



Universidade de Aveiro Departamento de Geociências
Ano 2017

**SARA XAVIER
CARVALHO DE
OLIVEIRA**

**ENSAIOS IN SITU E LABORATORIAIS NO ESTUDO
GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO DE SOLOS**



Universidade de Aveiro Departamento de Geociências
Ano 2017

**SARA XAVIER
CARVALHO DE
OLIVEIRA**

**ENSAIOS *IN SITU* E LABORATORIAIS NO ESTUDO
GEOLÓGICO E GEOTÉCNICO DE SOLOS**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, realizada sob a orientação científica do Dr. Manuel Senos Matias, Professor Catedrático do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

Aos meus pais e irmão pela infinita paciência, compreensão e apoio.
Ao meu avô pelos momentos que não tivemos tempo de partilhar.

o júri

presidente

Prof. Dr. Jorge Manuel Pessoa Girão Medina
professor auxiliar do departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

orientador

Prof. Dr. Manuel João Senos Matias
professor catedrático do departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

arguente

Engenheiro António Duarte Machado
Empresa Geosonda – Sondagens Geotécnicas e Geofísicas, Lda.

agradecimentos

De uma forma geral, gostaria de agradecer a todos os que, de algum modo, contribuíram para a realização deste trabalho, tão importante nesta etapa do meu percurso acadêmico.

Um especial agradecimento:

- Ao Professor Senos Matias pela sua contribuição ativa na realização deste trabalho, com o rigor científico e acadêmico a este inerentes e pelo seu contínuo apoio, tanto a nível profissional como a nível pessoal.
- À empresa Geosonda por me proporcionar a possibilidade da realização de um estágio curricular, ao longo do qual tive a oportunidade de desenvolver e consolidar competências científicas, além de, capacidades fundamentais num profissional, como a persistência, resiliência e autonomia sob, qualquer circunstância de trabalho.
- Ao Paulo Resende e Cristina Sequeira e à Paula Gonçalves pelo seu contributo neste trabalho e por todo o apoio ao longo da realização do mesmo.
- Aos membros da secretaria do Geociências pelas palavras de incentivo e de carinho constantes.
- Aos meus amigos Ângela, Cristinana, Rafael, Francisco, Raquel, Maria João, Marta, Andreia e Joana pela amizade, incentivo e apoio incondicional.
- À minha família por serem apenas eles próprios e por todo o apoio possível e imaginário desde sempre.

palavras-chave

Engenharia Geotécnica, maciços terrosos, ensaios laboratorias, ensaios in situ (SPT e DPSH).

resumo

Esta tese tem como principal objetivo o estudo da geotecnia de solos, nomeadamente a realização de estudos de caracterização geológica e geotécnica de maciços terrosos.

No âmbito de um estágio curricular foram desenvolvidas campanhas de caracterização geológica e geotécnica de solos, em diferentes locais do país, que incluíram a recolha de dados *in situ*, através de ensaios como o SPT (standart penetration test) e DPSH (ensaio de penetração dinâmica super pesada), o ensaio laboratorial das amostras aí recolhidas e, finalmente, a elaboração dos respetivos relatórios geotécnicos.

A partir dos resultados dos ensaios realizados procedeu-se à respetiva avaliação e interpretação, daí resultando zonamentos geotécnicos interpretativos e propostas de parametrização das unidades nestes identificadas.

keywords

Geotechnical Engineering, soils, laboratory procedures, In situ tests (SPT, DPSH).

abstract

The main goal of this thesis is the geotechnical study of soils, specifically, the elaboration of studies of geological and geotechnical characterization of soils. Campaigns of geological and geotechnical characterization were developed in different locations of the portuguese territory, during the realization of an intership.

These campaigns included field work and collecting of field data through in situ tests (SPT, DPSH), laboratory tests on the samples collected and finally the elaboration of geotechnical reports.

With the results of the refered tests the evaluation and interpretation of said results was made, resulting in interpretative geotechnical profiles and parametrization proposals of the units identified.

Índice

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO.....	1
CAPÍTULO 2: ESTUDOS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICOS.....	3
2.1 GENERALIDADES.....	3
2.2 ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE UM MACIÇO.....	4
2.3 METODOLOGIA DE ESTUDO DE UM SOLO	6
Estudo de Caracterização Geotécnica Preliminar	11
CAPÍTULO 3: ESTUDO DE CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE UM SOLO	16
3.1 INTRODUÇÃO	16
3.2 ORIGEM E FORMAÇÃO DE UM SOLO	16
3.3 SOLOS RESIDUAIS	30
3.4 SOLOS SEDIMENTARES.....	41
CAPÍTULO 4: CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E DE IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS	53
4.1 ENSAIOS LABORATORIAIS.....	53
4.2 ENSAIOS IN SITU.....	90
CAPÍTULO 5: RELATÓRIO GEOTÉCNICO – TRABALHOS REALIZADOS.....	116
5.1 RELATÓRIO GEOTÉCNICO	116
5.2 TRABALHOS REALIZADOS	118
CAPÍTULO 6: CONCLUSÕES.....	161
ANEXOS	163
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	208

Índice de Figuras

Figura 1 – Sequência de ações numa investigação geológica-geotécnica de um maciço (adaptado de Braja M. Das (2011), Donald Coduto (1999)).	15
Figura 2 – Ciclo das Rochas (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	18
Figura 3 – Esquema representativo dos vários processos de meteorização mecânica.	19
Figura 4 – Exfoliação Mecânica (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	21
Figura 5 – Disjunção Esferoidal (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	21
Figura 6 - Erosão Diferencial (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	22
Figura 7 - Crioclastia (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	23
Figura 8 – Crescimento de cristais de sal (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	24
Figura 9 - Esquema representativo dos vários tipos de meteorização química.	25
Figura 10 - Efeito do crescimento de raízes (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	28
Figura 11 - Perfil de meteorização típico (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	34
Figura 12 – Tipos de depósitos aluvionares, segundo Silvério Coelho (1996).	42
Figura 13 – Tipos de transporte eólico (adaptado de Thompson & Turk, 1998).	45
Figura 14 – Propriedades que condicionam os constituintes do solo (Terzaghy & Peck, 1948).	54
Figura 15 – Esquema representativo da série de peneiros (Carlos Palha, 2008).	57
Figura 16 - Representação de uma curva granulométrica (Matos Fernandes, 2012).	58
Figura 17 – Curvas granulométricas de cinco solos distintos (adaptado de Donald Coduto, 1999).	60
Figura 18 - 6 classes de rolamento definidas por Powers: a- muito angular; b – angular; c - sub- angular; d - sub-rolado; e – rolado; f - bem rolado(Adaptado de Powers, 1953).	61
Figura 19 - Sedimentação e Equação de Stokes (Alveirinho Dias, 2004).	62
Figura 20 – Triângulo de Feret (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	63
Figura 21 – Definição dos limites de consistência de Atterberg (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	66
Figura 22 – Concha de Casagrande (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	67
Figura 23 – Posição do solo no momento em que o ensaio deve ser terminado (adaptado de Homero Caputo, 1967).	67
Figura 24 – Determinação gráfica do limite de liquidez (adaptado de Homero Caputo, 1967).	68
Figura 25 – Método gráfico para determinação do limite de liquidez através do método do “Fall cone” (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	69
Figura 26 – Método dos rolinhos (adaptado de Homero Coduto, 1967).	70
Figura 27 – Determinação do limite de retração e evolução do teor em água e do volume da amostra entre as condições inicial e final (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	71
Figura 28 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	73
Figura 29 – Carta de Plasticidade de Casagrande (adaptado de Homero Caputo, 1967).	77
Figura 30 – Esquema representativo das três fases físicas de um solo (adaptado de Homero Caputo,1967).	77
Figura 31 – Diagrama de fases de um solo (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	78
Figura 32 – Método do Picnómetro (adaptado de Homero Caputo,1967).	81
Figura 33 – Grandezas Básicas de um Solo (Matos Fernandes, 2012).	83
Figura 34 – Dispositivo de ensaio de corte direto (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	85
Figura 35 - Esquema do dispositivo com célula triaxial e pormenor da célula (Adaptado de Matos Fernandes, 2012).	87
Figura 36 – Equipamento de SPT.	95
Figura 37 – Equipamento constituinte do SPT (adaptado de Carlos Rodrigues).	96
Figura 38 – Ângulo de atrito das areias (Décourt, 1989; Mitchell <i>et al.</i> , (1978).	104

Figura 1 – Sequência de ações numa investigação geológica-geotécnica de um maciço (adaptado de Braja M. Das (2011), Donald Coduto (1999)).	15
Figura 2 – Ciclo das Rochas (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	18
Figura 3 – Esquema representativo dos vários processos de meteorização mecânica.	19
Figura 4 – Exfoliação Mecânica (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	21
Figura 5 – Disjunção Esferoidal (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	21
Figura 6 - Erosão Diferencial (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	22
Figura 7 - Crioclastia (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	23
Figura 8 – Crescimento de cristais de sal (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	24
Figura 9 - Esquema representativo dos vários tipos de meteorização química.	25
Figura 10 - Efeito do crescimento de raízes (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).	28
Figura 11 - Perfil de meteorização típico (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).	34
Figura 12 – Tipos de depósitos aluvionares, segundo Silvério Coelho (1996).	42
Figura 13 – Tipos de transporte eólico (adaptado de Thompson & Turk, 1998).	45
Figura 14 – Propriedades que condicionam os constituintes do solo (Terzaghy & Peck, 1948).	54
Figura 15 – Esquema representativo da série de peneiros (Carlos Palha, 2008).	57
Figura 16 - Representação de uma curva granulométrica (Matos Fernandes, 2012).	58
Figura 17 – Curvas granulométricas de cinco solos distintos (adaptado de Donald Coduto, 1999).	60
Figura 18 - 6 classes de rolamento definidas por Powers: a- muito angular; b – angular; c - sub- angular; d - sub-rolado; e – rolado; f - bem rolado(Adaptado de Powers, 1953).	61
Figura 19 - Sedimentação e Equação de Stokes (Alveirinho Dias, 2004).	62
Figura 20 – Triângulo de Feret (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	63
Figura 21 – Definição dos limites de consistência de Atterberg (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	66
Figura 22 – Concha de Casagrande (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	67
Figura 23 – Posição do solo no momento em que o ensaio deve ser terminado (adaptado de Homero Caputo, 1967).	67
Figura 24 – Determinação gráfica do limite de liquidez (adaptado de Homero Caputo, 1967).	68
Figura 25 – Método gráfico para determinação do limite de liquidez através do método do “Fall cone” (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	69
Figura 26 – Método dos rolinhos (adaptado de Homero Coduto, 1967).	70
Figura 27 – Determinação do limite de retração e evolução do teor em água e do volume da amostra entre as condições inicial e final (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	71
Figura 28 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	73
Figura 29 – Carta de Plasticidade de Casagrande (adaptado de Homero Caputo, 1967).	77
Figura 30 – Esquema representativo das três fases físicas de um solo (adaptado de Homero Caputo,1967).	77
Figura 31 – Diagrama de fases de um solo (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	78
Figura 32 – Método do Picnómetro (adaptado de Homero Caputo,1967).	81
Figura 33 – Grandezas Básicas de um Solo (Matos Fernandes, 2012).	83
Figura 34 – Dispositivo de ensaio de corte direto (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	85
Figura 35 - Esquema do dispositivo com célula triaxial e pormenor da célula (Adaptado de Matos Fernandes, 2012).	87
Figura 36 – Equipamento de SPT.	95
Figura 37 – Equipamento constituinte do SPT (adaptado de Carlos Rodrigues).	96
Figura 38 – Ângulo de atrito das areias (Décourt, 1989; Mitchell <i>et al.</i> , (1978).	104
Figura 39 – Coesão não drenada das argilas, segundo vários autores.	106
Figura 40 – Equipamento de DPSH.	109

Índice de Tabelas

Tabela 1 – Estabilidade dos minerais mais comuns à meteorização química (adaptado de Carvalho, Galopim).	27
Tabela 2 - Classificação dos graus de alteração (Little, 1969).	36
Tabela 3 – Perfis de meteorização típicos, segundo vários autores (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	37
Tabela 4 – Classificação de solos residuais (Wesley, 1988).	41
Tabela 5 – Escala de velocidade do movimento de uma massa de solo ao longo de um talude (Cruden e Varnes, 1996).	47
Tabela 6 – Tipos de moreias (Braja M. Das, 2011).	49
Tabela 7- Influência da litologia e de determinadas estruturas geológicas na existência de problemas geotécnicos (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	51
Tabela 8 - Influência de processos geológicos relacionados com a presença de água na existência de problemas geotécnicos (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	51
Tabela 9 - Influência de processos geológicos nas obras de engenharia e no meio ambiente (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	52
Tabela 10 – Peneiros e respetivas aberturas segundo a ASTM.	56
Tabela 11 – Descrição da uniformidade de um solo segundo a ASTM.	59
Tabela 12 – Classificação da consistência das argilas (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	72
Tabela 13 – Classificação da plasticidade das argilas (adaptado de Homero Caputo, 1967).	72
Tabela 14 – Classificação dos minerais de argila quanto à atividade (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	74
Tabela 15 – Resumo da Classificação Unificada (ASTM).	76
Tabela 16 – Compacidade das areias segundo a ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering).	80
Tabela 17 – Densidade relativa de alguns minerais (adaptado de Donald Coduto, 1999).	82
Tabela 18 - Aplicabilidade dos ensaios Geotécnicos (Alunos de Prospecção Geológica e Geotécnica, Universidade de Aveiro, 2003-2016).	92
Tabela 19 – Principais características do equipamento SPT.	96
Tabela 20 – Influência das propriedades dos solos granulares na resistência à penetração (adaptado de Schnaid, 2000).	99
Tabela 21 – Fator corretivo para o comprimento do trem de varas (Skempton, 1986).	100
Tabela 22 - Fator corretivo para o diâmetro do furo (Skempton, 1986).	101
Tabela 23 - Fator corretivo para o tipo de amostrador (Skempton, 1986).	101
Tabela 24 – Classificação de solos (Clayton, 1995).	103
Tabela 25 – Relação entre (N1)60 e a compacidade das areias (Matos Fernandes, 2012).	104
Tabela 26 – Peso Específico das areias (adaptado de Bowles, 1997 e Godoy, 1972).	104
Tabela 27 – Módulo de deformabilidade em função do tipo de areia (Bowles, 1997).	105
Tabela 28 – Tensão admissível mediante o tipo de areia (Terzaghy & Peck, 1948).	105
Tabela 29 - Relação entre N60 e a consistência das argilas (Matos Fernandes, 2012).	105
Tabela 30 - Peso Específico das argilas (adaptado de Bowles, 1997 e Godoy, 1972).	106
Tabela 31 – Módulo de deformabilidade em função do tipo de argila (Bowles, 1997).	106
Tabela 32 - Tensão admissível mediante o tipo de argila (Terzaghy & Peck, 1948).	106
Tabela 33 – Tipos de penetrómetros dinâmicos (adaptado de Matos Fernandes, 2006).	108
Tabela 34 – Especificações do equipamento do DPSH (Matos Fernandes, 2006).	109
Tabela 35 – Tipo de terreno de fundação (EN 1 – 1998).	124

Tabela 1 – Estabilidade dos minerais mais comuns à meteorização química (adaptado de Carvalho, Galopim).	27
Tabela 2 - Classificação dos graus de alteração (Little, 1969).	36
Tabela 3 – Perfis de meteorização típicos, segundo vários autores (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	37
Tabela 4 – Classificação de solos residuais (Wesley, 1988).	41
Tabela 5 – Escala de velocidade do movimento de uma massa de solo ao longo de um talude (Cruden e Varnes, 1996).	47
Tabela 6 – Tipos de moreias (Braja M. Das, 2011).	49
Tabela 7- Influência da litologia e de determinadas estruturas geológicas na existência de problemas geotécnicos (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	51
Tabela 8 - Influência de processos geológicos relacionados com a presença de água na existência de problemas geotécnicos (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	51
Tabela 9 - Influência de processos geológicos nas obras de engenharia e no meio ambiente (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).	52
Tabela 10 – Peneiros e respetivas aberturas segundo a ASTM.	56
Tabela 11 – Descrição da uniformidade de um solo segundo a ASTM.	59
Tabela 12 – Classificação da consistência das argilas (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	72
Tabela 13 – Classificação da plasticidade das argilas (adaptado de Homero Caputo, 1967).	72
Tabela 14 – Classificação dos minerais de argila quanto à atividade (adaptado de Matos Fernandes, 2012).	74
Tabela 15 – Resumo da Classificação Unificada (ASTM).	76
Tabela 16 – Compacidade das areias segundo a ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering).	80
Tabela 17 – Densidade relativa de alguns minerais (adaptado de Donald Coduto, 1999).	82
Tabela 18 - Aplicabilidade dos ensaios Geotécnicos (Alunos de Prospecção Geológica e Geotécnica, Universidade de Aveiro, 2003-2016).	92
Tabela 19 – Principais características do equipamento SPT.	96
Tabela 20 – Influência das propriedades dos solos granulares na resistência à penetração (adaptado de Schnaid, 2000).	99
Tabela 21 – Fator corretivo para o comprimento do trem de varas (Skempton, 1986).	100
Tabela 22 - Fator corretivo para o diâmetro do furo (Skempton, 1986).	101
Tabela 23 - Fator corretivo para o tipo de amostrador (Skempton, 1986).	101
Tabela 24 – Classificação de solos (Clayton, 1995).	103
Tabela 25 – Relação entre (N ₁) ₆₀ e a compacidade das areias (Matos Fernandes, 2012).	104
Tabela 26 – Peso Específico das areias (adaptado de Bowles, 1997 e Godoy, 1972).	104
Tabela 27 – Módulo de deformabilidade em função do tipo de areia (Bowles, 1997).	105
Tabela 28 – Tensão admissível mediante o tipo de areia (Terzaghy & Peck, 1948).	105
Tabela 29 - Relação entre N ₆₀ e a consistência das argilas (Matos Fernandes, 2012).	105
Tabela 30 - Peso Específico das argilas (adaptado de Bowles, 1997 e Godoy, 1972).	106
Tabela 31 – Módulo de deformabilidade em função do tipo de argila (Bowles, 1997).	106
Tabela 32 - Tensão admissível mediante o tipo de argila (Terzaghy & Peck, 1948).	106
Tabela 33 – Tipos de penetrómetros dinâmicos (adaptado de Matos Fernandes, 2006).	108
Tabela 34 – Especificações do equipamento do DPSH (Matos Fernandes, 2006).	109
Tabela 35 – Tipo de terreno de fundação (EN 1 – 1998).	124
Tabela 36 - Aceleração máxima de referência (agR) nas várias zonas sísmicas (adaptado de EN1-1998).	126
Tabela 37 - Classificação do estado de alteração (ISRM, 1981).	128
Tabela 38 - Classificação do espaçamento entre fraturas (ISRM, 1981).	128

Simbologia

ϕ, ϕ' - Ângulo de atrito interno, ângulo de atrito interno em tensões efetivas

γ - Peso volúmico

γ_d - Peso volúmico seco

γ_s - Peso volúmico das partículas sólidas

γ_{sat} - Peso volúmico saturado

γ_w - Peso volúmico da água

Δe - Variação do índice de vazios

Δu - Excesso de pressão neutra ou de pressão intersticial

ϵ - Deformação volumétrica

σ, σ' - Tensão normal total, tensão normal efetiva

σ'_h - Tensão efetiva horizontal

σ'_p - Tensão de pré consolidação

σ'_v - Tensão efetiva vertical σ_h, σ_{h0} - Tensão total horizontal, tensão horizontal em repouso

σ_v, σ_{v0} - Tensão total vertical, tensão vertical em repouso

τ - Resistência ao corte

c - Coesão

c' - Coesão em tensões efetivas

c_u - Resistência não drenada

e, e_{max}, e_{min} - Índice de vazios, índice de vazios máximo, índice de vazios mínimo

n - Porosidade

k - Coeficiente de permeabilidade

k_0 - Coeficiente de impulso em repouso

q_u - Resistência à compressão simples

w - Teor em água

w_L - Limite de liquidez

w_P - Limite de plasticidade

w_s - Limite de retracção

N, N_{spt} - Número de golpes ou pancadas

$(N_1)_{60}$ - Correção de N (SPT)

N_{20} - Número de golpes para a cravação de 20 cm

RQD - Rock Quality Designation

ISRM - International Society for Rock Mechanics

$\Delta\sigma$ - Variação da tensão

ν - coeficiente de Poisson

ΔQ - Variação da carga

C_j - Proporção de material que passa nos crivos

D_j - Diâmetro dos crivos

P_i - Peso do material retido nos crivos

C_u - Coeficiente de uniformidade

D_{60}, D_{10}, D_{30} - Diâmetros dos crivos que permitem passar 60%, 10% e 30% do material

I_p - Índice de plasticidade

Ic – Índice de consistência

β - Declive da recta de fluxo

At – Actividade das argilas

V- Volume

ID- Compacidade das areias

Gs – Densidade das partículas sólidas

OCR – Grau de sobreconsolidação

T - Tensão de corte

F, A- Força e Área

CE – Energia transmitida às varas

ERr- Rácio de energia transmitida às varas (60%)

EP- Energia potencial do pilão (63.5 kg x 0.76m)

p_a - Pressão atmosférica (100 kPa)

S'v0 - Tensão efectiva à profundidade em que o valor N60 foi obtido

CN - Efeito da pressão vertical devido à sobrecarga do solo em areias

Es,DP – Energia específica por golpe (ensaio DPSH)

M- Massa do martelo

g- Aceleração da gravidade

H- Altura



CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO

Segundo vários membros da comunidade científica, “Engenharia Geotécnica” pode ser definida como o ramo da engenharia civil, que se debruça sobre o estudo do solo e de maciços rochosos, como base de suporte à construção, bem como o estudo da água subterrânea e a sua interação com as estruturas de engenharia civil, nas várias fases de um projeto.

A Engenharia Geotécnica engloba, portanto, três disciplinas científicas principais, como sejam, a Geologia de Engenharia, a Mecânica dos Solos e a Mecânica das Rochas.

A Geologia de Engenharia apresenta como principal objetivo o estudo e esclarecimento sobre os processos de origem dos terrenos e a sua descrição e caracterização; compreende ainda, a integração dos dados estudados referentes aos referidos terrenos, no estudo da interação dos mesmos com as estruturas de engenharia e consequentes impactos ambientais.

Relativamente à Mecânica dos Solos e Mecânica das Rochas têm por base a análise de estabilidade de terrenos (terrosos ou rochosos, respetivamente) e o seu comportamento previsível durante e após a realização de qualquer intervenção.

De referir que, a Engenharia Geotécnica é uma área da engenharia, relativamente recente, cujo desenvolvimento foi impulsionado pela necessidade de perceber o comportamento dos terrenos, face a práticas de engenharia cada vez mais complexas, e também, permitir a prática construtiva em locais cujas características do terreno de implantação não eram ótimas, dado o rápido desenvolvimento da área construtiva, e consequente, lotação dos locais com melhores características para suporte de infraestruturas.

A disseminação da construção de barragens e túneis, durante o século XX, muitas vezes em locais com características geológicas e geotécnicas pouco apropriadas, terá sido um dos fatores que terá contribuído para o avanço da Engenharia Geotécnica.

Além disso, o avanço exponencial da atividade construtiva, a partir do século XIX, foi acompanhado por acidentes e situações problemáticas, provocados pelo fraco entendimento do comportamento do terreno de implantação, face a diferentes características de infraestruturas.

O método de “tentativa-erro”, aplicado até então na prática construtiva, tornou-se insatisfatório, impondo-se a necessidade de uma nova e mais adequada abordagem a esse tipo de problemas.

Os primeiros grandes desenvolvimentos na área da Engenharia Geotécnica foram atingidos em território sueco, cujo investimento nesta área de engenharia estava diretamente relacionado com a fraca qualidade dos terrenos, na maior parte do território.



A referida situação levou a que fosse formada uma Comissão de Geotecnia, cuja atuação se prendeu, essencialmente, com o desenvolvimento de novos métodos de perfuração e amostragem de terrenos, nomeadamente maciços terrosos, e com a produção de equipamentos de ensaios laboratoriais. De facto, foi na Suécia que se desenvolveu pela primeira vez o método de recolha de amostras não perturbadas.

Em 1922, a Comissão apresentou à comunidade científica o primeiro relatório geotécnico, relativamente aos projetos desenvolvidos.

Mais tarde, Karl Terzaghi desenvolveu a teoria da consolidação, que é considerada por muitos a primeira grande afirmação da Geotecnia na comunidade científica e que terá sido acompanhada, em 1925 pela publicação do primeiro livro cujo enfoque foi a Geotecnia, e chamado *“The Mechanics of Earth Construction Based on Soil Physics”*.

Atualmente, o estudo da Engenharia Geotécnica prende-se, cada vez mais, com a dicotomia entre o desenvolvimento de novas técnicas para a resolução de problemas de engenharia e nos eventuais problemas éticos e ambientais daí decorrentes.

O mercado mundial atual, ferozmente competitivo, origina um procedimento por parte dos técnicos de engenharia, amplamente assente em aspetos económicos. Contudo, é essencial a compreensão de que, dependendo da tipologia e dimensão da obra de engenharia, e até um determinado ponto, os custos com situações imprevistas durante a fase de construção podem ser substancialmente diminuídos com a realização de campanhas de caracterização geológica e geotécnica, mais aprofundadas e diversificadas.

O grande objetivo da Engenharia Geotécnica moderna tem sido investir nas fases iniciais dos projetos de engenharia, para precaver acidentes ou cenários construtivos demasiado complexos ou de risco, ao invés de intervir apenas na fase de mitigação dos efeitos de acidentes ou ocorrência de situações inesperadas, já durante a fase construtiva.

Compreende-se, portanto, a necessidade de investimento em estudos de caracterização geológica e geotécnica cada vez mais fiáveis.

Face ao exposto, apresentam-se de seguida os principais objetivos a desenvolver com a realização deste trabalho, que envolveu a combinação entre um projeto de pesquisa teórica e a realização de um estágio curricular:

- Conceção de um projeto de prospeção geotécnica;
- Realização de ensaios de prospeção geotécnica;
- Análise e interpretação dos resultados dos referidos ensaios;
- Realização de relatórios de caracterização geológica e geotécnica.



CAPÍTULO 2: ESTUDOS GEOLÓGICO – GEOTÉCNICOS

2.1 GENERALIDADES

Segundo Bowles (1988), em “Foundation Analysis”, a fundação é a parte de um sistema de engenharia que transmite ao maciço subjacente, rochoso ou terroso, e através deste, sobrecargas geradas pelo seu peso próprio. Os estados de tensão experimentados determinam o comportamento do maciço, sendo este condicionado pelas características intrínsecas do próprio maciço e pela “história” geológica dos estratos presentes.

Deste modo, a escolha da metodologia de estudo de um maciço não é um processo simples, uma vez que, depende e é condicionada por uma diversidade de fatores técnicos, bem como, da experiência profissional dos responsáveis técnicos envolvidos.

A existência de um Eurocódigo, surge com o principal objetivo de definir um conjunto de normas, a nível europeu, para o projeto de estruturas de edifícios e de outras obras de engenharia civil, realizadas com diferentes materiais. A estes, acrescentam-se os anexos nacionais, nos quais são estabelecidas as condições particulares de aplicação em Portugal, de cada uma das partes dos Eurocódigos.

O Eurocódigo 7 (1997) tem vindo a sofrer várias atualizações ao longo dos anos, de acordo com a evolução da área de conhecimento na qual se enquadra. Este documento encontra-se dividido em duas partes principais. Na primeira parte são definidas e enumeradas regras gerais do processo de dimensionamento geotécnico, relativas a princípios gerais, e requisitos a cumprir de forma garantir a segurança, a utilização e a durabilidade das estruturas a serem suportadas pelo maciço dimensionado. A segunda parte, do Eurocódigo 7, prende-se com a padronização e descrição dos vários processos de prospeção geotécnica, englobando ensaios de campo e ensaios laboratoriais.

É fundamental considerar a relação entre o Eurocódigo 7 e os restantes Eurocódigos existentes, de forma a garantir a coerência entre as várias áreas de técnicas inerentes à edificação de qualquer tipo de estrutura, pelo que as Normas Europeias que constituem os Eurocódigos não devem ser analisadas isoladamente, dado formarem um conjunto que se articula entre si.

Por exemplo, o projeto de uma estrutura de um edifício de betão armado, necessitará da aplicação das normas incluídas nas versões nacionais das EN 1992-1-1 e EN 1992-1-2 (relativas às estruturas de betão), mas também da EN 1990 (relativa às bases de projeto), das EN 1991-1-1 a EN 1991-1-5



(relativas às ações em estruturas), da EN 1997-1 (relativa ao projeto geotécnico) e, finalmente, das EN 1998-1 e EN 1998-5 (relativas ao projeto de estruturas para resistência aos sismos).

2.2 ESTUDO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICO DE UM MACIÇO

2.2.1. Generalidades

Segundo Charles H. Dowding (1979), o processo de exploração para caracterizar e definir propriedades, a pequena escala, dos estratos presentes num local de construção, diz respeito, exclusivamente, à engenharia geotécnica. Noutras especialidades da engenharia, as propriedades dos materiais são sujeitas a especificações de projeto e, posteriormente, durante a construção ou fabrico, estes são sujeitos a um controlo de qualidade para que se adaptem aos requisitos previamente estabelecidos. No caso da Geotecnia, as propriedades do solo não são passíveis de serem padronizadas, nem de serem sujeitas a especificações, pelo que são deduzidas e estudadas ao longo do período de exploração.

Consequentemente, a escolha da metodologia de estudo de um maciço não se apresenta como uma tarefa simples e direta uma vez que, depende de um grande número de fatores conhecidos e, por vezes hipotéticos, relacionados com o projeto em desenvolvimento, nomeadamente, da natureza geológica-geotécnica da zona onde se este será implementado.

2.2.2. Objetivos do Estudo Geológico-Geotécnico

De forma sintética, pode-se afirmar que o propósito fundamental de uma investigação geotécnica se prende com a averiguação das condições do solo, rocha e água existentes no local de implantação do projeto, e respetiva vizinhança, determinando as propriedades do maciço terroso ou rochoso, e reunindo toda e qualquer tipo de informação adicional relevante para a caracterização e conhecimento verídico do local, culminando na elaboração de um modelo que represente as características do terreno, e permita obter parâmetros de dimensionamento fundamentais à elaboração e execução do projeto.



De facto, o estudo geológico e geotécnico, do local de implantação do projeto, constitui um pré-requisito para a realização de um projeto que se enquadre nos limites de orçamento, de tempo e de praticabilidade, previamente estabelecidos.

Segundo vários autores, nomeadamente Braja M. Das (2011), podemos definir os principais objetivos de um estudo geológico-geotécnico como, os que abaixo se enumeram:

- Determinação da sequência litoestratigráfica do solo e rocha presentes no local de implantação e a influência provocada pela estrutura na mesma;
- Caracterização dos parâmetros geológicos e geotécnicos, da referida sequência, com destaque na resistência, na compressibilidade e permeabilidade dos estratos, que possam afetar o projeto e processos construtivos das estruturas e fundações projetadas:
 - ◇ Seleção do tipo e profundidade de implantação da fundação para a estrutura projetada;
 - ◇ Avaliação da capacidade de carga da referida fundação;
 - ◇ Cálculo dos assentamentos estimados da fundação;
 - ◇ Detecção de eventuais problemas futuros, a nível da fundação, como sejam, a existência de solos fortemente expansíveis, solos colapsíveis e solos de aterro;
 - ◇ Estimativa da pressão lateral do solo na construção da fundação, como sejam as estruturas de suporte;
- Determinação do nível freático e eventuais condições hidrogeológicas complexas que possam afetar os elementos estruturais da fundação;
- Identificação de possíveis problemas geológicos existentes, como sejam, a presença de grandes infiltrações, de estruturas geológicas que possam provocar instabilidade, estados de tensões anisotrópicos, presença de materiais demasiado brandos ou expansivos, etc.;
- Realização de estudos e ensaios adicionais, na ocorrência de situações construtivas imprevistas e eventuais alterações no projeto estrutural e processos construtivos.

Segundo o Eurocódigo 7, um estudo de caracterização geotécnica, deve ser planeado de forma a assegurar que a informação e dados geotécnicos relevantes sejam conhecidos nas várias fases do projeto geotécnico, garantindo, em simultâneo, que a referida informação é adequada e que possibilita a gestão de eventuais riscos ou situações problemáticas que sejam à partida conhecidos, ou sejam previstos de ocorrer.



Em suma, um estudo de reconhecimento geotécnico consiste na utilização de técnicas, que aplicadas diretamente sobre o terreno, permitem obter, ou não, um resultado numérico para um melhor conhecimento do solo. Este reconhecimento pode ser realizado por técnicas diretas que, permitem a obtenção imediata do parâmetro pretendido, ou por técnicas indiretas, através das quais se obtêm medições que, através de correlações e métodos de cálculo, possibilitam a obtenção do parâmetro geotécnico em estudo.

2.3 METODOLOGIA DE ESTUDO DE UM SOLO

2.3.1 Eleição do Método de Estudo

A escolha do método de estudo de um solo e o planeamento de um programa de reconhecimento do terreno, constituem duas tarefas extremamente delicadas, pois dependem significativamente da experiência dos técnicos envolvidos, dos requisitos construtivos, atendendo ao comportamento da estrutura projetada e da natureza geológica do local de implantação dessa mesma estrutura. Com efeito, uma planificação adequada desta investigação pode implicar reduções importantes nos custos da prospeção do terreno e, sobretudo, uma maior veracidade e rigor nos resultados obtidos.

A qualidade de uma investigação geológica e geotécnica irá depender da relação intrínseca entre um planeamento coerente do reconhecimento do solo, da adequabilidade do método ao local em estudo e da fiabilidade dos resultados obtidos.

A competência técnica, do engenheiro responsável, apresenta-se como um fator de grande importância no sucesso e qualidade de uma investigação geotécnica. Este deve estar bem familiarizado com os métodos de reconhecimento do solo, ensaios laboratoriais e ensaios *in situ*, incluindo as respetivas vantagens e desvantagens, bem como a adequabilidade da sua aplicação de acordo com o projeto em desenvolvimento. Além disso, este deverá conhecer com pormenor os regulamentos da atividade de investigação, estabelecidos no Eurocódigo, e aplicáveis ao local de implantação do projeto.

