

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE PAINÉIS FOTOVOLTAICOS INSERIDOS EM PARQUES SOLARES

PATRÍCIA LOPES BRANDÃO ALMEIDA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM
MIEC - MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE FUNDAÇÕES DE PAINÉIS FOTOVOLTAICOS INSERIDOS EM PARQUES SOLARES

PATRÍCIA LOPES BRANDÃO ALMEIDA

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM GEOTECNIA

Orientador: Professor Doutor António Milton Topa Gomes

Coorientador: Engenheiro Pedro Amorim Neto

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2012/2013

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2013/2014 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus Pais,

"A dedicação contínua a um objetivo consegue frequentemente superar o engenho."

Marcus Tullius Cícero

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar os meus agradecimentos a todas as pessoas que direta ou indiretamente colaboraram e me ajudaram neste projeto, em especial:

- Ao Professor António Topa Gomes, pelo seu dinamismo, dedicação, orientação e apoio incansáveis;
- Ao Engenheiro Pedro Amorim Neto, por ter tornado este projeto possível, pela oportunidade de o desenvolver numa empresa com tanto prestígio como a ADFGeo e pela sabedoria e orientação;
- Ao Engenheiro Luís Branco, pela forma como me recebeu e pela paciência e disponibilidade demonstradas em todos os momentos;
- Às empresas Metalgalva, Jayme da Costa e Martifer-Solar pela disponibilização do seu tempo e informações de projeto, essenciais para a realização deste trabalho;
- A todos na ADF pela forma como me acolheram, pela simpatia e pelo ambiente tão familiar em que sempre me senti inserida;
- Ao Professor Manuel de Matos Fernandes, pelo entusiasmo e generosidade do seu ensino, que fez despertar em mim o gosto pela Geotecnia;
- Aos meus pais, por todo o amor, por todos os sacrifícios e paciência, e pela oportunidade de ser feliz;
- À Maria João e à Sandrina, pela amizade e ensinamentos, sem as quais estes cinco anos não teriam tido o menor sentido;
- À Sílvia e à Daniela por serem as melhores amigas e companheiras que este mundo já conheceu;
- Ao Zé e ao Pedro João por serem os irmãos que nunca tive;
- Ao Vítor, ao Chico, à Ágata, ao Pedi, ao Gonçalo e ao Diogo por se terem juntado à minha "família Feup" e por terem feito com que este último ano fosse tão especial;
- Ao Leandro, por ser muito mais do que algum dia farei por merecer.

RESUMO

O setor das energias renováveis está em constante expansão e prova disso é o número de parques solares que têm sido construídos nos últimos anos em todo o mundo. Eles são cada vez maiores e com mais potência instalada, fazendo com que uma percentagem cada vez maior do fornecimento de eletricidade global seja conseguido à custa de energia limpa.

Os parques solares são infraestruturas relativamente recentes sobre as quais ainda não se desenvolveram estudos significativos, por isso ainda existem muitas dúvidas acerca de qual a forma mais eficaz de estudar o solo do terreno em causa, bem como acerca do modo de fundar as estruturas fotovoltaicas. As ações predominantes sobre estas estruturas são as ações do vento, podendo a rotura do solo ocorrer devido a ações de arranque ou cargas laterais.

Para a realização deste trabalho organizaram-se reuniões com empresas de projeto, conceção e instalação de estruturas fotovoltaicas em parques solares de modo a conhecer as soluções utilizadas, bem como as práticas de dimensionamento comuns.

Ao longo do estudo procedeu-se a uma pesquisa exaustiva na bibliografia de abordagens de cálculo de fundações indiretas que permitissem a obtenção das resistências do solo quer a cargas de tração, quer a cargas horizontais. O acesso a estudos geológico-geotécnicos de terrenos de parques solares reais permitiu a aplicação dos métodos de cálculo a casos concretos de solos coesivos e não coesivos.

Efetuuou-se ainda um estudo superficial dos Eurocódigos 0 e 7 com o objetivo de calibrar os fatores de segurança parciais a adotar no dimensionamento das estruturas em análise. Para tal teve-se por base os conceitos de fiabilidade estrutural e probabilidade de rotura.

O grande objetivo deste trabalho prendeu-se sobretudo com a definição de boas práticas de investigação do solo, que permitam auxiliar o dimensionamento das fundações das estruturas fotovoltaicas com segurança e tendo em conta questões de ordem económica, otimizando os recursos disponíveis.

PALAVRAS-CHAVE: Parque solar, Eurocódigo, fundações, vento, dimensionamento.

ABSTRACT

The renewable energy sector is constantly expanding and as proof we can refer the number of solar farms that have been built in the latest years all over the world. The more recent they are, the bigger and more powerful they are, which causes constant increases in the percentage of electricity supply obtained by clean energies.

Solar farms are relatively recent infrastructures so there are still many questions on the most effective way to study the soil and on how to found the photovoltaic structures. The predominant actions on these structures come from the wind, which can make the soil collapse due to pullout or lateral loads.

Some meetings were arranged with companies specialized on design and installation of photovoltaic structures in solar farms in order to get to know the solutions more commonly used, as well as the design fundamentals.

Throughout the study it was developed a thorough search for methods of calculating the soil resistance against tensile and horizontal loads. Some of the contacted companies allowed access to geological and geotechnical studies and with them it was possible to apply the referred methods to real cases of cohesive and non-cohesive soils.

It was also performed a superficial study of Eurocodes 0 and 7 in order to calibrate the partial safety factors to be taken in the design of the structures under analysis. This study was based on the concepts of structural reliability and probability of failure.

The main goal of this project was to define the best practices to investigate the soil, allowing the design of the foundations of the photovoltaic structures with guarantees of safety not forgetting economic matters.

KEYWORDS: Solar farm, Eurocode, foundations, wind, design.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.1. ÂMBITO DO TRABALHO	1
1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	2
2. ANÁLISE DO PROBLEMA	3
2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA	3
2.2. DESCRIÇÃO DO TIPO DE SOLUÇÕES	4
2.2.1. FUNDAÇÕES INDIRETAS	4
2.2.1.1. Estacas metálicas cravadas com secção transversal tipo sigma ou em C	4
2.2.1.2. Resistência lateral mobilizada	7
2.2.1.3. Estacas metálicas helicoidais tipo parafuso	9
2.2.1.4. Corrosão do aço em estacas metálicas	12
2.2.1.5. Estacas curtas de betão	13
2.2.2. FUNDAÇÕES DIRETAS	14
2.2.2.1. Sapatas por contrapeso	14
3. PROCESSOS DE CÁLCULO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS	15
3.1. INTRODUÇÃO	15
3.2. CAPACIDADE RESISTENTE DOS SOLOS - MÉTODO CLÁSSICO	15
3.2.1. ANÁLISE EM TENSÕES EFETIVAS	16
3.2.2. ANÁLISE EM TENSÕES TOTAIS	16
3.3. CAPACIDADE RESISTENTE DE ESTACAS COMPRIMIDAS	17
3.3.1. ESTACAS EM SOLOS COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE	19
3.3.1.1. Método α : Abordagem não drenada	20
3.3.1.2. Método β : Abordagem drenada	20
3.3.2. ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE	21

3.4. MÉTODO EMPÍRICO DE MEYERHOF E ADAMS (1968)	26
3.4.1. ESTACAS EM SOLOS COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE	26
3.4.1.1. Abordagem não drenada	26
3.4.1.2. Abordagem drenada	28
3.4.2. ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE	30
3.5. MÉTODO EMPÍRICO DE BUSTAMANTE E GIANESSELLI (1983) PARA ESTACAS SOB AÇÕES DE ARRANQUE	31
3.5.1. DIMENSIONAMENTO	33
3.5.1.1. Dimensionamento com base em ensaios de carga estáticos em estacas reais	34
3.5.1.2. Método de dimensionamento baseado no ensaio PMT	35
3.5.1.3. Método de dimensionamento baseado no ensaio CPT	37
3.5.2. COEFICIENTES DE SEGURANÇA EM ESTADOS LIMITES	38
3.6. CAPACIDADE RESISTENTE AO ARRANQUE DE ESTACAS METÁLICAS HELICOIDAIS TIPO PARAFUSO	39
3.6.1. MÉTODO DA CAPACIDADE DE CARGA INDIVIDUAL	43
3.6.1.1. Solos coesivos	43
3.6.1.2. Solos não coesivos	44
3.6.2. MÉTODO DA ROTURA CILÍNDRICA	45
3.6.2.1. Solos coesivos	45
3.6.2.2. Solos não coesivos	45
3.7. CAPACIDADE RESISTENTE A AÇÕES HORIZONTAIS	52
3.7.1. MECANISMOS DE ROTURA	52
3.7.2. REVISÃO DE MÉTODOS CLÁSSICOS	54
3.7.2.1. Método de Broms (1964)	54
3.7.2.2. Método das Curvas p-y	59
3.7.3. CAPACIDADE RESISTENTE A AÇÕES HORIZONTAIS DE ESTACAS METÁLICAS HELICOIDAIS TIPO PARAFUSO	73
 4. DESCRIÇÃO DO TRABALHO DE CONSULTA ÀS EMPRESAS	 75
4.1. INTRODUÇÃO	75
4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA	76
4.3. DIMENSÕES	79
4.4. VARIABILIDADE ASSOCIADA AOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - VALOR CARACTERÍSTICO	80

4.5. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO	81
4.6. CUSTOS	81
4.7. PROPOSTA DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PARA PARQUES SOLARES	82
4.7.1. RECONHECIMENTO PRELIMINAR	82
4.7.2. CARACTERIZAÇÃO PARAMÉTRICA	83
4.7.3. MÉTODOS DE RECONHECIMENTO	83
4.7.4. PROCEDIMENTOS MÍNIMOS DO RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO	83
4.7.4.1. Abrangência do estudo	83
4.7.4.2. Número e localização das operações de prospeção (sondagens e poços)	83
4.7.4.3. Profundidade da prospeção (sondagens)	84
4.7.4.4. Ensaio de penetração	85
4.7.4.5. Ensaio de resistividade e pH	88
4.7.4.6. Ensaio de laboratório	88
4.8. ESTUDO ESTATÍSTICO	88
4.9. ZONAMENTO	88
4.10. PROPOSTA DE CUSTOS	89
4.11. PROPOSTA DE ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	91
4.11.1. Principais problemas encontrados	91
4.11.2. Soluções para os problemas encontrados	91
 5. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS A UM CASO PRÁTICO DE SOLOS COESIVOS	 93
5.1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO	93
5.1.1. BREVE APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO PRECONIZADA	93
5.1.2. CARGAS DE PROJETO	94
5.1.2.1. Limite de deslocamentos por forma a verificar a segurança das fundações das estruturas fotovoltaicas	94
5.1.2. CONTEÚDO DO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO	97
5.2. TRATAMENTO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS	97
5.3. ESTUDO ESTATÍSTICO	102
5.4. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DAS CAPACIDADES RESISTENTES	110
5.4.1. CORRELAÇÕES	110

5.4.2. RESISTÊNCIA AO ARRANQUE	116
5.4.2.1. Método Clássico	116
5.4.2.2. Método Empírico de Meyerhof e Adams (1968).....	124
5.4.2.3. Método Empírico de Bustamante & GIANESELLI (1983)	128
5.4.2.4. Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre métodos.....	131
5.4.3. RESISTÊNCIA LATERAL	132
5.4.3.1. Método de Broms	132
5.4.3.2. Curvas p-y	134
5.4.3.3. Comparação das capacidades resistentes a cargas laterais entre métodos.....	138
5.5. CONCLUSÃO	139

6. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS A UM CASO PRÁTICO DE SOLOS NÃO COESIVOS.....

6.1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO.....	141
6.1.1. BREVE APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO PRECONIZADA	141
6.1.2. CARGAS DE PROJETO	141
6.1.1.1. Limite de deslocamentos por forma a verificar a segurança das fundações das estruturas fotovoltaicas	142
6.1.2. CONTEÚDO DO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO.....	143
6.2. RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS SPT	144
6.3. ESTUDO ESTATÍSTICO	145
6.3.1. ENSAIOS SPT	145
6.3.2. ENSAIOS DPSH	145
6.4. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DAS CAPACIDADES RESISTENTES.....	151
6.4.1. CORRELAÇÕES.....	151
6.4.2. RESISTÊNCIA AO ARRANQUE.....	152
6.4.2.1. Método Clássico	152
6.4.2.2. Método Empírico de Meyerhof e Adams (1968).....	154
6.4.2.3. Método Empírico de Bustamante & GIANESELLI (1983)	155
6.4.2.4. Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre métodos.....	155
6.4.3. RESISTÊNCIA LATERAL	156
6.4.3.1. Método de Broms	156
6.4.3.2. Curvas p-y	157

6.4.3.3. Comparação das capacidades resistentes a cargas laterais entre métodos	159
6.5. CONCLUSÃO.....	159
7. EUROCÓDIGOS	161
7.1. INTRODUÇÃO	161
7.2. FIABILIDADE ESTRUTURAL	161
7.3. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO.....	164
7.3.2. ESTUDO ESTATÍSTICO	165
7.3.3. MÉTODO DE MONTE CARLO.....	165
7.3.3.1. Resistência ao arranque	167
7.3.3.2. Resistência lateral	178
7.4. CONCLUSÃO.....	180
8. CONSIDERAÇÕES FINAIS	181
8.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO.....	181
8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	182
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	183

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 1.1 - Fotografia aérea de um dos maiores parques solares do Mundo, situado na Califórnia, Estados Unidos da América (California Energy Comission, 2014).....	1
Fig. 2.1 - Perfil metálico com secção transversal tipo sigma (BrausaCompany, 2014).....	5
Fig. 2.2 - Perfil metálico com secção transversal em C (CELPROM, 2009)	5
Fig. 2.3 - Classificação dos tipo de instalação de estacas (adaptado de Fleming [et al.], 2009)	6
Fig. 2.4 - Tipos de estacas: a) estaca flutuante; b) estaca de ponta (Tomlinson e Woodward, 2008)...	7
Fig. 2.5 - Dimensões consideradas para o <i>soil plug</i> em areias densas numa estaca metálica com secção transversal em H (ArcelorGroup, 2014).....	8
Fig. 2.6 - Estaca metálica helicoidal tipo parafuso (Tsuha, 2007)	10
Fig. 2.7 - Emenda do fuste de uma estaca metálica helicoidal.....	11
Fig. 2.8 - Estacas de betão (Soluções em Estruturas e Engenharia, 2014)	13
Fig. 3.1 - Estaca submetida a uma carga de compressão axial (Esteves, 2005).....	17
Fig. 3.2 - Distribuição simplificada da tensão vertical adjacente a uma estaca instalada em areia (Poulos e Davis, 1980)	22
Fig. 3.3 - Valores de zcB e $K\sigma\phi'a$ para estacas em areias (Meyerhof, 1976 e Vesic, 1967 referenciados por Poulos e Davis, 1980)	24
Fig. 3.4 - Fator de correção de conicidade de uma estaca instalada em areia (Nordlund, 1963 referenciado por Poulos e Davis, 1980).....	25
Fig. 3.5 - Representação do arranque de uma estaca com base alargada.....	27
Fig. 3.6 - Levantamento de placa circular em solo parcialmente argiloso (c, ϕ) (Meyerhof e Adams, 1968 referenciado por Tomlinson e Woodward, 2008)	29
Fig. 3.7 - Valores de Ku propostos por Meyerhof e Adams, 1968 (Tomlinson e Woodward, 2008)	30
Fig. 3.8 - Régua de conversão de $NSPT$ em pL e/ou qc para dimensionamento de estacas (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999).....	33
Fig. 3.9 - Curvas correspondentes à resistência lateral última limite unitária, qs (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999).....	36
Fig. 3.10 - Estacas metálicas helicoidais: a) simples; b) multi-hélices (Kulhawy, 1985 referenciado por Tsuha, 2007)	39
Fig. 3.11 - Superfícies de rotura individuais em cada hélice em estacas helicoidais (Hoyt e Clemence, 1989)	40
Fig. 3.12 - Superfície de rotura cilíndrica de estacas helicoidais (Hoyt e Clemence, 1989)	41

Fig. 3.13 - Diagrama de momentos torsores resistentes originados numa estaca metálica helicoidal durante a instalação (Tsuha, 2007).....	42
Fig. 3.14 - Fator de capacidade de carga ao arranque para a areia (A.B.ChanceCompany, 2004 referenciado por Tsuha, 2007)	44
Fig. 3.15 - Estaca multi-hélices instalada em areia e submetida a ações de arranque (Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007)	46
Fig. 3.16 - Superfície de rotura típica em areia de uma estaca multi-hélice rasa solicitada à tração (Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007).....	47
Fig. 3.17 - Superfície de rotura típica em areia de uma estaca multi-hélices profunda (Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007)	48
Fig. 3.18 - Variação de $(H1D1)_{cr}$ com o ângulo de atrito do solo, ϕ (Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007).....	49
Fig. 3.19 - Representação de uma estaca isolada submetida a ações horizontais: a) deformada; b) distribuição de tensões antes e depois do carregamento; (adaptado de Sousa, 2006)	52
Fig. 3.20 - Estacas curtas ou rígidas: a) mecanismo de rotura; b) reação do solo (Sousa, 2006)	53
Fig. 3.21 - Estacas longas ou flexíveis: a) mecanismo de rotura; b) reação do solo (Sousa, 2006)	53
Fig. 3.22 - Método de Broms para estacas curtas com topo livre em solos não coesivos (Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964a)	54
Fig. 3.23 - Método de Broms para estacas longas com o topo livre em solos não coesivos: a) deformada da estaca; b) modelo da distribuição da resistência do solo; c) momentos fletores da estaca (Sousa, 2006 adaptado de Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964a)	56
Fig. 3.24 - Método de Broms para estacas curtas com topo livre em solos coesivos: a) deformada da estaca; b) modelo da distribuição da resistência do solo; c) momentos fletores da estaca (Sousa, 2006 adaptado de Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964b).....	57
Fig. 3.25 - Método de Broms para estacas longas com topo livre em solos coesivos: a) deformada da estaca; b) modelo da distribuição da resistência do solo; c) momentos fletores da estaca (Sousa, 2006 adaptado de Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964b).....	58
Fig. 3.26 - Formas típicas de curvas p-y: a) carga horizontal estática; b) carga horizontal cíclica; (adaptado de Ruigrok, 2010)	60
Fig. 3.27 - Curvas p-y: a) conjunto das curvas p-y características da interação solo-estaca; b) relação típica entre a reação do solo e o deslocamento da estaca a uma dada profundidade (curva p-y); c) variação do módulo de reação secante do solo e o deslocamento da estaca (Sousa, 2006)	61
Fig. 3.28 - Curvas p-y para areias (Reese [et al.], 1974 referenciados por Sousa, 2006)	64
Fig. 3.29 - Modelo de comportamento de solos não coesivos para pequenas profundidades (Reese [et al.], 1974 referenciado por Sousa, 2006)	64
Fig. 3.30 - Modelo de comportamento de solos não coesivos para grandes profundidades (Reese [et al.], 1974 referenciado por Sousa, 2006)	66
Fig. 3.31 - Coeficientes empíricos A e B em função da profundidade e do tipo de carregamento (estático - s ou cíclico -c) (Sousa, 2006)	67

Fig. 3.32 - Definição das curvas p-y para argilas moles em carregamento estático propostas por Matlock (1970), referenciada por Sousa (2006).....	68
Fig. 3.33 - Definição das curvas p-y para argilas moles em carregamento cíclico propostas por Matlock (1970), referenciada por Sousa (2006).....	70
Fig. 3.34 - Curva p-y para carregamentos estáticos para argilas rijas (Reese e Welch, 1975 referenciados por Sousa, 2006)	71
Fig. 3.35 - Curva p-y para carregamentos cíclicos para argilas rijas acima do nível freático (Reese e Welch, 1975 referenciados por Sousa, 2006).....	72
Fig. 4.1 - Ensaio SPT: Amostrador Normalizado de Terzaghi (Matos Fernandes, 2011b)	85
Fig. 4.2 - À esquerda: vista do ensaio com o martelo pronto a cair; À direita: amostrador aberto após o ensaio (Matos Fernandes, 2011b)	86
Fig. 4.3 - À esquerda: execução do ensaio DPL; À direita: execução do ensaio DPSH (Matos Fernandes, 2011b)	87
Fig. 5.1 - Modelo estrutural usado pela equipa projetista	93
Fig. 5.2 - Esquema do ensaio de arranque	95
Fig. 5.3 - Esquema representativo para a determinação de Δh	95
Fig. 5.4 - Esquema do ensaio de carga horizontal.....	96
Fig. 5.5 - Representação do terreno e seus limites, bem como dos 32 furos de sondagem (WS) e dos 31 poços de teste (TP)	101
Fig. 5.6 - Zonamento do terreno.....	102
Fig. 5.7 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 1	105
Fig. 5.8 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 1	105
Fig. 5.9 - Relação entre ca/cu e a resistência não drenada, cu , para ensaios de arranque em estacas instaladas em solos coesivos (Sowa, 1970 referenciado por Poulos e Davis, 1980).....	111
Fig. 5.10 - Resistência não drenada versus α para estacas cravadas (Cherubini e Vessia, 2007 adaptado de Coduto, 2001).....	112
Fig. 5.11 - "Tipos" de ângulos de atrito (Kulhawy e Mayne, 1990)	113
Fig. 5.12 - Índice de Plasticidade, IP versus ϕ'_{cv} para argilas normalmente consolidadas.....	114
Fig. 5.13 - Pesos volúmicos em função do tipo de solo (Look, 2007 referenciado por Vieira, 2013).	122
Fig. 5.14 - Excerto do documento "Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique" de Bustamante e Gianselli (1983) (os valores de α da figura correspondem aos valores de β referidos no texto).....	129

Fig. 6.1 - Mapa de prospeções no terreno em estudo	147
Fig. 6.2 - Relação entre <i>NSPT</i> e <i>NSPTNDPSH</i> para todas as profundidades	148
Fig. 6.3 - Relação entre <i>NSPT</i> e <i>NSPTNDPSH</i> para a profundidade de 2m.....	149
Fig. 7.1 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores de <i>NSPT</i> maiores ou iguais a uma pancada	166
Fig. 7.2 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968) com os valores de <i>NSPT</i> maiores ou iguais a uma pancada .	167
Fig. 7.3 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo aos 99826 valores da resistência ao arranque	168
Fig. 7.4 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores do logaritmo da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968) com os valores de <i>NSPT</i> maiores ou iguais a uma pancada	169
Fig. 7.5 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo ao logaritmo dos 99826 valores da resistência ao arranque	169
Fig. 7.6 - Histograma e ajuste da curva de Gauss a 100 valores da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968)	170
Fig. 7.7 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo a 100 valores da resistência ao arranque	170
Fig. 7.8 - Histograma e ajuste da curva de Gauss a 100 valores do logaritmo da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968)	171
Fig. 7.9 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo ao logaritmo de 100 valores da resistência ao arranque	172
Fig. 7.10 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos 99826 valores da tangente do ângulo de atrito	175
Fig. 7.11 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores da resistência lateral obtidos pelo método de Broms com os valores de <i>NSPT</i> maiores ou iguais a uma pancada.....	178

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 - Valores de k propostos por Meyerhof e Adams (1968) para vários tipos de argila (Poulos e Davis, 1980)	28
Tabela 3.2 - Fatores para análise de arranque de uma estaca em solos com coesão e ângulo de atrito (Meyerhof e Adams, 1968 referenciado por Tomlinson e Woodward, 2008)	30
Tabela 3.3 - Técnicas de investigação geotécnica comuns em França para o dimensionamento de estacas (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)	31
Tabela 3.4 - Valores para o fator ξ (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)	34
Tabela 3.5 - Valores de nh (MN/m ³) em função da compactidade do solo (Reese [et al.], 1974 referenciados por Sousa, 2006)	62
Tabela 3.6 - Correlação entre $NSPT$, ID e ϕ' (Teng, 1962 segundo Anderson e Townsend, 2001 referenciado por Sousa, 2006)	62
Tabela 3.7 - Valores de ε_{50} em função de c_u para argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas (Reese e Van Impe, 2001 referenciados por Sousa, 2006)	63
 Tabela 4.1 - Lista de estudos geológico-geotécnicos a que se teve acesso	76
Tabela 4.2 - Síntese da informação disponibilizada nos estudos geológico-geotécnicos	77
Tabela 4.3 - Número mínimo de sondagens (adaptado de Ordem dos Engenheiros, 2014)	84
Tabela 4.4 - Custos de investigação geotécnica	90
Tabela 4.5 - Estudo económico de prospeções	90
Tabela 4.6 - Síntese da informação essencial que deve constar num estudo geológico-geotécnico ideal (proposta do autor)	92
 Tabela 5.1 - Reações de apoio	94
Tabela 5.2 - Dados de ensaios SPT e seu tratamento	98
Tabela 5.3 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ dos furos de sondagem que constituem a Zona 1	104
Tabela 5.4 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 1	104
Tabela 5.5 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ dos furos que constituem a Zona 2	106
Tabela 5.6 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 2	106
Tabela 5.7 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ dos furos que constituem a Zona 3	107
Tabela 5.8 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 3	107
Tabela 5.9 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ de todos os furos existentes no terreno, exceto os furos WS25 e WS29	108

Tabela 5.10 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ de todo o terreno	108
Tabela 5.11 - Resumo dos estudos estatísticos efetuados.....	109
Tabela 5.12 - Relação entre N_{60} e a consistência das argilas (Clayton [et al.], 1995 referenciado por Matos Fernandes, 2011b).....	110
Tabela 5.13 - Algumas correlações existentes na bibliografia entre (N_{60}) e c_u referenciadas por Vieira (2013)	111
Tabela 5.14 - Relação analítica entre α e c_u para estacas cravadas (Coduto, 2001 referenciado por Cherubini e Vessia, 2007)	113
Tabela 5.15 - Valores do Limite de Liquidez, LL , Limite de Plasticidade, LP , e Índice de Plasticidade, IP , determinados sobre amostras de solo extraídas de alguns dos poços abertos na Zona 1	115
Tabela 5.16 - Valores do Limite de Liquidez, LL , Limite de Plasticidade, LP , e Índice de Plasticidade, IP , determinados sobre amostras de solo extraídas de alguns dos poços abertos na Zona 2	115
Tabela 5.17 - Valores característicos de $(N_{60})_{MÉDIO}$ obtidos para as 3 zonas e para a totalidade do terreno.....	116
Tabela 5.18 - Parâmetros de cálculo.....	117
Tabela 5.19 - Estimativa de valores de $cacu$ em função de c_u baseada na curva "average curve, all piles" do ábaco da Fig. 5.9	118
Tabela 5.20 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de $cacu$ apresentados na Tabela 5.19	118
Tabela 5.21 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de α apresentados na Tabela 5.14	119
Tabela 5.22 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 1	119
Tabela 5.23 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 2	120
Tabela 5.24 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 3	120
Tabela 5.25 - Capacidades resistentes ao arranque não drenadas entre zonas	120
Tabela 5.26 - Classificação de solos argilosos quanto ao grau de sobreconsolidação (Matos Fernandes, 2011b)	122
Tabela 5.27 - Cálculo da capacidade resistente ao arranque.....	123
Tabela 5.28 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque calculadas com os métodos α e β (método clássico).....	123
Tabela 5.29 - Valores de k estimados.....	124
Tabela 5.30 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de $cacu$ apresentados na Fig. 5.9	124
Tabela 5.31 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de α apresentados na Tabela 5.14	125
Tabela 5.32 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 1	125
Tabela 5.33 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 2	125

Tabela 5.34 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 3.....	126
Tabela 5.35 - Comparação das resistências ao arranque não drenadas para cada zona	126
Tabela 5.36 - Cálculo da capacidade resistente ao arranque	128
Tabela 5.37 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque calculadas com as abordagens não drenada e drenada do método de Meyerhof e Adams (1968)	128
Tabela 5.38 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 1.....	130
Tabela 5.39 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 2.....	130
Tabela 5.40 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 3.....	131
Tabela 5.41 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre os métodos considerados obtidas com <i>cuMÉDIO</i>	132
Tabela 5.42 - Parâmetros de cálculo	132
Tabela 5.43 - Capacidades resistentes a cargas horizontais para a Zona 1.....	133
Tabela 5.44 - Capacidades resistentes a cargas horizontais para a Zona 2.....	133
Tabela 5.45 - Capacidades resistentes a cargas horizontais para a Zona 3.....	134
Tabela 5.46 - Comparação das capacidades resistentes entre zonas pelo método de Broms	134
Tabela 5.47 - Parâmetros de cálculo	134
Tabela 5.48 - Capacidade lateral resistente para a Zona 1	136
Tabela 5.49 - Capacidade lateral resistente para a Zona 2.....	137
Tabela 5.50 - Capacidade lateral resistente para a Zona 3.....	138
Tabela 5.51 - Comparação das capacidades resistentes laterais entre os métodos considerados...	139
Tabela 6.1 - Reações de apoio	141
Tabela 6.2 - Valores de <i>NSPT</i> obtidos em cada furo de sondagem	144
Tabela 6.3 - Valores de <i>NSPT</i> reais a 2m de profundidade	145
Tabela 6.4 - Valores de <i>NSPT</i> médios até 2m de profundidade	150
Tabela 6.5 - Resumo do estudo estatístico efetuado.....	151
Tabela 6.6 - <i>NSPT</i> versus compacidade de um solo arenoso (Lambe e Whitman, 1969 e Terzaghi e Peck, 1976 referenciados por Kulhawy e Mayne, 1990)	151
Tabela 6.7 - Parâmetros de cálculo	152
Tabela 6.8 - Resultados dos ensaios de corte direto realizados em laboratório em amostras de solo intactas	152
Tabela 6.9 - Estimativas obtidas por observação da Fig. 3.3	153
Tabela 6.10 - Síntese dos parâmetros de cálculo e resultado da capacidade resistente ao arranque	154

Tabela 6.11 - Parâmetros de cálculo e capacidade resistente ao arranque	154
Tabela 6.12 - Parâmetros de cálculo e capacidade resistente ao arranque	155
Tabela 6.13 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre os métodos considerados	155
Tabela 6.14 - Parâmetros de cálculo para o método de Broms.....	156
Tabela 6.15 - Capacidade resistente lateral.....	158
Tabela 6.16 - Comparação das capacidades resistentes laterais entre os métodos considerados ...	159
Tabela 7.1 - Definição de classes de consequências (Eurocódigo 0, 2002 adaptado por Branco, 2011)	162
Tabela 7.2 - Definição de classes de fiabilidade (Eurocódigo 0, 2002)	162
Tabela 7.3 - Relação entre a probabilidade de rotura e o índice de fiabilidade (adaptado de Eurocódigo 0, 2002)	164
Tabela 7.4 - Valores propostos para o índice de fiabilidade, β , de estruturas fotovoltaicas inseridas em parques solares	165
Tabela 7.5 - Fatores de segurança parciais obtidos para os casos da resistência ao arranque e lateral: Formulação 1).....	179
Tabela 7.6 - Fatores de segurança parciais obtidos para os casos da resistência ao arranque e lateral: Formulação 2).....	179

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 3.1 - Escolha da curva correspondente à resistência lateral última limite unitária, q_s , em função do tipo de solo e do modo de instalação das estacas - Método do PMT (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999).....	36
Quadro 3.2 - Fatores de capacidade de carga k_P (PMT) e k_c (CPT) (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999).....	37
Quadro 3.3 - Valores de β e valores dos limites de resistência lateral unitária, $q_{smáx}$, dependentes da natureza do solo (ver Quadro 3.2) e do tipo de estaca (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999).....	38
Quadro 3.4 - Valores de K_u para alguns ângulos de atrito de solo, ϕ (Mitsch e Clemence, 1985 referenciados por Tsuha, 2007)	51

1

CONSIDERAÇÕES INICIAIS

1.1. ÂMBITO DO TRABALHO

As energias renováveis são um dos principais contribuintes para a transição para uma economia de baixa produção de carbono, o que remete para questões mais amplas de sustentabilidade como a redução de poluição, o aumento da segurança energética e a permissão do acesso à energia. O International Panel on Climate Change estima que, em 2008, a energia renovável foi responsável por cerca de 19% do fornecimento de eletricidade global (Department).

O interesse e a atividade no setor das energias renováveis estão a crescer rapidamente, tanto nos países desenvolvidos, como nos países em desenvolvimento, mas são os países desenvolvidos que lideram as pesquisas e o desenvolvimento de soluções com energias limpas. Além disso, a definição de políticas de apoio por parte dos governos tem gerado elevadas taxas de investimento no setor.

Os parques solares são constituídos por milhares de painéis fotovoltaicos que são usados para converter diretamente energia solar em eletricidade, constituindo, assim, infraestruturas de geração de eletricidade em grande escala ligadas à rede elétrica.



Fig. 1.1 - Fotografia aérea de um dos maiores parques solares do Mundo, situado na Califórnia, Estados Unidos da América (California Energy Commission, 2014)

O trabalho que se segue pretende estudar o tipo de ligações das estruturas fotovoltaicas ao terreno, bem como os métodos de dimensionamento das suas fundações. Esta dissertação foi desenvolvida em ambiente empresarial, no gabinete de projetos de Geotecnia ADFGeo (com auxílio de algumas outras empresas que serão referidas mais adiante), por isso, um dos objetivos deste estudo prendeu-se com a definição de práticas de projeto de estruturas geotécnicas deste tipo.

Como irá ser exposto neste trabalho, as fundações mais comuns para o tipo de estruturas em análise consistem em estacas relativamente curtas. A utilização de estacas é o método mais antigo utilizado pelo homem para ultrapassar as dificuldades em fundar em maciços com características inadequadas. A sua principal função é transmitir as cargas a que a estrutura está sujeita a uma dada profundidade onde exista capacidade resistente suficiente para o nível de carregamento em causa. As estacas, para além de resistirem a ações verticais, também resistem a ações horizontais.

1.2. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em oito capítulos. Neste primeiro capítulo, apresenta-se o âmbito e o enquadramento do trabalho realizado.

No capítulo 2 começa por se fazer a descrição do problema em estudo, passando-se depois para a identificação e explicação do tipo de soluções usadas para as fundações das estruturas fotovoltaicas, pelas várias empresas contactadas.

No capítulo 3 consta uma descrição dos modelos e métodos de análise mais utilizados no dimensionamento de estacas isoladas solicitadas quer verticalmente, quer horizontalmente. Começa por se abordar o método clássico de cálculo da capacidade resistente dos solos, partindo depois para uma análise mais individualizada de cada uma das abordagens de cálculo escolhidas de entre as propostas na bibliografia. Esta análise foi dividida em solos coesivos e não coesivos para todos os métodos considerados.

No capítulo 4 é feita uma descrição do trabalho de consulta às empresas, onde se resume tudo aquilo que é prática comum na realização de projetos deste tipo e onde, tendo por base o Eurocódigo 7 e um manual de boas práticas da Ordem dos Engenheiros para a área da Geotecnia, se definem propostas de intervenção nos estudos geológico-geotécnicos para que estes possam auxiliar mais eficazmente as tomadas de decisão dos engenheiros projetistas.

Nos capítulos 5 e 6 aplicam-se os métodos de cálculo apresentados no capítulo 3 a dois casos reais de parques solares construídos sobre solos coesivos e não coesivos, respetivamente. O objetivo deste capítulos é comparar os valores das capacidades resistentes obtidas através das diferentes abordagens. Para a realização destes estudos teve-se acesso a estudos geológico-geotécnicos reais.

No capítulo 7 procedeu-se a uma calibração dos fatores de segurança parciais definidos no Eurocódigo 7, tendo por base os conceitos de fiabilidade e probabilidade de rotura, e tendo em conta o período de vida útil definido para os parques solares.

Por fim, no capítulo 8, apresentam-se os aspetos fundamentais referidos na dissertação e reúnem-se as principais conclusões deste trabalho. Indicam-se ainda alguns temas que poderão ser aprofundados em estudos posteriores.

2

ANÁLISE DO PROBLEMA

2.1. DESCRIÇÃO DO PROBLEMA

Os parques fotovoltaicos constituem empreendimentos geradores de energia limpa e de capital que, à primeira vista, apresentam mais problemas financeiros do que técnicos. Apesar das estruturas que sustentam os painéis fotovoltaicos serem de concepção simples, várias questões têm vindo a ser levantadas quanto ao tipo de fundações a utilizar. Tais questões decorrem de uma série de acidentes não documentados, que se sabe que ocorreram por arranque de alguns "pés". O maior problema deste tipo de acidentes prende-se com os prejuízos económicos, uma vez que o arranque de uma única estrutura poderá levar à destruição de outras que se encontram na sua vizinhança.

Nas estruturas referidas, a interação das fundações com o terreno para equilíbrio das cargas atuantes processa-se através da base e/ou da superfície lateral, dependendo do tipo de solução adotada para as mesmas.

As ações predominantes neste tipo de estruturas são as do vento. Uma vez que o peso próprio da estrutura é reduzido comparado com a ação do vento, os esforços de compressão nas fundações são desprezáveis. Além disso, a ação sísmica é muito menor que a ação do vento. Assim, as fundações destas estruturas deverão ser dimensionadas por forma a resistir a esforços de tração e a solicitações laterais. De uma forma muito simplista pode-se afirmar que será mais difícil segurar a estrutura ao terreno, do que o terreno ter capacidade para sustentar a estrutura.

Genericamente, os casos mais frequentes de estruturas que exigem o dimensionamento de fundações que resistam a cargas laterais e de arranque ocorrem quando estas têm que restringir cargas que causem deslizamento ou derrube. As cargas laterais podem ser impostas por impulsos de terras, pelo vento ou por sismos, e as cargas de arranque são normalmente impostas pelo vento ou marés (Tomlinson e Woodward, 2008).

As grandes dificuldades da execução de projetos de fundações de estruturas fotovoltaicas prendem-se essencialmente com o facto de não existir legislação específica, deixando a cargo do bom senso dos projetistas grande parte das decisões a tomar. Posto isto, é imperativo tentar perceber se os métodos de dimensionamento das fundações deste tipo de estruturas podem ou não ser assemelhados aos usados em edifícios correntes e, se não, quais as alterações e aferições a efetuar. Importa ainda fazer um estudo da legislação europeia existente (Eurocódigos, Normas Francesas, etc.), com o objetivo de encontrar nos seus conteúdos informação técnica que possa ser corretamente extrapolada para o tipo de estruturas em análise.

2.2. DESCRIÇÃO DO TIPO DE SOLUÇÕES

Os fatores fundamentais a ter em conta na determinação do tipo de fundação a ser adotado são: a localização e o tipo de estrutura; as condições do solo, incluindo a posição do nível freático; e a sua durabilidade no período de vida útil da estrutura, normalmente acordado entre o dono de obra, o empreiteiro e o banco financiador em vinte cinco anos.

Há muito tempo que o mercado português da construção tem vindo a abrandar. Quase sem alternativa, as empresas portuguesas de engenharia civil foram aos poucos tentando ganhar o seu lugar noutros países com economias mais sólidas e com mais investimento. No caso particular de empresas de projeto, conceção e instalação de painéis fotovoltaicos em parques solares, é em países do norte da Europa e da América do Sul que as empresas com que se teve contacto encontram mais solicitação de trabalho.

A consulta de projetos reais, bem como a presença em reuniões com algumas das referidas empresas, permite que se faça, agora, uma exposição do tipo de soluções usadas para as fundações de estruturas fotovoltaicas inseridas em parques solares.

2.2.1. FUNDAÇÕES INDIRETAS

As estacas (fundações indiretas, ou profundas) são elementos de fundação por colunas cuja função é transferir as cargas a que a superestrutura está sujeita, através de estratos fracos e compressíveis, ou através da água, para solos mais duros e compactos ou para maciços rochosos. As estacas têm duas componentes de resistência: a lateral e a de ponta, sendo por isso capazes de resistir a ações de compressão, arranque e cargas laterais.

2.2.1.1. Estacas metálicas cravadas com secção transversal tipo sigma ou em C

As soluções que integram estacas metálicas cravadas como fundações para estruturas fotovoltaicas são relativamente comuns (ver Fig. 2.1 e Fig. 2.2). Tendo em conta a classificação dos tipos de instalação de estacas proposta por Fleming [et al.] (2009), esta apresenta-se como uma solução de uma estaca metálica, pré-fabricada, instalada por cravação, com deslocamento do terreno (ver Fig. 2.3). Nas estacas cravadas (do inglês *driven pile*) a cravação é efetuada por queda de peso, explosão ou vibração.

A utilização de estacas cravadas tem como principais vantagens: a possibilidade da inspeção do material antes da cravação; a velocidade de execução; e a possibilidade de melhorar a compacidade da camada granular de fundação. Como limitações apresentam: a restrição das suas dimensões; e as vibrações induzidas pela sua instalação (Sousa, 2006).



Fig. 2.1 - Perfil metálico com secção transversal tipo sigma
(BrausaCompany, 2014)



Fig. 2.2 - Perfil metálico com secção transversal em C
(CELPROM, 2009)

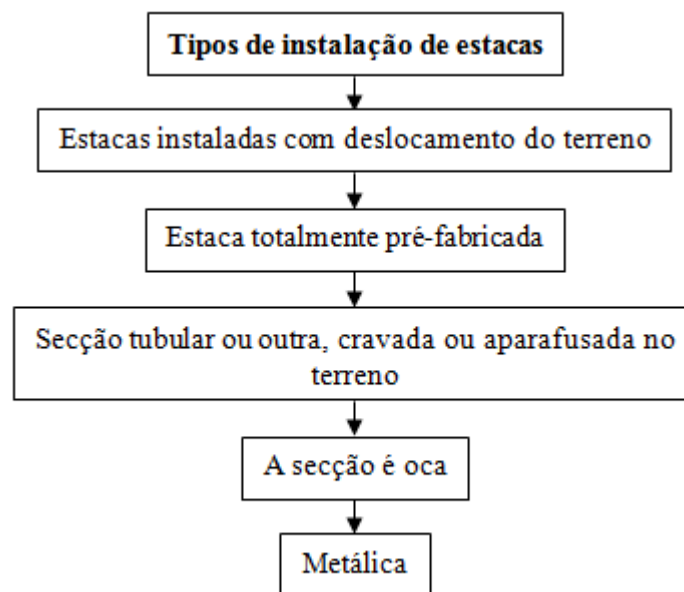


Fig. 2.3 - Classificação dos tipos de instalação de estacas (adaptado de Fleming [et al.], 2009)

Nas estacas instaladas com deslocamento do terreno (do inglês *displacement piles*) o solo é deslocado radialmente à medida que a estaca penetra no terreno. Durante este processo podem também existir deslocamentos do solo com direção vertical e, caso o solo se encontre abaixo do nível freático, ocorre a geração de elevados excessos de pressão neutra à medida que a estaca vai sendo cravada. Os excessos de pressão neutra podem ser dissipados apenas ao fim de semanas ou até meses no caso de solos argilosos. Se o solo for granular este tende a ficar compacto, se for argiloso tende a empolar, havendo pouca variação imediata do volume de solo com o deslocamento da argila (Fleming *et al.*, 2009).

É lícito considerar que o comportamento de estacas metálicas cravadas com secção transversal tipo sigma ou em C é semelhante ao de estacas metálicas cravadas com secção transversal em H. Assim, pode-se afirmar que a instalação deste tipo de estacas origina pequenos deslocamentos do terreno (do inglês *low displacement piles*) pelo facto da área da sua secção transversal ser pequena. Neste caso os efeitos da compactação e do empolamento causados pela cravação da estaca são reduzidos (Fleming *et al.*, 2009, Tomlinson e Woodward, 2008).

Os pequenos deslocamentos do terreno durante a instalação tornam este tipo de estacas adequadas para a cravação de grandes comprimentos em areias soltas a medianamente compactas, sem que ocorra a compressão do solo característica da instalação de estacas que originam grandes deslocamentos do terreno. Estas estacas conseguem aguentar cravações em condições adversas, com elevadas energias de cravação (Tomlinson e Woodward, 2008).

Uma estaca em que predomina a componente lateral da resistência denomina-se estaca flutuante, enquanto uma estaca cuja ponta se encontra cravada em rocha ou num material duro e pouco compressível, denomina-se estaca de ponta (ver Fig. 2.4). Devido à reduzida área de ponta, as estacas em análise não permitem a mobilização de elevadas resistências de ponta quando o seu pé se encontra numa camada de solo ou de rocha fraca (Tomlinson e Woodward, 2008). No tipo de estruturas em causa tal facto não constitui um problema uma vez que, como referido anteriormente, as cargas de compressão

(que mobilizam a resistência de ponta) são desprezáveis face às ações do vento, que provocam cargas laterais e de arranque (que mobilizam resistência lateral no fuste da estaca).

Face às ações a que as estacas em causa estão sujeitas, à reduzida área de ponta das mesmas e ao tipo de solo sobre o qual os parques solares são normalmente instalados, pode-se considerar que as estacas em análise se comportam como flutuantes. Assim, se a resistência lateral no fuste da estaca for suficiente para equilibrar as cargas laterais e de arranque originadas pelo vento, a estrutura estará em segurança.

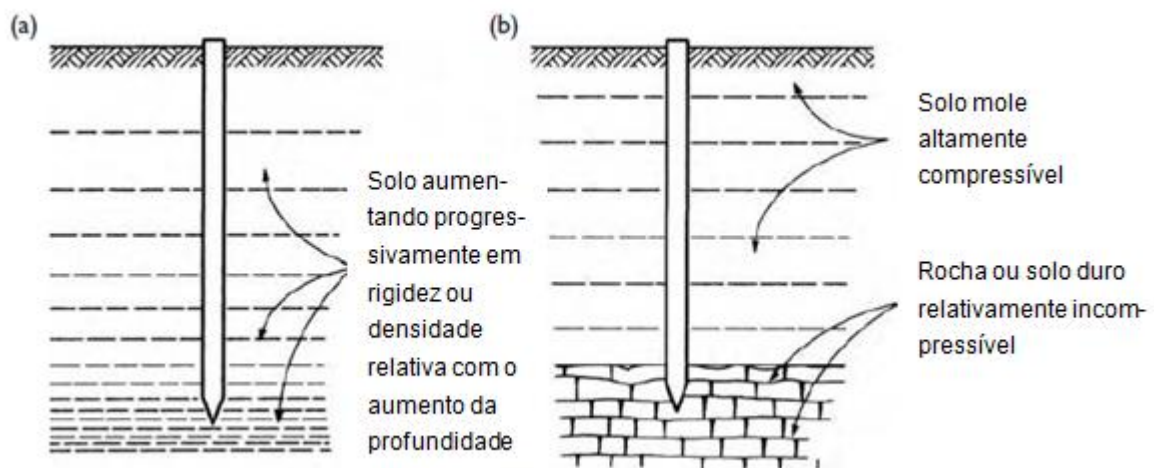


Fig. 2.4 - Tipos de estacas: a) estaca flutuante; b) estaca de ponta (Tomlinson e Woodward, 2008)

2.2.1.2. Resistência lateral mobilizada

As estacas do tipo das da Fig. 2.1 e da Fig. 2.2, por serem ocas, permitem a entrada de solo no perfil durante a cravação (do inglês *soil plug*), sendo que aquele se move para baixo juntamente com o perfil à medida que a cravação se processa. Este fenómeno é relativamente raro durante a cravação mas quando ocorre transforma este tipo de solução em estacas que provocam grandes deslocamentos do terreno durante a instalação (do inglês *large displacement piles*). Nestes casos, ocorre a possibilidade de haver empolamento nas argilas e/ou sobrecompactação nos solos granulares, o que torna a cravação progressivamente mais difícil, mas faz com que a estaca mobilize mais resistência, uma vez que o contacto com o solo é maior. Vários autores creem que a cravação de um perfil metálico deste tipo ocorre com um mínimo de *soil plug*, devido à sua elevada resistência inercial mas, pelo contrário, defendem que as estacas tendem a ter *soil plug* quando solicitadas por cargas estáticas (Fleming *et al.*, 2009).

Areia densa

Testes em areias densas mostraram que durante a cravação de estacas com secções transversais ocas (em H), solos compactos formam *soil plug* entre os bordos da sua secção transversal, ocorrendo um *soil plug* parcial. Para fins de cálculo podem ser assumidas as seguintes dimensões para o *soil plug*:

Para

$$a < d' < 2a : e = \frac{a}{4} \quad (2.1)$$

Para

$$d' \geq 2a : e = \frac{1}{2} \frac{a^2}{d'} \quad (2.2)$$

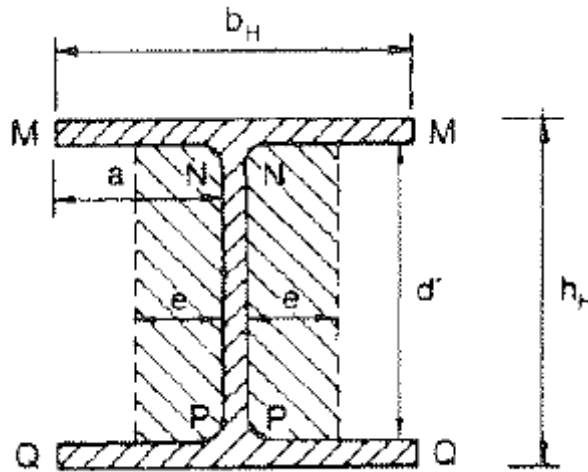


Fig. 2.5 - Dimensões consideradas para o *soil plug* em areias densas numa estaca metálica com secção transversal em H (ArcelorGroup, 2014)

Assim, no caso da formação de *soil plug*, a área de ponta da estaca, A_p , pode ser escrita da seguinte forma:

$$A_p = A_H + 2ed' \quad (2.3)$$

Sendo,

A_H , a área da secção transversal em H;

e e d' , correspondem às medidas representadas na Fig. 2.5.

Como tal, o perímetro do fuste da estaca a considerar para o cálculo da resistência lateral mobilizada deve ser, na pior das hipóteses, o perímetro do retângulo envolvente à secção em H e, na melhor das hipóteses, o contorno interior da Fig. 2.5, englobando as faixas de largura e até à alma do perfil.

Areia solta

Numa areia solta o otimismo evidente na última hipótese apresentada não deve ser considerado, sendo que o perímetro do retângulo envolvente à secção em H se apresenta como a hipótese mais próxima da realidade.

Solos coesivos

No caso de solos coesivos, que permitem que haja aderência com os bordos da estaca, assume-se que o *soil plug* preenche todo o espaço MNPQ evidenciado na Fig. 2.5. Assim, a área de ponta da estaca, A_p , pode ser dada por:

$$A_p = b_H \times h_H \quad (2.4)$$

Estando b_H e h_H representados na Fig. 2.5.

Portanto, o perímetro do fuste da estaca a considerar para o cálculo da resistência lateral mobilizada deve ser, na pior das hipóteses, o perímetro do retângulo envolvente à secção em H e, na melhor das hipóteses, o perímetro real da secção transversal em H (demasiado otimista) (ArcelorGroup, 2014).

2.2.1.3. Estacas metálicas helicoidais tipo parafuso

As estacas metálicas helicoidais tipo parafuso apresentam-se como um tipo de fundação muito usado pelas empresas projetistas contactadas e costumam ser empregues nas fundações de torres de alta tensão, que têm comportamento estrutural semelhante às estruturas fotovoltaicas em estudo. Estas estacas podem ser constituídas por uma ou mais hélices.

Este tipo de fundação profunda classifica-se como uma estaca aparafusada (do inglês *screw pile*). Estas estacas são consideradas por Fleming [et al.] (2009) como estacas que provocam pequenos deslocamentos do terreno durante a instalação.



Fig. 2.6 - Estaca metálica helicoidal tipo para-fuso (Tsuha, 2007)

Segundos Carlos (2013), as estacas helicoidais são construídas a partir de um tubo de aço (fuste), que pode ser de secção quadrada ou circular, e por placas circulares de aço em forma de hélice soldadas ao fuste (ver Fig. 2.6). As placas soldadas em forma de hélice têm um passo controlado para que durante a instalação das estacas o distúrbio do solo seja o menor possível.

A função do fuste consiste em transmitir o momento torsor ao terreno durante a instalação, transferir cargas axiais às placas helicoidais e fornecer resistência ao carregamento lateral. O fuste é constituído por duas secções: a principal e a de extensão. A secção principal é composta pelo fuste com as hélices soldadas; e as secções de extensão são peças de aço usadas para aumentar o comprimento total da estaca. A ligação entre as várias secções é assegurada por emendas no fuste, através de uma zona alargada na extremidade, ligada com parafusos (ver Fig. 2.7).



Fig. 2.7 - Emenda do fuste de uma estaca metálica helicoidal

À medida que a instalação por penetração (com o auxílio de um motor hidráulico) progride o solo vai sendo "cortado" por rotação com uma frequência constante e controlada. A capacidade de carga da estaca é proporcional à torção medida no final da instalação. Sendo assim, quando se atinge o valor de torção requerido e definido em projeto, a penetração da estaca no terreno é encerrada (Canoza e Tsuha, 2014).

O dimensionamento de estacas tipo parafuso deve ser baseado num conhecimento detalhado do solo por meio de ensaios pressiométricos, ensaios CPTU (Ensaio com o cone-penetrômetro holandês, do inglês *Cone Penetration Test*), ensaios SPT (do inglês, *Standard Penetration Test*) e dados de ensaios de estacas tipo parafuso instaladas no solo em causa.

A viabilidade da adoção desta solução depende do tipo de solo existente no terreno do parque solar. Os solos devem permitir a penetração adequada das estacas, isto é, não devem existir rochas sãs ou fraturadas com dimensões tais que possam impedir ou desviar a sua penetração.

Segundo Tomlinson e Woodward (2008), esta técnica de fundação é mais adequada para solos arenosos com valores de SPT entre 10 e 30 pancadas. Acima de 50 pancadas há uma grande possibilidade da penetração do solo não ser possível com os equipamentos disponíveis atualmente, e ainda se prevê a ocorrência de empolamento e corte na maior parte das argilas. Os factos apresentados fazem com que este tipo de estacas sejam particularmente adequadas para fundar as estruturas fotovoltaicas em estudo. Já que estas estruturas possuem fundações relativamente curtas, à partida, o terreno não deverá apresentar valores de SPT muito elevados.

O mais comum é que depois da estaca estar instalada o furo não seja preenchido com calda de cimento e que a estaca seja fabricada com aço galvanizado, por forma a protegê-la contra a corrosão, que pode advir do contacto solo-estaca. As vantagens do uso deste tipo de fundações prendem-se com o facto de estas apresentarem um elevado rendimento de instalação e provocarem pouca vibração e ruído ao serem instaladas.

A utilização deste tipo de fundações tem inúmeras vantagens, entre as quais: o respeito pelo ambiente; a rapidez de execução; a facilidade e baixa necessidade de recursos na sua instalação; e a sua eficiência em fundações solicitadas tanto à tração como à compressão (Carlos *et al.*, 2014b).

Segundo Ghaly (1995), a técnica de instalação das estacas metálicas helicoidais é a que causa menor alteração no solo existente. Prasad e Rao (1994) indicam que estacas sujeitas a carregamento lateral cíclico apresentam redução da resistência ao arranque, sendo esta redução muito pequena em estacas metálicas helicoidais. Assim, elas são menos afetadas por este tipo de carregamento do que as outras estacas convencionais, comportando-se melhor neste tipo de situação.

Além disso, Wilson (1950), referiu que no passado este tipo de fundação foi utilizado principalmente em obras de cais e pontes por apresentar duas principais vantagens sobre outros tipos de estacas: capacidade de carga elevada e alta resistência a momentos fletores (Tsuha, 2007).

2.2.1.4. Corrosão do aço em estacas metálicas

A corrosão do aço deve-se a um eletrólito existente na água freática ou em solos húmidos com os quais as estacas metálicas possam estar em contacto depois de instaladas. O ar e a água são, normalmente, essenciais para que ocorra corrosão, mas a corrosão bacteriana pode ocorrer na ausência de oxigénio (Tomlinson e Woodward, 2008).

A corrosão de estacas metálicas tem maior probabilidade de se tornar num problema grave em duas situações:

- Estacas cravadas em solo remexido;
- Estacas em ambiente marinho.

Estacas metálicas instaladas em solo não remexido geralmente não estão sujeitas a corrosão significativa abaixo do nível freático. Acima do nível freático, ou em zonas alternadamente húmidas e secas, devido à ação das marés, as taxas de corrosão podem aumentar, dependendo da temperatura, do pH e da composição química do ambiente aquático. Estão disponíveis na Norma Inglesa (BS8002:1994, 1994) taxas de corrosão que ocorrem em estacas de aço, que se apresentam a seguir:

- Estacas cravadas em solo não remexido: 0,015 mm/ano (máximo);
- Estacas expostas à atmosfera: 0,035 mm/ano (média);
- Estacas imersas em água doce: <0,035 mm/ano
- Estacas expostas a ambientes marinhos (zonas de imersão): 0,035 mm/ano (Fleming *et al.*, 2009);

Há várias medidas que podem ser tomadas para acautelar problemas de corrosão:

- Uso de aço com cobre (apenas efetivo contra corrosão atmosférica);
- Uso de aço de alto rendimento (permite uma maior perda de material antes que as tensões se tornem críticas);
- Uso de perfis metálicos de aço galvanizado;
- Definição de uma espessura de sacrifício de aço para a corrosão, em função do tempo de vida útil definido para a estaca (Fleming *et al.*, 2009).

Quando as estacas metálicas são usadas em solos remexidos deve ser efetuado um levantamento da resistividade elétrica. Este estudo é útil na avaliação de risco de corrosão e no projeto de sistemas de proteção (Tomlinson e Woodward, 2008).

2.2.1.5. Estacas curtas de betão

Para a realização deste tipo de estacas (ver Fig. 2.8) é executado um pré-furo, sendo depois colocado um varão de aço no centro do mesmo que fará a ligação com a superestrutura. O furo é posteriormente betonado. Esta descrição permite classificar este tipo de solução como estaca betonada *in situ* (do inglês *bored pile*), que pode ser de trado contínuo com injeção de betão ou moldada no terreno com recurso a tubo recuperado ou perdido.



