



UNIVERSIDADE DA BEIRA INTERIOR

Faculdade de Engenharia

Departamento de Engenharia Civil e Arquitectura

DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES POR ESTACAS
SUJEITAS A ESFORÇOS VERTICAIS, A PARTIR DA INTER-
ACÇÃO MACIÇO-ESTACA

JORGE PAULO SIMÕES ROSÁRIO

Dissertação apresentada para obtenção
do Grau de Mestre em Engenharia Civil

Covilhã Agosto 2009

“Realizar fundações por estacas é uma forma de arte e ciência, a arte está na escolha do tipo de estaca mais adequado para a obra em questão, quanto à ciência, possibilita que o engenheiro antecipe o comportamento das estacas depois de instaladas no terreno e sujeitas ao carregamento exigido.” – M. J. Tomlinson, 1977.

Agradecimentos

O autor da presente dissertação deseja agradecer a todas as entidades e pessoas que de alguma forma ajudaram o desenvolvimento deste trabalho, nomeadamente:

- ao orientador desta dissertação, Professor Doutor Engenheiro Luís Manuel Ferreira Gomes, que de uma forma incansável e com grande empenho contribuiu não só para a realização deste trabalho com o devido rigor científico, mas também com a preocupação constante em acompanhar o autor pedagogicamente de forma que o crescimento a resultar deste trabalho fosse ainda mais sólido e efectivo;
- ao Director Técnico da RPS Consulting Engineers in Dublin, Ireland e antigo colega de trabalho, Wyatt Orsmond (NHD (Civil), MSc (Geotech), CEng MIEI) pelo apoio, preocupação, encorajamento e informações prestadas para o desenvolvimento deste trabalho, sem as quais esta dissertação seria irrealizável;
- à minha família, pelo apoio e preocupação no decorrer da realização deste trabalho, em particular aos meus irmãos Margarida e Luís e aos meus pais, Aurora e Francisco;
- aos meus amigos e antigos colegas na UBI por todo o apoio e disponibilidade para me ajudar em qualquer situação.

A todos eles o meu sincero e profundo agradecimento.

Índice Geral

Índice Geral.....	2
Índice Tabelas.....	3
Índice Figuras.....	4
Resumo.....	6
Abstract.....	7
Capítulo I - Introdução.....	8
1.1 Objectivos.....	9
1.2 Abordagem da problemática das fundações.....	9
1.3 Caso particular – Monumento aos Descobrimentos.....	11
1.4 Distinção entre fundação superficial e fundação profunda.....	12
1.5 Tipos de estacas e seus materiais.....	13
1.5.1 Estacas de Madeira.....	13
1.5.2 Estacas de Betão.....	15
1.5.3 Estacas Metálicas.....	19
1.5.3 Estacas Compostas.....	22
1.5.5 Estacas Especiais.....	22
1.5.6 Critérios de selecção e comparação.....	28
1.6 Elementos complementares sobre processos construtivos.....	29
1.6.1 Instalação de estacas cravadas.....	29
1.6.1 Instalação de estacas escavadas.....	31
i) Perfuração por trado contínuo oco.....	31
ii) Perfuração por vara kelly.....	32
Capítulo II – Aspectos elementares.....	35
2.1 Introdução.....	36
2.2 Parâmetros mecânicos dos maciços.....	37
2.2.1 Introdução.....	38
2.2.2 Solos granulares ou não coesivos.....	38
2.2.3 Solos coesivos ou finos.....	40
2.2.4 Maciços rochosos.....	44
2.3 Aspectos sobre segurança.....	45
Capítulo III – Dimensionamento de estacas.....	48
3.1 Métodos analíticos.....	49
3.1.1 Aspectos fundamentais.....	50
3.1.2 Grupos de estacas.....	53
3.1.3 Atrito negativo.....	55
3.1.4 Sujeitas a esforços axiais de tracção.....	56
3.2 Empíricos a partir de ensaios In Situ.....	57
3.2.1 A partir do ensaio de SPT.....	57
3.2.2 A partir do ensaio de CPT.....	59
3.2.3 A partir do ensaio de Pressiómetro.....	61
3.2.4 A partir da Resistência de cravação.....	62
3.3 Metodologia de acordo com o Eurocódigo 7.....	65
3.4 Dimensionamento de estacas em rocha.....	71
Capítulo IV – Ensaio de carga em estaca.....	77
4.1 Ensaio de compressão axial.....	78

4.1.1 Método teste de carga lento (SM test).....	79
4.1.2 Método teste de carga rápido (QM test).....	81
4.1.4 Método teste de carga de penetração constante (CRP test).....	82
4.1.4 Método Sueco – teste de carga cíclica (QM test).....	82
4.2 Ensaio de tracção axial.....	84
Capítulo V – Caso de Estudo.....	86
5.1 Introdução.....	88
5.2 Geometria do maciço e sua caracterização mecânica.....	88
5.3 Tipos de estacas preconizadas.....	89
5.4 Ensaio de carga.....	90
5.5 Capacidade de carga última a partir do ensaio.....	92
5.6 Capacidade de carga a partir do método clássico.....	94
5.7 Capacidade de carga a partir do Eurocódigo 7.....	96
5.8 Comparação da capacidade de carga a partir dos vários métodos... ..	98
Capítulo VI – Conclusões e perspectivas futuras.....	99
6.1 Conclusões.....	100
6.2 Perspectivas futuras.....	101
Bibliografia.....	102
Anexos.....	104

Índice Tabelas

Capítulo I

(Sem tabelas)

Capítulo II

Tabela 2.1 – Ângulo de atrito típico em areias secas	38
Tabela 2.2 – Ângulo de atrito típico em areias secas	38
Tabela 2.3 – Classificação da coesão não drenada C_u	40
Tabela 2.4 – Classificação coesão não drenada C_u	41
Tabela 2.5 - Valores da coesão solo-estaca para terrenos argilosos.....	42
Tabela 2.6 – Tabela identificadora dos graus de alteração das rochas.....	44
Tabela 2.7 – Valores característicos para cada grau de alteração.....	44
Tabela 2.8 – Factor de segurança para fundações directas.....	45
Tabela 2.9 – Coeficientes parciais de acordo com o Eurocódigo 7.....	46

Capítulo III

Tabela 3.1 – Valores de N_q para estacas cravadas e escavadas.....	52
Tabela 3.2 – Valores de K_s para estacas em solos granulares.....	53
Tabela 3.3 – Fórmulas usuais de cravação de estacas.....	64
Tabela 3.4 – Coeficientes de conversão para obtenção de R_{ck}	66

Tabela 3.5 – Coeficientes de conversão para obtenção de R_{cd}	66
Tabela 3.6 – Tensões de ponta e laterais admissíveis para estacas escavadas com encastramento em rocha.....	76
Tabela 3.7 – q_{ca} em rochas com descontinuidades.....	76

Capítulo IV

(Sem tabelas)

Capítulo IV

(Sem tabelas)

Capítulo VI

(Sem tabelas)

Índice Figuras

Capítulo I

Figura 1.1 – Danos provocados por assentamentos excessivos	10
Figura 1.2 – Monumento aos descobrimentos	11
Figura 1.3 – Hipóteses para fundação de um ponte	12
Figura 1.4 – Exemplo de cravação de estaca de madeira	14
Figura 1.5 – Exemplo de cravação de estaca de betão	16
Figura 1.6 – Exemplo de perfuração com vara kelly	17
Figura 1.7 – Exemplo de perfuração com trado contínuo oco	18
Figura 1.8 – Exemplo de introdução de armadura em estaca escavada	18
Figura 1.9 – Kit tremie desmontado	19
Figura 1.10 – Estacas metálicas de secção H cravadas	20
Figura 1.11 – Exemplos de cravação de estacas prancha	21
Figura 1.12 – Aplicabilidade de estacas pranchas sob cargas verticais	21
Figura 1.13 – Representação das etapas de Jet Grouting	23
Figura 1.14 – Trabalhos de Jet Grouting	24
Figura 1.15 – Estaca de Jet Grouting de grande diâmetro	25
Figura 1.16 – Sistemas de Jet Grouting	25
Figura 1.17 – Esquema de execução de estacas Franki	27
Figura 1.18 – Esquema dos diversos tipos de estacas	28
Figura 1.19 – Instalação de estacas pré fabricadas	30
Figura 1.20 – Instalação de estacas metálicas	30
Figura 1.21 – Execução de estacas por trado contínuo	31
Figura 1.22 – Máquinas perfurantes para estacas de grande diâmetro	32
Figura 1.23 – Perfuração kelly com uso de balde	33
Figura 1.24 – Detalhe de trados para perfuração kelly	33
Figura 1.25 – Detalhe de caroteiro para perfuração kelly	34

Capítulo II

Figura 2.1 – Índice Plasticidade vs Limite de Liquidez	37
Figura 2.2 – Correlação do q_c do CPT para o ângulo de atrito da areia	39

Figura 2.3 – Correlação do N_{SPT} para ângulo de atrito	39
Figura 2.4 – Aderência de estacas, c_u para c_{ua}	42
Figura 2.5 – Âbaco do LNEC	43

Capítulo III

Figura 3.1 – Padrões de rotura assumidos em fundações profundas	49
Figura 3.2 – Conceito das tensões suportadas por uma estaca quando sujeita a esforços de compressão axial seguindo o modelo de Terzaghi	50
Figura 3.3 – a) Factor de capacidade de carga N_c , para condições não drenadas e b) factor de capacidade de carga N_q	51
Figura 3.4 – Exemplo de laje de encabeçamento de um grupo de 15 estacas de grande diâmetro	54
Figura 3.5 a) e b) – Esquemas representativos de atrito lateral negativo	55
Figura 3.6 – Factor de capacidade de carga K_q , para dimensionamento de estacas por pressiómetro	61
Figura 3.7 – Atrito lateral último π_f através do limite de pressão P_L	62
Figura 3.8 a) e b) – Conceito básico por detrás das fórmulas do cravamento de estacas e modelo representativo para análise da equação da onda de esforços	64
Figura 3.9 – Exemplo de rotura por levantamento de um grupo de estacas	69
Figura 3.10 – Fundações por estacas em rocha	71
Figura 3.11 – Valores empíricos do coeficiente K_{sp}	74

Capítulo IV

Figura 4.1 – Exemplo de teste de carga em estaca de compressão axial com auxílio de ancoragens	79
Figura 4.2 – Esquema típico de aplicação de cargas - ensaio do tipo SM test	80
Figura 4.3 – Vários métodos de ensaios de carga em estaca ilustrados em gráfico carregamento – tempo	80
Figura 4.4 – Modos usuais para avaliação de capacidade de carga última	83
Figura 4.5 – Esquema de disposição do teste de carga de tracção axial	85

Capítulo V

Figura 5.1 – Mapa de localização da rodovia N1/A1	87
Figura 5.2 – Esquema representativo das condições do maciço que envolve a estaca em estudo	88
Figura 5.3 – Imagem representativa da maquinaria usada na cravação das estacas nesta obra	89
Figura 5.4 – Equipamento de medição usado no teste de carga em estaca	90
Figura 5.5 – Gráfico ilustrativo assentamentos/incremento da carga no tempo	91
Figura 5.6 – Gráfico carga - assentamento	92
Figura 5.7 – Linha de tendência dos resultados com extrapolação	93
Figura 5.8 – Esquema representativo das forças de actuantes na estaca	94

Capítulo VI

(Sem figuras)

Resumo

O trabalho apresenta uma abordagem inicial da problemática das fundações com situações particulares, mostrando da importância das estacas em obras de engenharia. Apresentam-se aspectos teóricos fundamentais para a compreensão do dimensionamento de fundações por estacas verticais, tendo em atenção os parâmetros de resistência dos maciços naturais (solos e rochas). Apresentam-se também os vários métodos analíticos, empíricos e experimentais no dimensionamento de estacas sujeitas a esforços axiais, considerando as metodologias clássicas e a proposta pelo Eurocódigo 7. Mais à frente são expostos os resultados de ensaios de carga resultantes do acompanhamento em obra de estacas devidamente monitorizadas e apresenta-se a discussão sobre os resultados obtidos experimentalmente, comparando-os com os resultantes das aplicações a partir dos métodos explanados, e por fim, apresentam-se algumas conclusões e consequentes recomendações.

Palavras Chave:

Métodos de execução de estacas

Parâmetros de resistência dos maciços

Estaca solicitada axialmente

Métodos de dimensionamento de estacas

Ensaio de carga em estaca

Abstract

This work begins with an initial approach of the foundations problematic and are presented some specific cases that show the importance of piles as an important foundation alternative and in some cases the most effective option. It is discussed the theoretical basics for the knowledge of the foundations design by piles under vertical loads, being ware of the strength resistance of the soils and rock bedded materials. It is presented as well the several design methods, analytic, empiric and the experimental, considering piles under vertical loads, the methodology proposed on Eurocode 7 is considered also highlighted on this work and reviewed for better understanding.

Results from pile load tests are them presented, and compared with the values that where obtained by the preliminary design, them some conclusions are taken and recommendations are made.

Key Words:

Pile installation methods

Underground resistance parameters

Axial loads on pile

Pile design methods

Pile load tests

CAPÍTULO I

1. INTRODUÇÃO

1.1 Objectivos

A presente tese tem dois principais grandes objectivos:

. Apresentar aspectos didácticos técnico-científicos das várias metodologias de construção de fundações profundas por estacas, tendo em atenção os vários materiais e processos construtivos inerentes a cada tipo de estaca;

. Apresentar as principais metodologias de dimensionamento de estacas sujeitas a esforços verticais, sendo que se procura ainda estabelecer uma relação entre os resultados do dimensionamento por métodos analíticos e o resultado obtido através de ensaios de carga em estaca.

1.2 Abordagem da problemática das fundações

As fundações por estacas têm sido usadas desde os tempos pré-históricos, os povos neolíticos da região da Suíça cravavam estacas de madeira em terrenos moles nas zonas de lagos pouco profundos há 12000 anos atrás, erguendo aí as suas habitações (Sowers, 1979 citado por Prakarsh e Sharma, 1989). Veneza também foi construída sobre estacas no delta aluvionar do rio Pó para proteger o povo italiano das invasões das civilizações da Europa de Leste e para manter um domínio territorial sobre o mar Adriático que influenciava directamente a prosperidade dos povos ao seu redor.

Hoje em dia as estacas têm a mesma finalidade que no passado, transferindo as cargas que não se conseguem transmitir com fundações superficiais em profundidades onde o suporte a essas cargas se torna adequado. Quando essa transmissão de cargas não é bem sucedida surge um de dois problemas; um de resultado a curto prazo pela insuficiência de capacidade de carga do solo onde a fundação está assente com conseqüente rotura e colapso da estrutura; outro de efeito médio–longo prazo resultante de assentamentos excessivos no solo de fundação que resulta em deformações na estruturas visíveis em fendas e rachadelas que podem ir desde:

- danos a nível de estética da edificação, claramente visíveis em rebocos de paredes exteriores e/ou paredes de alvenaria;

- danos a nível da utilização da edificação, interferindo com a função para a qual a estrutura foi idealizada, por exemplo, engrenagens e outro equipamento sensível podem deixar de funcionar correctamente, bombas e compressores podem ficar inutilizados, e equipamento de detecção como radares pode perder precisão;

- danos estruturais que pela quantidade excessiva de assentamentos que é imposta pelas cargas da estrutura, esta sofre danos que pela sua grandeza e interferência directa no esqueleto da estrutura põem em causa a sua estabilidade.

Na Figura 1.1, a título de exemplo, apresentam-se dois casos ilustrativos de danos provocados pela quantidade excessiva de assentamentos diferenciais.

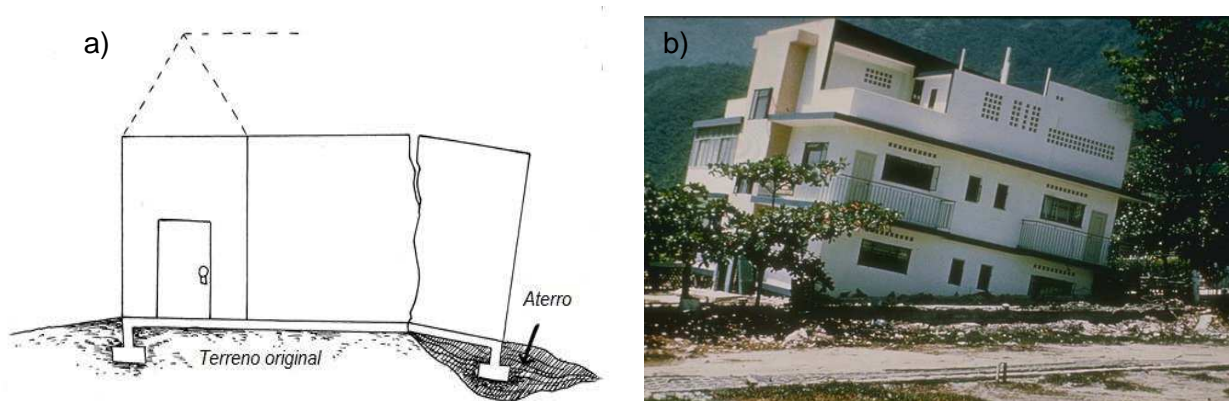


Fig.1.1 - Exemplo ilustrativo em a) de danos estruturais provocados pela quantidade excessiva de assentamentos diferenciais e em b) assentamentos de assentamentos diferenciais provocados pela ocorrência de um sismo de magnitude 6,6 em Caracas (Smate, 2009).

1.3 Caso particular – Monumento aos Descobrimentos

O monumento aos descobrimentos situado na Praça do Império, freguesia de Belém em Lisboa (Fig.1.2), foi erguido para homenagear os elementos envolvidos no processo dos Descobrimentos Marítimos Portugueses, localizado na margem norte do rio Tejo, foi de autoria do Arquitecto Cotinelli Telmo e pelo escultor Leopoldo de Almeida (Infopédia Porto Editora, 2009).

Foi erguido a título precário, em gesso, por altura da Exposição do Mundo Português em 1940. Mais tarde em 1960, por ocasião das Comemorações do 5.º Centenário da Morte do Infante D. Henrique, o monumento é reerguido em betão armado e pedra rosal de Leiria.

O Padrão apresenta as seguintes dimensões: altura acima do terreno 50m; 20m de largura; comprimento 46m; área de ocupação 695m² e profundidade média das estacas de fundação 20m. Estacas executadas pelo método Franki, método apresentado mais adiante neste trabalho.



Fig. 1.2 – Monumento aos Descobrimentos Marítimos Portugueses, construído sobre fundações do tipo estacas (flickr, 2009).

1.4 Distinção entre fundação superficial e fundação profunda

A necessidade de execução de uma fundação profunda surge quando as soluções de fundação superficial, em geral mais simples e económicas, tiverem que ser postas de parte, devido à insuficiente capacidade de carga dos terrenos superficiais para a estrutura que se pretende fundar, ou também como já se referiu, quando os terrenos superficiais sem entrarem em rotura permitem assentamentos excessivos e incompatíveis com a estrutura.

Não existe uma separação rígida entre fundação superficial e profunda, no entanto (Coelho, 1996) admite-se que a fundação superficial terá uma relação $D/B < 4$ (Fig.1.3), onde D é a profundidade e B é a largura da fundação) e para fundações profundas (estacas) tem-se $D/B \geq 10$, sendo o intervalo intermédio para fundações semiprofundas como o caso de Pegões. Folque (2007) refere que a definição de uma fundação profunda assenta no modo de transmissão das cargas, uma vez que as fundações profundas transmitem esses esforços lateralmente, pela aderência do maciço-fuste da estaca e de ponta, podendo a formação atingida pela ponta da estaca ser tão resistente que a contribuição lateral seja pequena, ou vice versa, mas por norma ambas estas duas parcelas estão presentes e devem ser consideradas.

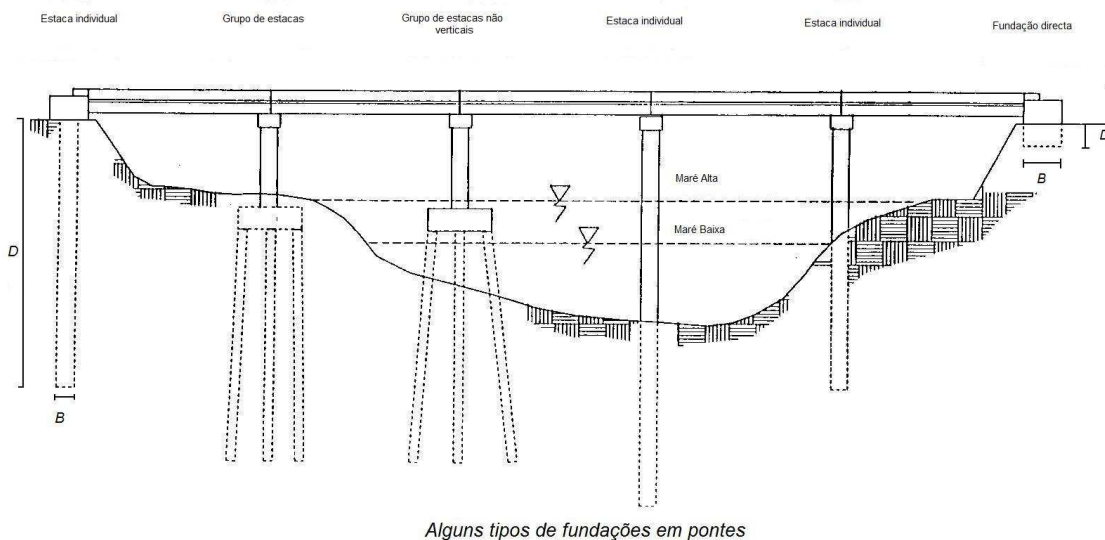


Fig. 1.3 – Hipóteses para solução de fundação de uma ponte (adaptado de US Department of Transportation, 2009).

1.5 Tipos de estacas e seus materiais

Na prática da Engenharia de Fundações aparecem vários tipos de estacas, assim como as suas denominações quer na literatura técnica quer na literatura do empreiteiro. Assim, o critério usado neste trabalho baseia-se na classificação do sistema, vantagens e desvantagens de cada tipo de estaca, propriedades do material da estaca e as suas especificações de uso.

Essa classificação é referente a cinco critérios chave:

- material que é feito a estaca,
- método na qual é fabricada a estaca,
- grandeza da perturbação do terreno aquando a construção/instalação da estaca,
- método construtivo da estaca, e
- método de transferência das cargas.

1.5.1 Estacas de madeira

As estacas de madeira são de todas, as que têm de longe uma aplicação mais antiga, suportando cargas estruturais mesmo antes de qualquer registo histórico. Estas são de fácil construção (Fig.1.4) e com condições ambientais favoráveis; podem durar em condições de desempenhar o seu papel, períodos de tempo bastante apreciáveis.

As estacas de madeira podem ser aplicadas com a dimensão natural de um normal tronco circular ou sendo cortadas de secção quadrangular, sendo que as cortadas podem resultar numa perda da sua durabilidade funcional uma vez que no processo de corte é retirada a capa exterior do tronco que absorve melhor os conservantes dados no seu tratamento.

Estas estacas têm o seu melhor desempenho em solos granulares, com uma componente considerável na resistência lateral. Como se compreende a aplicação deste tipo de estacas não é executável através do cravamento em solos que oferecem alguma resistência, uma vez que poderiam ser danificadas; assim sendo, geralmente não se recomenda a sua aplicação em seixos ou solos residuais de considerável densidade ou ainda como estacas que assentem directamente em rocha.

Os comprimentos mais usuais para estacas de madeira variam entre os 6 e os 18 metros, com diâmetros de 0,15 a 0,40 metros, sendo estas as medidas gerais de troncos de madeira disponíveis na natureza. Os valores de capacidade de carga para estas estacas variam de 89kN a 441kN, sendo que geralmente a carga é limitada a 267kN (Peck, et al., 1974).

As estacas de madeira devem ser o mais geometricamente regulares possíveis e sem grandes nódulos e/ou farpas, devendo se retirar também completamente a sua casca de modo a poder apresentar uma melhoria significativa da resistência lateral.

A deterioração das estacas em madeira é causada por um ou a combinação de dois factores, que são principalmente fungos e ataques de insectos; os fungos precisam de humidade, ar e temperatura favorável, um problema de resolução directa caso se consiga manter a madeira todo o tempo submersa ou sempre seca. As estacas de madeira têm uma longevidade de utilização considerável caso estejam permanentemente abaixo do nível freático e tenham sido previamente tratadas com Creosoto ou outros óleos conservantes e também alguns sais de tratamento para uma melhor conservação das propriedades da madeira, acrescentando sensivelmente 40 anos à durabilidade. É de referir que aquando sujeitas a temperaturas elevadas durante um período longo de tempo, é provável que estas percam resistência, e daí desaconselha-se a implementação deste tipo de fundação a estruturas que tenham fornos ou câmaras térmicas.



Fig. 1.4 - Representação típica de cravação de estacas de madeira (garbarinoconstruction, 2009).

1.5.2 Estacas de betão

Existem várias maneiras de organizar as estacas de betão, dependendo das técnicas de construção, equipamento e material usado na sua construção, assim como das propriedades estruturais.

As estacas de betão podem ser classificadas sob três categorias principais:

- estacas pré-fabricadas,
- estacas moldadas, e
- estacas de compósitos.

As estacas pré-fabricadas, podem depois ser ainda divididas em estacas de betão armado e betão pré-esforçado. As estacas de betão pré-esforçado podem ainda ser pré-tencionadas ou pós-tencionadas. As estacas de betão armado podem ser armadas depois da estaca estar preenchida pelo betão (caso das estacas elaboradas com trado contínuo) ou podem ser armadas antes de ser colocado o betão (caso das escavadas recorrendo a fluidos de estabilização, ex. bentonite ou polímeros).

As *estacas pré-fabricadas* são normalmente cravadas in-situ (Fig.1.5), estando disponíveis em secções de vários formatos, como circular, quadrada ou octogonal, podendo estas apresentar secções ocas para reduzir o seu peso próprio. Este tipo de estacas tem que ser dimensionado de modo que para além de ter que suportar as cargas futuras que lhe irão ser aplicadas, tem também de estar dimensionada para suportar as cargas dinâmicas que lhe irão ser aplicadas aquando o seu cravamento. Tipicamente as estacas de betão armado pré-fabricadas suportam cargas na ordem dos 2670kN e podem ser reforçadas para maior resistência a esforços de flexão e tracção, sendo bastante favorável o seu uso em casos que se procure funcionar apenas por atrito lateral quando cravadas em solos granulares.

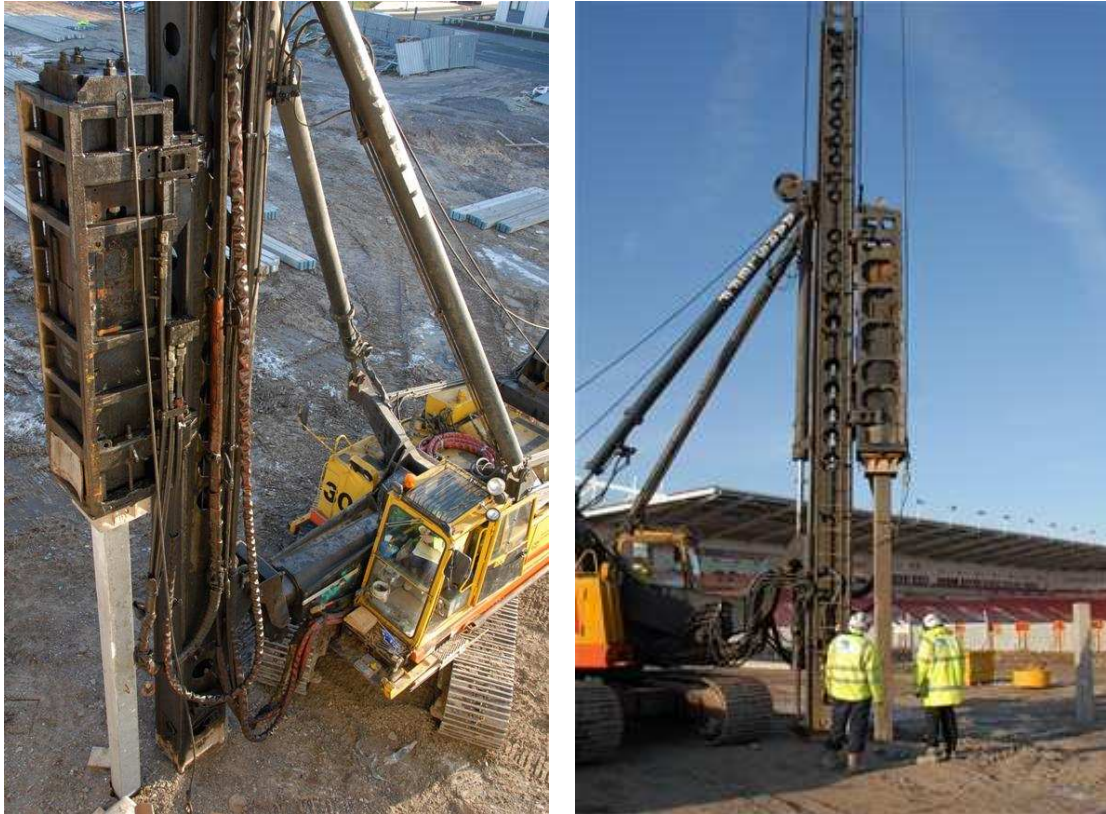


Fig. 1.5 - Exemplo de cravação de estaca pré fabricada de betão armado (Construction news, 2009).