Finalmente, na escolha da metodologia de estudo do maciço é de maior importância ter em consideração alguns fatores significativos, como sejam:



- A variabilidade da geologia do local, bem como, a espessura e extensão do solo e as respetivas características geotécnicas;
- A dimensão e complexidade da estrutura projetada e, conseqüente, carregamento gerado no solo após a sua implantação;
- A relação entre o custo, quantidade e qualidade de informação detalhada recolhida no processo de investigação, já que o valor de informação adicional diminui em função da quantidade de informação previamente disponível.

2.3.2. Estudos Prévios e de Viabilidade

Tendo em consideração as condicionantes, referidas no ponto anterior, o Eurocódigo 7 sugere que, a metodologia de estudo se deverá assentar no conhecimento preliminar da categoria geotécnica da obra.

Neste sentido, é impreterível realizar um estudo preliminar que permita a classificação da obra e posterior organização do estudo de caracterização geológica e geotécnica. Esta etapa, prévia à investigação geotécnica propriamente dita, pode ser dividida, segundo vários autores como Braja M. Das(2011) , Fu Han Chen (1999) e Terzaghi & Peck (1948), em duas partes:

- i. Recolha de informação disponível (“desk study”);
- ii. Reconhecimento preliminar do terreno (“site reconnaissance”)

Em 1968, Rudolph Glossop afirmou “se não conhecermos o que é suposto estarmos a analisar, numa investigação *in situ*, não é provável encontrar qualquer fator relevante.”

De facto, a recolha, organização e análise, de informação que é realizada, tendo em consideração os requisitos de construção, de comportamento da estrutura projetada e as condições do local de implantação do projeto, apresenta-se como um procedimento de extrema importância já que, permite aos técnicos ter um primeiro contacto com o local de estudo, e respetivas características principais que, poderão condicionar o projeto inicial.

É necessário proceder a uma definição conceptual do projeto, isto é, conhecer o tipo de estruturas projetadas, incluindo informação sobre a sua localização e dimensão, a magnitude e extensão dos carregamentos e, conseqüentes, assentamentos gerados pela estrutura, o método construtivo, o período de construção estimado e toda a legislação específica e local respeitante e aplicável ao projeto a realizar.



Além dos aspetos construtivos acima referidos, existe um conjunto de informação relativa ao local de implantação do projeto que deve ser recolhida e analisada de forma cuidadosa.

- A topografia pode ser consultada e analisada a partir de mapas topográficos e fotografias aéreas do local. O conhecimento atualizado desta característica do terreno é importante, dada a sua influência direta na configuração do sistema de drenagem local, na acessibilidade do pessoal e equipamentos ao local de estudo, na existência de eventuais situações de instabilidade de taludes e aterros, bem como, no planeamento de intervenções de movimentos de terras necessários para a execução do projeto.
- A anterior utilização do local de implantação deve ser conhecida de forma a avaliar se o solo terá sido sujeito a qualquer tipo de intervenção que possa ter gerado alterações nas características do solo (estados de tensão e relações tensões-deformações). Por exemplo, é bastante frequente encontrar contaminações no sistema hidrogeológico em locais de antigas explorações mineiras e vizinhanças.
- O estudo dos mapas geológicos regionais, e respetivas notícias explicativas, constitui um passo de extrema importância, dada a quantidade de informação relevante que pode ser “extraída” destes documentos, sendo possível fazer uma descrição geral das condições geológicas locais que têm de ser consideradas antes de realizar qualquer tipo de ensaios e de proceder a qualquer tipo de recomendação relativamente ao projeto de estruturas. Além de permitir conhecer a litologia presente na região, possibilita a identificação de qualquer tipo de estrutura geológica presente nas redondezas, pelo que será impreterível estudar a sua eventual influência na intervenção ao solo projetada.
- O acesso a estudos de investigação geotécnica, mapas e relatórios geotécnicos previamente realizados na região pode ser de grande utilidade, na medida em que permitirá ter uma ideia do comportamento mecânico dos estratos da região e possíveis dificuldades ou problemas geotécnicos associados.
- A análise de fotografias aéreas constitui uma forma, relativamente rápida e económica, de obter informações relativamente à topografia, geologia, sistema de drenagem do local de implantação do projeto e respetivos acessos. Além disso, o processo de fotointerpretação permite a identificação dos diferentes tipos litológicos presentes no local e respetivos contactos e características estruturais e geomorfológicas da zona.
- O clima característico da região, na qual se insere o local de estudo, pode de uma forma, mais ou menos acentuada, afetar a composição e condições do solo aí existente, isto é, o clima apresenta-se como um fator determinante no tipo de processos de meteorização



ocorrentes e, conseqüentemente, mediante a geologia do local é possível fazer uma previsão do tipo de produtos de alteração que possam existir.

Após recolher todas estas informações procede-se a um reconhecimento preliminar no local, com o objetivo de confirmar a informação prévia recolhida, e eventualmente, completar a mesma. Uma inspeção visual do local escolhido, para implantação do projeto, numa fase inicial do projeto, permite esclarecer aspetos relacionados com a topografia do local, existência de intervenções prévias no solo, presença e caracterização de estruturas geológicas existentes e configuração do sistema de drenagem superficial.

No seu conjunto, a realização deste estudo preliminar comporta vantagens significativas, sendo bastante útil no planeamento do estudo de caracterização geotécnica, permitindo classificar o projeto em termos de categoria geotécnica e, em determinadas situações, possibilita significativas poupanças orçamentais, através da antecipação de alguns problemas ou condições complexas durante as fases mais avançadas da exploração. Desta forma, após a análise da informação recolhida, pode proceder-se a uma revisão do projeto inicial e, eventualmente, poderá realizar-se algumas alterações ou adaptações do projeto mediante as condições *in situ* existentes.

2.3.3. Anteprojeto – Definição de uma Categoria Geotécnica

A composição e quantidade de estudos de caracterização geotécnica devem adequar-se à fase particular de estudo em causa e à categoria geotécnica da obra, pelo que se a natureza e amplitude dos estudos de caracterização geotécnica estiverem relacionados com a categoria geotécnica da estrutura, as condições do terreno suscetíveis de influenciar a atribuição da categoria geotécnica da obra deverão ser determinadas tão cedo quanto possível.

A atribuição de uma Categoria Geotécnica, ao projeto em estudo, deve ser baseada na relação entre o solo do local de implantação e o tipo de carregamento gerado pela estrutura projetada. Este processo, permitirá ao engenheiro determinar, numa fase inicial, o nível e extensão da investigação requerida pelas características do projeto, tal como, a adequabilidade dos ensaios a realizar.

Apresentam-se de seguida, as definições das três categorias geotécnicas estabelecidas no EN 1997-1, salvaguardando-se o facto de que esta classificação deverá ser verificada ao longo das várias



fases de projeto e execução e adaptada ao longo deste processo se necessário, devido a aspetos de carácter técnico ou orçamental.

A **categoria geotécnica 1** engloba estruturas relativamente simples e pequenas, com risco praticamente desprezável em termos de estabilidade global ou de movimentos do terreno, e para as quais sejam efetivamente assegurados os requisitos fundamentais apenas com base na experiência técnica e em estudos de caracterização geotécnica de natureza qualitativa.

Na **segunda categoria geotécnica** enquadram-se os tipos correntes de estruturas e fundações, que não envolvam riscos de estabilidade fora do mais frequente, nem condições complexas em termos da natureza geológica e geotécnica do terreno e do tipo de carregamento previsto. Desta forma, neste tipo de obra serão apenas aplicados os procedimentos de rotina, quer no estudo de caracterização geotécnica, quer no dimensionamento, quer na construção.

A título de exemplo, enumeram-se, de seguida, algumas estruturas que ilustram a referida categoria geotécnica:

- Fundações superficiais e por estacas;
- Ensoleiramentos gerais;
- Estruturas de suporte;
- Escavações, aterros e movimentos de terras;
- Ancoragens;
- Túneis em rocha resistente, não fraturada e sem requisitos especiais de impermeabilização ou outros.

Finalmente, a **categoria geotécnica 3** é relativa a estruturas ou partes de estruturas não incluídas nas categorias anteriores, como sejam, estruturas de grande dimensão ou complexas, que envolvam riscos significativos ou condições de projeto excecionalmente complexas, que exijam estudos específicos e caracterização geotécnica ou adoção de medidas construtivas especiais e estruturas localizadas em áreas de atividade sísmica significativa.

Dada a significativa variabilidade das características do solo, os estudos de caracterização geotécnica dependem diretamente da experiência do engenheiro responsável, bem como, da quantidade e qualidade da informação recolhida na fase de estudo preliminar do maciço. Torna-se, portanto, de extrema importância a capacidade do técnico responsável de conceber e planear programas de investigação geotécnica progressivos e flexíveis, de forma a possibilitar a sua



adaptação a eventuais situações complexas ou inesperadas que possam, eventualmente, surgir durante toda a fase da obra.

Nesta conformidade, após ter sido atribuída uma categoria geotécnica à obra e analisada a informação existente sobre o local, procede-se ao planeamento do programa do estudo de caracterização geotécnica, no qual deve constar o número e localização exata dos pontos de investigação (sondagens, ensaios *in situ*) e a profundidade das perfurações de solo previstas.

A organização do referido programa é, evidentemente, influenciada pela natureza, dimensão e importância do projeto e pela qualidade e coerência do estudo prévio realizado.

Dependendo da organização do estudo geotécnico, o respetivo custo total poderá variar. Em casos de estudos correntes, que impliquem a realização de ensaios de penetração dinâmica e amostragem para ensaio em laboratório, o custo do trabalho de campo e laboratorial poderá representar cerca de 60 a 70 % do custo total do estudo geotécnico, sendo que a restante percentagem corresponde à realização do relatório de caracterização geológica e geotécnica. Por outro lado, em estudos nos quais se impõe a necessidade de realização de sondagens, além dos ensaios correntes, o custo do trabalho de campo e laboratorial poderá representar cerca de 90% do custo total e a realização do relatório apenas 10% do mesmo.

Estudo de Caracterização Geotécnica Preliminar

A fase de estudo preliminar de caracterização geotécnica permite a identificação das áreas, do local de implantação do projeto, que deverão ser sujeitas a procedimentos de investigação, de forma a recolher informação relevante.

Estes estudos devem ser organizados de forma a obter informação detalhada concerne:

- A estabilidade e adequabilidade geral do local;
- A adequabilidade do local comparativamente a locais alternativos passíveis de serem selecionados;
- A localização mais favorável à implantação da estrutura projetada;
- A avaliação dos impactos gerados pela execução da obra no local de implantação e vizinhanças, considerando todas as infraestruturas aí existentes;
- A identificação de locais de empréstimo de terras, quando tal seja relevante;



- O planeamento dos estudos de caracterização para o dimensionamento e para o controlo do comportamento do terreno e da estrutura a edificar.

Deste modo, a fase preliminar do estudo de caracterização geotécnica consiste na obtenção de informação relativa à profundidade e espessura dos estratos, presentes no local de implantação do projeto, bem como, o tipo e condições em que se encontram o solo e/ou rocha presentes, a profundidade do nível freático ou o perfil de pressão intersticial em profundidade, a avaliação qualitativa dos parâmetros resistentes e de deformação do solo e rocha e a, finalmente, a análise do potencial de contaminação da rede de drenagem durante a implementação do projeto.

Com o propósito de obter esta informação torna-se necessário, na maioria dos casos, a execução de furos de sondagem ou poços para recolha de amostras a várias profundidades (intactas e perturbadas), em locais com intervalos previamente definidos, para subsequente observação e realização de testes de laboratório. Este procedimento permite conhecer de uma maneira geral a estratificação e tipo de solo presente, bem como, a localização do nível freático.

Não existem regras precisas para determinar o número de pontos de perfuração, numa fase inicial da investigação, sendo que é necessário que sejam suficientes para poder definir, de forma coerente e fiável, as particularidades geológicas de um local.

O espaçamento entre perfurações depende, diretamente, da complexidade e variabilidade da geologia do local, enquanto que, a respetiva profundidade é condicionada pelo tipo de construção projetada e pela profundidade de influência dos carregamentos gerados (Coelho,1996).

Existem vários autores que apresentam valores de referência, em termos de profundidade e espaçamento entre perfurações mediante o tipo de construção projetada. Contudo, o LNEC apresenta um conjunto de especificações, (LNEC E 217-1968), relativamente ao número e disposição das operações de prospeção e profundidade de prospeção. Nestes documentos, não são definidos qualquer tipo de valores de referência, mas apresentam considerações essenciais e orientadoras no planeamento das atividades de prospeção.

Segundo as Especificações LNEC E 217-1968, o planeamento de uma investigação *in situ* deverá ser suficientemente flexível, para permitir qualquer tipo de adaptação necessária no decorrer dos trabalhos. A disposição e espaçamento entre sondagens, ou outras operações de prospeção, bem como, a sua respetiva profundidade deve ser tal que permita o esclarecimento de qualquer questão, pendente nos estudos prévios e de viabilidade e que possa condicionar o comportamento



da obra, e a revelação de eventuais modificações significativas na espessura, profundidade, estrutura ou propriedades das formações atravessadas.

Assim, recomenda-se a organização de uma malha, de pontos de investigação, inicialmente larga e que vá sendo complementada conforme a adequabilidade e qualidade dos dados recolhidos, na qual a profundidade dos pontos prospetados deverá ser tal que, o terreno deixe de sofrer deslocamentos ou deformações significativas, devido às tensões induzidas pela obra.

De acordo com as Especificações LNEC E 217-1968, um ponto de prospeção deve atingir uma profundidade que atravesse todas as formações recentes, que eventual estarão ainda em processo de consolidação pelo peso próprio das camadas, até penetrar as formações mais antigas, dentro dos limites de tempo e custos estabelecidos para o projeto. Acrescenta-se ainda que, que devem ser tidas em extrema atenção as zonas de alteração atravessadas na prospeção, bem como, os terrenos mais superficiais, sujeitos a significativas variações volumétricas induzidas pelas variações sazonais de humidade.

O perfil geológico de cada local é determinado a partir das amostras recolhidas, sendo que é essencial prestar especial atenção ao processo de extrapolação de informação entre as várias sondagens. Por isso, de forma a aumentar o grau de veracidade e eficácia das informações extrapoladas, a partir das perfurações efetuadas, é frequente recorrer-se a métodos geofísicos.

No final desta fase de estudo é possível elaborar uma hipótese de modelo geológico-geotécnico que, providenciará uma base de trabalho representativa das condições do solo esperadas no local de implantação do projeto.

2.3.4 Projeto - Estudo de Caracterização Geotécnica Detalhado

O principal objetivo desta fase de estudo consiste na refinação do modelo geológico-geotécnico previamente concebido, através da determinação das características geotécnicas das camadas identificadas, na fase de estudo preliminar, como zonas de maior interesse e complexidade de comportamento e, eventualmente, locais críticos.

No estudo de solos algumas das características com maior interesse correspondem à respetiva distribuição granulométrica, aos limites de consistência e o seu teor de matéria orgânica, à permeabilidade, e aos parâmetros de resistência e consolidação do solo.



Em suma, pode referir-se esta fase de estudo de caracterização geotécnica como uma etapa de complementação da informação, aprofundamento e refinação da informação previamente obtida, sendo que para tal se recorre a ensaios *in situ* e a ensaios laboratoriais.

É essencial referir que, a adequabilidade dos ensaios depende do tipo de material existentes e do tipo de características e parâmetros que se pretendem determinar. Desta forma, é bastante frequente recorrer à combinação de diferentes ensaios, que se complementam de forma bastante eficaz.

Finalmente, com base na informação recolhida ao longo da investigação geológica e geotécnica, o engenheiro procede à conceção de um modelo interpretativo, mais completo e detalhado, no qual são representadas o tipo, configuração e propriedades geotécnicas das várias camadas de solo presentes no local. Com base no referido modelo, são identificadas possíveis áreas críticas para as quais são propostas soluções e alternativas ao projeto inicial e, caso seja necessário, são realizadas recomendações construtivas específicas.

2.3.5 Construção e Exploração

Nas duas últimas fases de um projeto, a intervenção do engenheiro geotécnico prende-se, essencialmente, com o controlo geotécnico da obra e a resposta da interação solo-estrutura.

O método de controlo e monitorização da obra durante a fase de construção apresenta-se, frequentemente, como um meio de diminuir os custos totais do projeto, uma vez que, poderá permitir a redução dos fatores de segurança aplicados. Acrescenta-se que, esta abordagem é essencial em áreas críticas, com o principal objetivo de evitar qualquer tipo de ocorrência inesperada.

Relativamente à fase de exploração é importante referir que, um projeto de fundações envolve diretamente parâmetros geotécnicos, que não podem ser determinados com indubitável grau de veracidade, devido às incertezas inerentes ao estudo de um solo, pelo que a interação entre este e a estrutura edificada apenas pode ser analisada a partir de medições independentes no subsolo e na estrutura.



Conceito do Projeto

- Propósito
- Prazos de projeto e execução
- Número, localização e tipo de estruturas propostas
- Planos para futuras expansões
- Utilização futura das estruturas
- Requisitos especiais (p.e. fundações sísmicas)

Estudo Inicial Preliminar

- Recolha de informação existente
- Reconhecimento/ Inspeção visual do local

Hipótese de trabalho

- Modelo geológico - Geotécnico com as condições esperadas

Classificação da obra

- Atribuição de uma Categoria Geotécnica
- Seleção dos parâmetros Geotécnicos a determinar

Planificação do Programa de Investigação Geotécnica

Estudo de Caracterização Geotécnica

- Estudo Preliminar
- Estudo Detalhado

Análise e avaliação dos parâmetros obtidos

Concepção de um Modelo de Análise Geológica-Geotécnica

Avaliação de soluções alternativas ao Projeto Inicial

Recomendações Específicas

Monitorização da construção e consultoria

Entrega da Obra

Figura 1 – Sequência de ações numa investigação geológica-geotécnica de um maciço (adaptado de Braja M. Das (2011), Donald Coduto (1999)).



CAPÍTULO 3: ESTUDO DE CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE UM SOLO

3.1 INTRODUÇÃO

A conceção do projeto de uma estrutura, obriga que o engenheiro de fundações conheça as propriedades do terreno no qual estas serão implantadas.

Ao contrário da maioria dos materiais de construção, cujas propriedades são controladas de acordo com determinados requisitos e especificações, o solo é um material altamente heterogéneo, pelo que as suas propriedades geológicas e geotécnicas podem apresentar variações significativas num raio de poucos metros. Além disso, sendo o solo, geralmente, um material menos resistente e mais compressível do que a rocha, é frequente este estar na origem de alguns problemas geotécnicos.

Nesta conformidade é necessário atentar aos resultados obtidos da aplicação das teorias de Mecânica dos Solos, uma vez que estas se aplicam com base em condições de homogeneidade e continuidade do meio; conseqüentemente, o engenheiro deverá analisar os resultados obtidos como aproximações do comportamento do solo, complementando-os com estudos rigorosos da sua caracterização geológica e geotécnica.

Em suma, dada a heterogeneidade típica dos meios terrosos é necessário proceder a um estudo de caracterização minucioso, pois quanto melhor se conhecerem as características geológicas mais fiável será a previsão do seu comportamento sob determinadas condições. Para tal, procede-se a um estudo de carácter geológico, da origem e formação do solo em estudo, seguido da respetiva caracterização física, para possibilitar uma avaliação mais detalhada e fiável das características geotécnicas do maciço terroso.

3.2 ORIGEM E FORMAÇÃO DE UM SOLO

Nas distintas áreas da ciência o termo “solo” apresenta diferentes definições, pelo que se torna de extrema importância esclarecer o seu significado, no âmbito de estudo e realização deste trabalho.

Em Geologia, o solo corresponde ao material de origem mineral e orgânica, localizado numa camada superficial, na qual existem condições para o desenvolvimento de raízes. Por sua vez, a Engenharia interpreta o conceito de solo como um conjunto de sedimentos e acumulações de materiais sólidos não consolidados formados a partir da desintegração física e química de rochas.



De facto, no âmbito de um estudo geológico-geotécnico de um solo, este é definido como o produto da meteorização química ou física de um maciço rochoso, pelo que sendo conhecida a respetiva “rocha mãe” e os processos de meteorização aos quais esta terá sido sujeita se consegue um melhor conhecimento e análise das características do solo.

3.2.1 Processos de Meteorização

Para compreender como os processos geológicos erodem a superfície terrestre e a forma como a paisagem evolui é necessário perceber a natureza dos processos de meteorização ocorrentes, isto é, os processos de desintegração e decomposição das rochas, que constituem o primeiro estágio, do longo e complexo, processo de formação de um solo.

Os maciços rochosos, encontrando-se expostos às condições existentes à superfície terrestre, são sujeitos a alterações provocadas pela interação entre agentes de meteorização como a água, o vento, a variação de temperatura e agentes ambientais e biológicos. Desta forma, as rochas são afetadas por processos do ciclo sedimentar como a meteorização, erosão e transporte.

O processo de meteorização pode ser definido como o conjunto de reações físicas, químicas e biológicas que, promovem a decomposição e desintegração contínua de rochas e minerais, expostos na superfície terrestre. Este processo, por si só, não envolve, de forma significativa, transporte dos respetivos produtos de meteorização. Ao originar sedimentos o processo de meteorização pode ser referido como um processo de preparação das rochas para serem sujeitas a erosão, pelo que, por essa razão, se apresenta como um processo fundamental no ciclo das rochas e na transformação destas em matérias-primas para a formação de rochas sedimentares.

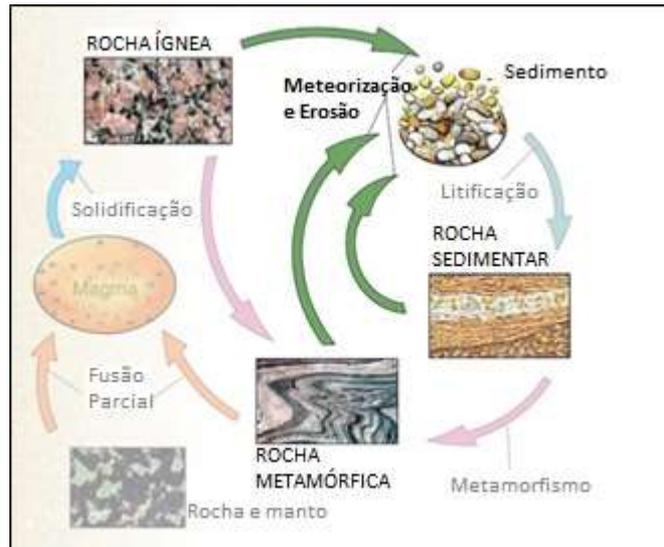


Figura 2 – Ciclo das Rochas (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).

Os processos de alteração dos maciços rochosos podem ser de natureza física, química e biológica, sendo que as características dos produtos de alteração resultantes irão depender de alguns fatores, que serão abordados em pormenor ainda neste capítulo. Entre os fatores referidos encontram-se a composição e textura da rocha mãe, o clima, a taxa de crescimento e decomposição de material orgânico, a topografia local, o tempo de meteorização e o tipo de transporte sofrido.

3.2.1.1. Meteorização Mecânica

Os processos de meteorização física podem ser definidos como a alteração mecânica de uma rocha, ou seja, através da ação de agentes de meteorização como a água, o vento e a gravidade, é desencadeada a fragmentação do maciço rochoso, resultando na desagregação progressiva do mesmo sem provocar alteração da composição química e mineralógica do maciço e das partículas resultantes da respetiva desintegração.

É importante referir que, apesar dos conceitos de meteorização e erosão (remoção dos fragmentos produzidos pelo fenómeno de meteorização) serem referentes a processos distintos, estes encontram-se intimamente ligados. A meteorização provoca a desintegração do maciço rochoso e a produção de fragmentos rochosos, que posteriormente, sujeitos a erosão através de agentes como a água, o vento, o gelo e a gravidade são expostos às condições da superfície terrestre, sendo, portanto, novamente alvo da ação de processos de meteorização repetindo-se o ciclo continuamente.



A nível macroscópico, o ponto de partida para a ocorrência dos processos de alteração física são os sistemas de fraturas existentes na rocha parental, gerados durante a formação da mesma ou em ciclos de atividade tectónica. Numa fase inicial, os processos de meteorização física provocam o alargamento das diaclases, pré-existentes na rocha parental, separando os grãos e desintegrando o maciço, sem gerar alterações da respetiva mineralogia. Consequentemente, verifica-se um progressivo aumento da permeabilidade do material, o que facilita a ocorrência de fenómenos de alteração química, substancialmente controlados pela presença de água (Cruz, 2010).

De uma maneira geral, as partículas e fragmentos que se separam do maciço rochoso apresentam uma dimensão bastante variável e uma forma arredondada ou angulosa, pelo que o tamanho médio das partículas tende a diminuir continuamente em paralelo ao aumento do grau de microfraturação da rocha parental, devido à repetida desintegração e fragmentação decorrentes dos processos gerados pelos agentes previamente referidos e aos processos de erosão (Fookes *et al.*, 1988).



Figura 3 – Esquema representativo dos vários processos de meteorização mecânica.

Sendo a água um dos principais agentes de meteorização, a eficácia e extensão deste tipo de processos depende diretamente do clima (temperatura e humidade) pois este determina a existência de água e o estado físico em que esta se encontra. Além disso, a topografia do local onde ocorrem os processos de alteração determinará o grau de influência da ação da gravidade na queda de blocos rochosos já parcialmente soltos da rocha original, devido a processos de meteorização prévios.



De acordo com o esquema acima apresentado, existem sete processos de meteorização mecânica que podem afetar os maciços rochosos, sendo que, na generalidade das situações, os processos de descompressão mecânica e de crioclastia se apresentam como os mais eficazes na alteração física das rochas.

- **Descompressão**

Com o decorrer do tempo geológico e com a ação tectónica na Terra é, bastante comum, que ocorra o levantamento tectónico de determinada região da crosta terrestre originando a ascensão de batólitos até zonas muito próximas da superfície. Dada a contínua atividade dos processos fundamentais do ciclo das rochas, o material de cobertura sobrejacente ao referido batólito é erodido, resultando no alívio da pressão confinante, atuante na zona superior do batólito.

O facto do batólito ainda se encontrar sujeito à ação da tensão confinante, na respetiva parte inferior, implica que o referido alívio localizado de pressão desencadeie o processo de expansão da massa rochosa. Uma vez que, o processo expansivo é mais intenso na zona mais superficial do batólito, desenvolvem-se fraturas e diaclases, normalmente, grosseiramente paralelas à superfície exterior curva do bloco rochoso, como consequência do comportamento frágil exibido pela rocha quando sujeita às condições da superfície terrestre. A formação de diaclases e fraturas no batólito aumenta, por consequência, a superfície rochosa sujeita às condições da superfície terrestre. Desta forma, a formação de diaclases possibilita a circulação de água e outros fluídos ao longo das superfícies criadas, facilitando a ocorrência de outros fenómenos de meteorização física, como por exemplo, crioclastia, e de meteorização química.

A contínua meteorização do batólito, ao longo de superfícies de fraqueza subparalelas à sua superfície exterior, dá origem a um fenómeno designado por exfoliação mecânica que se traduz na fragmentação e desagregação do material rochoso do batólito ao longo das referidas fraturas e diaclases subparalelas à superfície exterior.

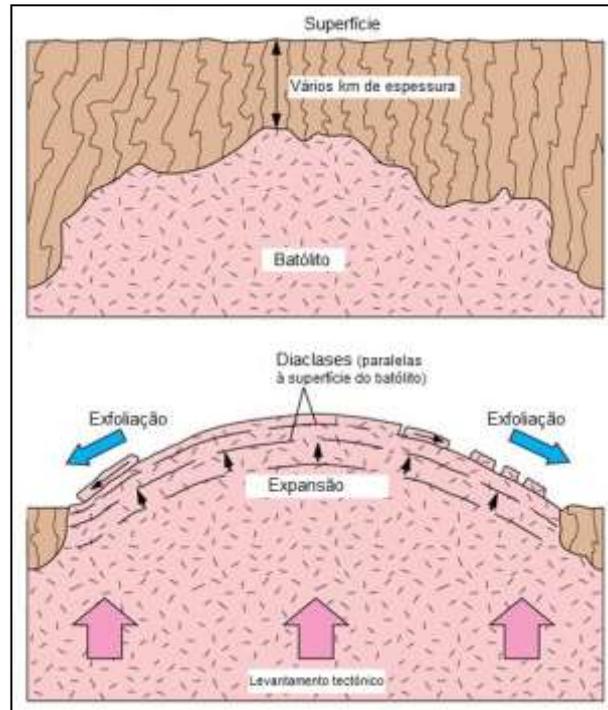


Figura 4 – Exfoliação Mecânica (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).

Além deste, existem mais dois fenómenos frequentemente associados a este tipo de meteorização: a fracturação contínua, do batólito original, em blocos de forma aproximadamente cúbica desencadeia, facilmente, o fenómeno designado por disjunção esferoidal que resulta da alteração rápida e progressiva, dos referidos blocos cúbicos, a partir dos respetivos vértices em direção ao centro do bloco. Uma vez que, a alteração dos vértices é significativamente mais rápida, do que nas arestas e faces do bloco, este começa a adquirir uma forma arredondada, pelo que a respetiva exfoliação mecânica se processa ao longo de superfícies concêntricas.

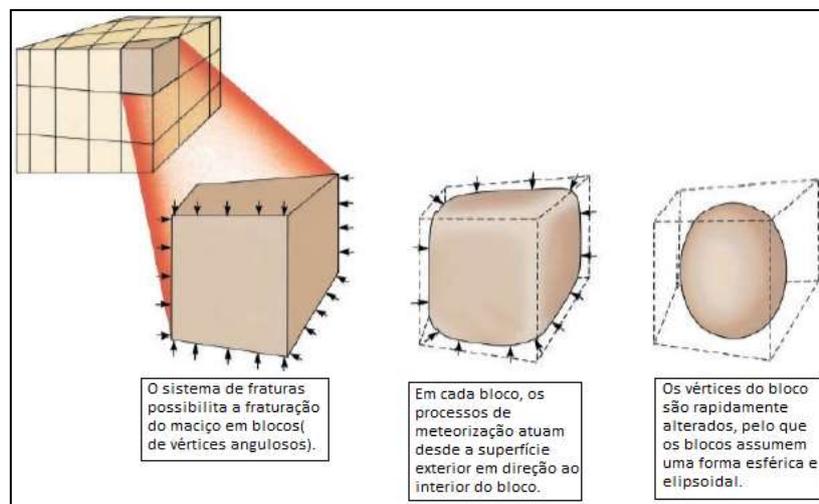


Figura 5 – Disjunção Esferoidal (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).



Finalmente, como resultado da diferente resistência dos vários tipos de rochas aos processos de meteorização verifica-se, frequentemente, o desenvolvimento de fenómenos de meteorização diferencial.

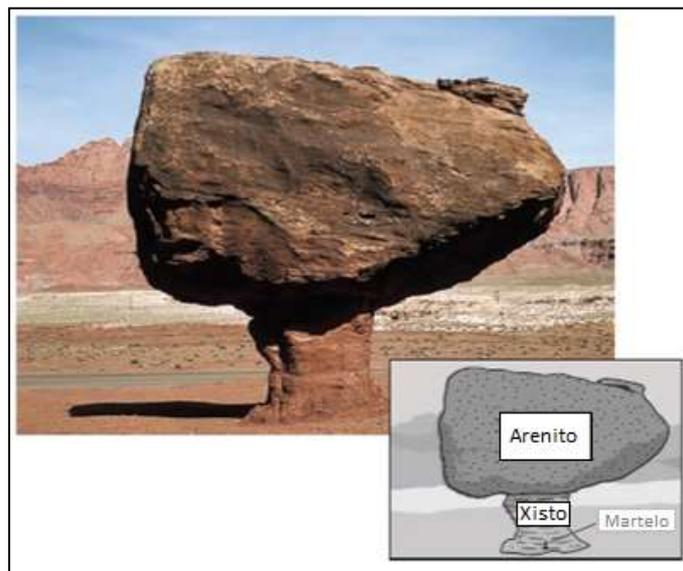


Figura 6 - Erosão Diferencial (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).

- **Crioclastia**

Quando a água, no estado líquido, atinge os 0°C, passa ao estado sólido; as moléculas de água agrupam-se segundo uma determinada organização e cristalizam formando uma estrutura ordenada, pelo que o volume da massa de água aumenta significativamente.

A existência de fraturas e diáclases em massas rochosas possibilita a circulação de água e outros fluídos, sendo que com a diminuição da temperatura da superfície terrestre, nomeadamente durante o Inverno ou durante o período noturno, a água cristaliza pressionando as fraturas já existentes. Este fenómeno contribui para o aumento e expansão das diaclases existentes ou para a criação de novas fraturas, que, eventualmente, originará a desintegração de pequenos blocos rochosos do batólito original. Este fenómeno de meteorização apresenta maior eficácia quando ocorre em rochas bastante porosas e fissuradas, dado que a ação da água cristalizada facilitará a desagregação da rocha e em climas frios ou em zonas sujeitas a ciclos de variação de temperatura, que atingem durante o período noturno temperaturas negativas.

Além deste processo de fragmentação e desagregação de rochas devido à expansão provocada pela cristalização de água no interior das diaclases, é frequente ocorrer o levantamento de batólitos da superfície do solo, devido à ação de gelo. O material rochoso é um condutor térmico mais eficaz do



que o próprio solo, pelo que em períodos de baixas temperaturas, a zona parcialmente enterrada, de determinada massa rochosa, encontrar-se-á a uma temperatura significativamente mais baixa do que o solo à mesma profundidade. À medida que a temperatura continua a descer, a formação de gelo ocorre inicialmente na zona inferior do batólito, sendo que a expansão do volume das camadas de gelo referidas provoca o levantamento da referida massa rochosa em relação à superfície do terreno.

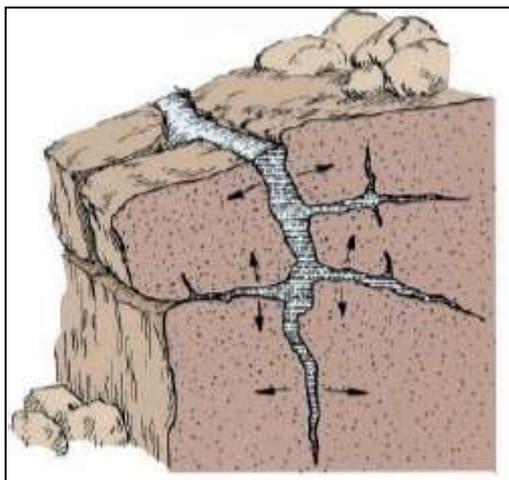


Figura 7 - Crioclastia (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).