Fig. 2.8 - Estacas de betão (Soluções em Estruturas e Engenharia, 2014)

A construção deste tipo de estacas em argilas duras é facilitada, pois as paredes do furo só necessitam de suporte próximo da superfície do terreno. Em solos instáveis como o cascalho é necessário suporte temporário, para que a betonagem possa ser realizada em condições adequadas. Estacas com estas características correspondem a estacas que não provocam deslocamentos do terreno aquando da sua instalação (do inglês *non-displacement piles*). Nestes casos as tensões laterais são reduzidas durante a escavação e são apenas parcialmente restabelecidas após a betonagem do furo. Problemas relacionados com deslocamentos do terreno são assim inexistentes, mas, em contrapartida, perde-se o efeito de compactação do solo (Fleming *et al.*, 2009).

O que as empresas contactadas têm verificado é que, estando as estruturas em análise apenas sujeitas a cargas laterais e de arranque, a mobilização da resistência lateral no fuste deste tipo estacas tem originado bons resultados, havendo sempre garantia de segurança, em grande parte devido ao facto da cunha de rotura por levantamento ter grandes dimensões. Além desta, a grande vantagem deste tipo de

fundações reside no facto destas poderem ser construídas em qualquer tipo de solo. O único senão deste tipo de solução é que pode gerar problemas ambientais devido à injeção de betão no terreno, mas mesmo assim esta desvantagem é pouco relevante uma vez que a contaminação é apenas superficial.

2.2.2. FUNDAÇÕES DIRETAS

As sapatas (fundações diretas ou superficiais) são fundações que transmitem a carga proveniente da superestrutura a uma camada, denominada camada portante, próxima da superfície do terreno. Aquilo que distingue, sob o ponto de vista do seu funcionamento, uma fundação superficial de uma fundação profunda é que, na primeira, a interação com o terreno para equilíbrio da carga vertical que não se processa através da base é geralmente desprezável e, portanto, ignorada no dimensionamento. Já nas fundações profundas a transferência de carga para o maciço de fundação é feita a grandes profundidades e a interação com o terreno através da superfície lateral (também designada por fuste), dada a sua relevância para o equilíbrio da carga vertical e horizontal, é normalmente tomada em consideração (Matos Fernandes, 2011b).

2.2.2.1. Sapatas por contrapeso

Este tipo de solução tem a vantagem de não pressupor a furação do terreno e por isso deve ser usada em locais em que não é permitido escavar. As sapatas por contrapeso são construídas à superfície e devem "amarrar" a estrutura ao terreno por forma a impedir o seu levantamento, uma vez que esta estará sujeita a ações laterais e de arranque.

O contrapeso é dimensionado tendo em conta as ações a que a estrutura estará sujeita, podendo ser betonado *in situ* sobre a superfície do terreno, ou pré-fabricado em centrais de betão e colocado sobre o terreno após a instalação da estrutura fotovoltaica. A decisão acerca do modo de construção da sapata depende da proximidade a que o local de construção está de uma central de betão, bem como das dimensões e consequente peso das sapatas a construir devido a questões de transporte (o peso elevado de sapatas deste tipo ultrapassa facilmente os limites de carga dos veículos de transporte, tornando-se este pouco eficiente).

Apesar da simplicidade aparente do dimensionamento deste tipo de fundações, há que tomar cuidado com a tensão que a sapata transmite ao terreno, uma vez que esta não deverá provocar assentamentos excessivos. É possível prever a grandeza desses assentamentos através de dados provenientes de um estudo geológico-geotécnico (obrigatório) do local de instalação do parque solar, providenciado pelo cliente. Este estudo permitirá ainda a determinação de características muito importantes do terrenos em causa tais como a necessidade de remover camadas de solo, e ainda permitirá concluir, indiretamente, se a sapata tem peso suficiente para a estrutura fotovoltaica não levantar. Tendo como base o estudo geológico-geotécnico, esta última verificação consiste em determinar que capacidade tem o terreno de resistir a ações de arranque e a cargas laterais, e consoante essa resistência determinar que peso deverá ter a sapata para garantir que a estrutura fotovoltaica não levanta.

3

PROCESSOS DE CÁLCULO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS

3.1. INTRODUÇÃO

A descrição que se segue será dividida em processos para o cálculo da resistência ao arranque e da resistência a cargas laterais, começando por se fazer referência ao método de cálculo clássico da resistência do solo e ao método de cálculo da capacidade resistente genérica de estacas comprimidas.

3.2. CAPACIDADE RESISTENTE DOS SOLOS - MÉTODO CLÁSSICO

Para a maior parte das análises geotécnicas, e do ponto de vista da engenharia de fundações, é necessário conhecimento acerca da resistência dos solos por forma a avaliar a sua capacidade. No entanto, a resistência dos solos varia de acordo com vários parâmetros e, portanto, não é definida exclusivamente de uma só forma (Kulhawy e Mayne, 1990).

A resistência dos solos é comumente expressa através do critério de rotura de Mohr-Coulomb. Para este critério a rotura é definida por:

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (3.1)$$

Sendo,

τ , a tensão de rotura do solo, ou seja, a resistência ao corte do solo;

c , a coesão do solo;

σ , a tensão normal;

e ϕ , o ângulo de atrito do solo.

3.2.1. ANÁLISE EM TENSÕES EFETIVAS

Quando é efetuada uma análise em tensões efetivas para solos coesivos ou não coesivos, a equação (3.1) é expressa por:

$$\tau = \sigma' \tan \phi' \quad (3.2)$$

Sendo,

σ' , a tensão normal efetiva;

e ϕ' , o ângulo de atrito efetivo do solo.

Na expressão (3.2) não existe coesão, c , pois ela só existe em casos especiais de solos verdadeiramente cimentados, solos parcialmente saturados e argilas altamente sobreconsolidadas. Para estes casos especiais, a coesão pode ser incluída na equação (3.2). No entanto, é prudente procurar aconselhamento técnico especializado antes de se considerar a existência de coesão no dimensionamento (Kulhawy e Mayne, 1990).

3.2.2. ANÁLISE EM TENSÕES TOTAIS

A segunda forma de uso da equação (3.1) corresponde a uma análise em tensões totais para solos coesivos ($\phi = 0$) e é dada por:

$$\tau = c = c_u \quad (3.3)$$

em que c_u representa a resistência não drenada do solo.

As análises em tensões totais são normalmente adotadas por simplicidade e surgem como um artifício. Na realidade, a ruptura de qualquer tipo de solo (areias, siltes ou argilas) ocorre no domínio das tensões efetivas. Em solos submersos com baixa permeabilidade como as argilas, o carregamento provoca alterações na pressão da água dos poros. Os excessos de pressão neutra gerados (Δu) alteram o estado de tensão efetivo do solo, alterando a sua envolvente de ruptura. Uma vez que não é conhecido o ritmo do carregamento nem pode ser determinada com confiança a magnitude de variação da pressão na água dos poros, a análise em tensões totais apresenta-se como uma forma de análise alternativa e simples. No entanto, importa relembrar que c_u varia com o estado de tensão *in situ*. Assim sendo, c_u deve ser determinado cuidadosamente por forma a representar as condições *in situ* para uma determinada profundidade (Kulhawy e Mayne, 1990).

3.3. CAPACIDADE RESISTENTE DE ESTACAS COMPRIMIDAS

Poulos e Davis (1980) referem que uma estaca isolada submetida a um carregamento estático, vertical, de compressão, vai resistir a essa solicitação exterior através da sua resistência ao deslizamento ao longo do fuste e pelas tensões normais mobilizáveis ao nível da ponta. Assim, a capacidade de carga última de uma estaca comprimida, Q_u , corresponde à soma da resistência lateral última e da resistência de ponta última, subtraindo-se a estas duas parcelas o peso da estaca, e é dada pela expressão:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} - W = A_s \times f_s + A_b \times q_b - W \quad (3.4)$$

Sendo,

Q_{su} , a resistência lateral última;

Q_{pu} , a resistência de ponta última;

A_s , a área do fuste da estaca;

f_s , resistência lateral última unitária;

A_b , a área da secção transversal da base da estaca;

q_b , a resistência de ponta última unitária;

e W , o peso próprio da estaca.

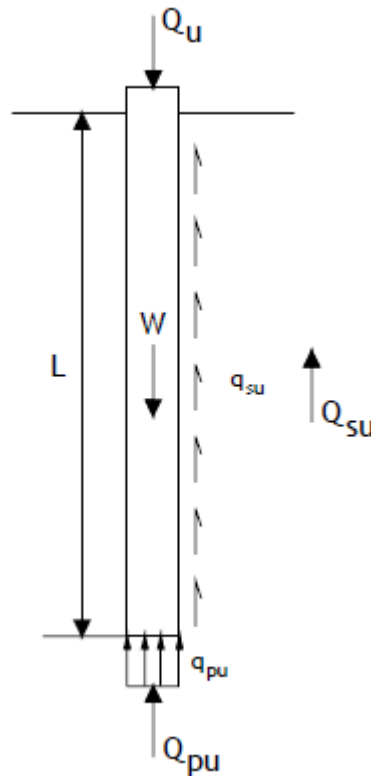


Fig. 3.1 - Estaca submetida a uma carga de compressão axial (Esteves, 2005)

Q_{su} , pode ser obtido pela integração da resistência ao corte solo-estaca, τ_a , sobre a área da superfície da estaca e pode ser dado pela expressão de Coulomb referida atrás:

$$\tau_a = c_a + \sigma_n \tan \phi_a \quad (3.5)$$

Sendo,

τ_a , a resistência ao corte solo-estaca;

c_a , a aderência solo-estaca;

σ_n , a tensão normal entre o solo e a estaca;

e ϕ_a , o ângulo de atrito solo-estaca.

σ_n , está frequentemente relacionado com a tensão vertical, σ_v , da seguinte forma:

$$\sigma_n = \sigma_v \cdot K_s \quad (3.6)$$

Sendo,

K_s , o coeficiente de impulso lateral.

Assim,

$$\tau_a = c_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a \quad (3.7)$$

e,

$$Q_{su} = \int_0^L C \tau_a dz = \int_0^L C (c_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a) dz \quad (3.8)$$

Sendo,

C , o perímetro da secção transversal da estaca;

e L , o comprimento da estaca.

Poulos e Davis (1980) propõem que a resistência de ponta última, Q_{pu} , seja calculada através da teoria da capacidade de carga de fundações superficiais:

$$Q_{pu} = A_b (cN_c + \sigma_{vb} N_q + 0,5\gamma B N_\gamma) \quad (3.9)$$

Sendo,

A_b , a área da secção transversal da base da estaca;

c , a coesão do solo;

σ_{vb} , a tensão efetiva vertical no solo ao nível da base da estaca;

γ , o peso volúmico do solo;

B , o diâmetro da estaca;

e N_c, N_q, N_γ , os fatores de capacidade de carga, que são função do ângulo de atrito interno do solo, da compressibilidade do solo e da geometria da estaca.

Assim, das equações (3.4), (3.8) e (3.9), vem:

$$Q_u = \int_0^L C(c_a + \sigma_v K_s \tan \phi_a) dz + A_b (cN_c + \sigma_{vb} N_q + 0,5\gamma d N_\gamma) - W \quad (3.10)$$

A equação (3.10) é uma expressão geral para a determinação da capacidade de carga de estacas isoladas.

Para estacas com secção transversal em H existem dois modos de rotura lateral da estaca, já referidos no ponto 2.2.1.2.

3.3.1. ESTACAS EM SOLOS COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE

Em solos coesivos é geralmente assumido que a resistência lateral mobilizada sob ações de arranque é semelhante à resistência lateral mobilizada sob ações de compressão. Assim, considera-se que a resistência lateral última de uma estaca é a mesma para solicitações de tração e de compressão, aplicadas de forma estática, e os métodos de cálculo são os mesmos. Uma carga de arranque, paralela ao eixo da estaca, apenas mobiliza resistência lateral, o que acontece para deslocamentos da estaca muito mais pequenos do que para a resistência de ponta: tipicamente deformações da ordem de 0,5% a 2% do diâmetro da estaca (Fleming *et al.*, 2009).

3.3.1.1. Método α : Abordagem não drenada

Poulos e Davis (1980) referem que para estacas em argila a resistência não drenada é geralmente tomada como crítica, a não ser que a argila seja altamente sobreconsolidada. Em situações não drenadas considera-se que a argila está saturada, sendo o ângulo de atrito não drenado do solo, ϕ_u , igual a zero. Assim, o ângulo de atrito solo-estaca, ϕ_a , também pode ser tomado como zero. Deste modo, substituindo na equação (3.10) e fazendo os devidos ajustes para a situação de arranque, numa estaca uniforme em argila, a capacidade resistente última ao arranque, Q_{uu} , é dada por:

$$Q_{uu} = \alpha c_u A_s + W \quad (3.11)$$

Sendo,

$\alpha c_u = c_a$, a aderência solo-estaca ao longo da superfície da estaca;

A_s , a área do fuste da estaca;

e W , o peso próprio da estaca.

A estimativa da adesão entre o solo e a estaca, c_a , tem um papel importante no cálculo da capacidade resistente lateral de estacas instaladas em argila segundo uma abordagem em tensões totais (abordagem não drenada). Muitas recomendações de dimensionamento existentes na bibliografia sugerem estimar c_a através da resistência não drenada do solo ao longo do fuste da estaca, c_u , reduzida por um fator α , que representa a percentagem de c_u mobilizada pelo mecanismo de aderência solo-estaca (Cherubini e Vessia, 2007).

O Método α parece ser simples em teoria mas é de difícil aplicação prática devido às incertezas relacionadas com a avaliação do parâmetro α . Tal deve-se, em grande parte, ao facto da avaliação de c_u revelar alguma dispersão, quer através de ensaios de campo, quer através de ensaios de laboratório.

3.3.1.2. Método β : Abordagem drenada

Numa tentativa de ultrapassar muitas das desvantagens associadas às metodologias de dimensionamento que têm por base as tensões totais (métodos α), Burland (1973) defendeu uma abordagem em tensões efetivas. Esta abordagem que é controlada pela tensão normal efetiva na rotura, σ'_v , e pelo ângulo de atrito efetivo solo-estaca ϕ'_a , está relacionada com a tensão efetiva vertical, σ'_v , através de um parâmetro empírico β (Doherty e Gavin, 2011).

Poulos e Davis (1980) definiram que, para estacas em argilas duras sobreconsolidadas, é a resistência drenada que tem o valor crítico em vez da resistência não drenada. Se for assumida a simplificação de que a aderência solo-estaca drenada, c'_a , é zero e que os termos na equação (3.10) que envolvem a resistência de ponta podem ser ignorados, a resistência drenada última ao arranque de uma estaca é dada por:

$$Q_{uu} = \int_0^L (C \sigma'_v K_s \tan \phi'_a) dz + W \quad (3.12)$$

Sendo,

C , o perímetro da secção transversal da estaca;

L , o comprimento da estaca;

σ'_v , a tensão efetiva vertical à profundidade z ;

K_s , o coeficiente de impulso lateral;

e ϕ'_a , o ângulo de atrito drenado solo-estaca.

Burland (1973) discutiu valores apropriados para o parâmetro $\beta = K_s \tan \phi'_a$ e demonstrou que o limite inferior para este fator, para argilas normalmente consolidadas é dado por:

$$\beta = (1 - \sin \phi') \tan \phi' \quad (3.13)$$

Sendo,

ϕ' , o ângulo de atrito efetivo do solo argiloso;

e $(1 - \sin \phi') = K_0$, o coeficiente de impulso em repouso.

Meyerhof (1976) apresentou dados que indicam que K_s para estacas cravadas em argilas duras é cerca de 1,5 vezes o coeficiente de impulso em repouso, K_0 . Para solos sobreconsolidados, K_0 pode ser estimado da seguinte forma:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \sqrt{OCR} \quad (3.14)$$

Sendo,

OCR , o grau de sobreconsolidação.

É inferido que ϕ'_a pode ser considerado igual a ϕ' , o ângulo de atrito drenado do solo argiloso. Na ausência de informação contrária σ'_v pode ser tomada como a tensão efetiva vertical de repouso.

3.3.2. ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE

Para estacas instaladas em areias, a capacidade resistente ao arranque pode ser calculada como a soma da resistência lateral última e do peso próprio da estaca. Contudo, existem poucos dados disponíveis sobre a resistência lateral mobilizada para cargas de arranque e a informação disponível é, até certo ponto, contraditória. Por exemplo, testes relatados por Ireland (1957) em estacas cravadas em areia fina sugerem que, em média, a resistência lateral mobilizada para cargas de arranque é igual à resistência lateral mobilizada para cargas de compressão, mas dados resumidos por Sowa (1970) e Downs

e Chieurrzi (1966) indicam diferenças significativas nos valores médios das resistências laterais mobilizadas para ações de arranque e de compressão, havendo uma tendência para os valores serem menores sob ações de arranque, especialmente para estacas moldadas.

Na ausência de mais informações, Poulos e Davis (1980) recomendam como estimativa da resistência lateral última ao arranque uma redução para dois terços do valor de resistência lateral última calculada para cargas de compressão.

Note-se que esta estimativa resulta apenas de algumas dúvidas em relação ao comportamento ao arranque de estacas, constituindo uma abordagem prudente para situações de projeto e não uma consideração relativa a um método teórico preciso. Uma estimativa mais confiável do que a referida deve ser determinada, se possível, procedendo-se a ensaios de arranque.

Os métodos convencionais de cálculo da capacidade de carga última de estacas comprimidas instaladas em areias assumem que as tensões verticais, σ_v e σ_{vb} na equação (3.10) correspondem a tensões efetivas verticais. No entanto, pesquisas extensas levadas a cabo por Vesic (1967) e Kerisel (1961) revelaram que as resistências unitárias lateral e de ponta de uma estaca não aumentam linearmente com a profundidade de instalação da mesma, mas atingem um valor constante a partir de uma determinada profundidade.

Por forma a desenvolver um método de determinação da capacidade resistente última que representasse melhor fisicamente a realidade do que as abordagens convencionais, não sendo excessivamente complicada, Poulos e Davis (1980) definiram na Fig. 3.2 uma distribuição idealizada da tensão efetiva vertical, σ'_v , em profundidade adjacente a uma estaca instalada em areia. σ'_v é assumida como sendo a tensão efetiva até à profundidade crítica, z_c , a partir da qual σ'_v é constante e igual a σ'_{vc} .

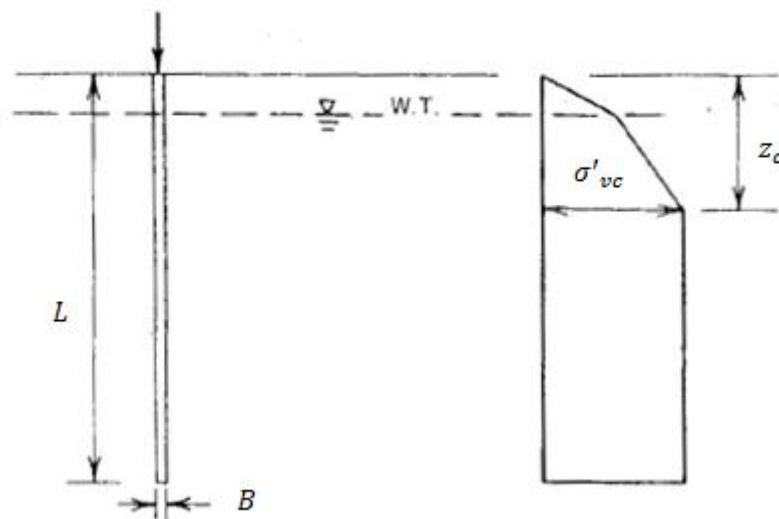


Fig. 3.2 - Distribuição simplificada da tensão vertical adjacente a uma estaca instalada em areia (Poulos e Davis, 1980)

Tendo por base a equação (3.10), se a aderência solo-estaca, c_a , for considerada nula por estarmos perante um caso de solos não coesivos, a capacidade resistente última ao arranque de uma estaca instalada em areia é dada por:

$$Q_{uu} = \frac{2}{3} \int_0^L (F_\omega C \sigma'_v K_s \tan \phi'_a) dz + W \quad (3.15)$$

Sendo,

L , o comprimento da estaca;

F_ω , o fator de correção de conicidade da estaca (se o diâmetro da estaca for uniforme, $F_\omega=1$);

C , o perímetro da secção transversal da estaca;

σ'_v , a tensão efetiva vertical ao longo da superfície lateral da estaca (que corresponde ao valor limite σ'_{vc} para $z \geq z_c$);

K_s , o coeficiente de impulso lateral;

ϕ'_a , o ângulo de atrito drenado solo-estaca;

e W , o peso próprio da estaca.

Na base dos resultados dos testes realizados por Vesic (1967), foram avaliados valores de $K_s \tan \phi'_a$ e da profundidade crítica adimensional z_c/B (sendo B a dimensão transversal da estaca), como se pode ver na Fig. 3.3.

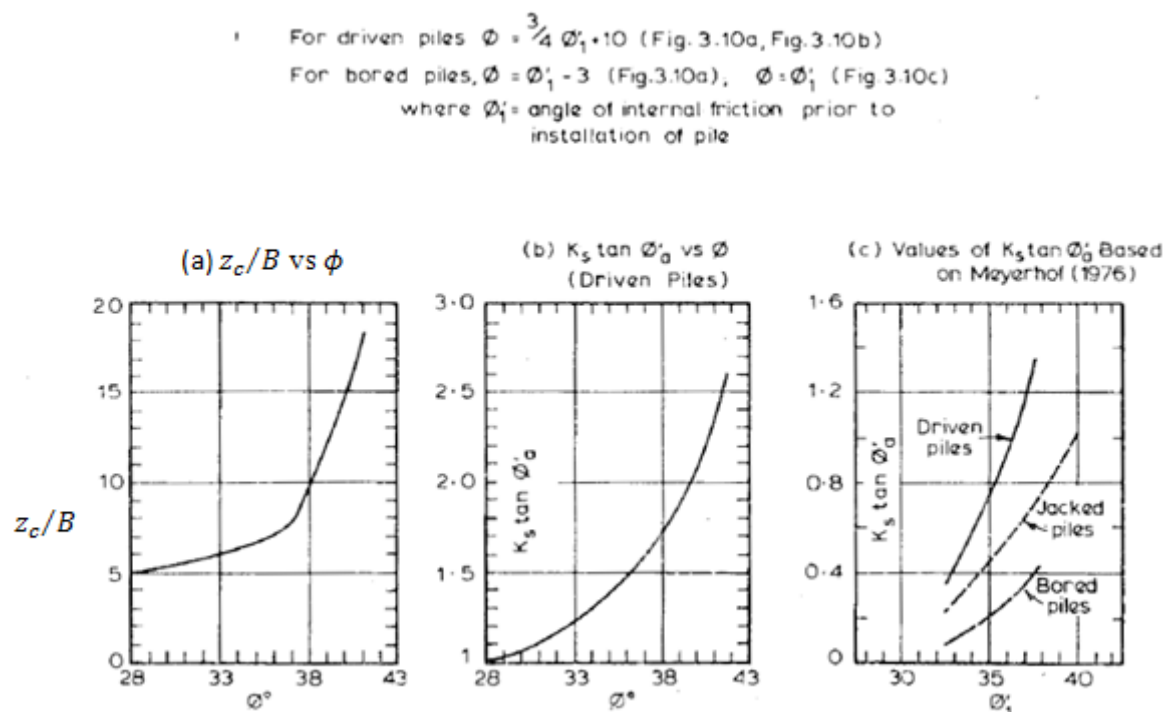


Fig. 3.3 - Valores de z_c/B e $K_s \tan \phi'_a$ para estacas em areias (Meyerhof, 1976 e Vesic, 1967 referenciados por Poulos e Davis, 1980)

Relações entre $K_s \tan \phi'_a$ e ϕ' e entre z_c/B e ϕ' são apresentadas na Fig. 3.3. Num solo estratificado a profundidade crítica, z_c , refere-se à posição da estaca instalada na camada arenosa. Na Fig. 3.3 (c) são apresentados valores de $K_s \tan \phi'_a$ para estacas cravadas que derivam de dados obtidos por Meyerhof (1976). Estes valores são consideravelmente mais baixos (tipicamente metade) dos valores apresentados na Fig. 3.3 (b). Estas diferenças devem-se aos diferentes métodos de interpretação dos dados de Vesic (1967) e Meyerhof (1976) (Poulos e Davis, 1980).

Valores do fator de correção de conicidade da estaca, F_ω , são plotados em função de ϕ' na Fig. 3.4, e derivaram de resultados de análises desenvolvidas por Nordlund (1963).

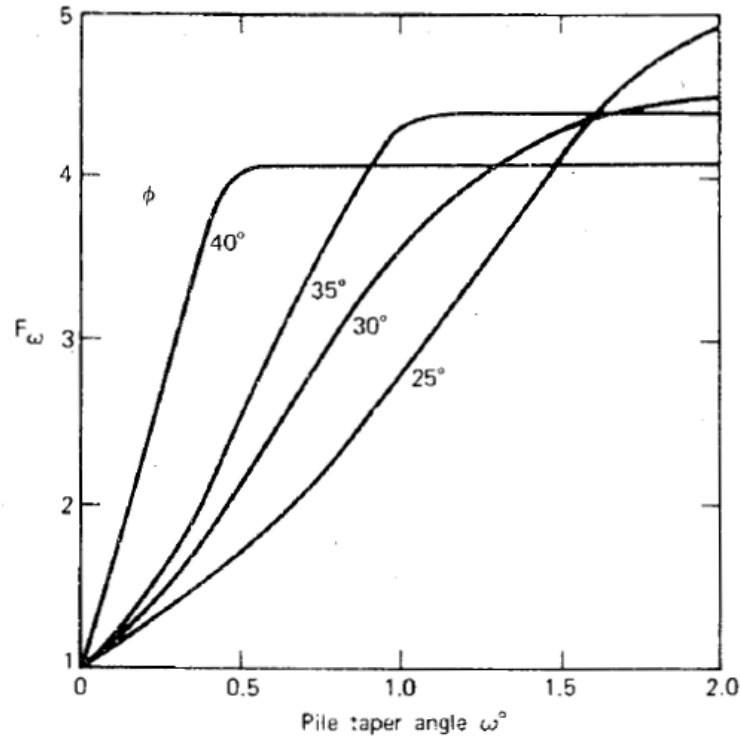


Fig. 3.4 - Fator de correção de conicidade de uma estaca instalada em areia (Nordlund, 1963 referenciado por Poulos e Davis, 1980)

Para a aplicação dos resultados expressos na Fig. 3.3 e na Fig. 3.4, Poulos e Davis (1980) sugerem que os valores de ϕ' a utilizar devem ser os apresentados em seguida para se ter em conta os efeitos de instalação da estaca.

Estacas cravadas

Para a determinação de $K_s \tan \phi'_a$ e de z_c/B , o valor de ϕ' ao longo da superfície lateral da estaca deve ser tomado como a média dos valores de ϕ' antes e depois da cravação, o que corresponde a:

$$\phi' = \frac{3}{4} \phi'_1 + 10^\circ \quad (3.16)$$

Sendo,

ϕ'_1 , o ângulo de atrito interno do solo antes da cravação da estaca.

Em muitos casos práticos apenas está disponível informação sobre ensaios SPT. Assim, o valor de ϕ'_1 pode ser estimado, por exemplo, a partir da relação empírica sugerida por Kishida (1967):

$$\phi'_1 = \sqrt{20N_{SPT}} + 15^\circ \quad (3.17)$$

Onde,

N_{SPT} , é o número de pancadas obtidas no ensaio SPT.

3.4. MÉTODO EMPÍRICO DE MEYERHOF E ADAMS (1968)

Os métodos empíricos são métodos em que a capacidade resistente da fundação é estimada com base apenas na classificação das camadas atravessadas e que derivam de correlações obtidas através da medição da capacidade de fundações instaladas em solos de qualidades muito variáveis. Geralmente existe uma grande dispersão nas correlações e cada abordagem adequa-se melhor a um determinado tipo de solo, existindo sempre uma margem de erro. Alguns solos não se enquadram em nenhuma das metodologias que serão apresentadas a seguir. Assim, o dimensionamento de uma estaca deve ser visto como um compromisso, adotando o método mais apropriado disponível para o tipo de solo em causa e as condições do terreno em vigor. Quando uma estaca penetra em camadas de diferentes tipos de solos a resistência lateral é cumulativa, considerando-se um efeito de interação mínimo entre camadas adjacentes (Fleming *et al.*, 2009, Tomlinson e Woodward, 2008).

3.4.1. ESTACAS EM SOLOS COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE

3.4.1.1. Abordagem não drenada

Segundo Poulos e Davis (1980), Meyerhof e Adams (1968) desenvolveram uma abordagem aproximada baseada em observações efetuadas em testes modelo com placas circulares ancoradas. Estes autores sugerem que a capacidade resistente última ao arranque a curto prazo (resistência não drenada) de uma estaca instalada em argila é dada pelo menor dos seguintes valores:

- a) A resistência ao corte de um cilindro vertical acima da base da placa multiplicada por um fator k , mais o peso do solo acima da base da placa, W_s , isto é:

$$Q_{uu} = k \cdot \int_0^L C(c_a + \sigma'_v K_s \tan \phi_a) dz + W_s \quad (3.18)$$

Em solos argilosos em condições não drenadas, o ângulo de resistência ao corte é tomado habitualmente como nulo, sendo ϕ_a também nulo. Assim, a resistência ao arranque é dada por:

$$Q_{uu} = k \cdot c_a A_s + W_s \quad (3.19)$$

b) A capacidade resistente da base da estaca, caso a estaca tenha a base alargada, dada por:

$$Q_{uu} = \frac{\pi(B^2 - b^2)}{4} c_u N_u + W_s \quad (3.20)$$

Sendo,

N_u , o coeficiente de arranque $\approx N_c$ para cargas de compressão;

W_s , o peso de solo acima da base da placa;

c_u , a resistência não drenada;

B , a dimensão da estaca na zona alargada (caso exista);

e b , a dimensão da estaca na zona mais estreita.

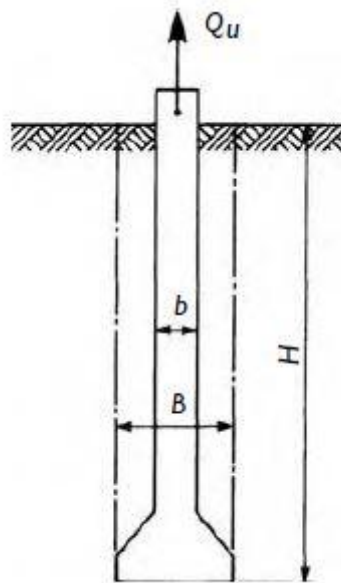


Fig. 3.5 - Representação do arranque de uma estaca com base alargada

A análise dos resultados dos testes modelo e de ensaios de campo levaram Meyerhof e Adams (1968) a sugerir os valores para k apresentados na Tabela 3.1:

Tabela 3.1 - Valores de k propostos por Meyerhof e Adams (1968) para vários tipos de argila (Poulos e Davis, 1980)

Tipo de solo	k
Argila mole	1-1,25
Argila de consistência média	0,7
Argila dura	0,5
Argila dura fissurada	0,25

3.4.1.2. Abordagem drenada

Meyerhof e Adams (1968) verificaram que, caso o solo argiloso esteja submerso, podem ocorrer excessos de pressão neutra negativos durante o arranque, particularmente em estacas com baixas profundidades de instalação. A resistência última ao arranque a longo prazo (ou resistência ao arranque drenada) será, assim, menor que a resistência última ao arranque a curto prazo, uma vez que a argila tende a amolecer com o tempo, enquanto os excessos de pressão neutra se dissipam (Poulos e Davis, 1980).

A capacidade resistente ao arranque a longo prazo pode ser estimada a partir da teoria para um material com ângulo de atrito e coesão, usando os valores drenados dos parâmetros ϕ_d e c_d da argila. Meyerhof e Adams (1968) desenvolveram as seguintes expressões para o cálculo da capacidade resistente última ao arranque de uma estaca circular, Q_{uu} , a longo prazo, de solos com coesão e ângulo de atrito.

Para pequenas profundidades ($L < B$):

$$Q_{uu} = \pi cBL + s \frac{\pi}{2} \gamma B' L^2 K_u \tan \phi + W_s \quad (3.21)$$

Para grandes profundidades ($L > H$):

$$Q_{uu} = \pi cBH + s \frac{\pi}{2} \gamma B(2L - H)HK_u \tan \phi + W_s \quad (3.22)$$

Sendo,

c , a coesão do solo;

γ , o peso volúmico do solo (ou γ');

s , o fator de forma = $1 + mL/B$, com o valor máximo de $1 + mH/B$ (para grandes profundidades);

K_u , o coeficiente de impulso de arranque (ver Fig. 3.7);

m , o coeficiente que depende de ϕ ;

H , a altura do bloco de solo levantado pela estaca (ver Fig. 3.6);

L , a profundidade da estaca;

e W_s , o peso de solo que resiste ao arranque da placa (ou W').

É de notar que, caso a base da estaca não seja alargada, B deve ser substituído por b nas equações (3.21) e (3.22).

Para adaptar as equações (3.19) à (3.22) para uma estaca com base alargada deve-se ainda fazer com que W_s passe a incluir também o peso próprio da estaca (Tomlinson e Woodward, 2008).

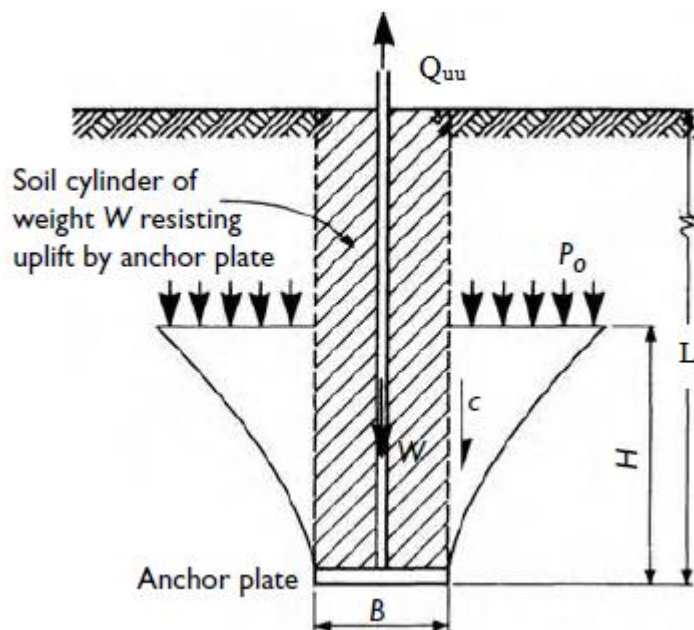


Fig. 3.6 - Levantamento de placa circular em solo parcialmente argiloso (c, ϕ) (Meyerhof e Adams, 1968 referenciado por Tomlinson e Woodward, 2008)

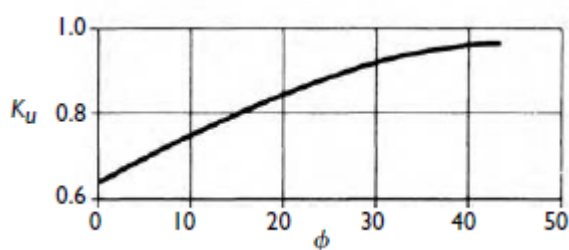


Fig. 3.7 - Valores de K_u propostos por Meyerhof e Adams, 1968 (Tomlinson e Woodward, 2008)

Para o uso nas equações (3.21) e (3.22), são apresentados na Tabela 3.2 valores de H/B , s e m obtidos através dos resultados dos testes efetuados por Meyerhof e Adams (1968) com placas ancoradas. A resistência última ao arranque deve ser tomada como o menor valor dado pelas expressões (3.21) e (3.22).

Tabela 3.2 - Fatores para análise de arranque de uma estaca em solos com coesão e ângulo de atrito (Meyerhof e Adams, 1968 referenciado por Tomlinson e Woodward, 2008)

ϕ	20°	25°	30°	35°	40°	45°	48°
H/B	2,5	3	4	5	7	9	11
m	0,05	0,1	0,15	0,25	0,35	0,5	0,6
$s_{m\acute{a}x}$	1,12	1,30	1,60	2,25	3,45	5,50	7,60

3.4.2. ESTACAS EM SOLOS NÃO COESIVOS SOB AÇÕES DE ARRANQUE

A teoria de Meyerhof e Adams (1968) apresentada no ponto anterior (3.4.1.2) e definida através das equações (3.21) e (3.22) pode ser igualmente usada para estimar a capacidade resistente última ao arranque de estacas instaladas em areia. Estes autores compararam os valores esperados com os valores medidos das resistências à tração de estacas instaladas em areias e chegaram à conclusão que estes são bastante próximos, apesar de existir uma maior dispersão dos resultados do que nos solos argilosos (Poulos e Davis, 1980).

3.5. MÉTODO EMPÍRICO DE BUSTAMANTE E GIANESELLI (1983) PARA ESTACAS SOB AÇÕES DE ARRANQUE

O estudo levado a cabo por Bustamante e Gianeselli (1983), e mais tarde atualizado por Bustamante e Frank (1999) apresenta práticas de cálculo para o dimensionamento de estacas. Estes autores definiram que o programa de investigação geotécnica deve ser flexível e baseado em várias técnicas de ensaios que permitam caracterizar os vários terrenos interessados pelas formações. A escolha da técnica de investigação a utilizar depende do tipo de solo e do tipo de estrutura geotécnica a dimensionar. Na Tabela 3.3 apresentam-se técnicas comuns de investigação geotécnica, em função do tipo de solo, usadas em França, para o dimensionamento de fundações profundas (Viana da Fonseca, 2005).

Tabela 3.3 - Técnicas de investigação geotécnica comuns em França para o dimensionamento de estacas (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)

Tipo de Estruturas Tipo de Solo	Estruturas Pequenas e Médias	Grandes Estruturas (pontes, edifícios altos, retenções de água)
Solos orgânicos e Argilas moles	CPT Pressiómetro (PMT)	CPT Pressiómetro (PMT ou auto-perfurador) Ensaio VST Ensaio de Laboratório
Solos argilosos duros a rijos	Trado CPT Pressiómetro SPT	CPT Pressiómetro Ensaio de Laboratório (identificação, resistência e rigidez)
Solos arenosos soltos a muito compactos	Trado (identificação) CPT Pressiómetro (tubo com fenda) SPT	CPT Pressiómetro (tubo com fenda) Ensaio de Laboratório (granulometria)
Cascalhos médios a muito compactos	Trado (identificação) CPT (estático ou estático-dinâmico) Pressiómetro (tubo com fenda) SPT	Pressiómetro (tubo com fenda) CPT (estático ou estático-dinâmico) Ensaio de Laboratório (granulometria)
Margas, Gesso e Talco	Trado (identificação) CPT Pressiómetro (tubo com fenda)	CPT Pressiómetro (tubo de alta pressão, tubo com fenda) Ensaio de Laboratório (identificação, resistência à compressão não confinada) Sondagem profunda e Ensaio geofísico para deteção de cavidades

Tipo de Estruturas Tipo de Solo	Estruturas Pequenas e Médias	Grandes Estruturas (pontes, edifícios altos, retenções de água)
Rochas alteradas a fraturadas		Furações à rotação
		CPT (estático-dinâmico)
	Trado (para material decomposto)	Pressiômetro (sonda de alta pressão, tubo com fenda)
	CPT (estático-dinâmico)	Dilatômetro (raramente)
	Pressiômetro (sonda de alta pressão, tubo com fenda)	Sondagens destrutivas e Ensaios geofísicos
		Ensaios de Laboratório (identificação, resistência à compressão não confinada)

Geralmente, as sondagens, por incluírem a recolha de amostras representativas dos maciços atravessados, devem constituir a base referencial da prospeção geotécnica. Estas sondagens devem, sempre que possível, incluir ensaios SPT nos horizontes mais terrosos, amostragem contínua nos rochosos, não esquecendo a identificação da posição do nível freático e a sua variação. A interpretação desta amostragem permite derivar parâmetros para o projeto geotécnico. Em situações em que a área a reconhecer o permita, as sondagens podem ser parcialmente substituídas ou complementadas por métodos indiretos de prospeção, em particular quando estes se consagram na bibliografia como sistemas de boa fiabilidade (Bustamante e Frank, 1999 referenciado por Viana da Fonseca, 2005).

Alguns desses métodos apresentam, frequentemente, a vantagem de lhes estar associado um ensaio com potencialidades de definição paramétrica. São os mais correntes os seguintes:

- Ensaios Pressiométricos com o Pressiômetro de Ménard (PMT) ou com o Pressiômetro Auto-Perfurador (SBP), apesar do equipamento de Ménard ser normalizado e, por isso, mais usado;
- Ensaios CPT ou CPTU;
- Ensaios SPT;
- Ensaios com Dilatômetros;
- Ensaios VST (ensaios de corte rotativo);
- Ensaios de Permeabilidade *in situ* (Bustamante e Frank, 1999 referenciado por Viana da Fonseca, 2005).

Os ensaios mais usados para auxílio no dimensionamento de fundações profundas são os ensaios CPT e os ensaios pressiométricos (PMT) (normalmente executados em conjunto), muito por razões que se prendem com o seu acrescido rigor em relação a outros ensaios e a sua complementaridade em maciços com características de consistência/compacidade díspares. Apesar de ser considerado completamente desadequado para investigar camadas mais duras, rocha alterada a fraturada ou formações com estruturas complexas, os ensaios SPT não podem ser ignorados pelas seguintes razões:

- Podem ser realizados numa gama de solos muito variada onde podem ser instaladas estacas;
- Em muitos países é o único equipamento disponível no momento da investigação geotécnica preliminar.

Por razões práticas, e porque os ensaios CPT e PMT são considerados como os de referência, Bustamante e Gianceselli estabeleceram uma régua de correlação dos valores obtidos nestes ensaios com os valores de N_{SPT} , apresentada na Fig. 3.8 (Bustamante e Frank, 1999 referenciado por Viana da Fonseca, 2005).

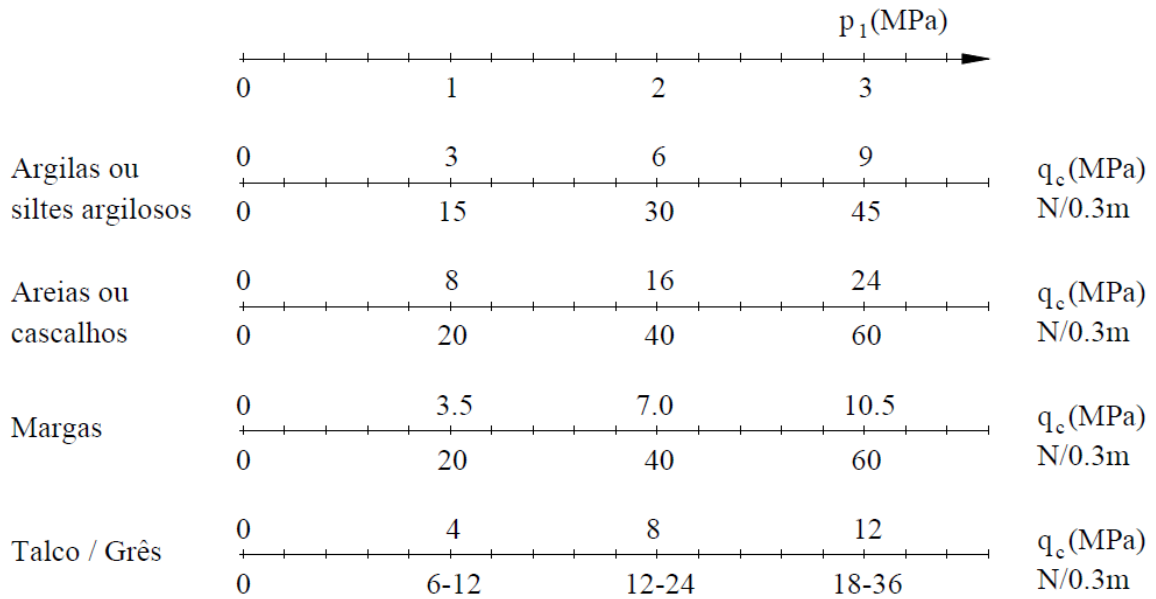


Fig. 3.8 - Régua de conversão de N_{SPT} em p_L e/ou q_c para dimensionamento de estacas (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)

3.5.1. DIMENSIONAMENTO

O método em estudo baseia-se em correlações entre resultados de ensaios geotécnicos e resultados de ensaios de carga de estacas protótipo e reais, algumas delas instrumentadas. Esta é uma proposta francesa que se foi impondo por ter advindo de mais de quatrocentos casos práticos com correlações bem sólidas e em maciços muito distintos (Bustamante e Frank, 1999 referenciado por Viana da Fonseca, 2005).

A filosofia deste método procura que se satisfaça um coeficiente de segurança razoável em relação à capacidade resistente do terreno e em relação ao assentamentos e movimentos horizontais das estacas, de tal forma que se garantam, respetivamente, condições de estado limite último e de serviço.

O dimensionamento de estacas tracionadas axialmente é baseado nas seguintes cargas características:

Q_{tc} : Carga limite de fluência (carga que indica início de forte plastificação por fluência);

Q_{tu} : Carga última limite (carga que corresponde a um assentamento de 10% do diâmetro da estaca).

Estas cargas são determinadas através de ensaios de carga estáticos em estacas ou, se tal não for possível, através de ensaios PMT, CPT ou SPT (Bustamante e Frank, 1999)

3.5.1.1. Dimensionamento com base em ensaios de carga estáticos em estacas reais

Quando estes ensaios são realizados tem que ser atingida a carga última limite, Q_{tu} , à qual posteriormente, deve ser aplicada uma redução:

- Se for efetuado apenas um ensaio:

$$Q_k = Q_m / 1,2 \quad (3.23)$$

Sendo,

Q_k , o valor característico;

e Q_m , o valor medido no ensaio.

- Se forem efetuados vários ensaios:

$$Q_k = Q_{\min} (Q_{\min} / Q_{\max})^{\xi} \quad (3.24)$$

Sendo,

$Q_{\min}$ e $Q_{\max}$ os valores mínimos e máximos medidos, respetivamente, e o valor de ξ é dado na Tabela 3.4 (Bustamante e Frank, 1999 citado por Viana da Fonseca, 2005).

Tabela 3.4 - Valores para o fator ξ (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)

Número de ensaios efetuados	2	3	4	5
ξ	0,55	0,20	0,07	0,00

Dimensionamento com base em ensaios do terreno

A carga última limite de tração é calculada da seguinte forma:

$$Q_{tu} = Q_{su} \quad (3.25)$$

Sendo,

Q_{su} , a resistência lateral última limite.

Para estacas cuja instalação provoca ou não deslocamento do terreno (estacas cravadas ou escavadas, respectivamente) tem-se que:

$$Q_{tu} = 0,7Q_{su} \quad (3.26)$$

Note-se que Q_{su} é dado pela expressão:

$$Q_{su} = \sum_0^i A_{si} \times q_{si} \quad (3.27)$$

Sendo,

A_{si} , a área do fuste da estaca na camada i ;

e q_{si} , a resistência lateral unitária (Bustamante e Frank, 1999 citado por Viana da Fonseca, 2005).

Bustamante e Frank (1999) assumiram nesta teoria que estacas solicitadas à tração têm a mesma resistência lateral unitária de estacas comprimidas. Além disso, definiram que no caso de estacas com seção transversal em H os cálculos específicos para o dimensionamento são os que aqui se apresentaram.

3.5.1.2. Método de dimensionamento baseado no ensaio PMT

O valor de q_{si} , determinado a partir do ensaio PMT corresponde a:

$$q_s[f(p_L)] \quad (3.28)$$

O que significa que a resistência lateral última limite unitária é determinada usando uma das curvas da Fig. 3.9, escolhidas tendo por base a informação apresentada no Quadro 3.1 e no Quadro 3.2. Isto significa que a resistência lateral depende não só do valor de p_L , mas também do tipo de solo, do tipo de estaca, e ainda das condições de construção/instalação da mesma.

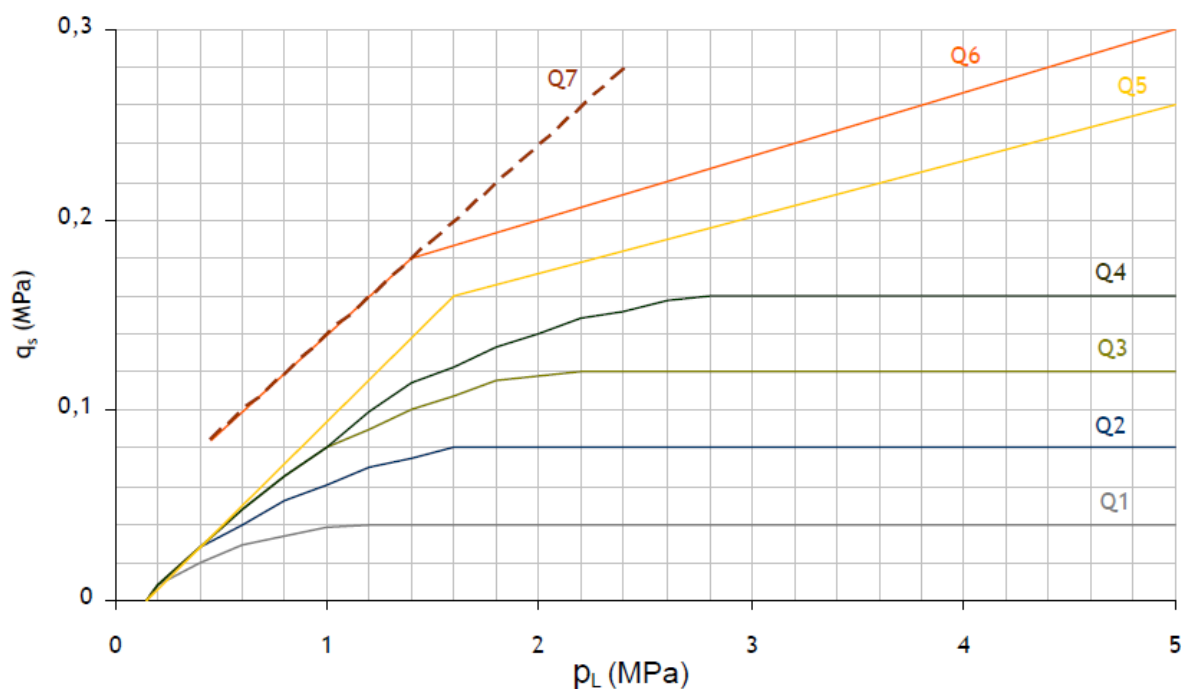


Fig. 3.9 - Curvas correspondentes à resistência lateral última limite unitária, q_s (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)

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

(1) Moldadas com indentamento nas paredes

(2) Para estacas longas (> 30m)

(3) Moldagem a seco, sem rotação dos tubos

(4) Em talco, abaixo do NF, devem ser realizados ensaios específicos

(5) Moldadas em solos, acima do NF, sem suporte das paredes do furo

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

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

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

Quadro 3.1 - Escolha da curva correspondente à resistência lateral última limite unitária, q_s , em função do tipo de solo e do modo de instalação das estacas - Método do PMT (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)

Tipo de solo			Gama de valores medidos		Factores para PMT		Factores para CPT	
			P_L (MPa)	q_c (MPa)	k_p (ND)	k_p (D)	k_c (ND)	k_c (D)
Argilas e Siltes	A	Moles	<0.7	<3	1.1	1.4	0.40	0.55
	B	Duras	1.2 – 2	3 – 6	1.2	1.5		
	C	Rijias (nas argilas)	>2.5	>6	1.3	1.6		
Areias e Cascalhos	A	Soltos	<0.5	<5	1	4.2	0.15	0.50
	B	Médios	1 – 2	8 – 15	1.1	3.7		
	C	Compactos	>2.5	>20	1.2	3.2		
Talco/Crês	A	Moles	>0.7	<5	1.1	1.6	0.20	0.30
	B	Alterados	1 – 2.5	>5	1.4	2.2	0.30	0.45
	C	Consistentes	>3	-	1.8	2.6	-	-
Margas e Calcários margosos	A	Moles	1.5 – 4	-	1.8	2.6	-	-
	B	Consistentes	>4.5	-				
Rochas	A	Alterados (1)	2.5 – 4	-	1.1 a 1.8	1.8 a 3.2	-	-
	B	fracturadas	>4.5	-	-	-	-	-

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

(ND) Estacas sem deslocamento do terreno

(D) Estacas com deslocamento do terreno

Quadro 3.2 - Fatores de capacidade de carga k_p (PMT) e k_c (CPT) (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)

3.5.1.3. Método de dimensionamento baseado no ensaio CPT

A resistência lateral última limite unitária, q_s , é determinada através da seguinte expressão:

$$q_s = \min \left[(q_c / \beta), q_{smáx} \right] \quad (3.29)$$

Sendo q_c , a resistência de ponta obtida no ensaio CPT e sendo β e $q_{smáx}$ apresentados no Quadro 3.3, dependentes do tipo de solo e do tipo de estaca.

Solos	Tipo de Estaca	Argilas e Siltes					Areias e Cascalhos			Talco	
		A	B		C		A	B	C	A	B
Moldadas sem tubo	β	-	-	(1) 75			200	200	200	125	80
	q_{smax} (kPa)	15	40	80	40	80			120	40	120
Moldadas com tubo recuperado	β	-	100	(2) 100	-	100	250	250	300	125	100
	q_{smax} (kPa)	15	40	60	40	80	-	40	120	40	80
Cravadas com tubo metálico fechado	β	-	120		150		300	300	300	(3)	
	q_{smax} (kPa)	15	40		80				120		
Cravadas de betão pré-fabricado	β	-	75		-		150	150	150	(3)	
	q_{smax} (kPa)	15	80		80		-	-	120		

(1) remoldadas e com indentamento nas paredes

(2) moldadas a seco, sem rotação dos tubos

(3) em talco abaixo do NF, em que o q_s pode ser significativamente afectado; é necessário fazer ensaios.

Quadro 3.3 - Valores de β e valores dos limites de resistência lateral unitária, q_{smax} , dependentes da natureza do solo (ver Quadro 3.2) e do tipo de estaca (Viana da Fonseca, 2005 adaptado de Bustamante e Frank, 1999)

3.5.2. COEFICIENTES DE SEGURANÇA EM ESTADOS LIMITES

A metodologia expressa nos Eurocódigos foi desenvolvida com base no conceito de estados limites, sendo no documento francês traduzida como se segue (Bustamante e Frank, 1999 citado por Viana da Fonseca, 2005):

Em estados limites últimos:

a) Para combinações fundamentais:

$$Q_d = Q_{tu} / 1,4 \quad (3.30)$$

b) Para combinações acidentais:

$$Q_d = Q_{tu} / 1,2 \quad (3.31)$$

Em estados limites de serviço:

- a) Para combinações características:

$$Q_d = Q_{tc}/1,1 \quad (3.32)$$

- b) Para combinações quase-permanentes:

$$Q_d = Q_{tc}/1,4 \quad (3.33)$$

3.6. CAPACIDADE RESISTENTE AO ARRANQUE DE ESTACAS METÁLICAS HELICOIDAIS TIPO PARAFUSO

Na Fig. 3.10 apresentam-se uma estaca helicoidal simples e uma estaca helicoidal multi-hélices. Como o próprio nome indica, uma estaca helicoidal multi-hélices tem, além da hélice de ponta, mais hélices ao longo do seu comprimento. Por contraposição, uma estaca helicoidal simples tem apenas uma hélice na ponta.

De acordo com Carlos [et al.] (2014b), apesar das estacas helicoidais já serem utilizadas há cerca de 60 anos, nomeadamente em países como os Estados Unidos e o Canadá, o conhecimento do seu comportamento estaca-solo ainda é insatisfatório, sendo o projeto das mesmas feito à base de regras empíricas e recomendações dos fabricantes.

Citando Rao [et al.] (1991), Tshua (2007) referiu que Ladanyi e Johnston (1974) realizaram testes em estacas helicoidais e os resultados indicaram que o comportamento quanto à resistência à tração deste tipo de fundações é semelhante ao comportamento de fundações de estacas profundas com a mesma dimensão da hélice.