As estacas de betão armado clássico, tipicamente medem de 12 a 15 metros de comprimento, sendo a capacidade de carga máxima aconselhável 33% da resistência do betão aos 28 dias (Prakash e Sharma, 1989).

As estacas pré-esforçadas são compostas com barras ou cabos pré-tencionados, substituindo assim o comum aço longitudinal presente nas estacas de betão armado clássico. As estacas pré-esforçadas podem ser pré-tencionadas ou pós-tencionadas, como anteriormente já foi referido, sendo a pré-tencionadas mais comuns em todo o comprimento da estaca, chegando estas a atingir comprimentos de 40 metros e as estacas pós-tencionadas mais usuais construir-se em secções para atingir o comprimento necessário da estaca se é requerida em projecto.

As estacas pré-esforçadas têm um bom desempenho em que as condições dos solos ou dos meios aquosos requeiram elevada capacidade de carga, grandes comprimentos de fundação e durabilidade, assim como mantém as possíveis fendas e fissuras fechadas, prevenindo deteriorações químicas no seu interior, uma vez que o betão está submetido a uma compressão constante. Podem ainda apresentar um peso próprio bastante menor que as de betão armado comum e uma menor susceptibilidade a sofrer danos na sua estrutura aquando do seu cravamento. Para estacas deste tipo com secção de $0,4 \text{ m}^2$ e de comprimento 49 metros tem-se uma capacidade de carga de 1558kN (Dugan e Freed, 1984 citado por Sharma et. al 1989) tendo estas sido cravadas em solos argilosos assentes em solo residual ou em rocha.

As estacas moldadas, são construídas essencialmente em três passos: escavação/perfuração; colocação de armaduras; e betonagem.

Escavação, recorrendo a camisas (tubos metálicos), perdidas ou recuperáveis para garantir a estabilidade da escavação ou recorrendo a fluidos estabilizantes como a bentonite ou polímeros e conseguida através da perfuração por:

- perfuração kelly (Fig.1.6), uma vara telescópica com várias secções (tipicamente 3 a 4) em que cada secção tem de 15 a 20 metros de comprimento, perfazendo um total para a profundidade máxima do furo de 40 a 70 metros e para diâmetros usualmente entre 1500mm a 2000mm.



Fig. 1.6 – Exemplo de perfuração Kelly (Soilmec, 2009)

- Perfuração a trado contínuo (Fig.1.7) é usualmente utilizado para estacas de menor dimensão comparando com a perfuração Kelly, com profundidades até 33m e diâmetros a varias de 400mm a 1400mm.



Fig. 1.7 Exemplo de perfuração trado contínuo oco (Soilmec, 2009).

- Colocação da armadura (Fig.1.8), esta pode ser introduzida por secções, sendo estas soldadas posteriormente, abrangendo assim qualquer comprimento requisitado pelo projectista.



Fig. 1.8 Exemplo da introdução da armadura em estaca de grande diâmetro (1800mm) escavada pelo método Kelly aquando dos trabalhos da ponte sobre o rio Ebro em Deltebre – Espanha (2009).

- Betonagem da escavação, pela utilização do comum chamado tubo tremie (Fig.1.9) por onde é introduzido o betão desde o fundo da escavação até ao topo.



Fig. 1.9 – Exemplos de um kit de tremie arrumado no seu suporte (2009).

De referir que na execução de estacas por trado contínuo o processo de betonagem é feito antes da colocação da armadura.

As estacas de compósitos são feitas pela junção de estacas de madeira ou metálicas com betão na sua periferia de modo a reduzir significativamente o risco de contacto e posterior deterioração por agentes abrasivos a esse material.

1.5.3 Estacas metálicas

As estacas metálicas geralmente de aço, são resistentes e fáceis de manusear; são capazes de suportar cargas elevadas e como se podem cortar ou soldar extensões para adquirir o comprimento desejável, são uma solução interessante para quando a profundidade do estrato a servir de fundação é variável.

Estas estacas têm perfis variados, como secções circulares, em H, quadrangulares, entre outros e podem ser cravadas no maciço com secção cheia ou oca, sendo as de secção oca mais fáceis de cravar uma vez que não oferecem tanta resistência de ponta, e com alguma facilidade atravessam estratos relativamente resistentes, como seixos e cascalho ou até mesmo rocha alterada.

Nos Estados Unidos da América as estacas de secção oca, são preenchidas com betão após a sua cravação, ficando assim com uma considerável rigidez; são relativamente económicas num intervalo de profundidades de 12 a 24 metros e conseguem suportar cargas na ordem dos 1115kN (Prakash e Sharma, 1989).

Este tipo de estacas pode ser usado como estaca flutuante (funcionando apenas por atrito lateral), como estaca de ponta (funcionando apenas pela resistência de ponta), em situações mistas e até mesmo como estacas encastradas no maciço. Têm um uso bastante favorável para obras marítimas onde o grande diâmetro dos tubos pode resistir às forças laterais em águas profundas.

As estacas metálicas de perfil H (Fig.1.10) são proveitosas para quando se deseja encastrar o perfil na rocha e em estratos de alta compacidade e de alta consistência, causando pequenas deformações no esqueleto do solo envolvente, sendo assim de penetração relativamente fácil mesmo em estratos de material mais denso, tendo uma capacidade de carga que pode variar entre 356kN e 1068kN, a profundidades de 12 a 30 metros (Prakash e Sharma, 1989).

O cuidado principal a ter nestas estacas, porque na altura da cravação a ponta da estaca pode sofrer danos que resultariam numa inferior resistência de ponta, será então o reforço das pontas inferiores com pontas de aço de alta resistência. Há que ter em conta ainda, por questão de durabilidade e eficiência da estaca, o meio em que se pretende implementar este tipo de solução, tendo em atenção se este é de alguma forma susceptível à ocorrência de oxidação na estaca, podendo-se recorrer a soluções com tratamentos de pinturas anti-oxidação (por exemplo em atmosferas corrosivas em obras marítimas) ou até encapsulamentos de betão.



Fig. 1.10 – Exemplos de estacas metálicas cravadas de perfil H (Web Sha Dax, 2009).

Um tipo de estacas metálicas muito típicas, são as clássicas estacas prancha (Fig.1.11 e Fig.1.12). Estas estacas têm como função principal, na sua comum utilização, a retenção e contenção de maciços, que, quer pelo baixo ângulo de atrito natural, quer pela elevada saturação de água, ou pelo dois em conjunto, em que o maciço em questão não apresenta estabilidade.



Fig. 1.11 – Exemplo de cravação de estacas prancha aquando o decorrer das obras de ponte sobre o Ebro em Deltebre – Espanha, a) panorama geral e b) pormenor da garra de cravação (2009).

As estacas pranchas são sobretudo usadas em escavações, taludes artificiais, obras fluviais e marítimas, contenções de resíduos resultantes de matérias perigosas e outras. Ainda assim devido às propriedades de resistência deste tipo de estacas podem-se usar associadas a diversas aplicações; tem-se registado o seu uso com intuito de suportar também cargas verticais impostas em paredes de silos subterrâneos (Fig. 1.12a), viadutos (Fig. 1.12b), passagens superiores com contenção de taludes e apoio da laje da ponte sobre a estacas (Fig. 1.12c), entre outras.

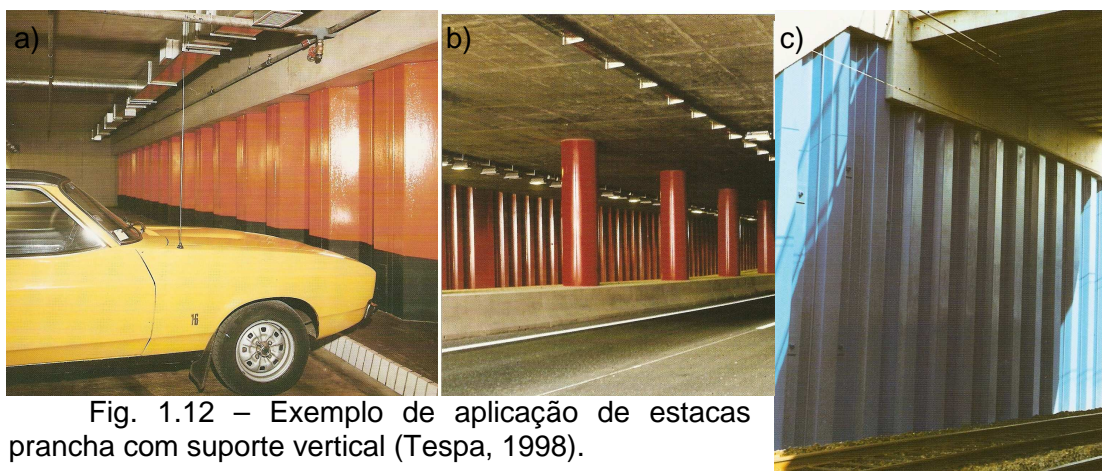


Fig. 1.12 – Exemplo de aplicação de estacas prancha com suporte vertical (Tespa, 1998).

1.5.4 Estacas Compostas

As estacas compostas resultam da junção de diferentes tipos de materiais na mesma estaca, de modo a que haja correspondência entre as diferentes propriedades desse material e as diferentes exigências físicas ou químicas do solo.

Por entre os vários tipos de estacas compostas, realça-se as compostas de madeira e betão, betão e aço e ainda de tubos de aço preenchidos com betão. Na situação das estacas formadas de betão e madeira, há alguma dificuldade em uniformizar a união destes dois materiais de modo que dê garantias de dimensionamento adequado, pelo que este modo de construção foi abandonado em alguns países.

No caso das estacas compostas de tubos metálicos preenchidos com betão, quando se revelem economicamente viáveis, considera-se uma solução de alta fiabilidade devido às sua elevada capacidade de carga.

1.5.5 Estacas especiais

a) *Jet Grouting*

O uso da técnica de *Jet Grouting* é relativamente recente, sendo registada pela primeira vez em minas de carvão nos Estados Unidos da América nos inícios dos anos 60. A sua evolução mais célere ocorreu nos anos 80 e 90 com o seu uso mais frequente no continente Europeu. Em Portugal tem-se aplicado em várias obras, como a ampliação da rede do metropolitano de Lisboa em 1994, em que se destaca o reforço da fundação da estação do Cais do Sodré, em consolidação das abóbadas da estação Baixa-Chiado, no reforço das fundações do Banco Nacional Ultramarino na baixa de Lisboa e na Ponte de Penacova sobre o rio Mondego também conhecida como Ponte José Luciano de Castro.

É uma técnica que na situação mais clássica do seu uso, se aplica na melhoria de solos por injeção realizada directamente no interior do maciço, mais vulgar em maciços terrosos. Também pode ser considerado como uma método alternativo de execução de estacas, considerando o diâmetro final equivalente da mistura injeção – terreno.

Esta técnica usa jactos de caldas com alta pressão e com grande velocidade (cerca de 250m/s) que aplicam a sua elevada energia cinética na desagregação da estrutura natural do maciço, a interacção dos jactos de calda de cimento com o maciço dão origem a um material de melhores características mecânicas do que o maciço inicial.

Esta técnica assenta nas seguintes etapas como se pode verificar na Fig. 1.13, de acordo com o seguinte:

- Etapa 1 consiste no avanço da vara de broca no sentido descendente à profundidade da coluna requerida.

- Etapa 2 consiste na mudança para o sistema de Jet Grouting, aplicando um jacto a alta pressão que por um processo de corte a estrutura inicial do solo é quebrada e as suas partículas são dispersas pela acção de um ou mais jactos de alta velocidade perpendiculares à vara de broca.

- Etapa 3 consiste na execução de um jacto de calda de cimento com uma vara rotativa e ascendente, cuidadosamente controlada, a mistura e substituição parcial é executada a partir inclusão da calda de cimento no esqueleto do maciço.

- Etapa 4 consiste na conclusão da coluna de *Jet Grouting*; esta é atingida quando a cimentação entre as partículas do maciço são aglutinados entre si pela acção auto endurecedora da calda, formando um corpo muito resistente que no seu todo, considerando um diâmetro equivalente, se pode analisar como uma estaca.

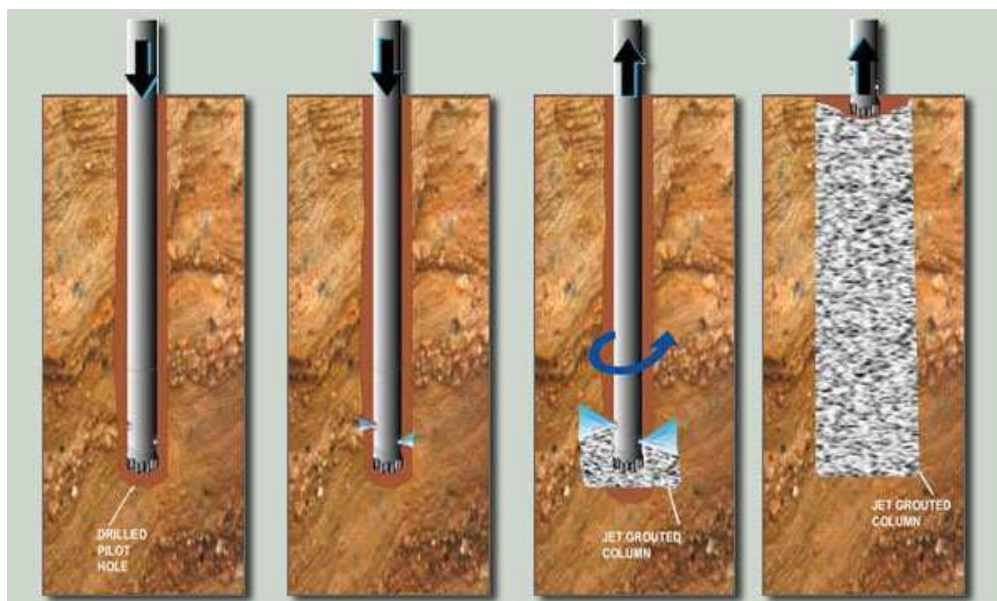


Fig. 1.13 – Representação das etapas da técnica de *Jet Grouting* (Layne Geo Construction, 2009).

A tecnologia de *Jet Grouting* opera com equipamentos de dimensões reduzidas, comparando com os habituais equipamentos usados em geotecnia, facilitando assim a aplicação desta técnica em espaços reduzidos; aquando da sua execução o nível de ruído produzido nas operações é também bastante reduzido; salienta-se ainda, que devido à versatilidade desta técnica é possível aplicá-la em qualquer direcção no maciço (Fig.1.14), quer horizontal, vertical ou em qualquer diagonal.



Fig. 1.14 a) e b) – Trabalhos de *Jet Grouting* (Soilmec, 2009).

Sobre limitações, as principais dificuldades são, evitar que a calda percole erraticamente o maciço através das discontinuidades e zonas permeáveis, levando a possíveis irregularidades horizontais, especialmente quando o maciço apresenta uma grande heterogeneidade, uma abrangência inferior à pretendida no tratamento devido à viscosidade do fluido injectado, e um grau de certeza relativo aquando a análise da região equivalente tratada que se reflecte no seu comportamento mecânico levando a uma eleva dispersão das suas características, nomeadamente a resistência à compressão.

Quando o processo funciona de um modo adequado, é possível atingir objectivos com qualidade, como é o caso do uso desta tecnologia na vertical em elementos isolados, podendo resultar estacas muito especiais e com características geométricas excepcionais, como se pode observar na Fig.1.15, em que se conseguiu atingir o diâmetro de 3.3 metros.



Fig. 1.15 - Estaca de *Jet-grouting* com 3,3m de diâmetro em Taiwan (CCP International, 1998).

Para se atingir elevada performance nas várias obras de engenharia civil, esta técnica tem tido francos avanços. Actualmente os sistemas de *Jet Grouting* subdividem-se, em três tipos (Fig.1.16). Estes são designados por:

Jet 1 – sistema de jacto simples, com emissão de apenas calda de cimento.

Jet 2 – sistema de jacto duplo, com emissão de calda de cimento e ar.

Jet 3 – sistema de jacto triplo, com emissão de calda de cimento logo após a injeção de ar e água.

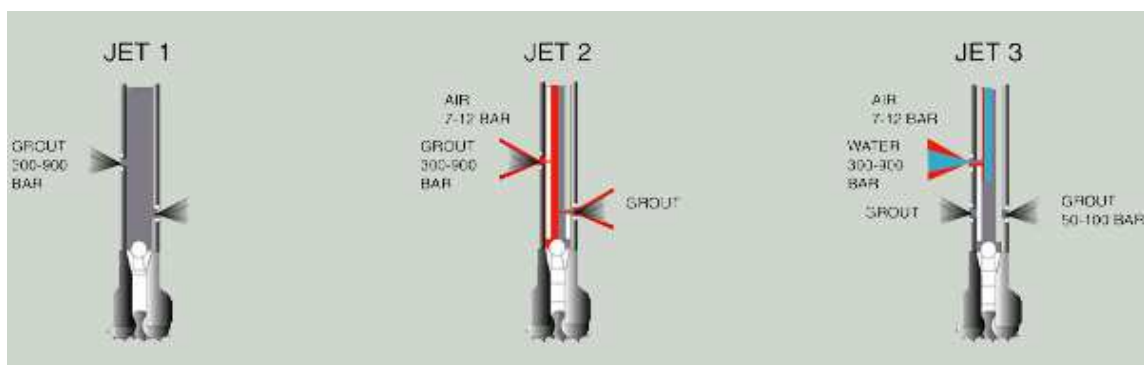


Fig. 1.16 – Sistemas de *Jet Grouting* (Geoconstruction, 2009).

No que respeita a aditivos, constata-se que a adição de bentonite à calda reduz os efeitos de drenagem em solos arenosos, reduzindo a permeabilidade, mas também

a sua resistência; a percentagem de bentonite normalmente usada em relação ao peso do cimento é na ordem de 1,5%. Outras substâncias podem ainda ser adicionadas à calda de cimento de modo a conseguir acelerar a sua presa.

A aplicação da técnica de *Jet Grouting* tem vindo a aumentar e mostra-se como uma boa solução nas obras de geotecnia, particularmente em áreas de forte densificação em população e/ou edificações; assim depois de ponderar os factores técnico-económicos, esta técnica pode ser aplicada em diversas áreas tais como, túneis, escavações, fundações e reforço de fundações, cortinas de estanquidade de barragens e também em consolidações de terrenos.

De modo a aferir as características previstas em projecto, como a resistência ao corte, resistência à compressão simples, deformabilidade e permeabilidade, e mais usualmente o diâmetro da estaca deve-se controlar a qualidade do produto final.

b) Estacas Franki

As estacas Franki, também chamadas de “pressure-injected footings” (pé injectado a pressão), foram originalmente desenvolvidas e patenteadas pela empresa *Franki Pile*, utilizando para a construção das mesmas equipamento especial. Nestas estacas uma camisa metálica obturada na ponta com betão, é inicialmente introduzida até uma profundidade desejada (Fig.1.17); depois, uma base alargada é formada pela introdução de um pilão que quebra o betão e o expulsa até o exterior da camisa metálica. O betão do obturador é bastante seco, ainda que, com água suficiente para a hidratação do betão, e sem nenhuma fluidez, chamado “zero-slump concrete”. Uma vez a base formada, a construção restante da estaca é feita por um processo semelhante, o betão continua a ser o mesmo que se utilizara na base e é também necessária a compactação até ao topo da estaca, sendo a camisa subida à medida que se processa este procedimento de modo que o betão seja pressionado contra as paredes da escavação (solo).

Estas estacas apresentam uma melhor aplicação para solos granulares, onde se atingem maiores resistências pela densificação do solo na envolvente da estaca e ainda porque em solos coesivos a compactação e alargamento do pé da estaca não é conseguido com muito êxito.

Usualmente as dimensões destas estacas variam de 6 a 18 metros de profundidade e de 300 a 600mm de diâmetro, tendo uma capacidade de carga a variar de 534 a 1068kN (Prakash e Sharma 1989).

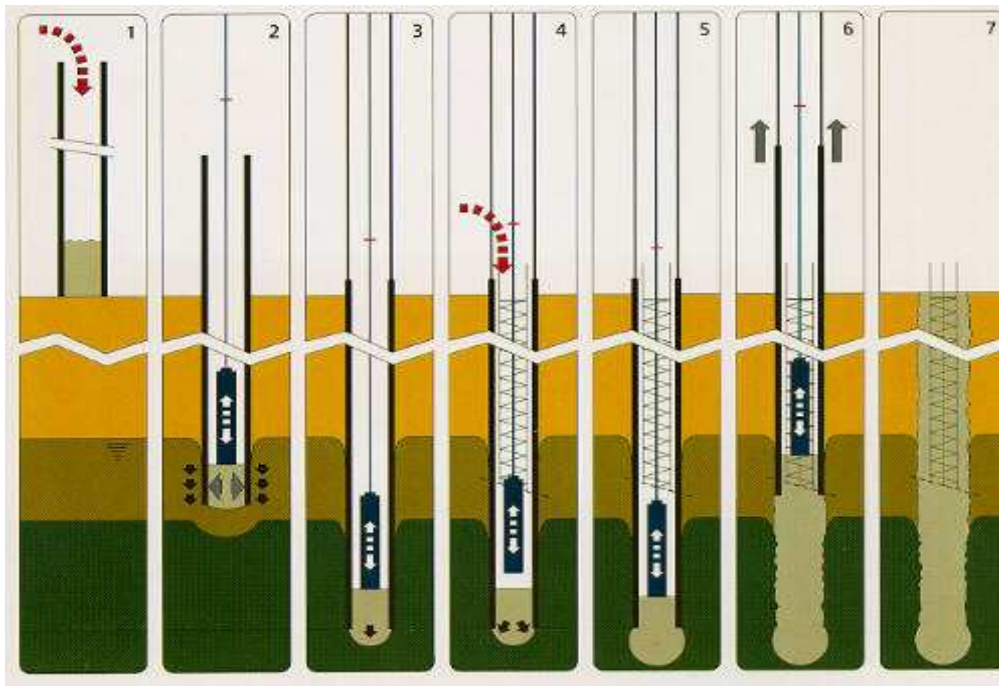


Fig. 1.17 - Esquema representativo da execução das estacas Franki (Franki, 2009).

1.5.6 Critérios de selecção e comparação

Como já foi visto nos parágrafos anteriores, existem vários tipos de estacas possíveis para garantir a fundação de uma construção; há assim, vários tipos de classificações ou de sistematização para as mesmas; a Fig.1.18 apresenta a generalidade dos vários tipos de estacas, organizadas função do “efeito na horizontal” resultante aquando da construção das mesmas.

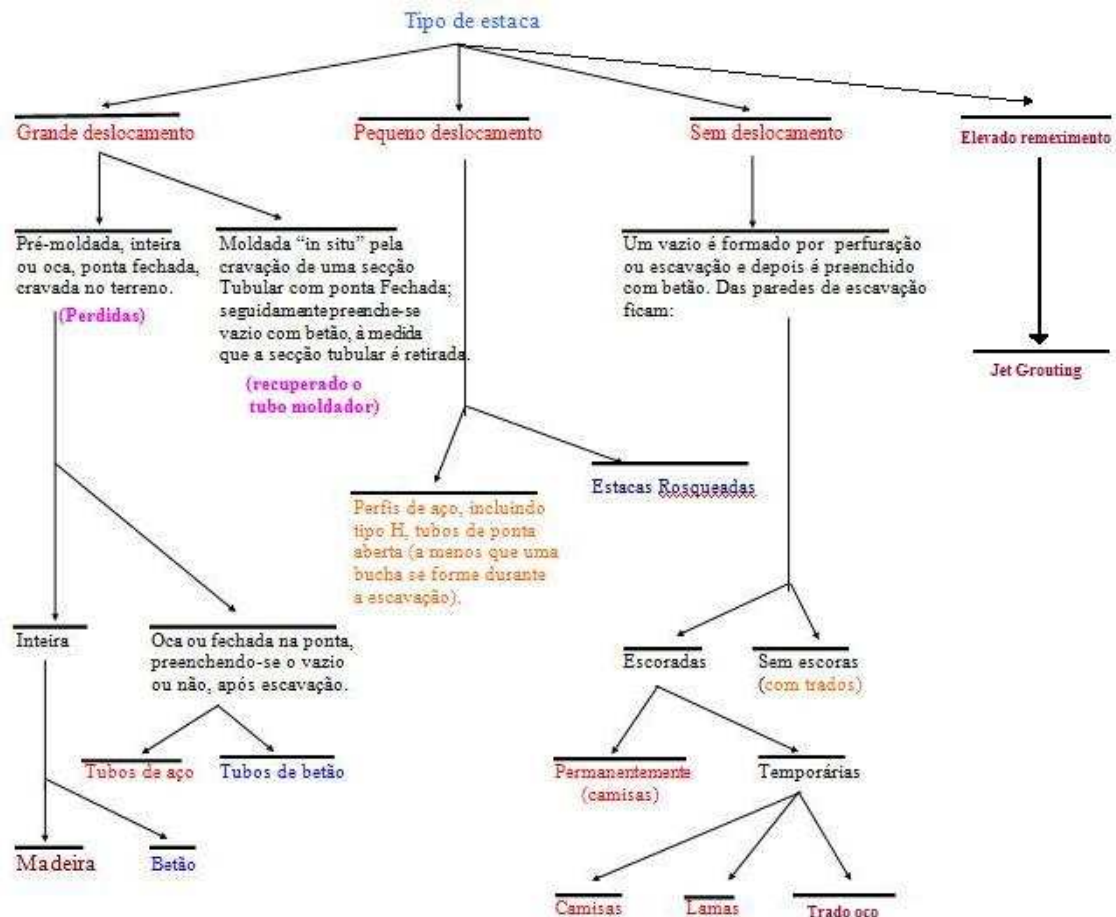


Fig. 1.18 – Organização dos tipos de estacas de acordo com o deslocamento na horizontal aquando da sua construção (a partir de Ferreira Gomes, 2007).

Um dos métodos vantagens e desvantagens das estacas irão controlar a escolha de um tipo particular de estaca para um projecto específico. A selecção final irá, como é obvio, contemplar as diferentes condições do solo e do nível freático, disponibilidade de um particular tipo de material, registo histórico da área a implementar o projecto, duração da obra, tipos de estruturas a suportar e custos globais da instalação total da fundação e não apenas do comparativo entre o custo unitário de cada estaca.

1.6 Elementos Complementares sobre Processos Construtivos

O processo de instalação e de inspecção de uma estaca é de menor controlo e esse controlo é de menor grau de certeza do que uma fundação superficial normal, devido às mudanças nos estratos do subsolo e condições que estes estão sujeitos a quanto à presença de água. Assim sendo é importante que os detalhes dos vários

equipamentos e as mais variadas implicações no seu processo construtivo seja bem conhecidas pelo engenheiro responsável pelo dimensionamento destas fundações.

Os dois principais métodos construtivos ou de instalação de estacas, são por cravamento e por escavação, tem-se então uma análise a ambos os métodos.

1.6.1 Instalação de estacas cravadas

As estacas cravadas podem ser instaladas por dois processos construtivos diferentes, através do impacto de um martelo ou através de uma cravação com um vibrador.