- **Haloclastia**

A água existente nas fraturas e poros das rochas contém sais dissolvidos que, sujeitos a determinadas condições inerentes à exposição na superfície terrestre, podem precipitar e iniciar o seu crescimento exercendo forças expansivas que contribuem e aceleram a desagregação das rochas.



Este fenómeno é bastante frequente em zonas costeiras, onde ocorre a cristalização de halite no interior das fraturas das rochas.



Figura 8 – Crescimento de cristais de sal (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).

- **Abrasão**

Durante o respetivo transporte, seja pela ação de água, vento ou gravidade, as rochas e fragmentos de rochas colidem repetidamente entre si e com o meio envolvente provocando a sua desintegração em fragmentos de menor dimensão, que posteriormente, irão sendo moldados em formas arredondadas, dado que os respetivos vértices são os primeiros a ser fragmentados e alterados por fricção.

- **Termoclastia**

As rochas expostas na superfície terrestre encontram-se sujeitas a ciclos de variação térmica, pelo que durante o dia, quando a temperatura é mais elevada, as rochas e os seus minerais constituintes tendem a expandir. Por outro lado, durante a noite a temperatura diminui provocando, conseqüentemente, a contração das rochas. A repetição contínua destes ciclos de expansão e contração e a variação repentina de temperatura, provoca uma variação diferencial da temperatura da rocha, já que o seu exterior arrefece mais rapidamente do que o seu interior, dando origem à fissuração e fracturação da rocha.



3.2.1.2. Meteorização Química

De acordo com o que foi referido anteriormente, os minerais formados em grande profundidade, sob grandes pressões e temperatura, quando sujeitos às condições existentes na superfície terrestre, tornam-se instáveis e suscetíveis à ação de agentes de alteração química, como a água, o oxigénio e ácidos, que reagem com a superfície das rochas formando novos minerais estáveis (tipicamente minerais de argila) e em equilíbrio com as condições físicas e químicas da superfície.



Figura 9 - Esquema representativo dos vários tipos de meteorização química.

A eficácia deste tipo de meteorização está diretamente ligada à proporção de área da superfície rochosa em contacto com os agentes de alteração e à temperatura do meio envolvente, dado que, como já foi referido, a temperatura desempenha um papel fundamental na velocidade e dinâmica das reações químicas. Por sua vez, a área da superfície rochosa exposta relaciona-se fortemente com o grau de meteorização física já experienciada pela rocha, na medida em que quanto mais fragmentada esta se encontrar maior será a área de contacto entre o material rochoso e os agentes de meteorização química.

- **Dissolução**

Este processo ocorre devido à reação da água ou de um ácido com um mineral, salvaguardando o facto de que o mineral se dissolve, mas não reage diretamente com a própria solução.

Os iões de hidrogénio ou hidroxilo são quimicamente muito reativos, pelo que reagem com os átomos constituintes de determinados minerais, substituindo-os na rede cristalina ou apenas



destruindo as ligações atómicas pré-existentes no mineral, para formar novos minerais nos quais os átomos de hidrogénio se encontram incorporados na própria rede cristalina.

Resumidamente, a dissolução do mineral ocorre quando a ligação entre os átomos da sua rede cristalina é mais fraca do que a atração entre esses átomos e os átomos ou iões de hidrogénio.

De facto, os ácidos e bases, são bastante mais corrosivos e reativos quimicamente do que água pura, sendo, portanto, agentes mais eficazes neste processo de alteração química. Contudo, a água da chuva apresenta um carácter ligeiramente ácido (a presença de CO_2 propicia a formação de ácido carbónico) o que aumenta a probabilidade de dissolver os minerais de rochas expostas na superfície terrestre. Além disso, à medida que ocorrem processos de dissolução, a água que entra em contacto com a rocha alterada, sofre uma constante alteração do seu pH, uma vez que neste processo muitos iões são libertados e transportados em solução para outros locais.

Por exemplo, grande parte dos minerais ferromagnesianos e a halite são minerais facilmente solúveis em água, enquanto que a calcite, apesar de não reagir com a água, dissolve-se rapidamente na presença de ácido.

- **Hidratação**

A hidratação consiste na combinação química entre certos minerais e as moléculas de água, sendo que durante este processo tende a ocorrer um aumento de volume da rocha, em alteração, o que facilita a sua fragmentação e a desintegração de pequenos blocos.

Um exemplo deste fenómeno é a alteração da hematite e da anidrite em limonite e gesso, respetivamente.

- **Hidrólise**

Este fenómeno, de ocorrência bastante frequente, prende-se com a substituição dos catiões presentes na estrutura cristalina de determinado mineral, por iões de hidrogénio, provenientes da presença de água ou ácido. Esta substituição iónica potencia a formação de novos minerais ou à desintegração completa do mineral original.

Os minerais ferromagnesianos, como a olivina e a piroxena são, recorrentemente, alvo deste tipo de alteração, bem como os feldspatos que, sendo sujeitos a este processo, dão origem a minerais de argila e iões de potássio em solução.



- **Oxidação**

A ocorrência desta reação entre o oxigénio atmosférico e a maioria dos metais é tão comum que, é raro encontrar a maioria dos metais na sua forma nativa. Este processo é responsável pela formação da comum “ferrugem” que, consiste na transformação do ião de ferro Fe^{2+} em Fe^{3+} .

A oxidação é, igualmente, responsável pela transformação dos minerais de pirite e piroxena em hematite e limonite, respetivamente.

Finalmente, para efeitos de síntese apresenta-se um quadro, no qual se encontram ordenados por ordem de estabilidade, alguns dos minerais comuns, relativamente à ação de processos de meteorização química.

Estabilidade dos minerais mais comuns à meteorização química	
Mais estáveis	Óxidos de ferro e hidróxidos
	Óxidos de alumínio e hidróxidos
	Quartzo
Estabilidade ↑	Minerais de Argila
	Moscovite
	Feldspato Potássico
	Biotite
	Feldspato Sódico (Albite)
	Anfíbolos
Menos estáveis	Piroxenas
	Feldspato Cálcico (Anortite)
	Olivina
	Calcite

Tabela 1 – Estabilidade dos minerais mais comuns à meteorização química (adaptado de Carvalho, Galopim).



3.2.1.3. Meteorização Biológica

Este processo de meteorização surge como consequência da interação da biosfera com a litosfera, sendo possível identificar três fatores principais que contribuem para a alteração física das rochas, como sejam, a presença de sementes de plantas, o crescimento de raízes nas fraturas de rochas e a ação de certos animais.

A existência de sementes e o crescimento de raízes de plantas ao longo de fraturas a par com a ação do vento no balançar das próprias árvores podem provocar facilmente a expansão dessas zonas de fraqueza e, conseqüentemente, a desintegração de fragmentos rochosos. Além disso, certos animais, nomeadamente roedores, escavam pequenas galerias no solo envolvente das massas rochosas aumentando a superfície de rocha sujeita a outros processos de meteorização física ou química.

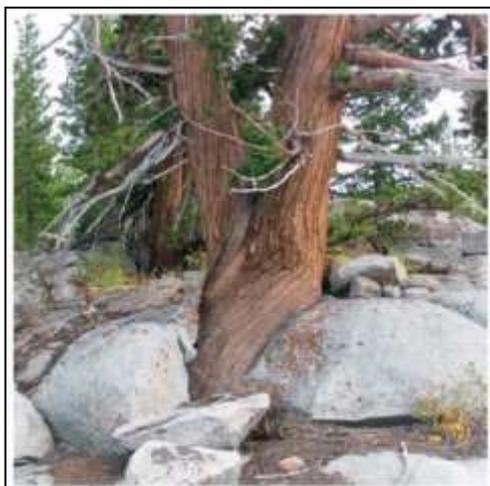


Figura 10 - Efeito do crescimento de raízes (adaptado de Carlson; Plummer e Hammersley, 2011).

3.2.2 Produtos de Meteorização

De acordo com a informação previamente apresentada, facilmente se concluirá que na maioria das ocorrências de episódios de meteorização, os processos mecânicos e químicos atuam em conjunto facilitando, mutuamente, a sua ação. Em suma, a meteorização mecânica traduz-se na fragmentação da rocha original aumentando, deste modo, a área de superfície rochosa exposta às condições vigentes na superfície terrestre. Conseqüentemente, a extensão e eficácia dos processos



de meteorização química aumentam, igualmente, dado o incremento de superfície rochosa exposta.

Os produtos resultantes da meteorização de determinada massa rochosa irão depender diretamente da resistência da própria rocha e respetivos minerais aos processos de meteorização, da textura da rocha original e dos agentes de meteorização presentes nos processos de alteração.

O principal material, gerado após a ocorrência de repetidos ciclos de meteorização e erosão dos maciços rochosos, designa-se por rególito e consiste numa camada de rocha alterada e solta, formada por cima da rocha parental não alterada. Esta camada de material rochoso desagregado, não transportado, formado pela decomposição e desintegração da rocha mãe subjacente, contém fragmentos de rocha individualizados e pequenos grupos de partículas minerais, facilmente separáveis do restante material. A espessura da referida camada pode variar num intervalo desde alguns centímetros até centenas de metros, dependendo da extensão e eficácia dos processos de meteorização sofridos.

Face ao exposto neste capítulo, entende-se a importância de conhecer quais os processos de meteorização que poderão afetar as rochas expostas na superfície terrestre, bem como, saber quais os produtos resultantes da alteração de determinado tipo de rocha, uma vez que estes permitirão avaliar de forma mais eficaz as características dos solos formados a partir dos mesmos.

Procede-se de seguida, a uma descrição resumida dos produtos resultantes da meteorização dos tipos de rochas mais comuns:

- **Granito:** rocha maioritariamente composta por feldspato, biotite e moscovite e quartzo. Quando esta é sujeita a processos de meteorização adquire uma textura arenosa devido à fragmentação e desagregação de quartzo em pequenos grãos, do feldspato e das micas (biotite e moscovite) em minerais de argila. De referir que é muito comum observar-se a alteração das micas em clorite.
- **Basalto:** rocha que se caracteriza pela sua textura de granulometria bastante fina, frequentemente, vesicular e porosa, o que facilita significativamente a ação de agentes de meteorização química. Os primeiros minerais, constituintes desta rocha vulcânica, a sofrer alteração química são a olivina, piroxena e plagioclase cálcica, originando principalmente minerais de argila e óxidos de ferro.
- **Arenito:** esta rocha sedimentar é, em maior percentagem, composta por quartzo, o que, de acordo com o que foi referido previamente neste capítulo, a torna bastante resistente



aos fenómenos de meteorização química. Contudo, o cimento, que une os diversos grãos de quartzo, fragmentos rochosos, feldspato e alguns minerais de argila constituintes do arenito, é frequentemente composto por sílica, calcite e óxidos de ferro, possibilitando a ocorrência da dissolução da calcite, caso contacte com ácido.

- **Xisto:** rocha metamórfica que tende a ser mais suscetível à alteração química e física, dada a sua granulometria fina e ao facto de os planos de xistosidade facilitarem o contacto dos minerais com fluídos que, eventualmente, desencadearão processos de alteração química.

3.3 SOLOS RESIDUAIS

A definição de “solo”, mais corrente e adequada no âmbito deste trabalho, corresponde à camada de material, não consolidado, resultante da meteorização de rochas e material exposto na superfície terrestre, que contém matéria orgânica e na qual existe a possibilidade do crescimento de raízes de plantas. De uma forma mais sucinta, podemos definir solo como a camada subjacente ao rególito, que é maioritariamente composta por pequenas partículas rochosas, minerais de alteração e matéria orgânica (em decomposição ou não).

Um solo residual desenvolve-se a partir da alteração do maciço rochoso subjacente, sem sofrer qualquer tipo de transporte significativo, formando-se no próprio local onde a rocha parental se encontra e sofre os referidos processos de alteração.

Conclui-se, deste modo, que estes solos se formam em ambientes nos quais a taxa de meteorização da rocha mãe é superior à taxa de transporte dos sedimentos daí resultantes (Joseph Spigolon, 2001). A presença de solos residuais é especialmente comum em zonas de clima tropical ou temperado marítimo, por duas razões principais: em primeiro lugar, as condições atmosféricas de precipitação, temperatura e humidade bastante pronunciadas favorecem a ocorrência de fenómenos de meteorização química; por outro lado, a vegetação abundante existente no tipo de climas supracitados, exerce a importante função de estabilizar os solos, diminuindo significativamente o fenómeno de erosão, permitindo, conseqüentemente, a acumulação de material meteorizado *in situ* (Matos Fernandes, 2012).

Segundo vários autores como Donald Coduto (1999) e Braja M. Dias (2011), os solos residuais têm, tipicamente, a capacidade de reter as características da rocha parental. Contudo, com o avanço dos



processos de alteração, especialmente os de origem química, o material mais superficial tende a sofrer a alteração de algumas das suas características (Matos Fernandes, 2012), como sejam:

- Aumento da porosidade e do índice de vazios;
- Aumento do teor em água;
- Diminuição do peso volúmico do solo e do seu peso volúmico seco;
- Diminuição do tamanho médio das partículas.

Por conseguinte, pode afirmar-se que a qualidade geotécnica de um solo residual aumenta no mesmo sentido da profundidade do perfil vertical de solo.

3.3.1 Fatores que influenciam a formação de um solo residual

A formação de um solo pode levar centenas de anos, dependendo da influência de determinados fatores, como sejam:

- A composição da rocha parental;
- A topografia existente no local de formação ou deposição;
- O tempo e número de ciclos de meteorização a que a rocha parental tenha sido sujeita;
- O clima existente no local de formação ou deposição;
- As taxas de formação e decaimento da matéria orgânica;
- A atividade biológica.

Todos os fatores referidos, exercem uma ampla influência na taxa de formação de um solo, bem como na espessura que este exibirá.

A composição da rocha parental, sujeita a processos de meteorização, influencia diretamente a composição e textura do solo, uma vez que esta disponibiliza os elementos químicos e minerais a partir dos quais o solo será formado. O peso desta componente, na formação de um solo será tanto maior, quanto menor for o período durante o qual a rocha mãe foi sujeita a processos de meteorização, dado que os efeitos da atuação dos restantes fatores acima referidos, apenas são visíveis após períodos de alteração bastante significativos.

Desta forma, compreende-se que, a extensão do período de tempo no qual a rocha parental é sujeita a ciclos de meteorização e erosão, determina o grau de influência que cada fator, supracitado, tem na formação de determinado solo. Acrescenta-se, ainda que, a micro e macro fábrica da rocha mãe controlam a taxa de infiltração da água no maciço e respetivo caudal que, em



concordância com as anteriores considerações, é o principal agente de alteração química e de transporte de sedimentos (Cruz, 2010).

Finalmente, a suscetibilidade dos minerais originais aos processos de alteração é um fator determinante na formação, ou não, de novos minerais, resultantes dos processos de meteorização.

A topografia existente constitui um fator determinante na formação de um solo, na medida em que determina a taxa de erosão existente e a natureza do sistema de drenagem local, mais especificamente a taxa de escoamento superficial e de infiltração de água na zona meteorizada, funcionando, desta forma, como um agente de controlo na espessura da camada de solo.

Geralmente, em zonas de topografia mais irregular e acidentada, os solos não apresentam espessuras significativas, devido às elevadas taxas de erosão e, conseqüente, deposição dos materiais nas zonas de vale. Nestes locais, a ação da gravidade origina o movimento descendente das partículas de solo e da água, e dada a conseqüente escassez de vegetação, não se coloca a situação da ação estabilizadora das raízes aquando da fragmentação da rocha mãe.

Além disso, a orientação dos taludes determina a quantidade de água evaporada, o que, por sua vez, influencia a taxa de crescimento de plantas intimamente ligada à ocorrência de fenómenos de meteorização, ou seja, em zonas orientadas para sul, sujeitas à incidência solar no seu pico de intensidade, a evaporação de água é mais rápida, implicando um menor desenvolvimento de vegetação e, conseqüentemente, taxas de meteorização menores, tornando o processo de formação de solos mais moroso.

Do referido, concluir-se-á que, as condições topográficas ótimas para a formação de um solo consistem em zonas planas ou pouco acidentadas, que permitam uma boa drenagem do terreno e a existência de uma boa cobertura vegetal, e possibilitem a existência de uma taxa mínima de erosão (Crawford, 1998).

A taxa de formação e decaimento de matéria orgânica apresenta-se como um fator de influência na formação de solos, na medida em que a taxa de degradação de folhas e caules de plantas, responsável pela libertação de nutrientes e formação de húmus, determinará a proporção de matéria orgânica presente no solo formado. A referida taxa encontra-se intimamente ligada à atividade biológica existente no local de formação do solo, cuja principal função é a de providenciar matéria orgânica ao solo.



A existência de raízes profundas facilita a fracturação da rocha parental e a consequente abertura e alargamento dos poros, nela existentes. Por sua vez, a existência de fragmentos rochosos exerce uma função de suporte ao crescimento das mesmas raízes, tornando, por isso, óbvia a relação entre a fracturação das rochas e o crescimento de raízes. Acrescenta-se, ainda, que a presença de minerais de argila facilita a retenção de água e nutrientes, facilitando a sobrevivência de organismos (formigas, minhocas e roedores), que transportam partículas rochosas e minerais para a superfície e misturam as componentes orgânica e mineral do solo em formação, e de microrganismos que promovem a decomposição de matéria orgânica em húmus, que promove a produção de ácidos orgânicos que tornam possível a ocorrência de processos de alteração química.

Finalmente, é essencial referir a importância do clima, que determina o tipo de processos de meteorização que poderão ocorrer, na medida em que a humidade e a temperatura vigentes influenciam fortemente o grau e extensão dos processos de alteração (Blight, 1997).

O clima influencia a precipitação, nomeadamente a respetiva frequência e duração, a evaporação e as variações de temperatura locais, sendo que a água da chuva que se infiltra no solo condiciona a lixiviação da camada de solo, e a temperatura influencia o crescimento e decaimento de plantas, cujas ações na formação do solo foram já referidas. Além disso, o clima é determinante no desenvolvimento de forças de sucção, típicas de solos residuais, que desempenham um papel significativo no comportamento geotécnico dos maciços (Cruz, 2010).

3.3.2 Perfil de meteorização

Um solo, durante o seu processo de formação e maturação, adquire determinada estrutura, condicionada pelos fatores acima referidos. O perfil de um solo residual corresponde, portanto, à transição desde a superfície do solo até ao maciço rochoso, sendo que nele se encontra identificada a sequência de camadas ou horizontes, distinguidos pelas suas características físicas, como sejam, a sua composição, cor e textura.

Um solo maturo, produto de séculos de processos de meteorização mecânica e química de maciços rochosos, combinados com ciclos de crescimento e decaimento de plantas e matéria orgânica, apresenta um perfil de solo típico, como o que se esquematiza na figura seguinte.

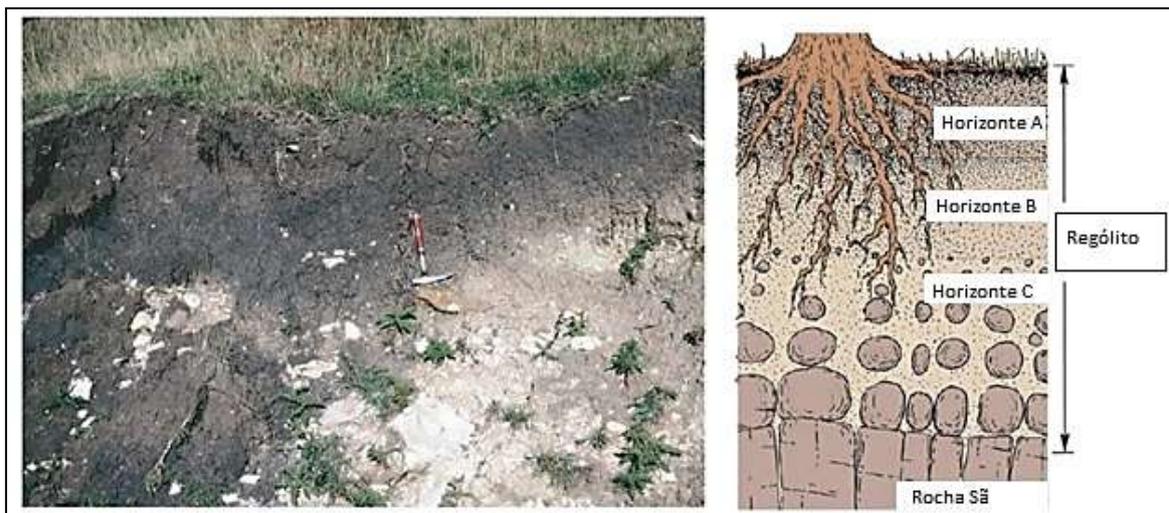


Figura 11 - Perfil de meteorização típico (adaptado de Hamblin & Christiansen, 1975).

Na figura podemos observar a presença de três horizontes, A, B e C, com o aumento da profundidade, sendo que, segundo vários autores pode ainda ser identificado um quarto horizonte, designado pela letra O, presente na superfície do solo.

O conjunto dos três primeiros horizontes O, A e B pode ser referido como sendo a zona do solo na qual ocorre toda a atividade biológica.

O primeiro horizonte presente num perfil de solo, é identificado pela letra O, constituindo a camada mais superficial do solo, com espessura bastante reduzida, composta por húmus e restos de material vegetal, contendo uma percentagem residual de partículas minerais.

O horizonte A, é habitualmente designado por zona de lixiviação; nesta camada, a água superficial infiltra-se, dando origem à lixiviação de minerais de argila, óxidos de ferro e calcite, existentes na zona mais superficial do solo. O horizonte A pode ser subdividido em duas zonas: a superior que se distingue pela sua cor escura e uma textura silto-arenosa, e a zona inferior, caracterizada por uma cor amarela pálida.

O horizonte B, também conhecido como zona de acumulação, recebe os materiais lixiviados através do horizonte A, que tendem a precipitar, tornando-o rico em minerais de argila e óxidos de ferro, que lhe conferem uma elevada capacidade de retenção de água e uma cor avermelhada.

De acordo com vários autores, o horizonte B constitui uma zona de transição entre o solo superficial e o solo residual.



Finalmente, o horizonte C, assente diretamente sobre o maciço rochoso e composto por solo com fragmentos rochosos, produto da alteração da rocha subjacente e com uma quantidade de matéria orgânica presente praticamente inexistente; este horizonte corresponde ao rególito, cujo conceito foi anteriormente exposto neste capítulo.

Em concordância com o atrás referido, podemos afirmar que, um solo imaturo será aquele que não exhibe um perfil de solo típico O-A-B-C completo, o que será frequente em zonas de topografia irregular, potenciadora do transporte dos produtos de meteorização.

Sendo a meteorização um processo evolutivo, com grande impacto no comportamento do solo, compreende-se a importância de serem estabelecidos alguns parâmetros classificativos, que possibilitem a relação entre as várias fases do referido processo de alteração.

Apesar da dificuldade de avaliar o grau e extensão de um processo de meteorização, foram já identificados vários perfis de meteorização-tipo que permitem classificar o grau de alteração de determinado perfil de meteorização. Várias propostas de classificação foram realizadas, destacando-se as propostas de Little em 1969 que dividiu um perfil de meteorização em 6 classes, e a proposta “Geotechnical Engineering – Identification and Description of Rock” (ISSO/CEN 14689-1), aprovada em 2003 pela International Organization for Standardization.

De uma forma geral, a maioria dos sistemas de classificação propostos concordam na divisão de um perfil de meteorização em 6 classes, de acordo com a observação de características como a cor, desintegração, decomposição química e resistência das amostras a ferramentas comuns (Cruz, 2010).

Em Portugal o sistema mais disseminado é, neste momento, o proposto pela International Society of Rock Mechanics, introduzido em 1981.



Grau	Designação	Características principais
VI	Solos	Textura da rocha impercetível Zonas superficiais com húmus e plantas Instável em taludes na ausência de cobertura
V	Rocha completamente alterada	Rocha completamente decomposta, mas com textura visível Pode ser escavada à mão Não pode ser usada como fundação de barragens de betão ou de estruturas de grandes dimensões Instável em cortes altos e abruptos Necessita de proteção contra a erosão
IV	Rocha muito alterada	Rocha tão enfraquecida que é possível partir coma a mão Pode ser recuperada como testemunho de sondagem em furos à rotação executados cuidadosamente Contém menos de 50% de rocha
III	Rocha moderadamente alterada	Alteração considerável em toda a rocha Possui alguma resistência; não é possível partir grandes testemunhos à mão Apresenta frequentemente coloração devido à limonite Percentagem de rocha entre 50% e 90% Escavação difícil, sem recurso a explosivos
II	Rocha pouco alterada	Maior parte da rocha distintamente alterada Alguma coloração devida à limonite Em granitos há alguma decomposição dos feldspatos Resistência aproximada da rocha sã Mais de 90% de rocha Necessita de explosivos para escavação
I	Rocha sã	Pode apresentar alguma coloração devida à limonite em diáclases imediatamente abaixo da rocha alterada

Tabela 2 - Classificação dos graus de alteração (Little, 1969).



Perfil Esquemático	Love (1951); Little (1961)	Vargas (1951)	Sowers (1954, 1963)	Chandler (1969)	Deere & Patton (1971)		
	Rochas Ígneas	Ígneas, basálticas e arenosas	Ígneas e Metamórficas	Margas e rochas limoníticas	Ígneas e Metamórficas		
	VI Solo	Solo residual	Zona superior	V Completamente alterada		Horizonte IA	
	V Completamente alterada	Solo residual jovem	Zona intermédia	Parcialmente alterada	IV	Horizonte IB	
	IV Altamente alterada	Fragmentos de rocha alterada	Zona parcialmente alterada		II	Zona de transição	Horizonte IC (saprólito ²)
	III Moderadamente alterada						IA Transição entre saprólito e rocha meteorizada
	II Pouco alterada						IB Rocha parcialmente meteorizada
	I Rocha sã (não alterada)	Rocha sã (não alterada)	Rocha sã (não alterada)	I Rocha sã (não alterada)	Rocha sã (não alterada)		

Tabela 3 – Perfis de meteorização típicos, segundo vários autores (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).

3.3.3 Classificação de solos residuais

O conhecimento das características dos solos residuais e a sua classificação constitui, ainda hoje, um assunto relativamente limitado, comparativamente ao conhecimento da Mecânica dos solos referente aos solos transportados ou sedimentares.

Esta situação advém de duas situações principais: em primeiro lugar, apesar de uma percentagem significativa da superfície da Terra se encontrar coberta por solos residuais, os solos sedimentares são substancialmente mais abundantes nos países e regiões mais desenvolvidas, pelo que a necessidade de estudar e conhecer o comportamento deste último tipo de solos se tornou uma prioridade, ao longo da evolução e desenvolvimento da atividade construtiva; paralelamente, a experiência da Mecânica dos Solos mostra que o comportamento geotécnico dos solos residuais provoca menos problemas do que, por exemplo, o comportamento de argilas moles e areias soltas.



Finalmente, o facto de os solos residuais experimentarem, com o passar do tempo, uma progressiva degradação mecânica, que não coincide com a escala temporal da atividade construtiva, explica a inexistência de uma necessidade emergente relativa ao estudo do comportamento geotécnico de solos residuais (Matos Fernandes, 2012).

Face ao exposto, compreende-se a dificuldade existente no estabelecimento de um sistema de classificação de solos residuais; de facto, os processos de formação de solos residuais apresentam-se extremamente complexos, de difícil compreensão e generalização, em resultado do vasto leque de fatores influenciadores do processo de génese.

Apesar de algumas generalizações válidas, não é tarefa simples relacionar as propriedades de um solo residual diretamente com a respetiva rocha parental (Blight, 1997).

Vários autores criaram sistemas de classificação de solos residuais, que acabaram por se revelar de impossível aplicação na área da geotecnia, permitindo apenas a diferenciação deste tipo de solos em termos geológicos.

Ao longo do último século, diversos estudiosos da área propuseram classificações baseadas em parâmetros petrográficos e químicos, salvaguardando o facto de que as propriedades mecânicas do solo poderiam ser estimadas, apenas de forma indireta, a partir de um comportamento provável do solo (Baynes & Dearman, 1978).

A classificação petrográfica, apesar de providenciar informação relevante sobre a mineralogia e a sua evolução, não fornece qualquer informação sobre a força das ligações entre partículas. Vários parâmetros foram propostos e consagrados ao longo dos anos, tendo a primeira proposta sido apresentada em 1962 por Lumb e a mais recente pela County Roads Board em 1982.

Por sua vez, a classificação química, proposta por Parker em 1970 e Rocha Filho *et al.* em 1985 (entre outros), permite avaliar os processos e consequências dos processos de meteorização química ocorridos, mas não é representativa, em termos de informação sobre a macro e micro fábrica do material.

Face à inexistência de um sistema de classificação de solos residuais satisfatório, em 1988, Wesley apontou as características distintivas dos solos residuais que não permitem a assunção dos mesmos critérios classificativos dos solos sedimentares, tendo proposto um sistema de divisão de solos residuais em grupos com parâmetros geotécnicos similares, com base na composição mineralógica e na micro e macroestruturas do solo.



Wesley mencionou quatro aspetos principais e característicos dos solos residuais, que impossibilitam a relação direta entre os seus parâmetros de classificação e os aplicados aos solos sedimentares, a saber:

- As propriedades de determinadas argilas, constituintes de alguns solos residuais presentes em climas tropicais ou subtropicais, não são compatíveis com as argilas tipicamente associadas ao sistema de classificação unificada da ASTM;
- Uma massa de solo residual pode ser descrita como uma sequência de materiais alterados, desde o próprio solo até à interface com a rocha parental, ou seja, o rególito, conceito que não se compatibiliza com sistemas baseados na classificação de solos sedimentares em climas temperados;
- Os sistemas de classificação tradicionais focam-se, principalmente, nas propriedades do solo remoldado pela amostragem, o que impossibilita a sua aplicação a solos residuais, uma vez que estes são fortemente influenciados pelas estruturas *in situ*, herdadas da rocha parental, ou desenvolvidas durante os processos de alteração;
- Finalmente, do atrás exposto concluir-se-á que, os ensaios de identificação, como os limites de Atterberg, densidade relativa, distribuição granulométrica e curva de sedimentação, aplicados a solos residuais, não revelam, nem permitem, a classificação real do respetivo comportamento geotécnico.

De acordo com os argumentos acima expostos, Wesley propôs um sistema de classificação, com base em dois aspetos principais e distintivos, presentes nos solos residuais:

1. Presença de tipos específicos de argilas, só presentes na composição de solos residuais;
2. Efeitos estruturais distintivos, como a presença de rocha parental não alterada ou parcialmente meteorizada, descontinuidades relíquia e determinadas ligações interparticulares.

O primeiro passo no sistema de classificação de Wesley consiste na formação de 3 grupos principais, com base na composição mineralógica do solo em relação à composição da rocha parental.

- Grupo A - solos residuais sem influência mineralógica original significativa;
- Grupo B - solos residuais com forte influência de minerais de argila, habitualmente, presentes em solos sedimentares;
- Grupo C - solos residuais com forte influência mineralógica devido à presença de minerais de argila apenas encontrados neste tipo de solos.



A subdivisão dos grupos de acordo com a presença de estruturas específicas, referidas anteriormente, é a seguinte:

- Subgrupo (a) – solos nos quais a respetiva macro-fábrica representa um papel importante no comportamento geotécnico do solo;
- Subgrupo (b) – solos sem macro-fábrica pronunciada, com influência significativa da microestrutura no respetivo comportamento geotécnico;
- Subgrupo (c) – solos cujas macro e micro-fábrica não exercem influência importante no seu comportamento geotécnico. É importante referir o facto de que muito poucos solos residuais se inserem no subgrupo (c).

Grupo	Subgrupo	Nome Pedagógico Comum	Exemplos	Meios de Identificação	Propriedades e Comportamento de Engenharia provável
GRUPO A (solos sem forte influência mineralógica)	Com forte influência macroestrutural	Nomes dados se apropriados	Rocha altamente meteorizada de rocha ígnea ou sedimentar	Inspeção visual	Há um grupo muito grande de solos onde o comportamento é dominado pela influência das descontinuidades, fissuras, etc.
	Com forte influência microestrutural		Rocha totalmente meteorizada de rocha ígnea ou sedimentar	Inspeção visual e avaliação da sensibilidade, índices de liquidez, etc.	Solos essencialmente homogéneos que formam um grupo considerável. A identificação da natureza e papel da ligação é importante
	Pouca ou nenhuma influência		Solo formado de rocha muito homogénea	Baixa ou nenhuma sensibilidade, com aparência uniforme	Subgrupo relativamente pequeno. É provável comportar-se como um solo pré-consolidado
GRUPO B (solos com forte influência por minerais; ocorrência comum)	Montemorolinite	Solos pretos, argilas pretas, terra preta tropical, vertisolos, etc.	Há solos formados em áreas tropicais, em zonas de fraca drenagem	Cor escura (cinza e preto) e alta sensibilidade	Solos problemáticos vulgarmente encontrados em zonas aplanadas ou baixas, de pequena resistência, alta compressibilidade, entre outras
	Outros minerais				Provavelmente um grupo muito reduzido



GRUPO C (com forte influência de minerais de argila, encontradas apenas em solos residuais)	Alofane	Cinza vulcânica. Andro solos	Solos intemperados de cinza vulcânica, nos trópicos húmidos e clima temperado	Humidade naturalmente elevada e mudanças irreversíveis quando seca	Caraterizam-se por ter humidade natural muito alta e limites de Atterberg elevados. Propriedades de engenharia geralmente boas, embora algumas propriedades tornem a manipulação e a compactação mais difíceis.
	Haloisite	Argila vermelha tropical. Latosolos. Oxisolos. Solo ferroso	Solo derivado de rochas vulcânicas antigas; especialmente argilas vermelhas nos trópicos	Cor vermelha, topografia bem drenada e rocha vulcânica são bons indicadores	Geralmente há solos de granulometria muito fina, plasticidade baixa e média e baixa atividade
	Sesquióxido (gipsite, geotite, hematite)	Solo laterítico. Solos ferralíticos, etc.	Este solo é vulgarmente referido como laterítico ou lateria	Aparência granular ou de nódulos	Grupo de solos muito amplo, variando de argila siltosa a areia grossa e pedregulho. O seu comportamento pode ir de baixa plasticidade a areia grossa não plástica

Tabela 4 – Classificação de solos residuais (Wesley, 1988).