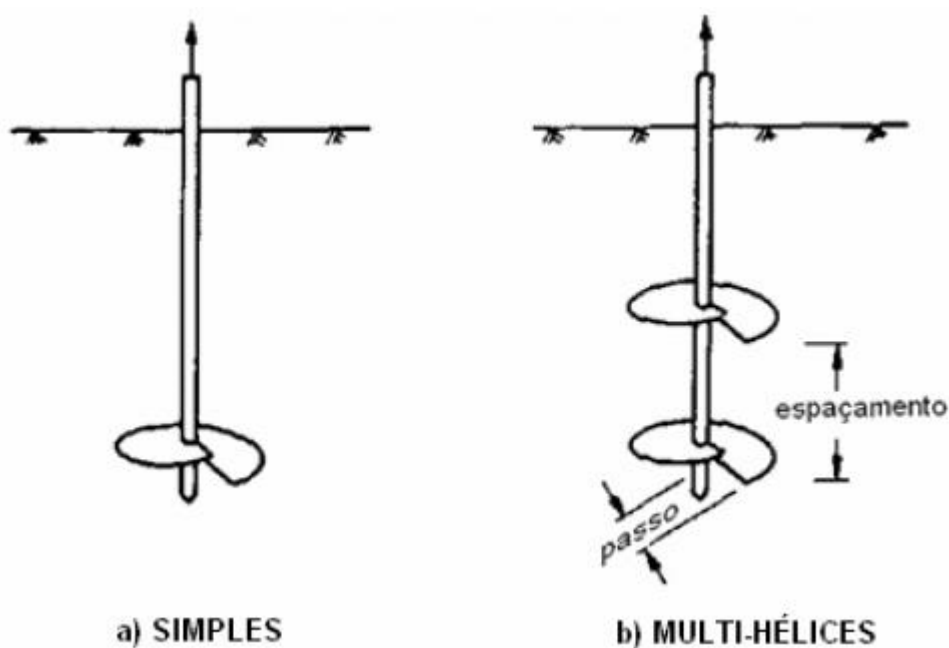


Fig. 3.10 - Estacas metálicas helicoidais: a) simples; b) multi-hélices (Kulhawy, 1985 referenciado por Tsuha, 2007)

De acordo com Hoyt e Clemence (1989) e Perko [et al.] (2000) os métodos mais utilizados para previsão da capacidade de carga à tração de fundações em estacas metálicas helicoidais são:

- Método das capacidades de carga individuais: em que se assume que as roturas ocorrem acima de cada hélice, individualmente, e a resistência à tração da estaca é a soma das capacidades individuais de cada hélice (ver Fig. 3.11);

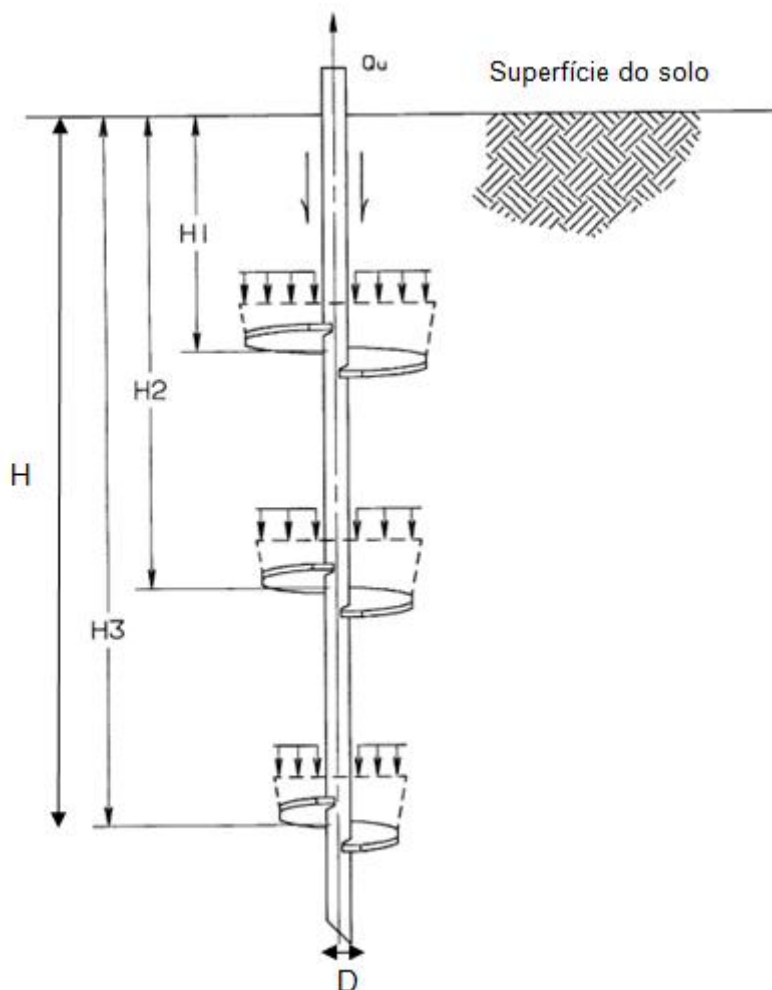


Fig. 3.11 - Superfícies de ruptura individuais em cada hélice em estacas helicoidais (Hoyt e Clemence, 1989)

- Método da rotura cilíndrica: em que é mobilizado o volume inteiro de solo entre as hélices quando a estaca é solicitada. Deste modo, a capacidade de carga é a combinação da resistência ao corte do cilindro de solo formado entre as hélices e a capacidade de carga da hélice de topo (ver Fig. 3.12);

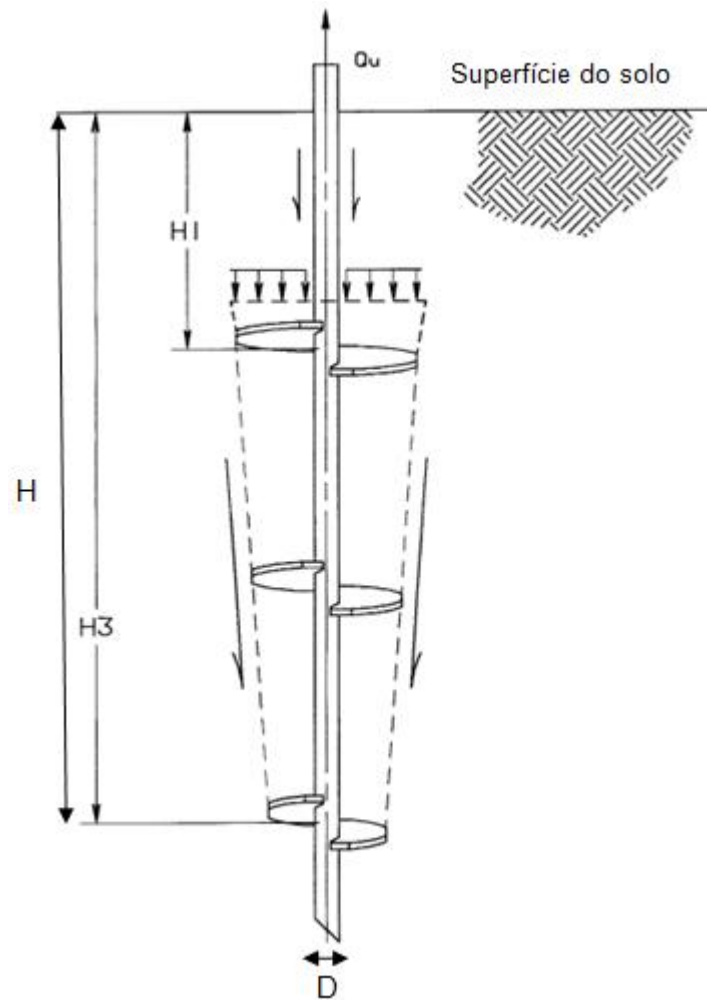


Fig. 3.12 - Superfície de rotura cilíndrica de estacas helicoidais
(Hoyt e Clemence, 1989)

- Método do valor da torção de instalação: em que a capacidade de carga corresponde ao produto do momento torsor final de instalação, T , com o coeficiente de torção, K , recomendado pelos fabricantes de estacas helicoidais (ver Fig. 3.13). (Tsuha, 2007)

Não serão feitas mais referências a esta abordagem de cálculo uma vez que ela necessita de dados relativos ao momento torsor no final da instalação da estaca, informação essa à qual se tem acesso apenas no caso de execução de ensaios de carga em estacas experimentais.

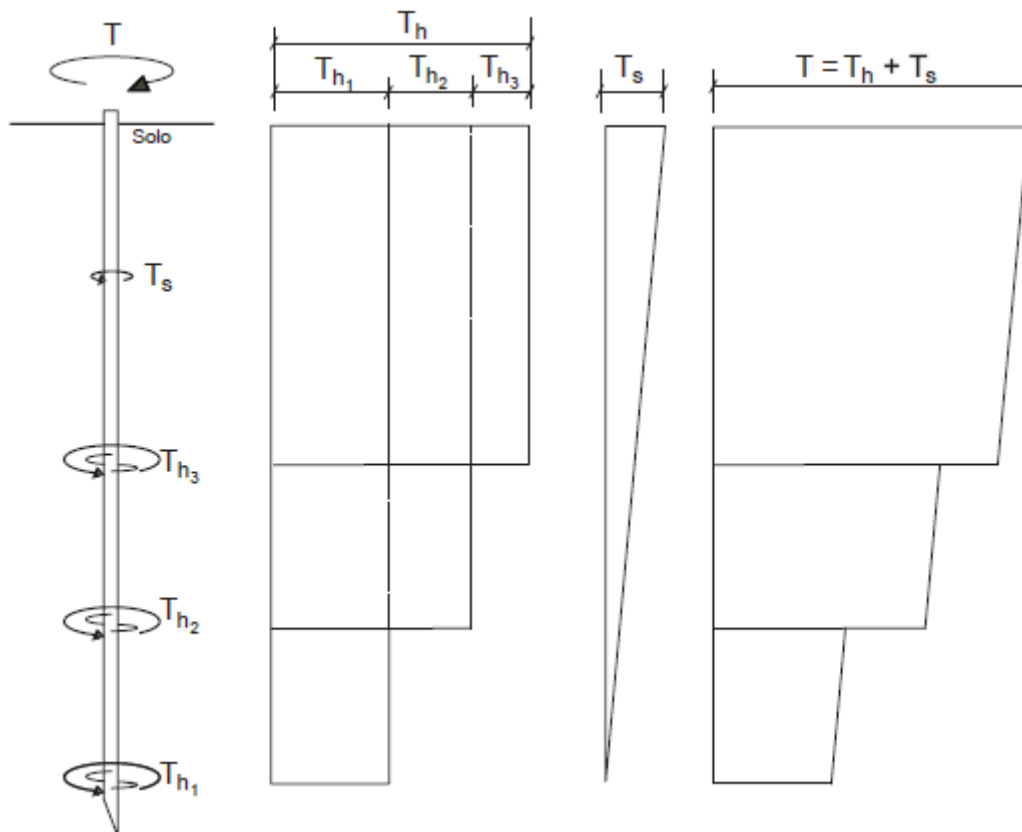


Fig. 3.13 - Diagrama de momentos torsores resistentes originados numa estaca metálica helicoidal durante a instalação (Tsuha, 2007)

Segundo Carlos [et al.] (2014), o método mais adequado para estimativa da capacidade de carga depende do número de hélices da estaca e do espaçamento entre elas.

3.6.1. MÉTODO DA CAPACIDADE DE CARGA INDIVIDUAL

O método da capacidade de carga individual é o mais adequado quando o espaçamento entre as hélices for maior ou igual que três vezes o diâmetro da hélice inferior, uma vez que as hélices atuam individualmente e não há interação entre as superfícies de rotura associadas a cada hélice (Carlos *et al.*, 2014a, Young, 2012).

3.6.1.1. Solos coesivos

A capacidade resistente à tração de uma estaca tipo parafuso é função do tamanho e forma das hélices, do comprimento enterrado da estaca, da variação de tensão durante o arranque e das propriedades do solo onde a estaca foi instalada (Young, 2012).

Mooney [et al.] (1985) estudaram o comportamento de estacas helicoidais em siltes e argilas remoldadas normalmente consolidadas. O estudo permitiu concluir que é a resistência não drenada da argila, c_{ui} , que proporciona a resistência ao movimento elevatório ao longo da superfície da estaca. Adicionalmente, estes autores concluíram que a resistência ao corte não drenada deve ser reduzida, em argilas sensíveis, para ter em conta a perturbação do solo durante a instalação (Young, 2012).

O método de determinação capacidade de carga para a determinação da resistência ao arranque de estacas helicoidais assume, como se referiu, que as superfícies de rotura individuais ocorrem simultaneamente acima de cada hélice. Assim, pode concluir-se que a resistência ao arranque é igual à soma das resistências à tração das hélices. Além disso, pode ainda ser incluída a resistência ao longo da superfície de um "cilindro de solo" (Young, 2012).

Mooney [et al.] (1985) propuseram então a seguinte expressão para a resistência ao arranque em estacas helicoidais em solos coesivos:

$$Q_{uu} = \sum_{i=1}^n A_i c_{ui} N_{cu} + PH_{eff} f_s \quad (3.34)$$

Sendo,

A_i , a projeção horizontal da área de cada hélice;

c_{ui} , a resistência não drenada do solo argiloso na camada em contacto com cada hélice;

N_{cu} , o fator de capacidade de carga de arranque;

P , o perímetro da superfície lateral da estaca helicoidal;

H_{eff} , o comprimento da estaca acima da hélice de topo;

e f_s , a resistência lateral unitária.

O valor de N_{cu} é função da razão entre a profundidade enterrada da estaca, H , e o diâmetro da estaca tipo parafuso, D , e foi calculado usando dados de campo e de laboratório. N_{cu} é normalmente tomado como o seu valor teórico ($N_{cu} = 9$), contudo, Mooney [et al.] (1985) recomendam um valor de N_{cu} médio de 9,4.

3.6.1.2. Solos não coesivos

Tsuha (2007) indica que, de acordo com Clemence [et al.] (1994), o método da A. B. Chance Company (2004) admite que o cálculo da capacidade de carga ao arranque de estacas metálicas helicoidais é dado por:

$$Q_{uu} = \sum_{n=1}^n A_h q N_q \quad (3.35)$$

Sendo,

A_h , a projeção horizontal da área de cada hélice;

q , a tensão efetiva do solo acima de cada hélice;

N_q , o fator de capacidade de carga ao arranque de cada hélice;

n , o número de hélices;

e, $A_h q N_q$ a capacidade de carga ao arranque de cada hélice.

É importante referir que a capacidade de carga ao arranque de cada hélice não pode ultrapassar a resistência da própria hélice, Q_h . Assim:

$$A_h q N_q \leq Q_h \quad (3.36)$$

A Fig. 3.14 apresentada no manual técnico A.B.ChanceCompany (2004) permite determinar o valor do fator de capacidade de carga ao arranque de cada hélice, N_q , em função do valor do ângulo de atrito do solo, ϕ .

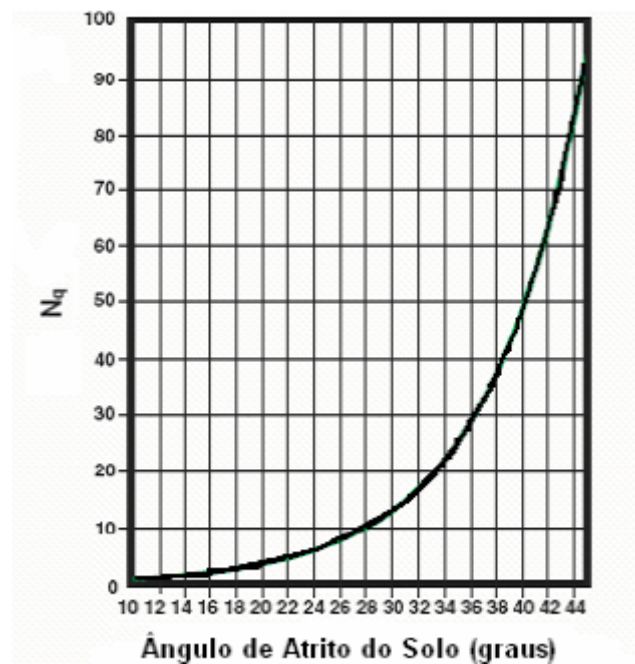


Fig. 3.14 - Fator de capacidade de carga ao arranque para a areia (A.B.ChanceCompany, 2004 referenciado por Tsuha, 2007)

3.6.2. MÉTODO DA ROTURA CILÍNDRICA

Se o espaçamento entre as hélices das estacas for menor que três vezes o diâmetro da hélice inferior, o solo entre as hélices atua como um todo entre as hélices da base e de topo (Young, 2012).

3.6.2.1. Solos coesivos

No método da rotura cilíndrica para o cálculo da capacidade resistente ao arranque de estacas tipo parafuso, mobiliza-se a resistência ao corte ao longo da superfície do cilindro de solo gerado entre as hélices. Mooney [et al.] (1985) assumem que se desenvolve uma distribuição de pressão uniforme acima da hélice de topo e as restantes hélices estão envolvidas no suposto cilindro de solo. Estes autores assumem ainda que a aderência solo-estaca atua ao longo da superfície lateral da estaca, acima da hélice de topo (Young, 2012).

O mecanismo de rotura é apresentado na Fig. 3.12 e a capacidade resistente ao arranque definida por Mooney [et al.] (1985) é dada por:

$$Q_{uu} = A_t c_u N_{cu} + \pi D_m c_u (H_f - H_i) + PH_{eff} f_s \quad (3.37)$$

Sendo,

A_t , a área da projeção horizontal da hélice que lidera o movimento (no caso do arranque é a hélice de topo);

c_u , a resistência não drenada do solo;

D_m , o diâmetro médio das hélices;

e $(H_f - H_i)$, o comprimento do cilindro de solo cuja resistência ao corte não drenada é mobilizada (distância entre as hélices extremas).

NOTA: Nas expressões (3.34) e (3.37), a resistência não drenada, c_u , deve ser determinada através do ensaio de corte direto (VST).

3.6.2.2. Solos não coesivos

A Fig. 3.15 mostra uma estaca helicoidal multi-hélices instalada em solo arenoso e sujeita a um esforço vertical de tração. O diâmetro da hélice de topo é D_1 e da hélice de ponta é D_n . A distância entre a superfície do terreno e a hélice do topo corresponde a H_1 e a distância entre a hélice de ponta e o nível do terreno é H_n . Simplificadamente, Das (1990) considera que a capacidade de carga à tração desta fundação vale:

$$Q_{uu} = Q_u + W \quad (3.38)$$

Sendo,

Q_u , a porção da capacidade de carga relativa ao solo;

e W , o peso próprio da estaca.

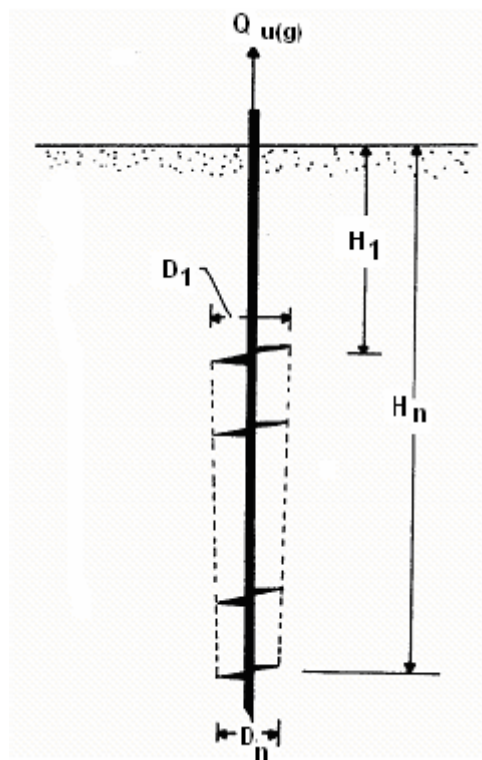


Fig. 3.15 - Estaca multi-hélices instalada em areia e submetida a ações de arranque (Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007)

Das (1990) refere que Mitsch e Clemence (1985) estudaram a superfície de ruptura do solo em torno de uma estaca helicoidal na carga última por meio de ensaios em modelos instalados em areia. A Fig. 3.16 mostra o esquema da superfície de ruptura para uma condição em que a razão H_1/D_1 é relativamente pequena. Para este caso foi observado que:

- A superfície de ruptura acima da hélice de topo é um cone que encontra a superfície do terreno. O ângulo formado por este cone é proporcional ao ângulo de atrito do solo;
- Abaixo da hélice de topo a superfície de ruptura é aproximadamente cilíndrica. Isto significa que o solo entre as hélices se comporta de modo similar ao de uma estaca com o corte a ocorrer ao longo da superfície da interface solo-estaca. (Tsuha, 2007)

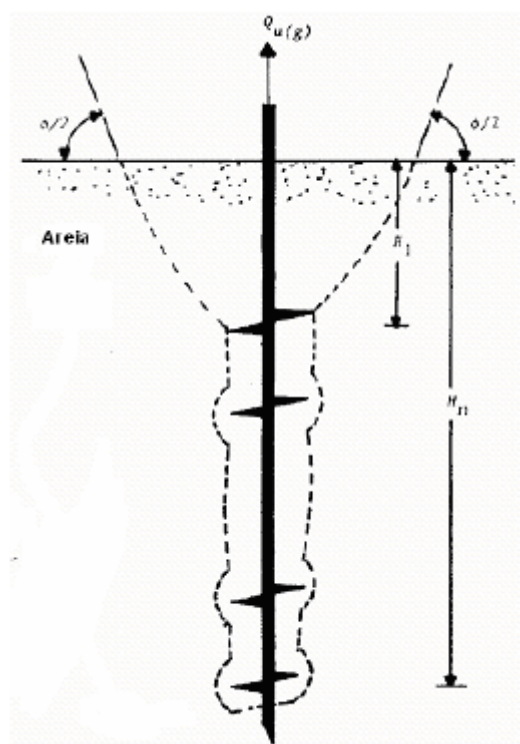


Fig. 3.16 - Superfície de ruptura típica em areia de uma estaca multi-hélice rasa solicitada à tração
(Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007)

Quando a superfície de ruptura cônica acima da hélice de topo atinge o nível do terreno, denomina-se esta condição de "estaca rasa" (ver Fig. 3.16). No entanto, quando a razão H_1/D_1 apresenta um valor elevado a superfície de ruptura acima da hélice de topo não irá atingir a superfície do terreno (ver Fig. 3.17) e esta condição é denominada por "estaca profunda" (Das, 1990 citado por Tsuha, 2007).

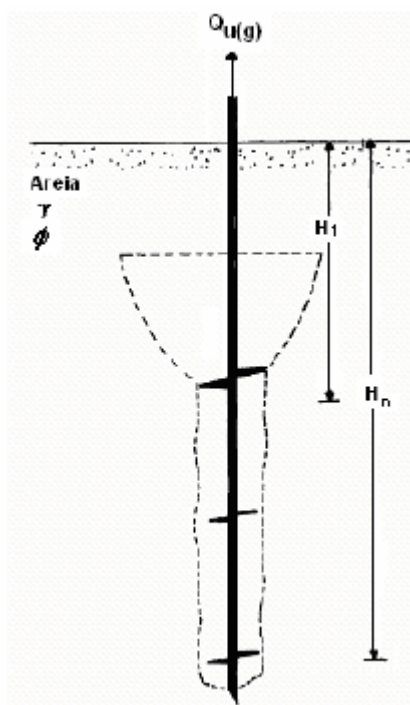


Fig. 3.17 - Superfície de ruptura típica em areia de uma estaca multi-hélices profunda (Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007)

Segundo Tsuha (2007), Das (1990) afirma que em solos granulares o valor limite da razão $H_1/D_1 = (H_1/D_1)_{cr}$, mudança de condição de estaca rasa para estaca profunda, é similar ao sugerido por Meyerhof e Adams (1968). A Fig. 3.18 apresenta a variação dos valores de $(H_1/D_1)_{cr}$ com o ângulo de atrito do solo. De acordo com Mitsch e Clemence (1985), para areias com índice de compactidade, I_D , entre 44% e 90%, as estacas helicoidais com a razão $H_1/D_1 < 5$ comportam-se como estacas rasas, e as estacas com a razão $H_1/D_1 > 5$ como estacas profundas.

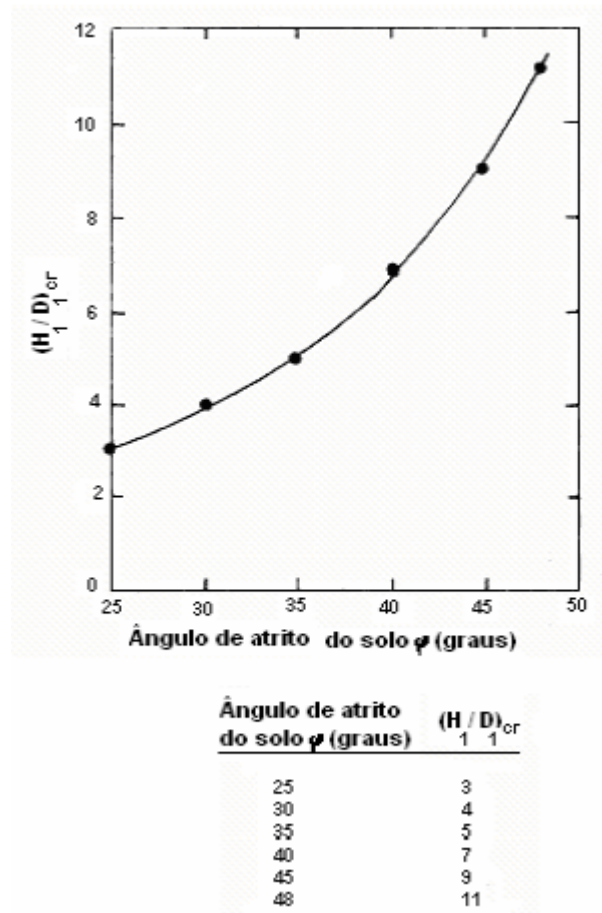


Fig. 3.18 - Variação de $(H_1/D_1)_{cr}$ com o ângulo de atrito do solo, ϕ (Das, 1990 referenciado por Tsuha, 2007)

Estacas helicoidais rasas

A superfície de ruptura adotada para a condição de estacas rasas está representada na Fig. 3.16. Deste modo, a porção da carga de ruptura da estaca à tração relativa à ruptura do solo, Q_u , é estimada de acordo com Mitsch e Clemence (1985) segundo a expressão:

$$Q_u = Q_p + Q_f \quad (3.39)$$

Sendo,

Q_p , a resistência à ruptura acima da hélice de topo;

e Q_f , a resistência por atrito na superfície cilíndrica formada entre as hélices de ponta e de topo.

Segundo Mitsch e Clemence (1985) a magnitude de Q_p é dada por:

$$Q_p = \pi \gamma' K_u \tan \phi \left[\cos^2 \left(\frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\frac{D_1 H_1^2}{2} + \frac{H_1^3 \tan \left(\frac{\phi}{2} \right)}{3} \right] + W_s \quad (3.40)$$

Sendo,

γ' , o peso volúmico submerso do solo;

ϕ , o ângulo de atrito do solo;

K_u , o coeficiente de impulso lateral à tração;

e W_s , o peso de solo dentro da superfície de rotura (Tsuha, 2007).

Mitsch e Clemence (1985) indicam ainda que W_s pode ser expresso por:

$$W_s = \gamma' \left\{ \frac{\pi}{3} H_1 \left[D_1^2 + (D_1 + 2H_1 \tan \frac{\phi}{2})^2 + D_1 (D_1 + 2H_1 \tan \frac{\phi}{2}) \right] \right\} \quad (3.41)$$

A resistência por atrito ao longo da superfície cilíndrica formada entre as hélices de topo e de ponta, Q_f , segundo Mitsch e Clemence (1985), é dada por:

$$Q_f = \frac{\pi}{2} D_a \gamma' (H_n^2 - H_1^2) K_u \tan \phi \quad (3.42)$$

Sendo,

$$D_a = \frac{D_1 + D_n}{2}.$$

Deste modo, a carga de rotura à tração de uma estaca helicoidal rasa pode ser dada pelas equações (3.39) à (3.42):

$$Q_{uu} = \pi \gamma' K_u \tan \phi \left[\cos^2 \left(\frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\frac{D_1 H_1^2}{2} + \frac{H_1^3 \tan \left(\frac{\phi}{2} \right)}{3} \right] + W_s + \frac{\pi}{2} D_a \gamma' (H_n^2 - H_1^2) K_u \tan \phi + W$$

(3.43)

Mitsch e Clemence (1985) recomendam os valores de K_u apresentados no Quadro 3.4 para estacas helicoidais instaladas em areias submetidas à tração (Tsuha, 2007).

Ângulo de atrito do solo ϕ (graus)	Valores recomendados de K_u para ancoragens helicoidais
25	0,70
30	0,90
35	1,50
40	2,35
45	3,20

Quadro 3.4 - Valores de K_u para alguns ângulos de atrito de solo, ϕ
(Mitsch e Clemence, 1985 referenciados por Tsuha, 2007)

NOTA: Não será explicado o método de cálculo para a condição de estacas profundas pois, no caso de estudo em concreto, as profundidades das estacas de fundação das estruturas fotovoltaicas terão profundidades reduzidas, caindo sempre na condição de estacas rasas.

3.7. CAPACIDADE RESISTENTE A AÇÕES HORIZONTAIS

"A capacidade resistente de estacas solicitadas horizontalmente é efetuada normalmente admitindo para o solo um comportamento rígido-plástico e utilizando modelos de equilíbrio limite, que admitem mobilizada, na íntegra, a resistência ao corte do solo. A resistência ao carregamento é geralmente avaliada a partir das teorias de Rankine ou de Coulomb, considerando planas as superfícies onde atuam os impulsos de terras." (Sousa, 2006)

As estruturas de fundação das instalações fotovoltaicas em análise correspondem a estruturas fundadas em estacas que podem ter topo livre ou fixo. Elas terão topo livre quando no topo das mesmas não existirem estruturas que as impeçam de rodar, e terão topo fixo se no seu topo existirem estruturas suficientemente rígidas que o façam. Para efeitos de cálculo considerar-se-á que as estruturas em estudo têm topo livre, uma vez que essa parece ser a consideração mais próxima da realidade e, além disso, é de carácter conservativo. Desse modo, serão apresentados em seguida, apenas os mecanismos de rotura correspondentes a estacas com o topo livre.

NOTA: Em casos em que se tenha garantia da fixação do topo da estaca ela deve ser considerada, pois o cálculo torna-se vantajoso do ponto de vista económico.

3.7.1. MECANISMOS DE ROTURA

Quando uma carga horizontal é aplicada na cabeça de uma estaca vertical, que é livre de se mover em qualquer direção, a carga é inicialmente equilibrada pelo solo existente perto da superfície. Em consequência do carregamento, o solo situado na face anterior da estaca no sentido do carregamento sofre um acréscimo de tensão ao contrário do que acontece na sua face posterior, cuja tensão diminui. À medida que o carregamento aumenta, existe uma transferência de carregamento para zonas cada vez mais profundas. O solo existente na face posterior da estaca tende a separar-se dela abrindo-se uma fenda, e no solo existente na sua face anterior começa a formar-se uma cunha de rotura que tende a deslocar-se verticalmente, como se encontra representado na Fig. 3.19. Para profundidades maiores, devido a um maior confinamento do solo, a rotura da estaca dá-se por escoamento do solo da face anterior da estaca para a sua face posterior (Sousa, 2006).

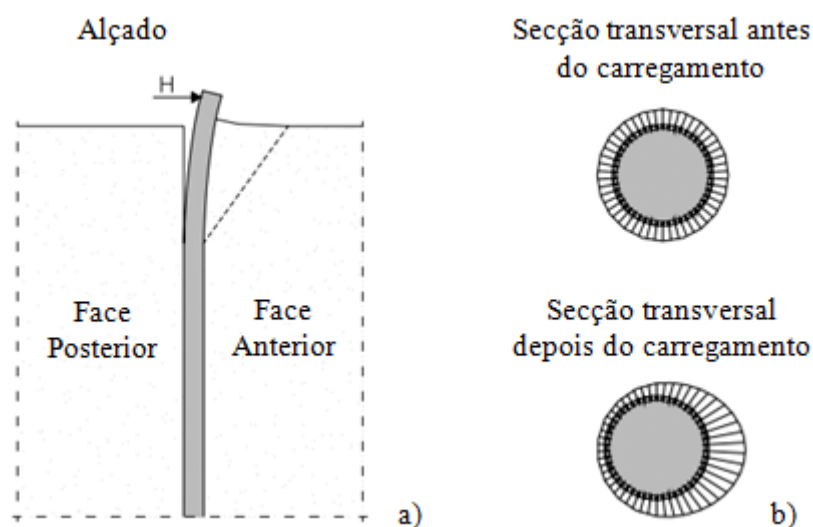


Fig. 3.19 - Representação de uma estaca isolada submetida a ações horizontais: a) deformada; b) distribuição de tensões antes e depois do carregamento; (adaptado de Sousa, 2006)

Os mecanismos de rotura usualmente admitidos para estacas isoladas são: o esgotamento da resistência máxima do solo; e o esgotamento da capacidade resistente de uma das secções transversais da estaca. O primeiro mecanismo é típico de estacas curtas ou rígidas e o segundo de estacas longas ou flexíveis.

As estacas rígidas, como se ilustra na Fig. 3.20, têm tendência para girar como um corpo rígido em torno de um ponto de rotação situado próximo da base da estaca, até que o impulso de terras seja mobilizado, de modo a encontrar uma situação de equilíbrio. Neste caso são desenvolvidos impulsos passivos na parte anterior da estaca até ao ponto de rotação, e abaixo desse ponto passam desenvolver-se na sua face posterior. Tipicamente o ponto de rotação fica a uma distância da superfície entre 70% a 80% do comprimento enterrado da estaca (Sousa, 2006).

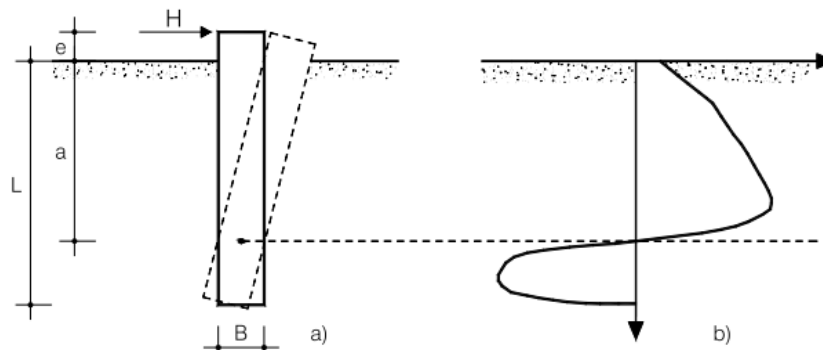


Fig. 3.20 - Estacas curtas ou rígidas: a) mecanismo de rotura; b) reação do solo (Sousa, 2006)

No caso de estacas flexíveis a rotura ocorre pela formação de uma rótula plástica na secção de momento máximo, como mostra a Fig. 3.21. Neste caso, o impulso passivo que atua na face anterior da estaca, até à rótula plástica, equilibra o conjunto solo-estaca e os restantes impulsos atuantes no fuste autoequilibram-se (Sousa, 2006).

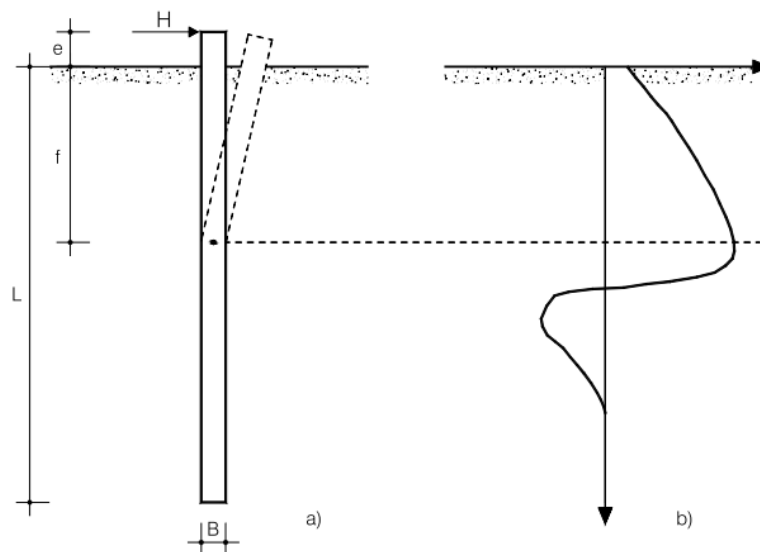


Fig. 3.21 - Estacas longas ou flexíveis: a) mecanismo de rotura; b) reação do solo (Sousa, 2006)

3.7.2. REVISÃO DE MÉTODOS CLÁSSICOS

Foram várias as metodologias publicadas no intuito de estimar a capacidade resistente de estacas solicitadas horizontalmente na sua cabeça. Na prática surgem, por vezes, dificuldades na tomada de decisão de qual das metodologias utilizar. Isto deve-se ao facto de não existirem orientações claras quanto ao método de dimensionamento a usar em cada situação. Tais orientações surgem como necessárias para evitar perdas de tempo nas tomadas de decisão e para que o projeto culmine num dimensionamento preciso e económico que garanta segurança estrutural (Ruigrok, 2010).

"As metodologias, divergindo na definição da resistência última do solo e da sua distribuição ao longo do fuste da estaca, conduzem a uma gama de valores relativamente lata, resultante quer da natureza semi-empírica dos modelos que envolvem simplificações, quer da natureza tridimensional e não linear do problema de difícil modelação." (Sousa, 2006)

Em seguida serão apresentadas algumas metodologias de dimensionamento, individualizando o comportamento de solos coesivos e não coesivos.

3.7.2.1. Método de Broms (1964)

Ruigrok (2010) referiu que, inicialmente o método de Broms foi desenvolvido para estacas curtas, livres no topo, em solos coesivos, tendo sido expandido para estacas longas, fixas no topo, e para solos não coesivos.

Solos não coesivos

Broms (1964a) propôs o seguinte (ver Fig. 3.22):

- O impulso ativo que atua na face posterior da estaca é desprezado;
- A distribuição do impulso passivo ao longo da face anterior da estaca é igual a três vezes a pressão passiva de Rankine. Esta hipótese de distribuição da reação máxima do terreno é baseada em comparações efetuadas entre o comportamento previsto e observado por Broms em resultados experimentais de diversas fontes e é justificável pela natureza tridimensional da distribuição das tensões laterais;
- A forma da secção transversal da estaca não tem influência na distribuição do impulso de terras ou no valor da carga lateral resistente;
- No movimento que se considera que a estaca sofre, é mobilizada a totalidade da resistência lateral do solo (Poulos e Davis, 1980).

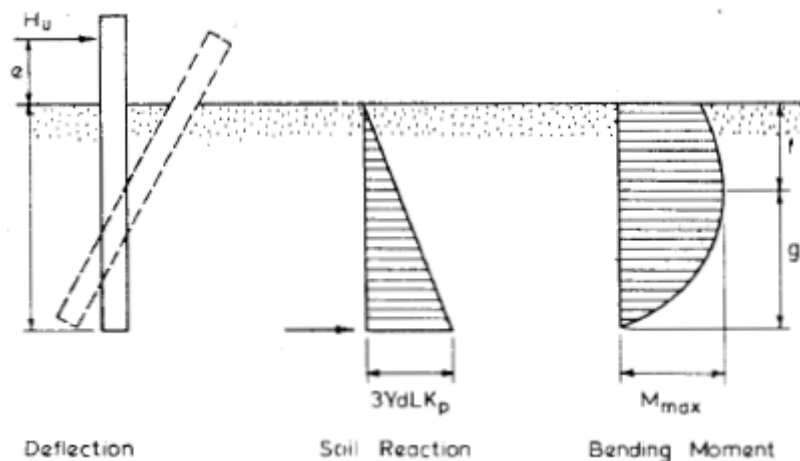


Fig. 3.22 - Método de Broms para estacas curtas com topo livre em solos não coesivos (Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964a)

Assim, a resistência lateral do solo a uma dada profundidade z é admitida por Broms (1964a) como:

$$p_u = 3\sigma'_{v0} K_p B \quad (3.44)$$

Sendo,

B , a dimensão transversal da estaca;

σ'_{v0} , a tensão efetiva vertical em repouso a uma dada profundidade z ;

ϕ' , o ângulo de atrito interno do solo;

e $K_p = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$, o coeficiente de impulso passivo de Rankine.

Como se pode observar na Fig. 3.22, o método de Broms (1964a) admite um diagrama triangular de pressões passivas e, para estacas curtas, os valores elevados da resistência do solo que se desenvolvem na ponta da estaca devido à sua rotação (evidenciada na Fig. 3.20), são substituídas por uma carga concentrada, P , atuando na ponta da estaca. Impondo para a resultante de momentos em relação à ponta da estaca o valor nulo, a capacidade lateral última da estaca é definida por Poulos e Davis (1980) através da seguinte expressão:

$$H_u = \frac{0.5\gamma BL^3 K_p}{e + L} \quad (3.45)$$

Poulos e Davis (1980) definiram ainda o momento fletor máximo da estaca que ocorre a uma distância f da superfície, isto é, quando o esforço transversal é nulo:

$$f = \sqrt{\frac{2H_u}{3\gamma BK_p}} \quad (3.46)$$

$$M_{Máx} = H_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (3.47)$$

Em Broms (1964a) ficou definido que se o momento máximo determinado for inferior ao momento de plastificação da estaca, M_y , então a estaca comportar-se-á como curta com momento máximo igual a $M_{Máx}$. Se o momento máximo determinado for superior ao momento de plastificação da estaca, então a estaca comportar-se-á como longa (ver Fig. 3.23) e a capacidade lateral última da estaca é calculada substituindo o momento máximo pelo momento M_y na expressão (3.47), obtendo-se:

$$H_u = \frac{M_y}{e + \frac{2}{3} \times \sqrt{\frac{2}{3} \times \frac{H_u}{\gamma \times B \times K_p}}} \quad (3.48)$$

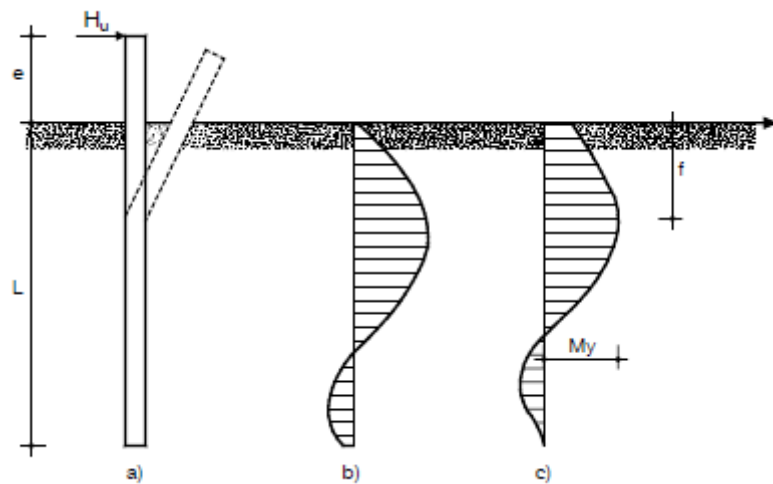


Fig. 3.23 - Método de Broms para estacas longas com o topo livre em solos não coesivos: a) deformada da estaca; b) modelo da distribuição da resistência do solo; c) momentos fletores da estaca (Sousa, 2006 adaptado de Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964a)

Solos coesivos

Em solos puramente coesivos é corrente considerar que a resistência lateral última do solo cresce em profundidade desde $2c_u$, à superfície, até 8 a $12c_u$ a uma profundidade de cerca de três diâmetros abaixo da superfície ($3B$). Broms (1964b) sugeriu uma distribuição simplificada da resistência lateral do solo, considerando que esta é nula desde a superfície até uma profundidade equivalente a um diâmetro e meio da estaca ($1,5B$), e constante de valor igual a $9c_u$ abaixo dessa profundidade, como se pode ver na Fig. 3.24 (Poulos e Davis, 1980).

A não consideração da resistência lateral do solo desde a superfície do terreno até $1,5B$ resulta da baixa resistência nessa zona, uma vez que aí existe uma cunha de solo que se pode mover quando a estaca é carregada. A escolha do valor $9c_u$ multiplicada pelo diâmetro da estaca para a resistência lateral do solo, independentemente da profundidade, baseia-se em cálculos que têm em conta o movimento do solo em torno da estaca (Reese e Van Impe, 2001).

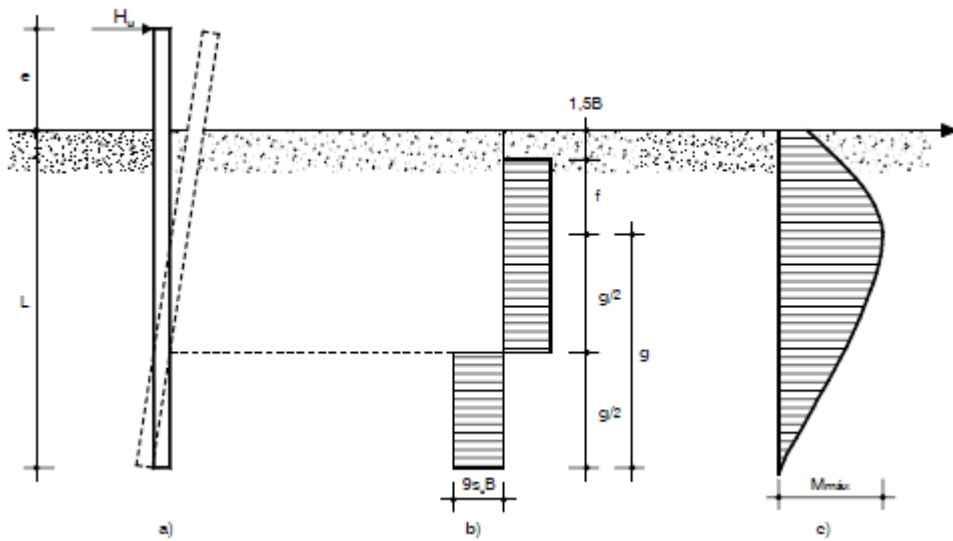


Fig. 3.24 - Método de Broms para estacas curtas com topo livre em solos coesivos: a) deformada da estaca; b) modelo da distribuição da resistência do solo; c) momentos fletores da estaca (Sousa, 2006 adaptado de Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964b)

Conhecendo a distribuição da resistência do solo em profundidade proposta por Broms (1964b), Poulos e Davis (1980) definiram a profundidade f que corresponde à secção de momento máximo da estaca:

$$f = \frac{H_u}{9c_u B} \quad (3.49)$$

O momento máximo pode ser obtido pela integração da parte superior do diagrama de esforço transversal, traduzido pela seguinte expressão:

$$M_{Máx} = H_u (e + 1,5B + f) - \frac{(9c_u B f^2)}{2} \quad (3.50)$$

ou pela expressão (3.51):

$$M_{Máx} = H_u (e + 1,5B + 0,5f) \quad (3.51)$$

Uma outra via de determinar o momento máximo é pela integração da parte inferior do diagrama de esforços transversos (ver Fig. 3.24), ou seja:

$$M_{Máx} = 9c_u B \frac{g}{2} \left(\frac{g}{2} + \frac{g}{4} \right) - 9c_u B \frac{g}{2} \frac{g}{4} = 2,25c_u B g^2 \quad (3.52)$$

Dispondo ainda da equação:

$$L = 1,5B + f + g \quad (3.53)$$

é possível determinar o valor da carga última, H_u , que iguala as expressões (3.51) e (3.52). Determinada esta grandeza e o valor do momento máximo, este último será comparado com o momento de plastificação da secção da estaca, M_y , para avaliar se a estaca se comporta como curta ou longa, à semelhança do procedimento efetuado para solos não coesivos (Poulos e Davis, 1980 citados por Sousa, 2006).

No caso da estaca ser flexível, o seu comportamento pode ser assemelhado ao da Fig. 3.25, em que ocorre a formação de uma rótula plástica na secção mais esforçada do seu fuste. Nesta situação, a carga última obtém-se diretamente da equação (3.51) substituindo o valor de $M_{Máx}$ pelo valor de M_y .

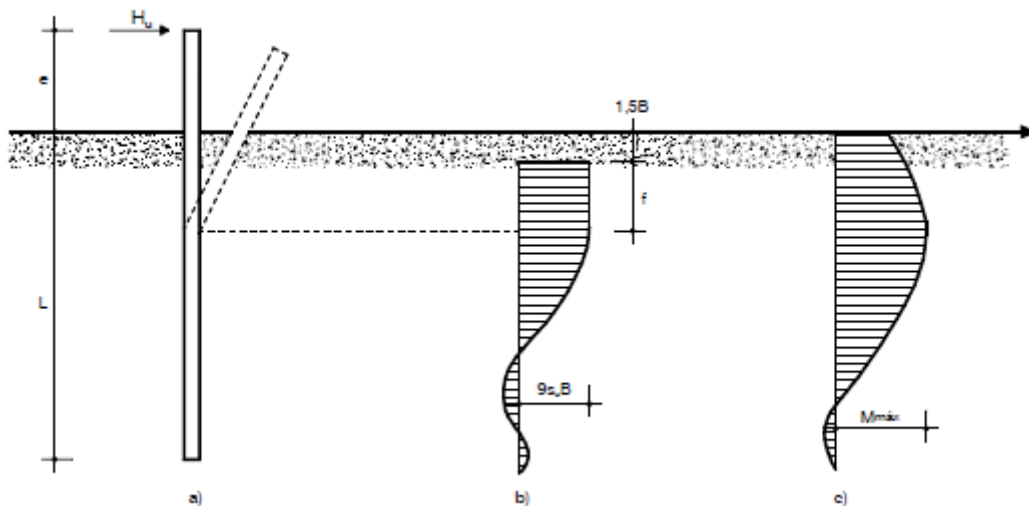


Fig. 3.25 - Método de Broms para estacas longas com topo livre em solos coesivos: a) deformada da estaca; b) modelo da distribuição da resistência do solo; c) momentos fletores da estaca (Sousa, 2006 adaptado de Poulos e Davis, 1980 adaptado de Broms, 1964b)

Conclusão

O modelo de Broms foi validado por análises de resultados experimentais de ensaios de carga e concluiu-se o seguinte: o método é conservativo para solos não coesivos, para todas as profundidades, e é razoavelmente preciso para solos coesivos. Assim, o método de Broms é fortemente aconselhado para determinar a resistência de estacas solicitadas horizontalmente em solos homogêneos coesivos. As maiores limitações do método prendem-se com o facto deste não ter em conta o possível carácter cíclico das cargas horizontais, bem como o facto do carregamento da estaca poder incluir cargas axiais. Além disso, o método de Broms admite que a rigidez à flexão não varia ao longo do comprimento da estaca (Ruigrok, 2010).

3.7.2.2. Método das Curvas p-y

Admita-se uma estaca vertical embebida no terreno e cujo comprimento seja suficientemente grande, em relação às suas dimensões transversais, para que a mesma possa ser estudada como uma peça linear. À medida que a sua cabeça é solicitada por uma força horizontal, a estaca sofre deformações ao longo do seu eixo e geram-se alterações no estado de tensão do solo envolvente. A integração das pressões no solo em torno da estaca, num comprimento infinitesimal, conduz a uma força de reação não equilibrada, p , por unidade de comprimento longitudinal (Portugal, 1992 referenciado por Sousa, 2006).

"Aplicando o modelo de Winkler ao problema formulado, pode admitir-se que a força p [kN/m] se relaciona com o deslocamento da estaca y [m] da seguinte forma:

$$p = -K \cdot y \quad (3.54)$$

À constante de proporcionalidade entre a reação do terreno e o deslocamento do terreno dá-se o nome de módulo de reação do solo K [kN/m²], que dividido pela dimensão transversal da estaca dá origem ao coeficiente de reação, k_h [kN/m³]. O sinal negativo da expressão indica que o sentido da reação do terreno é sempre oposto ao do deslocamento horizontal sofrido pela estaca." (Sousa, 2006)

No modelo de Winkler, como foi originalmente proposto, o comportamento do solo é simulado por molas independentes (os deslocamentos de um ponto não são afetados por eventuais ações sobre outros pontos do meio) com comportamento elástico linear.

Existem dois tipos de não linearidade no problema de uma estaca isolada solicitada horizontalmente:

- Para pequenas deformações o solo tem um comportamento mais rígido (K maior) do que para grandes deformações;
- A rigidez à flexão da estaca diminui à medida que o momento fletor aumenta.

Assim, tornou-se necessária a adoção, no modelo proposto, de molas com comportamento não linear, com deformabilidade crescente com o nível de tensão. (Ruigrok, 2010, Sousa, 2006).

"McClelland e Focht (1956) foram pioneiros na proposta da definição do módulo de reação, K , em função da deformação da estaca e da profundidade, por curvas a que se deu o nome de curvas p-y." (Sousa, 2006)

Desse modo, o método das curvas p - y apresenta-se como uma extensão do modelo de Winkler, no qual o solo é considerado como um conjunto de molas independentes, contemplando, no entanto, a relação não linear existente entre a reação desenvolvida pelo solo, p , e o deslocamento da estaca, y . Este modelo foi desenvolvido entre os anos 40 e 50 quando empresas produtoras de energia tiveram que construir estruturas offshore que aguentassem com cargas horizontais elevadas originadas pelas ondas. As primeiras recomendações do método datam do início dos anos 50 e devem-se ao contributo de Skempton e Terzaghi (Ruigrok, 2010, Sousa, 2006).

Na Fig. 3.26 a) apresenta-se uma curva pertencente a uma família de curvas que representam o comportamento do solo em função da profundidade. Pode admitir-se que estas curvas são compostas essencialmente por três zonas:

- A primeira zona, da origem ao ponto (a), corresponde ao domínio das muito pequenas deformações em que o comportamento do solo é sensivelmente elástico linear;
- A segunda zona, definida entre os pontos (a) e (b), relativa ao domínio das pequenas a grandes deformações, exhibe o crescimento da resistência do solo com o deslocamento da estaca, mas com uma taxa de crescimento decrescente;
- Por último, a terceira zona, após o ponto (b), corresponde à resistência lateral última do solo e ao domínio das grandes deformações, em que o solo tem um comportamento plástico (Santos, 1999 referenciado por Sousa, 2006).

A porção sombreada na Fig. 3.26 b) mostra o decréscimo de p do ponto (c) para (d). Este decréscimo traduz o efeito de cargas laterais cíclicas a atuarem sobre a estaca. As Fig. 3.26 a) e b) são idênticas até ao ponto (c), o que significa que cargas cíclicas de pequena magnitude têm um efeito no comportamento do solo muito semelhante ao das cargas estáticas.

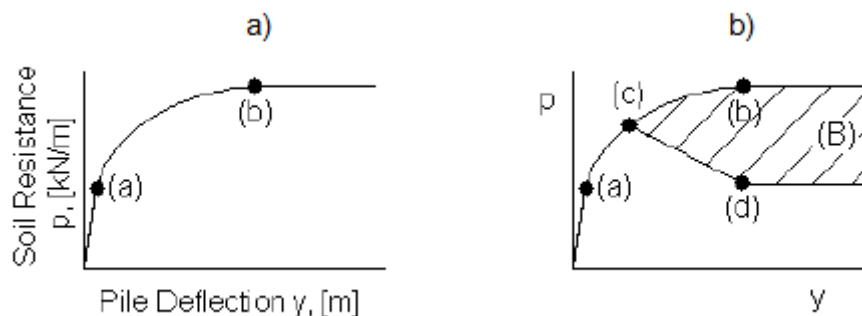


Fig. 3.26 - Formas típicas de curvas p - y : a) carga horizontal estática; b) carga horizontal cíclica; (adaptado de Ruigrok, 2010)

"Para baixos níveis de deformação, a relação p-y pode ser adequadamente representada à custa do módulo de reação tangente ou inicial do solo, K_i . No entanto, quando se pretende analisar o comportamento em estádios avançados de deformação, a não linearidade da relação p-y deverá ser considerada pela adoção do módulo de reação secante do solo, K_s , que é definido pela inclinação da secante traçada desde a origem até qualquer ponto ao longo da curva p-y, como se pode constatar por observação da Fig. 3.27 b)." (Sousa, 2006)

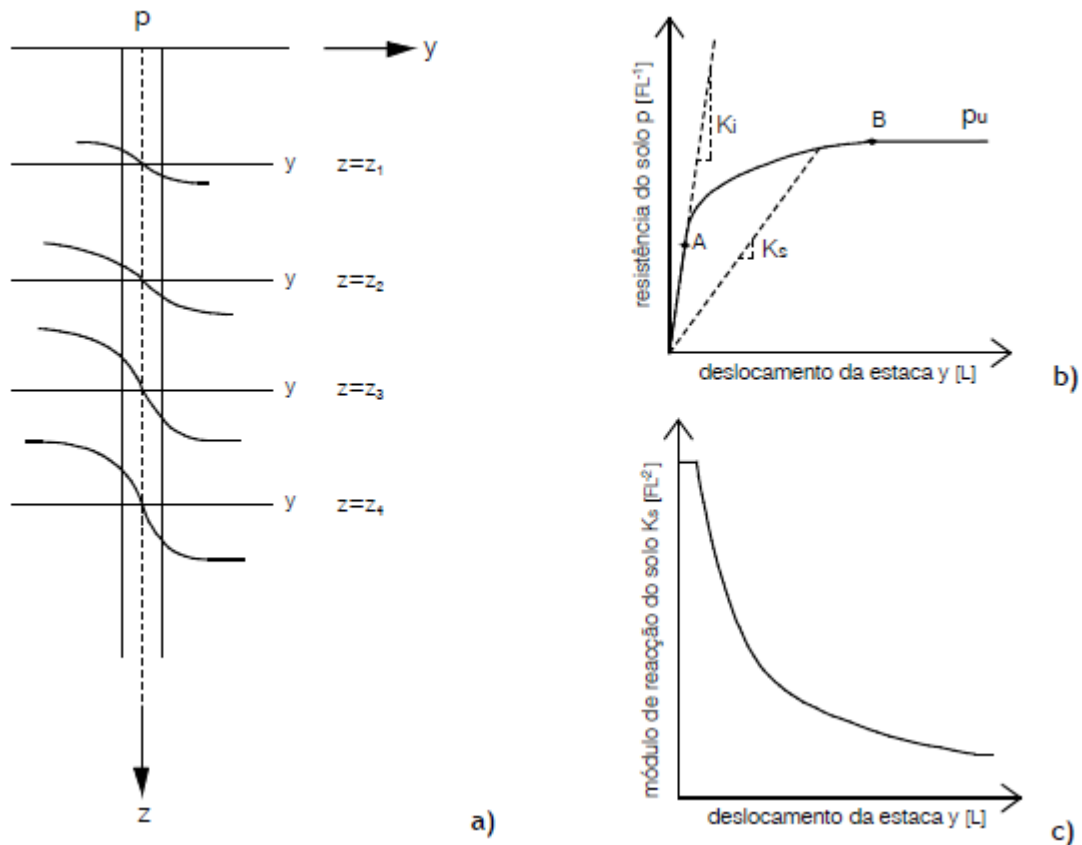


Fig. 3.27 - Curvas p-y: a) conjunto das curvas p-y características da interação solo-estaca; b) relação típica entre a reação do solo e o deslocamento da estaca a uma dada profundidade (curva p-y); c) variação do módulo de reação secante do solo e o deslocamento da estaca (Sousa, 2006)

A essência do método que utiliza as curvas p-y consiste na introdução de uma série destas curvas, que permitem a obtenção de um valor representativo do módulo de reação do solo para uma dada profundidade e deslocamento.