Para as estacas cravadas por impactos de um martelo, o critério de instalação é geralmente baseado numa resistência de penetração para uma dada energia de cravação que pode ser estabelecida pela análise da equação da onda e/ou pela fórmula convencional para a cravação.

i) Instalação de estacas cravadas de madeira

As estacas de madeira não requerem cuidados especiais quanto aos esforços nas mesmas decorrentes do seu manuseamento. Ainda assim, requerem algumas precauções, como: proteger a cabeça e o pé da estacas com reforços metálicos, contra estragos que possam advir do seu processo de instalação; deve-se também ter em conta a velocidade das pancadas que o martelo irá efectuar na cabeça da estaca, não devendo este exceder uma energia por golpe equivalente a 1600 vezes o diâmetro (em centímetros) da estaca (CFEM, 1978) e ainda também na cravação se deverá verificar um avanço menor ou igual a 2 golpes por centímetro.

ii) Instalação de estacas cravadas de betão

Neste tipo de estacas os esforços de manuseamento já são consideráveis pelo que, se restringe o uso de estacas de betão de grande dimensão. Assim sendo, é necessário recorrer ao uso de juntas que façam a união entre tramos mais pequenos que unidos constituam a estaca com o comprimento final que se pretenda instalar. Estas juntas existem no mercado actual com uma grande variedade dependendo do seu fabricante e do construtor, sendo que podem ser soldadas, aparafusadas, de encaixe mecânico, de anel conector, de manga, pós tensionadas, entre outras; na Fig.1.19 são apresentadas algumas imagens como exemplo deste tipo de estacas.



Fig.1.19 – Elementos de instalação de estacas de betão armado, por tramos a) (Terratec, 1990) b) e c) (Centrum Paele A/S 1992).

iii) Instalação de estacas cravadas metálicas

Normalmente a instalação de estacas de aço, são de cravação relativamente fácil, excepto em casos de solos granulares de grandes densidades onde se verifica a presença significativa de cascalho, como seixos e calhaus, que obstruem o seu cravamento, provocando alguns danos na própria estaca, deverá então proteger-se a estaca contra estes danos sendo-lhe aplicada reforços de aço galvanizado no seu pé. Na Fig. 1.20 pode-se visualizar a cravação de alguns perfis metálicos.



Fig. 1.20 - Exemplos de instalação de estacas metálicas de secção oca e secção H (Agrafoundations, 2009).

1.6.2 Instalação de estacas escavadas

A instalação das estacas escavadas e o seu equipamento necessário, depende sobretudo do método construtivo a ser usado, pelo que existem principalmente dois que geralmente são bastante usuais: o método de escavação por trado contínuo oco e o método de escavação por kelly. Vários modelos destes dois métodos construtivos existem no mercado, dependendo da dimensão pretendida para a execução da estaca mas também do fabricante dos mesmos.

i) Perfuração por trado contínuo oco

Este método de realização de estacas por escavação, permite uma perfuração numa variada natureza de solos com a presença ou não de água no meio, em maciços terrosos coesivos ou granulares e até de maciços rochosos de fraca resistência à abrasão como os arenitos, siltitos, argilitos e algumas rochas carbonatadas (margas) entre outras.

Na fig. 1.21 apresenta-se uma estaca por trado contínuo oco, a ser construída, como exemplo, e ainda um esquema sobre o processo construtivo. Note-se que o próprio solo remexido ao redor do trado serve de entivação às paredes do furo.

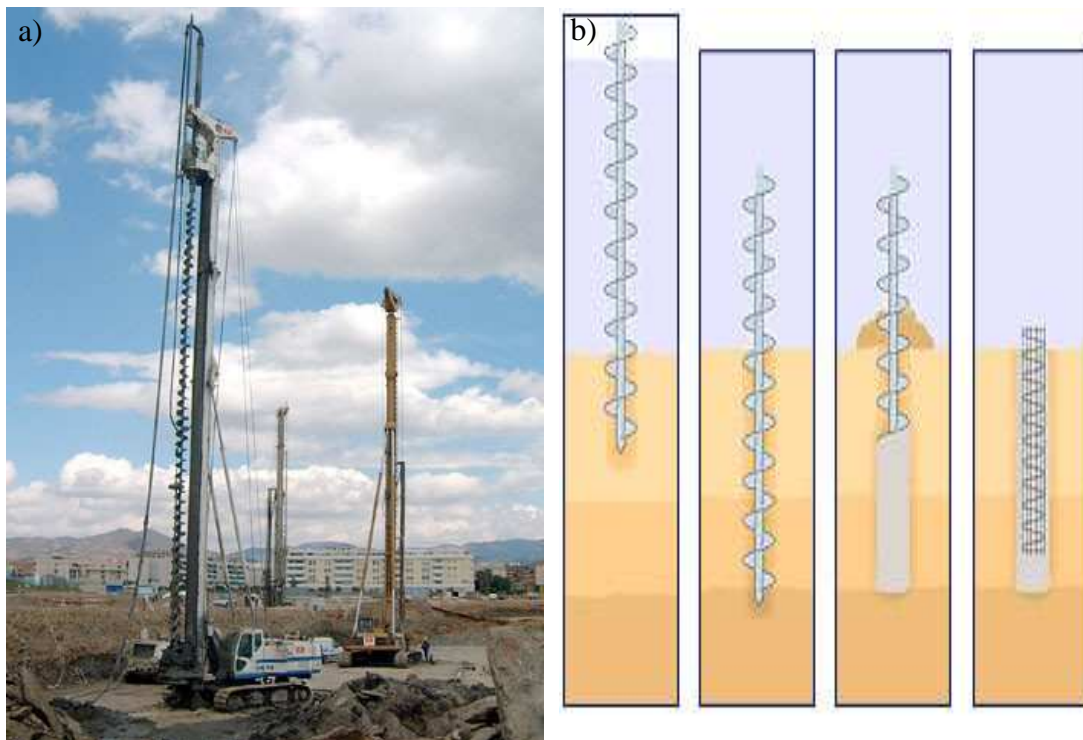


Fig. 1.21 - Exemplo de execução de estaca por trado contínuo: a) imagem em obra; b) esquema de execução (Soilmec, 2009).

Neste processo as vibrações são residuais aquando da execução da estaca, sendo o seu notável baixo ruído uma mais-valia no momento de escolher o método a utilizar em especial nos centros urbanos onde se deseja um impacto sonoro o mais reduzido possível.

É também uma boa solução quando a área de trabalho é adjacente a estruturas vizinhas, visto que a estaca é realizada sem que haja uma efectiva descompressão do solo envolvente, evitando assim problemas nas edificações vizinhas.

Como neste processo construtivo o betão é bombeado através do trado do fundo da estaca até ao topo, não é necessário qualquer fluído estabilizante. Note-se que neste processo, a armadura é colocada depois do betão, havendo necessidade de usar betões muito fluidos.

A gama de dimensões para a execução deste tipo de estacas varia de 400mm a 1400mm de diâmetro e de 25m a 33m de profundidade.

De referir que se pode usar o método de trado contínuo, sem que este seja oco, ou seja, de uma forma mais básica processa-se toda a execução da estaca e requer que o maciço ofereça algumas condições de estabilidade nas paredes de escavação, uma vez que após a escavação estar concluída, o trado é retirado ficando o “buraco” aberto até à introdução da armadura e betão.

ii) Perfuração por vara Kelly

Este tipo de sistema usa uma máquina (Fig.1.22) que atinge pesos operacionais até 115 toneladas, com torques até 360kN.m e potencias de motor que chegam aos 36kW, podendo atingir profundidades de escavação de 70m e diâmetros de perfuração geralmente desde 1000mm até 2500mm (LIEBHERR, 2009).

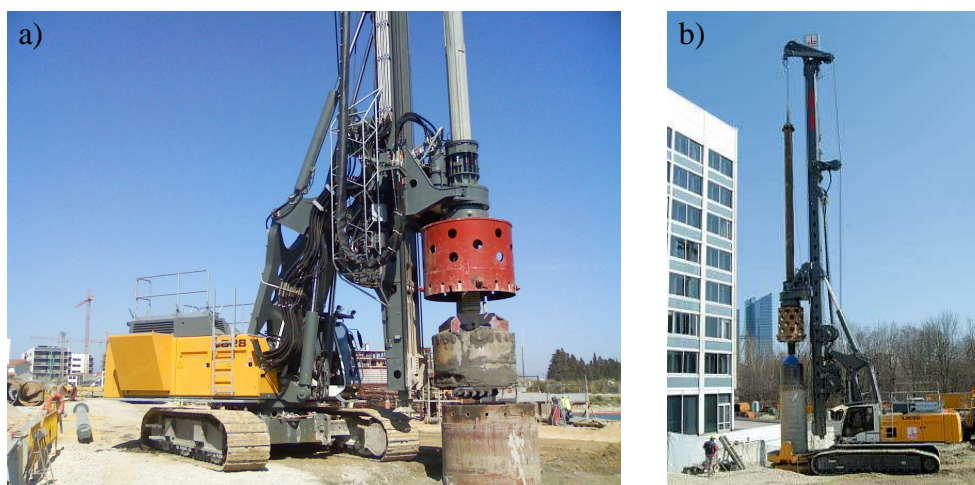


Fig. 1.22 – Exemplos de maquina perfurantes rotativas Modelos Liebherr, a) foto retirada na sequência dos trabalhos da ponte sobre o rio Ebro, Deltebre - Espanha (17/03/2009) e b) (Liebherr, 2009).

Para variados diâmetros de escavação e para variados naturezas de terrenos a escavar, temos então diferentes tipos de ferramenta para a vara (Kelly) e que se apresentam a seguir.

- Balde para terrenos menos abrasivos (Fig.1.23), como por exemplo solos brandos argilosos, siltosos e arenosos.

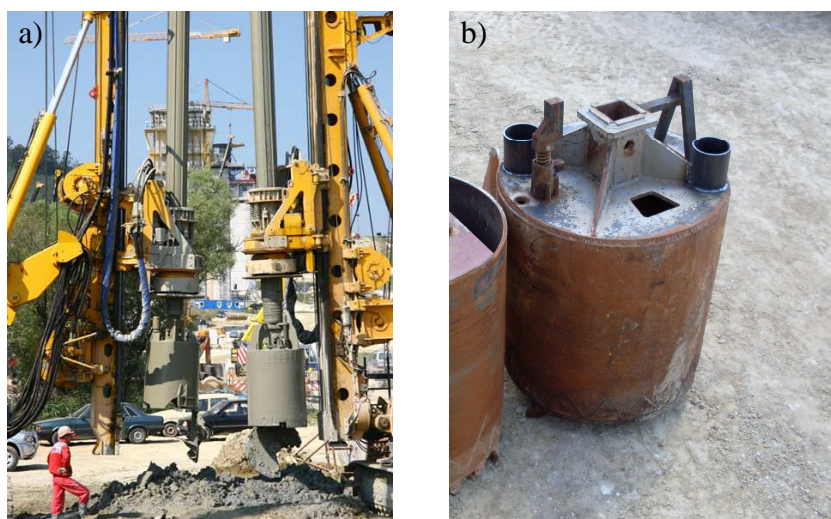


Fig. 1.23 – a) Exemplo de perfuração com balde (Bauer, 2009) e b) detalhe de um balde com dois respiradores para evitar efeito de sucção aquando o uso de fluidos estabilizantes, usado aquando das obras na linha férrea de alta velocidade Sevilha – Jerez de la Frontera - Espanha (2009).

- Trado ou hélice (Fig.1.24), geralmente para uso em solos abrasivos mais densos.



Fig. 1.24 – a) e b) Detalhe de trados de diâmetros 1000mm e 1500mm aquando das obras da linha de alta velocidade Sevilha – Jerez de la Frontera – Espanha (2009) e do túnel “cut and cover” Bilbao - Espanha (2009) respectivamente.

- Caroteiro (Fig.1.25) é sobretudo usado para avançar através de solos muito compactos e abrasivos com material de grande granulometria e rocha. É uma ferramenta cilíndrica oca e com o diâmetro a variar conforme a necessidade que se pretenda; na sua parte inferior e ao largo do seu perímetro apresenta uma sequência de dentes metálicos com pontas em tungsténio (volfrâmio), um metal bastante denso e duro que dificilmente oxida.

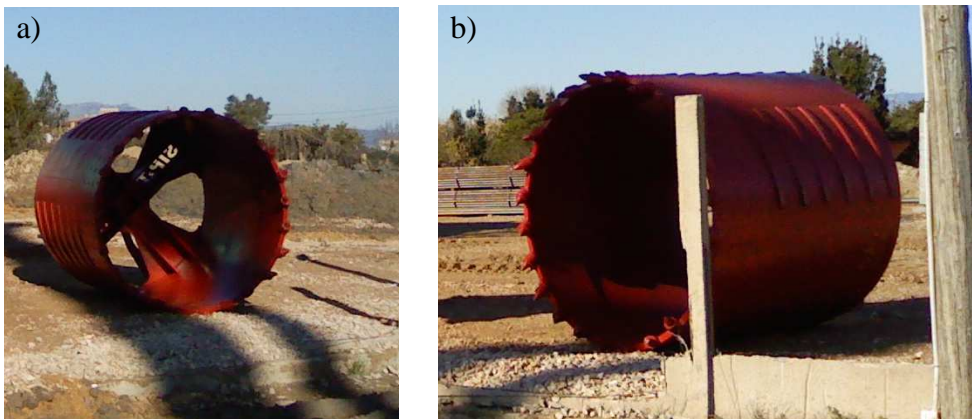


Fig. 1.25 – Detalhe de Caroteiro de 1800mm de diâmetro usado aquando da obras da ponte sobre o Ebro em Deltebre - Espanha (2009).

CAPITULO II

2. ASPECTOS ELEMENTARES PARA O DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES

2.1 Introdução

Neste capítulo apresentam-se os elementos básicos para dimensionar fundações, nomeadamente aqueles que resultam dos métodos de prospecção geotécnica e os parâmetros dos solos e rochas que são requeridos no dimensionamento de estacas. A partir da investigação *in-situ* e laboratorial obtêm-se resultados que são usados para o dimensionamento das estacas, podendo-se ainda correlacionar esses parâmetros com outros, de modo a se obter outras propriedades do maciço que não sejam dadas directamente dos ensaios realizados.

Os parâmetros mais importantes em maciços terrosos no dimensionamento de uma fundação e mais concretamente de uma estaca são os parâmetros de resistência ao corte, ou seja, a coesão não drenada (c_u) para solos coesivos e o ângulo de atrito (ϕ) para solos não coesivos.

Aqueles parâmetros podem ser obtidos, quer laboratorialmente através de ensaios minuciosos (triaxiais, corte directo, van test, ring shear e outros), quer a partir de ensaios *in situ* usando de seguida correlações estabelecidas entre os seus resultados e os referidos parâmetros de resistência.

Os ensaios *in situ* em solos mais usuais em engenharia de fundações são:

- i) SPT (Standart Penetration Test),
- ii) CPT (Cone Penetration Test), também chamado de cone Holandês,

Nos maciços rochosos um dos estudos mais adequados com aplicação nas fundações, são as sondagens à rotação com carotagem, em que além de se obterem índices sobre o grau de fracturação do maciço, obtêm-se carotes (cilindros de rocha) que podem ser submetidos em laboratório a ensaios de compressão uniaxial e obter a resistência à compressão simples (q_u).

Aspectos sobre metodologia dos referidos ensaios *in situ* em solos e estudos em maciços rochosos, podem ser observados em vários livros da literatura geotécnica como por exemplo Bowles (1988).

Nos itens seguintes serão apresentadas algumas relações empíricas ente aqueles parâmetros geotécnicos e os parâmetros de resistência vários tipos de solos e rocha.

2.2 Parâmetros mecânicos dos maciços

2.2.1 Introdução

A investigação geotécnica procura então reconhecer e avaliar os parâmetros do solo para o dimensionamento da fundação. Assim, primariamente, os maciços podem-se dividir em três grandes grupos:

- Solos Granulares, são aqueles em que genericamente mais de 50% das suas partículas, em peso, são retidas no peneiro nº 200 de malha 0,075mm; nestes solos incluem-se cascalhos e areias, sendo referidos genericamente como solos não coesivos; salienta-se que alguns solos arenosos, com apenas cerca de 30% de finos tem comportamento de solos coesivos, em especial quando os finos são de alta plasticidade.

- Solos Finos, são aqueles em que genericamente 50% do material, em peso, ou mais, passar pelo peneiro nº 200; nestes solos incluem-se siltes e argilas, de diferentes plasticidades (Fig. 2.1), ocorrendo muitas vezes em especial os de menor consistência associados a matéria orgânica (solos com sigla O na Fig. 2.1); estes solos são em geral referidos como coesivos.

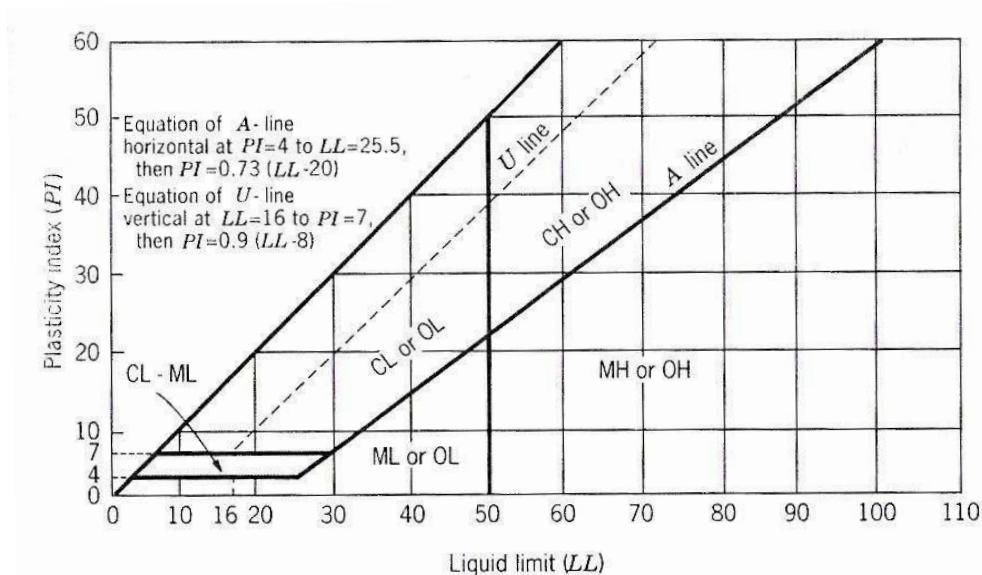


Fig. 2.1 - Índice Plasticidade (PI) vs Limite de Liquidez (LL) para classificação de solos finos e frações finas de solos granulares - Plasticity Chart, ASTM (1989, in Prakarsh e Sharma et. al 1989).

- Rochosos, que são aqueles maciços que não tendo características de solos, fazem parte do maciço; nestes as estacas transmitem as suas cargas a partir da ponta/base da estaca. Assim nestes maciços em especial é necessário saber a

resistência à compressão simples (q_u) e a caracterização da fracturação do maciço rochoso, sendo o RQD uma das classificações mais comumente usadas, sendo definido de acordo com o seguinte (ISRM (1978):

- O RQD, Rock Quality Designation (0-100%), corresponde à razão entre a “soma do comprimentos dos carotes com mais de 100 mm” e “o comprimento total da manobra de sondagem”; a classificação qualitativa apresentada a partir dos valores do RQD, é de acordo com:

<u>RQD (%)</u>	<u>Qualidade do maciço</u>
0 – 25	Muito pobre
25 – 50	Pobre
50 – 75	Fraca
75 – 90	Boa
90 – 100	Excelente

2.2.2 Solos Granulares ou não coesivos

Nos solos granulares o parâmetro de maior relevo é o ângulo de atrito do solo que irá ser afectado pela implementação da fundação. Na Tabela 2.1 e Tabela 2.2 apresenta-se a ordem de grandeza daquele parâmetro para vários tipos de solos arenosos. Na Fig. 2.2 e Fig. 2.3 apresentam-se relações muito usadas na literatura geotécnica, entre os parâmetros dos ensaios *in situ*, CPT e SPT, respectivamente e o ângulo de atrito.

Tabela 2.1 – Ângulo de atrito típico em areias secas, Terzaghi e Peck (1949).

	<i>Grãos redondos, uniforme</i>	<i>Grãos angulares, bem graduada</i>
Areias fofas	28,5°	34°
Areias compactas	35°	46°

Tabela 2.2 – Ângulo de atrito típico em areias secas, Mello e Teixeira (1960) em Barata (1984).

	<i>Areia fina</i>	<i>Areia média</i>	<i>Areia grossa</i>
Fofa	25°	30°	35°
Med ^{te} compacta	30°	35°	40°
Compacta	35°	40°	45°

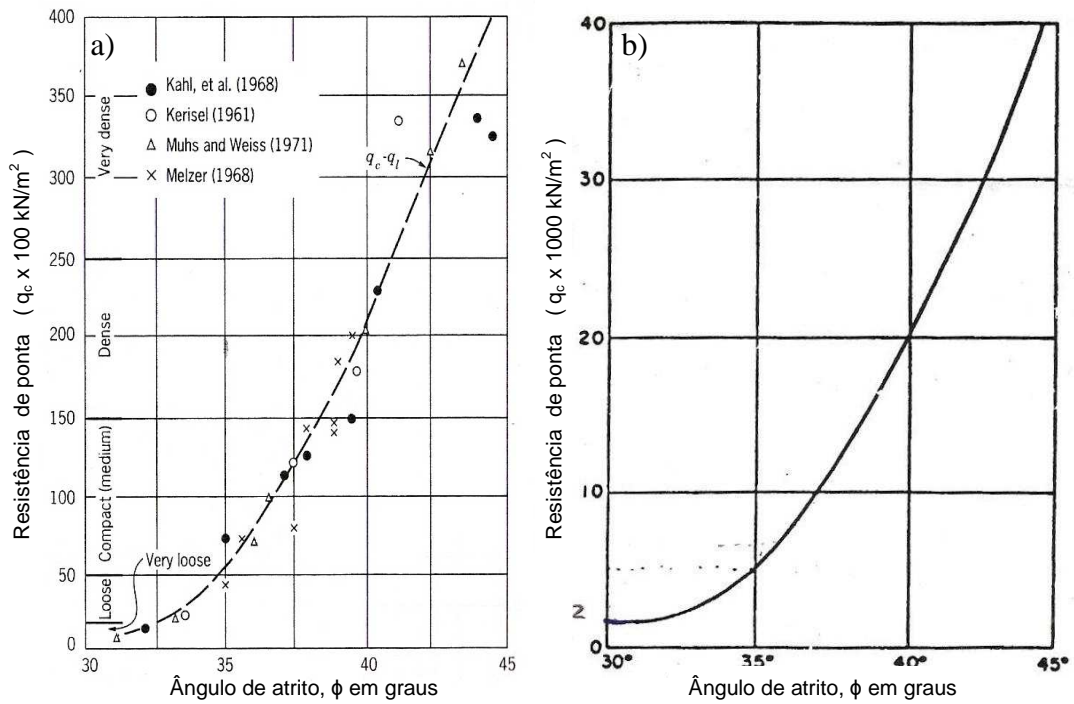


Fig. 2.2 – Relação entre a resistência de ponta (q_c) do CPT e o ângulo de atrito (ϕ) de areias (Meyerhof, 1976).

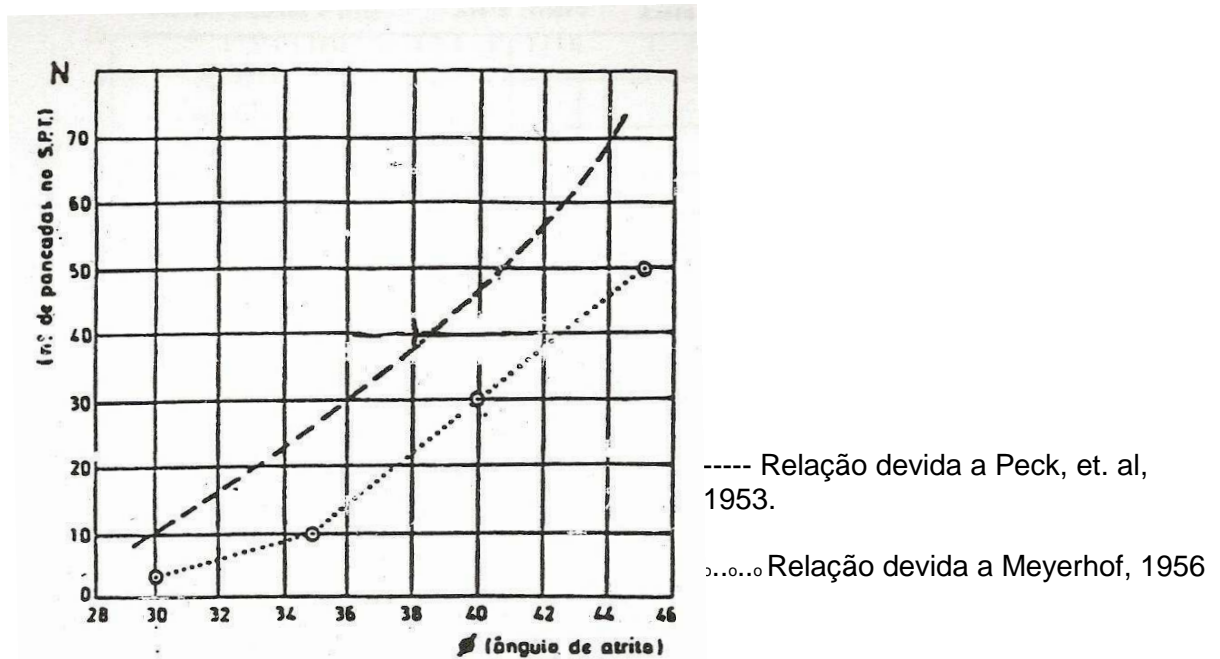


Fig. 2.3 – Relações entre N_{SPT} e o ângulo de atrito (in Ferreira Gomes, 2007).

2.2.3 Solos Coesivos ou finos

Em fundações propriamente ditas estes solos têm a particularidade de serem analisados tendo em conta a sua coesão não drenada (C_u), dado que o seu ângulo de atrito é aproximadamente zero devido ao solo argiloso saturado reagir como uma “situação rápida” quando á carregado pelos elementos de fundações e respectivas estruturas; assim, o valor de C_u ganha especial relevo na análise do comportamento mecânico deste tipo de maciços.

Por outro lado salienta-se que vários autores estudaram a influência da coesão no comportamento mecânico do solo, sendo que se considera na maior parte dos casos a coesão não drenada como parâmetro de análise, uma vez ser a situação mais desfavorável, estando assim do lado da segurança.

Nas tabelas 2.3 e 2.4 apresentam-se classificações de solos argilosos por diferentes autores, de acordo com os valores de C_u , sua consistência, e ainda algumas descrições em termos qualitativos para haver mais sensibilidade sobre as várias situações.

Tabela 2.3 – Classificação da coesão não drenada, C_u (Terzaghi e Peck , 1967).

<i>Consistência</i>	<i>Identificação expedida em campo</i>	<i>C_u (kPa)</i>
<i>Muito mole</i>	<i>Escapando-se entre os dedos a quando apertado na mão.</i>	<i><12</i>
<i>Mole</i>	<i>Facilmente moldado quando aplicada alguma pressão com os dedos.</i>	<i>12-25</i>
<i>Firme ou média</i>	<i>Moldado com forte pressão dos dedos.</i>	<i>25-50</i>
<i>Duros</i>	<i>Impressões marcadas pela pressão do polegar mas de penetração bastante difícil.</i>	<i>50-100</i>
<i>Muito duros</i>	<i>Marcada apenas pela unha.</i>	<i>100-200</i>
<i>Rijos</i>	<i>Difícilmente marcada por unha.</i>	<i>>200</i>

Tabela 2.4 – Classificação coesão não drenada, C_u (adaptado de Folque, 2007).