3.4 SOLOS SEDIMENTARES

Os sistemas sedimentares operam na superfície terrestre, a partir da interação entre o sistema hidrológico e a crosta, e consistem em fonte de sedimento, proveniente dos processos de meteorização e erosão, e percursos de transporte dos referidos sedimentos, pela ação de agentes como a água, vento, gelo e gravidade em locais de deposição.

Os solos transportados formam-se a partir do rególito, previamente transportado para locais distintos do seu local de formação, através da ação de agentes como o vento, o gelo, a água e a gravidade. Neste tipo de solos, a variação da granulometria, da forma e textura, tanto na direção horizontal como na vertical da respetiva camada, depende do tipo e intensidade do processo de transporte sofrido, sendo possível concluir que a competência do agente de transporte



corresponde à dimensão máxima de partículas que este tem a capacidade de transportar a determinada velocidade (Spigolon, 2001).

3.4.1 Agentes de Transporte e Solos sedimentares

Existem quatro agentes de transporte sedimentar, cuja ação permite categorizar os solos sedimentares em quatro grandes grupos:

- Depósitos aluvionares – transportados pela água;
- Depósitos eólicos – transportados pelo vento;
- Depósitos coluvionares – transportados pela ação da gravidade;
- Depósitos glaciares – transportados pelo gelo e água resultante da fusão do gelo glacial.

3.4.1.1 Depósitos Aluvionares

A água é considerada o agente de meteorização e transporte mais eficaz na natureza (Hamblin & Christiansen, 1975); durante o processo de transporte, os grãos chocam entre si adquirindo, ao longo do trajeto, uma forma arredondada. A competência deste agente de transporte depende diretamente da velocidade e caudal da água, bem como, da dimensão e quantidade de sedimento a serem transportados (Spigolon, 2001).

Segundo Silvério Coelho (1996) os depósitos aluvionares podem ser subdivididos em dois tipos de depósitos, que irão ser caracterizados de seguida.

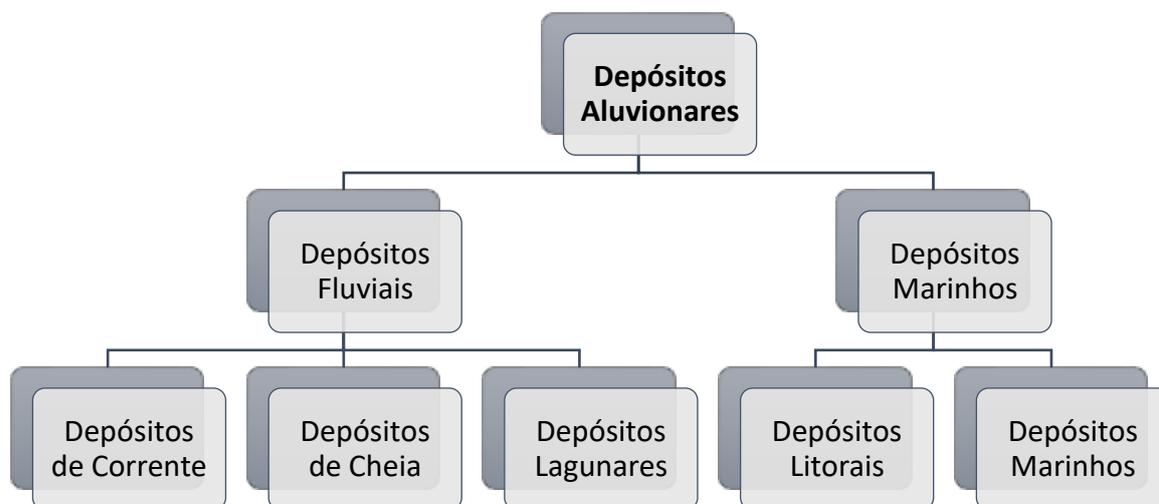


Figura 12 – Tipos de depósitos aluvionares, segundo Silvério Coelho (1996).



Depósitos Fluviais

Os depósitos fluviais caracterizam-se por apresentarem uma variação granulométrica errática ao longo de um perfil transversal, no leito do rio, especialmente nas zonas mais meandriformes (Spigolon, 2001).

De uma maneira geral, a granulometria dos sedimentos em movimento varia de acordo com a velocidade de circulação da água, diretamente influenciada, pela morfologia do rio e pelo respetivo caudal sazonal; quando a água circula a uma velocidade significativa, as partículas argilosas e siltosas são transportadas em suspensão ao longo de grandes distâncias e apenas os sedimentos de maior dimensão, como o cascalho e as areias, se depositam ao longo do leito fluvial.

Os **depósitos de corrente** formam-se por sobrecarga de sedimentos ou por redução da velocidade de circulação da água, provocando a deposição de sedimentos ao longo do leito do rio.

Estes depósitos aparecem, geralmente, em estratificação cruzada, em que agregados uniformes de forma lamelar divergem dos sedimentos vizinhos, de forma errática e imprevisível. A mudança da cota da superfície terrestre, quer de origem tectónica, quer devido à variação do nível médio das águas do mar (regimes de regressão ou transgressão), em conjunto com a variação sazonal do caudal, podem provocar alterações erráticas numa dada secção deste tipo de depósitos (Silvério Coelho, 1996).

Em situações de cheia, o caudal dos rios transborda para leitos vizinhos menores, provocando a deposição dos materiais mais grosseiros, enquanto os sedimentos finos sofrem um fenómeno de decantação lento, separando-se dos restantes. Estes depósitos de textura, habitualmente, lamelar, com uniformidade granulométrica na direção horizontal e errática na direção vertical, designam-se por **depósitos de cheia** (Silvério Coelho, 1996).

Finalmente, devido à decantação do material transportado pelos rios que atravessam, ou desaguardam em lagos, formam-se **depósitos lagunares** em forma de deltas (cones de dejeção), nos quais, os materiais grosseiros se encontram perto das embocaduras da linha de água e os sedimentos granulometricamente mais finos se depositam em camadas alternadas com areia grosseira, nas zonas mais afastadas da corrente (Braja M. Das, 2011).



Depósitos Marinhos

Os **depósitos marinhos** contêm importantes quantidades de material detrítico proveniente da erosão das terras emersas; estes sedimentos podem alcançar distâncias de centenas de quilómetros do litoral, dada a capacidade de transporte da água de sedimentos finos em suspensão.

Estes depósitos tendem a apresentar uniformidade granulométrica a nível horizontal, o que não acontece na direção vertical devido a dois fatores, que são, a grande variação na natureza dos sedimentos e a alteração do nível médio das águas do mar, que alteram as condições de deposição e transporte sedimentar; acrescenta-se que a maioria da matéria orgânica presente nestes depósitos, tem origem na atividade de organismos marinhos (Donald Coduto, 1999).

Os **depósitos litorais** são constituídos por materiais transportados pelos rios ou por correntes litorais, o que lhes confere uma granulometria tipicamente extensa. Junto à linha de costa podem observar-se depósitos de siltes orgânicos e lodos, gerados pela coagulação rápida e decantação das soluções coloidais em contacto com a água salgada (Silvério Coelho, 1996); os materiais mais grosseiros depositam-se ao longo da costa, na forma de cordões litorais constituídos por areia mal graduada, de forma geralmente arredondada e muito solta (Donald Coduto, 1999).

3.4.1.2 Depósitos Eólicos

Tal como a água, o vento é um dos principais agentes de transporte que leva à formação de solos sedimentares (Braja M. Das, 2011).

Este agente de transporte origina, usualmente, solos bastante mal graduados e soltos devido à sua baixa energia de transporte, e conseqüente elevado poder de seleção.

Segundo Donald Coduto (1999), os solos eólicos apresentam, geralmente, características geotécnicas aceitáveis.

Existem três modos de transporte eólico que têm influência nas características dos solos sedimentares depositados neste tipo de ambientes, conforme é visível na figura seguinte:

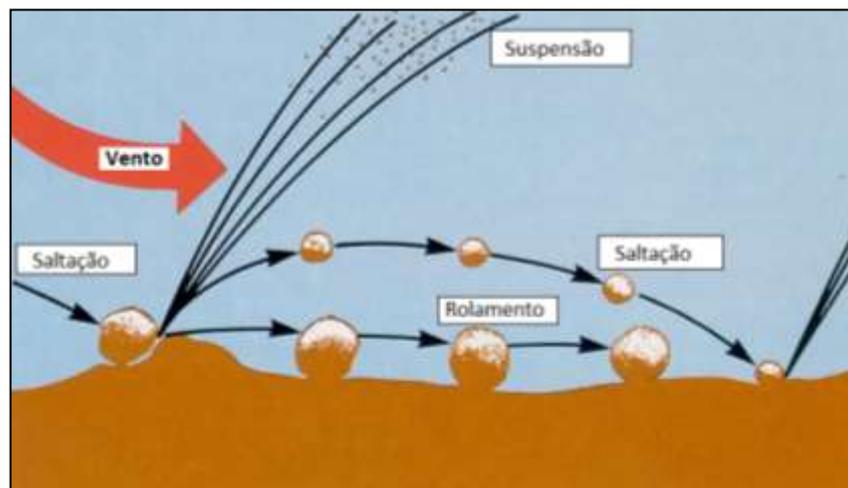


Figura 13 – Tipos de transporte eólico (adaptado de Thompson & Turk, 1998).

- Suspensão - o vento eleva em altitude partículas individuais de granulometria muito fina e transporta-as a grandes distâncias; este processo de transporte eólico está na origem das conhecidas tempestades de areia;
- Saltação – este é um processo misto, com uma energia de transporte entre a do processo de suspensão e a de rolamento, no qual as partículas “saltam” de ponto a ponto, sendo sucessivamente soerguidas e impulsionadas pelo vento;
- Rolamento – ocorre com partículas demasiado grandes para serem elevadas pela energia do vento; as partículas são apenas impulsionadas e vão rolando e deslizando ao longo da superfície terrestre.

Tal como os restantes tipos de depósitos sedimentares, também os depósitos eólicos podem ser divididos em dois tipos de solos, como sejam, as areias de duna e o loess, salvaguardando-se o facto de que, este último tipo de solo não existe em Portugal.

Areias de Duna

O impulso do vento, exercido nas zonas costeiras, transporta grãos de areia fina, até que estes se depositem de forma crescente em forma duna; o transporte eólico dos referidos sedimentos é exercido, em grande parte, por suspensão e rolamento, sendo que a seleção do material transportado é exercida mediante a intensidade e direção das correntes vigentes.

Os sedimentos transportados vão-se depositando e organizando de acordo com a sua granulometria.



A areia de duna é um dos sedimentos mais uniformes das formações naturais (Silvério Coelho, 1996), devido ao elevado poder de seleção do vento; além disso, esta areia é muito limpa, não se verificando a presença significativa de partículas argilosas, e apresenta uma forma bastante regular e arredondada (Spigolon, 2001).

Depois da formação das dunas, a contínua ação do vento remove os grãos da respetiva crista para a zona inferior da formação onde, habitualmente, surge um depósito de areia mais compactada (Braja M. Das, 2011).

Loess

Este depósito eólico é constituído por siltes e encontra-se tipicamente em zonas áridas e desérticas; uma das suas características principais é a elevada porosidade, pelo que, quando não se verifica a presença de água, exhibe uma significativa resistência ao corte. Em situações nas quais ocorra a saturação do depósito, a resistência ao corte diminui substancialmente, uma vez que a ligação entre as partículas enfraquece.

Segundo Donald Coduto (1999), as condições ótimas para que este tipo de depósito exhiba boas características geotécnicas, serão zonas com alguma inclinação, já que a taxa de infiltração diminui com o aumento de escoamento superficial, por ação da gravidade.

A coesão do loess deve-se à presença habitual de uma camada superficial de partículas argilosas, que contribui para uma estrutura mais estável em termos geotécnicos, quando este não se encontra saturado; acrescenta-se que, a referida coesão é também resultado da precipitação de alguns produtos químicos lixiviados ao longo do depósito, por infiltração da água da chuva (Braja M. Das, 2011).

3.4.1.3 Depósitos Coluvionares

As massas de solo movem-se pela força da gravidade, devido à diminuição de resistência ao corte e atrito entre partículas, provocada pelo aumento rápido e substancial da saturação da referida massa (aumento do peso volúmico), em épocas de elevada frequência e intensidade de precipitação. Além disso, a remoção de material na base ou o carregamento na crista de taludes



são situações que contribuem para o estabelecimento de situações de instabilidade no solo e consequente vulnerabilidade à ação da gravidade (Spigolon, 2001).

De acordo, com a velocidade do movimento de determinada massa de solo, ao longo de um talude, o processo de transporte apresenta diferentes designações.

Em 1996, Cruden e Varnes propuseram uma escala de movimento de uma massa de solo ao longo de um talude, que se apresenta na seguinte tabela:

Descrição	Velocidade (mm/s)
Muito lento	$5 \cdot 10^{-5} - 5 \cdot 10^{-7}$
Lento	$5 \cdot 10^{-3} - 5 \cdot 10^{-5}$
Moderado	$5 \cdot 10^{-1} - 5 \cdot 10^{-3}$
Rápido	$5 \cdot 10^1 - 5 \cdot 10^{-1}$

Tabela 5 – Escala de velocidade do movimento de uma massa de solo ao longo de um talude (Cruden e Varnes, 1996).

No transporte por ação gravítica é possível distinguir dois processos principais, o transporte por arraste e o transporte por fluxo.

O **processo de arraste** apresenta-se como um movimento muito lento e, por vezes, praticamente impercetível, de determinada massa de solo, devido à deformação plástica e lenta da referida massa terrosa.

Este fenómeno, muitas vezes de carácter intermitente (Spigolon, 2001), manifesta-se habitualmente quando materiais brandos, como a argila, se encontram cobertos por camadas mais competentes, sendo que a velocidade do movimento é maior à superfície e vai diminuindo gradualmente com a profundidade (Braja M. Das, 2011).

Os **fenómenos de fluxo** manifestam-se, tipicamente, em taludes de inclinação de moderada a elevada (Spigolon, 2001); estes movimentos de massas de solo ocorrem quando uma camada argilosa se encontra coberta por uma camada arenosa e a saturação das camadas é bastante elevada, pelo que certas perturbações no talude, por exemplo de origem tectónica, provocam o



colapso das ligações entre as partículas de argila e a água (adsorvida e presente nos poros) e, consequentemente, desencadeia o fenómeno de liquefação das camadas (Braja M. Das, 2011).

Os fenómenos de fluxo podem classificar-se como avalanches, *debris flows*, *arthflows* ou *mudflows*, dependendo da natureza e dimensão do material transportado (Spigolon, 2001).

Os referidos processos de transporte, de origem gravítica, dão origem a depósitos coluvionares, que podem ser caracterizados como uma mistura heterogénea de solo e fragmentos rochosos, acumulados nos pés de talude. Quando ocorre a acumulação, no pé de talude, de fragmentos rochosos devido á erosão do referido taludo o depósito designa-se por **talus**.

3.4.1.4 Depósitos Glaciares

Tal como outros fenómenos naturais, que se encontram atualmente inativos, os glaciares tiveram um efeito drástico na paisagem da superfície do planeta Terra.

O gelo não é um elemento estacionário, sendo que o seu movimento origina a erosão, e transporte a longas distâncias e durante longos períodos de tempo, do material com o qual entra em contacto (Donald Coduto, 1999), sendo que o transporte é efetuado pelo gelo glacial e também pela água resultante da fusão dos glaciares.

Os depósitos resultantes da atividade glacial caracterizam-se por conterem uma mistura marcadamente heterogénea, com origem em diversos locais da crosta e com características físicas e químicas distintas.

Face ao exposto, pode-se afirmar que o poder de seleção, deste agente de transporte sedimentar, é praticamente nulo (Silvério Coelho, 1996).

Os depósitos glaciares podem ser divididos em duas grandes categorias, os depósitos estratificados e os depósitos não estratificados.

Depósitos Estratificados

Os depósitos estratificados consistem em misturas de cascalho, areia e silte transportados pela água resultante da fusão do gelo glacial, pelo que a água seleciona e deposita as partículas de sedimento de acordo com a sua granulometria.



Depósitos Não Estratificados

Por sua vez, os depósitos não estratificados podem ser divididos em diversas categorias de acordo com a morfologia do depósito e das características do transporte:

Os **till's** são depósitos resultantes do transporte de todo o tipo de sedimentos presentes num substrato, durante o desenvolvimento de determinado glaciar; estes depósitos adquirem morfologias de relevo que se designam por **moreias**.

Moreias

Lateral - materiais tombados sobre o glaciar e erodidos das zonas de vertente próximas.

Mediana - junção de duas moreias laterais.

De Fundo - blocos e materiais desintegrados, no fundo da camada de gelo glaciar, no contacto com a superfície terrestre.

Frontal - material transportado pelo glaciar que se deposita no seu limite frontal, quando o glaciar se encontra estabilizado e não manifesta qualquer tipo de movimento.

Tabela 6 – Tipos de moreias (Braja M. Das, 2011).

3.5 Fatores Geológicos e Problemas Geotécnicos

Depois de depositados, os solos podem experienciar diversos fenómenos como, por exemplo (Donald Coduto, 1999) :

- Carregamentos à superfície (o que contribui para a consolidação das camadas aumentando, consequentemente, a respetiva resistência ao corte, diminuindo a permeabilidade e compressibilidade do solo);
- Variações no nível freático;



- Alterações do meio físico afetando a água intersticial e nível de tensões instaladas;
- Ações sísmicas ou tectónicas.

Face ao exposto, ao longo deste capítulo, pode concluir-se que a heterogeneidade do meio geológico e a complexidade dos processos a este associados são, frequentemente, condicionantes dos projetos de engenharia.

São identificáveis dois grandes grupos de fatores geológicos que podem influenciar a execução de uma obra:

1. Riscos geológicos cuja manifestação pode diminuir substancialmente a segurança ou mesmo inviabilizar a realização da obra;
2. Fatores geológicos cuja presença condicione técnica ou economicamente a execução da obra.

De facto, a manifestação de certas condições geológicas é um dos fatores com maior influência na existência de problemas de origem geotécnica. Segundo Vallejo (2002), os processos geológicos podem alterar substancialmente o comportamento geotécnico dos materiais, destacando-se o papel da água, que se encontra muitas vezes na origem de problemas geotécnicos.

Pela experiência e observação do comportamento dos materiais, ao longo dos anos, é possível estabelecer uma relação entre a litologia, a presença de certas estruturas geológicas, a manifestação de processos geológicos relacionados com a presença da água e outros, com a existência de determinados problemas geotécnicos (Vallejo, 2002).

	Descrição	Fatores Característicos	Problemas Geotécnicos
Litologia	Solos compactados	Resistência media a alta.	Problemas de fundações em argilas expansíveis e estruturas colapsáveis.
	Solos brandos	Resistência baixa a muito baixa.	Assentamentos diferenciais; roturas em taludes
	Solos orgânicos e biogénicos	Elevada compressibilidade; presença de estruturas meta-estáveis ¹ .	Subsidência e colapsos.

¹ Estruturas meta-estáveis: estruturas que aparentemente se encontra em equilíbrio, mas que com a alteração de determinadas condições se tornam colapsáveis (Thompson & Turk, 1998).



Estruturas Geológicas	Falhas e Fraturas	Superfícies contínuas de espessura variável.	Roturas, instabilidade, acumulação de tensões, infiltração de água, meteorização.
	Planos de Estratificação	Superfícies contínuas, de difícil separação.	Roturas, instabilidade e infiltração de água.
	Descontinuidades	Superfícies pouco contínuas com separação praticamente inexistente.	Roturas, instabilidade, infiltração de água e meteorização.
	Dobras	Superfícies de grande continuidade.	Instabilidade, infiltração de água, estado de tensões influenciado pela orientação da estrutura.
	Foliação	Superfícies pouco contínuas e muito juntas.	Anisotropia em função da orientação da estrutura.

Tabela 7- Influência da litologia e de determinadas estruturas geológicas na existência de problemas geotécnicos (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).

Processos geológicos relacionados com a presença de água	Efeitos sobre os materiais	Problemas Geotécnicos
Dissolução	Perda de material por dissolução de maciços rochosos ou terrosos; carsificação.	Cavidades, colapsos, subsidência.
Erosão	Perda de material.	Subsidências e colapsos, assentamentos.
Reações Químicas	Alteração da composição química dos materiais.	Degradação química de materiais geológicos e materiais de construção.
Meteorização	Alteração de propriedades físicas e químicas dos materiais.	Perda de resistência, aumento da deformabilidade e permeabilidade.

Tabela 8 - Influência de processos geológicos relacionados com a presença de água na existência de problemas geotécnicos (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).



Processos Geológicos	Efeitos no meio físico	Problemas Geoambientais e atuações
Sismicidade	Sismos, tsunamis, movimentos de solos, roturas, deslizamentos de terras e fenómenos de liquefação.	Danos populacionais e em infraestruturas, planeamento antissísmico e de emergência.
Vulcanismo	Erupções vulcânicas, alterações no relevo da crosta, tsunamis e sismos, colapsos e instabilidade de taludes.	Danos populacionais e em infraestruturas, planeamento antissísmico e de emergência, planeamento de evacuações.
Levantamentos ou soerguimentos de terras	Alterações morfológicas a médio prazo, alterações na dinâmica litoral e no nível médio das águas do mar a longo prazo.	Medidas de controlo e vigilância.
Erosão e sedimentação	Alterações geomorfológicas a médio prazo, aumento do escoamento superficial.	Aumento do risco de inundações e deslizamentos de terras, medidas de proteção de taludes e da zona litoral.

Tabela 9 - Influência de processos geológicos nas obras de engenharia e no meio ambiente (adaptado de Vallejo; Ferrer; Ortuño e Oteo, 2002).

Em concordância com a informação previamente apresentada e de acordo com Vallejo (2002), podemos sintetizar as condições geológicas ótimas para a execução de uma obra de engenharia:

- Ausência de processos geológicos ativos que representem riscos que inviabilizem a execução do projeto;
- Capacidade resistente do terreno, adequada para a execução de fundações;
- Resistência dos materiais, suficiente para manter a estabilidade em situações de escavações (superficiais ou subterrâneas);
- Disponibilidade de materiais adequados para obras de terras;
- Facilidade de extração e escavabilidade de materiais;
- Presença de formações geológicas estanques para armazenar água ou resíduos sólidos e líquidos.



CAPÍTULO 4: CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E DE IDENTIFICAÇÃO DE SOLOS

4.1 ENSAIOS LABORATORIAIS

Em contraste com as várias áreas da engenharia, na área de geotecnia o trabalho é desenvolvido a partir de um material (solo) cujas propriedades físicas são extremamente variáveis e de relativamente difícil determinação (Dunn, I.S.; Anderson, L.R.; Kiefer, F.W., 1923).

De facto, a maioria dos materiais de construção consistem em massas contínuas, proporcionadas pelas ligações moleculares entre os respetivos constituintes, sendo que as suas características mecânicas dependem da composição e estrutura química, bem como, da natureza das referidas ligações moleculares.

Por sua vez, o solo apresenta uma constituição diferente dos restantes materiais de construção, podendo ser mencionadas três principais características distintivas (Donald Coduto, 1999):

- O solo é um material natural ,cujas propriedades variam substancialmente segundo raios de variação errática e heterogénea;
- O solo não constitui uma massa contínua;
- O solo pode conter as três fases de matéria existentes na natureza (sólida, líquida e gasosa), em proporções variadas.

Na contínua tentativa para diminuir as incertezas associadas ao trabalho geotécnico, um dos principais propósitos é o de estabelecer métodos que permitam discriminar diferentes tipos de solo. Estes métodos devem ser baseados nas propriedades físicas e mecânicas dos solos, designadas por grandezas básicas de identificação, e cujos ensaios para a respetiva determinação se denominam por ensaios de classificação (Terzaghi & Peck, 1948); acrescenta-se ainda que, a determinação das grandezas básicas de um solo permite unificar as descrições e classificações, eliminando, desta forma, problemas de origem terminológica.

Em concordância com o que tem vindo a ser exposto ao longo deste trabalho, é conhecimento factual que, a natureza de determinado solo pode ser alterada pela ocorrência de fenómenos de origem natural ou humana que afetem o maciço, sendo que o comportamento geotécnico de um maciço terroso *in situ* depende, não só das propriedades individuais dos seus constituintes, mas também, e de forma bastante significativa, das características de interação entre as respetivas partículas.



Segundo vários autores como Terzaghy & Peck (1948), Donald Coduto (1999), Joseph Spigolon (2001) e Matos Fernandes (2012), as propriedades geotécnicas de um solo, dependem maioritariamente das características associadas ao imbricamento e interação entre partículas e, de forma menos significativa, das propriedades internas de cada constituinte individual.

Esta situação verifica-se particularmente em solos granulares, constituídos por cascalho, areia e silte. As argilas, apesar de também apresentarem uma estrutura de partículas, possuem uma natureza significativamente distinta, já que manifestam uma maior interação entre as suas partículas constituintes e a água, eventualmente, presente nos poros, sendo, por isso, o seu comportamento geotécnico mais complexo, em comparação com outro tipo de solos (Donald Coduto, 1999).

Em suma, no estudo de caracterização geotécnica e classificação de um solo, é de extrema importância estudar as propriedades individuais das suas partículas constituintes, bem como as características dos agregados presentes na massa terrosa.

Na figura seguinte, apresentam-se as principais propriedades que condicionam o comportamento das partículas e agregados de determinado solo (Terzaghy & Peck, 1948).

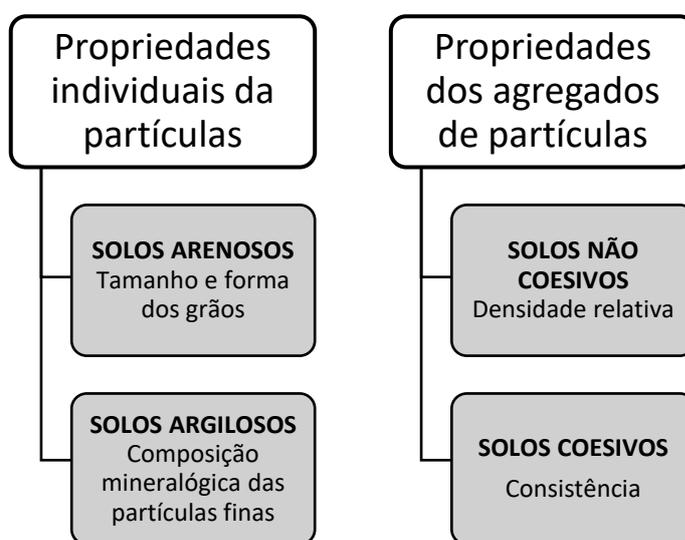


Figura 14 – Propriedades que condicionam os constituintes do solo (Terzaghy & Peck, 1948).

A experiência da Mecânica dos Solos mostra que as partículas de um solo podem apresentar tamanhos e formas bastante diversificadas, o que afeta diretamente o respetivo comportamento geotécnico (Donald Coduto, 1999), e que um solo natural é sempre constituído por grãos representativos de, pelo menos duas frações de solo (Terzaghy & Peck, 1948), pelo que a composição granulométrica e os limites de consistência ou limites de Atterberg de um solo



apresentam-se como as propriedades básicas para identificação de um solo, sendo essencial determiná-las, sempre antes de quaisquer outras características.

4.1.1 Tamanho e forma das partículas de um solo – Composição Granulométrica

O tamanho das partículas de um solo é determinado mediante uma análise granulométrica, realizada através do método de peneiração, salvaguardando o facto de que, para partículas cuja dimensão seja inferior a 0.074mm é necessário recorrer ao processo de sedimentação, baseado na Lei de Stokes, ou recorrendo a granulómetros, cujo funcionamento se prende com o varrimento das partículas finas do solo através de raios laser.

A composição granulométrica de um solo define-se como a distribuição em percentagem ponderal, ou seja, em percentagem do peso total, das respetivas partículas, de acordo com as suas dimensões (Matos Fernandes, 2012).

4.1.1.1 Método de Peneiração

O método de peneiração apresenta-se como um processo bastante simples e relativamente célere, cuja base de funcionamento se prende com a passagem do solo através de uma série de peneiros de malha quadrada, cada vez mais apertada.

“Para efectuar a descrição adequada de um sedimento, torna-se necessário proceder a uma análise pormenorizada, utilizando classes granulométricas com pequena amplitude; quanto menor for a amplitude das classes, melhor é a descrição da variabilidade dimensional das partículas que constituem o sedimento” (Alvarinho Dias, 2004).

Existem várias normas que especificam a abertura de cada série de peneiros, nomeadamente a Norma Portuguesa NP EN 933. De forma a unificar os resultados, em 1898 a ASTM (*American Society for Testing Materials*) desenvolveu uma norma que atualmente é a mais utilizada a nível mundial.



Descrição do material	Nº do Peneiro	Abertura do peneiro (mm)
Cascalho	3"	75.0
	2"	50.0
	1.5"	37.5
	1"	25.0
	3/4"	19.0
	3/8"	9.5
	nº4	4.75
	nº10	2.00
Areia	nº20	0.850
	nº40	0.425
	nº60	0.250
	nº80	0.180
	nº140	0.106
	nº200	0.075

Tabela 10 – Peneiros e respetivas aberturas segundo a ASTM.

Um peneiro é um suporte metálico cilíndrico que contém uma rede, geralmente metálica, de malha calibrada. Os peneiros podem ser encaixados uns nos outros formando uma coluna de peneiração, na qual existe uma tampa no respetivo topo para evitar perdas de material durante o processo e na base se encaixa um peneiro completamente metálico sem rede para receber as partículas menores que atravessaram toda a coluna sem serem retidos em nenhum dos peneiros (Alveirinho Dias, 2004).

Tal como já referido, o método de peneiração constitui um processo laboratorial bastante simples, que pode ser sinteticamente referido de acordo com cinco etapas principais, que a seguir se apresentam:

1. Recolha *in situ* de uma amostra representativa do maciço;
2. Desagregação da amostra em meio seco;
3. Passagem da amostra (com peso inicial previamente determinado) por um conjunto de peneiros, agitados mecanicamente, e cujo diâmetro da abertura de cada peneiro diminui em altura, segundo uma progressão geométrica de razão dois;
4. O tempo de peneiração é função do peso da amostra a peneirar; aceita-se, normalmente, que 10 a 15 minutos são suficientes;
5. Pesagem do material retido em cada peneiro, seguida da determinação da proporção de material (C_j) que passa por cada peneiro de diâmetro (D_j), de acordo com as seguintes expressões:



$$C_j = \sum_{i=j+1}^{n+1} P_i * 100 \qquad P = \sum_{i=1}^{n+1} P_i$$

Onde P representa o peso total da amostra, e Pi o peso retido em cada peneiro com abertura de diâmetro Dj; P_{n+1} corresponde ao peso do material que se deposita na base (“base cega”) da torre de peneiros.

Ocorre frequentemente a perda de algumas partículas ao longo do processo, sendo que são aceitáveis perdas até 1% do peso inicial da amostra.

O material restante na base deve ser submetido a um processo de peneiração em meio húmido de forma a determinar a fração argilosa do solo. Este processo será descrito de forma apropriada um pouco mais à frente, neste capítulo.

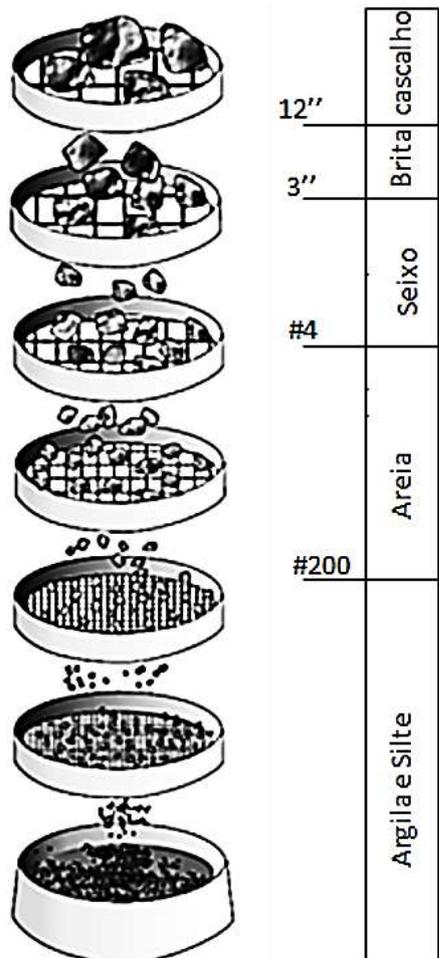


Figura 15 – Esquema representativo da série de peneiros (Carlos Palha, 2008).



Os resultados obtidos da análise granulométrica, por peneiração, são representados em gráficos que relacionam a quantidade (em percentagem) de material que passa através de cada peneiro, com o diâmetro da abertura de cada um dos peneiros.

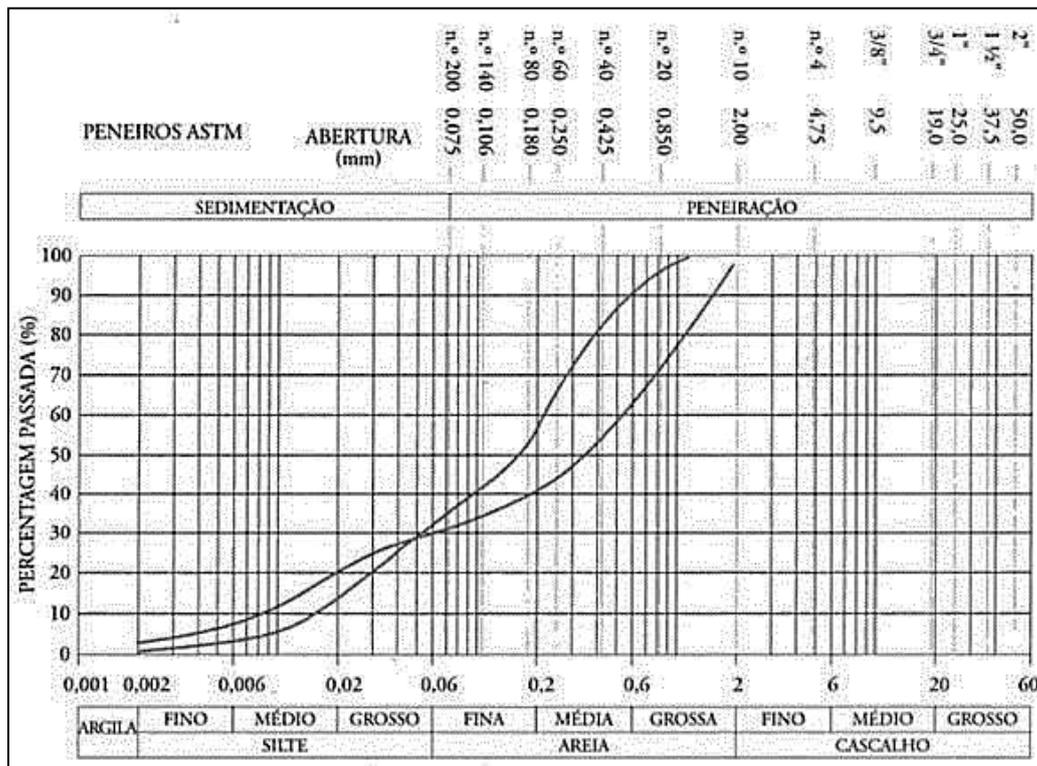


Figura 16 - Representação de uma curva granulométrica (Matos Fernandes, 2012).