As metodologias desenvolvidas para o traçado das curvas p-y apresentam-se separadamente para o caso de solos coesivos e não coesivos, e baseiam-se num número restrito de ensaios de carga em verdadeira grandeza. As propostas clássicas que existem para solos não coesivos partem do conhecimento de três parâmetros do solo:

- o peso volúmico, γ ;
- o ângulo de atrito interno, ϕ' ;
- e a taxa de variação do módulo de reação em profundidade, n_h .

Para solos coesivos, esses parâmetros são:

- o peso volúmico, γ ;
- a resistência não drenada, c_u ;
- e a deformação correspondente à semi-diferença entre as tensões principais máximas na rotura, ε_{50} (Sousa, 2006).

Determinação dos parâmetros ϕ' e n_h para solos não coesivos:

Reese [et al.] (1974), na metodologia apresentada para a previsão de curvas p-y em areias, sugerem os valores para n_h , apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Valores de n_h (MN/m³) em função da compacidade do solo (Reese [et al.], 1974 referenciados por Sousa, 2006)

Compacidade	Solta	Média	Compacta
Areia submersa	5,4	16,3	33,9
Areia emersa	6,8	24,4	61,0

Uma vez que o ensaio SPT é de longe o ensaio *in situ* mais utilizado em todos os países, a maioria das propostas apresentadas correlacionam-se com o resultado deste ensaio. Assim, segundo Teng (1962), é possível relacionar o valor do ângulo de atrito do solo, ϕ' , com o valor de N_{SPT} , da forma apresentada na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Correlação entre N_{SPT} , I_D e ϕ' (Teng, 1962 segundo Anderson e Townsend, 2001 referenciado por Sousa, 2006)

Parâmetros	Compacidade da areia				
	Muito solta	Solta	Média	Compacta	Muito compacta
N_{SPT}	0 - 4	4 - 10	10 - 30	30 - 50	>50
I_D (%)	0 - 15	15 - 35	35 - 65	65 - 85	85 - 100
ϕ' (°)	28	28 - 30	30 - 36	36 - 41	>41

Determinação dos parâmetros c_u e ε_{50} para solos coesivos:

Para a avaliação da resistência não drenada, c_u , Matlock (1970) sugere, por ordem decrescente de preferência, os seguintes ensaios: ensaio de corte rotativo *in situ* com amostragem; ensaio triaxial consolidado não drenado; ensaio de corte rotativo em laboratório e ensaio de compressão não confinada.

Segundo Reese e Van Impe (2001) o valor de ε_{50} deve ser determinado em laboratório por ensaios triaxiais. No entanto, na ausência destes ensaios, poderão ser utilizados os valores indicativos apresentados na Tabela 3.7. Refira-se que a adoção de valores menores para ε_{50} conduz a deslocamentos calculados também menores, especialmente para pequenos níveis de carregamento. Para cargas elevadas, é a resistência última do solo, dependente da sua resistência não drenada, que controla os resultados, pelo que, o momento fletor máximo para estes níveis de carregamento é pouco afetado pela extensão ε_{50} . Assim, uma seleção criteriosa do valor ε_{50} torna-se muito importante no caso de ser desejável a avaliação correta dos deslocamentos para pequenas cargas." (Sousa, 2006)

Tabela 3.7 - Valores de ε_{50} em função de c_u para argilas normalmente consolidadas e sobreconsolidadas (Reese e Van Impe, 2001 referenciados por Sousa, 2006)

Argilas normalmente consolidadas (Skempton, 1951)		Argilas sobreconsolidadas (Reese et al., 1975)	
c_u (kPa)	ε_{50}	c_u (kPa)	ε_{50}
<50	0,02	50 - 100	0,007
50 - 100	0,01	100 - 200	0,005
100 - 200	0,005	200 - 400	0,004

Curvas p-y para areias

Reese [et al.] (1974) propuseram um método para construção de curvas p-y em areias baseando-se em ensaios de verdadeira grandeza efetuados em Mustang Island, no Texas. Os passos para a construção das curvas p-y para areias sugerida, válida para carregamentos estáticos e cíclicos, apresentam-se em sequência e devem ser acompanhados na Fig. 3.28 para identificação das grandezas em causa (Sousa, 2006).

Esta construção inicia-se pela determinação dos valores ϕ' , γ' e n_h mais adequados para o solo em estudo. Os autores deste método sugerem para n_h os valores indicados na Tabela 3.5. O troço inicial da curva p-y é linear e estabelece-se utilizando a expressão seguinte:

$$p = (n_h \cdot z) \cdot y \quad (3.55)$$

Sendo,

p , a reação do solo;

n_h , a taxa de variação do módulo de reação em profundidade;

z , a profundidade para a qual se pretende definir a curva;

$n_h \cdot z$, o módulo de reação, K , à profundidade para a qual se pretende definir a curva;

e y , o deslocamento horizontal da estaca.

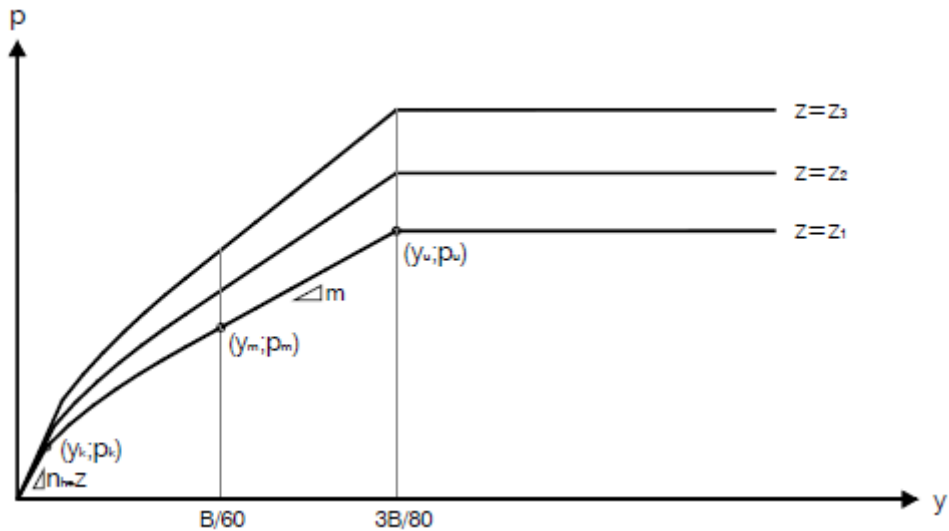


Fig. 3.28 - Curvas p-y para areias (Reese [et al.], 1974 referenciados por Sousa, 2006)

"Posteriormente, fixando-se a profundidade para a qual se pretende definir a curva, determina-se a resistência última do solo. Reese [et al.] (1974) indicam uma metodologia para determinar esta grandeza, distinguindo o caso da profundidade a analisar se situar próxima da superfície do terreno, em que é considerado o equilíbrio da cunha que tem tendência a destacar-se na face anterior da estaca e o caso das grandes profundidades, para as quais já não se fazem sentir os efeitos da superfície e em que o terreno tem tendência a escoar-se horizontalmente em torno da estaca." (Sousa, 2006)

O primeiro modelo citado, válido para pequenas profundidades, é ilustrado na Fig. 3.29.

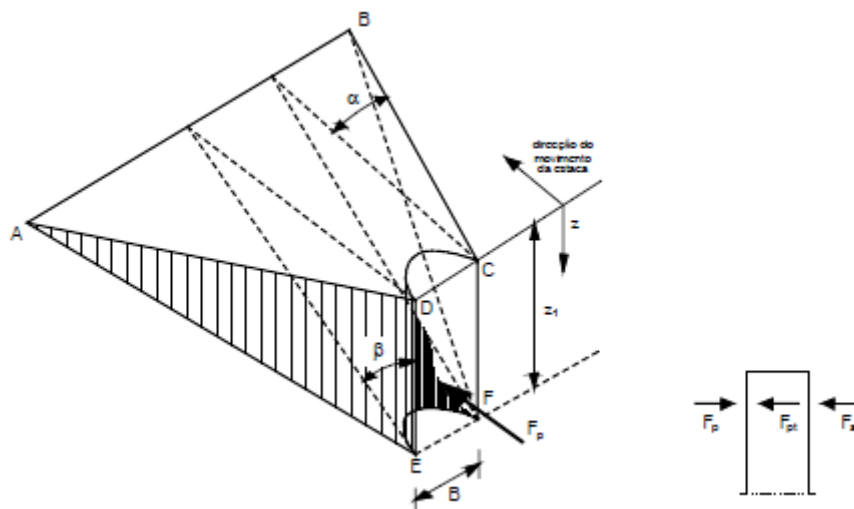


Fig. 3.29 - Modelo de comportamento de solos não coesivos para pequenas profundidades (Reese [et al.], 1974 referenciado por Sousa, 2006)

"Reese [et al.] (1974) definiram que a força horizontal total, F_{pt} , desenvolvida pelo solo por oposição ao movimento da estaca, se determina subtraindo a força ativa, F_a , calculada pela teoria de Rankine e atuante na face posterior da estaca, da força passiva, F_p , atuante na sua face anterior. A força F_p é determinada em função da geometria admitida para a cunha onde se considera o modelo de rotura de Mohr-Coulomb nos planos ADE, BCF e AEFB. Neste modelo, não é considerada qualquer força de natureza atrítica atuando na face da estaca. A resistência última do solo por comprimento da estaca é obtida por diferenciação da expressão que determina a força horizontal total, F_{pt} ." (Sousa, 2006)

A força horizontal total, F_{pt} , desenvolvida pelo solo por oposição ao movimento da estaca vale, segundo Reese [et al.] (1974):

$$F_{pt} = \gamma \cdot z^2 \cdot \left[\frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{3 \cdot \tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot \left(\frac{B}{2} + \frac{z}{3} \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha \right) + \frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \beta}{3} \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) - \frac{K_a \cdot B}{2} \right] \quad (3.56)$$

Sendo,

K_0 , o coeficiente de impulso em repouso (os autores sugerem para areias, por defeito, um valor de 0,4);

B , a dimensão transversal da estaca;

$K_a = \tan^2(45 - \alpha)$, é o coeficiente de impulso ativo de Rankine;

e $\beta = 45 + \frac{\phi'}{2}$ e $\alpha = \frac{\phi'}{2}$ são os ângulos que definem a geometria da cunha.

A resistência última do solo, por comprimento da estaca, é obtida por diferenciação da expressão anterior em função da profundidade z :

$$p_{ut} = \gamma \cdot z \cdot \left[\frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (B + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) + K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) - K_a \cdot B \right] \quad (3.57)$$

O modelo válido para grandes profundidades está ilustrado na Fig. 3.30.

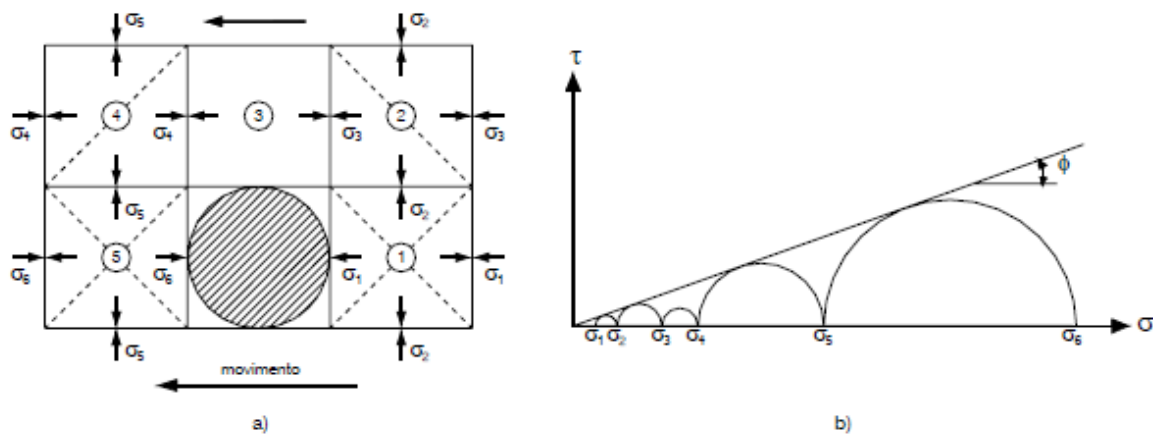


Fig. 3.30 - Modelo de comportamento de solos não coesivos para grandes profundidades (Reese [et al.], 1974 referenciado por Sousa, 2006)

"O segundo modelo, ilustrado na Fig. 3.30 a), e válido para maiores profundidades, relaciona o movimento de uma estaca cilíndrica com o de cinco blocos de solo adjacentes a esta. Neste modelo, Reese [et al.] (1974) sugerem que o movimento da estaca causa, de uma forma sequencial, a rotura por corte no bloco 5 e no 4, o escorregamento do bloco 3 e a rotura por corte do bloco 2 e do 1. A resistência última, p_u , determina-se admitindo os estados de tensão ilustrados na Fig. 3.30 b)." (Sousa, 2006)

Neste caso, a resistência última do solo determina-se pela seguinte expressão de Reese [et al.] (1974):

$$p_{ud} = K_a \cdot B \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot B \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta \quad (3.58)$$

O valor a adotar para a resistência última do solo é o menor dos valores obtidos pelos dois modelos considerados.

Selecionando-se a partir da Fig. 3.31, os coeficientes empíricos, A_s ou A_c , e B_s ou B_c em função da profundidade e do tipo de carregamento, estático (do inglês *static* - s) ou cíclico (do inglês *cyclic* - c), é possível determinar os deslocamentos y_m e y_u e as resistências p_m e p_u a partir das equações que se seguem. Os coeficientes adimensionais A e B têm uma função de ajuste e a sua utilização justifica-se pelas disparidades observadas, relativamente às resistências verificadas em resultados experimentais e teóricos (Sousa, 2006).

$$y_u = \frac{3B}{80} \quad (3.59)$$

$$p_u = A \cdot \min(p_{ut}, p_{ud}) \quad (3.60)$$

$$y_m = \frac{B}{60} \quad (3.61)$$

$$p_m = B \cdot \text{mín}(p_{ut}, p_{ud}) \quad (3.62)$$

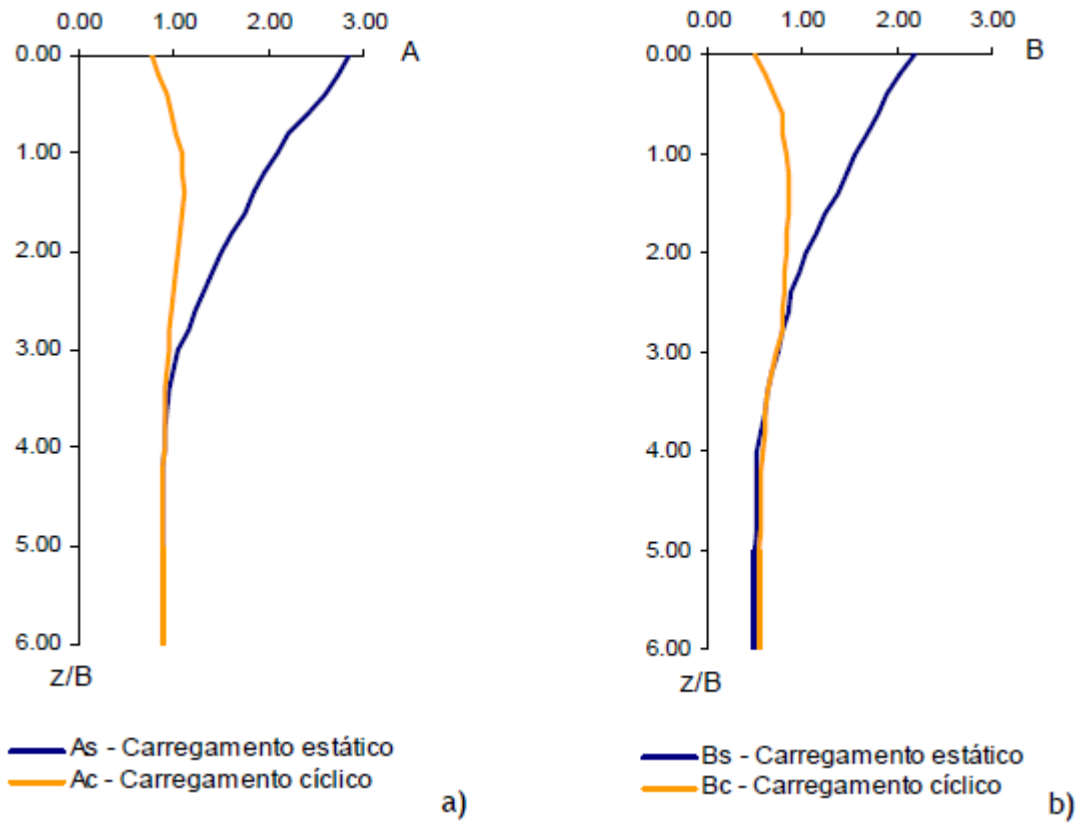


Fig. 3.31 - Coeficientes empíricos A e B em função da profundidade e do tipo de carregamento (estático - s ou cíclico -c) (Sousa, 2006)

Facilmente se conclui que estacas sujeitas a carregamentos cíclicos possuem resistências últimas, p_u , mais baixas que estacas sujeitas a carregamentos estáticos, uma vez que o coeficiente A_c é sempre inferior ao coeficiente A_s .

Curvas p-y para argilas moles

Matlock, em 1970, estabeleceu uma metodologia para o traçado das curvas p-y em argilas moles normalmente consolidadas. O trabalho baseou-se num programa de ensaios de carga, realizado sobre uma estaca metálica que foi cravada em Lake Austin e posteriormente em Sabine Pass. A curva p-y sugerida pelo autor é uma parábola cúbica definida pela equação (3.63) e representada na Fig. 3.32. O deslocamento do solo y_{50} corresponde a uma resistência igual a metade da resistência última do solo e para a sua determinação o autor propõe a equação (3.64). Para deslocamentos superiores a $8y_{50}$ atinge-se a resistência última do solo e portanto $p = p_u$ (Sousa, 2006).

$$\frac{p}{p_u} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/3} \quad (3.63)$$

$$y_{50} = 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot B \quad (3.64)$$

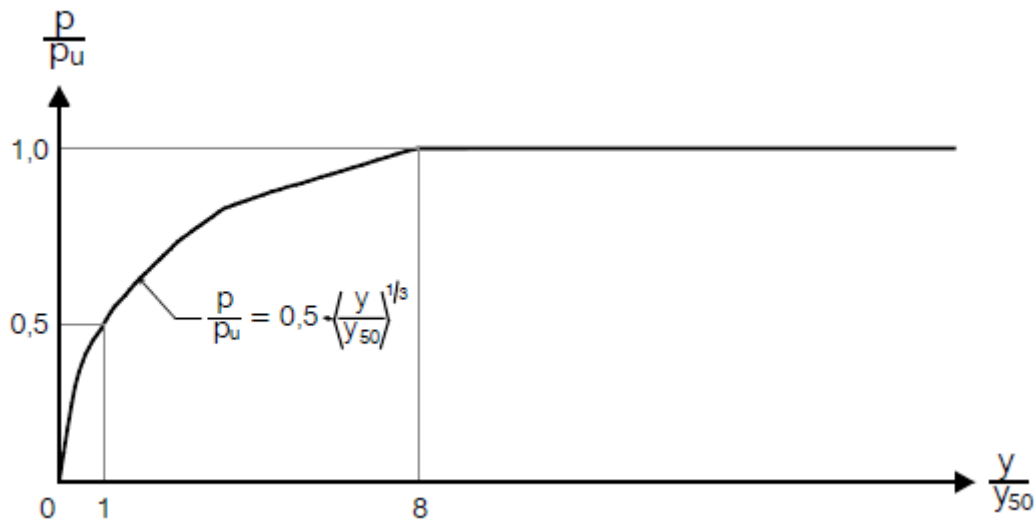


Fig. 3.32 - Definição das curvas p-y para argilas moles em carregamento estático propostas por Matlock (1970), referenciada por Sousa (2006)

A construção da curva referida inicia-se pela estimativa da variação de c_u e γ' em profundidade e pela determinação do valor de ε_{50} a partir de ensaios triaxiais ou, em alternativa, utilizando os valores indicados na Tabela 3.7, com o qual se determina y_{50} .

Para a resistência última do solo em argilas moles, Matlock (1970) propõe uma expressão genérica do tipo:

$$p_u = K_c \cdot c_u \cdot B \quad (3.65)$$

onde K_c é um fator de resistência lateral para solos puramente coesivos. Para grandes profundidades K_c toma o valor de 9 e junto à superfície do terreno o autor sugere uma variação deste fator em profundidade:

$$K_c = 3 + \frac{\gamma' \cdot z}{c_u} + \frac{J \cdot z}{B} \quad (3.66)$$

Sendo,

γ' , o peso volúmico submerso desde a superfície do terreno até à profundidade da curva p-y em causa;

J , é um fator empírico que toma valor 0,5 para o caso de argilas moles e 0,25 para argilas mais rijas.

Segundo a expressão (3.66), o fator K_c vale 3 à superfície do terreno. O segundo termo da expressão demonstra o aumento da resistência com a profundidade devido ao aumento da tensão efetiva e o terceiro termo refere-se ao constrangimento geométrico que mesmo um solo sem peso envolvendo a estaca exerce contra o escoamento ascensional (Varatojo, 1986 referenciado por Sousa, 2006).

A resistência última do solo, p_u , terá o menor dos valores determinados admitindo a hipótese de pequenas ou grandes profundidades, ou seja, o menor dos valores dados pelas expressões (3.67) e (3.68).

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma' \cdot z}{c_u} + \frac{J \cdot z}{B} \right] \cdot c_u \cdot B \quad (3.67)$$

$$p_u = 9 \cdot c_u \cdot B \quad (3.68)$$

No caso da solicitação ser cíclica as curvas p-y tomam o aspeto da Fig. 3.33 e a sua construção inicia-se de forma idêntica ao caso das ações estáticas para valores de p inferiores a $0,72p_u$.

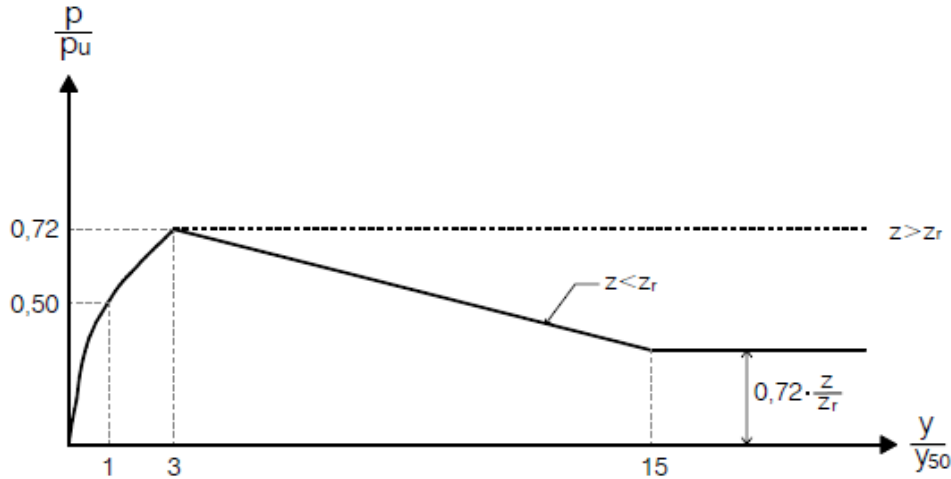


Fig. 3.33 - Definição das curvas p-y para argilas moles em carregamento cíclico propostas por Matlock (1970), referenciada por Sousa (2006)

Resolvendo-se as equações (3.67) e (3.68) simultaneamente, determina-se a profundidade z_r para a qual se intersectam as curvas. Se o peso volúmico e a resistência não drenada do solo forem constantes, então a profundidade z_r é dada pela expressão (3.69), caso contrário esta deve ser avaliada com as propriedades do solo à profundidade onde se pretende definir a curva p-y.

$$z_r = \frac{6 \cdot B}{\frac{\gamma \cdot B}{c_u} + J} \quad (3.69)$$

Para profundidades superiores a z_r , a curva p-y é definida como para ações estáticas, mas limitando-se a reação do solo a $0,72p_u$, correspondente a um deslocamento igual a $3y_{50}$. Para profundidades inferiores, o valor de p decresce desde $0,72p_u$ para o deslocamento igual a $3y_{50}$ até ao valor fornecido pela expressão (3.70) para um deslocamento igual a $15y_{50}$, a partir do qual se mantém constante.

$$p = 0,72 \cdot p_u \cdot \left(\frac{z}{z_r} \right) \quad (3.70)$$

Curvas p-y para argilas rijas

No caso de argilas rijas, Reese e Welch (1975) apresentaram um critério para o traçado das curvas p-y, baseado num ensaio de carga realizado numa estaca de betão moldado *in situ* (ver Fig. 3.34). A metodologia apresentada é a descrita em sequência, em primeiro lugar para carregamentos estáticos e em segundo para carregamentos cíclicos (Sousa, 2006).

"A construção da curva referida inicia-se pela estimativa da variação de c_u e γ em profundidade e pela determinação do valor de ε_{50} a partir de ensaios triaxiais ou, em alternativa, utilizando os valores 0,005 ou 0,010 (mais conservativo).

A resistência última do solo é fornecida pelo menor dos valores obtidos pela aplicação das expressões que (3.67) e (3.68), utilizando na primeira expressão um valor médio da resistência não drenada do solo desde a superfície até à profundidade z , para a qual se pretende definir a curva p-y. O deslocamento do solo y_{50} é determinado pela expressão (3.64)." (Sousa, 2006)

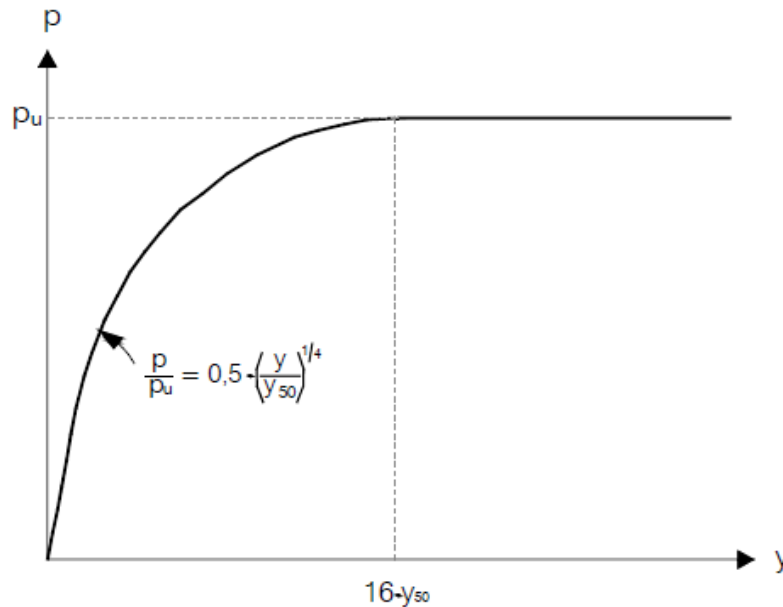


Fig. 3.34 - Curva p-y para carregamentos estáticos para argilas rijas (Reese e Welch, 1975 referenciados por Sousa, 2006)

Os pontos que descrevem a curva p-y podem ser avaliados, para valores inferiores a $16y_{50}$, pela expressão que se segue. Para valores superiores, a pressão do solo equivale à resistência última do solo, p_u .

$$\frac{p}{p_u} = 0,5 \cdot \left(\frac{y}{y_{50}} \right)^{1/4} \quad (3.71)$$

O efeito de cargas cíclicas nas curvas p-y está representado na Fig. 3.35. Após a definição das curvas p-y para o caso estático de curta duração, define-se o número de vezes (N) que a carga inicial é aplicada. Para vários valores de p/p_u é definida a constante, C, que descreve o efeito da repetição da carga sobre a deformação. Este parâmetro pode ser estimado a partir de ensaios laboratoriais admitindo como válida a seguinte relação simplificada:

$$\varepsilon_N = \varepsilon_i + \varepsilon_{50} \cdot C \cdot \log N \quad (3.72)$$

Sendo,

ε_N , a deformação após N ciclos de repetição de carga;

e ε_i , a deformação correspondente ao primeiro ciclo de carga.

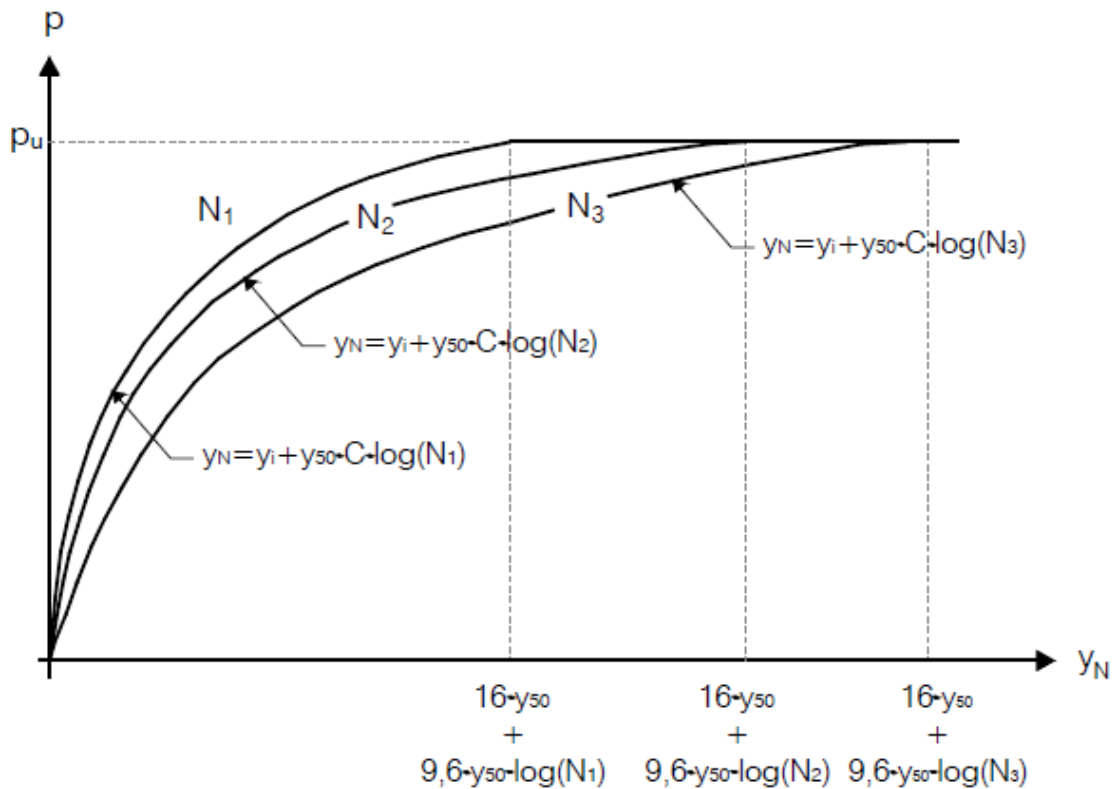


Fig. 3.35 - Curva p-y para carregamentos cíclicos para argilas rijas acima do nível freático (Reese e Welch, 1975 referenciados por Sousa, 2006)

Na ausência de ensaios, pode determinar-se C a partir da seguinte expressão:

$$C = 9,6 \cdot \left(\frac{p}{p_u} \right)^4 \quad (3.73)$$

Para os valores de p correspondentes aos vários valores de p/p_u para os quais se definiu a constante C , calculam-se através da expressão que se segue novos valores de y para carregamentos cíclicos. As curvas p - y_N definem a resposta do solo após N ciclos de carga.

$$y_N = y_i + y_{50} \cdot C \cdot \log N \quad (3.74)$$

Sendo,

y_N , o deslocamento após N ciclos de repetição de carga;

e y_i , o deslocamento correspondente à carga estática de curta duração.

3.7.3. CAPACIDADE RESISTENTE A AÇÕES HORIZONTAIS DE ESTACAS METÁLICAS HELICOIDAIS TIPO PARAFUSO

A capacidade resistente a ações horizontais de estacas metálicas helicoidais tipo parafuso determina-se da mesma forma que para qualquer outro tipo de estacas, por exemplo, através dos métodos apresentados no ponto 3.7.2, uma vez que o seu funcionamento segundo ações desta natureza é semelhante ao de estacas comuns. Neste caso específico poderiam surgir dúvidas quanto ao diâmetro da estaca a usar nos cálculos, contudo, parece fazer sentido que se considere o diâmetro da estaca como o diâmetro do seu fuste.

De facto, a determinadas profundidades da estaca, poderia considerar-se um diâmetro maior, correspondente ao diâmetro da hélice a essa profundidade mas como o comprimento de estaca em que tal ocorre é relativamente pequeno em comparação com o comprimento do fuste da estaca, a sua influência é desprezável e iria complicar o cálculo. Além disso, a consideração do diâmetro da estaca igual ao diâmetro do seu fuste para todo o seu comprimento apresenta-se como uma consideração que está pelo lado da segurança.

Importa ainda referir que uma das empresas consultadas (ligada à instalação de estruturas fotovoltaicas e respetivas fundações, por intermédio de estacas helicoidais, em parques solares), não solicita a execução de ensaios de carga lateral para verificação da sua resistência a ações desta natureza. Tal deve-se ao facto de, na sua experiência, as cargas mais gravosas para o tipo de estruturas em estudo serem as cargas de arranque. Além disso, o risco relativo à possibilidade das cargas horizontais poderem causar o arranque das estruturas é um risco controlado uma vez que, ocorrendo um acidente, ele apenas ocorre com material e não com vidas humanas, estando, na grande maioria das vezes, os acidentes materiais cobertos por seguros.

4

DESCRIÇÃO DO TRABALHO DE CONSULTA ÀS EMPRESAS

4.1. INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo de estudo do tema proposto foi surgindo a possibilidade de reunir com algumas empresas de projeto, construção e instalação de estruturas fotovoltaicas em parques solares. Depois de um estudo das abordagens de cálculo teóricas propostas na bibliografia, o contacto próximo com empresas que no seu dia-a-dia lidam com questões de dimensionamento das estruturas em análise revelou-se altamente enriquecedor para o trabalho a desenvolver.

Depois de sintetizar os métodos de cálculo, fica-se com a ideia de que o dimensionamento das fundações dos painéis fotovoltaicos é realmente simples. Isto só seria verdade se o mundo da construção fosse um mundo ideal. O cenário ideal de dimensionamento de uma obra geotécnica é atingido quando o projetista dispõe de toda a informação geológico-geotécnica possível que lhe permita tomar decisões com confiança e tendo em conta questões de ordem económica.

O facto de não existir legislação que obrigue à execução de um determinado número de ensaios de campo e de laboratório para que se possam realizar certos projetos geotécnicos faz com que se tente, a todo o custo, projetar sem ensaiar. No caso de projetos de parques solares este pensamento não é aceitável, uma vez que o desconhecimento de certas propriedades do terreno impossibilita por completo a realização do projeto. Ainda assim, a filosofia do mínimo gasto possível em ensaios de caracterização do terreno é bem evidente em alguns relatórios geológico-geotécnicos a que se teve acesso.

As empresas contactadas que tiveram a gentileza de disponibilizar algum do seu tempo e informações de projeto foram: a METALOGALVA; a JAYME DA COSTA; e a MARTIFER-SOLAR, além, naturalmente, da própria empresa em que foi desenvolvida a dissertação.

Neste capítulo será feita uma síntese de toda a informação recolhida durante as reuniões, fazendo-se ainda referência a dados de elementos de projeto fornecidos pelas empresas mencionadas. Assim, serão aqui identificadas as grandes dificuldades associadas ao dimensionamento das fundações de estruturas fotovoltaicas inseridas em parques solares.

4.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

Segundo o Eurocódigo 7, os estudos de caracterização geotécnica devem fornecer todos os dados relativos ao terreno e à água subterrânea, no local da obra e na sua vizinhança, que sejam necessários para uma descrição apropriada das principais propriedades do terreno e para uma avaliação fiável dos valores característicos dos parâmetros a utilizar nos cálculos de dimensionamento.

Teve-se acesso a dez estudos geológico-geotécnicos reais que se agruparam em apenas oito. Na

Tabela 4.2 apresenta-se uma síntese da informação disponível em cada um deles:

Tabela 4.1 - Lista de estudos geológico-geotécnicos a que se teve acesso

Estudo	Local
1	Azapa - Chile
2	Seixal - Portugal
3	Sppitleborough - Reino Unido
4	Mingay - Reino Unido
5	Cascais e Setúbal - Portugal
6	Tomar - Portugal
7	Vetren e Dabovo - Bulgária
8	Marsillhargues - França

Tabela 4.2 - Síntese da informação disponibilizada nos estudos geológico-geotécnicos

	1	2	3	4	5	6	7	8
IN-SITU	Informação Geológica do local	X	X	X				X
	Furos de sondagem	85 - 3,2m*	8 - 10m	32 - 5,5m	19 - 5m			42 - 16,5m
	Poços		20 - 3m	31 - 3m				
	Recolha de amostras de solo intactas		2		3			
	Recolha de amostras de solo remexidas	X	X	X				
	Estratigrafia do subsolo	X	X		X			
	Ensaio SPT		25 - 10m	32 - 5,5m	19 - 5m			
	Ensaio DPSH		25 - 10m		19 - 5m			32 - 10,5m
	Ensaio PMT							3 a 6 por furo - 10,5m
	Piezómetros - Profundidade do NF	X	X	X	X			X
	RQD		X					
	% de Recuperação		X					
	Ensaio CBR	X			X		X	
	Medição pH			X	X			
	Ensaio de resistividade			X				X
	Ensaio de permeabilidade Le Franc		X					

* - Sempre que se leia "85 - 3,2m", por exemplo, significa que foram realizados 85 furos de sondagem, neste caso, e a profundidade máxima atingida pelos furos foi de 3,2m.

	1	2	3	4	5	6	7	8
LABORATÓRIO	Classificação do tipo de solo	X	X	X				X
	Curvas granulométricas		X		X		X	X
	Limites de Atterberg		X	X	X			
	Medição do teor em cloretos	X						
	Medição do teor em sulfatos	X			X			
	Medição do teor em matéria orgânica							X
	Teor em água natural		X	X	X		X	X
	Porosidade						X	
	Ensaio VBS							X
	Ensaio de corte direto		2		X			
ESTIMATIVAS	q_c/N_{SPT}					X	X	
	Coesão	X	X		X			
	Ângulo de atrito	X	X		X			
	Peso volúmico	X	X		X		X	
	Resistência não drenada				X			
	Módulo de Elasticidade	X			X			
	Módulo de Elasticidade cíclico	X						
	Coefficiente de permeabilidade		X					
	Constante de Balastro	X						
	Módulo de reação				X			
	Assentamentos				X			
	Capacidade de suporte admissível do terreno	X	X		X		X	
	Recomendações construtivas gerais	X	X		X			X
	Ensaio de arranque	X	X	X	X		X	X
	Ensaio de carga horizontal	X	X	X	X		X	X
OUTROS	Área (ha)	120,0	14,5		17,7			44,0
	Nº estacas		7190					
	Nº Estacas por hectare		497,4					
	Nº sondagens por hectare	0,7	0,6		1,1			1,0
	Nº Poços por hectare	0	1,4		0			0
	Nº de prospeções por hectare	0,7	2,0		1,1			1,0
RÁCIOS	Nº Ensaio penetração por hectare	0	3,5		2,1			0,7

Por observação da Tabela 4.2 pode-se constatar que os estudos geológico-geotécnicos 5 e 6 são muito incompletos. O estudo número 7 é ligeiramente mais completo que os anteriores mas também não possui informação acerca de ensaios de penetração no terreno. O estudo número 8 é aparentemente completo, mas não se dispõe de informação relativa a ensaios de carga em estacas.

No estudo número 8 chama a atenção o facto de terem sido realizados ensaios PMT. O parque solar a que este estudo se refere foi executado em França e, na Norma Francesa, existem correlações das grandezas medidas neste ensaio com as capacidades resistentes do terreno (ver ponto 3.5.1.2).

Os estudos 1, 2, 3 e 4 permitem aos engenheiros projetistas o conhecimento de dados do terreno essenciais para um dimensionamento informado e eficiente. Importa ainda referir que os estudos 1, 2 e 4 contêm estimativas de alguns parâmetros geotécnicos fulcrais para o dimensionamento, o que é altamente vantajoso.

Foquemo-nos agora apenas nos estudos 1 a 4: em todos eles foram executados furos de sondagem, necessários para estudar as formações geológicas existentes; foram recolhidas amostras de solo sobre as quais foram executados os mais variados ensaios de laboratório, com vista a determinar propriedades geotécnicas importantes e a classificar o solo; foram ainda instalados piezómetros em alguns furos de sondagem que permitiram a medição da profundidade do nível freático.

Nos estudos 2 a 4 foram executados ensaios de penetração por forma a se estimar a capacidade resistente do terreno em profundidade que, através de correlações, permite o conhecimento de outras características do solo relevantes.

Como se pode ver na

Tabela 4.2, para o parque solar do Seixal (único de que se possui informação acerca do número de estacas instaladas), existem duas prospeções por cada quinhentas estacas e menos de quatro ensaios de penetração para o mesmo número de estacas.

Segundo se apurou junto de uma das empresas consultadas, a metodologia de definição do número de prospeções a efetuar corresponde a: um furo de sondagem, e respetivo ensaio de penetração, mais um poço, por hectare. Caso os resultados dos ensaios de penetração sejam muito díspares, aperta-se a malha de prospeções.

4.3. DIMENSÕES

Um parque solar considerado "razoável" tem uma dimensão de cerca de 15 hectares. O parque solar do Seixal tem aproximadamente essa área e apresenta uma potência instalada de 8 Megawatts.

Apenas foi possível obter informação do número de estacas instaladas no parque solar do Seixal (ver Tabela 4.2), sendo o número de estacas por hectare igual a 497,4, o que corresponde a uma estaca por cada vinte metros quadrados.

4.4. VARIABILIDADE ASSOCIADA AOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS - VALOR CARACTERÍSTICO

O solo é um material complexo que é formado por uma combinação de vários processos químicos, geológicos e ambientais. Muitos destes processos estão em constante evolução e podem estar a modificar o solo *in situ*. Devido a estes processos naturais, todas as propriedades dos solos *in situ* variam vertical e horizontalmente. Mesmo sob as condições de ensaio de laboratório mais controladas, as propriedades dos solos exibem variabilidade.

Os níveis de incerteza devem ser considerados quando se está a avaliar a fiabilidade da fundação de uma estrutura. Existe ainda variabilidade associada ao tipo de ensaio de laboratório ou *in situ* usado. Cada ensaio disponível irá fornecer diferentes resultados devido às diferentes condições fronteira de cada um, bem como devido aos diferentes mecanismos de carregamento (Kulhawy e Mayne, 1990).

A esta problemática da variabilidade dos parâmetros geotécnicos do solo está associada a definição do valor característico.

"Valores característicos são valores representativos dos parâmetros, avaliados considerando incertezas, como os valores mais adequados para estimar a ocorrência de estados limites. O inquérito sobre valores característicos fornece conhecimento muito valioso sobre o dimensionamento baseado em fiabilidade e uma questão de grande importância é a variabilidade do solo devido a dados insuficientes de ensaios." (Yoon [et al.], 2010 citado por Marques [et al.], 2011)

Segundo o Eurocódigo 7 (2010), a escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser baseada em resultados e em valores deduzidos obtidos de ensaios de laboratório e de campo, complementados por experiência bem estabelecida. O valor característico de um parâmetro geotécnico deve ser escolhido de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração. Assim, na escolha dos valores característicos dos parâmetros geotécnicos deve ser tido em conta:

- Informações geológicas do terreno;
- A variabilidade dos valores medidos das propriedades;
- A amplitude dos estudos de caracterização de campo e de laboratório;
- O tipo e número de amostras recolhidas no terreno;
- A extensão da zona de terreno que condiciona o comportamento da estrutura geotécnica no estado limite em consideração;
- A aptidão da estrutura geotécnica para transferir cargas de zonas do terreno mais deformáveis para zonas menos deformáveis.

Facilmente se percebe que a questão da determinação do valor característico de um dado parâmetro geotécnico não é pacífica, dificultando ainda mais a existência de um grau de precisão aceitável em relação ao valor dos parâmetros do terreno que permitem o dimensionamento. A esta dificuldade acresce o facto do número de ensaios de que se dispõe ser normalmente reduzido, o que impossibilita um tratamento estatístico dos mesmos.

4.5. PROCEDIMENTO DE DIMENSIONAMENTO

Segundo o Eurocódigo 7 (2010), o dimensionamento de estacas deve basear-se num dos seguintes procedimentos:

- A utilização de resultados de ensaios de carga estática;
- A utilização de métodos de cálculo empíricos ou analíticos;
- A utilização de resultados de ensaios de carga dinâmica;
- A consideração do comportamento observado por uma fundação por estacas comparável.

Os ensaios de carga em estacas poderão ser feitos em estacas experimentais, instaladas apenas com esse objetivo antes da finalização do projeto, ou em estacas da obra, que fazem parte das fundações. Estes ensaios podem ser utilizados para avaliar a adequação do método construtivo e para determinar a resposta ao carregamento de uma estaca representativa e do respetivo terreno circundante, tanto em termos de deformação como de carga limite.

Segundo o que se apurou nas reuniões em que se participou, um processo de cálculo usado pelas equipas projetistas consiste num cálculo preliminar do comprimento enterrado da estaca, tendo por base as informações do terreno recolhidas no estudo geológico-geotécnico.

As soluções mais comumente adotadas pelas equipas projetistas para as fundações dos painéis fotovoltaicos consistem em perfis de aço leve cravados no solo, com secção transversal tipo sigma ou em C (que se comportam como fundações indiretas) ou em estacas metálicas tipo parafuso.

Para comprovar que o comprimento enterrado escolhido para a estaca é suficiente para garantir a estabilidade da estrutura fotovoltaica realizam-se ensaios de carga estáticos de tração e de carregamento lateral em estacas experimentais, tendo em conta as cargas de projeto, e verifica-se se o empolamento e o deslocamento lateral, respetivamente, não ultrapassam os limites impostos pelo Eurocódigo 7. Caso estes limites sejam ultrapassados aumenta-se o comprimento enterrado da estaca.

No caso das estruturas de fundação dos painéis fotovoltaicos serem isostáticas consideram-se como mais gravosas as cargas laterais. Tal deve-se ao facto dos movimentos horizontais das estacas provocarem a ovalização do furo. Assim, as estruturas ficam mais sujeitas ao levantamento uma vez que, no arranque, já não conseguem mobilizar a resistência do solo circundante da estaca. Desse modo, o principal requisito a ser cumprido é a recuperação da totalidade da deformação para a carga máxima de projeto em estado limite de serviço, no ensaio de carga lateral. Facilmente se percebe que se a deformação do solo não for recuperada em estado limite de serviço, o funcionamento da estaca não será o desejado em estado limite último.

Caso as estruturas de fundação dos painéis fotovoltaicos sejam hiperestáticas, isto é, caso exista algum tipo de ligação que confira grande rigidez relativamente a deformações horizontais, consideram-se como mais gravosas as cargas de tração, pois as cargas laterais dificilmente provocarão deslocamentos nas estruturas.

4.6. CUSTOS

Segundo se apurou junto de uma das empresas consultadas, a percentagem de custo do projeto e execução das fundações das estruturas fotovoltaicas em relação ao custo total dos parques solares corresponde normalmente entre 4 a 5%. Além disso, apurou-se ainda que um estudo geológico-geotécnico completo, que auxilie os projetistas nas tomadas de decisão, tem um custo de aproximadamente 2500€ por hectare.

A mesma empresa indicou para o custo de uma estaca metálica, com um comprimento enterrado próximo dos 2m (valor comum), um valor próximo dos 15€. A cravação de cada estaca tem um custo aproximado de 11,5€.

Se fizermos agora a contabilidade do parque solar para o qual se conhece o número de estacas instaladas, os custos serão os seguintes:

$$7190 \times 15\text{€} + 7190 \times 11,5\text{€} + 14,5 \times 2500\text{€} = 226.785,00\text{€} \quad (4.1)$$

Assim, sem contar com os custos de transporte dos materiais, até à instalação das estacas metálicas (através da cravação), o custo das fundações deste parque fotovoltaico será de aproximadamente 226.785,00€,

4.7. PROPOSTA DE CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA PARA PARQUES SOLARES

Serve este ponto para, apesar da reduzida experiência prática e dos ainda pouco maturados conhecimentos na área em estudo, criticar alguns aspetos mais flagrantes nos estudos geológico-geotécnicos a que se teve acesso, bem como apresentar uma proposta de estudo, realização de ensaios e tratamento dos dados, que se revele facilitadora do ponto de vista do dimensionamento, sem pôr em causa a viabilidade económica do projeto.

Segundo o Eurocódigo 7, a fim de estabelecer requisitos de projeto geotécnico deverá ser definida a Categoria Geotécnica da obra a realizar.

A Categoria Geotécnica 2 abrange todos os tipos convencionais de estruturas e de fundações que não envolvam riscos fora do comum ou condições do terreno e de carregamento invulgares, particularmente difíceis, por isso considera-se que a construção de um parque solar faz, seguramente, parte desta Categoria Geotécnica. Poderia ir-se mais além e considerar que estas infraestruturas pertencem à Categoria Geotécnica 1, uma vez que as estruturas fotovoltaicas são relativamente simples. Para estas estruturas é possível assegurar que são satisfeitos os requisitos fundamentais apenas com base na experiência e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa, apresentando por isso, risco desprezável.

4.7.1. RECONHECIMENTO PRELIMINAR

Citando Ordem dos Engenheiros (2004), o reconhecimento preliminar do local afetado pela estrutura a projetar deverá avaliar a adequabilidade do local, incluindo a eventual comparação com locais alternativos; estimar o impacto ambiental da intervenção; e planejar os estudos geotécnicos para o dimensionamento e para o controlo do comportamento da estrutura e da sua vizinhança. Além disso, o reconhecimento preliminar já deverá conter informação sobre a topografia e a hidrogeologia do local. Este estudo deverá recolher a informação aplicável de cartas geológicas e geotécnicas disponíveis, bem como, se possível, de estudos de caracterização geológica e geotécnica (sondagens, etc.) anteriores e experiência de construções vizinhas.

4.7.2. CARACTERIZAÇÃO PARAMÉTRICA

"O reconhecimento geotécnico deve incluir métodos que permitam definir fiavelmente a disposição e as propriedades de todos os terrenos interessados pela estrutura projetada ou afetados pelos trabalhos propostos. Sendo assim, após a definição lito-estratigráfica e hidrogeológica dos maciços, os estudos devem permitir definir com o desejado rigor as propriedades de resistência e de deformabilidade desses terrenos." (Ordem dos Engenheiros, 2004)

4.7.3. MÉTODOS DE RECONHECIMENTO

"As sondagens, por incluírem a recolha de amostras representativas dos maciços atravessados, devem constituir a base referencial da prospeção geotécnica. Estas devem, sempre que possível, incluir ensaios de penetração normalizados nos horizontes mais terrosos, amostragem contínua nos rochosos, não esquecendo a identificação da posição do nível freático e, sempre que se justifique, a sua variação. A interpretação desta amostragem permitirá a derivação de parâmetros de projeto geotécnico.

Os ensaios *in-situ* e em laboratório sobre amostras representativas dos horizontes interessados pela estrutura a projetar - intactas ou remexidas - deverão ser sempre considerados se o projetista considerar insuficiente a informação recolhida nos trabalhos antes referidos." (Ordem dos Engenheiros, 2004)

4.7.4. PROCEDIMENTOS MÍNIMOS DO RECONHECIMENTO GEOTÉCNICO

4.7.4.1. Abrangência do estudo

A distância em planta entre os pontos de prospeção e de ensaio, bem como a profundidade a atingir, devem ser escolhidos com base na informação sobre a geologia da área, as condições do terreno, a área envolvente e o tipo de estrutura a dimensionar (Ordem dos Engenheiros, 2004).

4.7.4.2. Número e localização das operações de prospeção (sondagens e poços)

Ordem dos Engenheiros (2004) define que a disposição e o espaçamento de poços e sondagens, ou outras operações de prospeção, devem ser tais que permitam revelar qualquer modificação importante na espessura, profundidade, estrutura ou propriedades das formações interessadas. O número e o tipo das operações de prospeção necessárias variarão com as dimensões e a natureza da estrutura a fundar, as características do terreno e a existência ou não de adequados registos geológicos. É geralmente difícil dar indicações definitivas sobre a prospeção a realizar, por isso o plano de trabalhos deve ser flexível e permitir modificações à medida que se forem colhendo informações.

O Eurocódigo 7 (2010) estabelece que, para estudos de caracterização geotécnica de obras de Categoria Geotécnica 2, aplica-se o seguinte:

- No caso de obras que cobrem uma grande área os pontos de prospeção podem ser dispostos segundo uma malha. A distância entre pontos deve, normalmente, situar-se entre os 20 e os 40 metros. Em terrenos uniformes os furos e poços de sondagem podem ser parcialmente substituídos por ensaios de penetração ou sondagens geofísicas (métodos sísmicos e/ou eletromagnéticos). Provavelmente estas regras não são aplicáveis a parques solares pois nestes as áreas de terreno a estudar são muito elevadas.

- Para fundações por estacas, devem ser normalmente realizados furos de sondagem e ensaios de penetração e outros ensaios de campo por forma a determinar as condições do terreno até uma profundidade que garanta a segurança.

Embora não se possam estabelecer regras mais rígidas, expeditas e genéricas para definir o espaçamento entre pontos de sondagens, considera-se que a sequência esquematizada na Tabela 4.3 objetiva estes requisitos mínimos (Ordem dos Engenheiros, 2004).

Tabela 4.3 - Número mínimo de sondagens (adaptado de Ordem dos Engenheiros, 2014)

Número mínimo de sondagens			
Projeção horizontal da área de construção			
Até 200m ²	De 200 a 400m ²	De 400 a 2400m ²	Acima de 2400m ²
2 furos de sondagem	3 furos de sondagem	3 furos de sondagem mais um furo adicional por cada 400m ² excedendo os 400m ²	A definir para cada caso em particular

Assim, segundo a terceira coluna da Tabela 4.3, para o parque solar do Seixal, o número mínimo de furos de sondagem a realizar seria aproximadamente 364, o que corresponde a 25 sondagens por hectare, ou uma sondagem por cada 20 estacas instaladas. Na realidade, como se pode ver na Tabela 4.2, para o estudo geotécnico do parque solar do Seixal, foram apenas realizados 8 furos de sondagem, o que corresponde a 0,6 sondagens por hectare, ou uma sondagem por cada 900 estacas. Esta disparidade de valores permite concluir que o número de furos de sondagem efetuados é demasiado baixo para permitir uma caracterização geotécnica adequada.

Obviamente, o cumprimento destas premissas teria custos inportáveis devendo, portanto, proceder-se a um estudo mais aprofundado do número de prospeções a efetuar para cada caso particular, tendo em conta o orçamento disponível.

4.7.4.3. Profundidade da prospeção (sondagens)

"A profundidade da prospeção é comandada pela zona do maciço que pode vir a ser afetada pela obra em termos de estado de tensão-deformação e de condições hidrogeológicas. A este propósito reconhece-se classicamente que as sondagens deveriam ser conduzidas até profundidades onde o solo não seja significativamente solicitado pelas cargas estruturais, fixando-se como critério a profundidade para a qual o acréscimo de tensão no solo, devido às cargas estruturais aplicadas, seja inferior a 10% da tensão geostática efetiva." (Ordem dos Engenheiros, 2004)

Da análise dos relatórios de projeto de dimensionamento das estacas a que se teve acesso, pôde-se constatar que elas têm comprimentos enterrados da ordem dos 2m a 2,5m, no máximo. Desse modo, não faz sentido que os furos de sondagem, os poços e os ensaios de penetração atinjam profundidades de 10m ou mais, como aconteceu em alguns dos estudos a que se teve acesso (ver Tabela 4.2).

4.7.4.4. Ensaios de penetração

Os ensaios de penetração mais realizados nos estudos geológico-geotécnicos disponibilizados (ver Tabela 4.2) são os ensaios SPT e DPSH (Ensaio de penetração dinâmica com penetrômetro superpesado, do inglês *Dynamic Probing Super Heavy Test*).

O ensaio SPT, apresentado na Fig. 4.2, é, sem dúvida, o método mais comum de reconhecimento do solo para o dimensionamento de fundações. É um ensaio invasivo que, não só permite obter informações a partir das quais se pode estimar a resistência do solo, mas também fornece uma amostra física do solo que pode ser inspecionada visualmente, ou pode ser usada para ensaios de laboratório (Gunaratne, 2013). Basicamente, o ensaio consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem um amostrador normalizado, representado (ver Fig. 4.1), por meio de golpes de um martelo de 63,5kgf de peso que cai de uma altura de 76cm (Matos Fernandes, 2011b).



Fig. 4.1 - Ensaio SPT: Amostrador Normalizado de Terzaghi (Matos Fernandes, 2011b)



Fig. 4.2 - À esquerda: vista do ensaio com o martelo pronto a cair; À direita: amostrador aberto após o ensaio (Matos Fernandes, 2011b)

A realização do ensaio SPT é pouco relevante para a caracterização dos terrenos em estudo, uma vez que é um ensaio de caracterização profunda, quando na realidade só nos interessa o comportamento do terreno a pequenas profundidades. Além disso o ensaio SPT tem custos muito elevados comparado com outros ensaios de penetração como os que se apresentam a seguir.

Os ensaios com penetrómetros dinâmicos são provavelmente, na sua conceção, o meio mais antigo de que o homem se serviu para averiguar as características do subsolo. Estes ensaios consistem na determinação do número de golpes, N , de um martelo ou pilão de massa, M , em queda livre de uma altura, H , sobre o conjunto constituído, de cima para baixo, por um batente, um trem de varas e uma ponta cónica, para que ocorra determinado comprimento de penetração, L . Existe uma grande diversidade de penetrómetros com variações de todos os parâmetros acima definidos e ainda outros. A classificação dos penetrómetros vai desde: ligeiro (ou leve), passando pelos médios, pesados e terminando nos superpesados (Matos Fernandes, 2011b).