<i>Consistência</i>	<i>Identificação expedita de campo</i>	<i>C_u (kPa)</i>
<i>Muito moles</i>	<i>Fragmentos cortados de fresco são facilmente espremidos nas mãos.</i>	<i>15</i>
<i>Moles</i>	<i>Fragmentos facilmente moldáveis pelos dedos. Fácil remoção à pá.</i>	<i>15 a 25</i>
<i>Médios</i>	<i>Fragmentos moldáveis por pressão forte dos dedos. Remoção fácil com enxada.</i>	<i>25 a 49</i>
<i>Duros</i>	<i>Fragmentos muito dificilmente moldados pelos dedos. Remoção difícil com enxada.</i>	<i>49 a 98</i>
<i>Muito duros</i>	<i>Fragmentos não podem ser moldados pelos dedos. Remoção difícil com picareta.</i>	<i>98 a 196</i>
<i>Rijos</i>	<i>Remoção muito difícil com picareta.</i>	<i>196</i>

Folque (2007), refere que a resistência ao corte não drenada, C_u , pode ser tomada como metade da resistência à compressão simples, q_u . Esta situação é uma consequência directa da envolvente de rotura em ensaios triaxiais rápidos, incluindo o caso particular uniaxial (com tensão horizontal nula) ser uma horizontal, no sistema de eixos tensões normais *versus* tensões tangenciais.

Outra abordagem necessária à análise do comportamento mecânico solo – estaca será a estimação da aderência lateral no fuste da estaca que se irá verificar, essa aderência também designada por coesão solo–estaca, é provavelmente um factor complexo de obter, uma vez que depende da natureza do terreno de fundação quanto à sua consistência, o método de instalação da estaca (escavada, cravada, etc...), o tipo de material da estaca (madeira, betão, metal, etc...) e o tempo que demora a construção da estaca. Uma estimação mais aproximada da coesão solo-estaca pode só ser obtida através de ensaios de carga em estaca a escala real; ainda assim os valores aconselhados por Tomlinson (1977), também recomendados por Terzaghi e Peck (1967), variam entre $0,6C_u$ para estacas de faces planas escavadas a seco e $0,15C_u$ para estacas Franki ou em sino furadas com auxílio de lamas bentoníticas Na Tabela 2.5, apresentam-se alguns valores daquele parâmetro segundo o primeiro autor, para diferentes solos argilosos e em vários tipos de estacas).

Tabela 2.5 - Valores da coesão solo-estaca para terrenos argilosos (Tomlinson,1977).

<i>Cu da argila (kPa)</i>	<i>Material da estaca</i>	<i>Coesão lateral unitária c_{ua} em argilas kPa</i>
0-75	Betão, aço, madeira	0-35
75-150	Betão, aço, madeira	35-50
150-300	Betão e madeira	50-65
	Aço	50-65
>300	Betão e madeira	65
	Aço	60

A aderência lateral c_{ua} , com anteriormente visto, é afectado pelo processo construtivo e também pela estrutura da argila e seu grau de fissuração. Folque (2007) recomenda por isso adoptar C_u como o mínimo valor determinado em testemunhos e com um máximo de 100 kN/m^2 para o valor de c_{ua} como mostra a Fig.2.4. A experiência tem mostrado que se pode tomar c_{ua} com valor de 0,3 a 0,4 C_u para estacas moldadas em solos com $C_u > 100 \text{ kN/m}^2$.

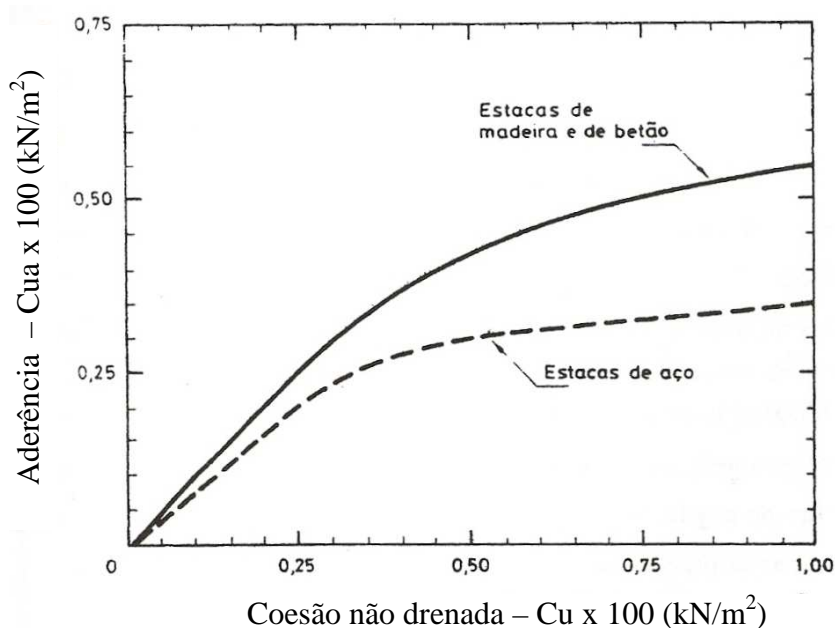


Fig. 2.4 – Aderência de solo-estaca, C_{ua} , versus coesão não drenada, C_u para (Folque, 2007).

Com intuito de se apresentar neste trabalho correlações de autores portugueses, numa atitude de complementaridade em relação ao anteriormente apresentado, inclui-se o ábaco da Fig. 2.5, que relaciona as características de resistência ao corte e de deformabilidade das areias e argilas, em função dos resultados dos ensaios SPT e CPT.

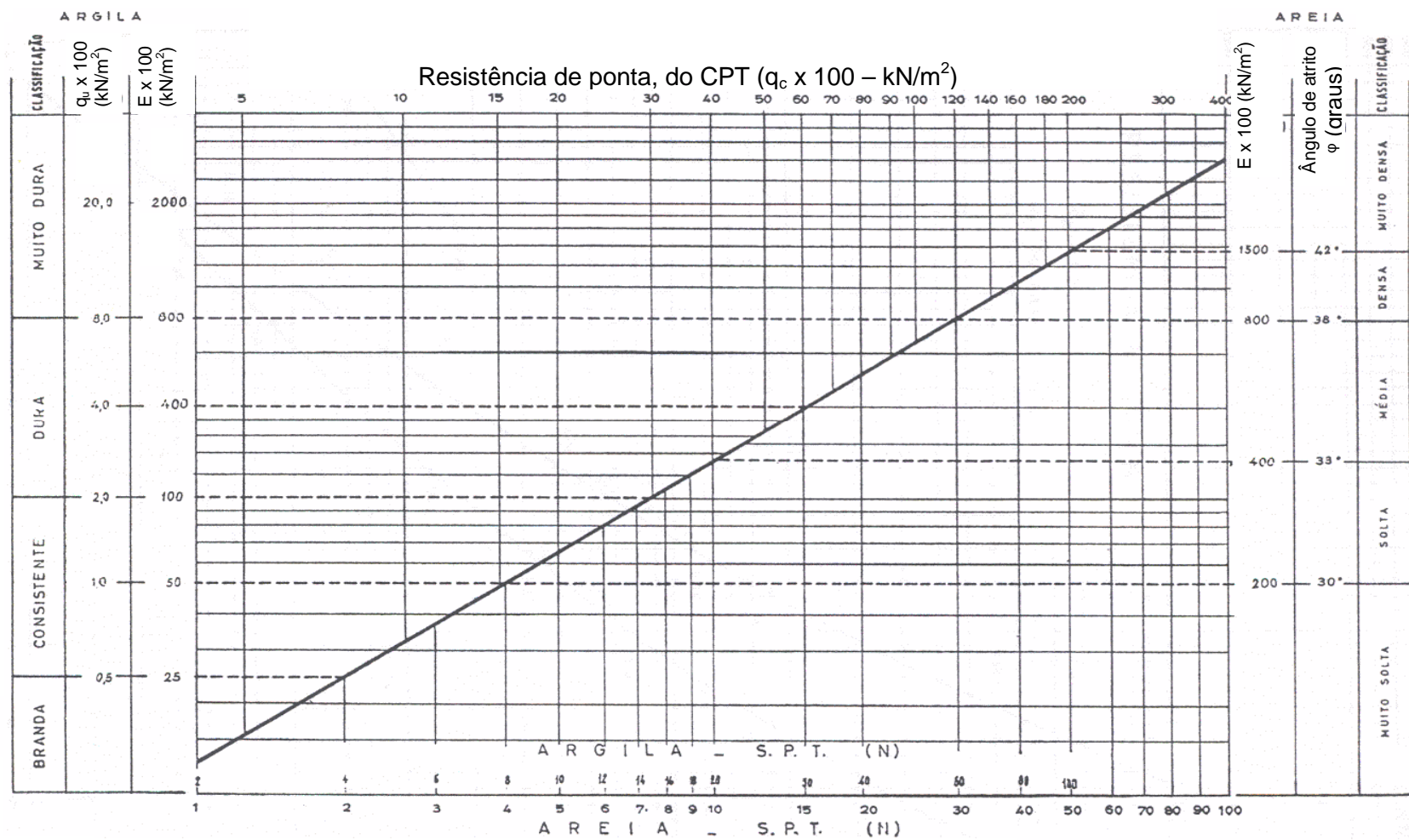


Figura 2.5 – Ábaco do LNEC que relaciona as características das areias e das argilas, de modo a obter os parâmetros mecânicos a partir dos resultados dos ensaios *in situ* (Castro, 1989 in Coelho S. 1996).

2.2.4 Maciços rochosos

As rochas sãs são consideradas o terreno de fundação por excelência, porém ainda assim deve-se contemplar as características físicas e mecânicas que o maciço rochoso apresenta, uma vez que certas condições adversas podem ocorrer associadas com a alteração do maciço ou com a presença de fracturas ou diaclases, determinam substancialmente a capacidade de carga desse maciço. Algumas classificações de maciços rochosos apresentam-se nas Tabelas 2.6 e 2.7.

Tabela 2.6 - Tabela identificadora dos graus de alteração das rochas (ISRM, 1981).

<i>Classificação</i>	<i>Descrição</i>
W1	Rocha sã
W2	Rocha levemente alterada
W3	Rocha medianamente alterada
W4	Rocha alterada a muito alterada
W5	Rocha muito alterada a parcialmente decomposta

Tabela 2.7 - Intervalos de valores característicos para cada grau de alteração, exemplo de granitos do Porto (Dinis da Gama, e Reis e Sousa, 2004).

<i>Grau</i>	<i>Resistência à compressão uniaxial</i> <i>- q_u (MPa)</i>	<i>Velocidade de propagação de ondas</i> <i>v_p sísmicas (m/s)</i>
W1	81,9 a 133	4183 a 4562
W2	36,5 a 96,0	2395 a 4190
W3	14,8 a 37,9	1218 a 2840
W4	5,39 a 12,0	566 a 1153
W5	3,30 a 4,56	137 a 458

Considera-se rocha sã aquela que apresenta uma resistência à compressão simples (q_u) superior a 1 MPa (Folque, 2007). A caracterização do maciço deve ter em conta a identificação e cartografia de todas as discontinuidades existentes na zona de interesse pela fundação, incluindo a espessura e orientação das referidas discontinuidades, avaliação das características mecânicas das discontinuidades como a resistência ao corte e deformabilidade do material de enchimento e ainda a identificação e avaliação da resistência do próprio material rochoso.

2.3 Aspectos sobre segurança

Em relação à segurança em termos de capacidade de carga das fundações é usual avaliar-se o valor desta para a situação limite, equivalente à rotura e no seguimento usar factores de segurança ou coeficientes de segurança parciais, de modo a fixar um valor de carga que não leve de modo algum a que o terreno rompa.

Segundo a filosofia de cálculo, usando o método clássico com o factor de segurança global (FS), usa-se a expressão genérica seguinte:

$$Q_{\text{seg}} = Q_r / \text{FS} \quad \text{Eq. (2.3.1)}$$

sendo:

Q_r , a carga de rotura, ou carga limite ou máxima, a partir da qual há rotura no terreno; e

Q_{seg} , a carga de segurança à rotura, como a maior carga que pode ser transmitida pela fundação, de modo a que o terreno resista com segurança à rotura, sem levar em consideração possíveis assentamentos.

O valor de FS global depende das características e do tempo previsto para a estrutura, das consequências da rotura (em termos económicos e sociais) e quantidade e qualidade da prospecção geotécnica do terreno. Com base nos aspectos anteriores é habitual usar os valores de FS sugeridos por Vésic (1975), apresentados na Tabela 2.8.

Tabela 2.8 - Valores do factor de segurança global em situações de fundações directas, (Vésic, 1975 a partir de Ferreira Gomes, 2007).(*), e genericamente alargados a situações de fundações indirectas.

Categoria	Tipos de estruturas	Características da categoria	Prospecção Geotécnica	
			Completa	Limitada
A	Pontes ferroviárias Altos fornos Armazéns Estruturas hidráulicas Muros de suporte Silos	Provável ocorrer as máximas cargas de projecto. Consequências da rotura desastrosas.	3.0	4.0
B	Pontes rodoviárias Edifícios públicos Indústrias leves	As máximas cargas de projecto apenas eventualmente poderão ocorrer. Consequências de rotura sérias.	2.5	3.5
C	Prédios de escritórios e/ou de apartamentos	Difícilmente ocorrem as máximas cargas de projecto	2.0	3.0

(*) Notas importantes:

- i) para estruturas temporárias FS pode ser reduzido para 75% dos valores apresentados (nunca usar FS < 2);
- ii) para estruturas excepcionalmente altas (chaminés e torres) aumentar os valores de 20 a 50%;
- iii) atentar para o problema de inundação ou erosão;
- iv) verificar a estabilidade a curto e a longo prazo (situação de carregamento rápido ou lento);
- v) todas as fundações serão analisadas, também sob o critério das deformações (assentamento total e diferencial); se os assentamentos condicionarem o projecto, os valores tabelados terão que ser aumentados, de acordo com o critério de: $\sigma_{adm} \leq \sigma_{Seg}$.

Actualmente e de acordo com o Eurocódigo 7, há a orientação de implementar a prática dos coeficientes de segurança parciais, isto é, aplicar aos vários termos que entram nos formulários antes do cômputo do cálculo final.

Esta filosofia assenta na aplicação de coeficientes de segurança (Tabela 2.9):

- Majorativos (γ_F) às acções,
- Minorativos (γ_m) às resistências;

Ou seja os esforços de projecto actuantes (F_d) e os esforços resistentes (X_d) são calculados usando as expressões genéricas:

$$F_d = F_k \times \gamma_F \quad \text{e} \quad X_d = \frac{X_k}{\gamma_m} \quad \text{Eq. (2.3.2)}$$

sendo F_k e X_k os valores característicos das acções e dos parâmetros dos materiais, respectivamente. A segurança é verificada se:

$$F_d \leq X_d. \quad \text{Eq. (2.3.3)}$$

Tabela 2.9- Valores dos coeficientes parciais a usar na verificação da segurança, de acordo com o Eurocódigo 7 - EC7, 1997).

CASO	ACÇÕES (γ_F)			PROPRIEDADES DO TERRENO (γ_m)			
	permanentes		variáveis	tang ϕ'	c'	c _u	q _u
	desfavoráveis	favoráveis	desfavoráveis				
A	1.00	0.95	1.50	1.10	1.30	1.20	1.20
B	1.35	1.00	1.50	1.00	1.00	1.00	1.00
C	1.00	1.00	1.30	1.25	1.60	1.40	1.40

(*) sendo:

- ϕ' - ângulo de atrito interno efectivo;
- c' - coesão efectiva;

c_u - coesão não drenada;

q_u - resistência à compressão uniaxial (em solo ou rocha).

Nota: sugere-se efectuar os cálculos para as três situações (A, B, C); no entanto, de acordo com o EC7 quando se torna evidente que um dos três casos é o crítico para o projecto, não é necessário efectuar os cálculos para os outros casos. O caso A só é relevante para problemas em que as forças hidrostáticas constituem a acção mais desfavorável. O caso B é frequentemente crítico no projecto da resistência dos elementos estruturais envolvidos nas fundações ou estruturas de suporte. O caso C é geralmente crítico em casos tais como a estabilidade de taludes e por vezes na fixação da dimensão de elementos estruturais de contenções.

CAPÍTULO III

3. DIMENSIONAMIENTO DE ESTACAS

3.1 Métodos analíticos

Este capítulo tem o objectivo apresentar os vários aspectos de dimensionamento com base em esforços axiais nos vários tipos de maciços, quer em solos coesivos, não coesivos, como em maciços rochosos. É de referir que para um dimensionamento completo teria de se verificar também a estabilidade quanto à resistência aos esforços laterais, no entanto na maioria das fundações correntes estes são nulos, e por isso não foram alvo do presente estudo.

Existem várias teorias, estudadas por diversos autores, quanto à transmissão de esforços da estaca ao meio envolvente, contudo a que tem provado maior fiabilidade na antevisão dos esforços e comportamentos mecânicos, tem sido a teoria de Terzaghi, baseada no esquema representado na Fig. 3.1 juntamente com outros esquemas de rotura de teorias de outros autores.

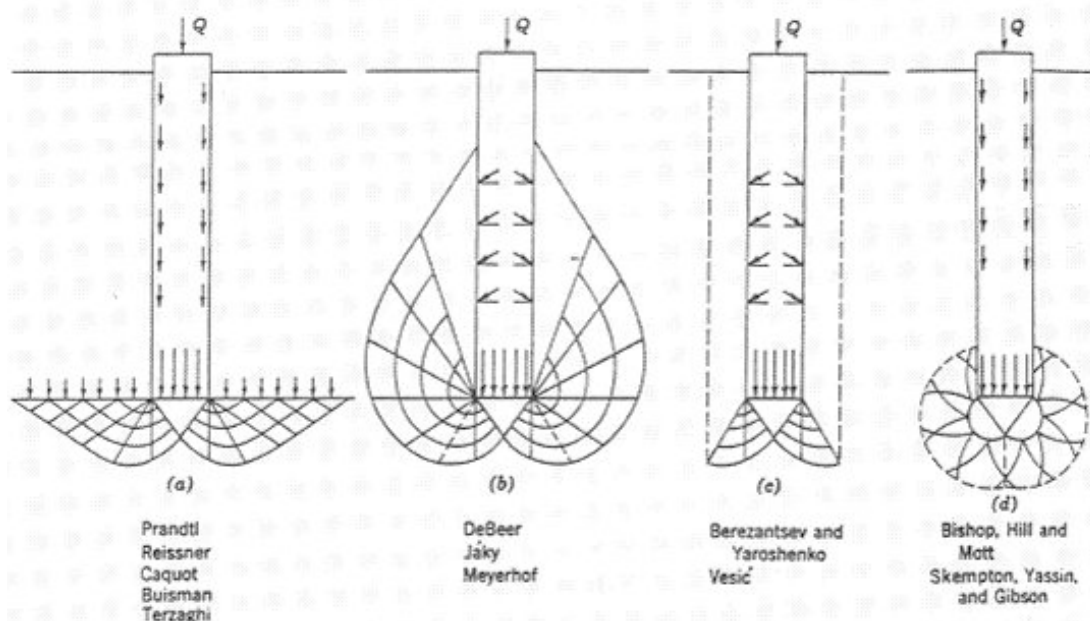


Fig. 3.1- Padrões de rotura assumidos em fundações profundas (Lambe e Whitman, 1979).

As fundações por estacas são geralmente usadas em grupo, ainda que o seu dimensionamento seja considerado individualmente, tendo que necessariamente ser averiguado a existência de efeito de grupo (fenómeno a ser analisado mais adiante).

Na maioria das situações o comportamento de uma estaca é diferente ao comportamento do grupo de estacas, assim o dimensionamento a ter em conta será sempre a verificar na situação do grupo.

3.1.1 Aspectos fundamentais

Para determinar os esforços presentes numa determinada situação, primeiro há que esquematizar e avaliar esses mesmos esforços de modo a poderem ser contabilizados; a Figura 3.2 mostra uma situação genérica com uma estaca sujeita a esforços axiais; estes esforços dividem-se em duas partes, os que são transmitidos pela base (pé) da estaca e os que são transmitidos por atrito lateral ao longo do fuste da estaca.

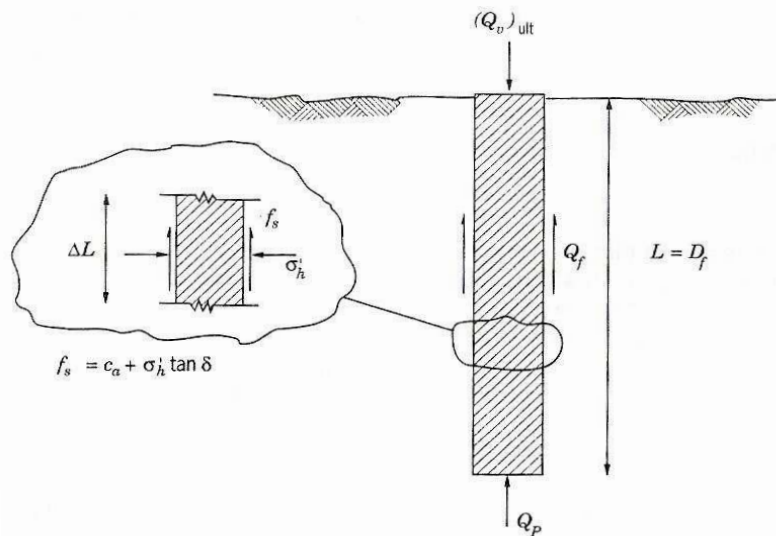


Fig. 3.2 – Conceito básico da tensões suportadas por uma estaca quando sujeita a esforços de compressão axial seguindo o modelo de Terzaghi (Prakash e Sharma, 1989).

Assim de uma forma genérica tem-se que,

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f \text{ Eq. (3.1.1.1) (Terzaghi e Peck, 1967)}$$

Segundo Tomlinson (1977), há ainda que considerar o próprio peso da estaca na equação anterior especialmente em situações especiais como por exemplo em obras marítimas de águas profundas onde uma parte considerável da estaca está acima do fundo do mar/oceano. Assim, no cômputo final da capacidade de carga o peso da estaca (W_{estaca}) deverá ser contabilizada como uma acção vertical a descarregar no terreno.

Decompondo as parcelas da resistência da base e da resistência do fuste tem-se que;

i) Parcela da resistência de ponta por aplicação da fórmula de Terzaghi,

$$Q_{ponta} = A_b [c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma] \text{ Eq. (3.1.1.2)}$$

Como geralmente a contribuição da parcela da base da estaca ($1/2 \cdot \gamma' \cdot B \cdot N_q$) é diminuta comparativamente com as restantes parcelas da equação, tem-se que:

$$Q_{\text{ponta}} = A_b [c N_c + q N_q], \quad \text{Eq. (3.1.1.3) (Gouveia, 2003)}$$

Em que:

- A_b é a área da base da estaca;
- c é a coesão do solo onde a estaca esta assente;
- q é a tensão vertical efectiva ao nível da base da estaca, com a particularidade que (Barata, 1984) toma o valor máximo de $\gamma'(15B)$;
- γ' ,é o peso específico efectivo do solo;
- N_c e N_q são factores de capacidade de carga relacionados com o ângulo de atrito do solo (Fig.3.3), ; e
- B é o diâmetro ou a largura da estaca

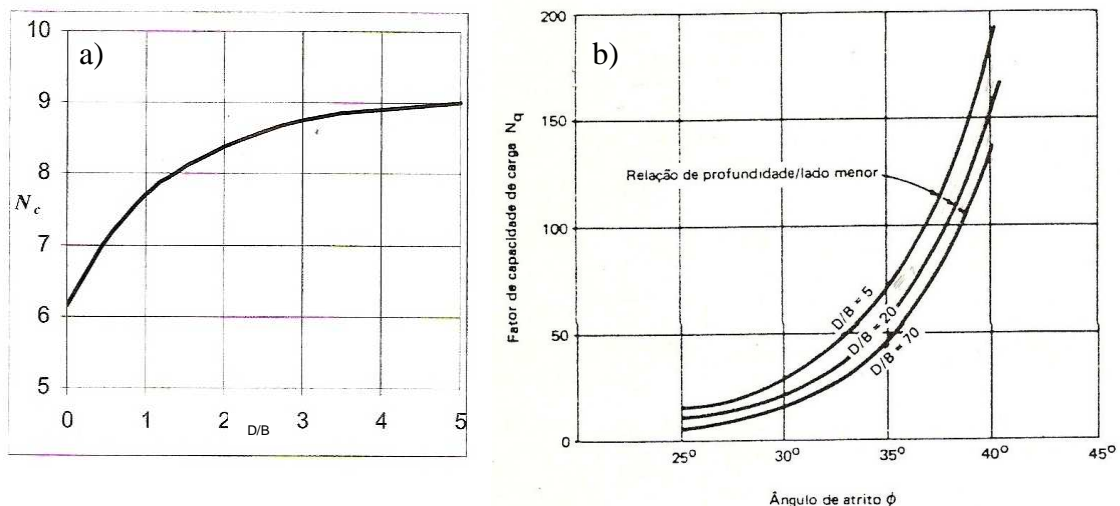


Fig. 3.3 – a) Factor de capacidade de carga N_c , (Skempton, 1951) para condições não drenadas e b) factor de capacidade de carga N_q (Berezantsev et al., 1961 in Tomlinson, 1977).

Em 1959 quando Skempton estudou as argilas de Londres, verificando que N_c toma o valor de 8,9 estando bastante próximo do valor de 9 proposto por outros autores; assim, regra geral N_c toma o valor de 9.

Na Tabela 3.1 apresenta-se também uma solução frequentemente usada para avaliar N_q seguindo proposta de Meyerhof (1976), esta apresenta a diferença de obtenção dos valores de N_q segundo o método construtivo a empregar.

Tabela 3.1 – Valores de N_q para estacas segundo proposta de Meyerhof (1976).

φ (graus)	20	25	28	30	32	34	36	38	40	42	45
$N_{q(\text{cravadas})}$	8	12	20	25	35	45	60	80	120	160	230
$N_{q(\text{escavadas})}$	4	5	8	12	17	22	30	40	60	80	115

ii) Parcela da resistência Lateral mobilizada ao longo do fuste da estaca,

$$Q_f = p \sum f_s \Delta L \quad \text{Eq. (3.1.1.4)}$$

em que:

- p é o perímetro da estaca;
- L é o comprimento total da estaca onde é mobilizado atrito lateral.
- f_s é o factor de atrito unitário da estaca num comprimento ΔL , sendo

expresso de acordo com o seguinte:

$$f_s = c_{ua} + \sigma'_h \tan \delta \quad \text{Eq. (3.1.1.5)}$$

ou:

$$f_s = c_{ua} + K_s \sigma'_v \tan \delta, \quad \text{Eq. (3.1.1.6)}$$

dado que:

$$K_s = \sigma'_v / \sigma'_h \quad \text{Eq. (3.1.1.7)}$$

onde,

- c_{ua} é a coesão solo-estaca que para solos não coesivos é zero e que em solos coesivos ou mistos depende do material da estaca e do tipo de solo, como se apresentou no capítulo anterior.

- σ'_h é a tensão horizontal efectiva ao longo da estaca

- δ é o ângulo de atrito solo-estaca, que para a maior parte dos casos é proposto $\delta=2/3\phi$ (Meyerhof 1976), embora para estacas metálicas seja usual considerar $\delta=20^\circ$.

- K_s coeficiente de impulso do solo, que numa primeira aproximação pode ser considerado igual a k_0 (coeficiente de impulso na situação de repouso); na Tabela 3.2 são apresentados alguns valores de K_s mediante o método construtivo, segundo Meyerhof (1976).

- σ'_v é a tensão vertical efectiva ao longo da estaca.

Tabela 3.2 – Valores de K_s para vários tipos de estacas em solos granulares, Meyerhof (1976).

Tipo de estaca	K_s
Estacas escavadas	0.5
Estacas cravadas baixo deslocamento	0.5-1.0
Estacas cravadas alto deslocamento	1.0-2.0

Chegando então à expressão final:

$$Q_f = p \sum (c_{ua} + K_s \sigma'_v \tan \delta) \Delta L \quad \text{Eq. (3.1.1.8)}$$

Que para as principais situações de solos se simplifica de acordo com:

→ *para solos coesivos:* $Q_f = c_{ua} A_s$ Eq. (3.1.1.9)

→ *Para solos granulares:* $Q_f = (k_s \sigma'_v \tan \delta) A_s$ Eq. (3.1.1.10)

3.1.2 Grupos de estacas

É sabido que a capacidade de carga de um grupo de estacas pode não ser a soma das capacidades de carga individuais das estacas do grupo. Normalmente esta situação trata-se de acordo com o parâmetro designado por “eficiência do grupo” (S), sendo dada por:

$$S = Q_{ult \text{ Real}} / (n Q_{ult}) \quad \text{Eq. (3.1.2.1)}$$

sendo:

n o nº de estacas do grupo;

Q_{ult} , o valor calculado para uma estaca individual, como apresentado nos formulários anteriores;

$Q_{ult \text{ Real}}$, o valor de capacidade de carga real do grupo de estacas.