É importante referir que, a maior vantagem de recorrer a uma escala logarítmica, no eixo Ox do gráfico de representação de uma curva granulométrica, prende-se com o facto de que, duas curvas com a mesma uniformidade granulométrica apresentam uma forma idêntica, independente da fração granulométrica mais pronunciada em cada solo.

Como podemos observar nas curvas granulométricas, acima apresentadas, as frações finas de um solo, como os siltes e a argila, podem ser representados numa curva granulométrica obtida pelo processo de peneiração, no entanto, este tipo de procedimento é altamente passível da ocorrência de erros (mais ou menos apreciáveis), pelo que se recorre ao supracitado método de sedimentação (Terzaghy & Peck, 1948).

Coefficientes de Uniformidade e Curvatura

Através da análise granulométrica é possível determinar diretamente duas grandezas básicas, de grande utilidade para a classificação de solos e respetiva descrição:



O **coeficiente de uniformidade (C_u)** proporciona ao técnico uma ideia da variação granulométrica de determinado solo; este pode ser determinado através da expressão, abaixo apresentada:

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

Onde D_{10} ² e D_{60} representam os diâmetros efetivos de determinado solo.

Um solo, cujo coeficiente de uniformidade seja elevado, pode ser descrito como um solo bem graduado, enquanto que um solo cujo valor de C_u seja próximo da unidade se classifica como uniforme.

C_u	Descrição	
Superior a 4	Bem graduado	Areias
Superior a 6	Bem graduado	Cascalhos
Próximo de 1	Uniforme	

Tabela 11 – Descrição da uniformidade de um solo segundo a ASTM.

O **coeficiente de curvatura (C_c)** relaciona-se com a forma manifestada por determinada curva granulométrica entre D_{10} e D_{60} . O referido coeficiente é facilmente determinável a partir da seguinte expressão:

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

Onde D_{10} , D_{60} e D_{30} representam o diâmetro efetivo de determinado solo.

Um solo classifica-se como bem graduado se apresentar um valor de C_c entre 1 e 3.

² D_{10} , D_{60} e D_{30} correspondem ao diâmetro do peneiro que permite a passagem de 10, 60 e 30% (respetivamente) de material. Os seus valores são obtidos através da leitura direta da curva granulométrica do solo.

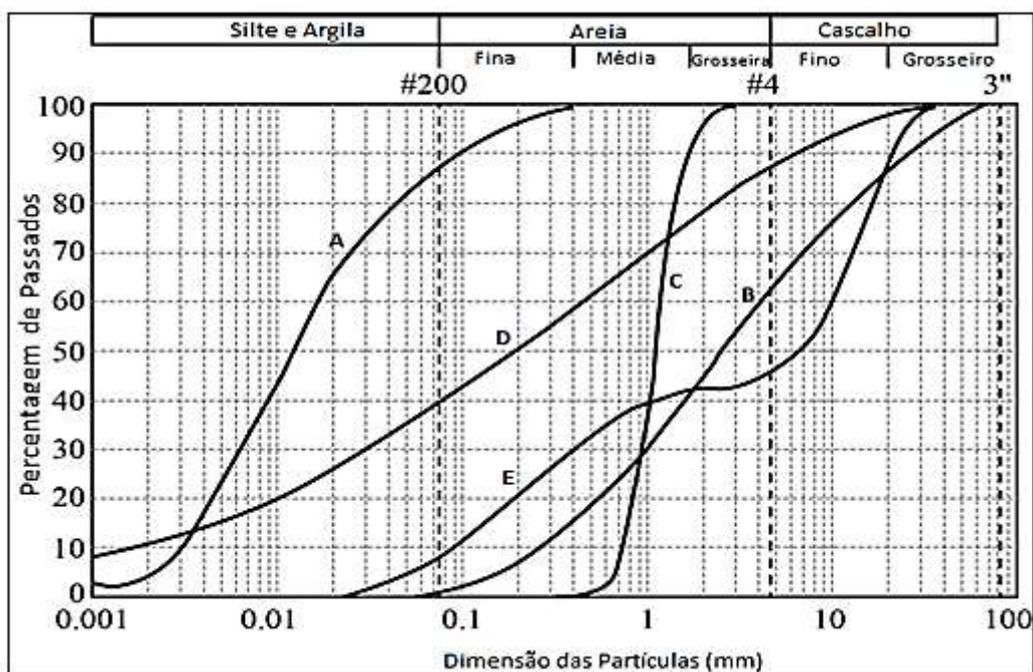


Figura 17 – Curvas granulométricas de cinco solos distintos (adaptado de Donald Coduto, 1999).

A figura acima exemplifica a distribuição granulométrica de cinco solos distintos, permitindo-nos extrair a seguinte informação:

- Solo A: solo de granulometria fina, cujas frações granulométricas predominantes são o silte e a argila;
- Solo B: solo de granulometria grosseira, com predominância das frações granulométricas da areia e cascalho;
- Solo C: solo mal graduado;
- Solo D: solo bem graduado;
- Solo E: não apresenta presença significativa (quase inexistente) de areias grosseiras a médias.

Forma das partículas

A forma das partículas constitui uma propriedade de interesse na análise de sedimentos, com destaque para sedimentos não coesivos (Terzaghy & Peck, 1948).

Segundo Alveirinho Dias (2004), a forma dos sedimentos condiciona dois aspetos principais no comportamento de um solo:



- A forma das partículas afeta o comportamento hidrodinâmico de determinado solo, pelo que, os sedimentos de forma aproximadamente esférica permitem uma remobilização mais fácil;
- O imbricamento entre partículas e, conseqüentemente, o grau de compactação do solo, é condicionado pela forma dos respetivos sedimentos.

Nesta conformidade, foram propostos vários métodos de avaliação da forma das partículas na primeira metade do século XX; no entanto, a falta de consagração dos referidos métodos, por parte da comunidade científica, residiu no facto de apenas ser realizada uma análise bidimensional da forma das partículas.

Em 1953, foi proposta a escala de Powers, que consiste numa avaliação bidimensional dos grãos, suportada por métodos fotográficos, que permitem ter uma ideia da estrutura tridimensional dos sedimentos.

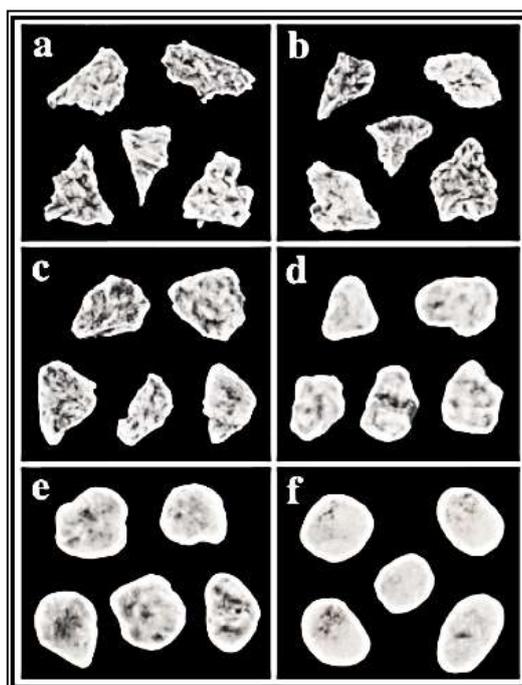


Figura 18 - 6 classes de rolamento definidas por Powers: a- muito angular; b – angular; c - sub- angular; d -sub-rolado; e – rolado; f - bem rolado (Adaptado de Powers, 1953).

O método apresentado consiste, sumariamente, na comparação entre os grãos do sedimento analisado e os grãos representados na escala acima apresentada.

As partículas angulares são, tipicamente, encontradas em zonas próximas da rocha mãe, apresentando uma maior resistência, dado que a sua forma dificulta o deslizamento das partículas, umas em relação às outras.



Por sua vez, os sedimentos arredondados localizam-se a maiores distâncias da rocha parental, após terem sofrido processos de transporte e abrasão.

Uma vez que, o grau de rolamento de determinado sedimento se relaciona com a sua composição mineralógica e respetiva dureza é essencial que a escala de Powers seja aplicada de acordo com a espécie mineralógica de cada grupo de sedimentos.

4.1.1.2 Método de Sedimentação

O processo de sedimentação consiste em misturar o solo de dimensão inferior a 0.075mm com água destilada, para possibilitar a ocorrência do processo de sedimentação.

Este funciona de acordo com a Lei de Stokes (1854), que se baseia na medição do tempo de queda das partículas numa coluna de água, partindo do princípio de que essa velocidade é constante.



Equação de Stokes

$$v = \frac{h}{t} = \frac{d^2 g (\rho_s - \rho_f)}{18\eta}$$

na qual:

v = velocidade de queda (m s^{-1})

h = distância percorrida pela partícula (m)

t = tempo (s)

d = diâmetro efetivo das partículas (m)

g = aceleração da gravidade ($9,81 \text{ N kg}^{-1}$)

η = viscosidade da água a 20°C ($10^{-3} \text{ N s m}^{-2}$)

ρ_s = densidade dos sólidos (kg m^{-3})

ρ_f = densidade do fluido (água) (10^3 kg m^{-3})

Figura 19 - Sedimentação e Equação de Stokes (Alveirinho Dias, 2004).

É importante referir que, a Lei de Stokes assume que as partículas apresentam uma forma esférica, de superfície lisa e regular, e que têm a mesma densidade. Torna-se claro que os referidos pressupostos não se verificam na realidade prática, no entanto, através da padronização das condições de realização do ensaio laboratorial, é possível aceitar como constantes os parâmetros físicos determinados.

Apesar do aspeto referido ser facilmente ultrapassável, existe uma limitação do referido ensaio, para a qual ainda não foi encontrada solução. É um facto conhecido que, na natureza as partículas



da classe textural da argila são sujeitas a processos de aglutinação, floculação e dispersão, pelo que se encontram em estados de agregação variáveis; contudo, não existe correspondência direta entre a referida realidade e o processo executado em laboratório, uma vez que, a análise granulométrica determina apenas a distribuição dos diâmetros das partículas individuais.

4.1.1.3 Classificação de um solo baseada na granulometria

A distribuição granulométrica constitui uma das bases mais simples e diretas para classificar um solo, sendo que, a maioria dos primeiros sistemas de classificação de solos desenvolvidos, se baseiam exclusivamente na respetiva granulometria (Dunn, I.S., Anderson, L.R., Kiefer, F.W., 1923). De facto, este tipo de sistemas de classificação de solos são de ampla utilização, e constituem uma forma célere para efetuar descrições gerais, ou preliminares, de determinado solo.

O Triângulo de Feret é exemplo de um sistema de classificação de solos com base na sua distribuição granulométrica, atribuindo uma designação ao solo, de acordo com a respetiva percentagem de areia, silte e argila. Este método recorre a um diagrama triangular, no qual se projetam as percentagens de cada fração granulométrica constituinte de um solo.

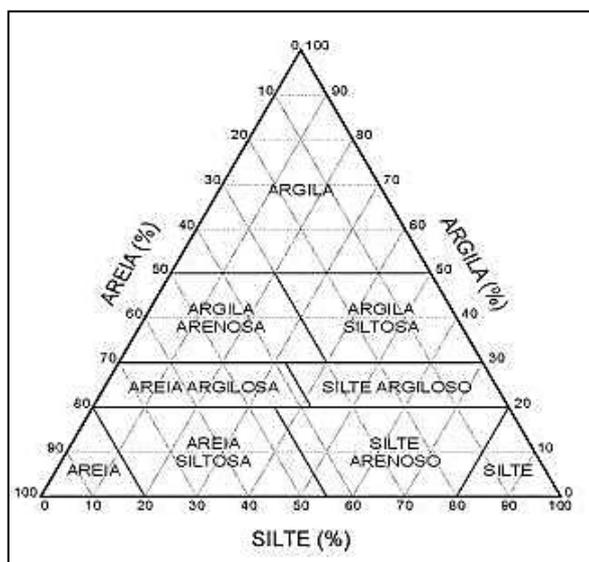


Figura 20 – Triângulo de Feret (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

Contudo, é fundamental referir que, um sistema de classificação com base exclusiva na distribuição granulométrica do solo, apresenta uma clara limitação relativamente às frações de granulometria fina, atendendo a que, as propriedades físicas deste tipo de partículas finas dependem de outros fatores para além da sua granulometria (Terzaghy & Peck, 1948).



4.1.2 Solos Argilosos – Limites de Consistência ou Atterberg

Os solos argilosos experienciam, durante o seu processo de formação, processos bastante complexos e agressivos de meteorização química; estes originam materiais com características substancialmente distintas das da respetiva rocha parental (Donald Coduto, 1999), sendo que, deste modo, as propriedades e comportamento geotécnico de solos argilosos é significativamente diferente do comportamento dos restantes tipos de solos, nomeadamente de solos granulares.

Nas frações granulométricas finas e muito finas, com dimensão da ordem de $1\mu\text{m}$, um grão consiste, tipicamente, em apenas um mineral (mineral argiloso). Existem duas unidades principais na composição química destes minerais, como sejam os tetraedros de sílica e os octaedros de alumínio, sendo que, a forma como as referidas unidades se organizam, entre si, em camadas, constitui o critério de identificação do mineral argiloso. É possível, então, distinguir sete grupos fundamentais de minerais argilosos:

- Grupo da Caulinite
- Grupo da Illite
- Grupo da Vermiculite
- Grupo da Montmorilonite
- Grupo da Clorite
- Grupo dos Interestratificados
- Grupo da Paligorskite e Sepiolite

No estudo geotécnico das argilas é essencial atentar à estrutura química dos seus minerais constituintes e às interações desenvolvidas entre estes e a água dos poros.

Segundo Terzaghy & Peck (1948), todos os solos argilosos são constituídos por partículas de granulometria fina e muito finas, compostos coloidais e, por vezes, algumas partículas de granulometria mais grosseira; as partículas finas e muito finas apresentam uma forma laminar, consequência do tipo de processos geológicos ocorridos durante a sua génese.

Devido ao diâmetro reduzido e à forma laminar das partículas de argila, estas apresentam uma superfície específica³ substancialmente elevada, permitindo um maior contacto e interação entre partículas e potenciando o desenvolvimento de forças interparticulares; acrescenta-se a maior

³ **Superfície Específica:** área da superfície externa das partículas constituintes de uma argila por unidade de massa, expressa em m^2/g (Terzaghy & Peck, 1948).



disponibilidade de interação, e maior espaço na estrutura cristalina para a existência de moléculas de água.

De facto, as forças de superfície (de natureza elétrica) desempenham um papel fundamental no comportamento de solos argilosos, isto é, as forças interparticulares de cada grão constituinte do solo, devido à ação da gravidade, são insignificantes em relação às forças moleculares superficiais, de atração e repulsão. Esta situação, segundo Joseph Spigolon (2001), condiciona de forma substancial a resistência ao corte do solo, mediante o grau de imbricamento e orientação das partículas argilosas.

A superfície deste tipo de partículas é constituída por uma camada de cargas iónicas negativas, que atrai catiões dissolvidos na água dos poros e tende a adsorver moléculas de água, sendo que, as moléculas adjacentes a esta superfície carregada podem sofrer alterações estruturais e adquirir uma estrutura organizada. Os referidos catiões distribuem-se de forma densa junto à superfície da partícula, formando a designada dupla camada elétrica, conceito introduzido por Stern em 1924, que apresenta forte influência na estrutura dos agregados de partículas argilosas e respetivas propriedades físicas do solo (Donald Coduto, 1999).

É igualmente importante referir que, os catiões presentes na dupla camada elétrica não se encontram ligados à superfície da partícula de forma permanente, pelo que podem ser substituídos por outros catiões ocorrendo, deste modo, um processo de troca catiónica que, provoca alterações nas características da dupla camada elétrica e, conseqüentemente, nas propriedades físicas do solo.

Em conformidade com a informação exposta ao longo deste capítulo, compreende-se a necessidade de desenvolver critérios, que não o granulométrico, para distinguir os diferentes tipos de solos argilosos.

Dada a estreita relação entre as propriedades dos solos argilosos e o respetivo grau de saturação, Atterberg, em 1911, desenvolveu uma série de testes para avaliar a relação entre o teor em água do solo e a respetiva consistência; Mais tarde, em 1930, Terzaghy e Casagrande, adaptaram os referidos testes para a avaliação e caracterização geotécnica de solos, principalmente, coesivos (Joseph Bowles, 1968).

A consistência expressa o grau de adesão entre as partículas do solo e a resistência que estas oferecem em relação a forças, que tendam a deformar, ou causar a rutura dos agregados (Terzaghy & Peck, 1948).



Mediante o teor em água de determinado solo, este pode exibir diferentes estados de consistência, cujos limites foram definidos por Atterberg:

- Limite de Liquidez (ω_L)
- Limite de Plasticidade (ω_P)
- Limite de Retracção (ω_S)

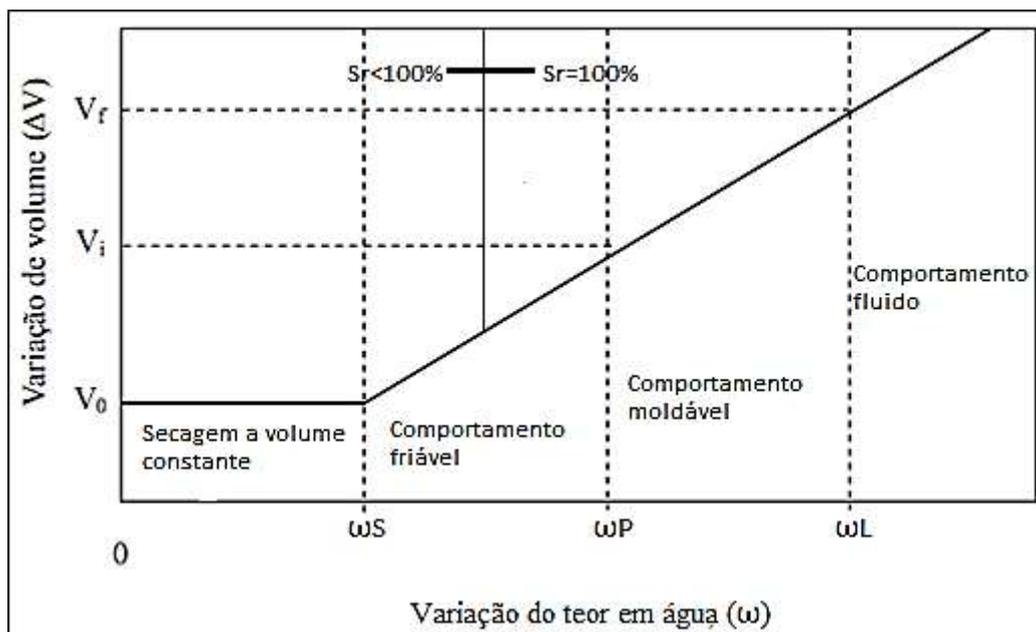


Figura 21 – Definição dos limites de consistência de Atterberg (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

Em Portugal, a determinação dos limites de consistência é realizada de acordo com a norma NP 143:1969, sendo que os ensaios para determinação dos referidos limites são realizados com amostras correspondentes à fração de solo que passa no peneiro nº40 (Matos Fernandes, 2012).

Limite de Liquidez (ω_L)

Para determinar o Limite de Liquidez pode recorrer-se a dois métodos distintos, como sejam, o método da Concha de Casagrande ou o método do “Fall cone Test” (queda do cone).

O **método de Casagrande** consiste na colocação de uma pasta de solo num suporte em forma de concha (concha de Casagrande), seguida da execução de um sulco na amostra, através de uma peça designada por riscador, separando-a em duas partes; através de mecanismo próprio, imprime-se à concha sucessivas quedas de altura de cerca de 10mm, com intensidade e cadência de dois golpes por segundo da forma mais constante possível.

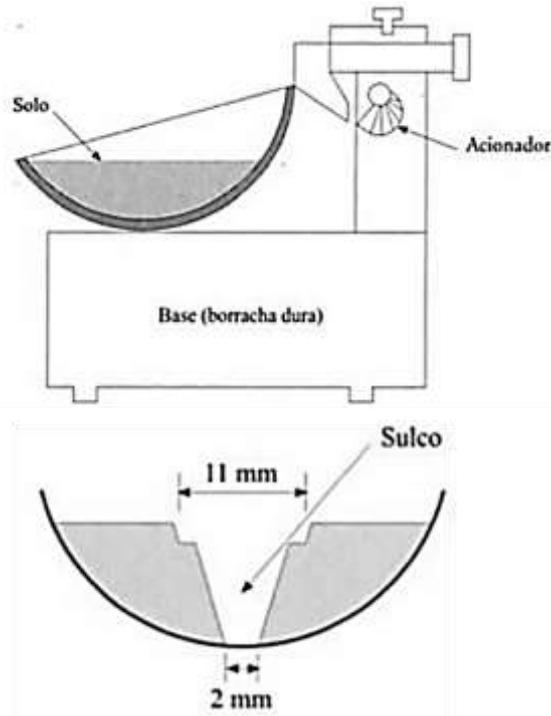


Figura 22 – Concha de Casagrande (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

À medida que o ensaio decorre, o número de golpes vai sendo contabilizado, e o sulco aberto na amostra começa a diminuir de abertura, sendo que, o procedimento deverá ser terminado no momento em que as duas partes da amostra se tocarem em pelo menos 1cm; nesse momento é feita a contagem do número de golpes e é recolhida uma porção de solo da zona de contacto, para determinação do teor em água.

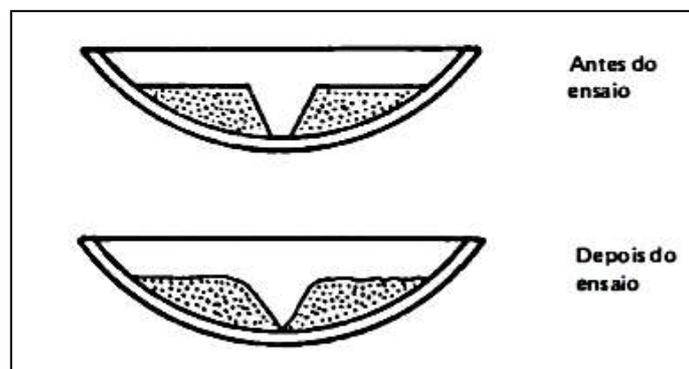


Figura 23 – Posição do solo no momento em que o ensaio deve ser terminado (adaptado de Homero Caputo, 1967).

Este processo deve ser repetido quatro vezes, adicionando a cada repetição, uma nova medida de água destilada.



Os resultados obtidos em cada ensaio, devem ser representados num gráfico (como se exemplifica na figura seguinte), para que, através de um processo de interpolação, seja possível determinar o limite de liquidez definido como o teor em água da amostra, quando o sulco aberto no solo se fecha em pelo menos 1 cm, após 25 golpes.

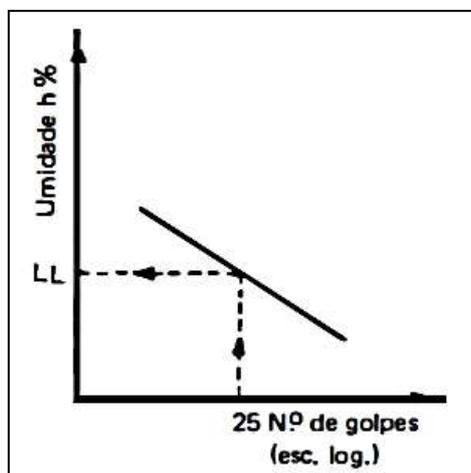


Figura 24 – Determinação gráfica do limite de liquidez (adaptado de Homero Caputo, 1967).

Apesar da ampla utilização do ensaio acima exposto, foram identificadas, ao longo dos anos da sua utilização, algumas limitações que importa referir no âmbito deste trabalho.

A plasticidade do solo ensaiado apresenta-se como fator condicionante da sua execução, sendo que, em solos com alguma percentagem de areia pode haver dificuldade na abertura do sulco. Além disso, em solos de baixa plasticidade a moldagem da amostra à concha pode apresentar-se como uma tarefa difícil ou até inviável.

Relativamente aos erros associados ao procedimento do operador ou técnico de laboratório, pode referir-se, a quantidade variável de amostra colocada na concha, a dificuldade de manter uma cadência de golpes constante (2 golpes por segundo); acrescenta-se que, é essencial que o sulco na amostra tenha uma orientação constante e perpendicular à posição do operador.

Tal como foi previamente referido, existe outro método de determinação do limite de liquidez que se designa **“Fall cone test” (método da queda do cone)**, e cujo funcionamento se prende com a queda de um cone sobre uma amostra remoldada do solo, colocada dentro de um copo de medidas padronizadas.



Tal como no método de Casagrande, o ensaio deve ser repetido quatro vezes para diferentes teores em água da referida amostra. Após cada penetração é registado o valor em centímetros da profundidade de penetração do cone na amostra, pelo que, através da interpolação dos valores obtidos, é possível determinar o limite de liquidez que corresponde ao teor em água da amostra, para uma penetração de 20mm (Matos Fernandes, 2012).

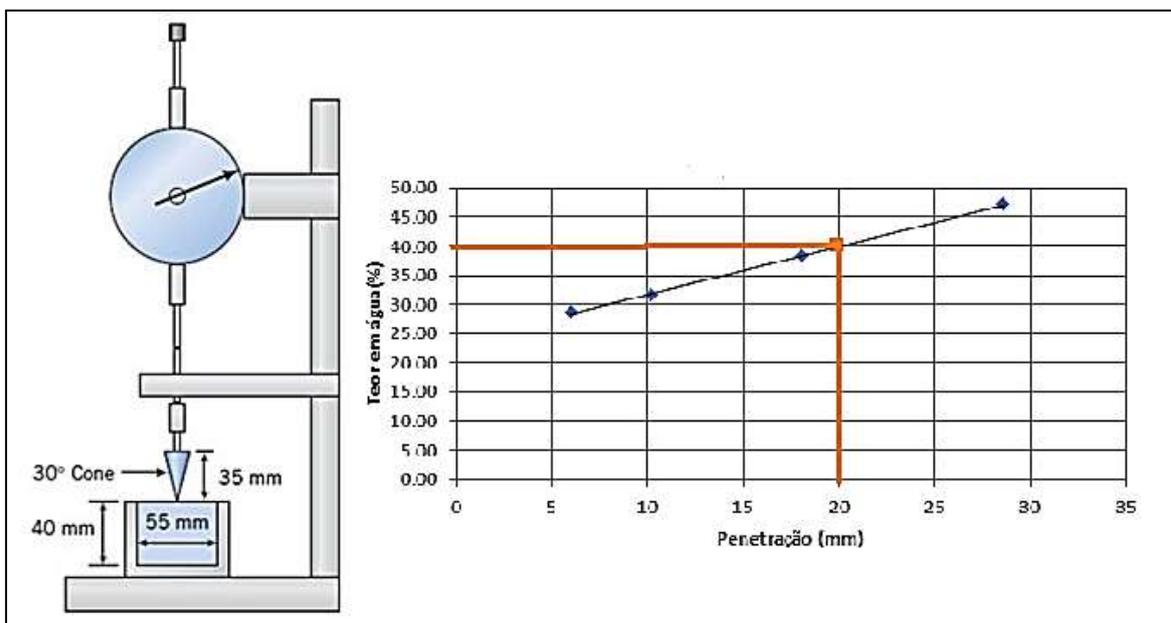


Figura 25 – Método gráfico para determinação do limite de liquidez através do método do “Fall cone” (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

Finalmente, é necessário referir que, durante a realização do ensaio acima descrito é essencial garantir a homogeneização da superfície da amostra no início de cada ensaio, e atentar à posição do mecanismo de leitura da penetração, para evitar possíveis erros associados ao operador; relativamente ao dispositivo de ensaio é imprescindível realizar a respetiva calibração, no início do procedimento, para eliminar resultados incorretos associados ao equipamento.

Limite de Plasticidade (ω_P)

O método mais utilizado, na determinação do limite de plasticidade (ω_P), é o chamado **método dos rolinhos**.

Este método consiste na moldagem do solo em cilindros com cerca de 3mm de diâmetro e 10cm de comprimento; a moldagem é feita pelo rolamento da amostra, na superfície de um vidro fosco, devendo ser terminado o processo quando o cilindro já não pode ser mais moldado e começa a desfazer-se.

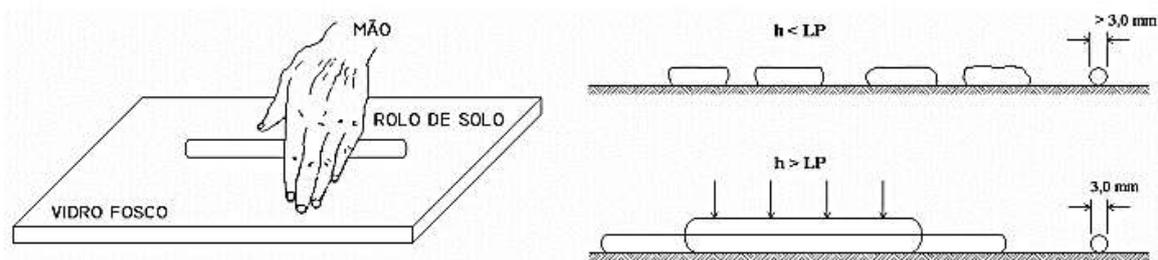


Figura 26 – Método dos rolinhos (adaptado de Homero Coduto, 1967).

O ensaio deve ser realizado quatro vezes, nas quais é necessário registar o peso do cilindro no final do ensaio, e o peso após a respetiva secagem em estufa da amostra, sendo que o limite de plasticidade corresponde à média aritmética entre os teores de humidade dos quatro rolinhos.

Segundo a Norma Portuguesa NP-84 (1965), o teor em água pode ser determinado através da seguinte fórmula:

$$\omega (\%) = \left(\frac{\omega_{\omega}}{\omega_s} \right) \times 100$$

Onde ω_{ω} representa o peso volúmico da água e ω_s corresponde ao peso volúmico seco da amostra.

Limite de Retração (ω_s)

Segundo Terzaghy & Peck (1948), o limite de retração de um solo corresponde ao teor em água, a partir do qual o volume do solo deixa de sofrer alterações, com a diminuição do respetivo teor de humidade.

O método para determinar o limite de retração apresenta-se como um processo simples e de fácil execução.

De forma sucinta, o ensaio consiste na colocação de uma pasta de solo, com teor em água igual ou superior ao respetivo limite de liquidez, no interior de uma cápsula de porcelana, cujo volume e peso são previamente conhecidos, que será sujeita à secagem em estufa. O peso inicial da amostra dentro da cápsula deve ser registado, bem como, o peso da amostra no interior da cápsula após a secagem.



Tendo em conta a informação acima apresentada, pode calcular-se o valor de ω_s (limite de retração), seguindo os passos que se enumeram de seguida:

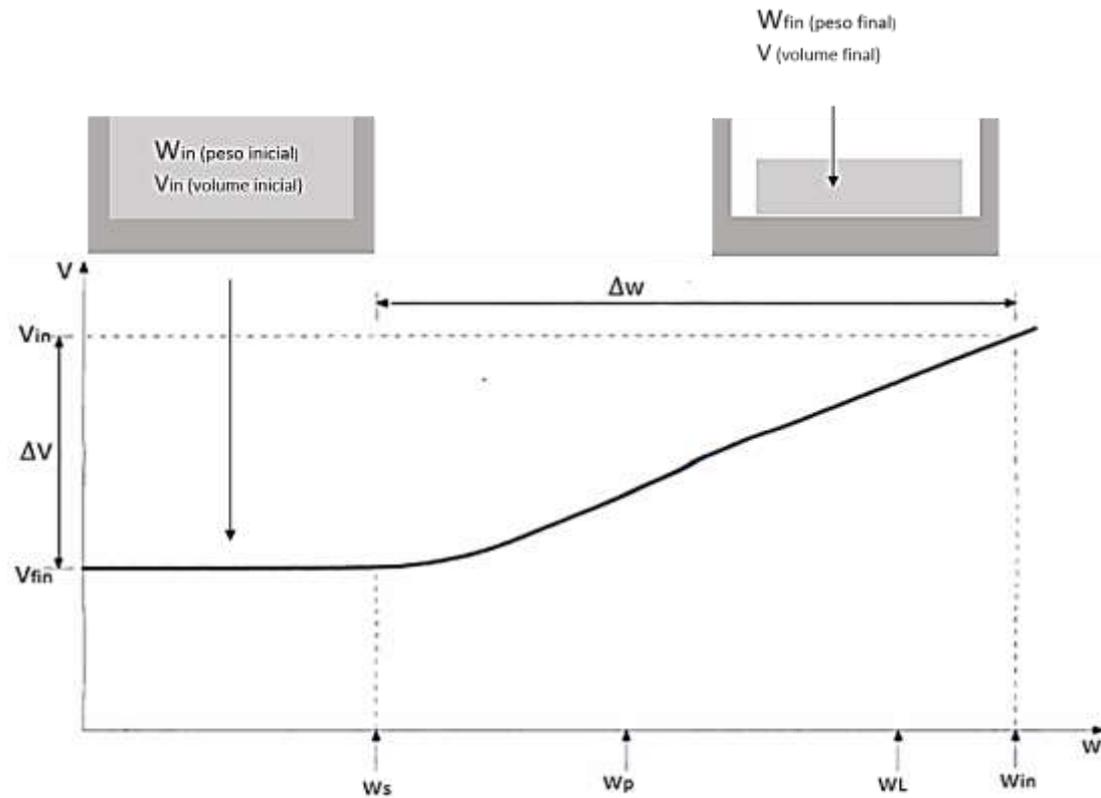


Figura 27 – Determinação do limite de retração e evolução do teor em água e do volume da amostra entre as condições inicial e final (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

$$\omega_{in} = \frac{W_{in} \times W_{fin}}{W_{fin}} \times 100$$
$$\Delta\omega = \frac{(V_{in} - V_{fin}) \times \gamma_w}{W_{fin}} \times 100$$
$$\omega_s = \omega_{in} - \Delta\omega \Leftrightarrow \omega_s = \frac{W_{in} - W_{fin} - W_w}{W_{fin}}$$

O limite de retração da amostra será a média aritmética dos valores de ω_s obtidos para cada uma das quatro amostras ensaiadas.