O ensaio DPSH (ver Fig. 4.3 à direita) parece exagerado no que toca à possança do ensaio. Uma vez que interessa apenas ensaiar até profundidades pequenas, à partida não serão intercetados terrenos muito rijos. Propõe-se, então, a substituição destes pelo DPL (Ensaio de penetração dinâmica com penetrómetro leve - ver Fig. 4.3 à esquerda) quando o tipo de solo assim o permita. Apesar de ser mais barato, este último ensaio só é adequado para caracterizar maciços relativamente brandos.

Conceptualmente faz mais sentido executar os ensaios de penetração através de ensaios DPM (Ensaio de penetração dinâmica com penetrómetro médio) ou DPH (Ensaio de penetração dinâmica com penetrómetro pesado), uma vez que estes correspondem a penetrómetros intermédios. Segundo o que se apurou junto de empresas de execução de ensaios de campo, estes ensaios não são realizados com

muita frequência, portanto, admite-se que o seu custo deverá ser mais elevado do que o daqueles que pressupõem a utilização dos penetrómetros extremos.



Fig. 4.3 - À esquerda: execução do ensaio DPL; À direita: execução do ensaio DPH (Matos Fernandes, 2011b)

Como vantagens dos penetrómetros dinâmicos (DP) apresentam-se as seguintes:

- Os sistemas são de construção simples e económica;
- As versões mais leves são facilmente transportáveis, mesmo para locais sem acessos para veículos motorizados;
- Não exigem mão-de-obra especializada.

As desvantagens apresentam-se a seguir:

- Não permitem recolha de amostras;
- A diversidade de equipamentos utilizados, aos quais corresponde uma ampla gama de energias de cravação, faz com que cada versão apresente limitações na caracterização de alguns terrenos.

4.7.4.5. Ensaios de resistividade e pH

A realização destes ensaios é importante para determinar a sobressadura que as estacas metálicas devem ter para evitar potenciais problemas de corrosão.

4.7.4.6. Ensaios de laboratório

Os ensaios de laboratório são executados à custa da recolha de amostras de solo extraídas dos poços e dos furos de sondagem. O seu grande objetivo é a classificação do solo, bem como a determinação de certas propriedades do mesmo que permitirão estimar a sua resistência ao arranque e a cargas laterais.

A definição das curvas granulométricas é essencial para o conhecimento dos constituintes do solo em estudo. Uma vez de que se dispõe de amostras de solo faz sentido determinar o seu teor em água. Além disso, a determinação dos limites de Atterberg é também bastante relevante, uma vez que permite determinar o grau de plasticidade do solo, caso ele seja coesivo.

Aconselha-se, ainda, a execução de pelo menos um ensaio de corte direto por forma a se determinar a resistência ao corte do solo.

4.8. ESTUDO ESTATÍSTICO

Uma vez que o número de ensaios realizados no terreno não é, em regra, muito grande, as equipas projetistas não têm tido necessidade de elaborar estudos estatísticos dos valores obtidos.

Tal como foi referido no ponto 4.4, a variabilidade associada aos parâmetros geotécnicos requer a determinação dos seus valores característicos. Assim, propõe-se o cálculo do valor característico do número de pancadas dos ensaios de penetração efetuados, tendo por base métodos estatísticos. O Eurocódigo 7 (2010) define que se se utilizarem métodos estatísticos para a definição do valor característico, ele deverá ser deduzido de forma a que a probabilidade calculada de que o valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração seja mais desfavorável não exceda 5%.

Relativamente ao estudo estatístico dos resultados obtidos nos ensaios de carga em estacas reais, se se considerar para o cálculo o método francês de Bustamante e Gianselli (ver ponto 3.5.1.1) e tendo em conta que normalmente se executam no mínimo 5 ensaios em estacas experimentais, o valor de ε será nulo, fazendo com o que valor característico a considerar seja o menor dos valores do parâmetro em análise obtido entre todos os ensaios efetuados.

4.9. ZONAMENTO

Os ensaios geotécnicos que normalmente se realizam para a determinação das características geotécnicas de um determinado terreno são dispersos por forma a conseguirem abranger toda a área a estudar, e essa dispersão é tanto maior quanto maior a área de implantação da infraestrutura. No caso da construção a realizar ser um edifício, por exemplo, o facto de existirem zonas geotécnicas mais frágeis que outras pode não ser um grande problema para o dimensionamento das fundações, uma vez que durante o funcionamento da estrutura as zonas mais frágeis (que tendem a assentar mais) redistribuem esforços para as zonas mais fortes, havendo equilíbrio. Tal acontece porque as fundações da estrutura estão interligadas entre si.

No caso da implantação de um parque solar, uma vez que as estruturas de suporte dos painéis fotovoltaicos são independentes umas das outras, também o são as suas fundações, havendo uma capacidade

de redistribuição de esforços muito pequena, ou até nula, na maioria dos casos. Além disso, uma vez que o número de ensaios de campo realizados é pequeno comparado com o número de estruturas fotovoltaicas a instalar (como se provou no ponto 4.7.4.2), a análise probabilística a efetuar dos dados obtidos nos estudos geotécnicos prévios deve ser efetuada por zonas (identificando o valor característico em cada zona). Devem identificar-se zonas do terreno com "isocapacidade" de carga (zonas com características geotécnicas semelhantes) e, assim, definir as dimensões das fundações a realizar em cada zona.

Se for feita uma análise probabilística dos registos de ensaios de toda a área em estudo, sem zonamentos, e se basearmos o dimensionamento das fundações dos painéis fotovoltaicos nessa única análise, haverá zonas do terreno que ficarão largamente sobredimensionadas (zonas geotécnicas mais competentes) e outras que ficarão subdimensionadas (zonas geotécnicas menos competentes). São estas últimas que mais preocupação geram, uma vez que o arranque de um único painel fotovoltaico pode gerar a inutilização de muitos outros que se encontrem nas suas proximidades. Os prejuízos advindos deste tipo de acidentes podem ser significativamente superiores aos custos iniciais de instalação de fundações mais robustas e competentes nas zonas geotécnicas mais frágeis, consequência de um estudo estatístico mais completo e ponderado.

Teoricamente, o zonamento parece ser a melhor forma de caracterizar o terreno onde será implantado o parque solar mas, na realidade, pode haver problemas na definição dos limites reais das zonas estabelecidas. Assim sendo, no momento de implantação das estacas pode ser difícil perceber, sobretudo nas fronteiras, que estaca deve ser instalada num determinado local. Ainda assim, considera-se que esta dúvida é compensatória relativamente à definição de apenas um comprimento enterrado de estaca para todo o terreno.

4.10. PROPOSTA DE CUSTOS

A hipótese de alteração da filosofia de execução dos estudos geológico-geotécnicos que parece mais viável consiste em: mantendo os gastos, aumentar o número de prospeções e ensaios de penetração, diminuindo as suas profundidades.

No estudo geológico-geotécnico efetuado previamente à construção do parque solar do Seixal foram realizados 8 furos de sondagem: 3 até 10m de profundidade e os restantes até 5m, nos quais se realizaram 25 registos de ensaios SPT. Foram ainda realizados 25 ensaios DPSH até a uma profundidade máxima de 10m.

Na Tabela 4.4 apresentam-se alguns custos de investigação geotécnica.

Tabela 4.4 - Custos de investigação geotécnica

	Custo
Execução do furo de sondagem	50€/m
Ensaio SPT	50€/registo
Ensaio DPL	22 €/m
Ensaio DPSH	28 €/m
Aluguer de uma retroescavadora para a abertura de poços	30€/hora

NOTA: Aos custos referidos acrescem sempre os custos de mobilização de equipamentos que podem corresponder a quantias importantes.

Tendo em conta os custos apresentados na Tabela 4.4, efetuou-se o seguinte estudo: o custo dos 8 furos de sondagem e respetivos 25 ensaios SPT e 25 ensaios DPSH (estes últimos admitidos até aos 10m de profundidade) foi de 11.000,00€. Se substituirmos os 8 furos de sondagem pelo mesmo número de poços, que permitirão um reconhecimento do terreno tão ou mais eficaz, e substituirmos os ensaios SPT por ensaios DPSH (50 ao todo), com a diferença dos poços e dos ensaios serem executados apenas até aos 3m de profundidade, o custo de prospeção passaria a ser 4.230,00€. Assim, gastando aproximadamente os mesmos 11.000,00€ seria possível executar 150 ensaios DPSH e cerca de 30 poços (1/5 do número de locais de DPSH). O estudo económico efetuado é apresentado na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Estudo económico de prospeções

Real		Proposta 1		Proposta 2	
8 furos de sondagem	2750€	8 poços	30€	30 poços	90€
25 ensaios SPT	1250€	-	-	-	-
25 ensaios DPSH	7000€	50 ensaios DPSH	4200€	150 ensaios DPSH	12600€
Total	11000€	Total	4230€	Total	12690€

Por forma a simplificar a definição do número de prospeções a realizar, bem como o tipo de ensaios de penetração mais adequados e a determinação dos valores característicos resistentes do solo, o ideal seria que o instrumento de instalação das estacas no solo permitisse a recolha de informação resistente do mesmo, *in situ* e no momento de instalação, permitindo assim ao engenheiro geotécnico determinar se o comprimento de estacagem pré-definido é ou não suficiente para a segurança da estrutura. Desse modo, a informação que seria necessário estar presente nos estudos geotécnicos prévios seria muito menos exigente, reduzindo-se assim os seus custos.

4.11. PROPOSTA DE ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

"Os resultados dos estudos de caracterização geotécnica devem ser compilados num Relatório de Caracterização Geotécnica que serve de base ao Relatório do Projeto Geotécnico-Estrutural. Este relatório deve apresentar a informação geotécnica disponível, incluindo aspetos geológicos e outros dados relevantes a avaliar do ponto de vista geotécnico e a informação disponível, indicando as hipóteses feitas para a determinação dos parâmetros geotécnicos." (Ordem dos Engenheiros, 2004)

4.11.1. Principais problemas encontrados

Como foi sendo referido ao longo deste capítulo, os principais problemas que se verificaram nos estudos geológico-geotécnicos a que se teve acesso foram os seguintes:

- Variabilidade de ensaios;
- Inadequabilidade de alguns ensaios de penetração;
- Profundidades de furação e de execução de ensaios exagerada.

Relativamente aos últimos dois pontos salienta-se o facto de, em alguns estudos, terem sido executados ensaios SPT até 10m de profundidade, sendo que a primeira penetração foi efetuada aos 2m, ou até mais abaixo, quando o que realmente interessava estudar eram as profundidades até 2-3m. Estudos com estas características em nada contribuem para o processo de dimensionamento das fundações das estruturas fotovoltaicas, constituindo apenas um desperdício de orçamento disponível.

4.11.2. Soluções para os problemas encontrados

O requisito que o autor considera imprescindível para um estudo geológico-geotécnico eficaz corresponde à recolha de informação contínua do terreno até 2-3m de profundidade. Este requisito poder ser satisfeito através da realização de ensaios de penetração dinâmica. Como se referiu anteriormente, consideram-se os ensaios DPL e DPSH como os mais adequados do ponto de vista económico.

Estes ensaios não necessitam de furação prévia, dispensando a realização de furos de sondagem. Assim, uma vez que interessa estudar apenas profundidades superficiais, faz mais sentido que, para o reconhecimento do terreno e para a recolha de amostras de solo, se proceda à abertura de poços que têm um custo de execução muito menor que o dos furos de sondagem (ver Tabela 4.4).

Na Tabela 4.6 apresenta-se a proposta do autor para a informação essencial que deve constar no estudo geológico-geotécnico, que servirá de base ao dimensionamento das fundações das estruturas fotovoltaicas de um parque solar.

Tabela 4.6 - Síntese da informação essencial que deve constar num estudo geológico-geotécnico ideal (proposta do autor)

Estudo geológico-geotécnico ideal	
Informação Geológica do local	
Informação acerca da heterogeneidade do terreno	
IN SITU	Poços*
	Ensaio DPL/DPSH*
	Profundidade do NF
	Ensaio VST
	Medição de pH
LABORATÓRIO	Ensaio de resistividade
	Classificação do tipo de solo
	Curvas granulométricas
	Limites de Atterberg
	Teor em água natural
OUTROS	Ensaio de corte direto
	Recomendações construtivas gerais
	Ensaio de arranque
	Ensaio de carga lateral
	Localização dos ensaios de carga
	Estimativa da coesão
	Estimativa do ângulo de atrito
	Estimativa do peso volúmico
	Estimativa da resistência não drenada
	Estimativa do módulo de elasticidade

* Executados até 3m de profundidade

É de notar a proposta de realização do ensaio de corte rotativo - VST (do inglês *vane shear test*) que é o ensaio mais comum para avaliar a resistência não drenada, c_u , de argilas moles a rijas, devido à sua rapidez de execução e repetibilidade. Durante este ensaio é introduzido no solo, à profundidade a que se pretende conhecer c_u , um molinete ao qual é comunicado um momento torsor que o obriga a rodar. É medido, assim, o momento torsor que provoca o corte do solo *in situ*.

Importa referir que, além de ser importante conhecer as cargas de rotura do terreno obtidas nos ensaios de carga em estacas experimentais, interessa também conhecer o local exato da realização desses ensaios para se poder relacionar os resultados obtidos com o número de pancadas registadas nos ensaios de penetração próximos desses lugares.

O número de poços e ensaios de penetração dinâmica a serem executados até, aproximadamente, 3m de profundidade devem ser definidos consoante o orçamento disponível para o estudo geológico-geotécnico e a heterogeneidade do terreno. Contudo, é de salientar que um poço mais um ensaio de penetração por hectare não é suficiente para uma boa caracterização geotécnica do terreno em análise.

5

APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS A UM CASO PRÁTICO DE SOLOS COESIVOS

5.1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Neste capítulo serão efetuadas comparações dos valores das resistências ao arranque e a ações laterais obtidas através das várias metodologias de cálculo apresentadas no capítulo 3, tendo por base um relatório geológico-geotécnico gentilmente fornecido por uma das empresas consultadas. O estudo refere-se a um terreno em Spittleborough, Reino Unido, cujo destino é a construção de um parque solar.

Houve ainda possibilidade de aceder à solução preconizada pela equipa projetista. Assim sendo, usar-se-ão as dimensões definidas para as estacas para se estimar as resistências do terreno.

5.1.1. BREVE APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO PRECONIZADA

A solução escolhida pela equipa projetista para as fundações dos painéis fotovoltaicos consistiu em estacas metálicas cravadas no solo com secção transversal em C (ver Fig. 2.2). Os perfis metálicos têm as seguintes dimensões em milímetros: C170x60x18x2,5; o aço em causa tem 350 MPa de tensão de cedência, σ_{ced} , e o seu Módulo de Young, E , vale 210 GPa. O comprimento enterrado das estacas metálicas definido em projeto é de 1,8m e o modelo estrutural adotado pela equipa projetista está representado na Fig. 5.1.

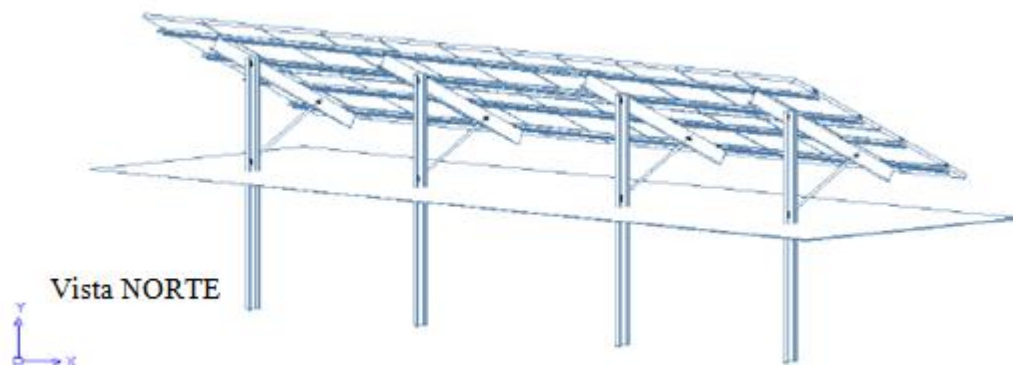


Fig. 5.1 - Modelo estrutural usado pela equipa projetista

5.1.2. CARGAS DE PROJETO

As cargas laterais e de arranque de projeto definidas pela equipa projetista apresentam-se na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Reações de apoio

	Estado limite último		Estado limite de serviço	
	Tração	Força horizontal	Tração	Força horizontal
Força (kg)	1096,19	614,89	669,95	408,91

5.1.2.1. Limite de deslocamentos por forma a verificar a segurança das fundações das estruturas fotovoltaicas

Deslocamentos verticais

O deslocamento vertical limite definido por Terzaghi, em estacas trabalhando à compressão, corresponde a um assentamento da cabeça da estaca igual a 10% da dimensão da sua secção transversal. No caso em estudo, o que interessa é a ação de tração na cabeça da estaca. Assim, a equipa projetista definiu também aquele valor para o levantamento máximo permitido no topo da mesma (tal como indicado no Eurocódigo 7).

Desse modo,

$$s_{MÁX} = 0,1 \cdot B = 0,1 \cdot 170 = 17mm \quad (5.1)$$

No ensaio de arranque (ver Fig. 5.2), a estaca experimental foi submetida a um ciclo de carga-descarga cuja carga máxima correspondeu a 200% da carga de tração máxima de projeto em estado limite último: 2192,38 kg = 21,9238 kN, tendo-se obtido um deslocamento vertical máximo de 10mm, que não foi recuperado após a descarga.

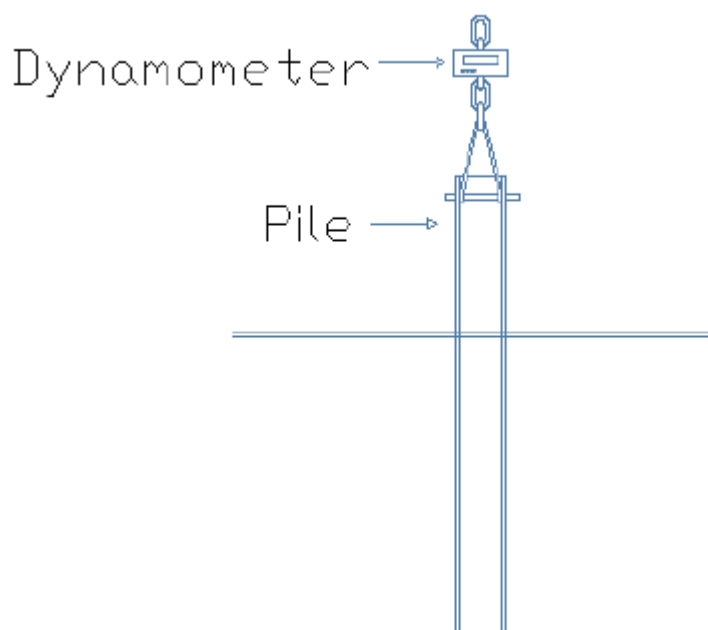


Fig. 5.2 - Esquema do ensaio de arranque

Deslocamentos horizontais

Para cargas horizontais, o Anexo H do Eurocódigo 7 define que a rotação relativa máxima admissível na cabeça da estaca é de $1/150 = 0,0067\text{rad}$, que corresponde à rotação relativa para a qual é provável que seja atingido um estado limite último. Neste caso, para uma fundação com um comprimento de estacagem de 1,8m tem-se que (ver Fig. 5.3):

$$\alpha = \tan^{-1}\left(\frac{\Delta h}{1800}\right) \leq 0,0067 \rightarrow \Delta h \leq 12,1\text{mm} \quad (5.2)$$



Fig. 5.3 - Esquema representativo para a determinação de Δh

No ensaio de carga lateral (ver Fig. 5.4) a estaca experimental foi submetida a um ciclo de carga-descarga cuja carga máxima correspondeu a 100% da carga horizontal máxima de projeto em estado limite de serviço: $408,91 \text{ kg} = 4,0891 \text{ kN}$, tendo-se obtido um deslocamento horizontal máximo da cabeça da estaca de 3mm, que foi recuperado na totalidade após a descarga; e, uma outra estaca experimental foi submetida a um ciclo de carga-descarga cuja carga máxima correspondeu a 100% da carga horizontal máxima de projeto em estado limite último: $614,89 \text{ kg} = 6,1489 \text{ kN}$, tendo-se obtido um deslocamento horizontal máximo da cabeça da estaca de 10mm, que foi recuperado na totalidade após a descarga.

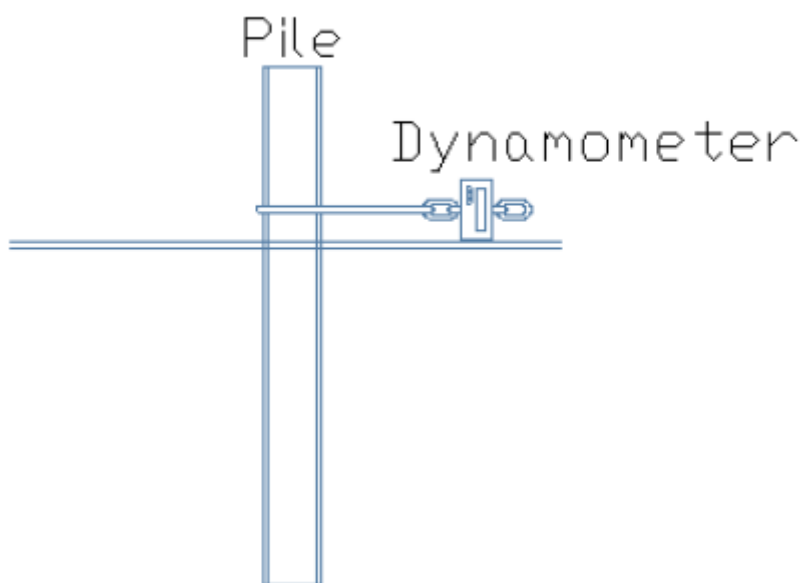


Fig. 5.4 - Esquema do ensaio de carga horizontal

Como o teste de arranque confirmou que o levantamento máximo da cabeça da estaca foi inferior ao limite imposto por Terzaghi ($10\text{mm} < 17\text{mm}$); os testes de cargas horizontais originaram deslocamentos horizontais da cabeça da estaca inferiores ao deslocamento máximo capaz de induzir um estado limite último ($3\text{mm} < 12,1\text{mm}$ e $10\text{mm} < 12,1\text{mm}$); e, além disso, como as deformações induzidas pelas cargas laterais em estado limite de serviço foram totalmente recuperadas, os autores do projeto concluíram que as estacas cuja seção transversal em C têm as dimensões 170x60x18x2,5, com 1,8m de comprimento enterrado, são apropriadas para fundar as estruturas fotovoltaicas em segurança.

NOTA: Importa evidenciar que os ensaios de arranque e de carga lateral que foram executados por ocasião dos estudos geotécnicos prévios que serviram de base aos capítulos 5 e 6, têm por base as cargas de projeto definidas pela equipa projetista (ver Tabela 5.1), isto é, são aplicadas às estacas cargas crescentes que correspondem a percentagens das cargas a que as estruturas em estudo estarão sujeitas, registando-se o deslocamento vertical e lateral que lhes corresponde. Assim, não se obtêm as cargas de rotura por cada ensaio efetuado, impossibilitando um estudo estatístico das resistências.

Num outro estudo geotécnico a que se teve acesso foram, de facto, ensaiadas as estacas com cargas laterais e de tração crescentes até se obter a rotura do terreno. Quando se tentou fazer o tratamento estatístico destes resultados verificou-se um problema: grande parte dos registos não continham informação acerca da força de arranque concreta, mas sim de um limite inferior para a sua grandeza. Por exemplo: $N > 16 \text{ kN}$. Facilmente se percebe que esta incerteza condiciona o estudo estatístico dos resultados, uma vez que a gama de valores que essas resistências podem tomar é muito grande.

5.1.2. CONTEÚDO DO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O terreno em estudo inclui três campos: os de Norte e Este correspondem a terrenos cultivados e o de Oeste corresponde a um terreno com uma parte cultivada e outra não cultivada. O local é desprovido de depósitos superficiais e a sua parte norte está numa zona com leitos de calcário e margas fossilíferas. Existem ainda estratos compreendendo argilas acinzentadas e margas com nódulos calcários, que cobrem toda a parte sul do local.

Foram executados trinta e dois furos (WS) com amostrador dinâmico contínuo e trinta e um poços de teste (TP) escavados com máquinas. Foram realizados, nos referidos furos, ensaios SPT de acordo com a norma BS EN ISO (norma britânica). Em locais de baixa penetração (solos rijos) a fase informativa foi terminada às vinte e cinco pancadas e o ensaio SPT foi concluído quando se atingiram cinquenta pancadas. Assim, foram apresentados no relatório geológico-geotécnico, resultados SPT detalhados, juntamente com o rácio de energia, E_R , relativos aos furos já referidos, com a nomenclatura: WS01 a WS32. Depois de efetuados os ensaios os furos foram cobertos com bentonite e a superfície foi restituída.

5.2. TRATAMENTO DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS

O ensaio SPT não é um ensaio verdadeiramente normalizado. Por esse motivo torna-se necessário proceder a diversas correções do seu resultado, de forma a torná-lo comparável quando conduzido de formas distintas. Um fator importante a considerar é o rácio de energia, E_R , utilizado no ensaio, que caso difira do padrão estabelecido (60% da energia potencial teórica), deve corrigir-se o valor do ensaio obtendo-se o designado N_{60} .

Assim, os valores de SPT obtidos em cada furo foram tratados tendo em conta o rácio de energia, passando-o para o rácio-padrão. Desse modo tem-se que:

$$C_E = \frac{E_R}{60} \quad (5.3)$$

$$N_{60} = C_E \cdot N_{SPT} \quad (5.4)$$

Uma vez que existe mais que um valor de N_{SPT} para cada furo, correspondente a várias profundidades, procedeu-se ao cálculo de uma média ponderada de N_{60} para cada furo, sendo o comprimento de influência o comprimento enterrado da estaca preconizado pela equipa projetista, ou seja, 1,8m.

Sempre que surgiu um valor de $N_{60} > 50$ (indicador de nega no estudo geotécnico em causa) acima dos 1,8 metros teve-se em conta esse valor para efeitos de cálculo da média ponderada. Quando surgiu um valor de $N_{60} > 50$ abaixo dos 1,8m não se teve em conta esse valor para o cálculo da média ponderada.

Para os locais em que ocorreu nega registou-se a penetração obtida com cinquenta pancadas e posteriormente calculou-se, por extrapolação linear, o número de pancadas necessárias para penetrar trinta centímetros naquele solo.

Em cada furo, para cada profundidade de ensaio SPT, foi ainda tida em consideração a descrição do terreno atravessado, para que fosse possível defini-lo como solo arenoso ou argiloso (dois grandes grupos de solos com características e propriedades específicas). Da análise dos dados de ensaios verificou-se que o terreno ensaiado corresponde a solo maioritariamente argiloso.

O mapa de prospeções é apresentado na Fig. 5.5 e os dados retirados do estudo geológico geotécnico a que se teve acesso, bem como o seu tratamento, são apresentados na Tabela 5.2.

Tabela 5.2 - Dados de ensaios SPT e seu tratamento

Furo de Sondagem	Prof. de Penetração (m)	Nível de água (m)	N_{SPT}	Rácio de Energia (%)	C_E	N_{60}	$(N_{60})_{MÉDIO}$	Tipo de Solo
WS01	0,40	Seco	40	73	1,217	49	68	ARGILA arenosa dura
	0,85	Seco	100	73	1,217	122		
WS04	1,20	1,52	5	73	1,217	6	6	ARGILA arenosiltosa mole a dura
	2,00	2,10	100	73	1,217	122		
WS05	1,20	Seco	66	73	1,217	80	70	ARGILA arenosiltosa mole a dura
	1,55	Seco	31	73	1,217	38		
	2,00	2,21	21	73	1,217	26		
	2,29	1,69	158	73	1,217	192		
WS06	1,20	Seco	7	73	1,217	9	9	ARGILA arenosa dura
	2,00	Seco	8	73	1,217	10		
	3,00	Seco	9	73	1,217	11		
	3,86	3,91	**	73	1,217	-		
WS07	1,20	Seco	8	73	1,217	10	10	ARGILA arenosiltosa mole a dura
	2,00	Seco	10	73	1,217	12		
	3,00	Seco	8	73	1,217	10		
	4,00	Seco	10	73	1,217	12		
	5,00	Seco	13	73	1,217	16		
WS08	1,20	Seco	64	73	1,217	78	78	ARGILA arenosa dura e CALCÁRIO
WS09	1,20	Seco	68	73	1,217	83	83	ARGILA arenosa dura e CALCÁRIO

Furo de Sondagem	Prof. de Penetração (m)	Nível de água (m)	N _{SPT}	Rácio de Energia (%)	C _E	N ₆₀	(N ₆₀) _{MÉDIO}	Tipo de Solo
WS10	1,20	Seco	25	73	1,217	30	30	ARGILA arenosa mole a dura
	1,92	1,14	125	73	1,217	152		
WS11	1,20	Seco	19	73	1,217	23	23	ARGILA arenosa dura
	1,82	Seco	600	73	1,217	730		
WS12	1,20	Seco	11	73	1,217	13	13	ARGILA areno-siltosa dura
	2,00	Seco	10	73	1,217	12		
	3,00	Seco	10	73	1,217	12		
	3,93	3,97	600	73	1,217	730		
WS13	1,20	Seco	8	73	1,217	10	10	ARGILA areno-siltosa mole a dura
	2,00	Seco	10	73	1,217	12		
	3,00	Seco	9	73	1,217	11		
	4,00	Seco	12	73	1,217	15		
	5,00	Seco	15	73	1,217	18		
WS15	1,20	Seco	16	73	1,217	19	39	ARGILA casca-lhenta dura
	1,70	Seco	99	73	1,217	120		
WS16	1,20	Seco	23	73	1,217	28	47	ARGILA mole a dura e CAL-CÁRIO fraco
	1,76	1,99	109	73	1,217	133		
WS17	1,20	Seco	8	73	1,217	10	10	ARGILA areno-sa dura
	2,00	2,32	88	73	1,217	107		
WS18	1,20	Seco	1	73	1,217	1	2	ARGILA areno-sa mole a dura
	2,00	Seco	8	73	1,217	10		
	3,00	Seco	9	73	1,217	11		
	3,78	Seco	**	73	1,217	-		
WS19	1,20	Seco	8	73	1,217	10	10	ARGILA areno-sa dura
	2,00	Seco	12	73	1,217	15		
	3,00	Seco	10	73	1,217	12		
	4,00	Seco	11	73	1,217	13		
WS20	1,20	Seco	28	73	1,217	34	34	ARGILA areno-sa dura e CALCÁRIO muito fraco
	2,00	1,28	136	73	1,217	165		
WS21	1,20	Seco	19	73	1,217	23	26	ARGILA mole a dura
	2,00	1,93	42	73	1,217	51		
	2,53	1,36	120	73	1,217	146		
WS22	1,20	Seco	3	73	1,217	4	5	ARGILA areno-sa mole a dura
	2,00	3,03	11	73	1,217	13		
	3,00	3,03	**	73	1,217	-		

Furo de Sondagem	Prof. de Penetração (m)	Nível de água (m)	N _{SPT}	Rácio de Energia (%)	C _E	N ₆₀	(N ₆₀) _{MÉDIO}	Tipo de Solo
WS23	1,20	Seco	6	73	1,217	7	8	ARGILA arenosa mole a dura
	2,00	Seco	11	73	1,217	13		
	3,00	Seco	12	73	1,217	15		
	4,00	Seco	16	73	1,217	19		
	5,00	Seco	23	73	1,217	28		
WS24	1,20	Seco	50	73	1,217	61	61	ARGILA dura e CALCÁRIO
	2,34	1,42	79	73	1,217	96		
WS25	0,90	Seco	103	73	1,217	125	125	ARGILA arenosa dura
WS26	1,20	Seco	0	73	1,217	0	1	ARGILA arenosiltosa mole a dura
	2,00	Seco	11	73	1,217	13		
	2,70	Seco	231	73	1,217	281		
WS27	1,20	Seco	8	73	1,217	10	10	ARGILA arenosa mole a dura
	2,00	Seco	10	73	1,217	12		
	2,86	Seco	168	73	1,217	204		
WS28	1,20	Seco	6	73	1,217	7	8	ARGILA arenosiltosa mole a dura
	2,00	Seco	11	73	1,217	13		
	3,00	Seco	11	73	1,217	13		
	4,00	Seco	12	73	1,217	15		
	5,00	Seco	100	73	1,217	122		
WS29	1,20	Seco	556	73	1,217	676	676	ARGILA dura e CALCÁRIO muito fraco
WS30	1,20	Seco	7	73	1,217	9	9	ARGILA siltosa muito mole a dura
	2,00	Seco	147	73	1,217	179		
WS31	1,20	Seco	4	73	1,217	5	5	ARGILA mole a dura
	2,00	Seco	6	73	1,217	7		
	3,00	3,01	341	73	1,217	415		
WS32	1,20	Seco	33	73	1,217	40	40	ARGILA mole a muito dura e CALCÁRIO fraco
	2,00	0,90	100	73	1,217	122		

** Não ocorreu penetração



Fig. 5.5 - Representação do terreno e seus limites, bem como dos 32 furos de sondagem (WS) e dos 31 poços de teste (TP)

5.3. ESTUDO ESTATÍSTICO

Tendo em conta os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ obtidos e apresentados na Tabela 5.2 (escritos a lilás na Fig. 5.6) realizou-se um zonamento geotécnico. Foram definidas três zonas de "isocapacidade" e alguns valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ não foram englobados em nenhuma das zonas pelo facto de não serem "compatíveis" com nenhum dos que se encontravam nas suas proximidades. Assim, na zona 1 englobaram-se os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ obtidos na zona mais a sul do terreno, tendo todos eles valores inferiores ou iguais a 13 pancadas. Da zona 3 fazem parte os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ obtidos na zona mais a norte do terreno (zona mais resistente), e os valores cuja grandeza está entre os da zona 1 e os da zona 3 pertencem à Zona 2. Este exercício de zonamento tem um elevado teor de subjetividade que, mesmo assim, se acredita ser mais viável e correto do que proceder ao estudo estatístico de todos os dados de $(N_{60})_{MÉDIO}$ sem zonamento.

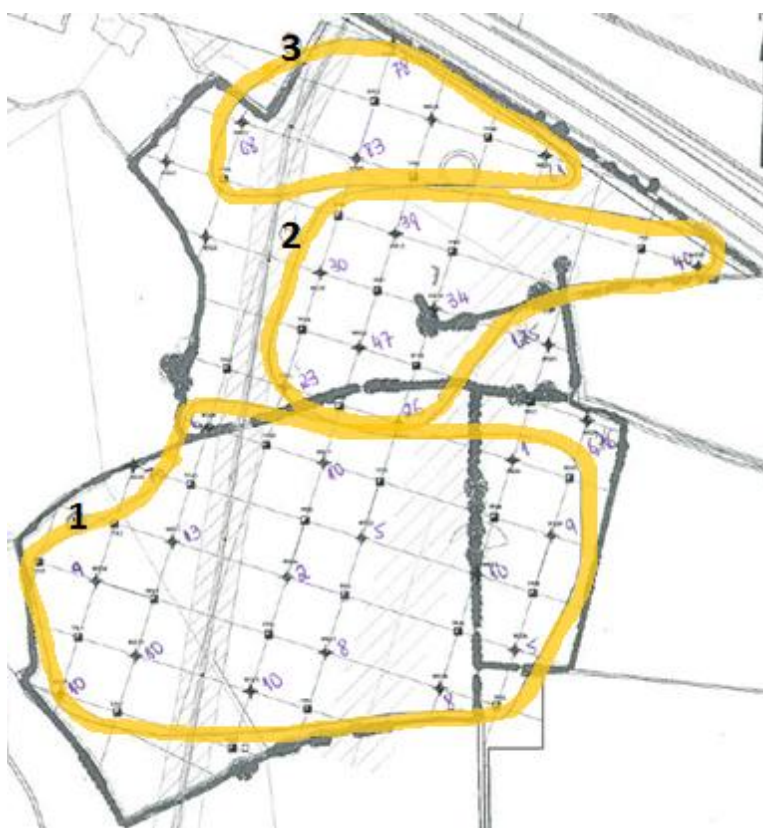


Fig. 5.6 - Zonamento do terreno

Relativamente a cada uma das zonas, efetuou-se um estudo estatístico no software SPSS que teve como objetivo determinar qual o tipo de distribuição que melhor se ajusta ao conjunto de dados obtidos. Começou por se verificar se os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ agrupados por zonas seguiam uma distribuição gaussiana (ou normal).

A função densidade de probabilidade de uma variável com distribuição gaussiana é dada por:

$$f(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} e^{\left(-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\right)} \quad (5.5)$$

Trata-se de uma distribuição com dois parâmetros: a média, μ , e o desvio-padrão, σ .

Esta distribuição é típica de situações em que a variável em estudo resulta de um grande número de fatores independentes, cujas contribuições são aditivas e em que nenhum é preponderante. É muito comum aparecer como distribuição de grandezas físicas como forças, comprimentos, volumes e etc. A função distribuição para esta lei não tem uma expressão analítica, pelo que tem de ser obtida numericamente.

Em seguida apresentam-se os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ divididos por zona e não divididos (apresentados com a designação "Terreno total"), bem como o respetivo estudo do seu ajuste à distribuição gaussiana. Depois de ajustados os resultados à distribuição de probabilidade serão calculados os valores característicos, $(N_{60})_k$, correspondentes ao percentil dos 5% (proposta do Eurocódigo 7).

▪ Zona 1

Tabela 5.3 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ dos furos de sondagem que constituem a Zona 1

Furo de sondagem	$(N_{60})_{MÉDIO}$
WS04	6
WS06	9
WS07	10
WS12	13
WS13	10
WS17	10
WS18	2
WS19	10
WS22	5
WS23	8
WS26	1
WS27	10
WS28	8
WS30	9
WS31	5
Mínimo	1
Máximo	13

Tabela 5.4 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 1

Zona 1 - Argila	
Mínimo	1
Máximo	13

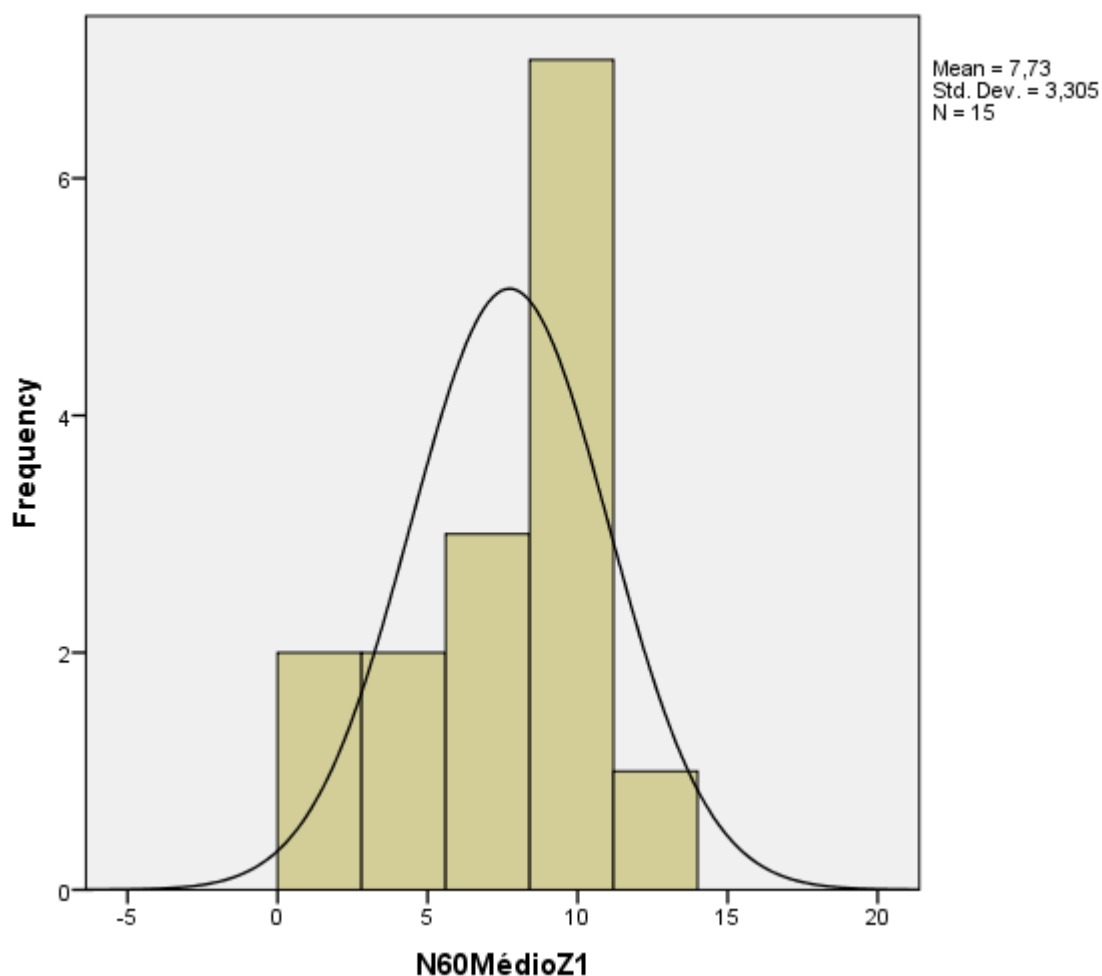


Fig. 5.7 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 1

Hypothesis Test Summary				
	Null Hypothesis	Test	Sig.	Decision
1	The distribution of N60MédioZ1 is normal with mean 7,73 and standard deviation 3,31.	One-Sample Kolmogorov-Smirnov Test	,594	Retain the null hypothesis.

Asymptotic significances are displayed. The significance level is ,05.

Fig. 5.8 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 1

A verificação do ajuste dos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ à distribuição gaussiana é efetuada através do teste de Kolmogorov-Smirnov. Corrido o referido teste no software SPSS para um nível de significância de 5%, sempre que a significância, *Sig*, seja significativamente superior a 0,05 pode-se concluir que a distribuição gaussiana se ajusta bem ao conjunto de dados em estudo.

Assim, no caso específico dos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da zona 1, uma vez que o nível de significância vale 0,594 (significativamente superior a 0,05), conclui-se que estes seguem uma distribuição gaussiana de média 7,73 e desvio padrão 3,305:

$$X_{Zona1} \sim N(\mu; \sigma) \Leftrightarrow X_{Zona1} \sim N(7,73; 3,305) \quad (5.6)$$

O valor característico para a Zona 1 vale 2,294, o que corresponde a aproximadamente 2 pancadas (lado da segurança).

NOTA: Para as restantes zonas não serão apresentados os histogramas nem as imagens referentes aos testes de Kolmogorov-Smirnov, mas apenas um resumo dos estudos estatísticos efetuados, apresentado na Tabela 5.11.

▪ Zona 2

Tabela 5.5 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ dos furos que constituem a Zona 2

Furo	$(N_{60})_{MÉDIO}$
WS10	30
WS11	23
WS15	39
WS16	47
WS20	34
WS21	26
WS32	40

Tabela 5.6 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 2

Zona 2 - Argila	
Mínimo	23
Máximo	47

▪ Zona 3

Tabela 5.7 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ dos furos que constituem a Zona 3

Furo	$(N_{60})_{MÉDIO}$
WS01	68
WS08	78
WS09	83
WS24	61

Tabela 5.8 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ da Zona 3

Zona 3 - Argila	
Mínimo	61
Máximo	83

Depois de efetuados os estudos estatísticos tendo em conta o zonamento procedeu-se a um mesmo tipo de análise estatística mas desta vez relativa a todos os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ sem zonamento ("Terreno total"), excetuando os valores de 125 e 676 pancadas que se revelam muito diferentes dos restantes valores e que, ainda por cima, influenciariam os resultados de uma forma que iria contra a segurança caso fossem tidos em conta.

- Terreno total

Tabela 5.9 - Valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ de todos os furos existentes no terreno, exceto os furos WS25 e WS29

Furo	$(N_{60})_{MÉDIO}$
WS01	68
WS04	6
WS05	70
WS06	9
WS07	10
WS08	78
WS09	83
WS10	30
WS11	23
WS12	13
WS13	10
WS15	39
WS16	47
WS17	10
WS18	2
WS19	10
WS20	34
WS21	26
WS22	5
WS23	8
WS24	61
WS26	1
WS27	10
WS28	8
WS30	9
WS31	5
WS32	40

Tabela 5.10 - Informações relativas aos valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ de todo o terreno

Terreno total - Argila	
Mínimo	1
Máximo	83

Como neste caso a significância, Sig , vale 0,053 e este valor é muito próximo de 0,05, há dúvidas se os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ do terreno considerados seguem uma distribuição gaussiana. Testar-se-á a hipótese da variável $(N_{60})_{MÉDIO}$ seguir uma distribuição lognormal.

A distribuição lognormal trata-se de uma distribuição em que a variável toma sempre valores positivos e em que o logaritmo desta é uma variável com distribuição normal.

Assim, para se realizar o estudo pretendido, calcularam-se os valores do logaritmo de $(N_{60})_{MÉDIO}$ e tentou-se aproximar esses valores a uma distribuição normal.

Agora o valor de Sig corresponde a 0,400 que é significativamente superior a 0,05. Pode-se então dizer que os valores de $\log(N_{60})_{MÉDIO}$ em causa seguem uma distribuição gaussiana de média igual a 1,201 e desvio padrão igual a 0,478:

$$\log X_{Terreno} \sim N(\mu; \sigma) \Leftrightarrow \log X_{Terreno} \sim N(1,201; 0,478) \quad (5.7)$$

O valor característico correspondente ao percentil dos 5% é 0,415, o que corresponde a $10^{0,415}=2,600$ pancadas, ou seja, aproximadamente 2 pancadas (lado da segurança).

Assim sendo, pode dizer-se que os valores de $(N_{60})_{MÉDIO}$ do terreno considerados seguem uma distribuição lognormal.

A seguir apresenta-se na Tabela 5.11 o resumo dos estudos estatísticos efetuados.

Tabela 5.11 - Resumo dos estudos estatísticos efetuados

Zona	Ajuste	Número de dados	μ	σ	Sig	$(N_{60})_k$ - Percentil dos 5%
1	Normal	15	7,73	3,305	0,594	2,294 → 2
2	Normal	7	34,14	8,474	0,998	20,202 → 20
3	Normal	4	72,50	9,883	0,994	56,244 → 56
Terreno total	Normal	27	26,51	25,489	0,053	-
Terreno total	Lognormal	27	1,201	0,478	0,400	2,600 → 2

5.4. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DAS CAPACIDADES RESISTENTES

5.4.1. CORRELAÇÕES

A análise de todos os problemas geotécnicos requer a adoção de modelos de comportamento dos solos, bem como das suas propriedades relevantes. Essas propriedades não são conhecidas à priori e por isso, o engenheiro projetista deve medi-las em laboratório ou *in situ* sob condições controladas, ou ainda, estimá-las a partir de resultados de testes já efetuados.

A caracterização exaustiva de um solo requer um programa de ensaios elaborado e dispendioso, bem além do limite da maioria dos orçamentos de projeto. Em vez disso, o engenheiro projetista deve contar com informação do solo mais limitada e é aqui que as correlações são mais úteis. No entanto, deve-se ter sempre muito cuidado quando se usam correlações generalizadas de parâmetros intrínsecos ou de ensaios *in situ* com propriedades do solo. A origem, extensão e limitações de cada correlação devem ser examinadas com muito cuidado antes de estas serem usadas para garantir que a extrapolação não está a ser efetuada para além das condições fronteira iniciais. Se possível, devem ser efetuadas calibrações locais das correlações em detrimento de amplas correlações generalizadas (Kulhawy e Mayne, 1990).

Em todas as correlações que se apresentam em seguida considerar-se-á N_{SPT} igual a $(N_{60})_k$ pois o ensaio SPT não é um ensaio verdadeiramente normalizado.

Correlação de SPT com a consistência de solos coesivos

A consistência de solos coesivos tem sido correlacionada com os valores de N_{60} como se apresenta na Tabela 5.12. Em geral estes valores devem ser usados apenas como diretrizes aproximadas, uma vez que a sensibilidade da argila pode afetar significativamente o valor de N_{SPT} .

Tabela 5.12 - Relação entre N_{60} e a consistência das argilas (Clayton [et al.], 1995 referenciado por Matos Fernandes, 2011b)

(N_{60})	0-4	4-8	8-15	15-30	30-60	>60
Consistência	Muito Mole	Mole	Firme	Rija	Muito rija	Dura

Correlação de SPT com a resistência não drenada, c_u

A resistência não drenada, c_u , é talvez o parâmetro mais usado para representar a resistência dos solos coesivos. No entanto, c_u não é uma propriedade fundamental dos solos. A resistência não drenada apresenta-se como a resposta do solo durante carregamentos não drenados, que assumem variação de volume nula. Como tal, c_u é afetado pelo tipo de ensaio escolhido para determinar o seu valor, pelas condições fronteira, pela taxa de carregamento, pelo nível de confinamento do solo e pelo estado de tensão inicial. Consequentemente, c_u será diferente para diferentes tipos de ensaios (Kulhawy e Mayne, 1990).

Vários autores têm tentado estimar c_u a partir dos valores de N_{SPT} . Algumas correlações existentes na bibliografia com N_{60} estão expressas na Tabela 5.13 ($p_{atm} = 101,3 \text{ kPa}$).

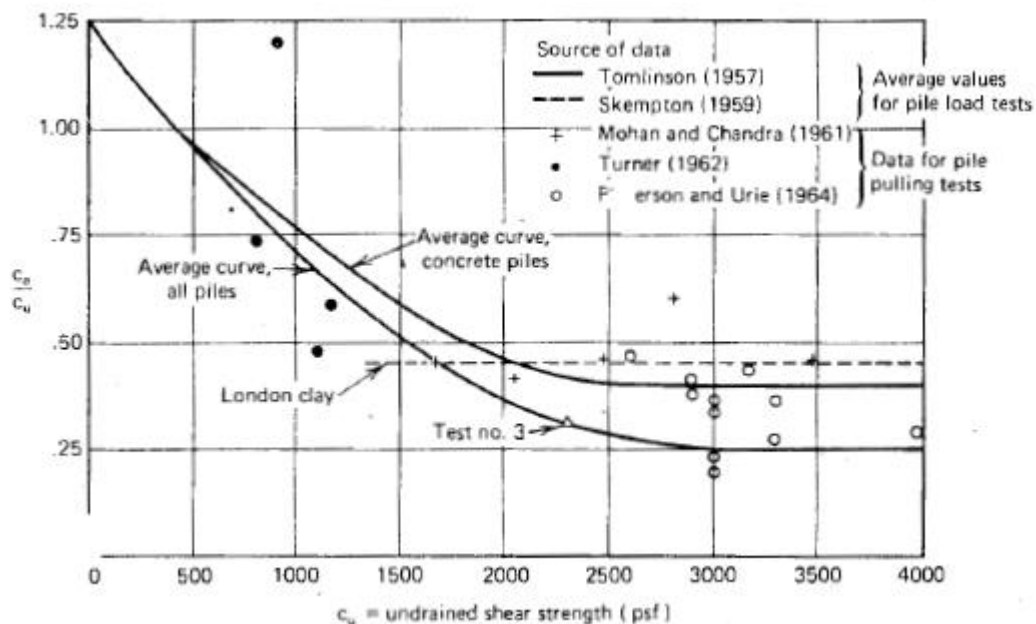
Tabela 5.13 - Algumas correlações existentes na bibliografia entre (N_{60}) e c_u referenciadas por Vieira (2013)

Referência	c_u (kPa)
Stroud (1974)	$c_u = 4,5 \cdot N_{60}$ (5.8)
Kulhawy e Mayne (1990)	$c_u = 5,985 \cdot N_{60}$ (5.9)
Décourt (1989)	$c_u = 10,5 \cdot N_{60}$ (5.10)
Hara [et al.] (1971)	$c_u = 0,29 \cdot p_{atm} \cdot (N_{60})^{0,72}$ (5.11)

Correlação de c_u com a aderência solo-estaca, c_a

Os métodos de cálculo da aderência solo-estaca, c_a , para a determinação da resistência ao arranque de estacas são os mesmos usados para a determinação da capacidade resistente de estacas comprimidas. A aderência solo-estaca não drenada varia consideravelmente com vários fatores incluindo o tipo de estaca, o tipo de solo e o método de instalação da estaca. Idealmente, o valor de c_a para uma dada estaca, num dado local, deve ser determinado através de um ensaio de carga, mas uma vez que isto nem sempre é possível usam-se valores empíricos de c_a . Têm surgido muitas tentativas de correlacionar c_a com a resistência não drenada, c_u .

Têm sido reportados na literatura relativamente poucos testes de arranque de estacas. Um resumo de alguns dos resultados disponíveis foi efetuado por Sowa (1970) (ver Fig. 5.9) que descobriu que os valores de c_a/c_u no arranque são razoavelmente parecidos com os mesmos valores para estacas sujeitas a cargas de compressão (Poulos e Davis, 1980).

Fig. 5.9 - Relação entre c_a/c_u e a resistência não drenada, c_u , para ensaios de arranque em estacas instaladas em solos coesivos (Sowa, 1970 referenciado por Poulos e Davis, 1980)

Coduto (2001) sugeriu também algumas relações entre α e c_u para os casos de estacas cravadas solicitadas à compressão, sendo que α corresponde a c_a/c_u . Por observação da Fig. 5.10 pode-se inferir que, por um lado, há uma dispersão notável dos valores dos dados experimentais que são, por vezes, significativamente inferiores à linha de tendência definida; e, por outro lado, para baixos valores de c_u , os dados experimentais relevam valores de α superiores a 1.

Apesar de no caso em estudo interessar o comportamento de arranque da estaca, será usado igualmente o ábaco da Fig. 5.10 (através das equações apresentadas na Tabela 5.14) para a estimativa da capacidade resistente ao arranque das estacas pois, tal como Sowa (1970) previu, os valores de α no arranque são semelhantes aos da compressão.

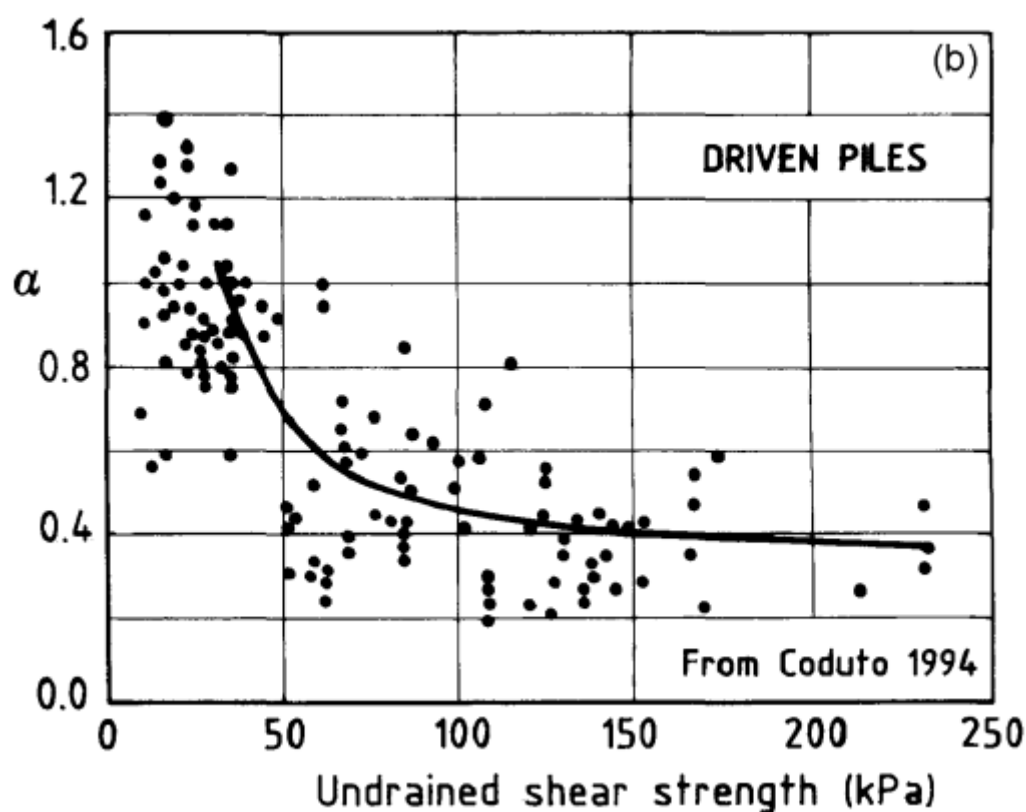


Fig. 5.10 - Resistência não drenada versus α para estacas cravadas (Cherubini e Vessia, 2007 adaptado de Coduto, 2001)

O estudo de Coduto (2001) deu ainda origem a regras analíticas para as variações de α , baseadas num grande número de dados experimentais, que se apresentam na Tabela 5.14.

Tabela 5.14 - Relação analítica entre α e c_u para estacas cravadas (Coduto, 2001 referenciado por Cherubini e Vessia, 2007)

Modo de instalação das estacas	α	c_u (kPa)
Estacas cravadas	$\alpha = 1$	Para $c_u \leq 32 \text{ kPa}$
	$\alpha = 0,35 + 170c_u^{-1,6}$ (5.12)	Para $c_u > 32 \text{ kPa}$

Na prática aconselha-se a execução do ensaio de corte rotativo (VST) para a determinação *in situ* da resistência não drenada do solo, uma vez que se trata de um ensaio bastante simples e fidedigno.