$S = 1$, significa que não há efeito de grupo; essa situação verifica-se quando:

i) as estacas sejam de ponta; e

ii) $e > 7 B$, sendo e o espaçamento (distância entre estacas), e B o diâmetro ou lado da estaca;

$S \neq 1$, em várias situações, de acordo com:

i) $S < 1$ para estacas cravadas com espaçamento menor que $7B$ em areias densas, tomando o valor aproximado de 0,7 (in Ferreira Gomes, 2007).

ii) $S > 1$ para estacas cravadas com espaçamento menor que 7,5 diâmetros em areias soltas a médias.

Em estacas moldadas flutuantes, em areia e cravadas e moldadas em argilas compressíveis, sensíveis ao efeito de grupo sugere-se calcular considerando o grupo como um pegão com uma secção transversal definida pelos contornos das estacas e uma profundidade de $2/3$ da profundidade das estacas flutuantes.

No caso de argilas com $c_u < 98$ kPa a eficiência é em regra menor do que 100% ; toma-se então, para espaçamentos entre 2,5 e 7 diâmetros uma eficiência de 0,7 (Folque, 2007). Para argilas médias e rijas com $c_u > 98$ kPa é habitual tomar uma eficiência de 1 (Folque, 2007).

O efeito de grupo deve então ser tido em conta para espaçamentos entre 2,5 e 7 diâmetros; espaçamentos menores que 2,5 diâmetros não devem ser adoptados. No que se refere à laje de encabeçamento (Fig.3.4), se esta encostar ao terreno de fundação, a sua contribuição para a capacidade de carga do conjunto pode ser significativa.



Fig. 3.4 – Exemplo de laje de encabeçamento de um grupo de 15 estacas de grande diâmetro a quando dos trabalhos da ponte sobre o Ebro, Deltebre – Espanha (2009).

3.1.3 Atrito negativo

Sobre a aderência lateral, por vezes a sua contribuição não é favorável ao dimensionamento da fundação; este efeito tem a denominação de atrito negativo e ocorre quando se está presente uma formação em consolidação, ou cuja consolidação se incrementa por sobre ela se construir um aterro, “empurrando” assim as estacas no sentido descendente. Como é obvio este problema só se coloca para estacas a trabalhar de ponta; no caso de estacas flutuantes o atrito negativo não se verifica, pois tudo se reduz a um problema de assentamentos, em que a estaca acompanha o solo no sentido descendente.

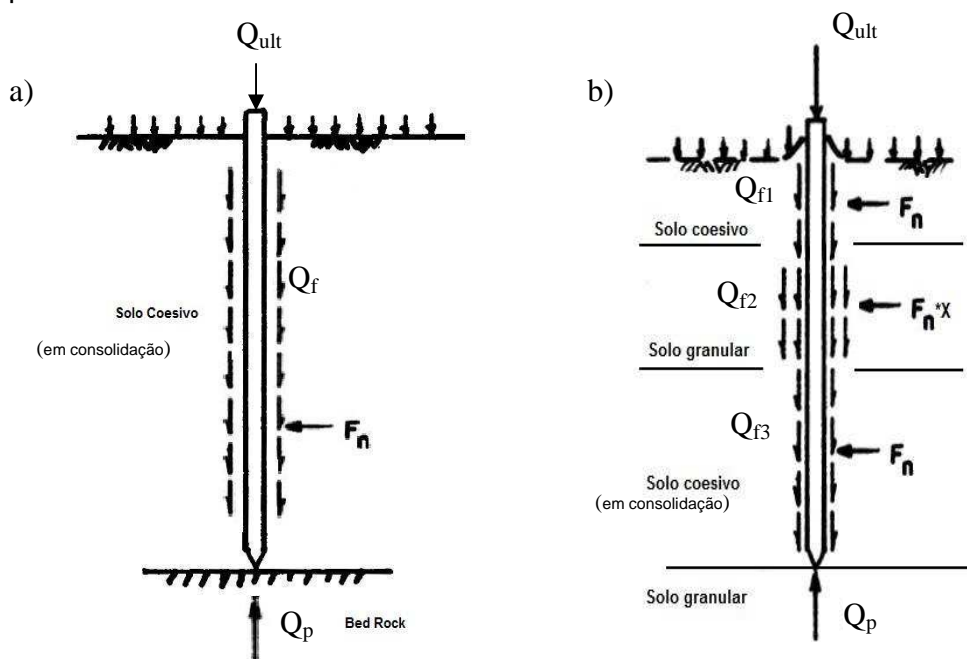


Fig. 3.5 - Esquemas sobre estacas a trabalhar de ponta, em situações de atrito lateral negativo, quando ocorre apenas um terreno argiloso em consolidação (a) e quando ocorre alternância de solo arenoso com solo argiloso (b) (Richard e Kent, 1974).

Quando se prevê que o efeito de atrito lateral possa existir e ter um efeito indesejável no comportamento físico da estaca, Fellenius (1984) afirma que se pode incrementar o comprimento da estaca e diminuir o seu diâmetro ou a sua largura; quando estas soluções podem não se relevar práticas ou economicamente viáveis Fellenius acrescenta que se pode tratar a estaca com uma cobertura betuminosa ou com outra matéria viscosa antes da execução da estaca cravada, para estacas moldadas (furadas à rotação); o mesmo autor aconselha mangas flutuantes compostas pelos mesmos tipos de materiais.

De qualquer modo se não se usar nenhuma solução de modo a evitar o atrito lateral negativo, este deve ser contabilizado adequadamente usando as expressões

clássicas apresentadas no item anterior, mas com o sinal adequado, ou seja, para os exemplos da Figura 3.5, a expressão clássica tomaria as seguintes formas:

$$\text{Caso a: } Q_{\text{últ}} = Q_p - Q_f \quad \text{Eq. (3.1.3.1)}$$

$$\text{Caso b: } Q_{\text{últ}} = Q_p - Q_{f1} - Q_{f2} - Q_{f3} \quad \text{Eq. (3.1.3.2)}$$

Com as parcelas de Q_{fi} a serem avaliadas pelas expressões clássicas, com os parâmetros dos respectivos solos e tendo em atenção a extensão correcta do troço da estaca em contacto com cada solo.

3.1.4 Estacas sujeitas a esforços axiais de tracção

Concisamente para o dimensionamento sujeito a este tipo de esforços, pode ser estimado com base na resistência lateral, salientando-se que não há resistência em termos de ponta, acabando por ser um caso particular da expressão geral, ou seja:

$$Q_{t_{\text{últ}}} = Q_f \quad \text{Eq. (3.2.1)}$$

sendo,

$Q_{t_{\text{últ}}}$ a resistência a esforços de tracção última

Q_f a resistência lateral mobilizada ao longo do fuste da estaca

O valor de Q_f depende então do tipo de solo a envolver o fuste, salientando-se que se devem aplicar as equações clássicas, e naturalmente, quanto mais atritivo for o solo, melhor para a situação do dimensionamento, bem como quanto maior a superfície do fuste da estaca maior será o atrito a contrariar a força de tracção.

Também aqui se salienta que o peso da estaca será uma acção neste caso favorável ao dimensionamento, devendo portanto ser considerado nos cálculos.

Uma situação favorável ao dimensionamento de estacas em tracção, será o facto de se conseguirem estacas com a base alargada, como o caso do tipo Franki, em que essa geometria, aumenta a resistência ao arranque da estaca.

3.2 Empíricos a partir de ensaios In Situ

Os três métodos empíricos que podem ser usados para estimar a capacidade de carga de estacas baseados em ensaios de campo, são obtidos através de ensaios:

- i. SPT,
- ii. CPT, e
- iii. testes com pressiómetro.

3.2.1 A partir do ensaio de SPT

De acordo com Meyerhof (1956) e (1976) a capacidade resistente de uma estaca cravada, num qualquer tipo de solo, pode ser dada pela seguinte expressão:

$$Q_{ult}=400NA_b+2N_{méd}A_s \text{ Eq. (3.3.1.1)}$$

Onde:

- Q_{ult} , é a capacidade de carga última da estaca em [kN],
- N é o número de pancadas,
- A_b é a área do pé da estaca em [m²],
- A_s é a área lateral da estaca em [m²],
- $N_{méd}$ é o número médio de pancadas dos ensaio SPT ao longa da estaca.

Ou no caso em que não se preveja deslocamentos significativos deverá ser obtida pela seguinte expressão:

$$Q_{ult}=400N A_b+N_{méd} A_s \text{ Eq. (3.3.1.2)}$$

Em 1956 Meyerhof (Meyerhof,1956) recomenda que a resistência lateral unitária da estaca determinada a partir da expressão (eq.3.3.1.1) seja limitada a 100kPa, enquanto que se for determinada pela expressão (3.3.1.2) deve ser limitada a 50kPa. Mais tarde em 1976 o autor (Meyerhof,1976) não faz referência a qualquer destes limites.

Para estacas em que se verifique a seguinte relação $D/B < 10$, o autor propõe que a resistência de ponta unitária seja obtida pela seguinte expressão:

$$q_b= 40NxD/B , (kPa) \text{ Eq. (3.3.1.3)}$$

Meyerhof (1976) refere, ao contrário do que poderia ser previsto pelas expressões teóricas, que a capacidade de carga de uma estaca cravada em areia apenas aumenta com a profundidade de penetração, até um certo limite, designando-se esse valor por profundidade crítica, D_c . A partir de D_c tanto a resistência de ponta unitária como a resistência lateral permanecem constantes. Assim, aquele autor propõe para estacas cravada, que:

- a resistência de ponta unitária seja obtida por:

$$q_b = 40N(D/B) \leq 400N, \text{ (kPa)} \text{ Eq. (3.3.1.4)}$$

- e a resistência lateral unitária por:

$$q_s \leq q_s^{\text{lim}} = 2 N_{\text{méd}}, \text{ (kPa)} \text{ Eq. (3.3.1.5)}$$

Segundo Meyerhof (1976), a componente lateral da capacidade resistente de estacas que provoquem pequenos deslocamentos no solo deve ser, de forma conservadora, reduzida por um factor de 2.

Em siltes não plásticos, em vez do limite da expressão (3.3.1.4) deve utilizar-se:

$$q_b \leq 300N \text{ (kPa)}$$

Se a profundidade de penetração ultrapassar a profundidade crítica devem ser utilizados os valores limites das expressões (3.3.1.4) e (3.3.1.6).

Segundo ainda o mesmo autor (Meyerhof,1976) as estacas moldadas apresentam resistências de ponta e lateral unitária, respectivamente, de um terço e de metade dos respectivos valores das estacas cravadas, podendo ser determinadas através da seguinte expressão:

$$Q_{\text{ult}} = 1/3(400NA_b) + 1/2 \sum 2N_{\text{méd}}^i A_s^i, \text{ Eq. (3.3.1.6)}$$

onde:

- Q_{ult} , é a capacidade de carga última da estaca em [kN];
- N , é o número de pancadas ao nível da ponta da estaca;
- A_b , é a área do pé da estaca em [m²];
- A_s^i , é a área lateral da estaca no estrato i em [m²];
- $N_{\text{méd}}^i$, é o número médio de pancadas do ensaio SPT ao longo da estaca no estrato i .

Os valores de N utilizados na proposta deste autor devem estar corrigidos para uma tensão de referência de $\sigma_v' = 100\text{kPa}$.

Embora as Eq. (3.3.1.1) e (3.3.1.2) tenham sido propostas para areias (Bromham e Styles, 1971, citados por Poulos e Davis, 1980) afirmam tê-las usado para argilas rijas com algum sucesso (Gouveia,2003).

3.2.2 A partir do ensaio de CPT

O Cone Penetration Test (CPT) é um ensaio modelo para obtenção de parâmetros no dimensionamento de estacas; a resistência de penetração do cone estático (q_c), atravessando solos não coesivos homogêneos, pode ser relacionada directamente com uma estaca em condições comparáveis.

a) Resistência de ponta - De acordo com Meyerhof (1976), a resistência de ponta última Q_p para estacas cravadas pode ser dada também pelo q_c segundo a seguinte relação:

$$Q_p = A_b q_c \quad \text{Eq. (3.3.2.1)}$$

Onde:

- A_b , é a área do pé da estaca, e
- q_c , é a resistência de ponta do ensaio CPT.

A eq.3.3.2.1 é aplicável a estacas em maciços granulares e desde que a profundidade da estaca seja pelo menos dez vezes o diâmetro ou a largura da estaca (Meyerhof 1976).

a) Resistência lateral - De acordo com Meyerhof (1976) a resistência lateral última Q_f para estacas cravadas pode ser dada pela seguinte relação

$$Q_f = p \sum f_s \Delta L \quad \text{Eq. (3.3.2.2)}$$

sendo:

- f_s , a resistência lateral unitária local da manga do ensaio CPT;

Assim, tem-se finalmente a capacidade de carga última dada por:

$$Q_{ult} = Q_p + Q_f$$

Para estacas escavadas admite-se que Q_{ult} é metade do valor do resultado obtido na equação anterior para estacas cravadas, uma vez que nas estacas escavadas existe uma descompressão no maciço ao longo do decurso dos trabalhos de escavação e instalação (Meyerhof 1976).

Recomenda-se ainda que se deve utilizar um factor de segurança de 3 para obter os valores das tensões admissíveis.

Para estacas em meios granulares Folque (2007) considera a capacidade carga, baseando-se em resultados do ensaio CPT, dada pela seguinte expressão:

$$Q_{ult} = q_c \times A_b + 2f_s \times A_s \quad \text{Eq. (3.3.2.3)}$$

Onde:

- Q_{ult} é a capacidade de carga última;
- q_c é a resistência de ponta obtida pelo ensaio CPT;
- A_b é a área da secção do pé da estaca;
- f_s é a média das resistências de aderência lateral (recomendável a utilização de aparelho equipado com manga para medição de resistência lateral local); e
- A_s é a área do fuste.

Para obter depois o valor da carga admissível o resultado da última expressão deve ser afectado por um coeficiente de segurança de 2,5 a 3.

3.2.3 A partir do ensaio de Pressiómetro

O pressiómetro é uma ferramenta de grande utilidade e efectividade na medição *in-situ* de propriedades dos solos; relações empíricas têm sido desenvolvidas para relacionar estes parâmetros *in-situ* com um dimensionamento de fundações por estacas (Baguelin et al., 1978).

Estas relações apresentam-se em seguida para a resistência de ponta e para a resistência lateral.

a) Resistência de ponta (Q_p)

A relação empírica que se apresenta a seguir, pode ser usada para avaliar a resistência de ponta de uma estaca caso, as pressões P_L e P_0 sejam obtidas por testes de pressiómetros.

$$Q_p = A_b [q_0 + K_q (P_L - P_0)] \quad \text{Eq. (3.3.2.3)}$$

Onde;

- Q_p é a resistência de ponta última
- A_b é a área do pé da estaca
- q_0 é a tensão horizontal de repouso ao nível do pé da estaca
- K_q é o factor da capacidade de carga determinado pela Fig. 3.6, sendo que as curvas da classe 1 são para argilas e siltes, as curvas da classe 2 são para argilas rijas, siltes densos, areias pouco densas e rochas alteradas, classe 3 para areias, cascalho e rocha e classe 4 para areias e cascalhos muito densos (Shields, 1987).

Um factor de segurança igual a 3 deve ser adoptado para obter a resistência de ponta admissível.

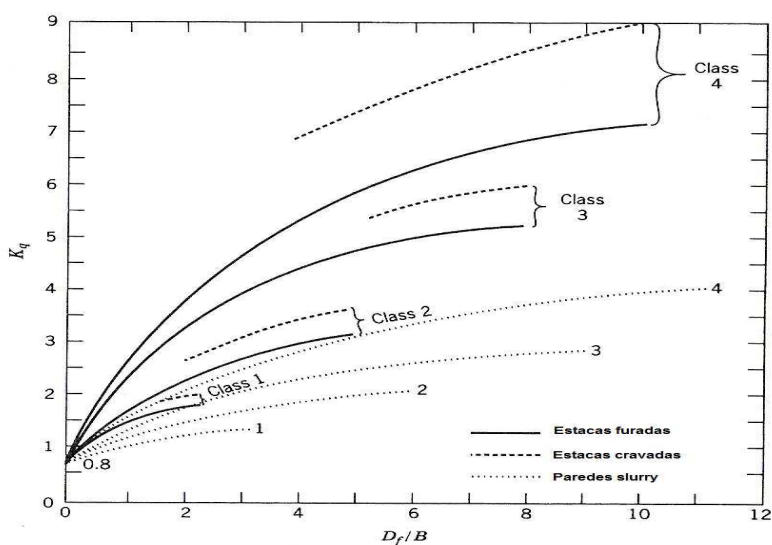


Fig. 3.6 – Factor de capacidade de carga K_q , para dimensionamento de estacas a partir don ensaio com o pressiómetro (CFEM, 1987).

a) **Resistência lateral (Q_f)**

A resistência lateral última Q_f pode ser relacionada com a pressão última P_L e pode ser obtida pela Fig.3.7. Esta figura é baseada em relações empíricas propostas por Baguelin et al. (1978). Para estacas em solos coesivos, a curva A deve ser usada directamente para estacas de madeira e betão, sendo esses valores multiplicados por 0,75 para o caso de estacas de metal. Para solos não coesivos a curva A deve ser usada para estaca de betão sem deslocamento (cravadas) e estacas metálicas de deslocamento (escavadas); estes valores devem então ser multiplicados por um factor de 0,5 para estacas metálicas sem deslocamento (cravadas). A curva B deve ser usada para estacas de betão de deslocamento (moldadas). Um factor de segurança de 2 é recomendado para obter a resistência lateral admissível a partir de Q_f (CFEM, 1978).

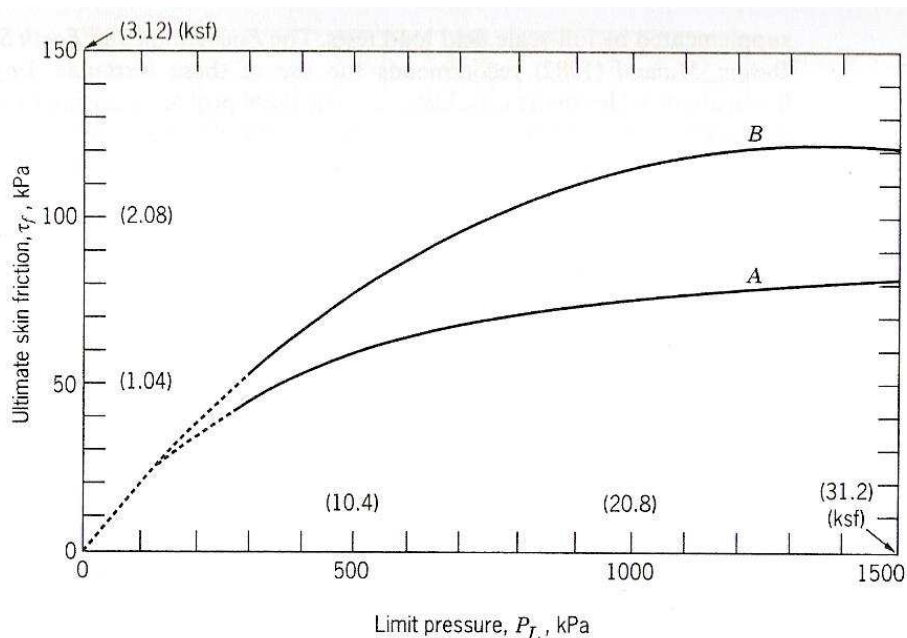


Figura 3.7 - Atrito lateral último, Q_f , através da pressão limite P_L , para dimensionamento de estacas a partir do ensaio pressiométrico (CFEM, 1987).

3.2.4 A partir da Resistência de Cravação

Existem dois grandes grupos de métodos para avaliar a resistência última de estacas baseados na resistência de cravação.

Um método é baseado em fórmulas de cravação, nem sempre fiáveis, pois variam conforme as equações desenvolvidas pelas próprias empresas que efectuam

este tipo de trabalhos, tendo sempre que ser suportado por informação adjunta de experiências registadas do local em questão.

Outro método é baseado na análise das equações das ondas, tendo este uma aproximação mais racional que o anterior. Na Fig.3.8 está esquematizado a base do conceito por detrás das fórmulas de cravação, onde a secção x-x mostra a posição da estaca justo antes do martelo de peso W bater na cabeça da estaca depois de ter caído de uma altura H. A cabeça da estaca move-se então da secção x-x para uma secção y-y, tendo percorrido uma distância S+S_e. O termo S é a distância cravada pela pancada, enquanto S_e é o deslocamento dessa mesma pancada devido ao compressão elástica da estaca. O trabalho resultante da queda do martelo e o trabalho necessário para penetrar a estaca com um deslocamento pode ser relacionado por:

$$W \cdot H = Q_{\text{din}} \cdot S + \Delta E \quad \text{Eq. (3.3.4.1)}$$

onde:

- Q_{din}, é a resistência dinâmica do solo devido à cravação da estaca; e
- ΔE é a perda de energia.

As perdas de energia resultam pelo facto da energia da queda do martelo não ser convertida totalmente na cravação da estaca no solo, mas também em calor, ruído e na compressão elástica da estaca, S_e. Se se assumir que uma constante C representa a penetração adicional, caso todas essas perdas de energia fossem zero pode-se chegar à seguinte equação, Prakash e Sharma (1989):

$$W \cdot H = Q_{\text{din}} \cdot S + Q_{\text{din}} \cdot C \quad \text{Eq. (3.3.4.2)}$$

Assim:

$$Q_{\text{din}} = W \cdot H / (S + C) \quad \text{Eq. (3.3.4.3)}$$

A Capacidade de carga admissível estática (Q_{vadm}), pode ser então obtida aplicando um factor de segurança.

Inúmeros autores tentaram pelas mais variadas investigações obter Q_{din} tendo em conta as perdas de energia, no entanto tal ainda não surtiu como sendo aceitável para a Associação Internacional de Engenharia de Fundações, sendo que as fórmulas que têm mais largamente sido usadas para estimativas primárias de capacidade de carga de estacas e controlos de qualidade quando complementadas por uma escala integral de ensaio de carga em estaca, são as apresentadas na Tabela 3.3.

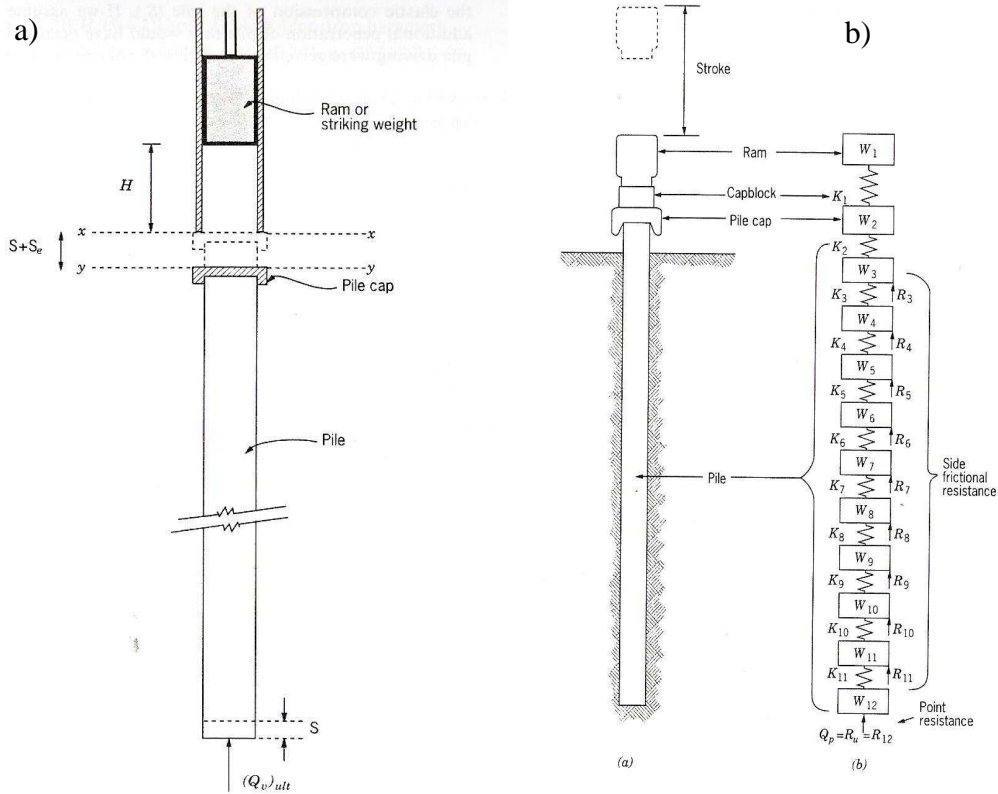


Figura 3.8 – a) Conceito básico por detrás das fórmulas do cravação de estacas (Prakash e Sharma,1989); e b) modelo representativo para análise da equação da onda de esforços induzidos pelo impacto do martelo (Smith,1962 in Prakarsh e Sharma et. al 1989).

Tabela 3.3 - Fórmulas de cravação usuais em estacas, Prakash e Sharma (1989).

Martelo de queda livre	Martelo de acção Única	Martelo Diferencial de acção dupla
$Q_{vadm}=2WH/(S+1)$	$Q_{vadm}=2WH/(S+0.1)$ (a) $Q_{vadm}=2WH/(S+0.1x(W_D/W))$ (b)	$Q_{vadm}=2E/(S+0.1)$ (a) $Q_{vadm}=2E/(S+0.1x(W_D/W))$ (b)

- (a) Fórmula a utilizar quando os pesos a cravar são menores que o peso do martelo.
 (b) Fórmula a utilizar quando os pesos a cravar são maiores do que o peso do martelo.
 W_D , peso do martelo mais estaca a cravar.

3.3 Metodologia de acordo com o Eurocódigo 7

O Eurocódigo 7 vem consolidar, normalizar e acrescentar algumas verificações na prática da Engenharia das Fundações, sendo que agora há um processo de verificação e dimensionamento mais criterioso.

O Eurocódigo 7 frisa que, quer nos estados limites últimos de rotura por perda de estabilidade global, quer por rotura devido a insuficiente resistência ao carregamento do terreno de fundação das estacas, ou por danos severos ou colapsos da estrutura devido a deslocamentos da fundação, o dimensionamento baseia-se em particular nos resultados de ensaios de carga em estacas e deve ser feito de modo a que demonstre a improbabilidade destes acontecimentos ocorrerem.

Com intuito de demonstrar que a fundação suporta o valor de cálculo da carga com adequada segurança relativamente à rotura, deverá ser satisfeita, em todos os casos de carregamento e de acções nos estados limites últimos a seguinte condição:

$$F_{cd} \leq R_{cd} \quad \text{Eq. (3.4.1)}$$

Em que:

- F_{cd} , é o valor de cálculo da carga axial de compressão correspondente ao estado limite último; e

- R_{cd} é a soma de todas as componentes de resistência ao carregamento por acções axiais, correspondentes ao estado limite último.

No caso de grupo de estacas deve-se considerar dois mecanismos de rotura, devido a insuficiência de resistência ao carregamento de estacas isoladas e devido a insuficiência de resistência ao carregamento do conjunto formado pelas estacas e pelo terreno contido entre elas, considerando como um bloco. Sendo que o valor a considerar no dimensionamento é o menor entre os dois.

Deverá ter-se em consideração, ao analisar a resistência ao carregamento de estacas individuais, a possível interferência negativa das estacas ao seu redor; assim como para o caso do estrato imediatamente abaixo do estrato que está fundada a estaca ter uma menor resistência, este estrato também deve ser tido em conta.

Em grupos de estacas deve ser tomada em consideração a natureza da estrutura de ligação com as estacas, se esta for flexível deve admitir-se a ocorrência de um estado limite condicionado pela resistência ao carregamento da estaca menos resistente. Deve-se prestar especial atenção também à rotura de estacas na periferia do grupo devido à presença de cargas excêntricas ou inclinadas.