Índice de Consistência (I_c) e Índice de Plasticidade (I_p)

Segundo Matos Fernandes (2012), “A comparação do teor em água natural (w), de um dado solo argiloso, com os limites de Atterberg, fornece uma indicação aproximada da consistência do solo”.

Para tal recorre-se a fórmulas que correlacionam matematicamente os limites de Atterberg e os índices de consistência e plasticidade.

$$I_c = \frac{\omega_L - \omega}{\omega_L - \omega_p} = \frac{\omega_L - \omega}{I_p}$$

Desta forma, um solo argiloso pode ser categorizado de acordo com o seu índice de consistência e índice de plasticidade, como se apresenta nas seguintes tabelas.

Descrição da Argila	Índice de Consistência
Muito mole	0.0 – 0.25
Mole	0.25 – 0.50
Média	0.50 – 0.75
Rija	0.75 – 1.00
Dura	>1.00

Tabela 12 – Classificação da consistência das argilas (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

Descrição da Argila	Índice de Plasticidade
Francamente Plástico	1-7
Mediana Plástico	7-15
Altamente Plástico	>15

Tabela 13 – Classificação da plasticidade das argilas (adaptado de Homero Caputo, 1967).

Quando um material não tem plasticidade, como acontece na maioria dos solos granulares, considera-se o índice de plasticidade nulo e classifica-se o solo como não plástico.



Atividade de uma Argila

Finalmente, ainda relativamente aos limites de consistência de um solo, impõe-se a abordagem de uma característica distintiva nos solos argilosos, que corresponde ao conceito de atividade das argilas.

Face ao já exposto neste capítulo, compreende-se que o teor em água de um solo, após o seu processo de sedimentação, é condicionado por dois fatores de extrema importância (Matos Fernandes, 2012):

1. O teor em água do solo tende a aumentar com a atividade química dos minerais argilosos constituintes do solo;
2. O teor em água do solo aumenta no mesmo sentido da percentagem de fração argilosa existente no solo.

Em 1953, Skempton demonstrou que, tal como os dois fatores acima referidos, também o aumento do índice de plasticidade e do limite de liquidez, originam o crescimento do teor em água no solo.

Os gráficos que se apresentam de seguida, expressam a proporcionalidade entre o índice de plasticidade e a fração argilosa presente, em diferentes tipos de solos naturais.

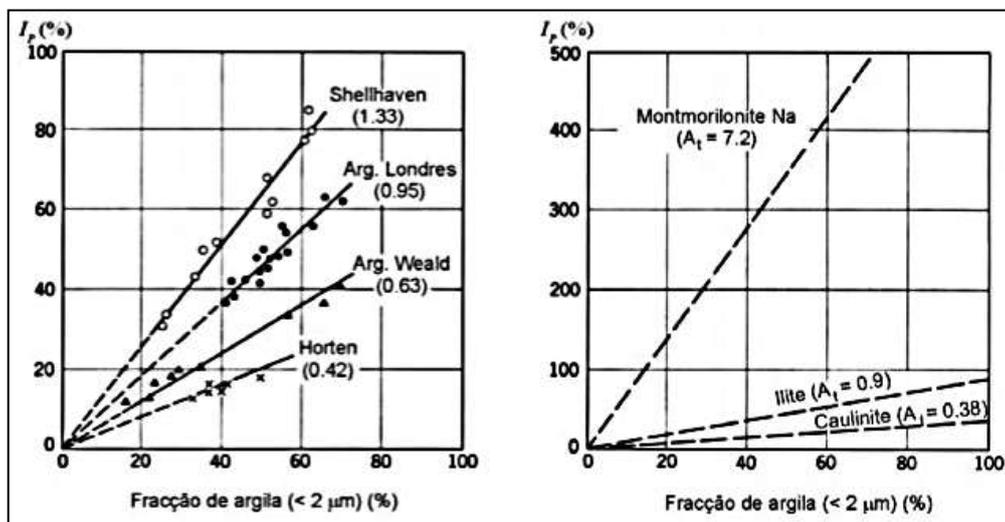


Figura 28 – Relação entre a percentagem de argila e o índice de plasticidade (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

Atente-se ao gráfico da direita, que demonstra a influência de cada tipo de mineral argiloso no índice de plasticidade do solo.



A esta relação, Skempton deu o nome de atividade da argila, podendo esta ser expressa pela seguinte expressão matemática.

$$A_t = \frac{I_p}{\% < 2\mu m}$$

Onde I_p representa o índice de plasticidade e $\% < 2\mu m$ a percentagem de fração argilosa do solo.

Segundo Matos Fernandes (2012), “a comparação do valor A_t , para um dado solo com valores conhecidos da atividade dos principais minerais de argila, como a montmorilonite, ilite e caulinite, ajudará a conhecer, por via indireta, a composição mineralógica da argila em causa”.

Descrição da Argila	Atividade da Argila
Pouco ativa	<0.75
Normal	0.75 – 1.25
Muito ativa	>1.25

Tabela 14 – Classificação dos minerais de argila quanto à atividade (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

Em jeito de síntese, apresentam-se de seguida alguns aspetos importantes de referir, relativamente às características dos solos argilosos, mediante os valores dos respetivos limites de consistência:

1. Atente-se ao facto de que, os limites de Atterberg são determinados através de amostras remexidas, ou seja, a sua estrutura e características *in situ* são perturbadas, pelo que na análise dos resultados obtidos, o técnico responsável deverá considerar criticamente o aspeto referido, considerando-se, portanto, que o limite de liquidez calculado corresponderá aproximadamente ao teor em água do solo, pouco tempo após a sua deposição (Donald Coduto, 1999).
2. Na análise de um solo geologicamente recente, o seu teor em água natural encontra-se bastante próximo do limite de liquidez, pelo que é expectável que este apresente uma baixa consistência e elevada compressibilidade (Matos Fernandes, 2012).
3. Em situações nas quais o teor em água natural da amostra seja bastante inferior ao limite de liquidez e o solo apresente um elevado grau de consistência, poderá concluir-se que o solo em análise é geologicamente antigo (Terzaghy & Peck, 1948).



4.1.3 Classificação Unificada de Solos

De forma a ultrapassar as limitações dos vários métodos de classificação, com base exclusiva na granulometria de determinado solo, a ASTM criou o método de classificação unificada, que tem em consideração a composição granulométrica do solo e os respetivos limites de consistência.

O sistema de Classificação Unificada, permite distinguir os solos de acordo com as propriedades físicas que influenciam, em grande extensão, o seu comportamento geotécnico, pelo que além da análise granulométrica do solo, são tidos em consideração parâmetros como os coeficientes de uniformidade e curvatura em solos de granulometria maioritariamente grosseira, e os limites de consistência em solos finos.

Apresentam-se de seguida os critérios classificativos deste método, bem como, a carta de plasticidade de Casagrande, para discriminação das frações finas do solo, de acordo com o seu limite de liquidez e o índice de plasticidade.



Critérios para designação dos símbolos e nome dos grupos utilizando ensaios de laboratório				Classificação do solo	
				Símbolo do Grupo	Nome do grupo
SOLOS GROSSOS mais de 50% retido no peneiro 200	Cascalho Mais de 50% da fracção grossa retida no peneiro 4	Cascalhos limpos	$Cu \geq 4$ e $1 \leq Cc \leq 3$	GW	Cascalho bem graduado
		Menos de 5% de finos	$Cu \leq 4$ e/ou $Cc < 1$ e/ou $Cc > 3$	GP	Cascalho mal graduado
		Cascalhos com finos	Finos classificados como ML ou MH	GM	Cascalho siltoso
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	GC	Cascalho argiloso
	Areias 50% ou mais da fracção grossa passada no peneiro 4	Areias limpas	$Cu \geq 6$ e $1 \leq Cc \leq 3$	SW	Areia bem graduada
		Menos de 5% de finos	$Cu < 6$ e/ou $Cc < 1$ e/ou $Cc > 3$	SP	Areia mal graduada
		Areias com finos	Finos classificados como ML ou MH	SM	Areia siltosa
		Mais de 12% de finos	Finos classificados como CL ou CH	SC	Areia argilosa
SOLOS FINOS 50% ou mais passado no peneiro 200	Siltos e argilas $WL < 50\%$	Inorgânico	$I_p > 7$ e situa-se na linha A ou acima desta	CL	Argila magra
			$I_p < 4$ e situa-se abaixo da linha A	ML	Silte
		Orgânico	$\frac{WL(\text{seco em estufa})}{WL(\text{sem secagem})} < 0,75$	OL	Argila orgânica Silte orgânico
	Siltos e argilas $WL \geq 50\%$	Inorgânico	I_p situa-se na linha A ou acima desta	CH	Argila gorda
			I_p situa-se abaixo da linha A	MH	Silte elástico
		Orgânico	$\frac{WL(\text{seco em estufa})}{WL(\text{sem secagem})} < 0,75$	OH	Argila orgânica Silte orgânico
Solos altamente orgânicos, principalmente matéria orgânica, cor escura e odor orgânico				Pt	Turfa

Tabela 15 – Resumo da Classificação Unificada (ASTM).

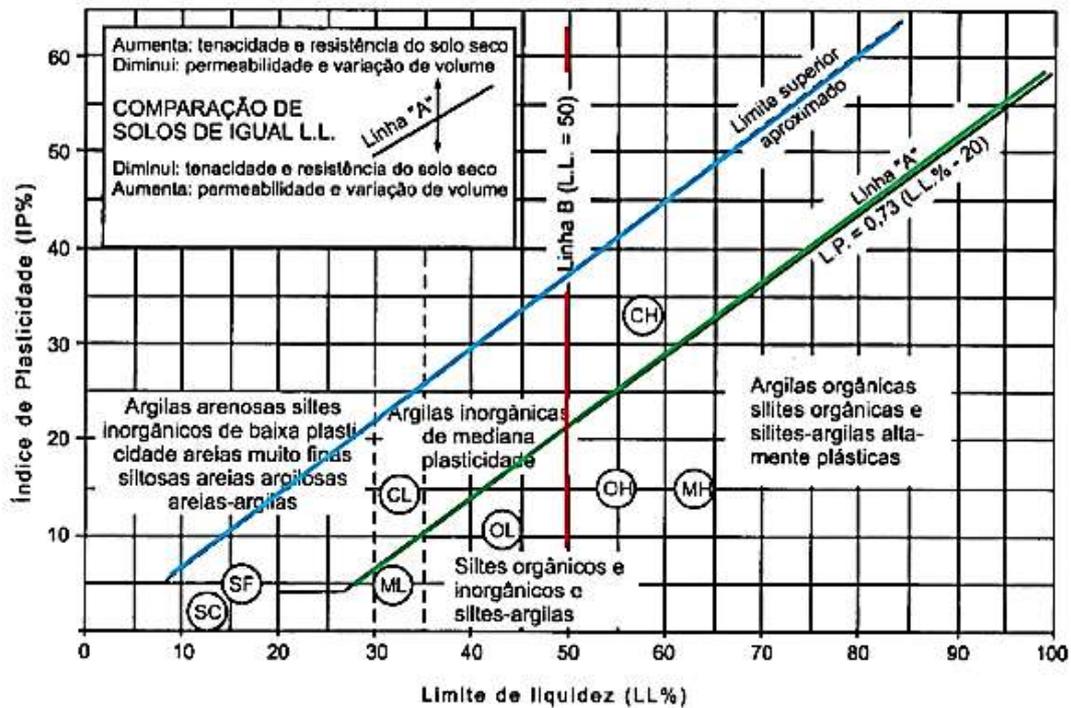


Figura 29 – Carta de Plasticidade de Casagrande (adaptado de Homero Caputo, 1967).

Segundo Terzaghy & Peck (1948), o sistema de Classificação Unificada permite discriminar os solos de forma mais eficaz, com base em ensaios laboratoriais correntes e de fácil execução, pelo que com alguma experiência profissional, é possível correlacionar os parâmetros determinados em laboratório com as observações *in situ*.

4.1.2 Diagrama de Fases de Um Solo

O solo é um material natural constituído por partículas com espaços (vazios) entre si, que podem estar preenchidos por ar ou água.

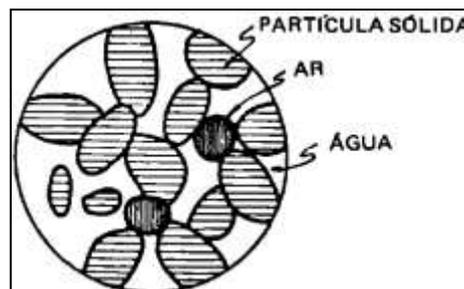


Figura 30 – Esquema representativo das três fases físicas de um solo (adaptado de Homero Caputo, 1967).



As três fases de matéria, que podem estar presentes em simultâneo num solo, interagem entre si, condicionando o respetivo comportamento geotécnico.

Nesta conformidade, torna-se essencial, no estudo de um solo, a determinação de certas grandezas básicas, calculadas com base nas proporções relativas de material sólido, líquido e gasoso.

Para tal, apresenta-se de grande utilidade recorrer a diagramas de fases, que indicam as proporções relativas das fases físicas presentes no solo, como se exemplifica na figura seguinte:

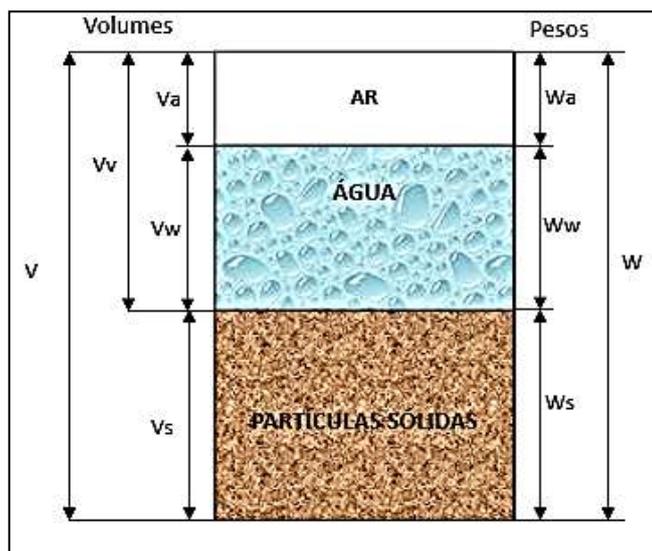


Figura 31 – Diagrama de fases de um solo (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

4.1.3 Índice de Vazios e Porosidade

O índice de vazios (e) corresponde à relação entre o volume de vazios (V_v) e o volume das partículas sólidas (V_s), presentes num solo, como indica a seguinte expressão.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

O índice de vazios relaciona-se diretamente com a porosidade (η), pelo que o segundo parâmetro referido pode ser calculado a partir do primeiro.

$$\eta(\%) = \frac{V_v}{V} \times 100 \Leftrightarrow \eta(\%) = \frac{e}{1 + e} \times 100$$



Uma grande parte dos solos granulares, constituídos maioritariamente por cascalho, areia e algum silte, apresentam uma quantidade residual de ligações entre partículas argilosas, sendo que, as forças interparticulares são devidas à ação da gravidade (o peso de cada partícula é amplamente superior às forças moleculares que se possam desenvolver).

Desta forma, a resistência ao corte de solos granulares depende, quase exclusivamente, do atrito entre partículas e do respetivo arranjo, sendo que, dependendo do processo de deposição e do histórico de tensões, podem adquirir uma estrutura solta ou densa (Joseph Spigolon, 2001).

Torna-se necessário atentar ao facto de que, o índice de vazios determinado em laboratório, não corresponde ao índice de vazios do solo *in situ* (índice de vazios natural que se situa dentro de um intervalo cujos limites correspondem a e_{\min} e e_{\max}).

Os limites, mínimo e máximo, do índice de vazios de um solo podem ser obtidos através das expressões que se apresentam seguidamente:

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s - \gamma_{dm\max}}{\gamma_{dm\max}}$$

Onde γ_s representa o peso volúmico das partículas sólidas e $\gamma_{dm\min}$ é o peso volúmico seco mínimo.

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{dm\min}}{\gamma_{dm\min}}$$

De forma semelhante, $\gamma_{dm\max}$ corresponde ao peso volúmico seco máximo.

Face ao exposto, compreende-se a importância do conhecimento do estado natural do solo, pelo que se impõe a referência ao conceito de **índice de compacidade (I_D)**, que é de grande relevância no estudo de solos granulares, por permitir prever qual a capacidade de carga do solo.

$$I_D(\%) = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \times 100$$

Existem alguns valores de referência do índice de compacidade das areias, podendo a partir daí estabelecer-se a categoria do solo arenoso quanto a esta propriedade.



Descrição	$I_D(\%)$
Muito solta	0-20
Solta	20-40
Média	40-60
Compacta	60-80
Muito compacta	80-100

Tabela 16 – Compacidade das areias segundo a ISSMGE (International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering).

4.1.4 Densidade das Partículas Sólidas (G_s)

A densidade das partículas sólidas de um solo refere-se apenas à fração sólida da amostra, pelo que esta propriedade é definida como a relação entre a massa da fase sólida do solo (W_s) e o volume correspondente ocupado por água.

$$G_s = \frac{W_s}{V_s \times \rho_w}$$

Onde ρ_w representa a densidade da água e V_s o volume das partículas sólidas.

Matos Fernandes (2012) sugere um processo laboratorial, conhecido como o método do picnómetro, para determinação da densidade das partículas sólidas (G_s) de uma amostra de solo, que se prende com os passos que seguidamente se enumeram:

1. Enchimento de um picnómetro com água destilada e respetiva pesagem;
2. Enchimento de um picnómetro com a amostra de solo e água destilada, de forma a perfazer o volume do recipiente, e respetiva pesagem;

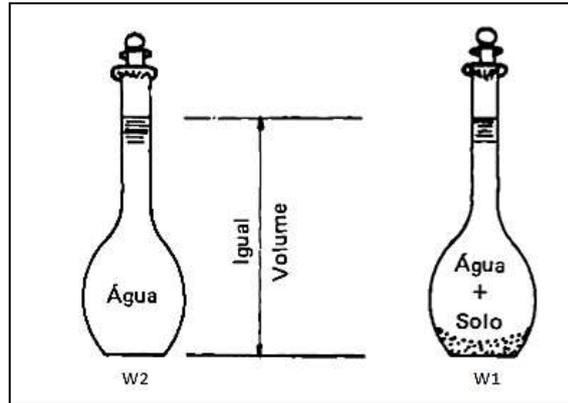


Figura 32 – Método do Picnómetro (adaptado de Homero Caputo,1967).

3. Após a secagem da amostra de solo, em estufa, é possível determinar o peso seco da amostra;
4. Determinação da diferença entre 2º valor referido no ponto 2 e o peso seco;
5. Determinação da diferença entre os resultados obtidos em 1. e 4. - obtenção do peso da água de um volume igual ao volume das partículas sólidas;
6. Cálculo da razão entre 3. e 5.

$$W_1 - W_s = W_2 - W_s \left(\frac{\rho_w}{G_s} \right) \Leftrightarrow G_s = \frac{W_s \times \rho_w}{W_s + W_2 - W_1}$$

Pela execução do procedimento acima sintetizado G_s pode ser definida de acordo com a seguinte expressão.

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

A densidade das partículas sólidas de qualquer solo real situa-se dentro do intervalo 2.6 a 2.8, pelo que são, frequentemente, efetuadas aproximações da grandeza desta propriedade a partir dos valores conhecidos da densidade relativa de determinados constituintes dos solos (Donald Coduto,1999).



Mineral	G _s	Mineral argiloso	G _s
Quartzo	2.65	Caulinite	2.62-2.66
Feldspato	2.54-2.76	Montmorilonite	2.75-2.78
Hornblenda	3.00-3.50	Illite	2.60-2.86
Calcite	2.71	Clorite	2.60-2.96
Hematite	5.20		
Limonite	3.6-4.0		
Gesso	2.32		
Talco	2.70-2.80		
Olivina	3.27-4.50		

Tabela 17 – Densidade relativa de alguns minerais (adaptado de Donald Coduto, 1999).

Contudo, entende-se a óbvia limitação das referidas aproximações, devido à variação da densidade relativa dos minerais, mediante a sua composição química, e as proporções em que estes se encontram presentes no solo.

4.1.5 Peso Volúmico (γ)

O peso volúmico de um solo pode ser determinado através de três métodos experimentais, sendo que apenas um se processa em laboratório; assim sendo, no âmbito do estudo de ensaios laboratoriais, apenas o método das amostras indeformadas será explorado.

Em solos cuja coesão assim o permite, procede-se à recolha de uma amostra indeformada de solo, através de um furo de sondagem ou no fundo ou paredes de uma vala ou poço; a amostra é recolhida por um amostrador de parede fina, cravado no solo.

A amostra de solo é transportada para o laboratório, com os devidos cuidados para que o teor em água natural não seja perturbado, e é retirada cuidadosamente do amostrador para ser pesada e ser medida a altura e diâmetro (a amostra tem forma cilíndrica) através de uma craveira.

Deste modo, determina-se diretamente o peso volúmico do solo através da seguinte relação.

$$\gamma = \frac{W_t}{V_t}$$



4.1.5 Grandezas Básicas do solo – síntese

Em conformidade com o exposto ao longo deste capítulo, compreende-se que a maioria das grandezas básicas de um solo podem ser obtidas através de relações peso-volume, tendo como base um diagrama de fases de uma amostra de solo.

De facto, apenas três das grandezas básicas de um solo são obtidas experimentalmente, como sejam o teor em água (assunto que será abordado mais à frente), o peso volúmico e a densidade das partículas sólidas; As restantes grandezas podem ser obtidas a partir das referidas relações matemáticas.

Em jeito de síntese, apresenta-se uma tabela, na qual se encontram as principais grandezas de um solo e respetiva relação que as exprime.

Grandeza	Símbolo	Definição	Unidades	Observações
Índice de vazios	e	$\frac{V_v}{V_s}$	-	-
Porosidade	n	$\frac{V_v}{V}$	-	Exprime-se em %.
Grau de saturação	S	$\frac{V_w}{V_v}$	-	Exprime-se em %.
Teor em água	w	$\frac{W_w}{W_s}$	-	Exprime-se em %.
Peso volúmico	γ	$\frac{W_s + W_w}{V}$	kN/m^3	Quando $S = 100\%$, designa-se em regra por peso volúmico saturado, com o símbolo γ_{sat} .
Peso volúmico seco	γ_d	$\frac{W_s}{V}$	kN/m^3	-
Peso volúmico submerso (1)	γ'	$\gamma - \gamma_w$	kN/m^3	γ_w é o peso volúmico da água.
Peso volúmico das partículas sólidas	γ_s	$\frac{W_s}{V_s}$	kN/m^3	Em geral está no intervalo 25,5 - 27,5.
Densidade das partículas sólidas	G	$\frac{\gamma_s}{\gamma_w}$	-	Em geral está no intervalo 2,6 - 2,8.

1 - Para compreender a definição de γ' , note-se que $1 m^3$ de solo submerso recebe uma impulsão igual a γ_w ; o peso volúmico submerso é a resultante da acção da força gravítica e da impulsão sobre $1 m^3$ de solo.

Figura 33 – Grandezas Básicas de um Solo (Matos Fernandes, 2012).



4.1.6 Parâmetros Geotécnicos

Além das grandezas básicas de um solo, existem ainda propriedades físicas que apresentam maior ou menor relevância, dependendo do tipo de intervenção que se pretende efetuar no maciço terroso.

No âmbito deste trabalho, os parâmetros geotécnicos mais relevantes correspondem a:

- Ângulo de resistência ao corte (ϕ);
- Coesão efetiva (c');
- Módulo de deformabilidade (E).

Nesta conformidade, serão de seguida abordados dois ensaios laboratoriais que permitem avaliar as propriedades acima citadas.

A prática de engenharia provoca alterações no estado de tensões vigentes no solo que, conseqüentemente, originam deformações que podem conduzir à rotura do maciço terroso. Deste modo, é de extrema importância, e necessária, a avaliação da resistência do solo e respetiva rigidez, ou seja, as relações de tensões-deformações na fase de carregamento, após a mobilização da resistência, uma vez que, permite prever qual o estado de tensão do solo para o qual poderá ocorrer a respetiva rotura (Matos Fernandes, 2012).

Compreende-se que a máxima carga que pode ser transmitida ao solo, por determinada fundação, depende diretamente da resistência do solo à deformação por corte.

A **resistência ao corte** corresponde à capacidade de um solo, de suportar cargas e conservar a sua estabilidade (Homero Caputo, 1967), sendo que, um solo entra em rotura quando a referida resistência é excedida em todos os pontos, ao longo de uma superfície potencial de rotura.

A maioria dos solos reais experimenta a rotura de acordo com o **Critério de Rotura de Mohr-Coulomb**, que relaciona as tensões efetivas normais e tangenciais atuantes em qualquer plano do solo. Este critério traduz-se matematicamente pela expressão:

$$\tau_f = c' + \sigma'_f \times \tan \phi'$$

Em que:

- τ_f – Tensão tangencial máxima
- c' - Coesão efetiva do solo
- σ'_f – Tensão normal máxima
- ϕ' - Ângulo de resistência ao corte do solo



Esta equação, projetada no sistema cartesiano de coordenadas ordenadas (σ' ; τ) é uma reta, que representa para cada valor de σ' , num plano que atravesse um elemento de solo, a máxima tensão tangencial mobilizável a favor desse plano.

Ensaio de Corte Direto

O ensaio de corte direto é um ensaio de simples e barata execução que, com as devidas adaptações, pode ser aplicado a solos grosseiros e rocha.

Este prende-se com a determinação, sob uma tensão normal constante (aplicada através de mecanismos de alavancas e pesos), da tensão de corte capaz de provocar a rutura de determinado solo.

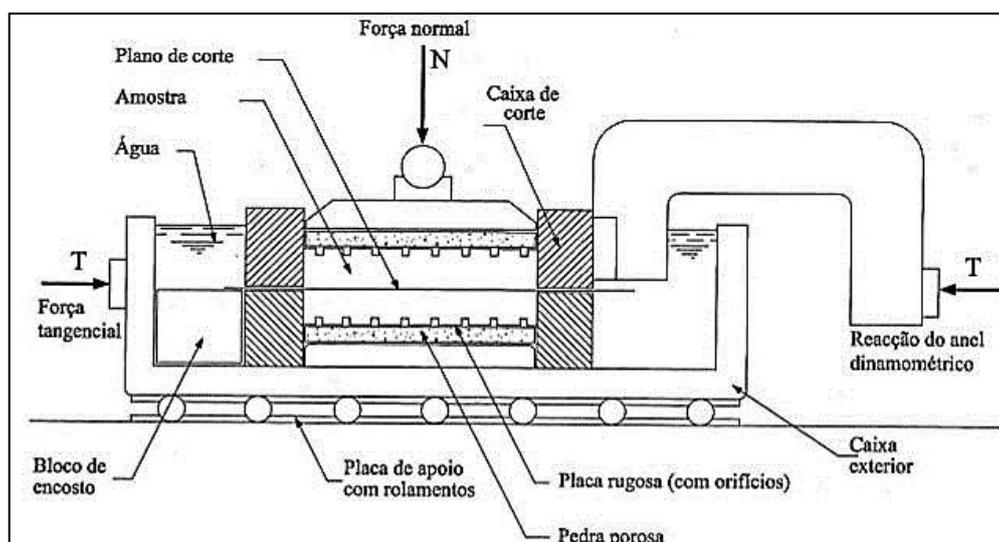


Figura 34 – Dispositivo de ensaio de corte direto (adaptado de Matos Fernandes, 2012).

De forma sintética podemos descrever a execução deste ensaio da seguinte forma:

- Uma amostra de forma, habitualmente quadrangular, é colocada numa caixa, composta por duas partes que se deslocam entre si, segundo a direção horizontal.
- A parte inferior da caixa move-se a uma velocidade constante, pela aplicação de uma força de translação horizontal (T), e a parte superior é mantida numa posição fixa, através de uma força de reação (T) cujo valor é registado a cada instante pelo anel dinamométrico.
- É importante manter um certo afastamento entre as duas metades da caixa para evitar a mobilização de forças de atrito entre as referidas metades.



- As duas pedras porosas presentes no dispositivo permitem a drenagem da amostra durante a realização do ensaio.
- O ensaio de corte direto pode ser executado controlando a tensão aplicada, ou a deformação sofrida pelo solo, resultante do processo de ensaio.

Este procedimento laboratorial deve ser repetido três vezes, para diferentes valores de N , sendo que, de cada ensaio, se obtém diretamente o par ordenado (N, T) para a rutura da amostra; dividindo estes valores pela área da secção de contacto entre as amostras, obtém-se o par $(\sigma'_f; \tau_f)$.

Projetando o par ordenado $(\sigma'_f; \tau_f)$, das três amostras, num sistema cartesiano, podemos obter a **Envolvente de Rutura de Mohr-Coulomb**, cuja equação, já anteriormente referida, permite obter os parâmetros alvo de estudo, ou seja, o ângulo de resistência ao corte e a coesão efetiva.

Apesar da ampla utilização do ensaio de corte direto, este tem sido ao longo dos anos, alvo de algumas críticas, que se considera importante referir.

1. O resultado direto do ensaio é apenas a tensão aplicada no plano de corte, no momento de rutura;
2. O ensaio não permite controlar a drenagem da amostra (não é possível a medição da pressão neutra da amostra durante a execução do ensaio), o que segundo vários autores como Homero Caputo (1967), Vallejo (2002) e Matos Fernandes (2012), pode suscitar dificuldades na interpretação dos resultados relativos a solos argilosos;
3. O plano de rutura é imposto;
4. O estado de deformação no plano de rutura não é uniforme em toda a superfície de contacto entre as amostras, nas duas metades das caixas.

Neste contexto, surge o **Ensaio de Corte Direto Simples**, desenvolvido com o principal objetivo de ultrapassar as limitações acima apontadas.

Neste ensaio é utilizada uma amostra de forma cilíndrica, envolvida por uma membrana de borracha e por uma série de anéis de aço sobrepostos; este sistema impede o desenvolvimento de deformações laterais na amostra, sem afetar a distorção da mesma, e permite controlar as pressões neutras e, conseqüentemente, a drenagem da amostra durante o ensaio.

Ensaio Triaxial

Os ensaios triaxiais apresentam uma maior versatilidade de aplicação, e informação com elevado grau de verosimilidade, relativamente à resistência ao corte do solo, em condições distintas que



podem ser impostas pelo operador, mediante características específicas do caso de estudo. Durante a realização deste ensaio podem ser controlados os estados de tensão total e efetiva do solo, a pressão neutra e o estado de deformação das amostras.

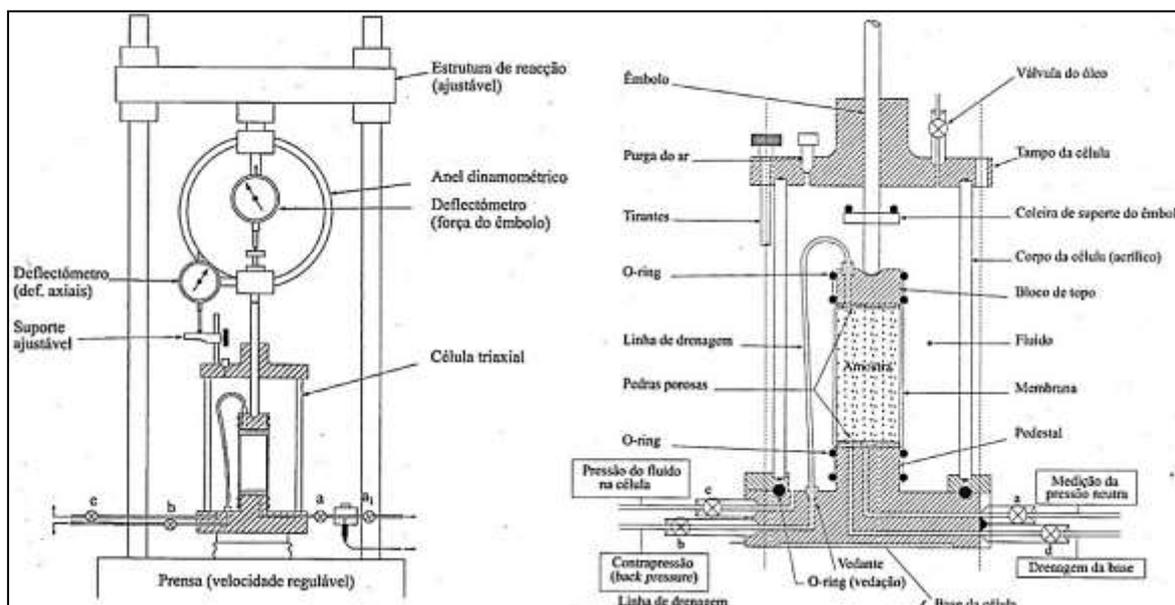


Figura 35 - Esquema do dispositivo com célula triaxial e pormenor da célula (Adaptado de Matos Fernandes, 2012).

O ensaio triaxial é realizado através de dispositivos, como o acima esquematizado, constituídos por uma câmara cilíndrica, de parede transparente, que irá receber a amostra de solo a ensaiar que, por sua vez, é envolvida por uma membrana impermeável de borracha fina.

Quando se pretende realizar ensaios drenados são instaladas duas pedras porosas, na parte superior e inferior da câmara triaxial, para permitir a saída de água intersticial da amostra e controlo da pressão intersticial da amostra durante o ensaio.

A câmara triaxial é cheia com água, durante a **fase de saturação** da amostra, submetida a uma pressão confinante isotrópica, controlada pelo operador através de um compressor, sendo que esta fase do ensaio se designa por **fase de consolidação**.

Através de um êmbolo (ligado a uma prensa) imprime-se, na amostra, uma carga vertical medida por anel dinamométrico ou por um transdutor de força, que permite a imobilização da parte superior da amostra.