Correlação entre SPT e o ângulo de atrito efetivo, ϕ' , de solos coesivos

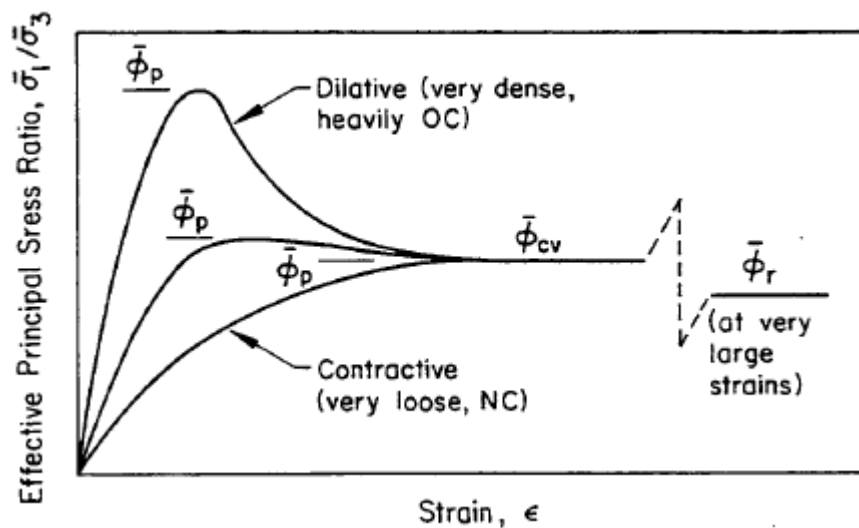


Fig. 5.11 - "Tipos" de ângulos de atrito (Kulhawy e Mayne, 1990)

As correlações para estimar o ângulo de atrito efetivo, ϕ' , para solos coesivos têm-se focado em duas áreas (ver Fig. 5.11):

- O ângulo de atrito para argilas normalmente consolidadas e argilas remoldadas, que corresponde a ϕ'_{cv} ;
- O ângulo de atrito residual, ϕ'_r .

Não há nenhum procedimento generalizado aceite para a estimativa do ângulo de atrito de pico, ϕ'_p , para argilas sobreconsolidadas em função do grau de sobreconsolidação. Também não foram apresentadas correlações de ϕ' com resultados de ensaios *in situ* (Kulhawy e Mayne, 1990).

Assim, a correlação existente na bibliografia que se considerou mais útil para o caso em estudo apresenta-se na Fig. 5.12 e será usada quer para argilas normalmente consolidadas, quer para argilas sobre-consolidadas.

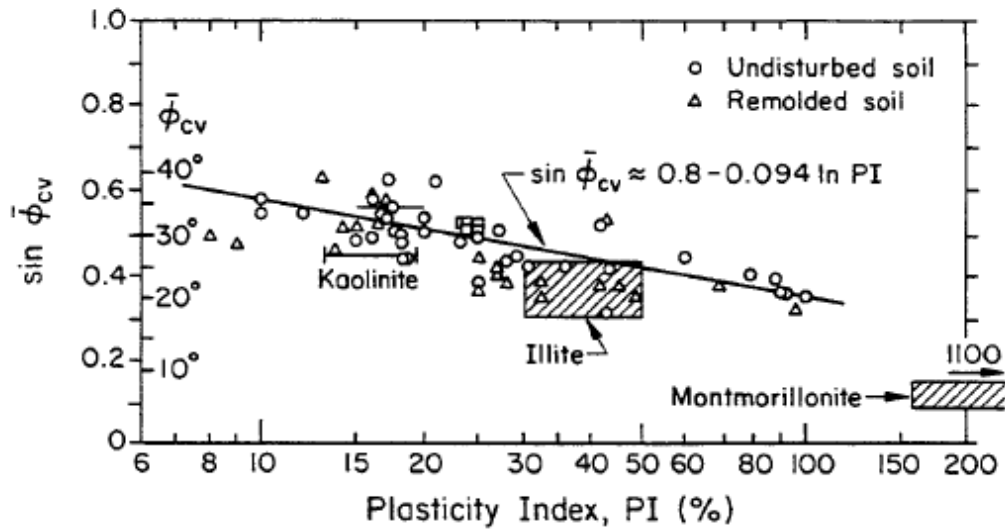


Fig. 5.12 - Índice de Plasticidade, I_p versus ϕ'_{cv} para argilas normalmente consolidadas

Os valores do Limite de Liquidez, L_L , e do Limite de Plasticidade, L_P , foram determinados em laboratório através da recolha de amostras de solo extraídas de alguns dos poços abertos. Sabendo que:

$$I_p = L_L - L_P \quad (5.13)$$

apresentam-se nas tabelas que se seguem os valores do Índice de Plasticidade, I_p , para cada zona e para todo o terreno sem zonamento, bem como o seu valor médio. Nas tabelas referidas apresentam-se apenas os poços nos locais onde foram estudados os limites de liquidez e de plasticidade.

Tabela 5.15 - Valores do Limite de Liquidez, L_L , Limite de Plasticidade, L_P , e Índice de Plasticidade, I_P , determinados sobre amostras de solo extraídas de alguns dos poços abertos na Zona 1

Zona 1			
Poço	L_L	L_P	I_P
TP12	47	18	29
TP13	59	21	38
TP14	46	19	27
TP15	60	23	37
TP16	58	23	35
TP17	57,5	21,5	36
TP18	98	35	63
TP21	93	26	67
TP23	101	35	66
TP26	81	29	52
TP30	71	20	51
Média	70,1	24,6	45,5

Tabela 5.16 - Valores do Limite de Liquidez, L_L , Limite de Plasticidade, L_P , e Índice de Plasticidade, I_P , determinados sobre amostras de solo extraídas de alguns dos poços abertos na Zona 2

Zona 2			
Poço	L_L	L_P	I_P
TP07	154	46	108
TP10	102	27	75
Média	128,0	36,5	91,5

No estudo geológico-geotécnico a que se teve acesso não foram calculados os limites de Atterberg com amostras remexidas recolhidas de nenhum dos poços abertos na zona 3. Assim sendo, e estando a zona 3 mais próxima da zona 2 do que da zona 1, considerar-se-á para a zona 3 o Índice de Plasticidade médio correspondente à zona 2.

Para a consideração de todo o terreno sem zonamento procedeu-se ao cálculo do valor médio de I_P com todos os dados obtidos de L_L e L_P , tendo resultado num valor de 56,6.

Depois de conhecidos os valores de I_P , é possível estimar ϕ'_{cv} a partir da Fig. 5.12.

5.4.2. RESISTÊNCIA AO ARRANQUE

5.4.2.1. Método Clássico

Segundo Matos Fernandes (2011a), a muito baixa permeabilidade dos solos argilosos vai propiciar, em muitos casos, que o carregamento dos maciços argilosos gere excessos de pressão na água dos poros. Esses excessos irão depois dissipar-se por meio de um processo de consolidação, durante o qual as tensões efetivas vão variar, logo o mesmo acontece com a resistência, dado que, seja qual for o tipo de solo, são aquelas tensões as determinantes para esta resistência.

"Por simplicidade metodológica, distingue-se então, no que respeita às condições de carregamento das argilas, e à resistência mobilizável em cada caso, as condições drenadas e as condições não drenadas. Nas primeiras admite-se um carregamento sem geração de excessos de pressão neutra (carregamento lento), que é aliás regra - com a importante exceção da liquefação - para as areias. Nas últimas admite-se que durante o carregamento não há variação do teor em água do solo, gerando-se excessos de pressão neutra (carregamento rápido); o processo de consolidação começa assim, nessa perspetiva, apenas após a conclusão do carregamento. As resistências exibidas pelos solos argilosos para aquelas condições, digamos, extremas, são em geral muito distintas. O seu valor relativo (isto é, qual é a menor e qual é a mais elevada) vai, todavia, depender de diversos fatores, nomeadamente do tipo de solo, normalmente consolidado ou sobreconsolidado, e do tipo de obra, que vai condicionar o estado de tensão incremental. Desta forma, por vezes é a resistência em condições não drenadas a menor, enquanto noutras será a resistência em condições drenadas." (Matos Fernandes, 2011a)

Matos Fernandes (2011a) refere ainda que na generalidade das obras que envolvem maciços de argila o carregamento vai de facto ocorrer em condições parcialmente drenadas (ou parcialmente não drenadas), isto é, durante a fase de aplicação do mesmo ocorre em cada ponto a dissipação (consolidação) de parte do excesso de pressão na água dos poros. Tendo em conta que na maioria das situações não é possível estimar com aproximação a parcela do excesso de pressão neutra que é dissipada durante o carregamento, não é também possível avaliar a resistência disponível para essas condições parcialmente drenadas. Daí que, por simplificação, sejam consideradas as resistências para as duas situações acima designadas extremas.

Assim, irá calcular-se a resistência ao arranque das estacas tendo em conta a abordagem drenada e a não drenada, adotando-se como resistência final a menor das duas.

Os valores característicos de (N_{60}) considerados para as três zonas e para o terreno total sem zonamento são os apresentados na Tabela 5.17. Tal como foi referido anteriormente, considerou-se como valor característico o percentil correspondente aos 5% da distribuição de probabilidade considerada.

Relativamente ao perímetro mobilizado no arranque, tendo em conta o que foi dito no ponto 2.2.1.2 para solos argilosos, considerou-se o perímetro do retângulo envolvente da secção transversal em C. Os valores dos restantes parâmetros de cálculo apresentam-se na Tabela 5.18.

Tabela 5.17 - Valores característicos de $(N_{60})_{MÉDIO}$ obtidos para as 3 zonas e para a totalidade do terreno

Zona	$(N_{60})_{MÉDIO}$
1	2
2	20
3	56
Terreno Total	2

Tabela 5.18 - Parâmetros de cálculo

Parâmetros de cálculo	
Perímetro mobilizado (m)	0,46
L (m)	1,8
A_s (m ²)	0,828
$\gamma_{AÇO}$ (kN/m ³)	78
W (peso próprio da estaca) (kN)	0,114

Método α : Abordagem não drenada

A aplicação da expressão (3.11) para a determinação das resistências ao arranque de estaca metálicas cravadas em condições não drenadas implica o conhecimento da resistência não drenada, c_u , para que, com auxílio da Fig. 5.9 e da Tabela 5.14, seja possível determinar a aderência solo-estaca, $c_a = \alpha c_u$.

Como já foi referido, as correlações existentes na bibliografia entre N_{60} e c_u (ver Tabela 5.13) apresentam uma gama de variação muito grande, o que não permite o cálculo das capacidades resistentes ao arranque das estacas com o grau de precisão desejado. Como na altura da execução do projeto não se realizaram ensaios de corte rotativo, apresentam-se mais à frente os valores de Q_{uu} em função da resistência não drenada, c_u .

Relembrando,

$$Q_{uu} = \alpha c_u A_s + W \quad (5.14)$$

Para o uso da Fig. 5.9, sabendo que 1 psf (do inglês *pound per square foot*) corresponde a aproximadamente 0,048 KPa, procedeu-se à elaboração da Tabela 5.19 que relaciona intervalos de valores de c_u com uma estimativa do quociente c_a/c_u , baseada na curva "average curve, all piles" da Fig. 5.9.

Tabela 5.19 - Estimativa de valores de c_a/c_u em função de c_u baseada na curva "average curve, all piles" do ábaco da Fig. 5.9

c_u (kPa)	c_a/c_u
0 - 12	1,17
12 - 24	1,00
24 - 36	0,88
36 - 48	0,76
48 - 60	0,65
60 - 72	0,55
72 - 84	0,46
84 - 96	0,38
96 - 108	0,33
108 - 120	0,31
120 - 132	0,28
132 - 144	0,26
> 144	0,25

Tendo em conta as correlações de N_{60} com c_u apresentadas na Tabela 5.13, calculou-se o intervalo de valores em que se encontra a resistência não drenada para cada zona e, por observação da Tabela 5.19, estimou-se o valor de c_a/c_u médio para cada zona. Deste modo, as resistências ao arranque obtidas em função da resistência não drenada são as apresentadas na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de c_a/c_u apresentados na Tabela 5.19

Zona	$(N_{60})_k$	c_a/c_u estimado	Q_{uu} (kN)
1	2	0,99	$0,820c_u + 0,114$ (5.15)
2	20	0,30	$0,235c_u + 0,114$ (5.16)
3	56	0,25	$0,207c_u + 0,114$ (5.17)
Terreno Total	2	0,99	$0,820c_u + 0,114$ (5.18)

Usando a mesma linha de pensamento, procedeu-se ao cálculo das resistências ao arranque das estacas em função de c_u tendo em conta os valores de α da Tabela 5.14. As expressões obtidas apresentam-se na Tabela 5.21.

Tabela 5.21 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de α apresentados na Tabela 5.14

Zona	$(N_{60})_k$	α estimado	Q_{uu} (kN)
1	2	0,923	$0,764c_u + 0,114$ (5.19)
2	20	0,416	$0,345c_u + 0,114$ (5.20)
3	56	0,363	$0,301c_u + 0,114$ (5.21)
Terreno Total	2	0,923	$0,764c_u + 0,114$ (5.22)

A observação da Tabela 5.20 e da Tabela 5.21 pode dar a ideia de que a capacidade resistente ao arranque é maior na zona 1 do que nas zonas 2 e 3, apesar do valor de $(N_{60})_k$ ser maior na zona 3 do que nas restantes zonas. Tal não é verdade uma vez que o valor de c_u a usar em cada expressão deve ser obtido através do ensaio de corte rotativo efetuado em cada zona específica do terreno. Assim, o valor de c_u da zona 1 obtido no ensaio será, seguramente, menor que o da zona 2, que por sua vez será menor que o da zona 3, fazendo com que o maior valor de Q_{uu} seja o da zona 3 e o menor o da zona 1.

Em seguida, por forma a se poder comparar os valores de Q_{uu} entre métodos de cálculo apresentar-se-ão os valores das capacidades resistentes para cada zona, tendo em conta os valores de c_u obtidos por cada uma das formulações apresentadas na Tabela 5.13, bem como através do seu valor médio, e os valores de $\alpha = c_a/c_u$ estimados diretamente a partir da Fig. 5.9 (e/ou da Tabela 5.19) e da Tabela 5.14.

NOTA: Uma vez que o valor característico de (N_{60}) da zona 1 é igual ao valor característico de (N_{60}) caso não se tivesse efetuado zonamento ("Terreno total"), não serão apresentadas as capacidades resistentes para este último caso, pois os seus valores correspondem aos obtidos para a zona 1.

Tabela 5.22 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 1

Zona 1	Fig. 5.9 - Sowa (1970)				Tabela 5.14 - Coduto (2001)		
	c_u (kPa)	c_a/c_u	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)	α	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)
Stroud (1974)	9	1,15	10,350	8,684	1,00	9,000	7,566
Kulhawy e Mayne (1990)	11,97	1,10	13,167	11,017	1,00	11,970	10,026
Décourt (1989)	21	1,00	21,000	17,502	1,00	21,000	17,502
Hara [et al.] (1971)	48,389	0,70	33,872	28,161	0,69	33,517	27,866
Média de c_u	22,590	0,95	21,460	17,884	1,00	22,590	18,819

Tabela 5.23 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 2

Fig. 5.9 - Sowa (1970)					Tabela 5.14 - Coduto (2001)		
Zona 2	c_u (kPa)	c_a/c_u	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)	α	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)
Stroud (1974)	90	0,40	36,000	29,922	0,48	42,926	35,657
Kulhawy e Mayne (1990)	119,7	0,30	35,910	29,848	0,43	51,524	42,777
Décourt (1989)	210	0,25	52,500	43,584	0,38	80,373	66,663
Hara [et al.] (1971)	253,950	0,25	63,488	52,682	0,37	95,015	78,787
Média de c_u	168,413	0,25	42,103	34,976	0,40	66,790	55,417

Tabela 5.24 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 3

Fig. 5.9 - Sowa (1970)					Tabela 5.14 - Coduto (2001)		
Zona 3	c_u (kPa)	c_a/c_u	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)	α	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)
Stroud (1974)	252	0,25	63,000	52,278	0,37	94,360	78,245
Kulhawy e Mayne (1990)	335,16	0,25	83,790	69,493	0,37	122,498	101,542
Décourt (1989)	588	0,25	147,000	121,830	0,36	209,505	173,585
Hara [et al.] (1971)	532,970	0,25	133,243	110,439	0,36	190,470	157,823
Média de c_u	427,033	0,25	106,758	88,510	0,36	153,951	127,586

Tal como se esperava, é na zona 3 que as capacidades resistentes ao arranque são mais elevadas e é na zona 1 que essas capacidades são mais baixas.

Apresentam-se na Tabela 5.25 os valores mínimo, médio e máximo de Q_{uu} para a metodologia de cálculo com que se obteve o valor mais conservativo de Q_{uu} tendo em conta $c_{uMÉDIO}$, uma vez que será esta a resistência que servirá de termo de comparação com os restantes métodos de cálculo. Para todas as zonas do terreno, a abordagem de cálculo mais conservativa tendo em conta $c_{uMÉDIO}$ foi a formulação de Sowa (1970).

Tabela 5.25 - Capacidades resistentes ao arranque não drenadas entre zonas

Zona	Q_{uu} mínimo (kN)	Q_{uu} máximo (kN)	Q_{uu} (kN) com $c_{uMÉDIO}$
1	8,684	28,161	17,884
2	29,848	52,682	34,976
3	52,278	121,830	88,510
Terreno Total	8,684	28,161	17,884

Por observação da Tabela 5.25, e considerando a mesma zona do terreno, é possível comprovar a disparidade de valores resistentes obtidos tendo por base as diferentes formulações de cálculo de c_u .

Método β : Abordagem drenada

Simplificando a equação (3.12), a expressão que permite obter o valor da capacidade resistente a ações de arranque de estacas segundo uma análise em tensões efetivas é a seguinte:

$$Q_{uu} = A_s \cdot \sigma'_{v0} \cdot K_0 \tan \phi' + W \quad (5.23)$$

Em 3.3.1.2 o parâmetro β ficou definido da seguinte forma:

$$\beta = K_0 \tan \phi' \quad (5.24)$$

Sendo K_0 igual a:

$$K_0 = (1 - \sin \phi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (5.25)$$

Para se poder calcular a capacidade resistente ao arranque das estacas começou por se definir a consistência do solo em cada zona através da Tabela 5.12. Depois, através da Fig. 5.13, estimou-se o peso volúmico saturado do solo coesivo, γ_{SAT} . Apesar de no momento de execução dos ensaios SPT o nível freático estar abaixo do comprimento enterrado da estaca em quase todas as sondagens (ver Tabela 5.2), em épocas chuvosas ele pode subir até superfície. Assim, será esta a hipótese considerada por ser a mais gravosa. Os valores de σ'_{v0} foram calculados com os valores de γ' ($\gamma_{AGUA} = 9,8 kN/m^3$) determinados e assumindo uma profundidade de metade da profundidade das estacas: $1,8/2 = 0,9 m$.

Tendo em conta a classificação apresentada na Tabela 5.26 e considerando que um solo coesivo com $(N_{60})_k = 2$ corresponde a um solo normalmente consolidado, e admitindo que para $(N_{60})_k = 20$ e para $(N_{60})_k = 56$ o solo é ligeiramente e medianamente sobreconsolidado, respetivamente, estimaram-se os valores de OCR para cada zona.

Posteriormente, tal como referido no ponto 5.4.1, considerou-se o ângulo de atrito a volume constante, ϕ'_{cv} (característico de solos normalmente consolidados). Para se poder usar o ábaco da Fig. 5.12 usaram-se os valores médios do índice de plasticidade, I_p , definidos na Tabela 5.15 e na Tabela 5.16. Os valores de K_0 e de β foram calculados através das equações (5.24) e (5.25), em função dos valores estimados de OCR e ϕ' .

Na Tabela 5.27 apresentam-se os valores dos parâmetros referidos, bem como os valores da capacidade resistente ao arranque obtidos, Q_{uu} .

Tipo de solo	Descrição do solo		Intervalo de valores do peso volumico	
			Seco (kN/m ³)	Saturado (kN/m ³)
Areia e cascalho	muito solto		14	17
	solto		15	18
	médio		17	20
	denso		19	21
	muito denso		21	22
Areia	solta	uniformemente graduada	14	17
		bem graduada	16	19
	densa	uniformemente graduada	18	20
		bem graduada	19	21
Solo argiloso	mole - orgânico		8	14
	mole - não orgânico		12	16
	rijo		16	18
	duro		18	20

Fig. 5.13 - Pesos volúmicos em função do tipo de solo (Look, 2007 referenciado por Vieira, 2013)

Tabela 5.26 - Classificação de solos argilosos quanto ao grau de sobreconsolidação (Matos Fernandes, 2011b)

Classificação	OCR
Normalmente consolidada	≈1
Ligeiramente sobreconsolidada	1 a 2
Medianamente sobreconsolidada	2 a 5
Fortemente sobreconsolidada	>5

Tabela 5.27 - Cálculo da capacidade resistente ao arranque

Zonas	$(N_{60})_k$	Consistência	γ_{SAT} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	σ'_{v0} (kPa)
1	2	Muito mole	14	4,2	3,78
2	20	Rija	18	8,2	7,38
3	56	Muito rija	20	10,2	9,18
Terreno Total	2	Muito mole	14	4,2	3,78

Zonas	OCR $\approx$		I_P	ϕ'_{cv} (°)	K0	β	Q_{uu} (kN)
1	NC	1	45,5	26,2	0,558	0,275	0,975
2	Ligeiramente SC	2	91,5	22,1	0,882	0,358	2,303
3	Medianamente SC	3	91,5	22,1	1,080	0,439	3,449
Terreno Total	NC	1	56,6	24,9	0,579	0,269	0,956

Tal como aconteceu no método α , também no método β a capacidade resistente ao arranque é máxima na zona 3. Neste caso a capacidade resistente mínima é obtida caso consideremos a análise do terreno sem zonamento.

Considera-se que a situação de arranque de uma estaca instalada num solo coesivo se pode assemelhar, teoricamente, a uma escavação em argila.

Segundo Matos Fernandes (2011b), uma escavação é responsável, em simultâneo, pela diminuição da tensão média e por um aumento da tensão de corte. Pode compreender-se que o decréscimo da tensão média vai gerar excessos de pressão neutra negativos. Concluída a escavação, iniciar-se-á o processo de dissipação dos excessos de pressão neutra. Em comparação com o momento seguinte ao fim da escavação, os excessos de pressão neutra negativos irão diminuir, diminuindo assim a tensão efetiva, logo o mesmo vai acontecer à resistência ao corte e ao coeficiente de segurança.

Assim, pode-se concluir que a análise de arranque de uma estaca em argila, tal como numa escavação, deverá ser feita em tensões efetivas, pois é a longo prazo que a sua capacidade resistente é menor. É possível comprovar esta afirmação por observação da Tabela 5.28, onde se define a resistência ao arranque final da estaca.

Tabela 5.28 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque calculadas com os métodos α e β (método clássico)

Zona	Q_{uu} (kN) - Método α	Q_{uu} (kN) - Método β	Q_{uu} Final (kN)
1	17,884	0,975	0,975
2	34,976	2,303	2,303
3	88,510	3,449	3,449
Terreno Total	17,884	0,956	0,956

5.4.2.2. Método Empírico de Meyerhof e Adams (1968)

Abordagem não drenada

Para o cálculo da resistência ao arranque da estaca através deste método ter-se-á em conta apenas a equação (3.19) pois a base da estaca não é alargada. Como a estaca em causa corresponde a uma estaca metálica com secção transversal em C (secção transversal oca), o peso de solo levantado no arranque da estaca, W_s , é desprezável. Assim, Q_{uu} , define-se por:

$$Q_{uu} = k \cdot \alpha c_u A_s + W \quad (5.26)$$

Para se poder escolher qual o valor k da Tabela 3.1 a usar no cálculo da equação (5.26) procedeu-se, mais uma vez, à análise da relação entre $(N_{60})_k$ e a consistência da argila de Clayton [et al.] (1995) apresentada na Tabela 5.12. Assim, os valores de k a considerar para cada zona são os apresentados na Tabela 5.29.

Tabela 5.29 - Valores de k estimados

Zona	$(N_{60})_k$	Consistência	k
1	2	Muito mole	1,25
2	20	Rija	0,6
3	56	Muito rija	0,5
Terreno Total	2	Muito mole	1,25

Os valores de $\alpha = c_a/c_u$ foram estimados da mesma forma que no ponto 5.4.2.1, através dos valores de c_u de cada uma das abordagens apresentadas na Tabela 5.13 e tendo em conta a formulação de Sowa (1970) e de Coduto (2001).

Os parâmetros de cálculo apresentados na Tabela 5.18 mantêm-se. Assim, obtiveram-se os seguintes resultados da resistência ao arranque das estacas em função de c_u e tendo em conta as formulações da Tabela 5.13, bem como o seu valor médio:

Tabela 5.30 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de c_a/c_u apresentados na Fig. 5.9

Zona	$(N_{60})_k$	c_a/c_u estimado	Q_{uu} (kN)
1	2	0,99	$1,025c_u + 0,144$ (5.27)
2	20	0,30	$0,149c_u + 0,144$ (5.28)
3	56	0,25	$0,104c_u + 0,144$ (5.29)
Terreno Total	2	0,99	$1,025c_u + 0,144$ (5.30)

Tabela 5.31 - Resistências ao arranque da estaca em função da resistência não drenada, c_u tendo em conta os valores de α apresentados na Tabela 5.14

Zona	$(N_{60})_k$	α estimado	Q_{uu} (kN)
1	2	0,923	$0,955c_u + 0,144$ (5.31)
2	20	0,416	$0,207c_u + 0,144$ (5.32)
3	56	0,363	$0,150c_u + 0,144$ (5.33)
Terreno Total	2	0,923	$0,955c_u + 0,144$ (5.34)

Tabela 5.32 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 1

Fig. 5.9 - Sowa (1970)					Tabela 5.14 - Coduto (2001)		
Zona 1	c_u (kPa)	c_a/c_u	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)	α	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)
Stroud (1974)	9	1,15	10,350	10,827	1,00	9,000	9,429
Kulhawy e Mayne (1990)	11,97	1,10	13,167	13,742	1,00	11,970	12,503
Décourt (1989)	21	1,00	21,000	21,849	1,00	21,000	21,849
Hara [et al.] (1971)	48,389	0,70	33,872	35,172	0,69	33,517	34,804
Média de c_u	22,590	0,95	21,460	22,326	1,00	22,590	23,495

Tabela 5.33 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 2

Fig. 5.9 - Sowa (1970)					Tabela 5.14 - Coduto (2001)		
Zona 2	c_u (kPa)	c_a/c_u	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)	α	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)
Stroud (1974)	90	0,40	36,000	17,999	0,48	42,926	21,440
Kulhawy e Mayne (1990)	119,7	0,30	35,910	17,840	0,43	51,524	25,597
Décourt (1989)	210	0,25	52,500	26,082	0,38	80,373	39,929
Hara [et al.] (1971)	253,950	0,25	63,488	31,541	0,37	95,015	47,203
Média de c_u	168,413	0,25	42,103	20,917	0,40	66,790	33,181

Tabela 5.34 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 3

Fig. 5.9 - Sowa (1970)					Tabela 5.14 - Coduto (2001)		
Zona 3	c_u (kPa)	c_a/c_u	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)	α	c_a (kPa)	Q_{uu} (kN)
Stroud (1974)	252	0,25	63,000	26,196	0,37	94,360	39,180
Kulhawy e Mayne (1990)	335,16	0,25	83,790	34,689	0,37	122,498	50,714
Décourt (1989)	588	0,25	147,000	60,858	0,36	209,505	86,735
Hara [et al.] (1971)	532,970	0,25	133,243	55,162	0,36	190,470	78,855
Média de c_u	427,033	0,25	106,758	44,198	0,36	153,951	63,736

Como seria de esperar, a capacidade resistente ao arranque é maior na zona 3 do que nas restantes zonas, uma vez que é esta zona que apresenta maior $(N_{60})_k$. É de notar a similaridade entre os valores de Q_{uu} para as zonas 1 e 2, apesar dos respetivos valores de $(N_{60})_k$ serem muito diferentes (2 e 20, respetivamente). Pela formulação de Hara [et. al] (1971) e da média das formulações consideradas, a capacidade resistente ao arranque chega a ser maior na zona 1 do que na zona 2 para a formulação de Sowa (1970). Tal deve-se à consideração de um fator k superior a 1 para argilas moles (zona 1) e inferior a 1 para argilas rijas a duras (zona 2).

No seguimento do que já foi referido, por observação das tabelas acima apresentadas, pode-se ainda constatar que quanto menor a consistência do solo, logo quanto menor $(N_{60})_k$, maiores os valores de k presentes na Tabela 3.1. Assim, verifica-se que para argilas moles o valor de Q_{uu} aumenta ou mantém em relação ao seu valor calculado através do método α clássico (pois $k \geq 1$), enquanto que para argilas com maior consistência o valor de Q_{uu} é sempre menor que o correspondente ao método clássico (pois $k < 1$).

"Os baixos valores de k nas argilas mais duras são parcialmente atribuídos por Meyerhof e Adams (1968) à influência das fissuras de tração, decorrentes da rotura por tração prematura da argila." (Poulos e Davis, 1980)

Apresentam-se na Tabela 5.35 os valores mínimo, médio e máximo de Q_{uu} .

Tabela 5.35 - Comparação das resistências ao arranque não drenadas para cada zona

Zona	Q_{uu} mínimo (kN)	Q_{uu} máximo (kN)	Q_{uu} (kN) com $c_{uMÉDIO}$
1	10,827	35,172	22,326
2	17,840	31,541	20,917
3	26,196	60,858	44,198
Terreno Total	10,827	35,172	22,326

Também aqui é evidente a diferença entre os valores das resistências ao arranque obtidos tendo em conta as diferentes formulações de cálculo de c_u , para a mesma zona do terreno.

Abordagem Drenada

Tal como referido no ponto 3.4.1.2, a capacidade resistente ao arranque a longo prazo de uma estaca é calculada através do método de Meyerhof e Adams (1968) de modos diferentes dependendo se nos encontramos na situação de pequenas ou grandes profundidades. Assim sendo, as expressões que se terão em conta para o cálculo de Q_{uu} são as que se apresentam a seguir.

Para pequenas profundidades ($L < B$):

$$Q_{uu} = \pi cBL + s \frac{\pi}{2} \gamma BL^2 K_u \tan \phi + W \quad (5.35)$$

Para grandes profundidades ($L > H$):

$$Q_{uu} = \pi cBH + s \frac{\pi}{2} \gamma B(2L - H)HK_u \tan \phi + W \quad (5.36)$$

Estando as variáveis L , H e B representadas na Fig. 3.6.

Uma vez que Meyerhof e Adams (1968) formularam este método empírico com base em testes modelo com placas circulares ancoradas, calculou-se o valor de B igualando o perímetro da uma circunferência ao perímetro mobilizado pelas estacas metálicas com secção transversal em C (0,46m). Assim, obteve-se o seguinte:

$$P = \pi B = 0,46m \rightarrow B = \frac{0,46}{\pi} = 0,146m \quad (5.37)$$

Em seguida, usando os valores de γ' e ϕ'_{cv} determinados para o método clássico β calculou-se a razão H/B por observação da Tabela 3.2, para se poder calcular depois o valor de H . No cálculo de Q_{uu} considerou-se a coesão nula uma vez que, tal como referido em 3.2.1, a coesão só deve ser considerada em casos de solos muito específicos. Além disso, esta assunção está pelo lado da segurança.

Para todas as zonas estudadas o valor de L é sempre maior que H e que B . Pode-se dizer então que estamos no caso de grandes profundidades (equação 5.36). Os resultados de Q_{uu} apresentam-se na Tabela 5.36.

Considerou-se para s o valor de $s_{m\acute{a}x}$ (pois estamos no caso de grandes profundidades) presente na Tabela 3.2 em função de ϕ' , e os valores de K_u foram estimados, também em função de ϕ' , por observação da Fig. 3.7.

Tabela 5.36 - Cálculo da capacidade resistente ao arranque

Zonas	$(N_{60})_k$	Consistência	γ_{SAT} (kN/m ³)	γ' (kN/m ³)	ϕ'_{cv} (°)
1	2	Muito mole	14	4,2	26,2
2	20	Rija	18	8,2	22,1
3	56	Muito rija	20	10,2	22,1
Terreno Total	2	Muito mole	14	4,2	24,9

Zonas	H/B	H (m)	c (kPa)	$s_{m\acute{a}x}$	K_u	Q_{uu} (kN)
1	3,24	0,474	0	1,372	0,88	0,965
2	2,71	0,397	0	1,196	0,86	1,116
3	2,71	0,397	0	1,196	0,86	1,360
Terreno Total	2,99	0,438	0	1,296	0,875	0,818

Tal como acontece com o método clássico, é na análise drenada que as resistências ao arranque são menores. A explicação para este facto é a mesma que a apresentada em 5.4.2.1.

Na Tabela 5.37 apresentam-se as capacidades resistentes ao arranque finais para cada zona e para o terreno total analisado sem zonamento.

Tabela 5.37 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque calculadas com as abordagens não drenada e drenada do método de Meyerhof e Adams (1968)

Zona	Q_{uu} (kN) - Não drenada	Q_{uu} (kN) - Drenada	Q_{uu} Final (kN)
1	22,326	0,965	0,965
2	20,917	1,116	1,116
3	44,198	1,360	1,360
Terreno Total	22,326	0,818	0,818

5.4.2.3. Método Empírico de Bustamante & Gianeselli (1983)

O método de Bustamante e Gianeselli permite calcular as capacidades resistentes de estacas tendo por base ensaios CPT e PMT, como se viu em 3.5. Contudo, é possível através da régua apresentada na Fig. 3.9, converter os números de pancadas obtidos em ensaios SPT em valores de q_c (resistência de ponta) correspondentes ao ensaio CPT, procedendo-se em seguida ao cálculo das capacidades resistentes das estacas como se existissem resultados de um ensaio CPT. Neste ponto, foi este o procedimento usado.

Para a obtenção da resistência ao arranque segundo este método teve-se em conta os valores β e $q_{sm\acute{a}x}$ correspondentes à Categoria II-B, presentes em Bustamante e Gianeselli (1983), que correspondem a estacas metálicas cravadas (do francês - *pieux métalliques battus*), uma vez que no documento mais recente de Bustamante e Frank (1999) não é feita referência aos valores destes parâmetros para o tipo de estacas e de instalação utilizados no caso em estudo. Os valores de β e $q_{sm\acute{a}x}$ usados apresentam-se na Fig. 5.14 em função do tipo de solo, que depende do valor de q_c (ver Quadro 3.2) que, por sua vez, depende do valor de $(N_{60})_k$.

- *Catégorie I A :*
 - pieux forés simples,
 - pieux forés à la boue,
 - pieux forés à la tarière creuse,
 - pieux vissés moulés,
 - micropieux du type I,
 - puits,
 - barrettes.
- *Catégorie I B :*
 - pieux forés tubés (fût béton ou métal),
 - pieux battus moulés.
- *Catégorie II A :*
 - pieux battus préfabriqués,
 - pieux tubulaires précontraints,
 - pieux béton foncés.
- *Catégorie II B :*
 - pieux métalliques battus,
 - pieux métal foncés.
- *Catégorie III A :*
 - pieux battus enrobés,
 - pieux battus pilonnés.
- *Catégorie III B :*
 - pieux injectés sous haute pression de diamètre supérieur à 250 mm,
 - micropieux du type II.

Nature du sol	q_c (10^5 Pa)	Coefficient α				Valeurs maximales de q_r (10^5 Pa)					
		I A	I B	II A	II B	I A	I B	II A	II B	III A	III B
Argile molle et vase	< 10	30	30	30	30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,35	–
Argile moyennement compacte	10	40	80	40	80	(0,8)	(0,8)	(0,8)	0,35	0,8	$\geq 1,20$
	à 50					0,35	0,35	0,35			
Limon et sable lâche	≤ 50	60	150	60	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Argile compacte à raide, Limon compact	> 50	60	120	60	120	(0,8)	(0,8)	(0,8)	0,35	0,8	$\geq 2,0$
						0,35	0,35	0,35			
Craie molle	≤ 50	100	120	100	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Sable et grave moyennement compacts	50	100	200	100	200	(1,2)	(0,8)	(1,2)	0,8	1,20	$\geq 2,0$
	à 120					0,8	0,35	0,8			
Craie altérée à fragmentée	> 50	60	80	60	80	(1,5)	(1,2)	(1,5)	1,20	1,5	$\geq 2,0$
						1,2	0,8	1,2			
Sable et grave compacts à très compacts	> 120	150	300	150	200	(1,5)	(1,2)	(1,5)	1,20	1,5	$\geq 2,0$
						1,2	0,8	1,20			

Fig. 5.14 - Excerto do documento "Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétrömètre statique" de Bustamante e Gianceselli (1983) (os valores de α da figura correspondem aos valores de β referidos no texto)

Em seguida, apresentam-se da Tabela 5.38 à Tabela 5.40 as capacidades resistentes ao arranque do solo tendo por base o método empírico de Bustamante e Gianceselli. Tal como proposto pelos autores (ver equação (3.26)), considerou-se para a resistência ao arranque, Q_{tu} , apenas 70% do valor obtido para a resistência ao longo do fuste da estaca, Q_{su} .

Tabela 5.38 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 1

Zona 1	
$(N_{60})_k$	2
$qc/(N_{60})_k$	0,2
qc (MPa)	0,4
β	30
$q_{s_{m\acute{a}x}}$ (kPa)	15
$q_{si_{cal}}$ (kPa)	13,333
Perímetro (m)	0,46
Lenterrado (m)	1,8
Asi (m ²)	0,828
Q_{su} (kN)	11,040
Q_{tu} (kN)	7,728

Tabela 5.39 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 2

Zona 2	
$(N_{60})_k$	20
$qc/(N_{60})_k$	0,2
qc (MPa)	4
β	80
$q_{s_{m\acute{a}x}}$ (kPa)	35
$q_{si_{cal}}$ (kPa)	35
Perímetro (m)	0,46
Lenterrado (m)	1,8
Asi (m ²)	0,828
Q_{su} (kN)	28,980
Q_{tu} (kN)	20,286

Tabela 5.40 - Capacidades resistentes ao arranque para a Zona 3

Zona 3	
$(N_{60})_k$	56
$qc/(N_{60})_k$	0,2
qc (MPa)	11,2
β	120
$q_{s_{m\acute{a}x}}$ (kPa)	35
$q_{si_{cal}}$ (kPa)	35
Perímetro (m)	0,46
Lenterrado (m)	1,8
Asi (m ²)	0,828
Q_{su} (kN)	28,980
Q_{tu} (kN)	20,286

As zona 2 e 3 são as mais resistentes. Apesar destas zonas terem valores de $(N_{60})_k$ bastante diferentes (20 e 56, respetivamente), elas apresentam o mesmo valor de resistência ao arranque devido ao facto do método em causa limitar a resistência lateral última unitária, q_s , a um valor limite, $q_{s_{m\acute{a}x}}$, (ver equação (3.29)) que no caso das zonas 2 e 3 é o mesmo (35 kPa).

5.4.2.4. Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre métodos

Comparando agora as capacidades resistentes ao arranque finais obtidas pelos métodos Clássico, Meyerhof e Adams (1968) e Bustamante e Ganeselli (1983) apresentadas na Tabela 5.41, pode-se concluir que o último é o que apresenta maiores valores de Q_{uu} . O método de Bustamante e Ganeselli foi pensado para estacas compridas e admite a resistência lateral da estaca constante em profundidade. Como no caso em estudo os comprimentos enterrados das estacas são relativamente pequenos, as capacidades resistentes ao arranque segundo este método virão inflacionadas. Por este facto, talvez se possa afirmar que este método não é adequado para calcular a capacidade resistente ao arranque das fundações das estruturas fotovoltaicas em estudo.

A razão pela qual as cargas de arranque obtidas pelos métodos Clássico e de Meyerhof e Adams (1968) são tão baixas comparadas com as obtidas pelo método de Bustamante & Ganeselli está relacionada com o facto de nos dois primeiros métodos se ter considerado os valores mais conservativos correspondentes à abordagem drenada.

Tendo em conta que a carga de arranque em estado limite último a que as estacas estarão sujeitas neste caso prático é de $1096,19 \text{ kg} = 10,9619 \text{ kN}$ pode-se dizer que, se para o dimensionamento se tivesse em conta apenas os cálculos efetuados tendo por base as abordagens apresentadas no capítulo 3, só seria verificada a segurança ao arranque através do Método de Bustamante & Ganeselli para as zonas 2 e 3.

Tabela 5.41 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre os métodos considerados obtidas com $c_{uMÉDIO}$

Zona	Q_{uu} (kN) Final Clássico	Q_{uu} (kN) Final - Meyerhof e Adams	Q_{uu} Final - Bustamante & Gianeselli (kN)
1	0,975	0,965	7,728
2	2,303	1,116	20,286
3	3,449	1,360	20,286
Terreno Total	0,956	0,818	7,728

5.4.3. RESISTÊNCIA LATERAL

5.4.3.1. Método de Broms

Como o cálculo da capacidade resistente lateral, H_u , de estacas instaladas em solos coesivos pelo método de Broms depende da resistência não drenada do solo, e como c_u é um parâmetro cujo valor depende do ensaio escolhido para o determinar, calculou-se o valor de H_u em função de c_u e em seguida determinaram-se os valores da capacidade resistente lateral tendo em conta as formulações de c_u apresentadas na Tabela 5.13, bem como através do seu valor médio.

Para o cálculo da carga resistente lateral considerou-se a excentricidade, e , igual a 20 cm, valor este estimado tendo por base fotografias da realização dos ensaios de carga. Para o valor de B considerou-se a menor dimensão da secção transversal da estaca.

Uma vez que o comprimento da estaca preconizado foi de apenas 1,8 metros, a fundação corresponde seguramente a uma estaca curta, logo o $M_{Máx}^{Pos}$ é certamente inferior ao momento de cedência da estaca.

Tendo em conta os parâmetros de cálculo apresentados na Tabela 5.42, a capacidade resistente lateral da estaca em função de c_u obteve-se a partir das expressões que se seguem, já apresentadas no ponto 3.7.2.1.

Tabela 5.42 - Parâmetros de cálculo

Parâmetros de Cálculo	
B (m)	0,06
L (m)	1,8
e (m)	0,2

$$f = \frac{H_u}{9c_u B} \quad (5.38)$$

$$M_{Máx} = H_u \cdot (e + 1,5B + 0,5f) \quad (5.39)$$

$$M_{Máx} = 2,25 \cdot c_u \cdot B \cdot g^2 \quad (5.40)$$

$$L = 1,5B + f + g \quad (5.41)$$

Assim, H_u é dada pela seguinte expressão:

$$H_u \approx 0,307c_u \quad (5.42)$$

Os valores de H_u obtidos tendo em conta as várias formulações de c_u consideradas apresentam-se da Tabela 5.43 à Tabela 5.45.

Tabela 5.43 - Capacidades resistentes a cargas horizontais para a Zona 1

Zona 1	c_u (kPa)	H_u (kN)
Stroud (1974)	9	2,764
Kulhawy e Mayne (1990)	11,97	3,676
Décourt (1989)	21	6,449
Hara [et al.] (1971)	48,389	14,861
Média de c_u	22,590	6,938

Tabela 5.44 - Capacidades resistentes a cargas horizontais para a Zona 2

Zona 2	c_u (kPa)	H_u (kN)
Stroud (1974)	90	27,640
Kulhawy e Mayne (1990)	119,7	36,762
Décourt (1989)	210	64,494
Hara [et al.] (1971)	253,950	77,992
Média de c_u	168,413	51,722

Tabela 5.45 - Capacidades resistentes a cargas horizontais para a Zona 3

Zona 3	c_u (kPa)	H_u (kN)
Stroud (1974)	252	77,393
Kulhawy e Mayne (1990)	335,16	102,932
Décourt (1989)	588	180,583
Hara [et al.] (1971)	532,970	163,683
Média de c_u	427,033	131,148

Tal como acontece no cálculo das capacidades resistentes ao arranque, é a zona 3 a mais resistente e a zona 1 a menos resistente. Observando a Tabela 5.46, constata-se a grande disparidade de valores de H_u para a mesma zona, fazendo variar a formulação com que se calcula c_u .

Tabela 5.46 - Comparação das capacidades resistentes entre zonas pelo método de Broms

Zona	H_u mínimo (kN)	H_u máximo (kN)	H_u com $c_{u_{MÉDIO}}$ (kN)
1	2,764	14,861	6,938
2	27,640	64,494	51,722
3	77,393	180,583	131,148
Terreno Total	2,764	14,861	6,938

5.4.3.2. Curvas p-y

Para o cálculo da capacidade resistente lateral de estacas instaladas em solos coesivos através do método das curvas p-y, e para a determinação do deslocamento do solo para o qual se atinge a resistência última, foi necessário definir os parâmetros c_u , ε_{50} e J . Os valores de c_u considerados para cada zona foram os valores médios das resistências não drenadas calculadas através das formulações presentes na Tabela 5.13. Tendo uma ideia do grau de sobreconsolidação do solo argiloso em estudo é possível estimar os valores de ε_{50} a partir da Tabela 3.7 e os valores de J variam de 0,5 a 0,25 de argilas moles para rijas, respetivamente, tal como referido no ponto 3.7.2.2. Os graus de sobreconsolidação e os pesos volúnicos submersos considerados para cada zona foram os definidos anteriormente no ponto 5.4.2.1 (abordagem drenada). Assim, os parâmetros de cálculo usados foram os que se apresentaram na Tabela 5.47.

Tabela 5.47 - Parâmetros de cálculo

Zona	(N ₆₀) _k	Consistência	γ' (kN/m ³)	OCR≈		c _u médio (KPa)	ε ₅₀	J
1	2	Muito mole	4,2	NC	1	22,590	0,02	0,5
2	20	Rija	8,2	Ligeiramente SC	2	168,413	0,005	0,25
3	56	Muito rija	10,2	Medianamente SC	3	427,033	0,004	0,25
Terreno Total	2	Muito mole	4,2	NC	1	22,590	0,02	0,5

Uma vez que a zona 1 apresenta consistência muito mole segundo a classificação de Clayton [et al.] (1995) presente na Tabela 5.12, escolheu-se para o cálculo das capacidades resistentes laterais a formulação para argilas moles apresentada no Capítulo 3.

Como referido, Matlock (1970) propôs para a resistência última do solo o menor dos valores dados pelas expressões que se seguem:

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma' \cdot z}{c_u} + \frac{J \cdot z}{B} \right] \cdot c_u \cdot B \quad (5.43)$$

e

$$p_u = 9 \cdot c_u \cdot B \quad (5.44)$$

Além disso, como está representado na Fig. 3.32, o autor definiu o deslocamento do solo a partir do qual se atinge a resistência lateral última através da expressão:

$$8y_{50} = 8 \cdot 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot B \quad (5.45)$$

Os valores de p_u que se retiram das expressões (5.43) e (5.44) estão em kN por metro de profundidade. Tendo-se definido as molas que representam o comportamento do terreno de 0,1 em 0,1 metros, basta multiplicar os valores de p_u por 0,1 e somá-los até à profundidade de 1,8m (comprimento enterado da estaca) para se obter a resistência lateral total da estaca a ações horizontais.

Uma vez que a ação do vento sobre as estruturas fotovoltaicas em estudo pode ser entendida como uma ação cíclica, determinaram-se os valores resistentes para a zona 1 supondo uma solicitação cíclica através do modo descrito no ponto 3.7.2.2.

Desse modo, os valores resistentes obtidos para a zona 1 apresentam-se na Tabela 5.48.

Tabela 5.48 - Capacidade lateral resistente para a Zona 1

Zona	z (m)	B (m)	pu _{Estático} (kN/m de prof.)	pu _{Estático} (kN)	8y ₅₀ (m)	z _r (m)	pu _{Cíclico} (kN)
1	0,1	0,06	5,221	0,522	0,024	0,704	0,053
	0,2		6,376	0,638			0,130
	0,3		7,530	0,753			0,231
	0,4		8,685	0,868			0,355
	0,5		9,840	0,984			0,503
	0,6		10,994	1,099			0,674
	0,7		12,149	1,215			0,869
	0,8		12,199	1,220			0,878
	0,9		12,199	1,220			0,878
	1		12,199	1,220			0,878
	1,1		12,199	1,220			0,878
	1,2		12,199	1,220			0,878
	1,3		12,199	1,220			0,878
	1,4		12,199	1,220			0,878
	1,5		12,199	1,220			0,878
	1,6		12,199	1,220			0,878
	1,7		12,199	1,220			0,878
	1,8		12,199	1,220			0,878
pu _{TOTAL} (kN)			19,498				12,478

Tal como se esperava, a capacidade resistente lateral das estacas é menor para cargas cíclicas do que para estacas aplicadas estaticamente.

Para as zonas 2 e 3, tendo em conta o grau de sobreconsolidação estimado, usou-se a formulação das curvas p-y para argilas rijas. Também aqui a capacidade resistente lateral é obtida, segundo Reese e Welch (1975) pelo menor dos valores fornecido pelas equações (5.43) e (5.44).

Neste casos, o deslocamento do solo argiloso para o qual se atinge a resistência lateral última é dado por:

$$16y_{50} = 16 \cdot 2,5 \cdot \varepsilon_{50} \cdot B \quad (5.46)$$

Os resultados de p_u apresentam-se na Tabela 5.49 e na Tabela 5.50.

Tabela 5.49 - Capacidade lateral resistente para a Zona 2

Zona	z (m)	B (m)	puEstático (kN/m de prof.)	puEstático (kN)	16y50 (m)
2	0,1	0,06	34,574	3,457	0,012
	0,2		38,833	3,883	
	0,3		43,093	4,309	
	0,4		47,352	4,735	
	0,5		51,612	5,161	
	0,6		55,871	5,587	
	0,7		60,131	6,013	
	0,8		64,390	6,439	
	0,9		68,650	6,865	
	1		72,909	7,291	
	1,1		77,169	7,717	
	1,2		81,428	8,143	
	1,3		85,688	8,569	
	1,4		89,947	8,995	
	1,5		90,943	9,094	
	1,6		90,943	9,094	
	1,7		90,943	9,094	
	1,8		90,943	9,094	
			puTOTAL (kN)	123,542	

Tabela 5.50 - Capacidade lateral resistente para a Zona 3

Zona	z (m)	B (m)	puEstático (kN/m de prof.)	puEstático (kN)	16y50 (m)
3	0,1	0,06	87,603	8,760	0,010
	0,2		98,340	9,834	
	0,3		109,077	10,908	
	0,4		119,814	11,981	
	0,5		130,551	13,055	
	0,6		141,288	14,129	
	0,7		152,025	15,202	
	0,8		162,762	16,276	
	0,9		173,499	17,350	
	1		184,236	18,424	
	1,1		194,973	19,497	
	1,2		205,710	20,571	
	1,3		216,447	21,645	
	1,4		227,184	22,718	
	1,5		230,598	23,060	
	1,6		230,598	23,060	
	1,7		230,598	23,060	
	1,8		230,598	23,060	
puTOTAL (kN)			312,590		

A formulação de Reese e Welch (1975) para a consideração de cargas cíclicas foi apresentada no ponto 3.7.2.2 e pressupõe a definição do número de vezes, N , que a carga inicial é aplicada. Tal como acontece para a zona 1, certamente que os valores de p_u para ações cíclicas iriam diminuir em relação aos das ações estáticas.

5.4.3.3. Comparação das capacidades resistentes a cargas laterais entre métodos

Por análise da Tabela 5.51, pode-se contatar que o método de Broms é o mais conservativo no que toca à determinação da resistência lateral do solo. Desse modo, tal como foi referido em 3.7.2.1, o método de Broms é fortemente aconselhado para determinar a resistência de estacas solicitadas horizontalmente em solos homogêneos coesivos.

Como na realidade as estacas estarão sujeitas a cargas horizontais de $614,89 \text{ kg} = 6,149 \text{ kN}$, verifica-se que, se para o dimensionamento se tivesse tido em conta as abordagens apresentadas no capítulo 3, a segurança era verificada para qualquer uma delas, com ou sem zonamento do terreno.

Tabela 5.51 - Comparação das capacidades resistentes laterais entre os métodos considerados

Zona	H_u (kN) - Broms	$p_{u\text{Estático}}$ (kN) - Curvas p-y
1	6,938	19,498
2	51,722	123,542
3	131,148	352,590
Terreno Total	6,938	19,468

NOTA: Na realidade, as ações do vento (ações predominantes sobre as estruturas fotovoltaicas em estudo) existem em todas as direções. Se, para efeitos de cálculo, se considerar que a maior ação lateral atua sobre a menor secção transversal da estaca (0,06m), a capacidade resistente do terreno a ações laterais será a menor possível. Caso se considere que a ação do vento mais elevada atua sobre a maior dimensão da estaca (0,17m), a capacidade resistente do terreno será maior, mas a resistência da própria estaca é mais baixa, uma vez que a sua inércia em relação ao eixo paralelo à maior dimensão é menor do que a inércia em relação ao eixo perpendicular a este, podendo a resistência da própria estaca metálica condicionar o funcionamento da fundação.

Assim sendo, todos os cálculos das capacidades resistentes laterais das estacas foram efetuados com a dimensão B igual à menor dimensão da estaca (0,06m), obtendo-se os valores de H_u (método de Broms) e p_u (método das curvas p-y) mais conservativos.

5.5. CONCLUSÃO

Tendo em conta a disparidade de valores obtidos para c_u através das formulações apresentadas na Tabela 5.13, conclui-se que não faria sentido a escolha de uma só abordagem para a estimativa desta grandeza. Este problema pode ser facilmente contornado através da incursão, no estudo geológico-geotécnico prévio, de ensaios de caracterização do terreno que permitam determinar as características resistentes do mesmo (c_u e ϕ'), tal como se propõe no capítulo 4.

Neste capítulo percebeu-se que, aos problemas de caracterização do solo, há que adicionar as incertezas nos métodos de cálculos utilizados. Estas incertezas referem-se a problemas de definição de parâmetros geotécnicos e ainda a dúvidas quanto ao campo de aplicação das metodologias de cálculo em análise. Observando a Tabela 5.41 pode-se constatar que, em certas zonas, se obteve no método de Bustamante e Gianeselli resistências dez a vinte vezes superiores às obtidas pelos métodos clássico e de Meyerhof e Adams (1968).

A esta problemática está ainda associada a incerteza quanto ao tipo de comportamento que o solo argiloso em estudo terá no arranque. Os ensaios de carga em estacas experimentais pressupõem um carregamento relativamente rápido que nem sempre permitirá a dissipação dos excessos de pressão neutra gerados durante o carregamento. Assim, estaremos perante ensaios parcialmente drenados (ou parcialmente não drenados). Também o arranque das fundações do terreno por ação do vento ocorrerá em condições parcialmente drenadas. Propõem-se então, em casos de estudo de solos coesivos, a execução de ensaios de carga que permitam concluir qual o comportamento dominante das fundações destas estruturas. Isto porque, na Tabela 5.41, a grande disparidade de valores entre métodos de cálculo deve-se também ao facto de nos métodos clássico e de Meyerhof e Adams (1968) se ter considerado as resistências obtidas para a abordagem drenada (mais conservativas). Esta é também a razão pela qual

as cargas de tração de projeto são superiores às resistências obtidas para o arranque nos métodos referidos.

Por observação da Tabela 5.51 também se pode constatar que as resistências laterais obtidas pelo método das curvas p-y correspondem sensivelmente ao dobro das correspondentes ao método de Broms, remetendo novamente para as incertezas quanto à determinação dos parâmetros geotécnicos envolvidos no cálculo, bem como ao âmbito de aplicação dos métodos.

Analisando os resultados obtidos para as resistências pode-se ainda constatar que, caso não tivesse sido executado o zonamento, a análise do terreno como um todo iria dar origem a capacidades resistentes ao arranque e a cargas laterais mais baixas do que procedendo ao zonamento. Uma vez que as cargas a que as estruturas estarão sujeitas (compostas maioritariamente pela ação do vento) serão as mesmas em todo o terreno não faz sentido que, tendo em conta o zonamento efetuado, existam resistências diferentes consoante a zona. Assim sendo, faz mais sentido que a secção transversal da estaca e/ou o seu comprimento enterrado sejam adaptados a cada zona, tornando-se a secção e o comprimento menores nas zonas mais resistentes e maiores nas zonas menos resistentes. Dessa forma, parece claro que o binómio secção transversal/comprimento da estaca seria mais reduzido nas zonas 2 e 3, em comparação com a zona 1.

Assim, considera-se ter elevada vantagem económica o dimensionamento das fundações das estruturas fotovoltaicas tendo por base o zonamento do terreno. Contudo, o grande entrave a este procedimento é, como já foi referido, a dificuldade em identificar no terreno real as zonas definidas no estudo e ainda, o facto da definição de comprimentos enterrados diferentes para zonas diferentes do terreno implicar um cuidado muito maior na instalação das estacas.

Apesar de existir informação acerca de ensaios de penetração antes dos 1,8m de profundidade (ver Tabela 5.2), importa referir que alguns dos ensaios SPT realizados atingiram profundidades desnecessárias, tendo em conta a profundidade enterrada esperada para a estaca. O mesmo número de ensaios SPT efetuados apenas até 3m de profundidade permitiria a recolha de informação suficiente para se obter resultados com o mesmo grau de confiança.

Por fim, considera-se que a medição dos deslocamentos verticais e horizontais obtidos nos ensaios de carga em estacas experimentais, sujeitas às cargas de projeto em estado limite último, é decisivo para confirmar se o comprimento enterrado definido é suficiente para permitir um funcionamento adequado das estruturas fotovoltaicas. Além disso, considera-se que seria relevante a mediação das cargas laterais e de arranque para as quais se atingem os deslocamentos máximos estipulados no Eurocódigo 7 apresentados em 5.1.1.1 (que traduzem a rotura do terreno). Assim, seria possível comparar essas cargas com as resistências obtidas neste capítulo. Para tal seria ainda necessário ter informação acerca da localização dos ensaios de carga, para que se pudesse atribuir a cada local um determinado número de pancadas dos ensaios de penetração.

6

APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DE FUNDAÇÕES INDIRETAS A UM CASO PRÁTICO DE SOLOS NÃO COESIVOS

6.1. APRESENTAÇÃO DO CASO DE ESTUDO

Neste capítulo serão efetuadas comparações dos valores das resistências ao arranque e a ações laterais obtidas através das várias metodologias de cálculo apresentadas no capítulo 3, tendo por base um relatório geológico-geotécnico gentilmente fornecido por uma das empresas consultadas. O estudo refere-se a um terreno no Seixal, em Portugal, cujo destino é a construção de um parque solar.