O Eurocódigo 7 prevê o uso da resistência ao carregamento com base em ensaios de carga em estacas com algumas especificações em relação às estacas ensaiadas, como o diâmetro mínimo da estacas a ensaiar (que não deve ter uma relação inferior a 0,5 com as estacas a executar), processos de instalação (que devem ser idênticos aos das estacas a executar) e que sejam instrumentadas de modo a medir separadamente a resistência de ponta e lateral.

Para obter o valor característico da resistência ao carregamento (R_{ck}) a partir dos valores individuais de resistência ao carregamento (R_{cm}) dos ensaios de carga, deve-se ter em conta a variabilidade do terreno e a influência dos métodos construtivos, sendo obtido de acordo com a Eq. (3.4.2), em que ξ é um coeficiente de minoração de acordo com a Tabela 3.4.

$$R_{ck} = R_{cm} / \xi \quad \text{Eq. (3.4.2)}$$

Tabela 3.4 – Coeficientes de minoração para obter o valor característico da resistência ao carregamento (R_{ck}) a partir de vários resultados de ensaios de carga em estacas (Eurocódigo 7, 1997).

Número de ensaios de carga	1	2	>2
a) Coeficiente ξ aplicável ao valor médio de R_{cm}	1,5	1,35	1,3
b) Coeficiente ξ aplicável ao valor mínimo de R_{cm}	1,5	1,25	1,1

Para obter o valor de cálculo da resistência ao carregamento, sempre que possível, isto é, quando se disponibiliza dos resultados do ensaio com a componente de ponta separada da componente lateral, deve-se decompor o valor característico R_{ck} nas parcelas da resistência de ponta e lateral R_{bk} e R_{sk} respectivamente, ou seja:

$$R_{ck} = R_{bk} + R_{sk} \quad \text{Eq. (3.4.3)}$$

Em que, o valor de dimensionamento da resistência ao carregamento vem:

$$R_{cd} = R_{bk} / \gamma_b + R_{sk} / \gamma_s \quad \text{Eq. (3.4.4)}$$

Sendo os coeficientes de segurança parciais γ_b e γ_s obtidos de acordo com a Tabela 3.5.

Tabela 3.5 – Coeficientes de segurança parciais para obtenção de R_{cd} (Eurocódigo 7, 1997).

Coeficientes parciais de segurança	γ_b	γ_s	γ_t
Estacas cravadas	1,3	1,3	1,3
Estacas moldadas	1,6	1,3	1,5
Estacas “trado contínuo”	1,45	1,3	1,4

Por norma o ensaio de carga fornece diagramas carga-assentamento e tempo-assentamento sem distinção entre a resistência de ponta e a lateral. Assim, é frequentemente impossível fazer a distinção entre os coeficientes parciais de segurança, neste caso deve-se aplicar o coeficiente γ_t da Tabela 3.5, no valor característico da resistência ao carregamento (R_{ck}).

Assim, a resistência ao carregamento com base em ensaios de terreno é dada pelo valor R_{cd} , de acordo com a seguinte equação:

$$R_{cd} = R_{bd} + R_{sd} \quad \text{Eq. (3.4.5)}$$

em que R_{bd} é o valor de cálculo da resistência de ponta e R_{sd} é o valor de cálculo da resistência lateral. Estes parâmetros são obtidos pelas seguintes equações:

$$R_{bd} = R_{bk}/\gamma_b \quad \text{e} \quad R_{sd} = R_{sk}/\gamma_s \quad \text{Eq. (3.4.6 a) e b)}$$

Salienta-se a particularidade dos valores característicos em solos heterogéneos e se a estaca estivesse devidamente instrumentada, poderem ser obtidos a partir de:

$$R_{bk} = A_b * q_{bk} \quad \text{e} \quad R_{sk} = \sum q_{sik} * A_{si} \quad \text{Eq. (3.4.7 a) e b)}$$

em que:

- R_{bk} e R_{sk} são os valores característicos das resistências de ponta e lateral;
- A_b é a área nominal da base da estaca;
- A_{si} é a área nominal do fuste da estaca na camada de solo i ;
- q_{bk} é o valor característico da resistência de ponta por unidade de área; e
- q_{sik} é o valor característico da resistência lateral por unidade de área na camada i .

Recomenda-se que se proceda a uma análise de validação para a regra que se estará a aplicar com base no tipo de solo presente, incluindo a composição granulométrica, a mineralogia, o coeficiente de uniformidade, a compactidade, a tensão de pré-consolidação, a compressibilidade e a permeabilidade, e ainda questões relacionadas com o método construtivo da estaca, comprimento, diâmetro, tipo de material ou o método de ensaio do terreno.

Caso exista terreno de baixa resistência a uma profundidade, contada a partir da ponta da estaca, inferior a quatro vezes o seu diâmetro, deve-se tomar em consideração um mecanismo de rotura por punçoamento.

Quanto à resistência ao carregamento com base em fórmulas de cravação de estacas o Eurocódigo 7 determina que, caso se utilizem fórmulas de cravação de

estacas para a determinação da resistência ao carregamento à compressão de estacas isoladas, a validade das fórmulas deve ser suportada com dados de comportamento prévio ou por ensaios de carga estáticos realizados no mesmo tipo de estaca, em condições de terreno semelhantes, só podendo ser usadas caso se conheça a estratigrafia do terreno.

O projecto deve especificar o número de estacas a recravar; caso as estacas recravadas forneçam valores mais baixos, devem ser utilizados para a determinação da resistência ao carregamento. De um modo geral recomenda-se a recravação das estacas em solos siltosos a menos que a experiência local prove contrário.

No caso de se usar a análise da equação de propagação de ondas para determinação da resistência ao carregamento de estacas isoladas em compressão, o método de análise deve ter sido previamente validado de adequação evidente ou através de ensaios de carga estática no mesmo tipo de estaca para condições de terreno semelhantes, sendo que o nível de energia fornecido durante o ensaio de carga dinâmica deve ser suficientemente elevado para possibilitar uma boa interpretação da capacidade de carga da estaca para um nível de deformação elevado.

Tal como no caso anterior esta análise baseada na equação da onda só deve ser usada no caso de se conhecer a estratigrafia do terreno através de furos de sondagem e de ensaios de campo.

Para estacas em tracção o valor de cálculo da carga com adequada segurança em relação à rotura por tracção, deve ser verificada a seguinte condição;

$$F_{td} \leq R_{td} \quad \text{Eq. (3.4.8)}$$

em que:

- F_{td} , é o valor de cálculo da carga axial de tracção na estaca correspondente ao estado limite último; e
- R_{td} , é o valor de cálculo da resistência a cargas axiais de tracção da fundação por estacas correspondente ao estado limite último.

O Eurocódigo refere, no caso das estacas em tracção, que se devem considerar dois tipos de mecanismos de rotura: por arrancamento da estaca do terreno e por levantamento do bloco de terreno que contém as estacas.

A fim de demonstrar que existe uma segurança adequada relativamente à rotura por levantamento do bloco de terreno que contém as estacas, como se mostra na Fig.3.9, deve ser satisfeita a seguinte condição para todas as hipóteses de carga e combinações de acções relativas a estados limites últimos;

$$F_{dt} \leq W_d - (U_{2d} - U_{1d}) + F_d \quad \text{Eq. (3.4.9)}$$

em que:

- F_{dt} , é o valor de cálculo da carga de tracção que actua no grupo de estacas;
- W_d , é o valor de cálculo do peso do bloco de terreno (incluindo a água) e das estacas;
- F_d , é o valor de cálculo da resistência ao corte nas superfícies laterais verticais que definem o bloco do terreno;
- U_{2d} é o valor de cálculo da força de sentido descendente devido à pressão da água no topo da fundação; e
- U_{1d} é o valor de cálculo da força de sentido ascendente devido à pressão da água na base do bloco de terreno.

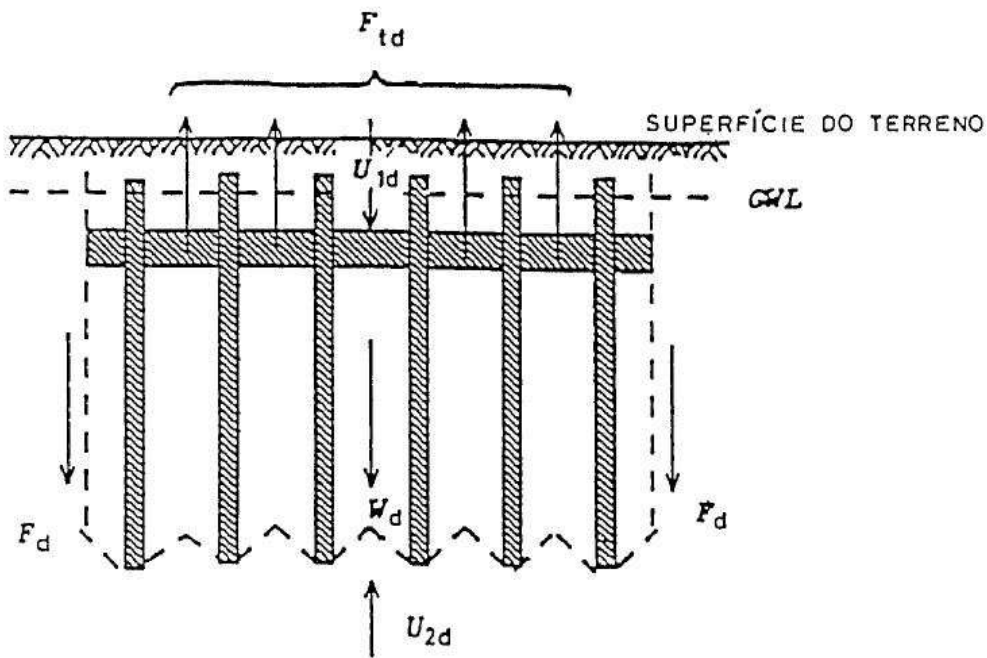


Fig. 3.9 – Exemplo de rotura por levantamento de um grupo de estacas à tracção (Eurocódigo 7, 1997).

O efeito de grupo, que pode reduzir a tensão vertical efectiva do terreno e consequentemente diminuir a resistência ao longo da superfície lateral das estacas.

Deve ser tido em conta os importantes efeitos adversos que cargas cíclicas e a inversão do sentido da carga têm na resistência à tracção.

Quando se estima a resistência aos esforços de tracção a partir de ensaios de carga em estacas, o valor característico da resistência ao carregamento à tracção, R_{tk} , a partir dos resultados dos ensaios de carga, R_{tm} , de uma ou mais estaca, considerando os valores de ξ apresentados na Tabela 3.1, pode determinar-se a partir de:

$$R_{tk} = R_{tm} / \xi \quad \text{Eq. (3.4.10)}$$

Normalmente em estacas que vão ser submetidas à tracção, deve-se ensaiar mais do que uma estaca; no caso de o número de estacas previstas que tenham que funcionar à tracção deve-se ensaiar pelo menos 2% do total de estacas.

O cálculo da resistência à tracção obtém-se a partir da equação;

$$R_{td} = R_{tk} / \gamma_m \quad \text{Eq. (3.4.11)}$$

em que $\gamma_m = 1,6$.

Quando se obtêm os resultados de ensaios de carga em estacas isoladas, deve-se considerar a interacção do efeito de grupo.

3.4 Dimensionamento de estacas em rocha

O dimensionamento de estacas em rocha é um dimensionamento específico de que geralmente seria a situação ideal para o projectista uma vez que a parcela da resistência de ponta é geralmente alvo de um incremento substancial.

Consideram-se dois casos para o dimensionamento das estacas em rocha (Fig.3.10). O primeiro quando o pé da estaca apoia na superfície do “bed rock” . O segundo quando se executa a estaca de modo que fique parcialmente encastrada no “bed rock”.

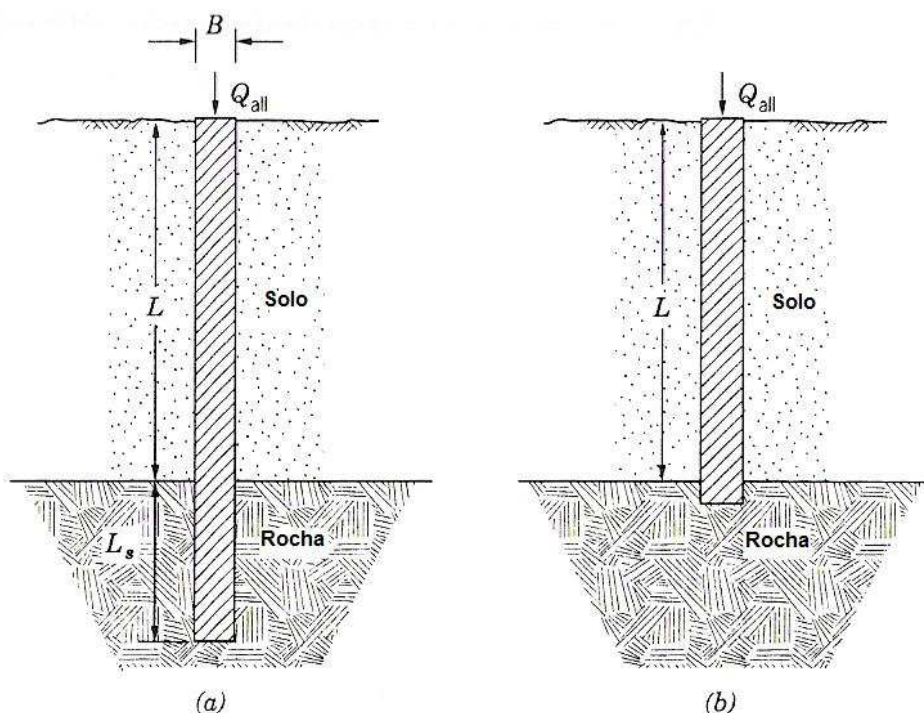


Fig. 3.10 – Fundações por estacas em rocha, (a) encastrada em rocha e (b) a descarregar a carga a partir da ponta em rocha (Prakash e Sharma,1989).

Um dos aspectos mais importante quanto a estes dimensionamentos é sem dúvida saber a qualidade da rocha em que a estaca irá ser efectuada, assim o dimensionamento é distinto conforme a estaca seja levada até rocha alterada ou não alterada, para isso apresenta-se como exemplo tabelas para melhor identificar o grau de alteração da rocha.

Para estacas resultantes de perfuração à rotação, método Kelly, a capacidade de carga imposta em rocha sã ou levemente alterada deve ser geralmente baseada na resistência da rocha, na influência das descontinuidades e em possíveis zonas de concentração de tensões.

As rochas com maior resistência à compressão são as ígneas e metamórficas como o granito ou o basalto, sendo as rochas sedimentares apresentam menor resistência à compressão como o caso de rochas calcárias ou arenitos.

A capacidade de carga de uma estaca em rocha irá ser governada pela resistência da rocha ou pelos assentamentos associados com a defeitos na rocha, como o seu grau de alterabilidade, descontinuidades ou outros problemas susceptíveis de levar a rocha provocar assentamentos na estrutura.

Para descontinuidades na rocha menores que 2,5cm, a compressibilidade da rocha é reflectida no RQD e as capacidades de carga admissíveis podem ser estimadas na Tabela 3.7 Esse RQD usado para tomar o valor de q_{ca} na mesma tabela deve ser uma média dos valores do RQD numa profundidade desde o contacto estaca – rocha até uma vez a largura da estaca, ou seja, se a estaca for circular de 1,0m de diâmetro, o RQD deve ser a média dos valores entre a base da estaca e 1 metro abaixo. Nestas condições o assentamento da fundação não deve ser superior a 12,5mm (Peck et al.,1974).

Para estacas cravadas até ao “bed rock”, no caso de serem de perfil H, circular oco ou de betão pré fabricado, a sua área de contacto com a rocha não é exactamente conhecida, não podendo assim ser efectuado de modo analítico uma estimativa da capacidade de carga admissível para essa estaca. Portanto essa estimativa deve ser realizada com auxílio da experiencia local, pela resistência à cravação e por ensaios de carga em estaca. Cravar estacas através de rocha é potencialmente perigoso para a integridade da estaca uma vez que pode danificar a ponta da estaca trazendo efeitos adversos à capacidade de carga da estaca, para minimizar estes problemas podem-se reforçar pé da estaca com peças de aço galvanizado como já fora referido do Capítulo I.

Para estacas em rocha alterada, uma vez que mediante o grau de alteração de uma rocha é variável, as propriedades físicas deverão ser também de grande variedade. Para um dimensionamento detalhado o projectista deve avaliar primeiro se a rocha alterada tem uma matriz homogénea em que os fragmentos da rocha desempenham um papel relevante ou irrelevante. Para o caso do grau de alteração ser bastante elevado e os fragmentos de rocha, envolvidos por solo decomposto, desempenham um papel irrelevante, o dimensionamento da estaca deve ser feito como se fosse apenas suportado pela matriz do solo, até mesmo para xistos argilosos o dimensionamento pode ser efectuado como que fosse para argila fortemente sobre consolidada.

Grupos de estacas em rocha, por norma nestas condições, a capacidade de carga admissível do grupo de estacas é simplesmente a soma a capacidade de carga admissível de cada estaca.

Procedimentos de dimensionamento:

1. Desenvolver investigação de campo e determinar o perfil do solo e da rocha aí existente, profundidade do nível freático, profundidade e tipo do bed rock.

2. Desenvolver medições e testes na rocha de modo a determinar o espaçamento e largura das descontinuidades e o RQD.

3. Caso a rocha não seja decomposta, calcular a capacidade de carga de acordo com o seguinte:

a) Com apoio dos resultados de ensaios dos carotes de sondagem da rocha:

$$q_a = (q_u)_{\text{carote}} \times K_{sp} \times d \quad \text{Eq. (3.5.1)}$$

onde:

- q_a , é tensão admissível,
 - $(q_u)_{\text{carote}}$, é um valor médio de resistência à compressão simples obtidas nos vários provetes;

- K_{sp} é um factor empírico dado pela Fig.3.11, e

- d é um factor de profundidade dado pela equação seguinte;

$$d = [0,8 + 0,2(L_s/B)] \leq 2 \quad \text{Eq. (3.5.2)}$$

onde:

- L_s , é a profundidade da estaca que está encastrada; e

- B , é o diâmetro da base da estaca.

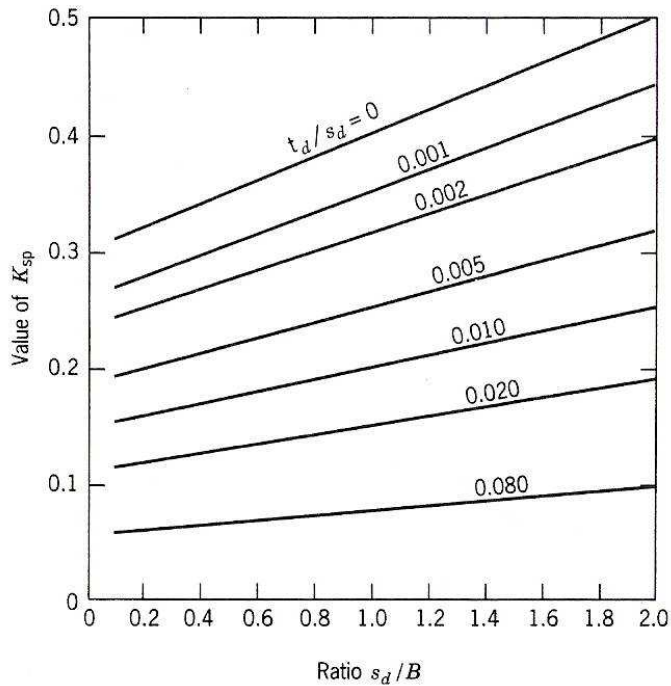


Fig. 3.11 - Valores empíricos do coeficiente K_{sp} , tendo em conta a presença e tamanho das descontinuidades; contém um factor de segurança nominal de 3. (CFE, 1985).

De uma forma analítica K_{sp} pode obter-se de acordo com o seguinte:

$$K_{sp} = \left[\frac{3 + s_d/B}{10 \cdot \sqrt{1 + 300 \cdot t_d/s_d}} \right] \quad \text{Eq. (3.5.3)}$$

onde:

- t_d , é a abertura das descontinuidades;
- s_d , é o espaçamento das descontinuidades; e
- B o diâmetro da estaca.

a) A capacidade de carga devido ao contacto da rocha e o betão, estaca encastrada na rocha, $Q_{v(adm)}$ baseado na ligação ao longo da superfície de encastramento; pode ser expressa de acordo com o seguinte:

$$Q_{adm} = p L_s C_{fl} \quad \text{Eq. (3.5.4)}$$

ou
$$q_a = Q_{adm} / (\pi B^2 / 4) \quad \text{Eq. (3.5.5)}$$

onde:

- p , é o perímetro da estaca;
- L_s , é o comprimento encastrado da estaca;
- C_{fl} , é a força de ligação do betão-rocha no encastramento; alguns valores de C_{fl} são apresentados na Tabela 3.6.

Contudo esses valores devem ser utilizados com alguma precaução devido ao facto de serem altamente dependentes da qualidade da área de contacto realizada durante o processo de escavação; para um dimensionamento detalhado estes valores devem ser obtidos através de ensaio de carga.

A capacidade de carga em estaca neste casos pode ainda ser incrementada perfurando horizontalmente ou diagonalmente cavidades na rocha de modo a aumentar o contacto futuro betão – rocha (Horvath, 1983).

Tabela 3.6 - Tensões de ponta e laterais admissíveis para estacas escavadas com encastramento em rocha (Tomlinson,1977).

<i>Tipo de rocha</i>	<i>Resistência lateral admissível no encastramento betão - rocha C_{fl} (kN/m²)</i>	<i>Resistência de ponta admissível (kN/m²)</i>
Xisto de Manhattan	1330	-
Xisto argiloso (Montreal)	1120	2620
Xisto argiloso (Ottawa)	1120	-
Xisto argiloso (Toronto)	1120	7850
Rochas Calcárias (Chicago)	1716	10468
Xisto argiloso fragmentado	107	-
Arenitos	429	-

b) Pelo RQD

Para o caso de que a tensão admissível q_{ca} supere a resistência à compressão não confinada última q_u , como o caso de rochas argilosas com xistosidades, então:

$$q_{ca} = q_u \quad \text{Eq. (3.5.6)}$$

A ordem de grandeza de q_{ca} pode observar-se na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 - Tensão de contacto admissível q_{ca} (kN/m²) de estacas em rochas com descontinuidades (Peck et al.1974).

<i>Rock Quality Designation (RQD)</i>	<i>Qualidade da Rocha</i>	<i>Tensão de contacto admissível q_{ca} (kN/m²)</i>
100	Excelente	28000
90	Boa	19000
75	Razoável	11000
50	Pobre	6000
25	Muito Pobre	2800
0		900

A capacidade de carga admissível a usar deverá então o menor valor destes três últimos métodos a), b) e c) para estacas encastradas em rocha.

4. Os assentamentos para fundações em rocha na maioria das estruturas mais convencionais é residual, se a capacidade de carga admissível não for excedida então não existe necessidade de efectuar o cálculo de assentamentos, a menos que a estrutura seja extremamente sensível a assentamentos.

5. Desenvolvimento de ensaios de carga em estaca. Estes sem qualquer dúvida, quando levados a efeito de um modo adequado, permitem não só avaliar com rigor a capacidade de carga das estacas como eventuais assentamentos. Devido à importância dos mesmos serão alvo de análise no próximo capítulo.

CAPÍTULO IV

4. ENSAIOS DE CARGA EM ESTACA

Como se apresentou no capítulo anterior, os ensaios de carga em estacas são muito importantes no dimensionamento de Engenharia de Fundações Especiais.

Os ensaios de carga em estaca são geralmente conduzidos numa de duas alternativas:

- *Estaca de Teste*, com intuito de refinar e finalizar o dimensionamento primário efectuado com base na investigação de campo e ensaios laboratoriais, nesta alternativa normalmente as estacas são levadas à rotura;

- *Teste de Estaca em Funcionamento*, em áreas onde a experiência local está disponível; o dimensionamento é feito com investigação de campo, ensaios laboratoriais e análise dos dados da experiência local; neste caso, testes de carga em estacas escolhidas aleatoriamente, servirão para confirmar as condições impostas pelo projectista.

4.1 Ensaios de compressão axial

O típico exemplo de um ensaio de carga em estaca de compressão axial consiste em realizar um maciço de reacção amarrado a duas estacas em ambos os lados da estaca a ensaiar para servirem de ancoragem (Fig.4.1); para minimizar a interferência do efeito das duas estacas de ancoragem com a estaca a ensaiar recomenda-se que a distância mínima entre elas seja de cinco diâmetros. O maciço de reacção 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.

Recomenda-se que a estrutura de carga, estacas de ancoragem, viga horizontal de reacção e macaco hidráulico sejam dimensionados conservadoramente de modo a que suportem uma carga de pelo menos 50% a mais do que aquela que será aplicada na estaca a testar (Nordlund, 1982; in Prakarsh e Sharma et. al 1989).

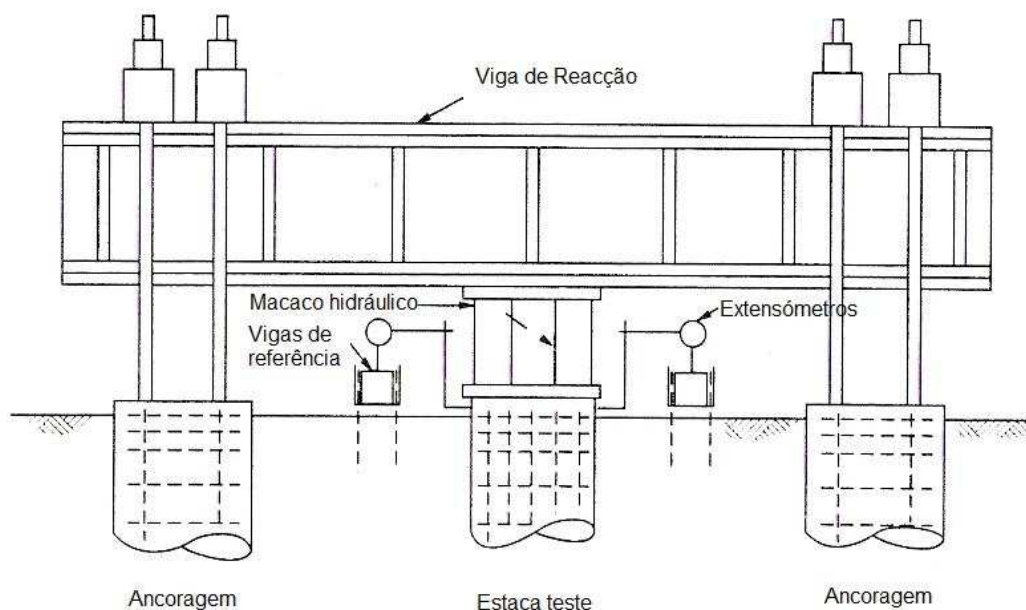


Figura 4.1 – Esquema de elementos usados no teste de carga em estaca de compressão axial com auxílio de viga de reacção amarrada a 2 ancoragens constituídas por estacas construídas para o efeito in Prakarsh e Sharma et. al (1989).

Refere-se que medições de longa duração temporal em estacas de betão e madeira podem representar alterações no próprio material da estaca, assim como movimentos da estaca em relação ao solo, ao contrário das estacas metálicas que não apresentam alterações significativas (Davisson, 1970).

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

4.1.1 Método teste de carga lento (SM test)

Este método recomendado pela ASTM D1143-81(1989) e consiste nos seguintes passos:

- a) Carregar a estaca em oito incrementos de igual valor, 25%, 50%, 75%, 100%, 125%, 150%, 175% e 200% do valor da tensão de dimensionamento;
- b) Manter todos os incrementos até que os assentamentos sejam inferiores a 0,25mm/h, mas não por períodos superiores a 2h;
- c) Manter o carregamento de 200% durante 24h;
- d) Após o tempo de carga requerido, retirar a carga com decrementos de 25% com 1h de espera entre cada decremento;

- e) Depois de carregada e descarregada, recarregar a estaca agora com incrementos de 50% da tensão de dimensionamento, esperando 20min entre os incrementos de carga;
- f) 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.

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. Na Fig.4.2 apresenta-se um esquema de cargas segundo a metodologia anteriormente referida, no entanto outros esquemas podem ser seguidos, como se apresenta na Fig.4.3.