As deformações da amostra são registadas durante o carregamento triaxial, através de um defletómetro ligado ao êmbolo; esta corresponde à chamada **fase de corte** do ensaio triaxial.



Existem quatro processos principais de levar uma amostra de solo à rotura:

- Manter constante a tensão na câmara e aumentar a tensão axial;
- Reduzir a tensão na câmara e manter constante a tensão axial;
- Aumentar a tensão na câmara e manter constante a tensão axial;
- Manter constante a tensão na câmara e diminuir a tensão axial.

Quando se recorre a um dos dois primeiros processos o ensaio designa-se por **Ensaio de Compressão Axial**, enquanto que, recorrendo aos dois últimos processos, o ensaio adquire a designação de **Ensaio de Extensão Axial**.

O ensaio triaxial deve ser repetido três vezes para amostras do solo, sujeitas a tensões confinantes crescentes, durante a fase de consolidação; após a introdução de forças tangenciais que conduzam cada amostra até à respetiva rotura, obtêm-se os pares de tensões principais que permitem definir a circunferência de Mohr no momento da rotura, para cada amostra. A envolvente de rotura de Mohr-Coulomb é obtida graficamente, traçando a reta tangente, simultaneamente, às três circunferências de Mohr correspondentes às amostras ensaiadas.

Finalmente pelo critério de rotura de Mohr Coulomb, já exposto neste capítulo, é possível determinar o ângulo de resistência ao corte do solo e respetivo valor de coesão efetiva.

De acordo com as condições de drenagem impostas durante a realização de um ensaio triaxial, este pode classificar-se segundo três categorias principais:

→ **Ensaio consolidado não drenado (CD):**

- A amostra encontra-se em condições drenadas durante todo o ensaio - o efeito da pressão neutra na amostra pode ser desprezado;
- Os resultados do ensaio são obtidos em termos de tensões efetivas que permitem obter a pressão intersticial da amostra, o ângulo de resistência ao corte e a coesão efetiva.
- Ensaio aplicado a solos com baixo valor de coesão efetiva, como as areias.

→ **Ensaio não consolidado e não drenado (UU):**

- A amostra encontra-se em condições drenadas durante a fase de consolidação, e em condições não drenadas durante a fase de corte, na qual não ocorrem, conseqüentemente, quaisquer deformações da amostra;



- Os resultados do ensaio são obtidos em termos de tensões totais, que permitem obter a pressão neutra da amostra, o ângulo de resistência ao corte, a coesão efetiva, o módulo de deformabilidade e a coesão não drenada do solo, pelo que se forem conhecidas as pressões intersticiais da amostra durante o ensaio, facilmente podem ser calculadas as tensões efetivas;
- Este ensaio é aplicado no estudo de solos que tenham sofrido, previamente à aplicação da carga, episódios de consolidação, ou em situações nas quais a carga é aplicada de forma lenta, de modo a permitir a drenagem e consolidação do solo durante a sua aplicação.

→ **Ensaio não consolidado e não drenado (UU):**

- É aplicada uma determinada tensão confinante e ocorre um incremento da tensão axial.
- A amostra encontra-se em condições não drenadas durante todo o ensaio, não ocorrendo, portanto, deformações na amostra, nem variações do respetivo teor em água.
- Os resultados são obtidos em termos de tensões totais e permitem determinar indiretamente a coesão não drenada do solo;
- Este ensaio aplica-se, habitualmente, ao estudo de solos moles, nos quais a componente fortemente coesiva permite desprezar o efeito da componente friccional da resistência ao corte do solo, e em situações nas quais as tensões instaladas são quase exclusivamente suportadas pela água que preenche os vazios do solo.

4.1.7 Vantagens e Limitações na Aplicação de Ensaaios Laboratoriais

Para encerrar a temática dos ensaios laboratoriais, para caracterização de um solo, impõe-se fazer referência às vantagens e limitações, associadas à aplicação do método laboratorial.

Vantagens

- Durante o processo de ensaio laboratorial, o estado de tensão e de deformação e as condições de drenagem de determinada encontram-se rigorosamente definidos, o que permite a avaliação do comportamento mecânico do respetivo maciço segundo várias teorias existentes (Matos Fernandes, 2006);



- O conhecimento das propriedades de identificação (composição granulométrica e limites de consistência) e propriedades físicas básicas de um solo (teor em água, índice de vazios, peso volúmico, etc.), bem como, a avaliação dos respetivos parâmetros mecânicos, permitem conceber uma imagem interpretativa geral das diferentes formações terrosas, presentes no terreno em estudo (Matos Fernandes, 2006).

Limitações

- O requisito de amostras indeformadas, na realização de determinados ensaios, como, por exemplo, o ensaio triaxial, é fator de grande limitação na caracterização de determinados tipos de solo. Destaca-se o caso das areias, nas quais existe a impossibilidade, na prática de engenharia corrente, de recolha de amostras indeformadas.
Acrescenta-se ainda, o facto de que, em determinados solos argilosos e solos residuais, poderá ocorrer uma inevitável perturbação das amostras, que condiciona substancialmente a fiabilidade dos resultados, principalmente em termos do respetivo estado de deformabilidade (Matos Fernandes, 2006);
- O facto de os ensaios laboratoriais avaliarem o comportamento de amostras de volume reduzido, recolhidas em pontos discretos do terreno (e em número relativamente limitado), é uma forte condicionante negativa na representatividade dos resultados (Vallejo, 2002);
- O elevado custo geral e a morosidade de execução deste tipo de ensaios, influenciam o número de amostras ensaiadas em laboratório, facto que se relaciona com a representatividade dos resultados obtidos neste tipo de estudos (Maurice Cassan, 1982).

4.2 ENSAIOS *IN SITU*

Os ensaios *in situ* desempenham um papel fundamental na caracterização geotécnica dos materiais, por permitirem a avaliação do comportamento geomecânico de um maciço, nomeadamente em termos de resistência, deformabilidade e permeabilidade; de uma forma geral, os ensaios realizados no campo prendem-se com dois objetivos fundamentais, como sejam, classificar os diferentes materiais presentes no terreno e categorizá-los mediante as características geotécnicas que exibem e, finalmente, avaliar parâmetros específicos relacionados com a prática de engenharia em estudo.



Segundo vários autores, é possível distinguir três tipos de procedimentos *in situ*, como sejam, os métodos geofísicos (sísmico, elétrico, magnético, gravimétrico, radiométrico e termométrico), os ensaios mecânicos de campo (SPT, DP, CPT, etc.) e medições com recurso a técnicas de instrumentação *in situ* (gamadensímetro, método da garrafa de areia, etc.)

Ao longo dos anos, foram propostas várias classificações de ensaios *in situ*, com base nas mais diversas características, como sejam, o custo de realização, a facilidade de operação, o método de interpretação, o tipo de materiais em que podem ser aplicados e os parâmetros que permitem avaliar.

Segundo Clayton *et al.* (1995), a forma mais adequada de classificar determinado ensaio *in situ* deve prender-se com o objetivo de aplicação do ensaio, ou seja, que grandezas este permite avaliar; assim, obtém-se uma classificação que divide os ensaios *in situ* em três categorias, de acordo com o tipo de avaliação de solo pretendida:

- Resistência à penetração;
- Resistência e/ou deformabilidade;
- Permeabilidade.

Outro sistema de classificação tem sido postulado e utilizado por diversos autores, sendo que, as categorias de classificação são função do método de interpretação dos referidos ensaios, para obtenção dos parâmetros geotécnicos (Carlos Rodrigues).

- Interpretação eminentemente empírica: a trajetória de tensões, o nível de deformação, as condições de drenagem e a velocidade de carregamento do maciço são não controladas, pelo que não é possível o tratamento de resultados por via analítica. Nesta categoria encontram-se ensaios como o penetrómetro dinâmico (DP), o standart penetration test (SPT) e o cone de penetração estática (CPT);
- Interpretação semi-analítica: a interpretação de resultados é manifestamente semi-empírica, quer pela variação da trajetória de tensões e níveis de deformação nos elementos de solo solicitados durante a realização do ensaio, quer pelo facto de não serem controláveis as condições de drenagem do maciço e da amostra, ou pela velocidade de carregamento não ser a mais apropriada. Após a realização de ensaios como o vane test (ou ensaio de molinete), o ensaio de carga em placa ou o ensaio de dilatómetro de Marchetti, é possível estabelecer algumas relações entre parâmetros geotécnicos e as medições;



- Interpretação analítica: em ensaios como o pressiómetro auto-perfurador e o cross-hole, apesar das trajetórias de tensões serem conhecidas e controladas, os níveis de deformação e as condições de drenagem não são passíveis de controlo durante a realização do ensaio.

	SPT/DP _s	PLT	FVT	SCPTU	PMT	DMT
Equipamento	Simples e Robusto	Simples e Robusto	Simples e Robusto	Complexo e robusto	Complexo e sensível	Simples e Robusto
Execução	Simples	Simples	Simples	Simples	Complexo	Simples
Perfil tipo	Descontínua/ Contínua	Descontínua	Descontínua	Contínua	Descontínua	Contínua
Interpretação	Empírica	Teórica	Teórica	Teórica Empírica	Teórica Empírica	Teórica Empírica
Tipo de solo	Todos os tipos	Aterros e solos acima do nível freático	Argilas moles	Argilas muito moles a duras; areias muita soltas a medianas	Todos os Tipos	Argilas muito moles a duras; Areias muito soltas a medianas
Informação Geotécnica	Resistência	Módulo de deformabilidade	Resistência não drenada	História e estado de tensão, resistência, deformabilidade, parâmetros de fluxo	Resistência e deformabilidade	Histórico de tensões, resistência, deformabilidade, parâmetros de fluxo

Tabela 18 - Aplicabilidade dos ensaios Geotécnicos (Alunos de Prospecção Geológica e Geotécnica, Universidade de Aveiro, 2003-2016).

A realização de ensaios *in situ* apresenta diversas vantagens, nomeadamente, em comparação com a utilização de ensaios laboratoriais; não obstante, existem também algumas limitações associadas à sua execução, que se enumeram de seguida.



A comunidade científica aceita e defende o pressuposto de que, o cenário mais satisfatório e eficaz de caracterização mecânica do terreno, resulta do aproveitamento das potencialidades dos ensaios laboratoriais e ensaios *in situ*.

Vantagens

- Permitem avaliar o comportamento de todos os tipos de solo, salvaguardando o facto de que, nem todos os ensaios *in situ* podem ser realizados em todos os tipos de solo (Matos Fernandes, 2006);
- São em geral mais baratos, e de mais rápida execução, do que os ensaios laboratoriais (Maurice Cassan, 1982), permitindo a realização de uma avaliação mais económica das condições vigentes no maciço, nas mais variadas situações (Tani, 1995);
- Permitem avaliar a heterogeneidade do terreno, resultando numa maior fiabilidade dos resultados obtidos. Esta eficácia de caracterização de terrenos traduz-se na possibilidade de ensaiar um grande número de pontos do maciço e, com alguns ensaios, como os ensaios de penetração, obter uma medição contínua dos parâmetros geotécnicos o que permite avaliar o estado do maciço, nomeadamente, da existência de qualquer alteração das condições vigentes no solo e da presença de camadas de espessura muito reduzida (Tani, 1995; Matos Fernandes, 2006);
- Este tipo de ensaio é realizado nas condições naturais do maciço, ou seja, não são expectáveis alterações no respetivo estado de tensões; quaisquer perturbações que ocorram em determinadas partes do solo tendem a ser substancialmente menores do que a perturbação de amostras recolhidas para serem ensaiadas laboratorialmente (Tani, 1995);
- Os métodos geofísicos permitem avaliar o enquadramento do local de estudo, bem como, as condições vigentes no maciço (Tani, 1995).

Limitações

- Impossibilidade de controlar as condições de drenagem, durante a realização do ensaio (Tani, 1995);
- Pode ocorrer a perturbação de determinadas zonas do maciço durante a instalação de equipamentos ou execução da furação; acresce-se a impossibilidade de controlar rigorosamente, como nos ensaios laboratoriais, o estado de tensões e o de deformabilidade (Tani, 1995);



- Da limitação anterior resulta o facto de que, na presença de condições complexas no terreno, a interpretação dos resultados obtidos tem de ser feita a partir de correlações empíricas entre os resultados obtidos e os resultados de ensaios realizados em terrenos semelhantes (Matos Fernandes, 2006).

4.2.1 Ensaio de Penetração Padronizado (SPT – *Standart Penetration Test*)

O *Standart Penetration Test* é manifestamente o ensaio *in situ* mais utilizado, em quase todos os países, desde o final da década de 40, quando foi adotado por Terzaghy (Matos Fernandes, 2006).

A problemática gerada pela impossibilidade de obter amostras indeformadas em areia, levou a várias tentativas de interpretar o comportamento do amostrador, quando cravado no fundo do furo de sondagem, sendo que, posteriormente a uma substancial acumulação de experiência prática e recolha de informação, Terzaghy foi capaz de estabelecer um procedimento padrão com base na cravação de um amostrador em diferentes tipos de solos e em diferentes condições vigentes no maciço (Silvério Coelho, 1996). O ensaio resume-se à queda de um pilão de peso padronizado de uma certa altura conhecida, avaliando-se a capacidade do amostrador penetrar no solo.

O ensaio SPT permite determinar a resistência do solo à penetração dinâmica e possibilita a recolha de uma amostra perturbado de solo, para a posterior realização de ensaios laboratoriais de identificação, como a composição granulométrica e os limites de consistência.

A vasta utilização deste ensaio encontra-se assente em determinadas vantagens associadas à sua aplicação, como por exemplo:

- Equipamento de ensaio simples e resistente;
- Modo de operação relativamente simples e de baixo custo;
- Possibilidade de recolher amostras, apesar de perturbadas;
- Aplicabilidade na grande maioria dos solos;
- Viabilidade de utilização, independentemente da posição no nível freático;
- Aproveitamento do furo de sondagem para a realização do ensaio, o que diminui os custos do ensaio.



A forte disseminação do SPT na prática de engenharia do século passado, levou à criação de diversos equipamentos e procedimentos para a sua realização. Deste modo, com o intuito de padronizar a realização do ensaio e permitir a relação dos respetivos resultados, em 1958 a ASTM concebeu a norma D1586. Mais tarde, em 1989, a Sociedade Internacional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações (ISSMFE) publicou um documento de referência (TC16) com os procedimentos padrão aconselhados na execução do SPT; o documento tem em conta o processo de furação, o tipo de varas, o tipo de amostrador, a metodologia de execução, a aplicabilidade ao projeto de fundações diretas, e adaptações do ensaio para aplicação no dimensionamento de fundações profundas e ensoleiramentos, bem como a aplicabilidade em diferentes tipos de materiais (Carlos Rodrigues).



Figura 36 – Equipamento de SPT.

4.2.1.1 Equipamento

Em termos do equipamento utilizado na realização do ensaio, destacam-se três elementos principais, como sejam, o amostrador, o trem de varas e o dispositivo de queda.

O **amostrador** consiste num tubo metálico bipartido, no qual, a extremidade inferior é biselada de forma a facilitar a penetração no solo; na extremidade superior do amostrador encontra-se uma



peça roscada com uma válvula de esfera anti-retorno e orifícios laterais, para a expulsão de ar e água durante o processo de cravação, sendo que, esta extremidade estabelece a ligação com a superfície através do trem de varas.

As **varas** utilizadas no ensaio devem possuir um diâmetro entre 40 e 60mm, sendo que a última vara à superfície é dotada de um batente de aço que transmite a energia dos golpes do pilão.

Por último, o **dispositivo de queda** é dotado de um sistema de elevação e de um pilão que é largado em queda livre de uma altura de 762mm.

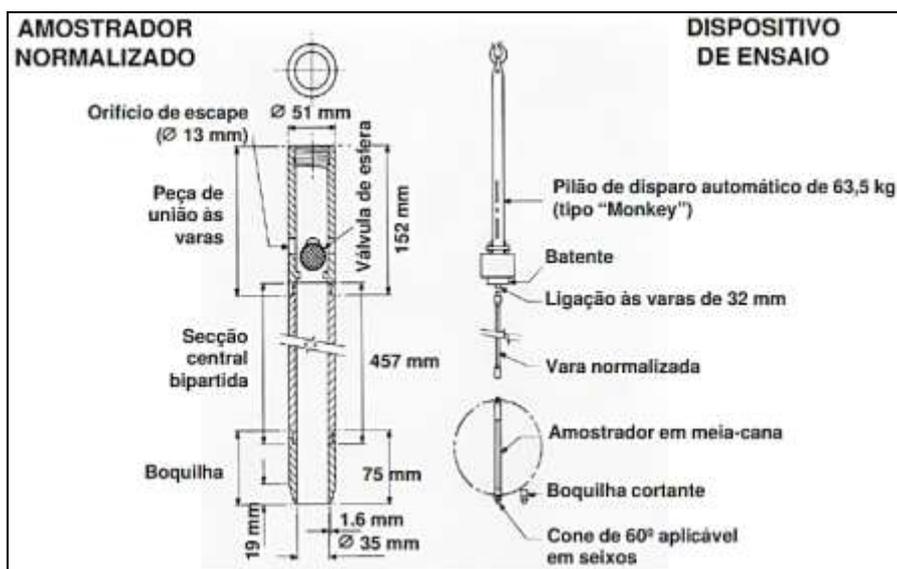


Figura 37 – Equipamento constituinte do SPT (adaptado de Carlos Rodrigues).

A tabela seguinte sintetiza as principais características de cada elemento do equipamento.

Amostrador	Comprimento (mm)	813
	Diâmetro exterior (mm)	51
	Diâmetro interior (mm)	35
	Peso total (kg)	6.8
Pilão	Peso (kg)	63.5
	Altura de queda (mm)	762

Tabela 19 – Principais características do equipamento SPT.



4.2.1.2 Procedimento geral do ensaio

Após a realização do furo de sondagem, por furação a trado ou por escavação com trépano e limpadeira, deve proceder-se à limpeza cuidada do fundo do furo e das suas paredes, devido à queda de material mais superficial e das paredes, salvaguardando o facto de que, o meio de limpeza do furo não deve originar forças de sucção significativas para evitar o seu colapso.

De seguida é inserido o amostrador SPT no fundo do furo e procede-se à respetiva cravação no solo a uma profundidade de 15 cm. O número de pancadas necessárias para realizar esta primeira fase de cravação é desprezado, na medida em que não refletem a resistência do solo à cravação, devido à perturbação dessa zona mais superficial do solo.

Procede-se à segunda e terceira fase de cravação, para as quais são contabilizados o número de golpes necessários para cada 15cm de cravação. O resultado direto do ensaio de SPT será N_{SPT} , que corresponde à soma dos golpes obtidos na segunda fase (N_1), com os golpes obtidos na terceira e última fase do ensaio (N_2). O facto de se separar o ensaio em duas fases de cravação de 15cm cada, permite ter um maior conhecimento do solo ensaiado, na medida em que, um valor de N_{SPT} de 22 golpes pode corresponder a situações distintas, como sejam, $N_{SPT} = N_1 + N_2 = 3 + 19 = 22$ ou $N_{SPT} = N_1 + N_2 = 11 + 11 = 22$.

Acrescenta-se que, em terrenos demasiado resistentes à cravação, o ensaio deve ser parado quando o número de golpes da segunda e terceira fase excede 60, registando-se a profundidade para a qual as 60 pancadas foram obtidas. Esta situação designa-se por nega do ensaio.

Após o término do ensaio, o amostrador é extraído e a amostra é devidamente armazenada, para sofrer o menor grau de perturbação possível até ser ensaiada laboratorialmente. Na abertura do amostrador, para retirar o material recolhido o operador procede a uma inspeção visual do material que deve ser registada na folha de campo.

Relativamente à folha de registo de campo, os parâmetros que devem ser registados, e que nela devem constar, para posterior tratamento e análise de resultados, são:

- Resultados de N_{SPT} , N_1 e N_2 e respetivas profundidades;
- Informação sobre o nível freático;
- Informação sobre a natureza geológica dos solos;
- Método de perfuração utilizado;



- Tipo de trem de varas e meio de percussão utilizados.

4.2.1.3 Principais fatores influenciadores do resultado do ensaio

A larga experiência prática na utilização do ensaio SPT permitiu aos técnicos observar e apontar certos aspetos condicionantes dos resultados do ensaio. Desta forma, têm vindo a ser registados, ao longo dos anos, os principais fatores influenciadores, como sejam:

- A preparação e qualidade do furo de sondagem influenciam a limpeza do furo, bem como a estabilidade das suas paredes;
- O comprimento do trem de varas e o diâmetro do furo de sondagem condicionam o peso total do dispositivo do ensaio e a fricção com as paredes do furo;
- O tipo de dispositivo de queda utilizado, sendo manual ou automático, pode originar diferentes resultados, já que o dispositivo automático garante a uniformização da energia aplicada no impacto no batente;
- O estado do equipamento apresenta também alguma influência nos resultados obtidos;
- As operações de furação podem gerar perturbações no solo, sendo que o tipo de perturbações geradas depende do tipo de solo ensaiado, do método de furação utilizado, da utilização ou não de fluído estabilizante (lama bentonítica) e do diâmetro e existência, ou não, de revestimento no furo de sondagem.
- O tipo de solos ensaiados condiciona substancialmente as condições de penetração do amostrador no solo; por exemplo, nos solos coesivos a resistência à penetração relaciona-se intrinsecamente com a coesão não drenada, que por sua vez é condicionada pela plasticidade e deformação e pela história e trajetória de tensões do solo.



Fator	Influência
Índice de vazios	A redução do índice de vazios aumenta a resistência à penetração.
Tamanho médio das partículas	O aumento do tamanho médio das partículas aumenta a resistência à penetração.
Coefficiente de uniformidade	Quanto maior a uniformidade do solo menor a resistência à penetração.
Pressão neutra	Solos finos densos dilatam aumentando a resistência à penetração; solos finos muito soltos podem liquefazer-se durante o ensaio.
Angulosidade das partículas	O aumento da porosidade do solo aumenta a resistência à penetração.
Cimentação	Aumenta a resistência à penetração.
Nível de tensões	O incremento da tensão vertical ou horizontal provocam o aumento da resistência à penetração.
Idade	Quanto maior for a idade do depósito, maior será a resistência à penetração.

Tabela 20 – Influência das propriedades dos solos granulares na resistência à penetração (adaptado de Schnaid, 2000).

4.2.1.4 Correções do ensaio

Em conformidade com a informação acima exposta, apesar da designação do ensaio SPT (*standart penetration test*), existem diversos aspetos relacionados com os procedimentos de realização do ensaio que variam entre países e, por vezes, entre diferentes empresas, aspetos esses que influenciam significativamente os resultados diretos do ensaio.

Posto isto, dada a larga experiência acumulada de utilização do SPT em diversas condições e diferentes tipos de solo, têm vindo a ser propostas, ao longo dos anos, correlações empíricas entre o valor de N e determinado tipo de solo com certas características. Contudo, a viabilidade de aplicação das referidas correlações depende da aplicação de métodos que permitam a comparação de resultados de ensaios realizados de forma distinta.



Nesta conformidade, serão de seguida descritos os diversos fatores corretivos a que o resultado direto do ensaio SPT deverá ser sujeito, com o intuito de uniformização de resultados.

Eficácia energética do dispositivo de queda

Existem vários tipos de sistemas de queda, sendo que, muitos não permitem a queda manifestamente livre do pilão, pelo que a respetiva energia cinética diminui no momento do choque com o batente; acresce ainda o facto de que, alguma da referida energia é também dissipada mediante o peso do próprio batente.

Sabendo que o valor padrão de eficácia energética do dispositivo de queda é de 60 %, aplica-se o seguinte fator de correção:

$$C_E = \frac{ER_r}{60}$$

Onde C_E corresponde ao fator corretivo, ER_r representa o rácio de energia transmitida pelo pilão ao trem de varas (quociente em percentagem entre a energia efetivamente transmitida às varas e a energia potencial do pilão) e N ao resultado obtido diretamente do ensaio SPT.

Comprimento do trem de varas

A energia transmitida pelo pilão ao trem de varas depende também do comprimento do último, pelo que ER_r só corresponde a 100%, ou seja, a energia é absorvida integralmente pelo trem de varas, apenas quando o seu peso total não é inferior ao do pilão.

Deste modo, quando não se verifica a referida condição é necessário aplicar um fator corretivo C_B , dependente do comprimento do trem de varas.

Comprimento das varas (m)	Coefficiente corretivo, C_B
>10	1.0
6-10	0.95
4-6	0.85
3-4	0.75

Tabela 21 – Fator corretivo para o comprimento do trem de varas (Skempton, 1986).



Diâmetro do furo de sondagem

É de fácil compreensão que, a profundidade do solo perturbado (alteração do estado de tensões) abaixo do fundo do furo de sondagem, aumenta no mesmo sentido que o respetivo diâmetro.

A correção dos resultados SPT, relativamente ao diâmetro do furo, torna-se essencial, pois, apesar de o ensaio ter sido originalmente concebido para um furo com diâmetro de 100mm, é prática corrente em vários países, nomeadamente Portugal, utilizar equipamentos de furação com diâmetros de 150mm ou 200 mm.

O fator corretivo C_R depende do diâmetro do furo, como se pode observar na seguinte tabela:

Diâmetro do furo (mm)	Coefficiente corretivo, C_R
65-115	1.0
150	1.05
200	1.15

Tabela 22 - Fator corretivo para o diâmetro do furo (Skempton, 1986).

Tipo de amostrador

Apesar do amostrador mais utilizado ser bipartido, de acordo com o que foi anteriormente referido, existem ainda amostradores inteiros, pelo que também em relação a este aspeto se aplica uma correção:

Amostrador	Coefficiente corretivo, C_s
Bipartido	1.0
Inteiro	1.2

Tabela 23 - Fator corretivo para o tipo de amostrador (Skempton, 1986).

Face ao exposto, após aplicadas as referidas correções, obtém-se um valor corrigido de N, que permite analisar o solo, mediante correlações empíricas entre o resultado do ensaio e as características dos solos.



Tem-se, para os solos coesivos, a seguinte fórmula final de correção de resultados:

$$N_{60} = C_E \times C_R \times C_B \times C_S \times N$$

Relativamente aos solos arenosos é necessário proceder a uma correção adicional, respeitante ao efeito das tensões efetivas, uma vez que, o valor de N sofre, tendencialmente, um incremento associado ao aumento da profundidade; este incremento é também verosímil para o aumento da compactidade do solo, para um valor de tensão efetiva vertical constante.

Desta forma,

$$(N1)_{60} = C_N \times N_{60}$$

Em que:

- $(N1)_{60}$ – Resultado do ensaio, que seria obtido para um dado sistema onde σ'_{v0} (tensão efetiva vertical em repouso) fosse constante e igual a 100 kPa;
- C_N – Fator corretivo que se encontra dentro do intervalo [0.5;2], e cujo valor é calculado da seguinte forma: $C_N = \left(\frac{\rho_a}{s'_{v0}}\right)^{0.5}$, sendo ρ_a a pressão atmosférica (100 kPa) e s'_{v0} a tensão efetiva à profundidade em que N_{60} foi obtido.

4.2.1.5 Previsões de parâmetros geotécnicos pelo ensaio SPT

Em concordância com o que foi anteriormente referido, têm vindo sido desenvolvidas, ao longo dos anos, correlações empíricas, que relacionam o resultado do ensaio SPT, com determinados tipos de solos possuidores de certas propriedades geotécnicas.

Para uma melhor compreensão, atente-se às tabelas que abaixo de apresentam.



Classificação do solo

Material	Índice de resistência à penetração	Classificação
Areia (N_1) ₆₀	0-3	Muito solta
	3-8	Solta
	8-25	Média
	25-42	Densa
	42-58	Muito densa
Argilas N_{60}	0-4	Muito mole
Argilas N_{60} (continuação)	4-8	Mole
	8-15	Firme
	15-30	Rija
	30-60	Muito rija
	>60	Dura

Tabela 24 – Classificação de solos (Clayton, 1995).

Parâmetros geotécnicos em solos granulares

Relativamente à avaliação de solos granulares é possível, a partir dos resultados do ensaio SPT, obter valores de referência para determinadas propriedades físicas como:

- Compacidade e índice de compacidade (I_D);
- Peso Específico;
- Ângulo de atrito (ϕ');
- Módulo de deformabilidade (E_s);

As tabelas a seguir apresentadas, correspondem às correlações empíricas, estabelecidas por diversos autores, entre os resultados do ensaio SPT e as propriedades supracitadas.



$(N_1)_{60}$	I_D (%)	Compacidade
0-3	0-15	Muito solta
3-8	15-35	Solta
8-25	35-65	Medianamente compacta
25-42	65-85	Compacta ou densa
>42	85-100	Muito compacta ou muito densa

Tabela 25 – Relação entre $(N_1)_{60}$ e a compacidade das areias (Matos Fernandes, 2012).

N_{60}	Peso Específico (KN/m^3) Bowles (1997)	Peso Específico (KN/m^3) Godoy (1972)				
		N_{60}	Consistência	Areia seca	Areia húmida	Areia saturada
0-4	11-16	<5	Solta	16	18	19
4-10	14-17	5-8	Pouco compacta			
10-30	17-20	9-18	Medianamente compacta	17	19	20
30-50	20-22	19-40	Compacta	18	20	21
>50	22-23	>40	Muito compacta			

Tabela 26 – Peso Específico das areias (adaptado de Bowles, 1997 e Godoy, 1972).

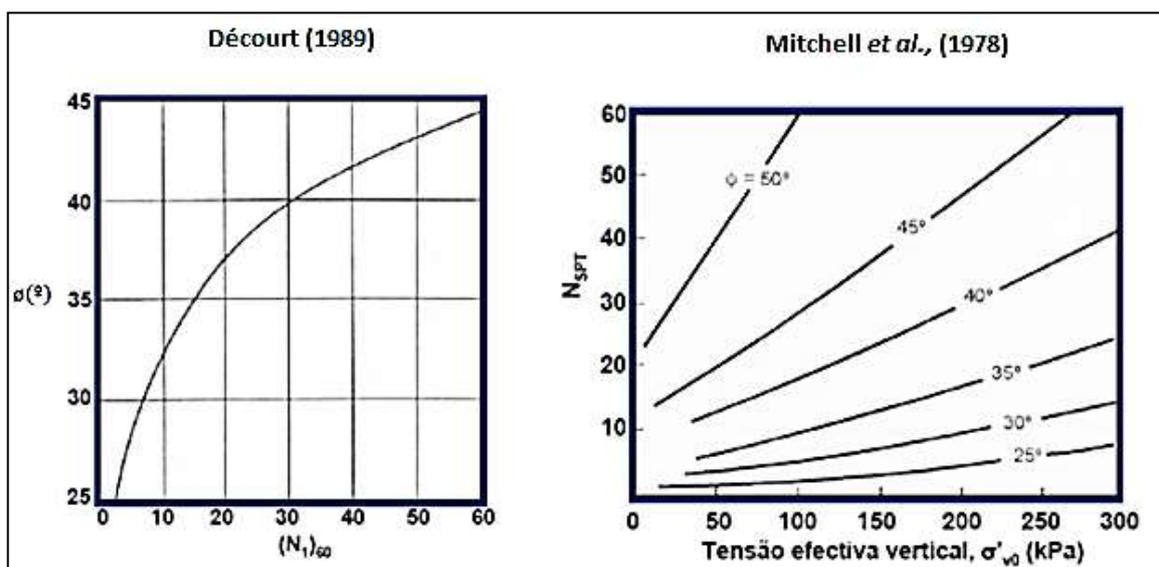


Figura 38 – Ângulo de atrito das areias (Décourt, 1989; Mitchell *et al.*, (1978).



Tipo de Solo	Módulo de deformabilidade (E_s), (MPa)
Areia normalmente consolidada	$E_s = 2750 N_{SPT}$
Areia saturada	$E_s = 250 (N_{SPT} + 15)$
Areia sobreconsolidada	$E_s = 40000 + 1050 N_{SPT}$
Areia grosseira	$E_s = 600 (N_{SPT} + 6)$, $N \leq 15$ $E_s = 600 (N_{SPT} + 6) + 2000$, $N_{SPT} > 15$

Tabela 27 – Módulo de deformabilidade em função do tipo de areia (Bowles, 1997).

Areia	N_{SPT}	Tensão admissível (kg/cm^2)
Solta	≤ 4	< 1
Pouco compacta	5-10	1-2
Medianamente compacta	11-30	2-4
Compacta	31-50	4-6
Muito compacta	> 50	> 6

Tabela 28 – Tensão admissível mediante o tipo de areia (Terzaghy & Peck, 1948).

Parâmetros geotécnicos em solos coesivos

No estudo geotécnico de solos coesivos é também possível recorrer a correlações entre o resultado do ensaio SPT e as seguintes características:

- Consistência;
- Peso Específico;
- Coesão não drenada (C_u);
- Módulo de deformabilidade (E_s);
- Tensão admissível no solo.

Atente-se às tabelas apresentadas relativamente à caracterização geotécnica de solos coesivos:

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

Tabela 29 - Relação entre N_{60} e a consistência das argilas (Matos Fernandes, 2012).



N_{60}	Peso Específico (KN/m ³) Bowles (1997)	Peso Específico (KN/m ³) Godoy (1972)
0-2	15-19	13
2-4		15
4-8	17-20	17
8-15		19
15-30	19-22	21
>30		

Tabela 30 - Peso Específico das argilas (adaptado de Bowles, 1997 e Godoy, 1972).

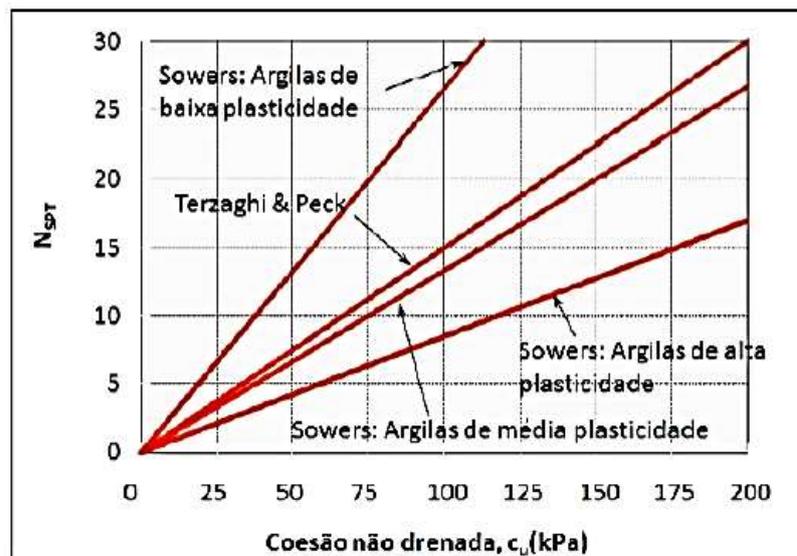


Figura 39 – Coesão não drenada das argilas, segundo vários autores.