Tal como no capítulo 5, houve possibilidade de aceder à solução preconizada pela equipa projetista. Assim sendo, usar-se-ão as dimensões definidas para as estacas para se estimar as resistências do terreno.

6.1.1. BREVE APRESENTAÇÃO DA SOLUÇÃO PRECONIZADA

Tal como no capítulo 5, a solução escolhida pela equipa projetista para as fundações dos painéis fotovoltaicos consistiu em estacas metálicas cravadas no solo com secção transversal em C (ver Fig. 2.2). Os perfis metálicos têm as mesmas dimensões em milímetros: C170x60x18x2,5; as características do aço também são as mesmas; e o comprimento enterrado das estacas metálicas definido em projeto é de 1,7m. O modelo estrutural adotado pela equipa projetista está representado na Fig. 5.1.

6.1.2. CARGAS DE PROJETO

As cargas laterais e de arranque de projeto definidas pela equipa projetista apresentam-se na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Reações de apoio

	Estado limite último		Estado limite de serviço	
	Tração	Força horizontal	Tração	Força horizontal
Força (kg)	1389	720	1183	624

6.1.1.1. Limite de deslocamentos por forma a verificar a segurança das fundações das estruturas fotovoltaicas

Foram ensaiadas estacas experimentais e o procedimento usado para verificar a sua segurança tendo por base as ações de projeto em estado limite último e de serviço, atuando vertical e horizontalmente sobre a estrutura, foi o apresentado no ponto 5.1.1.1.

Deslocamentos verticais

Uma vez que a secção transversal é a mesma adotada para o caso do parque solar do capítulo 5, o deslocamento vertical máximo corresponde também a 17mm.

No ensaio de arranque (ver Fig. 5.2), a estaca experimental foi submetida a um ciclo de carga-descarga cuja carga máxima correspondeu a 150% da carga de tração máxima de projeto em estado limite último: 2084 kg = 20,84 kN, tendo-se obtido um deslocamento vertical máximo de 10mm, que não foi recuperado após a descarga.

Deslocamentos horizontais

Como o comprimento enterrado da estaca é menor neste caso do que no anterior, então o deslocamento horizontal máximo permitido na cabeça da estaca é também menor que o do capítulo 5 e corresponde a 11,4mm:

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{\Delta h}{1700} \right) \leq 0,0067 \rightarrow \Delta h \leq 11,4mm \quad (6.1)$$

No ensaio de carga lateral (ver Fig. 5.4) a estaca experimental foi submetida a um ciclo de carga-descarga cuja carga máxima correspondeu a 100% da carga horizontal máxima de projeto em estado limite de serviço: 624 kg = 6,24 kN, tendo-se obtido um deslocamento horizontal máximo da cabeça da estaca de 5mm, que foi recuperado na totalidade após a descarga; e, uma outra estaca experimental foi submetida a um ciclo de carga-descarga cuja carga máxima correspondeu a 100% da carga horizontal máxima de projeto em estado limite último: 720 kg = 7,2 kN, tendo-se obtido um deslocamento horizontal máximo da cabeça da estaca de 7mm, que não foi recuperado na totalidade após a descarga.

Como o teste de arranque confirmou que o levantamento máximo da cabeça da estaca foi inferior ao limite imposto por Terzaghi ($10mm < 17mm$); os testes de cargas horizontais originaram deslocamentos horizontais da cabeça da estaca inferiores ao deslocamento máximo capaz de induzir um estado limite último ($5mm < 11,4mm$ e $7mm < 11,4mm$); e, além disso, como as deformações induzidas pelas cargas laterais em estado limite de serviço foram totalmente recuperadas, os autores do projeto concluíram que as estacas cuja secção transversal em C têm as dimensões 170x60x18x2,5, com 1,7m de comprimento enterrado, são apropriadas para fundar as estruturas fotovoltaicas em segurança.

6.1.2. CONTEÚDO DO ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO

O local em estudo situa-se no distrito de Setúbal, em terrenos que pertencem a depressões sedimentares aluvionares. A área em estudo encontra-se entre o setor da Cova do Vapor e da Fonte da Telha, que destaca uma secção com 11km² de material não coesivo.

Foram executados oito furos de sondagem (S) e ensaios SPT a cada 1,5m, no total de vinte e cinco. Três dos furos atingiram 10m de profundidade e os restantes atingiram apenas 5m. Com o objetivo de caracterizar os materiais, foram recolhidas duas amostras de solo intactas para caracterização em laboratório e para a execução de testes de identificação. Foram instalados três piezómetros nos furos de 10m de profundidade com o objetivo de medir o nível de água no terreno. Para se determinar o coeficiente de permeabilidade foram executados três testes de permeabilidade (Le Franc) num regime transitório. Foram ainda executados vinte e cinco ensaios DPSH com o propósito de avaliar a capacidade de carga contínua do terreno até uma profundidade máxima de 10m.

Além disso, foram abertos vinte poços de teste (P) por uma retroescavadora até aos 2-3m, que permitiram o registo de características geológicas e geotécnicas nos diferentes níveis atravessados em cada poço. Na maior parte dos poços foram recolhidas amostras remexidas de solo, por forma a serem testadas e a obter-se a sua classificação e parâmetros geotécnicos. Os ensaios de laboratório consistiram na análise granulométrica, na determinação dos limites de Atterberg, teor em água natural e em ensaios de corte direto.

No ensaio SPT, quando o amostrador não conseguiu penetrar 30cm depois de 60 pancadas, foi registada a penetração obtida, considerando que o teste terminou com "nega".

O ensaio DPSH consiste em deixar cair um peso de 63,5kg de uma altura de queda de 75cm, contando-se o número de pancadas necessárias para que o instrumento de ensaio penetre 20cm no terreno. O teste termina quando se atingem 100 pancadas para penetrações inferiores ou iguais a 20cm (Matos Fernandes, 2011b).

6.2. RESULTADOS OBTIDOS NOS ENSAIOS SPT

Os resultados obtidos nos ensaios SPT apresentam-se em seguida na Tabela 6.2.

Tabela 6.2 - Valores de N_{SPT} obtidos em cada furo de sondagem

Furo	Fim da penetração (m)	Nível de água (m)	N_{SPT}	Tipo de Solo
S1	2,00	-	22	AREIA média a grossa
	3,50	-	40	
	5,00	-	60	
S2	2,00	-	26	AREIA média a grossa
	3,50	-	53	AREIA siltosa
	5,00	-	60	
S3	2,00	-	48	AREIA média a grossa
	3,50	-	47	
	5,00	-	46	
S4	2,00	-	25	AREIA fina
	3,50	-	40	
	5,00	-	46	
S5	2,00	-	60	AREIA fina
	3,50	-	60	AREIA fina a média
S6	2,00	-	24	AREIA média a grossa
	3,50	-	33	
	5,00	-	60	
S7	2,00	-	22	AREIA média a grossa
	3,50	-	42	
	5,00	-	52	AREIA fina a média
S8	2,00	-	18	AREIA fina a média
	3,50	-	22	AREIA fina a grossa
	5,00	-	25	
	6,75	-	60	
	8,00	-	45	

Não foi detetada a presença de água em nenhum dos piezómetros instalados até 10m de profundidade. Desse modo, considera-se que no terreno em estudo os níveis de água ocorrem a profundidades superiores a 10m, ou seja, profundidades superiores às profundidades consideradas para as fundações das estruturas fotovoltaicas a instalar.

6.3. ESTUDO ESTATÍSTICO

6.3.1. ENSAIOS SPT

O primeiro registo efetuado dos valores de N_{SPT} terminou aos 2m de profundidade. Assim, este é o único resultado disponível em cada uma das sondagens com relevância para o dimensionamento.

Tabela 6.3 - Valores de N_{SPT} reais a 2m de profundidade

Furo de Sondagem	N_{SPT} Real 2m
S1	22
S2	26
S3	48
S4	25
S5	60
S6	24
S7	22
S8	18

Como referido anteriormente, além de ensaios SPT foram realizados 25 ensaios DPSH. Uma vez que o número de observações do ensaio SPT em uso é muito pequeno (apenas oito) tentou-se relacionar os resultados deste ensaio com os do ensaio DPSH.

6.3.2. ENSAIOS DPSH

Topa Gomes (1998) explicou que um dos processos mais comumente utilizados para interpretação dos resultados dos ensaios DPSH baseia-se no conceito de energia específica por pancada, E , cujo valor é dado pela expressão (6.2), sendo M a massa do pilão, g o valor da aceleração da gravidade, H a altura de queda do pilão e S a área nominal do cone.

$$E = \frac{M \cdot g \cdot H}{S} \quad (6.2)$$

A mesma expressão pode ser utilizada para o cálculo da energia específica por pancada do ensaio SPT, havendo, no entanto, que fazer uma consideração relativa à área S , que poderá assumir dois valores distintos caso se considere toda a área do amostrador (quando este funciona como um bloco), ou caso se considere apenas a área da secção transversal do amostrador.

Caso se considere toda a área do amostrador, e já tendo em consideração o facto de as penetrações nos ensaios DPSH e SPT serem distintas, a relação entre o número de pancadas nos dois ensaios será dada pela expressão (6.3). Caso se considere apenas a área da secção transversal do amostrador a relação será dada pela expressão (6.4) (Topa Gomes, 1998).

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 1,5 \quad (6.3)$$

$$\frac{N_{SPT}}{N_{DPSH}} = 0,8 \quad (6.4)$$

Segundo Topa Gomes (1998), Viana da Fonseca (1993, 1996) salientou que para valores do ensaio SPT reduzidos ($N_{SPT} < 12$), a que correspondem baixos níveis de confinamento e resistências mais baixas, parece razoável a consideração da área da secção transversal do amostrador já que este tende a funcionar como um anel cortante. Nos casos de solos mais confinados o amostrador tende a funcionar como um bloco, parecendo ser mais razoável a consideração da secção total do amostrador. No entanto, segundo o mesmo autor, é vulgar nestas situações que o limite proposto pela expressão (6.4) seja conservativo, verificando-se razões superiores.

Tendo presente que os ensaios DPSH foram realizados na proximidade dos locais onde haviam sido realizados os ensaios SPT, procurou-se encontrar uma relação entre o número de pancadas nos dois tipos de ensaios, pese embora o número restrito de resultados passíveis de serem relacionados.

Na Fig. 6.1 apresenta-se o mapa de prospeções efetuadas no terreno em estudo.

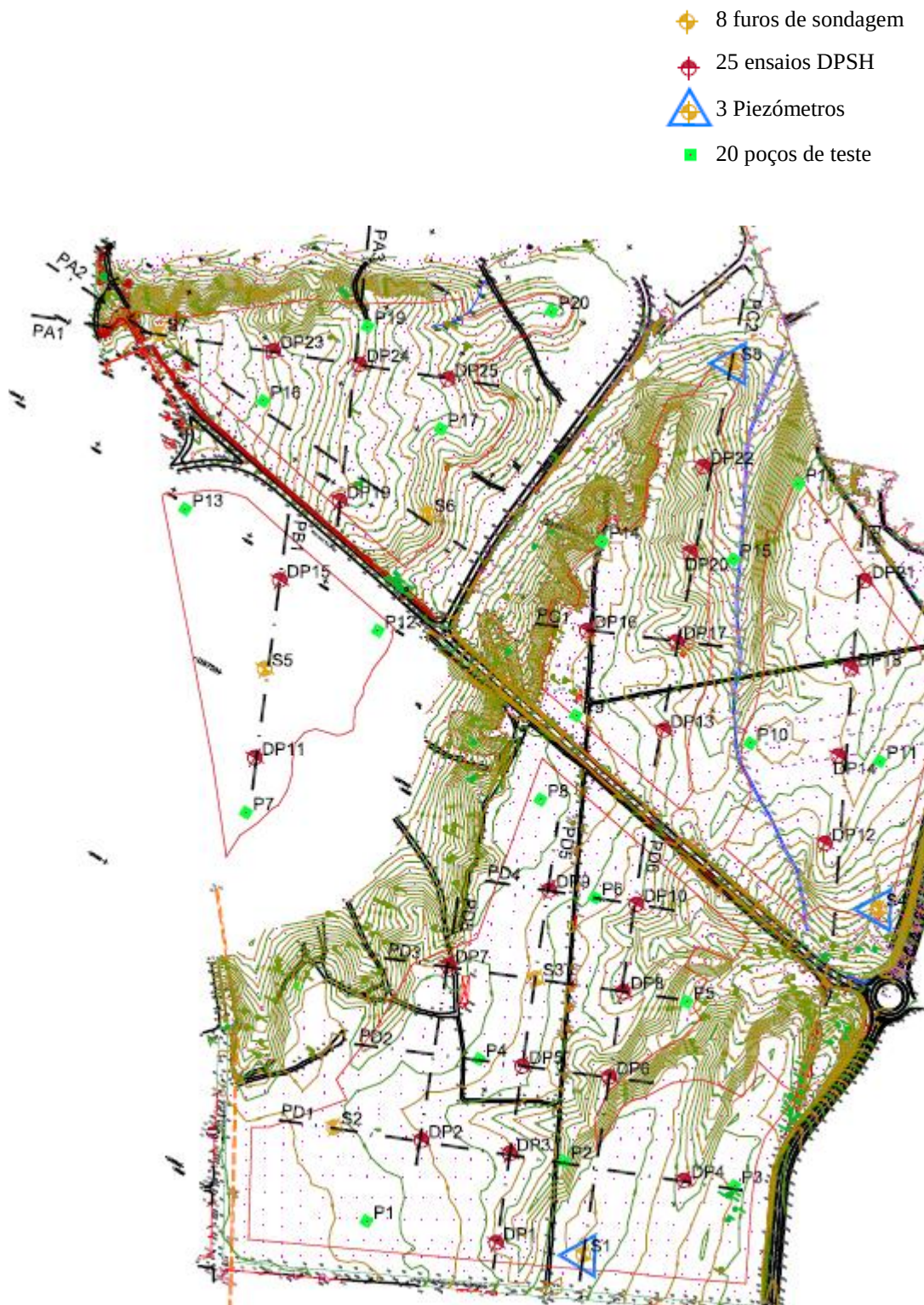


Fig. 6.1 - Mapa de prospeções no terreno em estudo

O gráfico da Fig. 6.2 apresenta os resultados da comparação, bem como os limites teóricos propostos com base nas energias específicas por pancada, considerando a secção transversal ou a área total do amostrador de Terzaghi. Nesse gráfico os pares de valores (N_{SPT} ; N_{SPT}/N_{DPSH}) correspondem a dados de todas as profundidades atingidas nos ensaios.

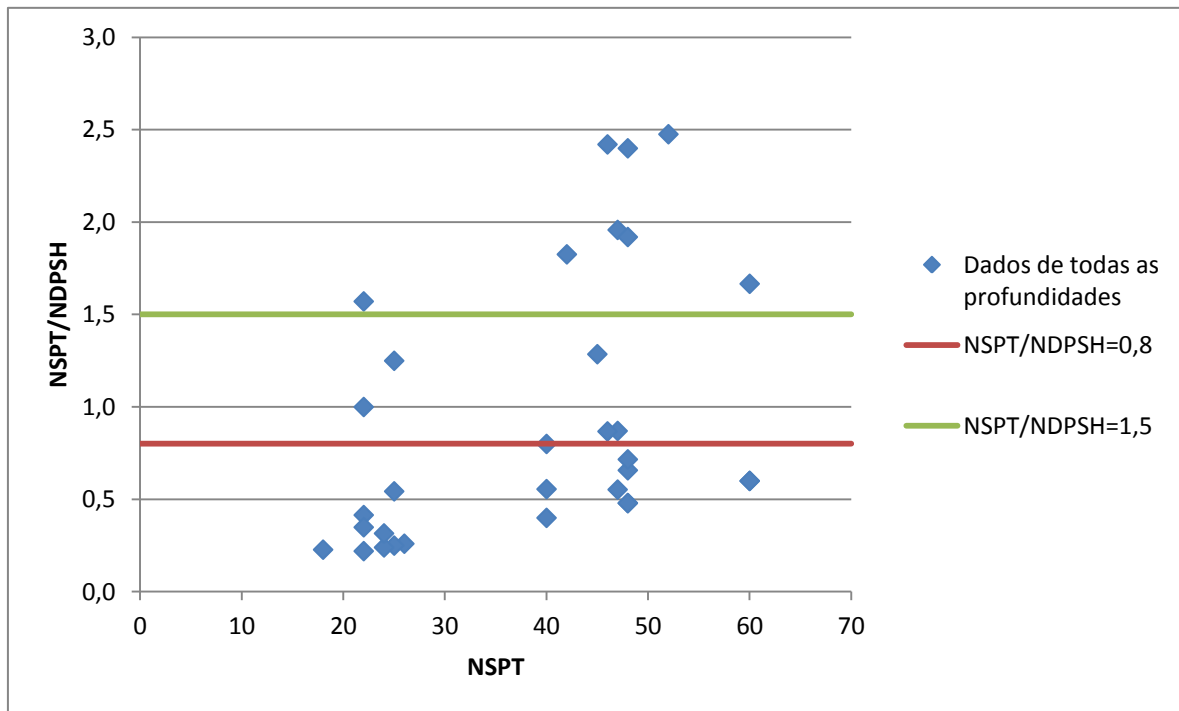


Fig. 6.2 - Relação entre N_{SPT} e N_{SPT}/N_{DPSH} para todas as profundidades

As nuvens de pontos obtidas com os dados de todas as profundidades não são muito claras quanto ao rácio N_{SPT}/N_{DPSH} a considerar. Desse modo, procedeu-se a uma análise do mesmo tipo mas agora separando os dados por profundidades. A profundidade que realmente importa para o estudo é a profundidade de 2m pois é esta a profundidade de realização dos ensaios SPT que interessa para a análise.

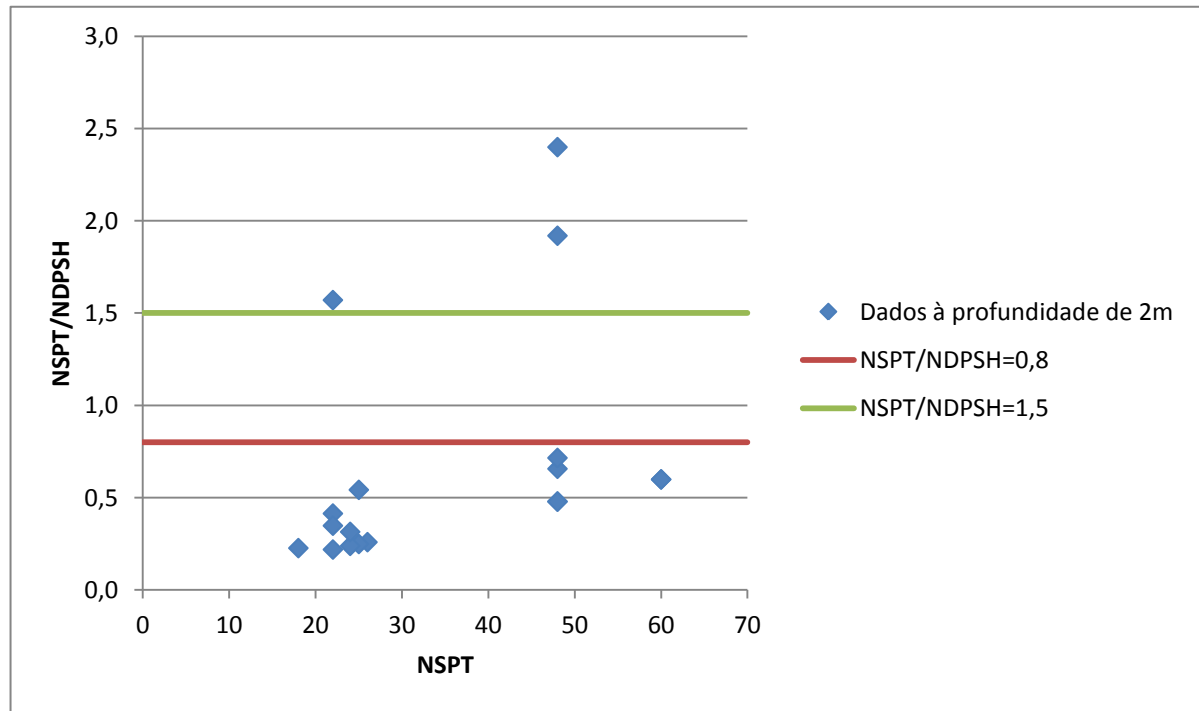


Fig. 6.3 - Relação entre N_{SPT} e N_{SPT}/N_{DPSH} para a profundidade de 2m

Por observação do gráfico da Fig. 6.3 pode-se concluir que a relação N_{SPT}/N_{DPSH} corresponde com elevada probabilidade a 0,8, pois existem 15 pontos abaixo da reta $N_{SPT}/N_{DPSH} = 0,8$ e apenas 3 pontos acima da reta $N_{SPT}/N_{DPSH} = 1,5$.

Assim, à luz do que se verificou, parece razoável a consideração da área da secção transversal do amostrador, o que significa que este tende a funcionar como um anel cortante, revelando que o terreno em estudo tem baixos níveis de confinamento e resistências relativamente baixas.

Em seguida, procedeu-se ao cálculo de N_{SPT} tendo em conta o rácio considerado ($N_{SPT}/N_{DPSH} = 0,8$) e os 25 valores médios de N_{DPSH} até à profundidade de 2m, através da expressão (6.5). No fundo, este cálculo permitirá estimar os valores de N_{SPT} que se teria obtido até à profundidade de 2m caso tivessem sido efetuados ensaios SPT acima dessa profundidade, nos locais em que se efetuaram os ensaios DPSH.

$$N_{SPT} = 0,8 \cdot N_{DPSH} \quad (6.5)$$

Tabela 6.4 - Valores de N_{SPT} médios até 2m de profundidade

	$N_{DPSH\text{Médio}}$ até 2m	$N_{SPT\text{Médio}}$ até 2m
DP1	24	19
DP2	37	30
DP3	29	23
DP4	25	20
DP5	22	17
DP6	43	34
DP7	39	31
DP8	39	31
DP9	11	9
DP10	15	12
DP11	33	26
DP12	33	26
DP13	28	23
DP14	19	15
DP15	45	36
DP16	27	22
DP17	35	28
DP18	19	15
DP19	29	23
DP20	35	28
DP21	23	18
DP22	23	18
DP23	14	11
DP24	24	19
DP25	23	18

O passo seguinte consistiu em aproximar os valores da última coluna da Tabela 6.4 a uma distribuição normal, cujos parâmetros estão resumidos na Tabela 6.5. À semelhança do efetuado no capítulo 5, também aqui o valor característico do número de pancadas será calculado tendo em conta o percentil dos 5%.

Importa referir que, devido ao curto tempo disponível, não se efetuou um estudo dos valores de DPSH médios até várias profundidades. Esta análise permitiria perceber se os valores médios do número de pancadas eram crescentes em profundidade, o que possibilitaria a definição de uma profundidade mínima para as estacas por forma a atingirem uma determinada resistência ao arranque e a cargas laterais.

Tabela 6.5 - Resumo do estudo estatístico efetuado

	Ajuste	Número de dados	μ	σ	Sig	N_{SPT_k} - Percentil dos 5%
Valores de $N_{SPT\text{ Médio}}$ até 2m	Normal	25	22,08	7,234	0,946	10

O valor da significância, Sig , é muito próximo de 1. Assim sendo, pode-se dizer que o conjunto de dados de N_{SPT} segue uma distribuição normal de média igual a 22,08 e desvio-padrão igual a 7,234:

$$X \sim N(\mu; \sigma) \Leftrightarrow X \sim N(22,08; 7,234) \quad (6.6)$$

O valor característico de N_{SPT} vale 10,18 pancadas (10 por segurança).

Como os valores de N_{SPT} calculados através dos valores de N_{DPSH} e do rácio $N_{SPT}/N_{DPSH} = 0,8$ não têm uma grande gama de variação (ver última coluna da Tabela 6.4), não se justifica o zonamento do terreno em análise. Assim sendo, considerar-se-á que todo o terreno tem um número de pancadas SPT correspondente a 10.

6.4. APLICAÇÃO DOS MÉTODOS DE CÁLCULO DAS CAPACIDADES RESISTENTES

6.4.1. CORRELAÇÕES

Uma vez que $(N_{SPT})_k = 10$ pancadas e tendo em conta a relação entre N_{SPT} e a capacidade de solos não coesivos apresentada na Tabela 6.6, considera-se que o solo em causa é solto.

Tabela 6.6 - N_{SPT} versus capacidade de um solo arenoso (Lambe e Whitman, 1969 e Terzaghi e Peck, 1976 referenciados por Kulhawy e Mayne, 1990)

N_{SPT}	Capacidade	I_D (%)
0 - 4	Muito solto	0 - 15
4 - 10	Solto	15 - 35
10 - 30	Medianamente compacto	35 - 65
30 - 50	Compacto	65 - 85
>50	Muito compacto	85 - 100

Assim, tal como referido no ponto 2.2.1.2, o perímetro do fuste da estaca a considerar para o cálculo da resistência lateral mobilizada corresponde ao perímetro do retângulo envolvente à secção transversal em C da estaca.

Os parâmetros de cálculo da estaca apresentam-se na Tabela 6.7.

Tabela 6.7 - Parâmetros de cálculo

Parâmetros de cálculo	
P (m)	0,46
L (m)	1,7
As (m ²)	0,782
$\gamma_{AÇO}$ (kN/m ³)	78
W (kN)	0,108

6.4.2. RESISTÊNCIA AO ARRANQUE

6.4.2.1. Método Clássico

Como referido no ponto 3.3.2, a capacidade resistente última ao arranque de estacas instaladas em areia é dada pela seguinte expressão simplificada que deriva da equação (3.15):

$$Q_{uu} = \frac{2}{3} \cdot A_s \cdot F_w \cdot \sigma'_v \cdot K_0 \tan \phi' + W \quad (6.7)$$

O ângulo de atrito interno do solo antes da cravação da estaca, ϕ'_1 , dado pela expressão (3.17) vale 29,1°, logo o ângulo de atrito efetivo do solo depois da cravação da estaca, ϕ' , é dado pela expressão (3.16) e vale 31,9°.

Os dois ensaios de corte direto efetuados no estudo geológico-geotécnico sobre amostras de solo intactas permitiram determinar os seguintes valores de ângulo de atrito, ϕ' , e da coesão, c .

Tabela 6.8 - Resultados dos ensaios de corte direto realizados em laboratório em amostras de solo intactas

Furo de Sondagem	Ensaio de corte direto	
	ϕ (°)	c (Kg/cm ²)
4 (1,5-2,0m)	24,6	0,05
8 (1,0-2,0m)	41,2	0,10

Como a diferença entre 24,6° e 41,2° é muito grande, considera-se mais confiável a adoção dos 31,9°.

Uma vez que estamos perante um solo não coesivo serão efetuadas análises drenadas e, tratando-se de areias, considerar-se-á a coesão nula. Por observação da Tabela 6.8, pode-se verificar que os resultados obtidos para a coesão não diferem muito do valor adotado.

Sabendo o valor de ϕ' e tendo por base a Fig. 3.3 é possível estimar a profundidade z_c , representada na Fig. 3.2, e o valor de $K_0 \tan \phi'$.

Tabela 6.9 - Estimativas obtidas por observação da Fig. 3.3

Fig. 3.3 (a)	Fig. 3.3 (b)	Fig. 3.3 (c)
z_c/B	$K_0 \tan \phi'$	$(K_0 \tan \phi')_{\text{Meyerhof - Estacas cravadas}}$
6	1,2	0,4

A dimensão B da estaca foi calculada da mesma forma que no ponto 5.4.2.2, igualando o perímetro mobilizado da estaca ao perímetro de uma circunferência, obtendo-se assim o valor de 0,146m. Desse modo o valor de z_c corresponde a 0,879m, o que significa que a tensão efetiva vertical no solo adjacente à estaca aumenta até esta profundidade e mantém-se a partir dela. Como a profundidade da estaca é maior que 0,879m, o valor de σ'_v a usar no cálculo corresponde a σ'_{vc} , ou seja, o valor de σ'_v para a profundidade de 0,879m.

O valor de $K_0 \tan \phi'$ a usar será o valor médio entre os dois estimados a partir da Fig. 3.3, que corresponde a 0,8.

Para os cálculos que se seguem considerar-se-á que o fator de correção da conicidade da estaca com secção transversal em C vale 1. Esta consideração está do lado da segurança pois, como se pode ver pela análise da Fig. 3.4, F_w é sempre maior que 1 para ângulos de conicidade superiores a zero.

Tendo por base a Fig. 5.13 o peso volúmico seco da uma areia solta bem graduada (ver coluna 5 da Tabela 6.2) corresponde a 16kN/m^3 . Em todo o cálculo será usado o peso volúmico seco pois, tal como referido em 6.2, os piezómetros instalados em três dos oito furos de sondagens realizados não detetaram a presença de água até aos 10m de profundidade. Na realidade a areia não estará seca mas terá sempre alguma humidade pelo que, em princípio, o peso volúmico será ligeiramente superior. Todavia o uso de um valor mais baixo é conservativo.

Na Tabela 6.10 apresentam-se os parâmetros utilizados no cálculo bem como a resistência ao arranque obtida.

Tabela 6.10 - Síntese dos parâmetros de cálculo e resultado da capacidade resistente ao arranque

Resistência ao arranque	
N_{SPT_k}	10
$\phi' (^{\circ})$	31,9
$F\omega$	1
$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	16
z_c/B	6
z_c	0,879
$\sigma'_v \text{ (kPa)}$	14,057
$K_0 \tan \phi'$	1,2
$K_0 \tan \phi'$ Meyerhof - Driven Piles	0,4
$K_0 \tan \phi'$ Médio	0,8
$Q_{uu} \text{ (kN)}$	5,971

6.4.2.2. Método Empírico de Meyerhof e Adams (1968)

Tal como referido no ponto 3.4.1.2, a capacidade resistente ao arranque a longo prazo de uma estaca é calculada através do método de Meyerhof e Adams (1968) de modos diferentes dependendo se nos encontramos na situação de pequenas ou grandes profundidades. Assim sendo, são as expressões (5.35) e (5.36) que se terão em conta para o cálculo de Q_{uu} .

O procedimento de cálculo considerado foi o mesmo usado em 5.4.2.2 para a abordagem drenada. A resistência ao arranque, bem como os valores das grandezas intermédias necessárias para o cálculo estão apresentados na Tabela 6.11. Também aqui se considerou o diâmetro da estaca, B , igual a 0,146m.

Tabela 6.11 - Parâmetros de cálculo e capacidade resistente ao arranque

$(N_{60})_k$	$\gamma \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\phi' (^{\circ})$	H/B	$H \text{ (m)}$	$c \text{ (kPa)}$	$s_{m\acute{a}x}$	K_u	$Q_{uu} \text{ (kN)}$
10	16	31,9	4,380	0,641	0	1,847	0,92	6,983

6.4.2.3. Método Empírico de Bustamante & Ganeselli (1983)

O procedimento de cálculo utilizado foi o mesmo considerado em 5.4.2.3. Na Tabela 6.12 apresenta-se a capacidade resistente ao arranque do solo tendo por base o método empírico de Bustamante e Ganeselli.

Tabela 6.12 - Parâmetros de cálculo e capacidade resistente ao arranque

Terreno Total		
BUSTAMANTE & GANESSELLI	$(N_{SPT})_k$	10
	$qc/(NSPT)_k$	0,4
	qc (MPa)	4,4
	β	120
	$q_{s_{máx}}$ (kPa)	35
	$q_{si_{cal}}$ (kPa)	35
	Perímetro (m)	0,46
	Lestacagem (m)	1,7
	Asi (m ²)	0,782
	Q_{su} (kN)	26,067
	Q_{tu} (kN)	18,247

6.4.2.4. Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre métodos

Como seria de esperar, pelas mesmas razões apresentadas no final do ponto 5.4.2.3, é pelo método de Bustamante e Ganeselli que se obtêm as maiores resistências ao arranque. Contudo, as diferenças entre os métodos não são tão acentuadas como as verificadas no capítulo 5.

Tabela 6.13 - Comparação das capacidades resistentes ao arranque entre os métodos considerados

Zona	Q_{uu} (kN) Clássico	Q_{uu} (kN) Meyerhof e Adams	Q_{uu} Bustamante & Ganeselli (kN)
Terreno Total	5,971	6,983	18,247

Tendo em conta que a carga de arranque em estado limite último a que as estacas estarão sujeitas neste caso é de 1389 kg = 13,89 kN pode-se dizer que, se para o dimensionamento se tivesse em conta apenas os cálculos efetuados tendo por base as abordagens apresentadas no capítulo 3, só seria verificada a segurança ao arranque através do Método de Bustamante & Ganeselli.

6.4.3. RESISTÊNCIA LATERAL

6.4.3.1. Método de Broms

Tal como referido em 3.7.2.1, o cálculo da capacidade resistente lateral, H_u , de estacas instaladas em solos não coesivos pelo método de Broms é conseguido à custa da expressão:

$$H_u = \frac{0.5\gamma BL^3 K_p}{e + L} \quad (6.8)$$

Para o cálculo da carga resistente lateral considerou-se a excentricidade, e , igual a 20cm, pela mesma razão apresentada em 5.4.3.1. Para o valor de B considerou-se a menor dimensão da secção transversal da estaca.

Uma vez que o comprimento da estaca preconizado foi de apenas 1,7 metros, a fundação corresponde seguramente a uma estaca curta, logo o $M_{Máx}^{Pos}$ é certamente inferior ao momento de cedência da estaca.

Tabela 6.14 - Parâmetros de cálculo para o método de Broms

Parâmetros de cálculo	
$(N_{SPT})_k$	10
γ' (kN/m ³)	16
Φ' (°)	31,9
c_k (kPa)	0
B (m)	0,06
D (m)	1,7
e (m)	0,2
L (m)	1,7

Assim, a capacidade resistente lateral do terreno em estudo corresponde a 4,016kN.

6.4.3.2. Curvas p-y

Para o cálculo da capacidade resistente lateral de estacas instaladas em solos não coesivos através do método das curvas p-y é necessário estimar os parâmetros ϕ' e n_h .

O valor do ângulo de atrito efetivo, ϕ' , a usar será o estimado no ponto 6.4.2.1, que corresponde a 31,9. O valor de n_h considerado será o correspondente a areias emersas e soltas, apresentado na Tabela 3.5, e vale 6,8. Escolheu-se esta forma de estimativa de n_h pois o método das curvas p-y para solos arenosos foi proposto por Reese [et al.] (1974), bem como os valores apresentados na Tabela 3.5.

Como se refere no ponto 3.7.2.2, Reese [et al.] (1974) indicam uma metodologia para determinar a resistência lateral do solo em causa, distinguindo o caso da profundidade a analisar se situar próxima da superfície do terreno, em que é considerado o equilíbrio da cunha que tem tendência a destacar-se na face anterior da estaca, e o caso das grandes profundidades para as quais já não se fazem sentir os efeitos da superfície e em que o terreno tem tendência a escoar-se horizontalmente em torno da estaca.

Assim, o valor a adotar para a resistência última do solo é o menor dos valores obtidos pelos dois modelos considerados, representados pelas seguintes expressões:

Pequenas profundidades:

$$p_{ut} = \gamma \cdot z \cdot \left[\frac{K_0 \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cdot \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} \cdot (B + z \cdot \tan \beta \cdot \tan \alpha) + K_0 \cdot z \cdot \tan \beta \cdot (\tan \phi \cdot \sin \beta - \tan \alpha) - K_a \cdot B \right] \quad (6.9)$$

Grandes profundidades:

$$p_{ud} = K_a \cdot B \cdot \gamma \cdot z \cdot (\tan^8 \beta - 1) + K_0 \cdot B \cdot \gamma \cdot z \cdot \tan \phi \cdot \tan^4 \beta \quad (6.10)$$

Apresentam-se em seguida as capacidades resistentes laterais do solo a cada 10cm de profundidade, bem como a resistência total no final do comprimento da estaca. A partir da Fig. 3.31 determinaram-se os coeficientes A_s e A_c , que multiplicados por p_u permitem calcular as resistências a cargas laterais para carregamentos estáticos e cíclicos, respetivamente.

Tabela 6.15 - Capacidade resistente lateral

z (m)	pu (kN/m de prof.)	pu (kN)	z/B	A _s	pu _{Estático} (kN)	A _c	pu _{Cíclico} (kN)
0,1	0,251	0,025	1,667	1,8	0,045	1,1	0,028
0,2	0,502	0,050	3,333	1,1	0,055	1,05	0,053
0,3	0,753	0,075	5,000	1	0,075	1	0,075
0,4	1,004	0,100	6,667	1	0,100	1	0,100
0,5	1,256	0,126	8,333	1	0,126	1	0,126
0,6	1,507	0,151	10,000	1	0,151	1	0,151
0,7	1,758	0,176	11,667	1	0,176	1	0,176
0,8	2,009	0,201	13,333	1	0,201	1	0,201
0,9	2,260	0,226	15,000	1	0,226	1	0,226
1	2,511	0,251	16,667	1	0,251	1	0,251
1,1	2,762	0,276	18,333	1	0,276	1	0,276
1,2	3,013	0,301	20,000	1	0,301	1	0,301
1,3	3,264	0,326	21,667	1	0,326	1	0,326
1,4	3,515	0,352	23,333	1	0,352	1	0,352
1,5	3,767	0,377	25,000	1	0,377	1	0,377
1,6	4,018	0,402	26,667	1	0,402	1	0,402
1,7	4,269	0,427	28,333	1	0,427	1	0,427
pu _{TOTAL} (kN)		3,842		pu _{TOTAL} (kN)	3,867	pu _{TOTAL} (kN)	3,847

Como seria de esperar, a resistência lateral é menor no caso de o carregamento ser cíclico, ainda que a diferença seja pequena.

O deslocamento da estaca que corresponde à capacidade resistente lateral última, y_u , é dado pela equação:

$$y_u = \frac{3B}{80} \quad (6.11)$$

Assim, y_u vale 2,25mm.

6.4.3.3. Comparação das capacidades resistentes a cargas laterais entre métodos

Por observação da Tabela 6.16, pode-se constatar que as resistências laterais diferem muito pouco relativamente ao método de cálculo usado.

Tabela 6.16 - Comparação das capacidades resistentes laterais entre os métodos considerados

Zona	H_u (kN) - Broms	$Pu_{Cíclico}$ (kN) - Curvas p-y
Terreno Total	4,016	3,867

Como na realidade as estacas estarão sujeitas a cargas horizontais de $720 \text{ kg} = 7,2 \text{ kN}$, verifica-se que, se para o dimensionamento se tivesse tido em conta as abordagens apresentadas no capítulo 3, a segurança não era verificada.

6.5. CONCLUSÃO

Alguns dos ensaios de penetração SPT e DPSH realizados por ocasião do estugo geotécnico prévio atingiram profundidades desnecessárias tendo em conta a profundidade enterrada esperada para as estacas.

Comparando as cargas de projeto em estado limite último com as resistências calculadas pelos métodos apresentados no capítulo 3, a segurança das estacas não é verificada para cargas laterais e apenas é verificada para cargas de arranque pelo método de Bustamante & GIANESELLI. Tal como referido em 3.7.2.1, constata-se que o método de Broms é conservativo para solos não coesivos.

Na realidade, a segurança das estacas foi verificada quando se comprovou, nos ensaios de carga, que os deslocamentos verticais e horizontais obtidos não excediam os valores previstos no Eurocódigo 7. Esta incongruência deve-se às incertezas referidas no ponto 5.5. As dúvidas na determinação de determinados parâmetros geotécnicos essenciais para a aplicação dos métodos de cálculo, bem como as incertezas relativas ao campo de aplicação dos métodos apresentados geraram estas "não verificações" de segurança.

7

EUROCÓDIGOS

7.1. INTRODUÇÃO

Os Eurocódigos fornecem regras comuns de cálculo estrutural para a aplicação corrente no projeto de estruturas e dos seus componentes, de natureza quer tradicional quer inovadora. Elementos construtivos ou condições de cálculo não usuais não são especificamente incluídos, devendo o projetista, nestes casos, assegurar o apoio especializado necessário.

Especificamente, o Eurocódigo 7 aplica-se aos aspetos geotécnicos do projeto de edifícios e de outras obras de engenharia civil. Este diz respeito aos requisitos de resistência, estabilidade, aptidão para a utilização e durabilidade das estruturas (Eurocódigo 7, 2010).

7.2. FIABILIDADE ESTRUTURAL

Uma questão muito importante em qualquer obra é a chamada "Fiabilidade Estrutural". "Diz-se que uma estrutura é fiável se estiver apta para satisfazer os requisitos especificados para o período de vida útil (ou período de referência) para o qual foi projetada, isto é, para o período durante o qual se pretende que possa ser utilizada para as funções a que se destina, com a manutenção prevista mas sem necessidade de grandes reparações." (Eurocódigo 0, 2002 referenciado por Branco, 2011)

Ao longo desta dissertação tem-se alertado para o facto das propriedades geotécnicas dos solos serem muito variáveis de ponto para ponto do terreno. Assim, para obras geotécnicas, a questão da fiabilidade ganha um peso ainda maior. A fiabilidade é normalmente expressa em termos probabilísticos.

Branco (2011), escreveu que a fiabilidade exigida às estruturas é diferenciada em função das consequências pressupostas para hipotéticos cenários de acidente e, nesse sentido, o Eurocódigo 0 estabelece três classes de consequências em função dos potenciais danos em termos de perda de vidas humanas e dos impactes ambientais e socioeconómicos (ver Tabela 7.1):

Tabela 7.1 - Definição de classes de consequências (Eurocódigo 0, 2002 adaptado por Branco, 2011)

Classe de consequências	Consequências	
	Perda de vidas humanas	Económicas, sociais e ambientais
CC1	Improváveis	Desprezáveis
CC2	Moderadas	Medianamente importantes
CC3	Graves	Muito importantes

"À classificação das consequências nos termos do exposto na Tabela 7.1 está associado um problema de subjetividade, isto é, embora o verdadeiro conceito de risco esteja presente, a diferenciação é feita de uma forma meramente qualitativa, o que faz com que o mesmo problema possa ser interpretado de formas completamente distintas dependendo das opiniões pessoais e da própria formação profissional de quem é incumbido de tomar as decisões." (Branco, 2011)

Branco (2011) refere ainda que a medida de fiabilidade proposta no Eurocódigo 0, no âmbito da gestão estrutural das construções, é o índice de fiabilidade, β , que se trata de uma medida da variabilidade estatística associada ao balanço entre as resistências e os efeitos das ações. Assim, da mesma forma que foram estabelecidas três classes de consequências, foram definidas três classes de fiabilidade que lhe podem ser diretamente associadas e para as quais é recomendada a adoção de valores mínimos para o índice de fiabilidade relativamente aos estados limites últimos (ver Tabela 7.2). Note-se que uma estrutura é tanto mais fiável quanto maior é o valor do índice de fiabilidade que lhe corresponde, ou seja, β assume valores mais elevados quando a incerteza associada à segurança estrutural é menor.

Tabela 7.2 - Definição de classes de fiabilidade (Eurocódigo 0, 2002)

Classe de fiabilidade	Classe de consequências	Valores mínimos de β (estados limites últimos)	
		Período de referência de 1 ano	Período de referência de 50 anos
RC3	CC3	5,2	4,3
RC2	CC2	4,7	3,8
RC1	CC1	4,2	3,3

Segundo Branco (2011), numa primeira análise, os valores apresentados na Tabela 7.2 poderão parecer inconsistentes, nomeadamente no que diz respeito aos valores mínimos de β recomendados para a mesma classe de fiabilidade, mas para períodos de referência distintos. De facto, se β se encontra diretamente relacionado com a fiabilidade, não parece lógico que, para a mesma classe de fiabilidade, o valor de β diminua com o período de vida útil para o qual a estrutura é dimensionada. Isto é, a Tabela 7.2 poderá dar a entender que se exige uma margem de segurança mais elevada para uma estrutura que é projetada para um período de referência de apenas 1 ano, do que aquela que é exigida para uma estrutura da mesma natureza mas cujo horizonte de projeto é de 50 anos. No entanto, esta não é uma interpretação correta dos princípios subjacentes aos valores indicados na Tabela 7.2 e a compreensão deste facto pode-se tornar mais clara recorrendo à definição de fiabilidade apresentada anteriormente.

Efetivamente, o conceito de fiabilidade nunca poderá ser dissociado do período de referência, já que isso tem implicações muito significativas, por exemplo, ao nível da supervisão do projeto, da inspeção durante a fase de execução, das necessidades de manutenção a longo prazo e até de eventuais reparações. Como tal, é natural que, para a mesma classe de fiabilidade e, portanto, para os requisitos que lhe estão associados, a aplicação de um determinado conjunto de coeficientes parciais de segurança conduza à obtenção de um índice de fiabilidade mais baixo quando o período de vida útil considerado é maior, já que as incertezas associadas às ações e às propriedades resistentes são maiores quando os períodos de referência alargam (Branco, 2011).

Relativamente aos valores mínimos de β recomendados para o mesmo período de referência, mas para classes de fiabilidade distintas, parece fazer sentido que para uma estrutura de classe de consequências 3 seja exigida uma probabilidade de rotura menor (logo um β maior) que para uma estrutura com classe de consequências mais baixa.

Tendo em conta que um horizonte de projeto de 50 anos é o valor preconizado no Eurocódigo 0 para o dimensionamento de estruturas de edifícios e outras estruturas correntes, é também importante saber, por exemplo, quais são os valores do índice de fiabilidade propostos para estruturas de carácter provisorio às quais se encontra, naturalmente, associado um período de vida útil inferior, tal como acontece no caso das estruturas fotovoltaicas em estudo. Para dar resposta a este problema, para estruturas integradas na classe de fiabilidade RC2 (classe de referência), é referido no Eurocódigo 0 que “quando a principal incerteza provém de ações que têm máximos estatisticamente independentes em cada ano”, os valores do índice de fiabilidade para um período de referência de n anos, β_n , podem ser estimados à custa do índice de fiabilidade correspondente ao período de referência de 1 ano, β_1 , a partir da equação (7.1) (Branco, 2011).

$$\Phi(\beta_n) = [\Phi(\beta_1)]^n \quad (7.1)$$

Sendo,

Φ , é a função cumulativa da distribuição normal padrão (isto é, com média, μ , igual zero e desvio-padrão, σ , igual a um)

Branco (2011) salientou ainda que o conceito de índice de fiabilidade surge no âmbito da determinação da probabilidade de rotura de uma estrutura, justificando-se a sua apresentação em alternativa à probabilidade de rotura pelo facto de ainda não ser bem aceite, nomeadamente ao nível da opinião pública, que as estruturas sejam dimensionadas para uma probabilidade de rotura não nula (Fenton e Griffiths, 2008 referenciado por Branco, 2011). A relação entre estas duas grandezas é definida pela equação (7.2), sendo indicados alguns valores de referência na Tabela 7.3.

$$P_{ROTURA} = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \quad (7.2)$$

Tabela 7.3 - Relação entre a probabilidade de rotura e o índice de fiabilidade (adaptado de Eurocódigo 0, 2002)

P _{ROTURA}	10 ⁻¹	10 ⁻²	10 ⁻³	10 ⁻⁴	10 ⁻⁵	10 ⁻⁶	10 ⁻⁷	10 ⁻⁸
β	1,28	2,33	3,09	3,72	4,26	4,75	5,20	5,61

7.3. ENQUADRAMENTO DO ESTUDO

Os fatores de segurança parciais propostos pelos Eurocódigos são definidos, por defeito, para estruturas com classe de consequências 2 (logo classe de fiabilidade 2) e que são dimensionadas para um período de vida útil de 50 anos. Desse modo, o índice de fiabilidade que lhes está associado é de 3,8 (ver Tabela 7.2), o que corresponde a uma probabilidade de rotura de aproximadamente 10⁻⁴ (ver Tabela 7.3). A estas considerações está associado o fator de segurança parcial de 1,25 para a coesão, c , e para a tangente do ângulo de atrito, $\tan \phi'$.

Como referido em 2.2, o período de vida útil considerado para as estruturas fotovoltaicas inseridas em parques solares é, tipicamente, de 25 anos. Pretende-se assim que uma obra com um período de referência de 25 anos tenha a mesma probabilidade de rotura de uma obra com um período de referência de 50 anos, por isso impôs-se o índice de fiabilidade, β , de 3,8 para um tempo de vida útil de 25 anos. Agora, através da expressão (7.1), será possível calcular o novo valor de β para um período de referência de 1 ano, que por sua vez permitirá o cálculo de β para um período de referência de 50 anos, da seguinte forma:

$$\phi(\beta_{25}) = [\phi(\beta_1)]^{25} \rightarrow \phi(3,8) = [\phi(\beta_1)]^{25} \rightarrow \beta_1 = 4,5 \quad (7.3)$$

$$\phi(\beta_{50}) = [\phi(\beta_1)]^{50} \rightarrow \phi(\beta_{50}) = [\phi(4,5)]^{50} \rightarrow \beta_{50} = 3,6 \quad (7.4)$$

O Eurocódigo 0 (2002) define que poderá haver casos em que, por motivos de economia, se possa aceitar para a estrutura a classe de consequências 1 (logo, RC1), desde que se adotem níveis mais elevados de supervisão do projeto e de inspeção. Uma vez que durante a vida útil de um parque fotovoltaica o risco de perda de vidas humanas é muito baixo, as consequências sociais e ambientais são pouco relevantes e as consequências económicas estão salvaguardadas pela existência de seguros, parece aceitável considerar que este tipo de infraestruturas possa pertencer à classe de fiabilidade 1.

Fazendo tal admissão e procedendo-se a um estudo semelhante ao efetuado para a RC2, adotar-se-á como o índice de fiabilidade, β , para um período de referência de 25 anos o que no Eurocódigo 0 está definido para um período de referência de 50 anos, que vale 3,3 (ver Tabela 7.2). Desse modo, obtêm-se os seguintes resultados:

$$\phi(\beta_{25}) = [\phi(\beta_1)]^{25} \rightarrow \phi(3,3) = [\phi(\beta_1)]^{25} \rightarrow \beta_1 = 4,1 \quad (7.5)$$

$$\phi(\beta_{50}) = [\phi(\beta_1)]^{50} \rightarrow \phi(\beta_{50}) = [\phi(4,1)]^{50} \rightarrow \beta_{50} = 3,1 \quad (7.6)$$

Tabela 7.4 - Valores propostos para o índice de fiabilidade, β , de estruturas fotovoltaicas inseridas em parques solares

	Período de referência de 1 ano	Período de referência de 25 anos	Período de referência de 50 anos
RC2	4,5	3,8	3,6
RC1	4,1	3,3	3,1

O passo seguinte consiste em comparar os coeficientes parciais de segurança existentes no Eurocódigo 7 de 1,25 para a coesão, c , e para a tangente do ângulo de atrito, $\tan \phi'$, com os coeficientes parciais de segurança que se obtêm tendo em conta os índices de fiabilidade apresentados na Tabela 7.4, para um período de referência de 50 anos.

7.3.2. ESTUDO ESTATÍSTICO

O primeiro passo para que seja possível fazer uma análise como a referida corresponde a um estudo estatístico.

Pegando no caso do solo não coesivo existente no terreno do parque fotovoltaico do Seixal, apresentado no capítulo 6, e tendo em conta a resistência ao arranque obtida através do método de Meyerhof e Adams (1968) e a resistência lateral obtida através do método de Broms, procedeu-se ao cálculo dos fatores de segurança parciais.

O estudo estatístico a efetuar remete para os dados base que permitiram o cálculo das resistências: os valores de N_{SPT} . Uma vez que o estudo aqui proposto se refere à parte mais importante e decisiva do dimensionamento, isto é, a probabilidade de rotura, considera-se necessária a geração de um elevado número de valores de N_{SPT} para que a análise estatística a efetuar seja o mais confiável possível.

7.3.3. MÉTODO DE MONTE CARLO

Designa-se por método de Monte Carlo qualquer método estatístico que permita obter resultados numéricos através da repetição sucessiva de simulações um elevado número de vezes, de modo a que seja possível o cálculo de probabilidades tal como se, de facto, se tivessem registado aqueles resultados.

Assim, tendo em conta os valores médios de N_{SPT} até 2m de profundidade, apresentados na segunda coluna da Tabela 6.4, geraram-se 100.000 valores aleatórios de N_{SPT} que seguissem uma distribuição normal de média, μ , igual a 22,08 e desvio-padrão, σ , igual a 7,234 (os valores obtidos para a distribuição normal dos resultados de ensaios SPT obtidos através dos ensaios DPSH).

Ao gerar estes valores no EXCEL surgiram resultados de N_{SPT} inferiores a 1, incluindo valores negativos. Uma vez que estes valores não têm significado físico, apenas se calcularam as resistências lateral e de arranque para os valores de N_{SPT} iguais ou superiores a 1. Alternativamente, podiam ter sido descartado todos os valores de N_{SPT} menores que 1, voltando-se depois a gerar esses valores até que se obtivessem 100.000 valores de N_{SPT} maiores ou iguais a 1.

Com os valores de N_{SPT} obtidos efetuou-se uma aproximação a uma distribuição normal cujo histograma se apresenta na Fig. 7.1.

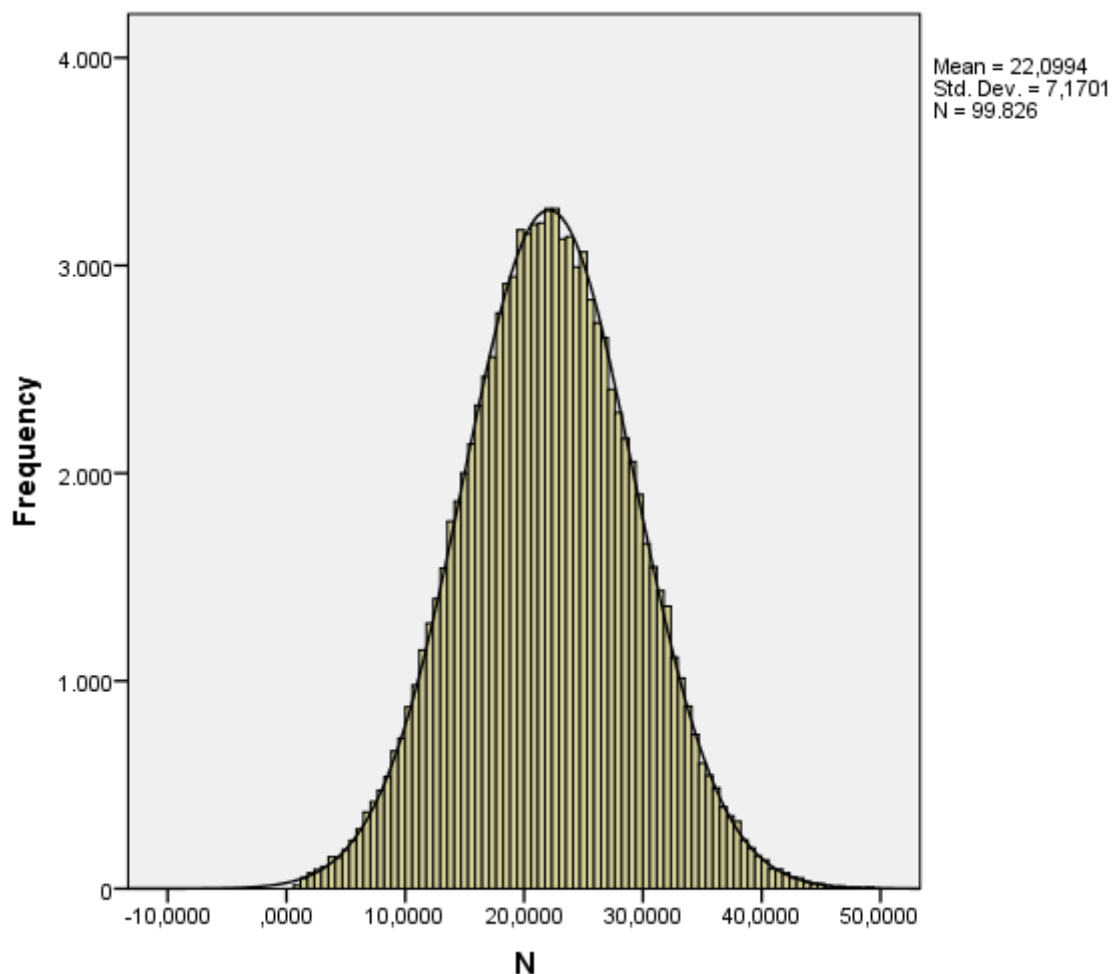


Fig. 7.1 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores de N_{SPT} maiores ou iguais a uma pancada

Como se pode constatar por observação da Fig. 7.1, a média e o desvio-padrão dos valores de N_{SPT} maiores ou iguais a uma pancada ($\mu = 22,099$ e $\sigma = 7,170$) é muito próxima da média e do desvio-padrão considerados para a geração dos valores aleatórios de N_{SPT} ($\mu = 22,08$ e $\sigma = 7,234$). Desse modo, considera-se válida para o estudo em causa a análise dos 99.826 dados cujos valores de N_{SPT} são superiores ou iguais 1.

7.3.3.1. Resistência ao arranque

As resistências ao arranque foram calculadas através da expressão (5.36) relativa ao método de Meyerhof e Adams (1968). Tal como em 6.4.2, o ângulo de atrito, ϕ' , foi calculado a partir das expressões (3.16) e (3.17), H/B e $s_{máx}$ a partir da Tabela 3.2 e K_u através da Fig. 3.7. O comprimento enterrado da estaca, L , corresponde a 1,7m no caso do parque solar do Seixal e B vale 0,146m. Considerou-se a coesão nula e o peso volúmico da areia igual 17 kN/m^3 (valor médio). Neste caso não se teve em conta os valores dos pesos volúnicos, γ , propostos na Fig. 5.13 pois a sua consideração em função da compactidade do solo arenoso tornava a distribuição não normal, pelo facto dos pesos volúnicos apresentarem valores por patamares. O ideal seria considerar o peso volúmico com uma distribuição normal que se pudesse correlacionar com o número de pancadas do ensaio SPT. Tal não foi feito por falta de informações, mas parece ser uma importante perspectiva de desenvolvimentos futuros. Assim, a soma de distribuições normais daria seguramente origem a uma distribuição normal.