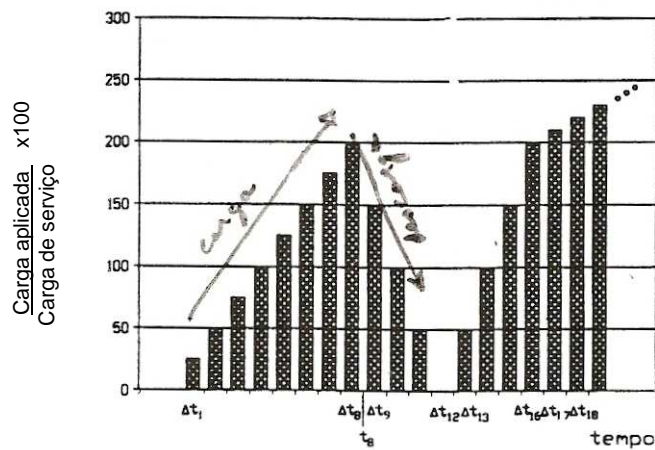


Figura 4.2 – Esquema típico de aplicação de cargas num ensaio do tipo SM test. (ASTM-D1143 a partir de Ferreira Gomes, 2007).

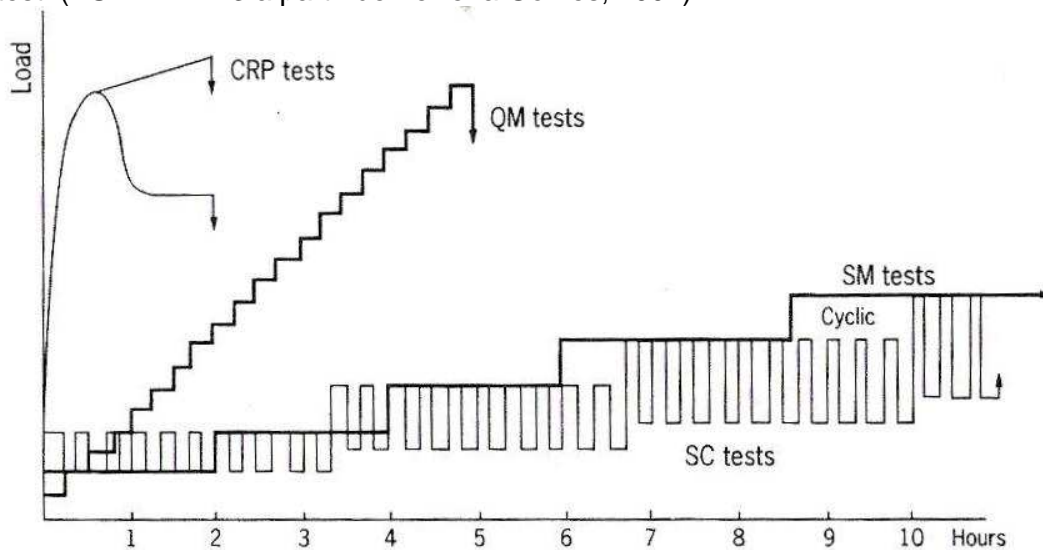


Figura 4.3 – Exemplos de métodos ilustrados em gráfico carregamento-tempo, em ensaios de carga em estacas (Prakarsh e Sharma et. al 1989)

4.1.2 Método teste de carga rápido (QM test)

Este método recomendado pelo New York State Department of Transportation, The Federal Highway Administration, e a norma ASTM 1143-8 (Sharma et al. 1984)consistindo no seguinte procedimento:

- a) carregar a estaca em 20 incrementos até 300%, ou seja, carregar 15% da carga de dimensionamento em cada patamar;
- b) manter cada carga por um período de 5min fazendo leituras a cada 2,5min;
- c) manter os carregamentos contínuos até que o sistema tenha capacidade de manter as cargas sem que seja preciso bombear mais pressão no macaco de forma contínua, ou seja, até atingir os 300% do valor da carga de dimensionamento;
- d) depois de esperar 5min poderá remover-se a totalidade da carga em 4 fases de igual valor com um intervalo de 5min entre cada fase.

Este método é rápido e económico, tipicamente o tempo de teste deste método é de 3 a 5h. Este método representa mais aproximadamente as condições não drenadas, e por ser um método rápido não pode ser usado para estimar assentamentos.

4.1.3 Método 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) consistindo nos seguintes passos:

- a) a cabeça da estaca é forçada a ter um deslocamento na vertical a uma taxa de 1,25mm/min;
- b) a força necessária para essa penetração é registada; e
- c) o teste é levado até uma penetração total de 50 a 75mm.

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 acção 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.

4.1.4 Método Sueco - teste de carga cíclica (SC test)

Este método é recomendado pela Swedish Pile Commission (Prakash e Sharma, 1989) e consiste nos seguintes passos:

- a) carregamento da estaca com um terço do valor total da carga de dimensionamento;
- b) descarregamento em um sexto do valor total da carga de dimensionamento, e repetir o carregamento e descarregamento durante 20 ciclos;
- c) incrementar as cargas a 50% do que no item a) e repetir item b);
- d) continuar até atingir a rotura.

Este método requer algum consumo de tempo e as cargas cíclicas podem alterar o comportamento da estaca, sendo que no fim de ensaiada pode não ter o mesmo comportamento que inicialmente; assim este método é apenas aconselhado para estruturas que se preveja a evidência de cargas cíclicas.

i) Interpretação dos resultados:

A capacidade de carga última de uma estaca é definido como o momento em que a estaca entra em rotura ou os assentamentos são significativos na carga submetida, ou outras definições de carga última por assentamentos, limitando os assentamentos por exemplo quando a cabeça da estaca tem um assentamento na ordem de 10% do diâmetro da ponta da estaca, um assentamento contínuo sem que haja novo incremento de carga durante o teste de carga, um aumento desproporcional dos assentamentos em relação ao incremento de cargas, entre outros (Tomlinson, 1977).

Muitos engenheiros definem a carga de rotura como sendo de intersecção da recta tangente ao primeiro tramo da curva de carga com a recta tangente ou com a extensão da segunda parte da curva de menor declive (Fig.4.4b). Existe ainda uma série de métodos com intuito de melhor estimar essa carga de rotura, como os apresentados por; Davisson (1972), Chin (1970), De Beer e Wallays (1972), Brinch Hansen (1963), Mazurkiewicz(1972), Fuller e Hoy (1970), Hoy e Butler (1977).

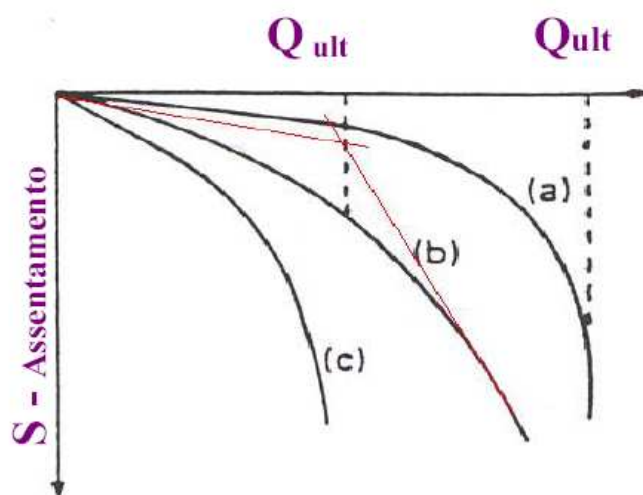


Figura 4.4 – Modos usuais para avaliar a capacidade de carga última, função do tipo de rotura nos solos: **a)** rotura generalizada, **b)** rotura localizada, e **c)** rotura por punção (a partir de Ferreira Gomes, 2007).

4.2 Ensaio de tracção axial

Os ensaios de tracção axial têm um modo de funcionamento similar com os de compressão axial, com a diferença da inversão do sentido da força a aplicar pelos macacos hidráulicos (Fig.4.5); mantém-se o espaçamento mínimo entre a estaca em teste e as estacas auxiliares (ancoras) ou bases de apoio de pesos de reacção, de 5 diâmetros e nunca menos que 2,5m para que não haja interferência dos efeitos das estacas ou apoios laterais na estaca em teste.

À semelhança com o teste anterior é necessário verificar e calibrar todo o material envolvido no teste para garantir o mais possível a veracidade dos resultados. Se mais do que um macaco hidráulico for usado então devem ter todos do mesmo diâmetro de extensor, conectados ambos aos mesmos deflectómetros e accionados ambos pela mesma bomba. Também como no teste anterior, de ensaio em carga de compressão axial, deve ser também verificado que a viga de reacção e as estacas associadas devem estar dimensionadas de modo a suportar todas as cargas necessárias para o desenvolvimento do teste e que os macacos tenham comprimento de extensão suficiente para os antecipados deslocamentos na estaca em teste.

O procedimento para os quatro métodos para o teste de compressão axial em estaca também podem ser usados da mesma forma, excepto que os esforços a serem aplicados têm o sentido contrário ou seja de tracção axialmente à estaca, como é indicado pela ASTM D3689-83.

Os métodos de interpretação de rotura para os ensaios de tracção axial variam mediante os movimentos toleráveis pela estrutura a ser implantada; geralmente a carga última para o ensaio de tracção é mais facilmente definida quando comparável com os dados do ensaio de carga de compressão axial, uma vez que a resistência à tracção disponível para ser mobilizada decresce mais notoriamente assim que se chega à rotura. Os métodos de interpretação mais aceites, para estimar a resistência de tracção última, recaem no valor mais baixo do esforço de tracção última dado pelo mínimo do seguintes três critérios, Sharma et al. (1984):

1. carga de tracção axial de rotura pode ser dada como sendo o valor efectivo de movimento ascendente na estaca de 6,25mm;
2. carga de tracção axial de rotura pode ser dada como sendo o ponto de intersecção das tangentes na curva do gráfico de carregamento – movimento do teste;
3. carga de tracção axial de rotura pode ser dada ainda como sendo o valor em que subitamente se regista um aumento desproporcional na relação carga aplicada movimento ascendente da estaca em teste.

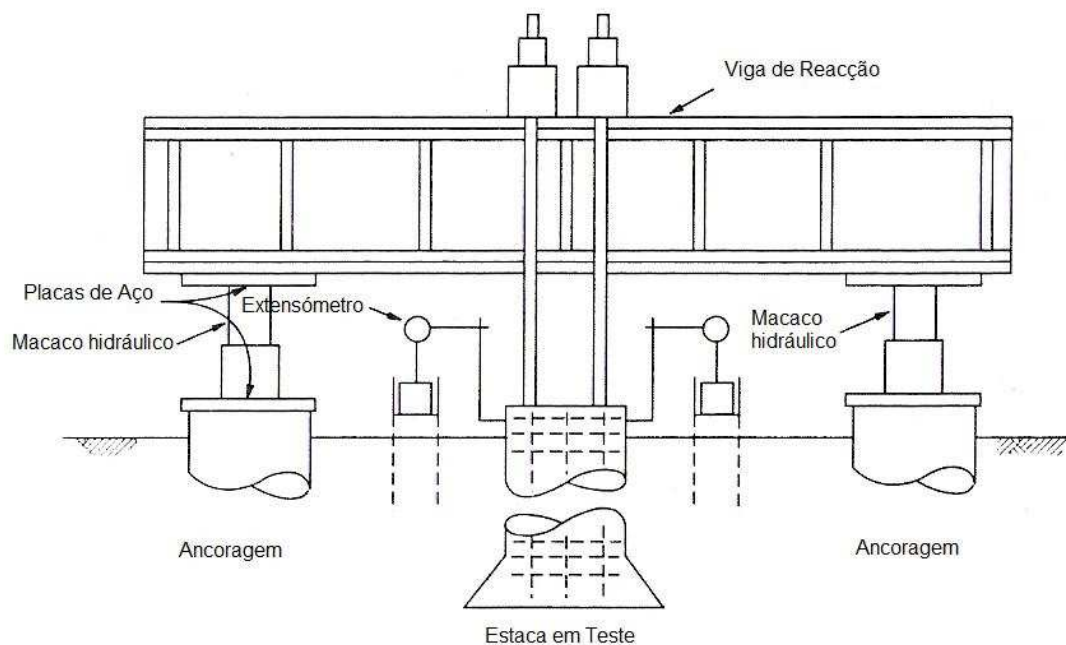


Fig. 4.5 - Esquema de disposição do teste de carga de tracção axial (Prakarsh e Sharma et. al 1989).

CAPÍTULO V

5. CASO DE ESTUDO

5.1 Introdução

O presente caso de estudo tem por base ensaios de compressão axial em estacas realizados no âmbito da construção de uma rodovia de ligação de duas pequenas cidades na zona fronteiriça da República da Irlanda com a Irlanda do Norte, a N1/A1 Dundalk/Newry Link Road (Fig.5). Esses ensaios foram interpretados na RSP Consulting Engineers – West Pier, Co. Dublin, com intuito de conhecer o comportamento das estacas naquela zona de implantação. A necessidade de recorrer a este tipo de fundação para a construção da rodovia de modo a reforçar a fundação do aterro desta via de comunicação.



Figura 5.1 – Localização da rodovia N1/A1 Dundalk/Newry, onde foram efectuados os ensaios de carga em estacas do presente caso de estudo (Google,2009).

5.2 Geometria do maciço e sua caracterização mecânica

Existe um problema típico em grande parte dos solos na Ilha da República da Irlanda e Irlanda do Norte, que é a ocorrência de solos altamente orgânicos na parte superior da estratigrafia local.

Estes solos sendo de características muito pobres no que se refere à capacidade de carga, obrigam a soluções que passam sempre por fundar grande parte das estruturas, mesmo as mais ligeiras, em fundações do tipo estacas, de modo a descarregarem as cargas em estratos de resistência adequada.

O presente caso apresenta a geometria do maciço de acordo com o apresentado na Fig.5.2, sendo de salientar que no âmbito do presente trabalho de ensaios de carga, já foi fornecido ao empreiteiro o corte estratigráfico e respectiva caracterização geotécnica, a partir de campanhas de estudos geotécnicos anteriores.

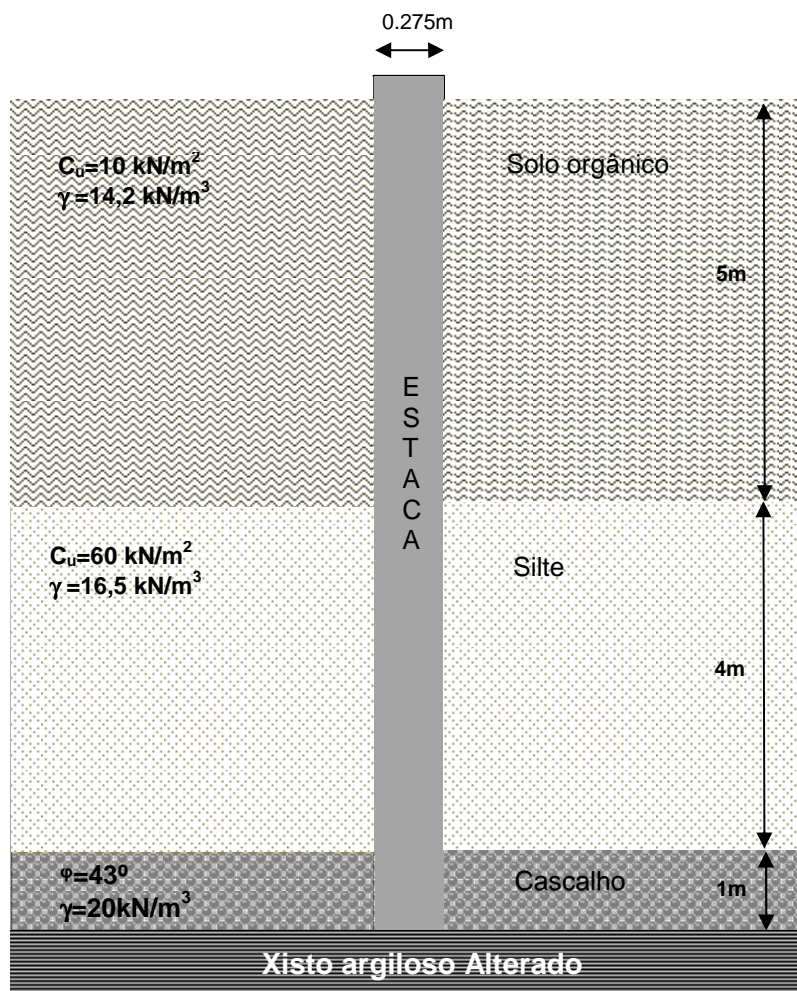


Figura 5.2 – Esquema representativo das condições do maciço que envolve a estaca em estudo.

Neste caso a estratigrafia onde se atingiu a resistência requerida foi a 10m de profundidade estando o pé das estacas assente em rocha alterada, na altura classificada entre um W3 e um W4, sendo imediatamente acima dessa zona se encontrava um estrato de 1metro de Cascalho, 4 metros de Silte de baixa resistência e finalmente os restantes 4 a 5 metros de topo como um solo bastante orgânico, chegando a apresentar conteúdos de matéria orgânica a rondar os 80%.

5.3 Tipo de estacas preconizadas

Os trabalhos desenvolveram-se em estacas pré-fabricadas cravadas dinamicamente de betão, de secção quadrada, de 275mm de lado, e 10m de profundidade, de acordo com o projecto. O equipamento usado na construção das mesmas foi à semelhança do que se pode identificar na Fig. 5.3; é um equipamento versátil, sendo usado quer na cravação de estacas de betão armado, metálicas e mesmo até de madeira, sendo a maquinaria significativamente leve em comparação com o que é habitual nos equipamentos para execução de estacas; este tipo de maquinaria torna-se vantajosa pela sua facilidade de trabalho num grande espectro de condições; foi um equipamento muito eficaz no presente caso, com os terrenos mais superficiais naturais de fraca resistência, mesmo para situações temporárias como o caso dos trabalhos a desenvolver.



Figura 5.3 – Imagem representativa da maquinaria usada na cravação das estacas nesta obra.

5.4 Ensaio de carga

O equipamento usado para realizar o ensaio de carga foi:

- bomba hidráulica de 700 Bar e respectivos elementos de ligação;
- macaco hidráulico de 150 Toneladas e com extensor de 10 cm;
- célula de carga de 2000kN;
- caixa de registos; e
- quatro medidores de potência de 150mm de alcance.

A força imposta na estaca a ensaiar foi exercida através do macaco hidráulico com auxílio ao peso de reacção de uma estrutura montada acima do conjunto estaca-macaco hidráulico. A célula de carga foi posta acima do macaco de modo a cuidadosamente medir a carga por este imposta, na figura 5.4 exemplifica toda esta disposição do material usado.



Figura 5.4 – Imagem representativa do equipamento usado na medição dos resultados do teste de carga em estaca.

O objectivo do ensaio teve como base o estudo da relação carregamento/assentamentos característicos, até 1,5 vezes a carga especificada no dimensionamento desta estaca (1,5x607,60kN), usando o método de teste estático, uma vez apenas se desejar ter conhecimento do comportamento da estaca para a carga de trabalho prevista em projecto; esta não foi levada à rotura como seria antecipado pelo seguimento do teste de carga em estaca.

Nestas condições revelou-se de grande importância a recolha dos dados das medições cargas e respectivos deslocamentos, uma vez possibilitarem uma maior segurança no conhecimento do comportamento futuro da estaca quando submetida aos carregamentos requeridos em projecto.

As medições das cargas e deslocamentos foram registadas em intervalos de tempo e detalhadas em Anexo para uma consulta mais alargada dos resultados do ensaio.

A partir dos resultados obtêm-se os seguintes gráficos de carga/assentamentos em função do tempo apresentados na Fig.5.5.

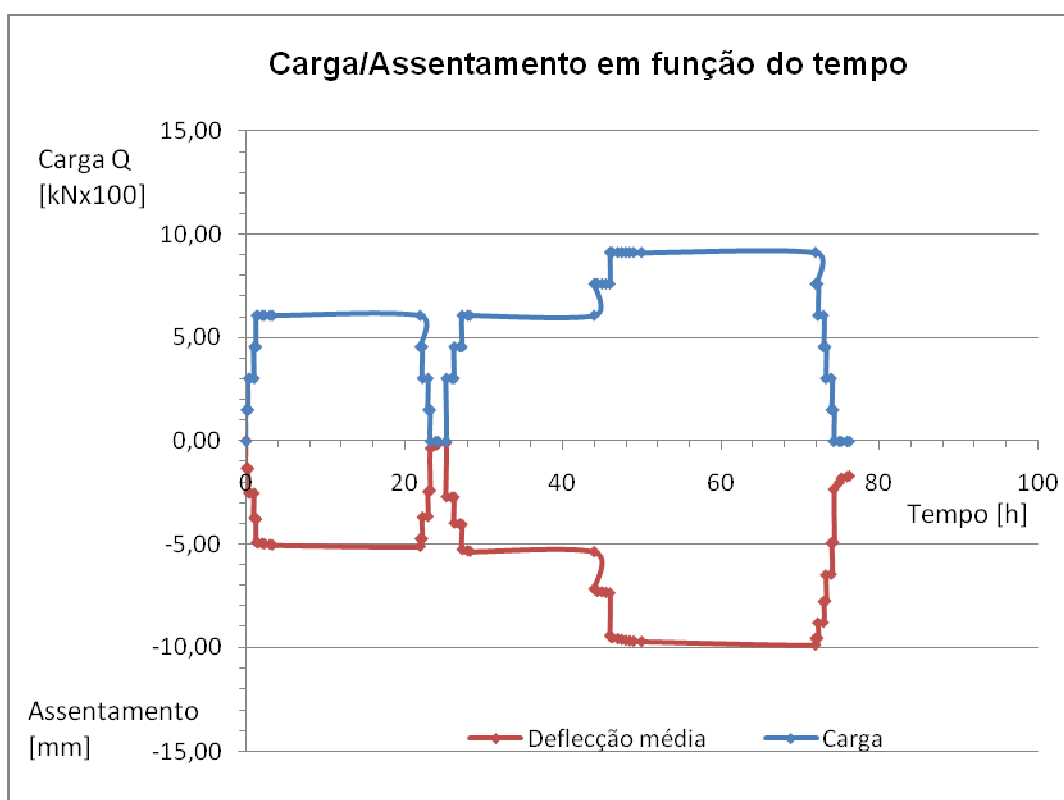


Figura 5.5 – Resultados do ensaio de carga na estaca em estudo, em termos de carga/assentamento ao longo do tempo. Nota: os resultados apresentam-se detalhadamente em Anexo.

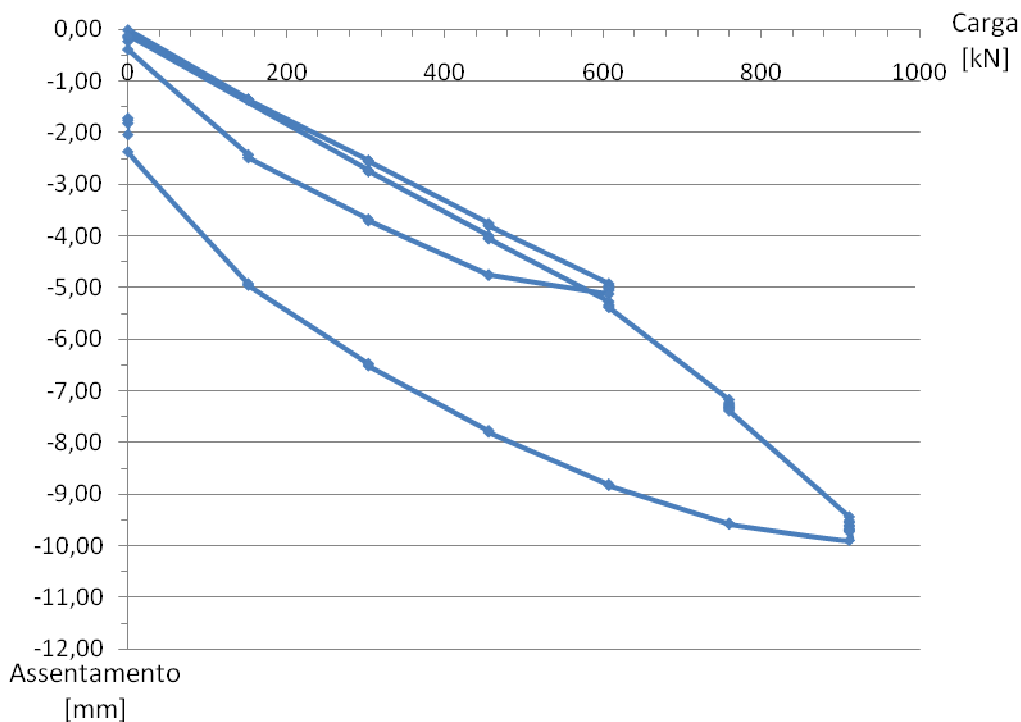


Figura 5.6 – Resultados do ensaio de carga na estaca em estudo, em termos de carga *versus* assentamento. Nota: os resultados apresentam-se detalhadamente em Anexo.

5.5 Capacidade de carga última a partir do ensaio

O caso de estudo anterior, mostra um aumento linear aproximadamente constante dos assentamentos com o aumento da carga imposta na estaca.

Segundo Terzaghi a carga de rotura é definida como aquela que produz deslocamento, à cabeça da estaca, de 10% do diâmetro da cabeça da estaca. Assim, para este caso de estudo, tendo as estacas secção quadrada, com 250mm de lado, tem-se uma carga de rotura correspondente a 25mm de assentamento à cabeça da estaca. Porém neste ensaio, como apenas foi carregado até 1,5 vezes da carga de trabalho admitida em projecto, os valores registados dos assentamentos à cabeça da estaca foram apenas de 9,90mm para uma carga de 911,40kN.

Assim, para chegar a um valor aproximado da carga de rotura, extrapolou-se segundo uma linha de tendência de grau 3, como se pode ver na Fig.5.7.

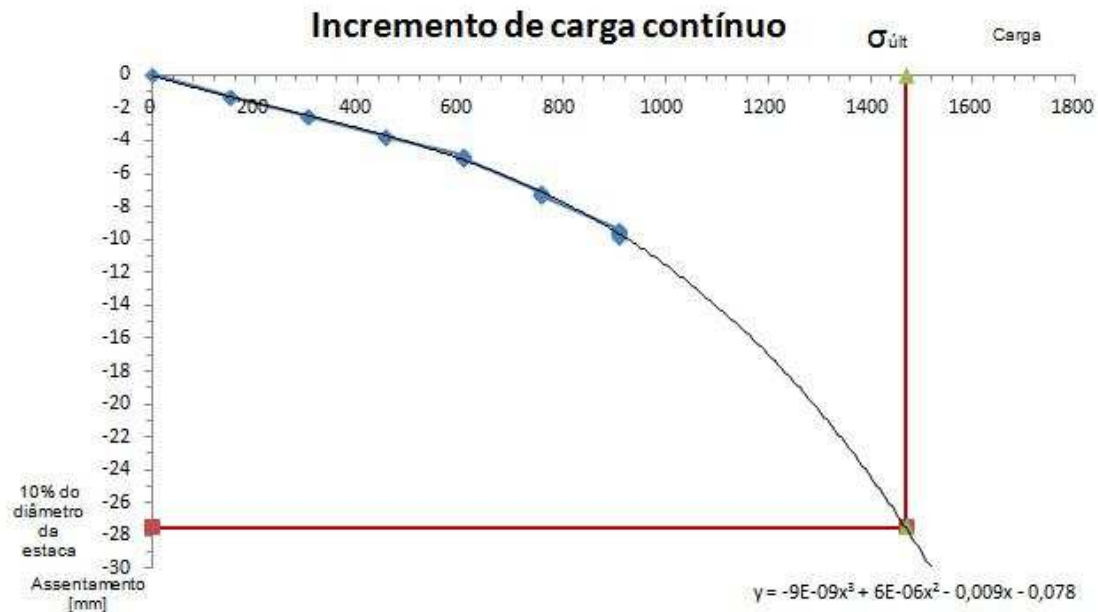


Figura 5.7 – Linha de tendência dos resultados com extrapolação da mesma até valores de assentamento da ordem de 10 % do lado da estaca para se obter uma noção do valor de carga de rotura segundo a proposta de Terzaghi (em que Q_{ult} corresponde a um assentamento de 10% de B).