O histograma dos 99.826 dados das resistências ao arranque é apresentado na Fig. 7.2 e o resumo do teste de normalidade de Kolmogorov-Smirnov é apresentado na Fig. 7.3.

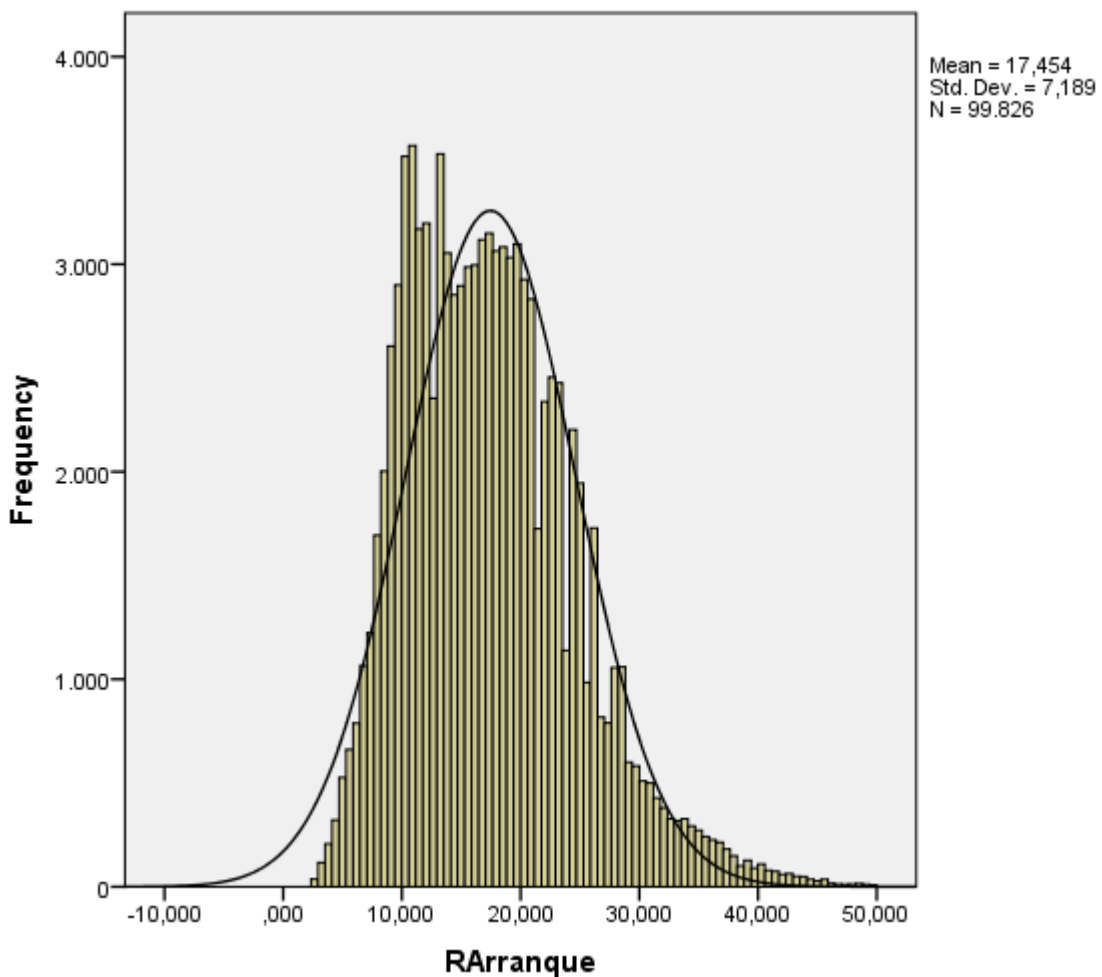


Fig. 7.2 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968) com os valores de N_{SPT} maiores ou iguais a uma pancada

Hypothesis Test Summary

	Null Hypothesis	Test	Sig.	Decision
1	The distribution of RArraque is normal with mean 17,45 and standard deviation 7,19.	One-Sample Kolmogorov-Smirnov Test	,000	Reject the null hypothesis.

Asymptotic significances are displayed. The significance level is ,05.

Fig. 7.3 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo aos 99826 valores da resistência ao arranque

Depois de executado o teste de Kolmogorov-Smirnov verifica-se que o nível de significância, *Sig*, é 0. Como foi anteriormente referido, quando o valor de *Sig* é muito baixo (menor ou igual ao nível de significância que, neste caso, vale 5%), significa que a hipótese nula é rejeitada, isto é, o conjunto de dados não segue uma distribuição normal.

Como tentativa, tentou fazer-se a mesma análise aproximando agora os dados a uma distribuição log-normal, mas o resultado foi semelhante (ver Fig. 7.4 e Fig. 7.5).

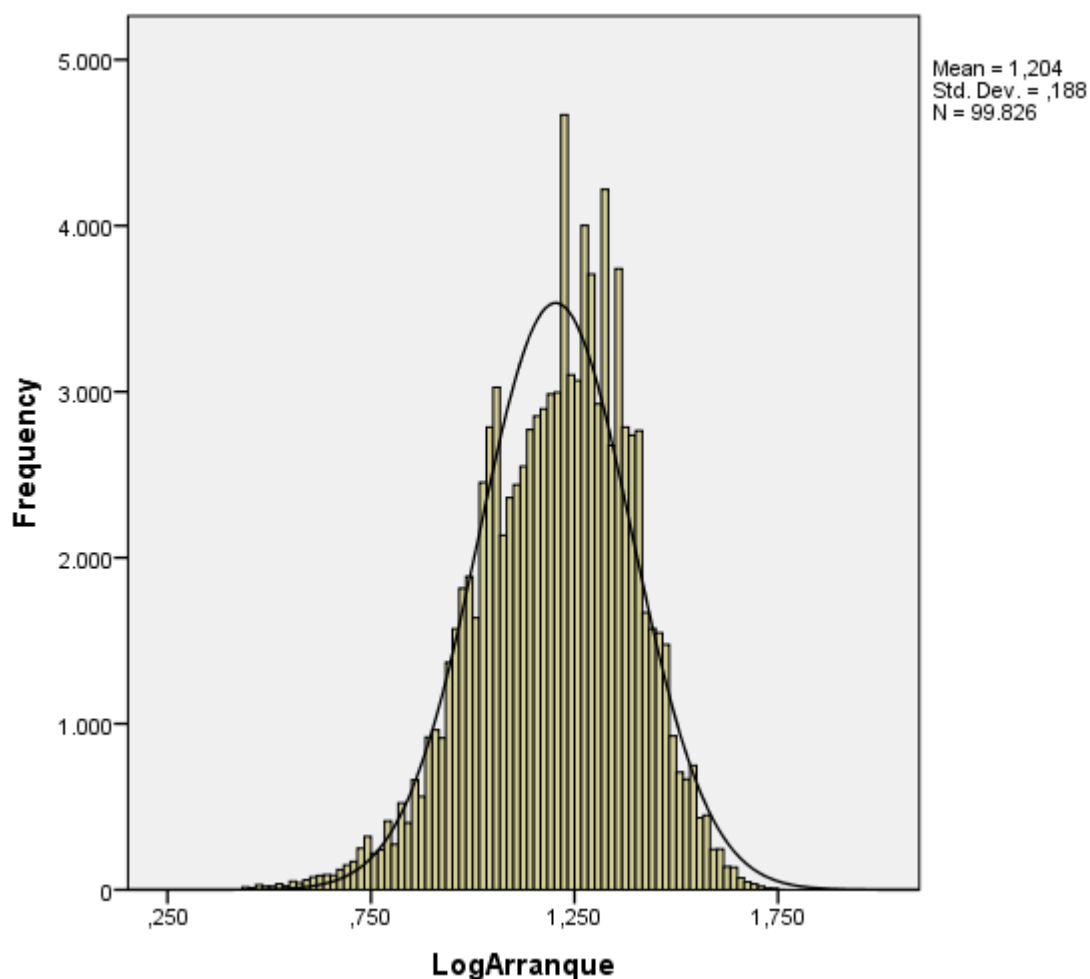


Fig. 7.4 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores do logaritmo da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968) com os valores de N_{SPT} maiores ou iguais a uma pancada

Hypothesis Test Summary				
	Null Hypothesis	Test	Sig.	Decision
1	The distribution of LogArranque is normal with mean 1,20 and standard deviation 0,19.	One-Sample Kolmogorov-Smirnov Test	,000	Reject the null hypothesis.

Asymptotic significances are displayed. The significance level is ,05.

Fig. 7.5 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo ao logaritmo dos 99826 valores da resistência ao arranque

A explicação para este facto reside no elevado número de dados para análise. Um pequeno desvio da distribuição dos valores obtidos relativamente à curva de Gauss teórica é tanto mais ampliado quanto maior o número de observações, fazendo com que seja necessário um ajuste quase exato para que o nível de significância seja superior a 5%. Assim, procedeu-se à análise do ajuste à curva normal para um conjunto de apenas 100 observações da resistência ao arranque, por forma a garantir a normalidade da distribuição, tendo-se obtido o seguinte (ver Fig. 7.6 e Fig. 7.7):

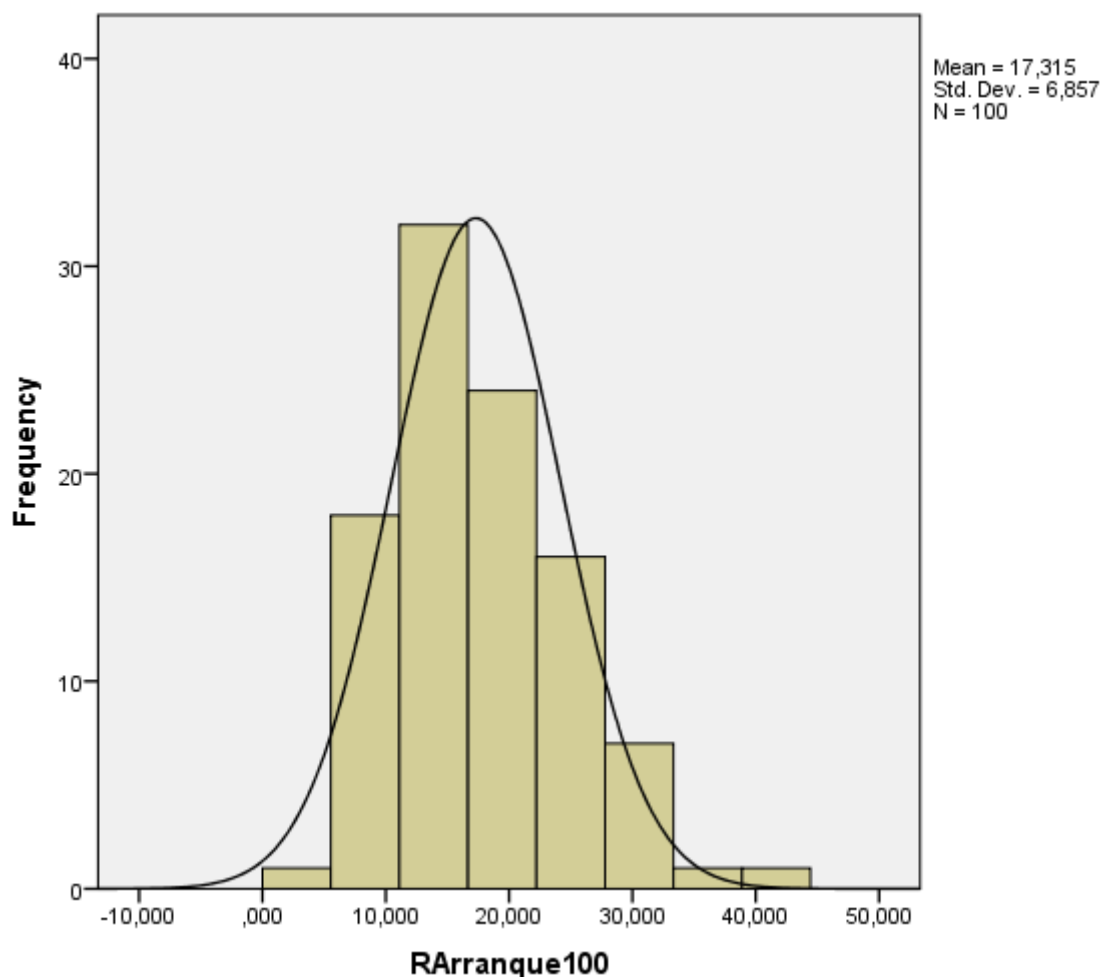


Fig. 7.6 - Histograma e ajuste da curva de Gauss a 100 valores da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968)

Hypothesis Test Summary

	Null Hypothesis	Test	Sig.	Decision
1	The distribution of RArranque100 is normal with mean 17,32 and standard deviation 6,86.	One-Sample Kolmogorov-Smirnov Test	,745	Retain the null hypothesis.

Asymptotic significances are displayed. The significance level is ,05.

Fig. 7.7 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo a 100 valores da resistência ao arranque

Verificou-se que, se em vez de 100 se tivessem usado 200 ou 500 resultados da resistência ao arranque para se proceder ao ajuste à curva normal, o valor da significância iria ser sucessivamente menor, corroborando, assim, a explicação apresentada atrás.

Considera-se, então, assegurada a normalidade da distribuição dos valores de resistência ao arranque.

Como para efeitos de cálculo da probabilidade de rotura o que interessa é a parte esquerda da curva de Gauss, para garantir que não se obterão valores negativos da resistência ao arranque considerar-se-á para o que se segue o ajuste à curva lognormal. Também neste caso o nível de significância, *Sig*, é superior a 5% se considerarmos apenas 100 valores do logaritmo da resistência ao arranque, tal como se apresenta a seguir (ver Fig. 7.8 e Fig. 7.9):

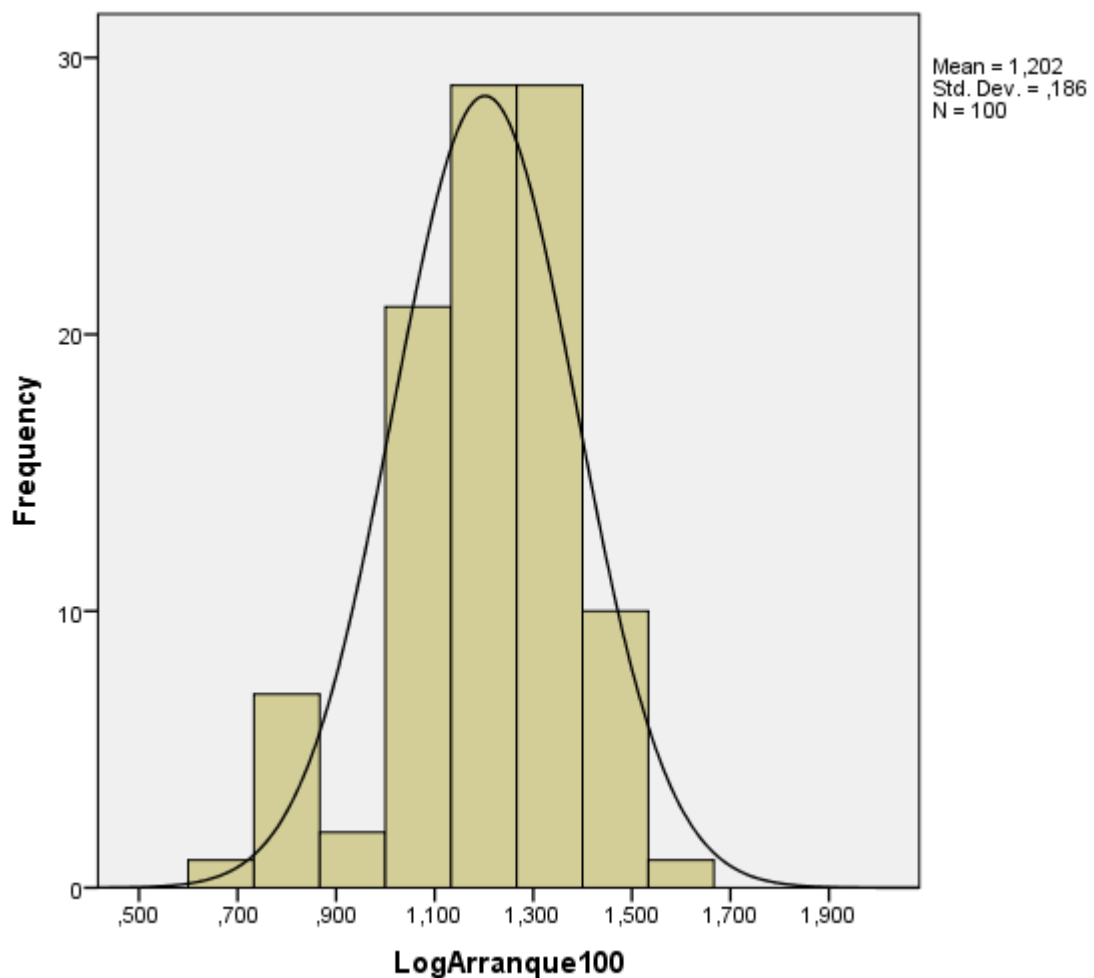


Fig. 7.8 - Histograma e ajuste da curva de Gauss a 100 valores do logaritmo da resistência ao arranque obtidos pelo método de Meyerhof e Adams (1968)

Hypothesis Test Summary

	Null Hypothesis	Test	Sig.	Decision
1	The distribution of LogArranque100 is normal with mean 1,20 and standard deviation 0,19.	One-Sample Kolmogorov-Smirnov Test	,861	Retain the null hypothesis.

Asymptotic significances are displayed. The significance level is ,05.

Fig. 7.9 - Resumo do Teste de Hipótese de Kolmogorov-Smirnov relativo ao logaritmo de 100 valores da resistência ao arranque

Como referido, o que interessa é a garantia de normalidade e não o valor da significância em si, por isso considerar-se-á para o que se segue o valor da média e do desvio-padrão correspondentes ao conjunto dos 99.826 dados, ou seja: $\mu = 1,204$ e $\sigma = 0,188$ (ver Fig. 7.4).

Definição do valor característico

Para o que segue será necessário determinar o valor característico da distribuição lognormal considerada. Como referido no ponto 4.4, o Eurocódigo 7 (2010) define que o valor característico de um parâmetro geotécnico deve ser escolhido de forma a constituir uma estimativa cautelosa do valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração.

Também segundo o Eurocódigo 7 (2010), a zona do terreno que condiciona o comportamento duma estrutura geotécnica, num estado limite, é normalmente muito maior do que uma amostra para ensaio laboratorial ou do que a zona de terreno afetada num ensaio de campo. Consequentemente, o valor do parâmetro condicionante é muitas vezes a média de uma gama de valores correspondentes a uma grande superfície ou volume de terreno. Assim, o valor característico deverá ser uma estimativa cautelosa desse valor médio.

O Eurocódigo 7 (2010) refere ainda que se o comportamento da estrutura geotécnica no estado limite em consideração for condicionado pelo mínimo ou pelo máximo valor de uma propriedade do terreno, o valor característico deverá ser uma estimativa cautelosa do mínimo ou do máximo valor que ocorre na zona que condiciona o comportamento.

Como já foi clarificado atrás, caso se utilizem métodos estatísticos, o Eurocódigo 7 (2010) indica que o valor característico deverá ser deduzido de forma a que a probabilidade calculada de que o valor que condiciona a ocorrência do estado limite em consideração seja mais desfavorável não exceda 5%. A este respeito é ainda referido no Eurocódigo 7 (2010) que, no caso de uma rotura local do terreno, uma estimativa cautelosa do valor mínimo é a correspondente ao percentil 5%.

De facto, a rotura do solo por arranque das fundações das estruturas fotovoltaicas consiste numa rotura local. Além disso, uma vez que o comportamento da estrutura geotécnica no estado limite em consideração é condicionado pelo valor mínimo da resistência ao arranque, que está intimamente relacionado com o valor mínimo do ângulo de atrito do solo, então, faz sentido que o valor característico destes parâmetros seja uma estimativa cautelosa do seu valor mínimo. Assim sendo, não restam dúvidas: uma estimativa cautelosa do valor característico dos parâmetros em análise corresponde ao percentil 5%.

Para o estudo que se segue considerar-se-á dois valores característicos diferentes:

- 1) $X_k = X_m$, em que o valor característico corresponde ao valor médio puro. A consideração do valor médio como o valor característico surge, aqui, apenas para possibilitar a definição de um limite superior para os fatores de segurança parciais;
- 2) $X_k = X_m - 1,645\sigma_X$, em que o valor característico corresponde ao percentil dos 5% de uma distribuição normal de probabilidade, definindo assim uma estimativa cautelosa do valor mínimo do parâmetro do terreno em análise.

Onde,

X , é uma determinada propriedade do solo;

X_k , o valor característico dessa propriedade do solo;

X_m , o valor médio dessa propriedade do solo;

e σ_X , o desvio-padrão da mesma propriedade do solo;

Determinação dos fatores de segurança parciais base: CC2 e $T_{Referência} = 50$ anos

Considerando uma probabilidade de rotura de 10^{-4} (probabilidade de rotura correspondente a uma estrutura de classe de consequências 2 com um período de vida útil de 50 anos), o valor de cálculo da resistência ao arranque, R_d , é obtido através da função inversa da distribuição normal cujos parâmetros são:

- Probabilidade = 10^{-4}
- $\mu = 1,204$
- $\sigma = 0,188$

Assim, $\text{Log}R_d = 0,505$. Procurando nos 99.826 valores do logaritmo da resistência ao arranque calculados é possível determinar qual o ângulo de atrito de cálculo, ϕ'_d , que corresponde a esta resistência: $25,8^\circ$.

A resistência média, $\text{Log}R_m$, corresponde ao valor médio obtido através do software SPSS, ou seja, 1,204, à qual corresponde um ângulo de atrito médio, ϕ'_m , de $36,8^\circ$.

Pela formulação 1) tem-se que:

$$\phi'_k = \phi'_m \quad (7.7)$$

$$\phi'_d = \arctan\left(\frac{\tan \phi'_k}{FS_{PARCIAL}}\right) \quad (7.8)$$

Assim, é possível obter o fator de segurança parcial, $FS_{PARCIAL}$, através da expressão (7.8) que, neste caso, corresponde a 1,55.

$$25,8^\circ = \arctan\left(\frac{\tan 36,8^\circ}{FS_{PARCIAL}}\right) \rightarrow FS_{PARCIAL} = 1,55 \quad (7.9)$$

Como em 1) se pretende obter a um limite superior de X_k , parece fazer sentido que o $FS_{PARCIAL}$ obtido seja claramente superior a 1,25.

Pela formulação 2) tem-se que:

$$(\tan \phi')_k = (\tan \phi')_m - 1,645\sigma_{\tan \phi'} \quad (7.10)$$

Como se pode constatar por observação da Fig. 7.10, o valor médio da tangente do ângulo de atrito vale 0,750 e o seu desvio-padrão vale 0,073.

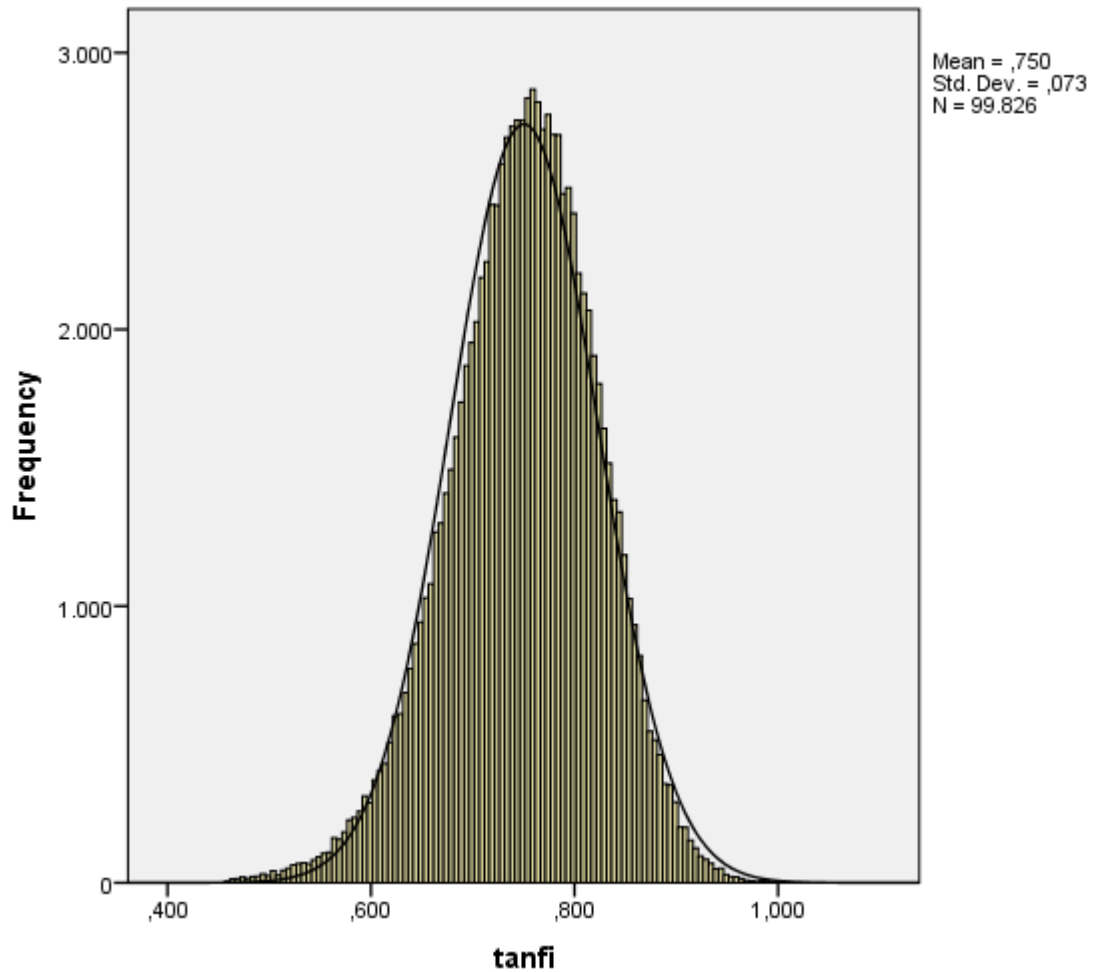


Fig. 7.10 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos 99826 valores da tangente do ângulo de atrito

Através da expressão (7.10) é possível calcular o valor característico da tangente do ângulo de atrito, obtendo-se um valor de 0,630. Desse modo, sabendo que ϕ'_d corresponde a 25,8°, pode-se calcular, novamente a partir da equação (7.8), o $FS_{PARCIAL}$ para este caso que vale 1,30.

$$(\tan \phi')_k = 0,750 - 1,645 \times 0,073 = 0,630 \quad (7.11)$$

$$25,8^\circ = \arctan \left(\frac{0,630}{FS_{PARCIAL}} \right) \rightarrow FS_{PARCIAL} = 1,30 \quad (7.12)$$

Esta abordagem tem por base o valor característico definido no Eurocódigo 7, o que faz com que o $FS_{PARCIAL}$ obtido seja próximo de 1,25. Neste caso o valor previsto no Eurocódigo 7 é ligeiramente inseguro comparado com o obtido.

Determinação dos fatores de segurança parciais para um $\beta = 3,6$: CC2 e $T_{Referência} = 25$ anos

A probabilidade de rotura correspondente um índice de fiabilidade de 3,6 vale entre 10^{-4} e 10^{-3} (ver Tabela 7.3), mais concretamente $1,6 \times 10^{-4}$. Neste caso, o valor de cálculo da resistência ao arranque, R_d , é obtido através da função inversa da distribuição normal cujos parâmetros são:

- Probabilidade = $1,6 \times 10^{-4}$
- $\mu = 1,204$
- $\sigma = 0,188$

Assim, $\text{Log}R_d = 0,527$. Procurando nos 99.826 valores do logaritmo da resistência ao arranque calculados é possível determinar qual o ângulo de atrito de cálculo, ϕ'_d , que corresponde a esta resistência: $26,2^\circ$.

A resistência média, $\text{Log}R_m$, corresponde ao valor médio obtido através do software SPSS, ou seja, 1,204, à qual corresponde um ângulo de atrito médio, ϕ'_m , de $36,8^\circ$.

Pela formulação 1) tem-se que:

$$26,2^\circ = \arctan\left(\frac{\tan 36,8^\circ}{FS_{PARCIAL}}\right) \rightarrow FS_{PARCIAL} = 1,52 \quad (7.13)$$

Pela formulação 2) tem-se que:

$$26,2^\circ = \arctan\left(\frac{0,630}{FS_{PARCIAL}}\right) \rightarrow FS_{PARCIAL} = 1,28 \quad (7.14)$$

Comparando estes fatores de segurança parciais com os obtidos para uma probabilidade de rotura de 10^{-4} , verifica-se que as diferenças são muito pequenas, o que significa não ha diferenças significativas entre um período de referência de 25 e 50 anos.

Aqui, o $FS_{PARCIAL}$ da segunda formulação continua a ser ligeiramente superior ao definido no Eurocódigo 7.

Determinação dos fatores de segurança parciais para um $\beta = 3,1$: CC1 e $T_{Referência} = 25$ anos

A probabilidade de rotura correspondente um índice de fiabilidade de 3,1 vale aproximadamente 10^{-3} (ver Tabela 7.3). Neste caso, o valor de cálculo da resistência ao arranque, R_d , é obtido através da função inversa da distribuição normal cujos parâmetros são:

- Probabilidade = 10^{-3}
- $\mu = 1,204$
- $\sigma = 0,188$

Assim, $\text{Log}R_d = 0,623$. Procurando nos 99.826 valores do logaritmo da resistência ao arranque calculados é possível determinar qual o ângulo de atrito de cálculo, ϕ'_d , que corresponde a esta resistência: $27,8^\circ$.

A resistência média, $\text{Log}R_m$, corresponde ao valor médio obtido através do software SPSS, ou seja, 1,204, à qual corresponde um ângulo de atrito médio, ϕ'_m , de $36,8^\circ$.

Pela formulação 1) tem-se que:

$$27,8^\circ = \arctan\left(\frac{\tan 36,8^\circ}{FS_{PARCIAL}}\right) \rightarrow FS_{PARCIAL} = 1,42 \quad (7.15)$$

Pela formulação 2) tem-se que:

$$27,8^\circ = \arctan\left(\frac{0,630}{FS_{PARCIAL}}\right) \rightarrow FS_{PARCIAL} = 1,19 \quad (7.16)$$

Como seria de esperar, os fatores de segurança parciais obtidos para o valor de β mais baixo (3,1), que corresponde à consideração da classe de fiabilidade 1, são mais baixos que os correspondentes à classe de fiabilidade 2.

Também como seria de esperar, o $FS_{PARCIAL}$ da segunda abordagem é menor que 1,25. Tal deve-se ao facto do fator de segurança parcial do Eurocódigo 7 ter sido determinado para uma classe de consequências mais gravosa, a CC2.

NOTA: Uma vez que estamos a tratar o caso de um solo não coesivo, a coesão é nula, por isso não se obtiveram valores para o fator de segurança parcial relativo à coesão, c .

7.3.3.2. Resistência lateral

As resistências laterais foram calculadas pelo método de Broms através da expressão (3.45). Para o peso volúmico, γ , considerou-se, mais uma vez, o valor de 17 kN/m^3 em detrimento do estabelecido na Fig. 5.13, pela mesma razão apresentada em 7.3.3.1. Os valores de K_p foram calculados através da fórmula de Rankine para o impulso passivo, em função dos valores do ângulo de atrito, ϕ' , obtidos novamente a partir das equações (3.16) e (3.17). Também aqui L vale $1,7\text{m}$ e o valor da excentricidade da carga, e , corresponde a 20cm , tal como referido em 6.4.3.1.

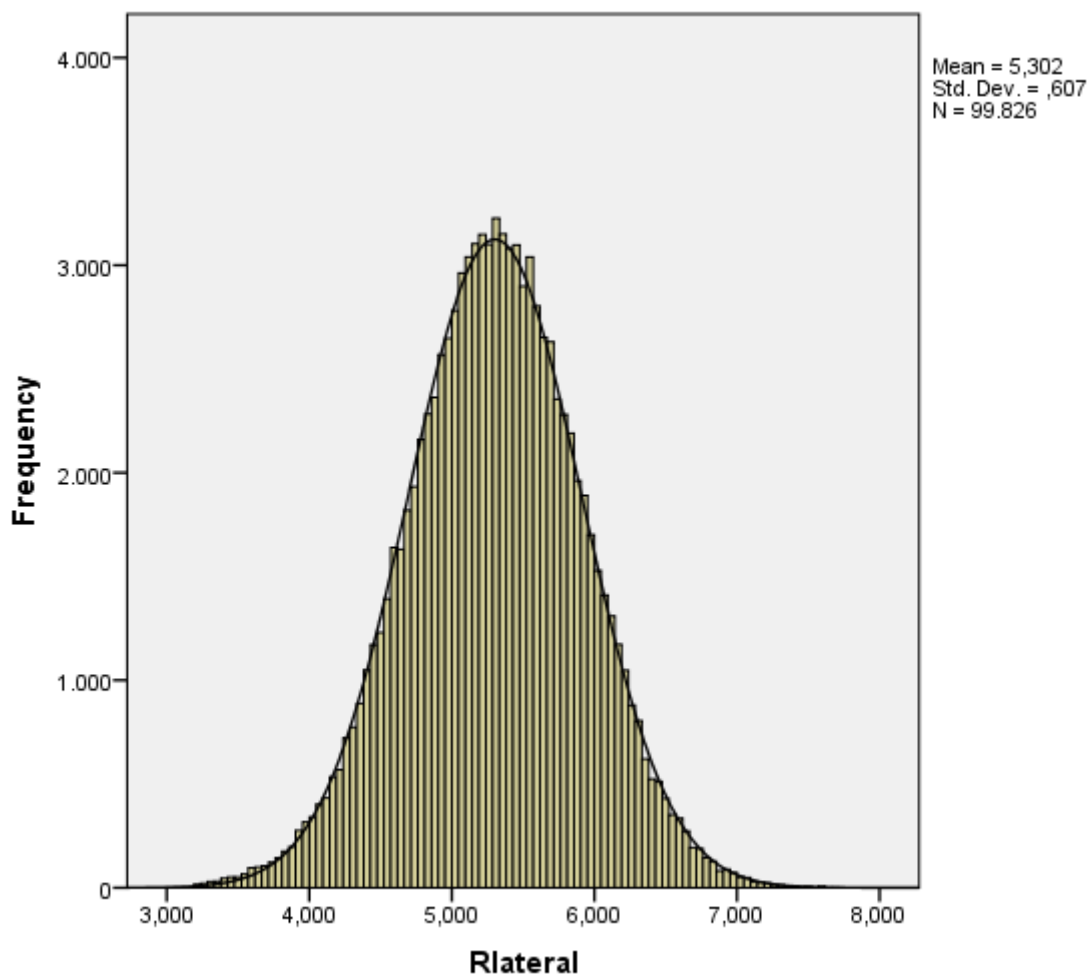


Fig. 7.11 - Histograma e ajuste da curva de Gauss aos valores da resistência lateral obtidos pelo método de Broms com os valores de N_{SPT} maiores ou iguais a uma pancada

Por observação da Fig. 7.11, verifica-se que o conjunto de dados das resistências laterais calculadas pelo Método de Broms seguem uma distribuição normal. Também aqui se calcularam as resistências apenas para os casos em que os valores de N_{SPT} gerados aleatoriamente correspondem, no mínimo, a uma pancada.

Tal como aconteceu em 7.3.3.1, o teste de Kolmogorov-Smirnov sobre os 99.826 resultados rejeita a hipótese nula de normalidade pela razão já apresentada. Desse modo assumir-se-á a normalidade da distribuição apenas por observação do histograma da Fig. 7.11.

Uma vez que a curva de Gauss que melhor se ajusta aos valores da resistência lateral obtidos não atinge valores negativos não se verifica a necessidade de aproximação dos resultados a uma distribuição lognormal. Assim sendo, para o que se segue, considerar-se-á o valor da média, μ , igual 5,302 e do desvio-padrão, σ , igual a 0,607 (ver Fig. 7.11).

Os resultados obtidos para os fatores de segurança parciais, tendo em conta a formulação do valor característico definida em 1), no caso de estudo da resistência lateral, são os apresentados na Tabela 7.5, juntamente com os fatores no caso de estudo da resistência ao arranque.

Tabela 7.5 - Fatores de segurança parciais obtidos para os casos da resistência ao arranque e lateral: Formulação 1)

Formulação 1)	FS_{BASE} - CC2 e T=50 anos	Diferença relativa entre FS_{BASE} e 1,25	$FS_{\beta=3,6}$ - CC2 e T=25 anos	Diferença relativa entre T=25 e T=50 - CC2	$FS_{\beta=3,1}$ - CC1 e T=25 anos	Diferença relativa entre CC1 e CC2
Resistência ao arranque	1,55	24,0%	1,52	2,0%	1,42	7,0%
Resistência lateral	1,75	40,0%	1,70	2,9%	1,52	11,8%

Os resultados obtidos para os fatores de segurança parciais, tendo em conta a formulação do valor característico definida em 2), no caso de estudo da resistência lateral, são os apresentados na Tabela 7.6, juntamente com os fatores no caso de estudo da resistência ao arranque.

Tabela 7.6 - Fatores de segurança parciais obtidos para os casos da resistência ao arranque e lateral: Formulação 2)

Formulação 2)	FS_{BASE} - CC2 e T=50 anos	Diferença relativa entre FS_{BASE} e 1,25	$FS_{\beta=3,6}$ - CC2 e T=25 anos	Diferença relativa entre T=25 e T=50 - CC2	$FS_{\beta=3,1}$ - CC1 e T=25 anos	Diferença relativa entre CC1 e CC2
Resistência ao arranque	1,30	4,0%	1,28	1,6%	1,19	7,6%
Resistência lateral	1,46	16,8%	1,42	2,8%	1,27	11,8%

7.4. CONCLUSÃO

Tendo em conta os valores da diferença relativa entre FS_{BASE} e 1,25 apresentados na Tabela 7.5 e na Tabela 7.6 pode-se concluir o seguinte: no caso da formulação 1), em que o valor característico é tomado como o valor médio puro (ver Tabela 7.5), as diferenças são muito elevadas, atingindo os 40% no caso da resistência lateral. Tal deve-se ao facto de, como referido, estes fatores de segurança constituírem um limite superior para os fatores de segurança a calcular; No caso da formulação 2), em que o valor característico corresponde ao percentil dos 5% (ver Tabela 7.6), as diferenças são relativamente pequenas, apresentando-se os fatores de segurança parciais definidos no Eurocódigo 7 (2010) como ligeiramente inseguros em relação a estes. Verifica-se que esta insegurança é maior no caso da resistência lateral.

Importa também analisar a diferença, em termos de fator parcial de segurança, entre a consideração de uma estrutura com tempo de vida útil de 50 anos e outra de 25 anos, como é o caso das estruturas fotovoltaicas em estudo. Observando a quinta coluna da Tabela 7.5 e da Tabela 7.6 pode-se constatar que as diferenças entre fatores de segurança são muito pequenas, tornando pouco significativa a diferença entre considerar para as estruturas um tempo de referência de 25 ou de 50 anos.

Segundo o Eurocódigo 0 (2002) outro modo de obter uma diferenciação da fiabilidade consiste em distinguir classes de coeficientes γ_F a utilizar nas combinações fundamentais em situações de projeto persistentes. Por exemplo, para os mesmos níveis de supervisão de projeto e de inspeção de execução, pode aplicar-se aos coeficientes parciais um coeficiente de multiplicação K_{FI} .

No caso de se estar perante uma estrutura com classe de fiabilidade RC2, K_{FI} vale 1, pois os fatores de segurança parciais são definidos no Eurocódigo, por defeito, para a classe de consequências 2. Se se considerar que a estrutura em análise pode pertencer à RC1, como já se viu ser o caso das fundações das estruturas fotovoltaicas inseridas em parques solares, K_{FI} vale 0,9, reduzindo assim o $FS_{PARCIAL}$ em 10% (Eurocódigo 0, 2002).

Por observação da última coluna da Tabela 7.5 e da Tabela 7.6 pode-se constatar que a redução do $FS_{PARCIAL}$, definido para um tempo de referência de 25 anos e uma classe de consequências 2 (quarta coluna), em relação ao $FS_{PARCIAL}$ correspondente à CC1 para o mesmo tempo de referência (penúltima coluna), é muito próxima dos tais 10%, tanto para a resistência lateral, como para a resistência ao arranque, o que permite corroborar os pressupostos do Eurocódigo 0.

8

CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. CONCLUSÕES DO TRABALHO REALIZADO

Ao longo da elaboração desta dissertação verificou-se que o problema do cálculo de estacas sujeitas à compressão e a cargas laterais está bem caracterizado na bibliografia. A abordagem de cálculo para estacas sujeitas ao arranque deriva quase sempre de métodos associados à compressão e é focada de uma maneira menos detalhada nos documentos consultados, gerando alguma incerteza nos procedimentos a adotar em projeto para que a solução seja económica sem deixar de ser segura. Ainda assim, considera-se que existe uma base teórica bastante sólida relativamente aos temas em análise.

Segundo as informações a que se teve acesso, a execução de projetos de parques fotovoltaicos baseia-se em estudos geotécnicos prévios que pressupõem, sobretudo, a execução de ensaios SPT, DPSH e ensaios de carga em estacas experimentais. Um erro comum a todos os estudos geológico-geotécnicos consultados consiste na execução dos ensaios de penetração até profundidades muito maiores do que as que são afetadas pelas fundações, desperdiçando verba para realizar mais ensaios de caracterização do terreno. Além disso, em nenhum dos estudos é feita referência ao local do terreno em que foram instaladas as estacas experimentais, o que impede uma análise que permita relacionar as capacidades resistentes estimadas através de métodos de cálculo com os valores registados do número de pancadas dos ensaios de penetração realizados naquela zona, e assim perceber se os métodos de cálculo se aproximam ou não do comportamento real do terreno.

O maior problema encontrado ao longo deste trabalho prende-se com o facto de os métodos de cálculo apresentados no capítulo 3 exigirem o conhecimento de parâmetros que os ensaios referidos não permitem estimar com a fiabilidade desejada. Em alguns casos foram encontradas na bibliografia várias formas de estimar determinadas propriedades do terreno. Aqui a dificuldade esteve em definir qual o caminho a seguir. Salienta-se assim a importância da execução de ensaios VST, em solos finos, e, eventualmente, ensaios de corte direto, que permitam determinar as propriedades resistentes do terreno: resistência não drenada, ângulo de atrito e coesão.

Depois de aplicadas as abordagens de cálculo estudadas a casos de terrenos reais onde se executaram parques solares, e dos quais se possuem caracterizações geotécnicas razoáveis, pôde-se concluir que as resistências laterais e de arranque obtidas diferem significativamente de método para método, revelando incertezas ao nível do campo de aplicação dos métodos de cálculo. Além disso, nos estudos desenvolvidos nos capítulos 5 e 6, verificou-se que as cargas de projeto a que as estruturas estavam sujeitas foram cobertas pela resistência do terreno, enquanto as resistências estimadas através dos métodos de cálculo foram quase sempre inferiores às cargas atuantes, indicando que os métodos necessitam de ser calibrados para que possam permitir estimativas das resistências do terreno com confiança.

Ainda no capítulo 5 executou-se um estudo das resistências tendo por base um zonamento do terreno. As vantagens advindas desta opção prendem-se com a deteção das zonas mais frágeis e das zonas mais resistentes do terreno em estudo, permitindo um dimensionamento das fundações mais ajustado e económico. Cabe ao projetista e ao dono de obra, em cada caso concreto, determinar a utilidade de uma análise por esta via.

As conclusões tiradas no final do capítulo 7 foram muito importantes para o estudo em causa, uma vez que permitiram corroborar os pressupostos do Eurocódigo 0 que indicam que: se se considerar que a estrutura em análise pertence a uma classe de consequências inferior (CC1) à definida por base no Eurocódigo 0 (CC2), pode-se reduzir os coeficientes parciais do Eurocódigo 7 em 10%, ficando na mesma assegurado um dimensionamento em segurança.

Como comentário final, e tendo em conta as exposições efetuadas ao longo do capítulo 4, importa referir que não faz sentido transportar os pressupostos de estudos geológico-geotécnicos de infraestruturas como edifícios ou pontes, por exemplo, para parques solares. A adoção de pressupostos de estudo do terreno independentes do tipo de infraestrutura a instalar, origina grandes desperdícios de orçamento e o contributo desse estudo para o dimensionamento é diminuto, não justificando a verba utilizada.

8.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A validação das conclusões deste trabalho poderá ser efetuada através da realização de estudos geotécnicos prévios mais ponderados e completos, como os que se propõem no ponto 4.11.

Sem ter em conta limitações de carácter económico, algo que poderia esclarecer algumas das questões apontadas ao longo deste trabalho, seria a montagem de um sistema de ensaios como os propostos e posterior validação dos resultados. Assim, proceder-se-ia à realização de ensaios de penetração DPL ou DPSH; à abertura de poços, para reconhecimento do terreno e para a recolha de amostras de solo; e à realização de ensaios VST e ensaios de corte direto. Nesse terreno, em locais onde tivessem sido executados ensaios de penetração, seriam ainda levados a cabo ensaios de carga em estacas experimentais em que se registariam as cargas de rotura laterais e de tração. Desse modo, seria possível comparar as resistências obtidas nos ensaios de carga com as estimadas através dos métodos de cálculo (que se baseiam no número de pancadas dos ensaios de penetração e nos parâmetros geotécnicos determinados nos ensaios de campo e de laboratório) e assim calibrar os métodos para que estes se aproximem mais do comportamento real do terreno.

Por questões de falta de informação e de tempo, não se realizaram estudos relativos a estacas helicoidais aparafusadas no terreno. Este é um tipo de solução de fundação de estruturas fotovoltaicas com grandes potencialidades muito utilizado em parques solares, daí que um estudo mais aprofundado deste tipo de estacas tivesse grande interesse.

Como se referiu, as ações do vento sobre as estruturas fotovoltaicas têm carácter cíclico. Esse comportamento foi apenas considerado no estudo através do método das curvas p-y para a estimativa das resistências a cargas horizontais. Faria sentido, futuramente, através de ensaios de carga, proceder-se a uma análise do comportamento das fundações e resistência do solo, tendo em conta ações de arranque e laterais cíclicas, não esquecendo a sua comparação com as resistências obtidas para o caso de ações estáticas.

Depois de realizado este trabalho e cumprindo os desenvolvimentos futuros que se propuseram acima, seria muito interessante a elaboração de um projeto de fundações de um parque solar, incluindo um manual de acompanhamento à instalação e validação do sistema.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anderson, J. B., Townsend, F. (2001). *SPT and CPT testing for evaluating lateral loading of deep foundations*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 127. n.º 11 p. 920-925.
- ArcelorGroup, P. S. A.-. (2014). *Deep Foundations on HP Piles - State of the art*.
- Branco, L. C. P. D. (2011). *Aplicação de conceitos de fiabilidade a solos residuais*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal.
- BrausaCompany. (2014). *Profiles for solar intallations*. Disponível em WWW: <<http://www.brausa.es/en/productos/cat/profiles-for-solar-installations>>. Visitado em: 05/05/2014.
- Broms, B. (1964). *Lateral resistance of piles in cohesionless soils*. Soil Mech.
- BS8002:1994. (1994). *Code of Practice for Earth Retaining Structures*. Bsi.
- Burland, J. (1973). *Shaft friction of piles in clay--a simple fundamental approach*. Publication of: Ground Engineering/UK/. Vol. 6. n.º 3
- Bustamante, M., Gianceselli, L. (1983). *Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique*. Bull. liaison Labo. P. et Ch. 127 spt oct 1983 Ref. Vol. 2842.
- Bustamante, M., Frank, R. (1999). *Current French design practice for axially loaded piles*. Ground Engineering. Vol. 32. n.º 3 p. 38-44.
- California Energy Comission, C. (2014). *California Clean Energy Tour - Ivanpah Solar Electric Generating System*. em: 25/06/2014.
- Canoza, B. d. S., Tsuha, C. H. C. (2014). *Relação entre medidas de torque de instalação de estacas helicoidais e resistência à penetração do ensaio SPT para projeto de fundações de torres de linha de transmissão de energia*.
- Carlos, G. D. L., Gomes, L. M. F., Tsuha, C. H. C. (2014a). *Capacidade de carga à compressão de estacas metálicas helicoidais num solo tropical não saturado*.
- CELPROM, S. C. (2009). *Terças Metálicas* em: 20/05/2014.

Cherubini, C., Vessia, G. (2007). *Reliability approach for the side resistance of piles by means of the total stress analysis (α Method)*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 44. n.º 11 p. 1378-1390.

Clemence, S., Crouch, L., Stephenson, R. (1994). *Prediction of uplift capacity for helical anchors in sand*. Proceedings of the 2nd Geotechnical Engineering Conference, Cairo, Egypt.

Coduto, D. P. (2001). *Foundation design: principles and practices*. Prentice Hall Upper Saddle River.

Das, B. M. (1990). *Earth anchors*. Elsevier.

Department, I. L. O.-S. a. E. (2011). *Skills and Occupational Needs in Renewable Energy*.

Doherty, P., Gavin, K. (2011). *The shaft capacity of displacement piles in clay: a state of the art review*. Geotechnical and Geological Engineering. Vol. 29. n.º 4 p. 389-410.

Downs, D. I., Chieuzzi, R. (1966). *Transmission tower foundations*. Electric Powers Today and Tomorrow. p. 335-390.

Esteves, E. F. M. d. C. E. (2005). *Ensaio e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob ações verticais*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal.

Eurocódigo 0, E. (2002). *Eurocódigo 0: Bases para o projeto de estruturas NP EN 1990*. IPQ. Caparica.

Eurocódigo 7, E. (2010). *Eurocódigo 7 Projecto Geotécnico Parte 1 - Regras Gerais NP EN 1997-1: 2010*. IPQ. Caparica.

Fenton, G. A., Griffiths, D. V. (2008). *Risk assessment in geotechnical engineering*. John Wiley & Sons Incorporated.

Fleming, K., Weltman, A., Randolph, M., Elson, K. (2009). *Piling Engineering*. Taylor & Francis, London.

Ghaly, A. M. (1995). *Drivability and pullout resistance of helical units in saturated sands*. Soils and foundations. Vol. 35. n.º 2 p. 61-66.

Gunaratne, M. (2013). *The foundation engineering handbook*. CRC Press.

Hara, A., Ohata, T., Niwa, M. (1971). *Shear Modulus and Shear Strength of Cohesive Soils*. Soils and Foundations. Vol. 14. n.º 3 p. 1-12.

Hoyt, R., Clemence, S. (1989). *Uplift capacity of helical anchors in soil*. Proceedings of the 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro, Brazil. p. 13-18.

Ireland, H. (1957). *Pulling tests on piles in sand*. Proceedings of the 5th international conference on soil mechanics and foundation engineering, London. Vol. 2. p. 43-45.

Kerisel, J. (1961). *Fondations profondes en milieu sableux*. Proceedings of the Fifth International Conference Soil Mechanics. p. 73-83.

Kishida, H. (1967). *Ultimate bearing capacity of piles driven into loose sand*. Soil and foundation. Vol. 7. n.º 3 p. 20-29.

Kulhawy, F. H. (1985). *Uplift behavior of shallow soil anchors—an overview*. Uplift behavior of anchor foundations in soil. p. 1-25.

Kulhawy, F. H., Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Electric Power Research Inst., Palo Alto, CA (USA); Cornell Univ., Ithaca, NY (USA). Geotechnical Engineering Group.

Ladanyi, B., Johnston, G. (1974). *Behavior of circular footings and plate anchors in permafrost*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 11. n.º 4 p. 531-553.

Marques, S. H., Topa Gomes, A., Abel Henriques, A. (2011). *Reliability Assessment of Eurocode 7 Spread Foundations Design Methodology*. Reston, VA: ASCE Proceedings of Georisk 2011, June 26 - 28, 2011, Atlanta, Georgia.

Matlock, H. (1970). *Correlations for design of laterally loaded piles in soft clay*. Offshore Technology in Civil Engineering's Hall of Fame Papers from the Early Years. p. 77-94.

Matos Fernandes, M. A. d. (2011a). *Mecânica dos solos conceitos e princípios fundamentais*. FEUP Edições. Porto.

Matos Fernandes, M. A. d. (2011b). *Mecânica dos solos introdução à engenharia geotécnica*. FEUP Edições. Porto.

McClelland, B., Focht, J. (1956). *Soil modulus for laterally loaded piles*. American Society of Civil Engineers--Proceedings--Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 82.

Meyerhof, G., Adams, J. (1968). *The ultimate uplift capacity of foundations*. Canadian geotechnical journal. Vol. 5. n.º 4 p. 225-244.

Meyerhof, G. G. (1976). *Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations*. Jnl. Geot. Eng. Div., ASCE. Vol. 102. n.º GT3 p. 195-228.

Mitsch, M. P., Clemence, S. P. (1985). *The uplift capacity of helix anchors in sand*. Uplift behavior of anchor foundations in soil. p. 26-47.

Mooney, J. S., Adamczak, S., Clemence, S. P. (1985). *Uplift capacity of helical anchors in clay and silt*. Uplift behavior of anchor foundations in soil. p. 48-72.

Nordlund, R. (1963). *Bearing capacity of piles in cohesionless soils*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE. Vol. 89. n.º 3 p. 1-36.

Ordem dos Engenheiros, O. (2004). *Recomendações na Área da Geotecnia - Especialização de Geotecnia*. Lisboa, Portugal.

Perko, H. A., Stan, J., Rupipier, P. E. (2000). *Helix pier engineering handbook 2000*.

Portugal. (1992). *Análise e dimensionamento de estacas sujeitas a cargas laterais*. Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova de Lisboa. Portugal.

Poulos, H. G., Davis, E. H. (1980). *Pile foundation analysis and design*.

Reese, L. C., Welch, R. C. (1975). *Lateral loading of deep foundations in stiff clay*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 101. n.º 7 p. 633-649.

Reese, L. C., Van Impe, W. F. (2001). *Single piles and pile groups under lateral loading*. A. A. Balkema. Rotterdam Brookfield.

Reese, L. C., Cox, W. R., Koop, F. D. (1974). *Analysis of laterally loaded piles in sand*. Offshore Technology in Civil Engineering Hall of Fame Papers from the Early Years. p. 95-105.

Reese, L. C., Cox, W. R., Koop, F. D. (1975). *Field Testing and Analysis of Laterally Loaded Piles on Stiff Clay*. Offshore Technology Conference.

Ruigrok, J. (2010). *Laterally Loaded Piles, Models and Measurements*. Delft University of Technology.

Santos, J. A. (1999). *Caracterização de solos através de ensaios dinâmicos e cíclicos de torção Aplicação ao estudo do comportamento de estacas sob acções horizontais estáticas e dinâmicas*. Tese de Doutoramento. Instituto Superior Técnico da Universidade Técnica de Lisboa. Portugal.

Skempton, A. (1951). *The bearing capacity of clays*.

Soluções em Estruturas e Engenharia, S. (2014). Disponível em WWW: <<http://www.scac.com.br/blog/index.php/2012/06/18/entenda-o-estande-da-scac-no-sefe-7/>>. Visitado em: 05/05/2014.

Sousa, C. T. d. (2006). *Ensaio e análise de resposta de estacas em solo residual do granito sob acções horizontais*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal.

Sowa, V. (1970). *Pulling capacity of concrete cast in situ bored piles*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 7. n.º 4 p. 482-493.

Stroud, M. (1974). *The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks*. Proc. European Symposium on Penetration Testing, Stockholm. Vol. 2. p. 367-375.

Tomlinson, M., Woodward, J. (2008). *Pile Design and Construction Practice, Fifth Edition*. Taylor & Francis.

Topa Gomes, A. M. (1998). *Túneis urbanos sujeitos a solicitações não uniformes - O túnel do Largo do Carregal na cidade do Porto*. Tese de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal.

Tsuha, C. d. H. C. (2007). *Modelo teórico para controle da capacidade de carga à tração de estacas metálicas helicoidais em solo arenoso*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Brasil.

Varatojo, A. P. C. (1986). *Solicitações horizontais estáticas aplicadas a estacas verticais*. Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Portugal.

Vesic, A. S. (1967). *A Study of Bearing Capacity of Deep Foundations*. School of Civil Eng., Georgia Inst. Tech., Atlanta, Ga.

Viana da Fonseca, A. J. P. (1993). *Correlating in situ parameters from different testing procedures in Oporto residual soils form granite* Geotechnical Engineering of Hard Soils-Soft rocks. Proc. Int. Symp. Vol. I. p. 841-848.

Viana da Fonseca, A. J. P. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto critérios para dimensionamento de fundações directas*. Tese de Doutorado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Portugal.

Viana da Fonseca, A. J. P. (2005). *Prática de Prospeção para o Dimensionamento de Estacas*.

Vieira, A. R. R. (2013). *Avaliação da capacidade resistente última de estacas em compressão usando análises em tensão/deformação*. Tese de Mestrado. Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa. Portugal.

Wilson, G. (1950). *The Bearing Capacity of Screw Piles and Screwcrete Cylinders*. Journal of the ICE. Vol. 34. n.º 5 p. 4-73.

Yoon, G. L., Yoon, Y. W., Kim, H. Y. (2010). *Determination of geotechnical characteristic values of marine clay*. Georisk. Vol. 4. n.º 1 p. 51-61.

Young, J. M. (2012). *Uplift capacity and displacement of helical anchors in cohesive soil*. Tese de Mestrado. Oregon State University. USA.