Assim, usando a linha de tendência dada pela equação seguinte:

$$y = -9E-09x^3 + 6E-06x^2 - 0,009x - 0,078 \quad \text{Eq. (5.5.1)}$$

tem-se para um assentamento de 275mm, uma carga de rotura, $Q_{ult}=1450\text{kN}$, sendo que a $Q_{adm}=1450/F.S$, com $F.S.=3,5$ vem: $\Leftrightarrow Q_{adm}=414,29\text{kN}$.

Salienta-se que o valor obtido deve ser considerado apenas como aproximado, visto que o ensaio real não foi efectivamente avançado até aquela carga, servindo em especial para se ganhar alguma sensibilidade sobre o assunto, inclusive ao comparar com os resultados a obter pelos outros métodos.

5.6 Capacidade de carga a partir do Método Clássico

Para desenvolver a marcha de cálculo deve-se primariamente entender as acções a que a estaca está sujeita, a Fig. 5.8 ilustra então essas acções, podendo assim passar a uma análise analítica.

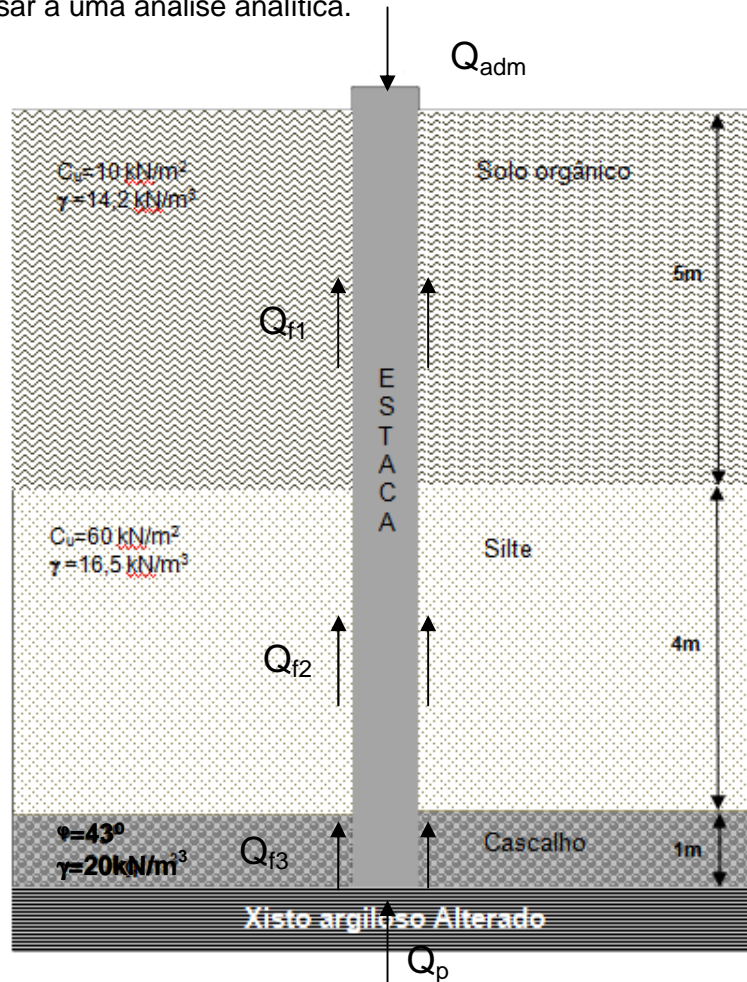


Figura 5.8 – Esquema representativo das forças de acção e reacção actuantes na estaca.

Numa 1ª fase irá se considerar Q_p como resultado da ponta da estaca se considerar na rocha xisto alterado. Dado que no item 3.5, Peck et al. (1974) aconselham para tensão de contacto admissível para uma rocha com RQD de 25, ou seja já com factor de segurança incluído, $q_{ca}=q_u=2800 \text{ kN/m}^2$.

Assim para a estaca em estudo com área da base $A_b=0,0756 \text{ m}^2$, a carga de ponta admissível $Q_{p adm}=211,75 \text{ kN}$, ou seja, a carga de ponta sem a aplicação do factor normal de segurança para estes casos, F.S.=3,5, vem que $Q_p=741,12 \text{ kN}$.

Para a parcela da resistência lateral no fuste da estaca, usando as expressões descritas no item 3.1.1 tem-se que:

$Q_f = (c_{ua} + k_s \sigma'_v \tan \delta) A_s$, que neste caso se traduz da seguinte maneira,

$$Q_f = Q_{f1} + Q_{f2} + Q_{f3} , \text{ ou seja, } Q_f = [(c_{ua1} + k_s \sigma'_{v1} \tan \delta_1) A_{s1} + (c_{ua2} + k_s \sigma'_{v2} \tan \delta_2) A_{s2} + (c_{ua3} + k_s \sigma'_{v3} \tan \delta_3) A_{s3}]$$

Pelo gráfico de Folque (2007), para avaliar a aderência das estacas, c_{ua} , em item 2.2.2, têm-se os seguintes valores:

$$c_{ua1} = 10 \text{ kN/m}^2 \quad c_{ua2} = 45 \text{ kN/m}^2 \quad c_{ua3} = 0$$

E tomando o nível freático à superfície tem-se que:

$$\sigma'_{v1} = (14,2 - 10) \times 5 = 21 \text{ kN/m}^2 \quad \sigma'_{v2} = (16,5 - 10) \times 4 + 21 = 47 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma'_{v3} = (20 - 10) \times 1 + 47 = 57 \text{ kN/m}^2$$

Os valores de δ tomam-se como 2/3 do valor do ângulo de atrito; assim vem que:

$$\delta_1 = 0^\circ \quad \delta_2 = 0^\circ \quad \delta_3 = 28,67^\circ$$

O valor de k_s para estacas cravadas de alto deslocamento, como é este caso, no item 3.1.1 vem: $k_s = 1,5$

$$A_{s1} = 0,275 \times 5 \times 4 = 5,5 \text{ m}^2 \quad A_{s2} = 0,275 \times 4 \times 4 = 4,4 \text{ m}^2 \quad A_{s3} = 0,275 \times 1 \times 4 = 1,1 \text{ m}^2$$

Assim, chegando à expressão final da resistência lateral ao longo do fuste da estaca:

$$Q_f = [10 \times 5,5 + 45 \times 4,4 + 1,5 \times 57 \times \tan(28,67) \times 1,1]$$

$$Q_f = 304,43 \text{ kN}$$

Substituindo na expressão geral, $Q_{adm} = (Q_p + Q_f) / FS$, vem:

$$Q_{adm} = (741,12 + 304,43) / 3,5 \quad Q_{adm} = 298,73 \text{ kN}$$

Numa 2ª fase admite-se uma situação de solo residual, como este é consequência da alteração do maciço rochoso de natureza xistosa a tendência é que resulte numa argila muito consistente avançando uma $C_u = 200 \text{ kN/m}^2$ (valor limite na fronteira solo-rocha).

Para a parcela da resistência de ponta neste caso temos que; $Q_p = A_b [c N_c + q N_q]$ dado que pelo gráfico de Skempton (1951) presente no subcapítulo 3.1.1 para uma relação $D/B = 36$ vem que $N_c \approx 9$, e considerando na mesma o nível freático à superfície chega-se ao resultado:

$$Q_p = 0,0756 \times (9 \times 200) = 136,08 \text{ kN}, \quad \text{e} \quad Q_f = 304,43 \text{ kN}$$

$$\text{Tem-se, } Q_{adm} = (136,08 + 304,43) / 3,5 \quad \Leftrightarrow \quad Q_{adm} = 125,85 \text{ kN}$$

5.7 Capacidade de carga a partir do Eurocódigo 7

i) método proposto

O Eurocódigo 7 tem como objectivo estabelecer um conjunto de normas relativas ao projecto geotécnico de edifícios e obras de engenharia civil.

No caso das estacas, o Eurocódigo baseia-se sobretudo na informação recolhida pelos resultados dos ensaios de carga, desenvolvendo o seu procedimento de cálculo com base no número de ensaios de carga e no método de construção da estaca.

$$R_{ck} = R_{cm} / \xi$$

$$R_{cm} = 1450 \text{ kN}$$

$$\xi = 1,5$$

$$R_{ck} = 966,67 \text{ kN}$$

$$R_{cd} = R_{ck} / \gamma_t$$

$$\gamma_t = 1,3$$

$$R_{cd} = 966,67 / 1,3 = 743,58 \text{ kN}$$

Por fim, considerando o Caso A, B, ou C:

$$F_{cd} \leq R_{cd}$$

Nesta situação aplica-se o Caso B (Tabela 2.9), vindo assim:

$$1,35 \times F_{ck} \leq R_{ck} / \gamma_t$$

Logo temos que; $F_{ck} = 743,58 / 1,35 \Leftrightarrow F_{ck} = 550,81 \text{ kN}$

ii) método similar ao das fundações directas

Por interesse em relacionar os resultados obtidos pelo Eurocódigo 7 no dimensionamento de estacas, pelo uso dos resultados dos ensaios de carga, com o método de dimensionamento do Eurocódigo 7 usado em fundações superficiais, apresenta-se neste item essa análise.

Assim, usando as expressões clássicas, e tendo em atenção a filosofia clássica do EC7, isto é, minorando as forças resistentes conotadas com as propriedades mecânicas do maciço e majorando as acções actuantes na estaca, ou seja:

$$F_d \leq X_d$$

$$F_d = F_k \times \gamma_F \quad \text{e} \quad X_d = \frac{X_k}{\gamma_m}$$

Seguindo o caso B, pelos valores calculados na 1ª fase do subcapítulo 5.6 tem-se:

$$F_{ck} \times 1,35 \leq X_d$$

Considerando a situação da ponta no terreno de xisto argiloso, com $q_{ca} = q_u$ (item 3.5, eq.3.33) e considerando a situação do presente caso anteriormente apresentada com $q_u = 2800 \text{ kN/m}^2$, vem:

$$X_d \Leftrightarrow [(c_{ua1}/\gamma_{c1} + k_s \sigma'_{v1} \tan \delta_1) A_{s1} + (c_{ua2}/\gamma_{c2} + k_s \sigma'_{v2} \tan \delta_2) A_{s2} + (c_{ua3}/\gamma_{c3} + k_s \sigma'_{v3} \tan \delta_3) A_{s3}] + (q_u/\gamma_{mq}) A_b$$

Sendo, no caso B:

$$\begin{aligned} \gamma_{c1} &= 1,0 \\ \gamma_{mq} &= 1,0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \gamma_{c1} &= 1,0 \\ \gamma_{m\phi} &= 1,0 \end{aligned}$$

$$\gamma_{c1} = 1,0$$

$$A_{s1} = 0,275 \times 5 \times 4 = 5,5 \text{ m}^2$$

$$A_{s2} = 0,275 \times 4 \times 4 = 4,4 \text{ m}^2$$

$$A_{s3} = 0,275 \times 1 \times 4 = 1,1 \text{ m}^2$$

Com:

$$\phi_{\text{cálculo}} = \arctan [tg \phi_k / \gamma_{m\phi}] = \arctan [(tg 43^\circ) / 1] = 43^\circ$$

$$\delta' = 2/3 \phi_{\text{cálculo}} = 28,67^\circ$$

$$X_d = [(10/1) \times 5,5 + (45/1) \times 4,4 + (1,5 \times 57 \times \tan(28,67)) \times 1,1] + (741,12/1) = 1045,43 \text{ kN}$$

$$F_{ck} \times 1,35 \leq X_d \quad \Leftrightarrow \quad F_{ck} \leq 1045,43 / 1,35 = 774,39 \text{ kN}$$

5.8 – Comparação da capacidade de carga a partir dos vários métodos

Os resultados em termos de capacidade de carga admissível para a estaca em estudo, a partir dos vários métodos apresenta-se na Tabela 5.1. Salienta-se que se obteve $Q_{adm} = 414,29$ kN a partir da situação clássica considerando o ensaio de carga real na estaca e aplicando o critério de Terzaghi para optimização da carga de rotura e usando um $FS=3,5$. Os métodos clássicos analíticos são relativamente conservadores, em especial o que considera a ponta da estaca num maciço do tipo argiloso muito rijo em vez de se considerar a rocha xistenta alterada. O método do EC7 tal como preconizado na sua aplicação é menos conservador do que qualquer um dos casos anteriores, permitindo assim descarregar mais cargas nos terrenos. A situação de se considerar o método do EC7 de acordo com o preconizado para fundações directas, os resultados obtidos vêm mostrar que é demasiado perigoso, pois permitiria descarregar cargas com ordem de grandeza que poderão criar problemas de estabilidade.

Tabela 5.1 – Valores de Q_{adm} [kN] para os vários métodos de cálculo aplicados.

Método de cálculo usado	Carga admissível Q_{adm} [kN]
Ensaio de carga considerando o critério de Terzaghi para optimização da carga admissível ($FS = 3,5$)	414,29
Método analítico clássico considerando a ponta no maciço rochoso - Xisto alterado ($FS = 3,5$)	298,73
Método analítico clássico considerando a ponta num maciço terroso, admitindo-se argila muito rija ($FS = 3,5$)	125,85
Método segundo o Eurocódigo 7 de acordo com o proposto para dimensionamento de fundações profundas, a partir do ensaio de carga em estaca (usando coeficientes de segurança parciais)	550,81
Método segundo Eurocódigo 7 de acordo com o procedimento de dimensionamento de fundações superficiais, a partir das equações analíticas da mecânica dos solos e rochas (usando coeficientes de segurança parciais)	774,39

CAPÍTULO VI

6. CONCLUSÕES E PERSPECTIVAS FUTURAS

6.1 Conclusões

Do presente trabalho pode concluir-se que:

- A Engenharia de Fundações no domínio das estacas é uma ciência aplicada, com considerável complexidade, advinda talvez, da grande variedade do tipo de estacas, e acrescida pela dificuldade de teorizar em laboratório com modelos a escalas reduzidas, pois os terrenos naturais são de grande variedade e heterogeneidade.

- Sob o ponto de vista mecânico em termos de capacidade de carga das estacas, há várias teorizações, não havendo total consenso em alguns pontos, de qualquer modo o uso da equação clássica proposta por Terzaghi, com alguns ajustes, continua a ser seguida como ferramenta potente de apoio aos engenheiros de fundações.

- Devido às dificuldades anteriormente apresentadas o EC7 orienta para a realização de ensaios de cargas em estacas à escala real para o dimensionamento efectivo, metodologia que apesar de onerosa, começa a ser seguida na Europa.

A partir dos resultados do ensaio de carga numa estaca salientam-se os principais aspectos:

i) Os ensaios de carga demonstram com bastante clareza a verdadeira capacidade de carga da estaca alvo do ensaio.

ii) Os ensaios de carga têm a capacidade de demonstrar pelos seus resultados se o(s) método(s) de cálculo adoptado(s) foi/foram o(s) mais apropriado(s) para a resolução do problema.

No caso de estudo apresentado, pode-se concluir que:

- a. capacidade de carga admissível (Q_{adm}) a partir da situação clássica considerando o ensaio de carga real na estaca e aplicando o critério de Terzaghi para optimização da carga de rotura, usando um FS= 3,5, foi 414,29 kN; este valor, considera-se correspondente a 1,0, para servir de referência em termos de análise da situação;
- b. os métodos clássicos analíticos são relativamente conservadores, em especial o que considera a ponta da estaca num maciço do tipo argiloso muito rijo em vez de se considerar a ponta na rocha xistenta alterada; quando se considera a situação da ponta na argila muito

- rija, obtém-se um valor de 0,3 em relação à referência, e considerando a ponta na rocha xistenta resulta um valor de 0,7;
- c. ao considerar o método do EC7 tal como preconizado na sua aplicação este é menos conservador do que qualquer um dos casos anteriores, obtendo-se em relação à referência um valor de 1,3
 - d. a situação de se considerar o método do EC7 de acordo com o preconizado para fundações directas, os resultados obtidos permitem obter um valor de 1,9 em relação referência, salientando-se que a sua aplicação desse modo pode ser até perigosa, pois permitiria descarregar cargas com ordem de grandeza que poderiam criar problemas de estabilidade.

6.2 Perspectivas Futuras

Sobre situações a efectuar no futuro, entende-se que:

- i) seria muito importante efectuar trabalhos similares ao apresentado, mas envolvendo mais ensaios de carga em estacas, de modo a que os resultados sejam estatisticamente de maior validade;
- ii) seria importante, que esses mesmos ensaios fossem efectuados com monitorização da zona da ponta, como incluindo a zona do fuste, e até, havendo vários terrenos seria muito importante medir o atrito lateral unitário nas diferentes camadas;
- iii) seria muito importante, que a geometria do maciço fosse acompanhada por resultados de ensaios *in situ*, como ainda de ensaios laboratoriais para aferir os parâmetros de campo; esta situação iria possibilitar o uso dos vários formulários apresentados na presente tese e tirar conclusões com maiores certezas;

a realização de ensaios de carga em estacas em modelos reduzidos, em laboratório, seria um caminho a seguir para aferir as teorizações de capacidade de carga em estacas.

BIBLIOGRAFIA

- Agrafoundations**, empresa de fundações, site: <http://www.agrafoundations.ca>, 2009.
- Barata, F.**, Propriedades Mecânicas dos Solos – Uma Introdução ao Projecto de Fundações, 1ª Edição, 1984.
- Bauer**, empresa de construção de maquinaria para geotecnia, site: www.bauer.de, 2009.
- Bowles, J. E.**, Foundation Analysis and Design, 4th Edition, 1988.
- Brinch Hansen**, Hyperbolic stress - strain response in Cohesive Soils, 1963.
- Butler, H.D. e Hoy, H.E.**, Users Manual for the Texas Quick-Load Method for Foundation Load Testing, 1977.
- Das, B.M.**, Principles of Foundation Engineering, 2th Edition, 1990.
- Davissou, M.T.**, *High Capacity Piles*, Proceedings of Lecture Series on Innovations in Foundation Construction, American Society of Civil Engineers, 1972.
- De Beer, E. e Wallays, M.**, Forces induced by unsymmetrical surcharges on the soil around the pile, 1972.
- Dinis da Gama, C. e Reis e Sousa, M.**, Caracterização geotécnica expedita do granito do porto para fins de escavação de túneis, 9º Congresso Nacional de Geotecnia, Aveiro 2004.
- Castro, G.**, Acerca do Projecto de Fundações em estacas de betão armado. Laboratório Nacional de Engenharia Civil. Memória N.º 743. Lisboa. 45 p, 1989.
- CCP International**, brochura de catálogo da empresa usando processos de Jet Gouting, 1998.
- Centrum, Paele, A/S**, empresa de fundações e geotecnia, catálogo, 1992.
- Cernica, J. N.**, Foundation Design, 1ª edição, 1995.
- CFEM**, Canadian Foundations Engineering Manual, 1978.
- Chin, F.K.**, Estimation of the ultimate load of piles not carried to failure, 1970.
- Coelho, S.**, Tecnologia de Fundações, 1ª edição, 1996.
- Construction news**, página Web, notícias de construção, site: <http://www.cnplus.co.uk>, 2009.
- Eurocódigo 7**, Projecto Geotécnico – Regras Gerais, Norma Portuguesa, 1999.
- Fellenius, B. H.**, Negative skin friction and settlement of piles, 1984.
- Ferreira Gomes, L. M.**, Sebenta da Disciplina de Fundações, Curso de Engenharia Civil da Universidade da Beira Interior, 2007.
- Flickr**, Fotografia do Monumento aos Descobrimientos Portugueses, retirado do sítio da internet: <http://www.flickr.com/photos/airessantos>, 2009.
- Folque, J.**, Fundações – Recomendações Gerais, 7ª edição, 2007.

Franki, informação retirada do sítio web da empresa em: www.franki.co.za, 2009.

Fuller, F M. and Hoy, H. E., Pile Load Tests Including Quick Load Test Method, Conventional Methods, and Interpretations, 1970.

Garbarinoconstruction, empresa de fundações, <http://www.garbarinoconstruction.com>, 2009.

Google Maps, localizador de mapas em: <http://maps.google.pt/maps?hl=pt-PT&tab=w>, 2009.

Gouveia, P.J.J., Avaliação da Capacidade Resistente de Estacas Através do Ensaio de Carga Dinâmico, de tese de mestrado no IST, 2003.

Infopédia, Enciclopédia da Porto Editora na internet em <http://www.infopedia.pt/>, 2009.

ISRM 1978, Suggested methods for the quantitative description of discontinuities in rock masses. Int. Jour.. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Vol. 15, pp.319-368.

ISRM 1981, Basic geotechnical description of rock masses Int. Jour.. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Vol. 18, pp.85-110.

Lambe, T.W. e Whitman, R. V., Soils in Engineering Practice, 1ª edição, 1979.

Layne Geo Construction, empresa de fundações no site: <http://www.laynegeo.com/>, 2009.

Liebherr, empresa especializada em maquinaria de construção, site: www.liebherr.com, 2009.

Mazurkiewicz, B.K., Test Loading of piles according to Polish regulations, 1972.

Meyerhof, G. G., Penetration test and bearing capacity of cohesionless, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, vol. 82 n.º SM1, 1956.

Meyerhof, G. G., Bearing capacity and settlement of pile foundations, Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, vol. 102 n.º GT3, 1976.

Peck, R. B., Hanson, W. E., Thornburn, S., Foundation Engineering, 1974.

Poulos, H. G. e Davis, E. H., Pile Foundation Analysis and Design, 1ª edição, 1980.

Prakarsh, S. e Sharma, H.D., Pile Foundations In Engineering Practice, 1ª edição, 1989.

Richard, P. L., Kent A. H., Negative skin friction on piles, 1974.

Simons, N. E. e Menzies, B.K., Introdução à Engenharia das Fundações, 1975.

Smate, Representação fotográfica de colapso de fundação, site <http://www.smate.wvu>, 2009.

Soilmec, empresa italiana especializada em maquinaria de construção de fundações e geotecnia, site: www.soilmec.it, 2009.

Terratec, Empresa de construção de Fundações e Geotecnia, catálogo, 1990.

Terzaghi, K. e Peck R. B., Soils Mechanics in Engineering Practice, 2ª edição, 1967.

Tespa, Technical European Sheet Piling Association, catálogo, 1998.

Tomlinson M. J., Pile Design and Construction Practice, 1ª edição, 1977.

Velloso P.P.C., Fundações Aspectos Geotécnicos, Volumes I, II e III, 1ª edição, 1981.

U. S. Department of Transportation, do site: <http://www.dot.gov/new/index.htm>, 2009.

Web Sha Dadx, da galeria cibernética: <http://picasaweb.google.com/lh/photo>, 2009.

ANEXO

Resultados do ensaio de carga sobre a estaca em estudo

Data:	10,11, 12 e 13 de Dezembro de 2005	Teste nº:	2				
Contrato:	Rodovia de ligação da A1-N1	Tipo de estaca/dimensões:	275 mm ²				
Estaca em teste:	126B	Carga especificada de trabalho:	620kN				
Tempo (Horas/min)	Carga (kN)	Leituras nos extensímetros				Deflexão efectiva	Leitura da célula de pressão
		A	B	C	D		
0,00	0,00	16,36	14,70	14,88	20,09	0,00	0
0,00	151,90	17,54	16,12	16,34	21,40	-1,34	155
0,15	151,90	17,55	16,11	16,36	21,41	-1,35	155
0,30	151,90	17,55	16,14	16,36	21,41	-1,36	155
0,30	303,80	18,63	17,34	17,55	22,61	-2,53	310
0,45	303,80	18,65	17,36	17,56	22,63	-2,54	310
1,00	303,80	18,65	17,37	17,57	22,64	-2,55	310
1,00	455,70	19,68	18,69	18,83	23,83	-3,75	465
1,15	455,70	19,71	18,71	18,85	23,86	-3,78	465
1,30	455,70	19,73	18,74	18,87	23,88	-3,80	465
1,30	607,60	20,73	19,93	20,06	24,98	-4,92	620
1,45	607,60	20,76	19,96	20,10	25,03	-4,96	620
2,00	607,60	20,78	19,98	20,12	25,06	-4,98	620
2,30	607,60	20,80	19,99	20,15	25,08	-5,00	620
3,00	607,60	20,81	20,02	20,17	25,09	-5,02	620
3,30	607,60	20,82	20,02	20,28	25,09	-5,05	620
22,00	607,60	20,88	20,09	20,36	25,17	-5,12	620
22,00	455,70	20,81	19,73	19,70	24,80	-4,75	465
22,30	455,70	20,80	19,73	19,70	24,79	-4,75	465
22,30	303,80	19,86	18,56	18,62	23,77	-3,70	310
23,00	303,80	19,82	18,53	18,60	23,75	-3,67	310
23,00	151,90	18,76	17,25	17,42	22,50	-2,48	155
23,30	151,90	18,70	17,18	17,38	22,44	-2,42	155
23,30	0,00	16,86	15,03	15,27	20,40	-0,38	0
24,00	0,00	16,65	14,87	15,12	20,28	-0,22	0
24,30	0,00	16,58	14,81	15,04	20,21	-0,15	0
25,30	0,00	16,52	14,75	15,01	20,17	-0,11	0
25,30	303,80	18,81	17,50	17,73	22,85	-2,72	310
26,00	303,80	18,83	17,52	17,76	22,87	-2,74	310
26,30	303,80	18,83	17,53	17,76	22,88	-2,74	310
26,30	455,70	19,92	18,93	19,05	24,08	-3,99	465
27,00	455,70	19,95	18,97	19,09	24,12	-4,03	465
27,30	455,70	19,97	19,00	19,12	24,14	-4,05	465
27,30	607,60	21,11	20,26	20,43	25,31	-5,27	620

Resultados do ensaio de carga sobre a estaca em estudo (continuação)

28,00	607,60	21,17	20,31	20,49	25,36	-5,33	620
28,30	607,60	21,20	20,34	20,53	25,39	-5,36	620
44,00	607,60	21,23	20,36	20,56	25,41	-5,38	620
44,00	759,50	23,32	22,12	22,26	27,01	-7,17	775
44,15	759,50	23,39	22,18	22,31	27,07	-7,23	775
44,30	759,50	23,42	22,21	22,35	27,10	-7,26	775
44,45	759,50	23,45	22,25	22,38	27,13	-7,30	775
45,00	759,50	23,47	22,27	22,40	27,16	-7,32	775
45,50	759,50	23,51	22,30	22,42	27,19	-7,35	775
46,00	759,50	23,54	22,34	22,45	27,23	-7,38	775
46,00	911,40	25,60	24,31	24,39	29,50	-9,44	930
46,15	911,40	25,68	24,37	24,46	29,58	-9,52	930
46,30	911,40	25,71	24,40	24,49	29,61	-9,55	930
47,00	911,40	25,76	24,45	24,55	29,66	-9,60	930
47,50	911,40	25,79	24,48	24,59	29,69	-9,63	930
48,00	911,40	25,91	24,50	24,60	29,71	-9,67	930
48,50	911,40	25,93	24,51	24,62	29,72	-9,69	930
49,00	911,40	25,94	24,53	24,64	29,74	-9,71	930
50,00	911,40	25,96	24,55	24,67	29,76	-9,73	930
72,00	911,40	26,13	24,69	24,86	29,95	-9,90	930
72,00	759,50	25,82	24,31	24,55	29,67	-9,58	775
72,30	759,50	25,81	24,31	24,53	29,66	-9,57	775
72,30	607,60	25,13	23,60	23,77	28,84	-8,83	620
73,00	607,60	25,11	23,58	23,76	28,82	-8,81	620
73,00	455,70	24,13	22,55	22,74	27,79	-7,80	465
73,30	455,70	24,11	22,52	22,71	27,77	-7,77	465
73,30	303,80	22,86	21,25	21,47	26,48	-6,51	310
74,00	303,80	22,80	21,23	21,44	26,45	-6,47	310
74,00	151,90	21,27	19,77	19,93	24,85	-4,95	155
74,30	151,90	21,24	19,74	19,90	24,81	-4,92	155
74,30	0,00	19,23	16,95	17,08	22,19	-2,36	0
75,00	0,00	18,83	16,67	16,80	21,84	-2,03	0
75,30	0,00	18,67	16,44	16,52	21,65	-1,81	0
76,00	0,00	18,60	16,39	16,45	21,59	-1,75	0
76,30	0,00	18,55	16,34	16,42	21,57	-1,71	0