N_{SPT}	Argilas	Módulo de deformabilidade (E_s), (MPa)
<2	Muito mole	2-15
2-4	Mole	5-25
4-8	Média	15-50
>30	Dura	50-100

Tabela 31 – Módulo de deformabilidade em função do tipo de argila (Bowles, 1997).

Argila	N_{SPT}	Tensão admissível (kg/cm ²)
Muito mole	<2	<0.25
Mole	2-4	0.25-0.5
Média	4-8	0.5-0.1
Rija	8-15	1-2
Muito rija	16-30	2-4
Dura	>30	>4

Tabela 32 - Tensão admissível mediante o tipo de argila (Terzaghy & Peck, 1948).



Observando as tabelas acima, pode compreender-se que é bastante frequente encontrar discrepâncias nos valores das propriedades físicas dos solos, com base no resultado do SPT; deste modo, comprova-se a extrema importância da experiência profissional do técnico que avalia os resultados, permitindo-lhe avaliar, de forma mais coerente e fiável, quais os valores da bibliografia técnica que mais se adequam à situação em estudo.

4.2.2 Ensaio de Penetrómetro Dinâmico Super Pesado (DPSH)

Segundo autores como Matos Fernandes (2006) e Carlos Rodrigues, o ensaio com o penetrómetro dinâmico corresponde a um dos meios mais antigos do Homem obter informações sobre as características do subsolo.

Dada a simplicidade do sistema de ensaio e a sua rapidez de realização, muitos países recorrem à sua utilização como forma de estudo preliminar do solo, já que permite obter informação relativa à litologia presente no solo.

Este ensaio permite avaliar a resistência à penetração dos solos, nomeadamente daqueles que exibem uma elevada resistência à penetração de outros aparelhos penetrométricos.

A ampla disseminação de utilização deste ensaio na prática de engenharia, relaciona-se diretamente com determinadas vantagens, a saber:

- Simplicidade e baixo custo de construção do dispositivo de ensaio;
- Facilidade de transporte do dispositivo de ensaio e acessibilidade a locais inatingíveis por veículos motorizados;
- Simplicidade do procedimento do ensaio, não exigindo a existência de uma equipa especializada para a sua execução;
- Permite uma avaliação contínua das condições no subsolo, pelo que é possível detetar a presença de camadas de pequena espessura, de cavidades ou de qualquer alteração nas condições do solo.

O ensaio de penetrómetro dinâmico pode ser dividido em cinco categorias de acordo com a energia de queda do pilão e as características do equipamento:



Tipo de Penetrómetro Dinâmico	Massa do Pilão(M), (kg)
Leve (DPL)	≤10
Médio (DPM)	10-40
Pesado (DPH)	40-60
Super pesado (DPSH)	≥60

Tabela 33 – Tipos de penetrómetros dinâmicos (adaptado de Matos Fernandes, 2006).

O DPSH é, dos ensaios de penetrómetro dinâmico, o que mais se assemelha ao ensaio SPT, sendo que as especificações dos referidos ensaios são bastante idênticas. Compreende-se, portanto, que dada a semelhança de funcionamento do DPSH e do SPT, existam correlações que permitam comparar os resultados obtidos a partir de ambos os ensaios.

O documento “Recomendações de Procedimentos de Ensaio” de 1989, elaborado pela ISSMEE, inclui especificações e tolerâncias associadas a cada um dos ensaios de penetrómetro dinâmico.

4.2.2.1 Equipamento

Tal como no ensaio SPT, podemos destacar três componentes principais no equipamento para a execução do ensaio DPSH, como sejam, um pilão, um trem de varas com um batente e finalmente uma ponteira cónica que permite a cravação contínua do equipamento no solo.

Acrescente-se que, a razão pela qual as varas possuem um diâmetro inferior ao da ponteira é para que a resistência oferecida pelo terreno à penetração, seja uma reação apenas à superfície cónica; no entanto, esta configuração tem dois inconvenientes:

- Aumenta a dificuldade de extração do equipamento, nomeadamente, se ocorrer a queda de material das paredes ou da zona superior do furo;
- Origina o aparecimento de forças de atrito lateral de carácter residual, no caso de queda de material arenoso das paredes do furo, ou no estreitamento do diâmetro do furo pela presença de argilas expansivas; para contornar esta situação, recorre-se à utilização de lama bentónica para lubrificar o furo.

De forma a sintetizar as informações relativas ao DPSH, apresenta-se de seguida, uma tabela na qual figuram as principais características distintivas do equipamento.



Equipamento do DPSH	
Massa do pilão (M)	63.5 (kg)
Altura de queda (H)	0.75 (m)
Comprimento das varas (L)	1-2 (m)
Massa do batente e guia	30 (kg)
Diâmetro das varas	32 (mm)
Diâmetro da ponteira cónica	51(mm)
Área da base da ponteira cónica (A)	20 (cm ²)
Comprimento de penetração	20 (cm)
Energia específica por pancada (MgH/A)	238(kJ/m ²)
Ângulo apical da ponteira	90º

Tabela 34 – Especificações do equipamento do DPSH (Matos Fernandes, 2006).



Figura 40 – Equipamento de DPSH.

4.2.2.2 Procedimento geral do ensaio

O ensaio DPSH prende-se com a determinação do número de pancadas necessárias para atingir 20 cm de penetração no solo. A cravação contínua no solo é realizada por uma ponteira cónica ligada



ao trem de varas, o qual possui um batente, na extremidade superior, que irá absorver o impacto de um pilão, que é elevado, através de um dispositivo mecânico, e largado em queda livre sobre o batente.

Este ensaio apresenta a vantagem de permitir uma penetração no solo superior a 25m.

Destaca-se ainda, a necessidade de atentar a determinados aspetos práticos durante a realização do ensaio, de forma a obter resultados fiáveis:

- A frequência de golpes não deve ser demasiado rápida, pelo que o ritmo de golpeio proposto, pelas especificações do ensaio, é de uma forma geral, 15 a 30 pancadas por minuto, podendo atingir as 60 pancadas por minuto em solos granulares;
- A variação da altura de queda do pilão não deve ultrapassar os 5%;
- As especificações em termos de equipamento devem ser consideradas de forma a neutralizar eventuais dissipações de energia, devidas a imperfeições tecnológicas.

Os resultados do DPSH são apresentados em número de pancadas por 20cm de penetração, sendo que estes devem ser projetos em profundidade; desta forma, obtém-se um gráfico de penetração no solo, denominado por penetrograma.

Além disso, pode recorrer-se à projeção em profundidade da resistência de ponta dinâmica (q_d), que se torna útil para certos métodos de análise de resultados.

$$q_d = \frac{M}{M + M'} \times R_d$$

$$R_d = \frac{MgH}{Ae}$$

Onde:

- M – Massa do pilão (kg);
- M' - Massa total do trem de varas e guia (kg);
- R_d – Resistência unitária de ponta (Pa);
- g – Aceleração gravítica (m/seg^2);
- H – Altura de queda do pilão (m);
- A – Área da secção da base da ponteira (m^2);
- e – Penetração média em metros por pancada.



O valor de q_d é, frequentemente, utilizado para avaliar de forma grosseira a qualidade do maciço; contudo, deve ser salvaguardando o facto de que, este parâmetro só deve ser utilizado de forma quantitativa, quando existe um conhecimento rigoroso dos materiais que estão a ser penetrados, e tendo por base uma forte experiência geotécnica.

Em conformidade com o previamente referido, a similaridade entre o ensaio de DPSH e o de SPT permite estabelecer relações entre os respetivos resultados; uma das relações proposta por vários autores e, habitualmente, aplicada na prática de engenharia consta da seguinte expressão:

$$N_{60} = 1.5 \times N_{20}$$

Onde N_{60} corresponde ao resultado direto do ensaio SPT e N_{20} ao resultado direto do ensaio DPSH. A utilização desta expressão, relacionada com o comprimento de penetração de ambos os ensaios, permite analisar os resultados do ensaio DPSH de acordo com as correlações empíricas associadas aos resultados do ensaio SPT, e aos parâmetros geotécnicos do solo.

Contudo, é imprescindível realçar novamente o facto de que, as referidas comparações deverão ser realizadas com redobrada atenção por parte do técnico.

Por esse motivo, este ensaio é frequentemente realizado em associação a outros ensaios geotécnicos, por exemplo, ensaios SPT. Este processo de combinação de ensaios é bastante vantajoso, pois permite avaliar a sequência das camadas, numa primeira abordagem através do ensaio SPT e, posteriormente, estabelecer a comparação entre todos os resultados obtidos (N_{20} e N); deste modo, é obtida uma malha de prospeção relativamente espaçada com ensaios SPT, mais demorados e caros, e uma malha mais apertada de ensaios de penetrómetro dinâmico (mais rápido e económico), culminando num conhecimento mais rigoroso do terreno (Matos Fernandes, 2006).

4.2.3 Determinação do teor em água

O teor em água pode ser determinado através das relações peso-volume que já foram abordadas neste capítulo.

Relativamente aos métodos de ensaio *in situ*, o teor em água pode ser determinado por dois métodos distintos:



Método Radioativo

O Método Radioativo é, habitualmente, utilizado para determinar o teor em água de camadas acabadas de compactar. Neste método recorre-se a um equipamento designado por gamadensímetro, também conhecido por troxler (que corresponde à marca de equipamento mais utilizado), que funciona com base na emissão de neutrões a partir da superfície do equipamento (transmissão direta), ou a partir do seu interior (transmissão indireta); o teor em água é dado pela intensidade da resposta do solo (Matos Fernandes, 2012).



Figura 41 - Equipamento para emissão de neutrões no solo: transmissão direta e transmissão indireta (Matos Fernandes, 2012).

Método Speedy

O Método Speedy é frequentemente utilizado na medição do teor em água de solos soltos e no controlo de compactação de solos.

O procedimento do ensaio é relativamente simples, consistindo nos seguintes passos:

1. Enchimento de uma garrafa speedy com amostra de solo e carboneto de cálcio;
2. Com o intuito de gerar um aumento de pressão, mistura de gás acetileno com o conteúdo previamente colocado na garrafa;
3. O valor do teor em água corresponde ao incremento de pressão gerado pela presença de gás acetileno.



Figura 42 – Equipamento Speedy (adaptado de Carlos Palha, 2008).

4.2.4 Instalação de Piezómetros

Piezómetro é um furo de observação em aquíferos, que permite a monitorização do nível de água. É geralmente aceite que o conhecimento da posição do nível freático é de extrema importância, tanto na fase de execução de uma obra de engenharia, como na fase de utilização das infraestruturas.

De entre os vários equipamentos que permitem a determinação da posição do nível freático num maciço, a seleção do mecanismo mais adequado para determinada situação, prende-se com os objetivos e características da intervenção de engenharia a realizar.

A utilização de piezómetros é significativamente comum, na prática de engenharia corrente, dada a simplicidade e baixo custo dos materiais utilizados, e a rapidez e facilidade de montagem do equipamento.

Equipamentos e materiais utilizados

A instalação de um piezómetro exige, apenas, a utilização de quatro tipos de materiais:

- Tubos de PVC (com uma extremidade colada e outra roscada);
- Areia de granulometria média lavada, para instalação do filtro;
- Bentonite para a selagem e estabilização do tubo;
- Geotêxtil para impedir a passagem de material fino para o interior do tubo.



Procedimento geral para instalação do piezómetro

A instalação do piezómetro é realizada no interior de um furo de sondagem, no qual é colocada uma pequena camada de areia média lavada (no fundo do furo).

De seguida procede-se à preparação do tubo piezométrico:

Na parte inferior do furo são executadas ranhuras, para permitir a passagem de água, sendo que o piezómetro marca a posição do nível freático de acordo com o aquífero no qual determinada ranhura estiver posicionada (Oliveira e Brito, 1998); cada ranhura deve ser envolvida por algumas camadas de geotêxtil para impedir a passagem de partículas finas para o interior do tubo.

A extremidade inferior do tubo é colada para permitir o isolamento do tubo, enquanto que, a extremidade superior é dotada de uma peça roscada, para possibilitar a monitorização do furo.

Após a colocação do tubo de piezómetro no furo, procede-se ao enchimento parcial do espaço entre o furo e o tubo com areia média lavada que funciona como um sistema de filtro; de seguida, procede-se à colocação de bentonite, no espaço entre o furo e tubo, com o intuito de selar e estabilizar o tubo.

Atente-se à figura seguinte, que esquematiza os vários componentes de um piezómetro:

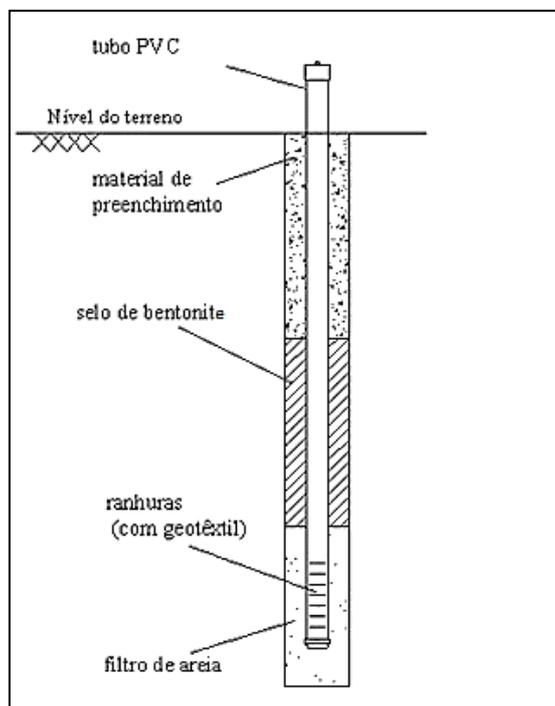


Figura 43 – Esquema de um piezómetro (adaptado de Vitorino, Gehling e Ramires, 2003).



Monitorização e medição do nível de água

A leitura do nível de água é realizada com recurso a um mecanismo eletrónico, que consiste num cabo graduado de metro a metro e em cuja extremidade se encontram acoplados dois elétrodos isolados eletricamente.

O cabo é introduzido no tubo piezométrico e quando os elétrodos atingem a água, o circuito elétrico fecha e é emitido um sinal sonoro.



CAPÍTULO 5: RELATÓRIO GEOTÉCNICO – TRABALHOS REALIZADOS

5.1 RELATÓRIO GEOTÉCNICO

No final de uma campanha de caracterização geológico-geotécnica é indispensável a apresentação de um relatório geotécnico, com o intuito de sumarizar toda a informação obtida durante a referida campanha, e transmiti-la aos vários envolvidos no projeto, nomeadamente ao Dono de Obra.

O Eurocódigo 7 (EN 1997-2) apresenta os vários requisitos e recomendações relativamente à execução do relatório geotécnico.

De uma maneira geral, um relatório geotécnico tem, impreterivelmente, de incluir a apresentação adequada de toda a informação geotécnica relevante adquirida durante a investigação do solo, bem como, uma avaliação geotécnica rigorosa dos resultados obtidos e parâmetros geotécnicos daí derivados.

Esta informação pode ser integrada num relatório individual ou em pequenos relatórios complementares. Por exemplo, pode ser apresentado um relatório de reconhecimento geológico-geotécnico de superfície, sendo este posteriormente complementado por um relatório de caracterização geológico-geotécnica do subsolo.

Adotando o processo de apresentar a informação em mais do que um relatório, torna-se necessário atentar à continuidade e coerência da informação constante dos vários relatórios.

Na apresentação da informação geotécnica da investigação deverá atentar-se à exposição factual de todos os procedimentos realizados *in situ* ou em laboratório, bem como, à organização e apresentação de todos os documentos referentes aos ensaios de caracterização geotécnica; estes documentos, como sejam, os boletins de todos os ensaios realizados no campo e folhas de apresentação da informação recolhida laboratorialmente, são normalmente apresentados no final do relatório na secção dos anexos.

O Eurocódigo 7 expõe uma lista de dados que deverão constar do relatório geotécnico e que de seguida se enumeram:

- Objetivo e âmbito de realização da campanha de caracterização geológico-geotécnica, incluindo uma sumária descrição do local de estudo, em termos de topografia, atividade sísmica, história geológica local;



- Datas de início e conclusão dos procedimentos *in situ* e laboratoriais;
- Reconhecimento geológico-geotécnico de superfície;
- Descrição de todos os procedimentos realizados *in situ*, incluindo o procedimento utilizado na amostragem, transporte e armazenamento de amostras;
- Descrição de todos os procedimentos laboratoriais realizados;
- Compilação de todos os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados, independentemente de possíveis discrepâncias ou dispersão existente.

Relativamente ao último ponto acima apresentado, destaca-se a necessidade de explicar rigorosamente qualquer falta de informação em determinado local, da área de implantação do projeto, ou a existência de informação incoerente com a restante.

Acrescenta-se, ainda que, os resultados obtidos devem ser comparados com relatórios ou estudos previamente realizados no local, caso existam.

Após a avaliação e interpretação dos resultados obtidos devem ser elaborados perfis geológico-geotécnicos interpretativos, acompanhados de tabelas de parametrização geotécnica, com o intuito de caracterizar cada unidade identificada.

Segundo Maurice Cassan (1982), um relatório geotécnico deve esclarecer as dúvidas ou ambiguidades associadas ao projeto em estudo, diminuindo, tanto quanto possível, as incertezas a este ligadas.

Contudo, nem sempre é possível proceder a tal esclarecimento no final de uma campanha de caracterização geológico-geotécnica, pelo que, muitas vezes, é necessário recorrer a ensaios adicionais para complementar e validar a informação adquirida. Na ocorrência de tal situação, deve constar no relatório a recomendação e planeamento da campanha adicional, acompanhada das devidas explicações e esclarecimentos, relativamente à necessidade da sua realização.

É essencial não esquecer que, cada relatório é feito no contexto de um projeto específico, pelo que, deverão ser incluídas no relatório geotécnico recomendações específicas em relação à interação entre as infraestruturas projetadas e as unidades geológicas e geotécnicas presentes no local de implantação do projeto; acrescenta-se também, a importância de alertar a equipa técnica para qualquer situação de risco geológico proeminente e eventual instabilização de infraestruturas próximas.



Finalmente, o relatório geotécnico tem de incluir a análise de adequabilidade do local investigado em relação ao projeto em estudo, e o nível de riscos aceitáveis associados.

Relativamente ao registo de informação durante a realização dos ensaios *in situ*, é essencial a elaboração de registos cuidados de cada trabalho de campo realizado; estes registos devem incluir as seguintes informações:

- Data de realização do trabalho e identificação da equipa de trabalho;
- Planta de localização e cota dos pontos de ensaio, com o sistema de coordenadas utilizado devidamente identificado;
- Profundidade do nível freático e qualquer outro aspeto de interesse, com este relacionado;
- Em cada ponto de ensaio deve ser registada a profundidade total de ensaio e, no caso de recolha de amostras, estas devem ser devidamente identificadas com a profundidade à qual foram recolhidas, acompanhadas de um registo da inspeção visual realizada em cada amostra;
- Descrição das principais características do equipamento utilizado, do procedimento de furação e, caso exista, material de revestimento do furo;
- Logs de todos os pontos de ensaio.

O registo de todas estas informações é substancialmente importante na transmissão de toda a informação necessária para posterior avaliação dos resultados obtidos em cada ensaio realizado.

5.2 TRABALHOS REALIZADOS

No âmbito da realização do estágio curricular na empresa GeoSonda – Sondagens Geotécnicas e Geofísicas, Lda, foram realizados vários trabalhos de caracterização geológico-geotécnica de solos, tendo sido selecionados alguns desses trabalhos para serem apresentados mais detalhadamente.

Os trabalhos realizados incluíram a participação em campanhas de campo que, posteriormente, culminaram na realização de relatórios geotécnicos.

Durante o período de estágio o trabalho realizado baseou-se nos seguintes objetivos fundamentais:

1. Aperfeiçoamento das capacidades de trabalho de campo, através do contacto direto com a realização de ensaios *in situ* e todos os procedimentos a estes inerentes;



2. Aprendizagem de realização de relatórios geotécnicos, com foco no tratamento de dados recolhidos em campo, elaboração de zonamentos geológico-geotécnicos interpretativos e parametrização geotécnica das unidades identificadas.

5.2.1 Carregal do Sal

Nos passados meses de setembro, outubro e novembro de 2016, foram realizados vários trabalhos de estudo geotécnico de terrenos, no Município de Carregal do Sal, inseridos no projeto de Reestruturação dos Sistemas de Tratamento de Águas Residuais do Concelho de Carregal do Sal.

No âmbito deste relatório decidiu-se apresentar o trabalho realizado em duas ETAR's de Carregal do Sal – Beijós e Correlos

5.2.1.1 ETAR de Beijós

Beijós é uma freguesia do Município de Carregal do Sal, onde se pretende construir uma Etar, cuja localização de apresenta no mapa seguinte:



Figura 44 – Enquadramento geográfico do local de estudo (adaptado de Google Earth).

Enquadramento Geológico

A área de estudo insere-se na Folha 17-C (Santa comba Dão), da Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50000, na qual se observa que, grande parte da zona de implantação do projeto manifesta a presença de afloramentos de rochas eruptivas, como o granito monzonítico de duas micas (biotite e moscovite), com predominância da primeira, cuja textura e granulometria são bastante variáveis,



sendo porém a composição mineralógica bastante uniforme. Esta litologia apresenta por vezes um carácter granodiorítico acentuado.

O granito porfiróide, de grão muito grosseiro, grosseiro, ou grosseiro a médio ($\gamma\pi g$), constitui a fácies textural mais desenvolvida do granito monzonítico e é representado por rochas leucomesocráticas, com grandes cristais de feldspato, biotite abundante e, na maioria das ocorrências, alguma moscovite.

O referido granito apresenta frequentemente uma textura muito grosseira, com a ocorrência significativa de fenocristais de feldspato, que podem atingir dimensões entre os 8 a 10 cm; esta fácies predomina na região entre Santa Comba e Carregal do Sal, nas margens do rio Asnes (a nordeste de Lobão), assim como na cumeada entre a Ribeira de Beijós e o rio Dão (em particular, nas proximidades do v. g. de Vigia, onde se podem observar, em proeminente relevo na superfície da rocha, enormes cristais de feldspato).

Na carta geológica apresentada verifica-se, também, a existência de alguns depósitos formados por aluviões atuais, depósitos arcósicos e rochas filonianas.

Dos filões presentes, predominam os quartzosos (q), alguns deles bastante desenvolvidos, com grande espessura e extensão. Estes filões classificam-se, essencialmente, segundo duas categorias, os de quartzo leitoso e os de aspeto brechóide, com cimento de jaspe.

A sua direção predominante é NE-SW, constituindo grupos de filões, que se distribuem por faixas mais ou menos largas, correspondentes a zonas de fracturação e cisalhamento do granito, com destaque para os que acompanham o Mondego.

Finalmente, podem ser identificados depósitos de cobertura formados por argilas e arcoses com calhaus rolados, assentes sobre a plataforma granítica, ao longo do Mondego e do Dão ou na região entre Tondela e o Caramulo.

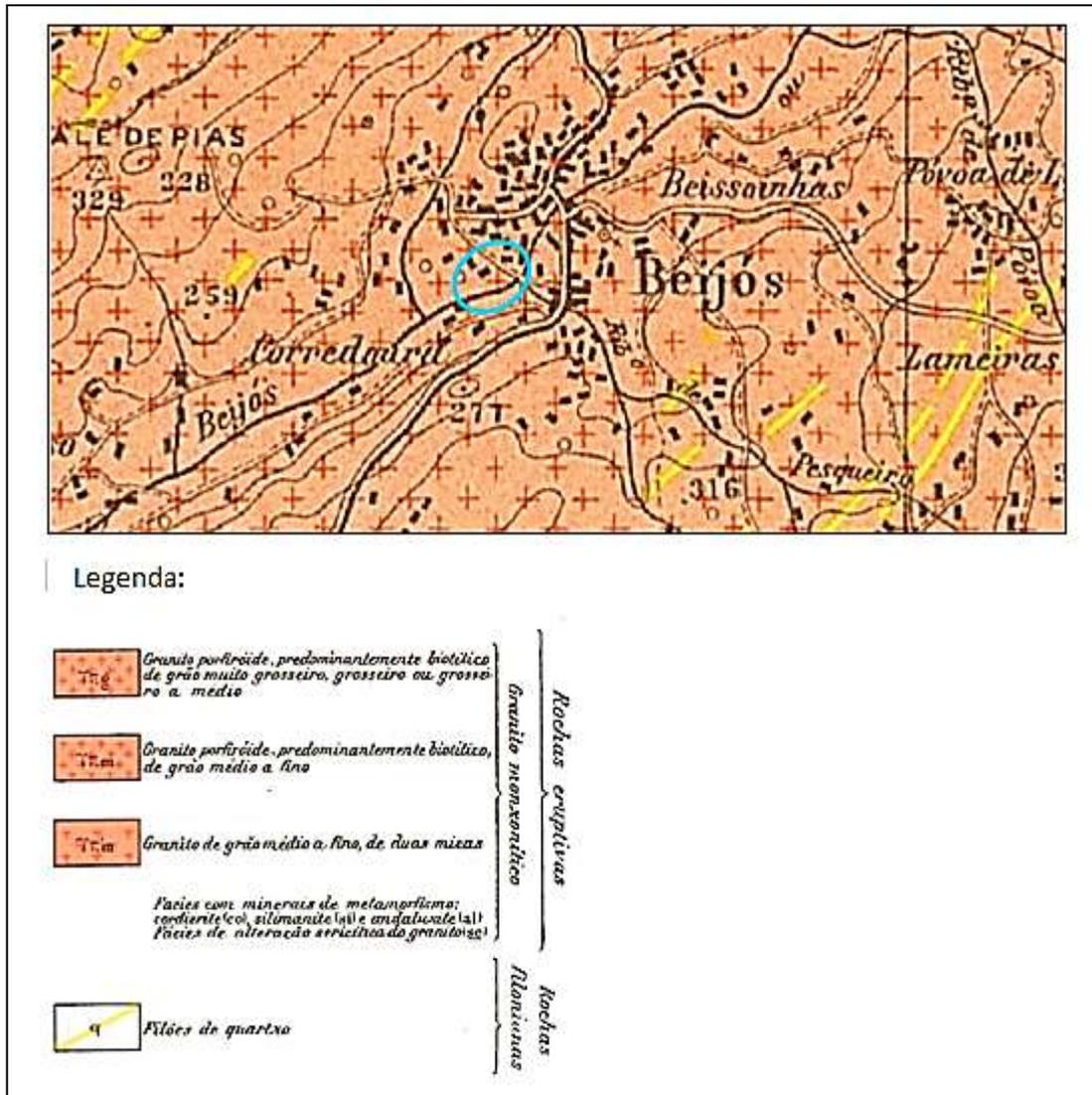


Figura 45 - Extrato da Carta Geológica de Portugal, Folha 17-C (Santa Comba Dão) à escala 1/ 50 000, com o local em estudo assinalado a azul e respetiva legenda (adaptado de Lneg-geoportal).

Reconhecimento Geológico de Superfície

No reconhecimento geológico de superfície observou-se a presença de solo residual granítico misturado com solo de cobertura. Acrescenta-se ainda a presença de um pequeno afloramento de rocha granítica (w2-w1) próximo do local de implantação.

A classificação do estado de alteração dos terrenos, no local de implantação, foi realizada de acordo com o exposto no terceiro capítulo deste trabalho. Desta forma, a classificação acima referida corresponde a uma zona geotécnica de rocha granítica num estado desde pouco alterado a são.



Figura 46 – Local de Implantação da ETAR (21 de setembro de 2016).

Sismicidade

Em conformidade, com o exposto no início deste capítulo, deve ser realizada uma avaliação associada ao fenómeno de sismicidade, nos locais de implantação dos projetos. Desta forma, com base na Parte 1 do Eurocódigo 8, e disposições constantes no Anexo Nacional (NP EN1998-1), aplicam-se regras de forma a quantificar a ação sísmica dos terrenos de fundação, classificando-os de acordo com 3 parâmetros fundamentais, como sejam, a velocidade de propagação de ondas S no terreno em estudo, o número de pancadas obtidas na realização do ensaio SPT e a coesão não drenada.

As estruturas nas regiões sísmicas devem ser projetadas e construídas para que sejam satisfeitos os seguintes requisitos, cada um deles com um adequado grau de fiabilidade:

- **Requisito de não ocorrência de colapso:** a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir à ação sísmica de cálculo, sem colapso local ou global, mantendo a sua integridade estrutural e uma capacidade resistente residual depois do sismo. A ação sísmica de cálculo é expressa em função da ação sísmica de referência associada a uma probabilidade de excedência de referência (P_{NRC}) em 50 anos, ou a um período de retorno de referência (T_{NCR}) (os valores recomendados pelo EC8 são $P_{NRC} = 10\%$ e $T_{NCR} = 475$ anos) e do coeficiente de importância (γ_1) para ter em conta a diferenciação da fiabilidade.



- **Requisito de limitação de danos:** a estrutura deve ser projetada e construída de forma a resistir a uma ação sísmica, cuja probabilidade de ocorrência seja maior que a da ação sísmica de cálculo, sem a ocorrência de danos e de limitações de utilização, cujos custos sejam desproporcionadamente elevados, em comparação com os da própria estrutura. A ação sísmica a considerar no “requisito de limitação de danos” tem uma probabilidade de excedência (P_{DLR}) em 10 anos e um período de retorno (T_{DLR}) (os valores recomendados pelo EC8 são $P_{DLR} = 10\%$ e $T_{DLR} = 95$ anos).

Para satisfazer estes requisitos fundamentais expostos no Eurocódigo, devem verificar-se os seguintes estados limites: **estados limites últimos** e **estados limites de danos**.

Os **estados limites últimos** estão associados ao colapso ou a outras formas de rotura estrutural, que possam pôr em perigo a segurança das pessoas.

Os **estados de limitação de danos** encontram-se associados a danos, para além dos quais, determinados requisitos de utilização deixam de ser satisfeitos.

Assim sendo, procede-se à classificação do terreno de fundação, pelo que os terrenos dos tipos A, B, C, D e E descritos por perfis estratigráficos e pelos parâmetros apresentados na seguinte tabela, poderão ser utilizados para ter em conta a influência das condições locais do terreno na ação sísmica.

Para os locais, cujas condições do terreno correspondam a um dos dois tipos de terreno especiais S_1 ou S_2 , são necessários estudos especiais para a definição da ação sísmica. Para estes tipos, e em particular para o tipo S_2 , deve considerar-se a possibilidade de rotura do terreno sob ação sísmica.

Na tabela abaixo apresentada, encontra-se assinalada a cor laranja a tipologia do terreno no local de implantação da ETAR de Beijós.

Neste caso de estudo, a identificação do terreno foi realizada com base na descrição do perfil estratigráfico, uma vez que não foram realizados ensaios que permitissem a obtenção da velocidade de propagação das ondas S.



Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}^4$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre um estrato mais rígido com valores de v_s superiores a 800 m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e um elevado teor em água	<100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Tabela 35 – Tipo de terreno de fundação (EN 1 – 1998).

No dimensionamento das estruturas em Portugal continental devem ser considerados dois tipos de ação sísmica:

- Ação sísmica tipo 1
- Ação sísmica tipo 2

No arquipélago da Madeira apenas é necessário considerar a Ação sísmica Tipo 1. No arquipélago dos Açores apenas é necessário considerar a Ação sísmica Tipo 2.

⁴ Nota: o terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $V_{s,30}$, se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} .

Esta necessidade de, em Portugal, considerar dois tipos de ação sísmica decorre do facto de haver dois cenários de geração dos sismos que podem afetar o país:

- Um cenário designado de “afastado” referente, em geral, aos sismos com epicentro na região Atlântica e que corresponde à Ação sísmica Tipo 1;
- Um cenário designado de “próximo” referente, em geral, aos sismos com epicentro no território continental, ou no arquipélago dos Açores, e que corresponde à Ação sísmica Tipo 2.

Em conformidade com o Eurocódigo 8, o território nacional foi dividido pelas autoridades nacionais em zonas sísmicas, dependendo da sismicidade do local.

Por definição, admite-se que a sismicidade em cada zona é constante; para a maioria das aplicações da EN 1998-1, a sismicidade é descrita por um único parâmetro que corresponde ao valor de referência da aceleração máxima num terreno do tipo A (a_{gR}), podendo, este valor de referência da aceleração, ser obtido nos mapas de zonamento a seguir apresentados, considerando: sismo afastado, ação sísmica tipo 1; ou sismo próximo, ação sísmica tipo 2.

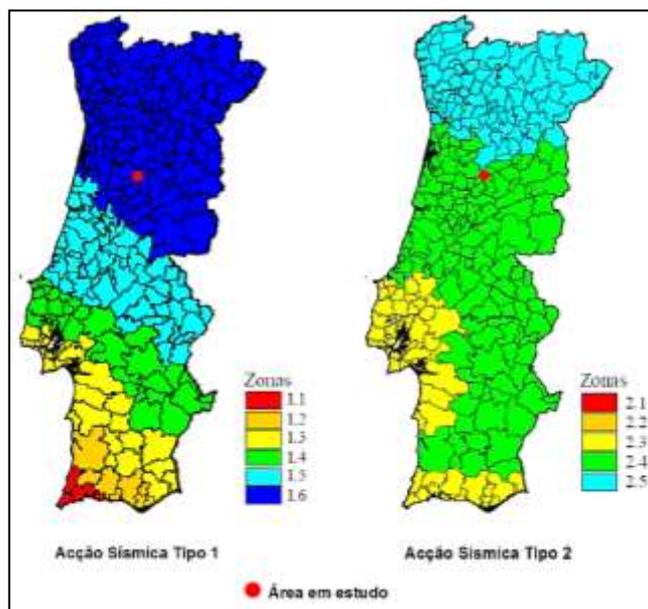


Figura 47 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental (adaptado de EN1-1998).

Em Portugal, os valores da aceleração máxima de referência (a_{gR}) para as várias zonas sísmicas e para os dois tipos de ação sísmica a considerar, são os indicados no quadro abaixo apresentado.



Os valores correspondentes ao local em estudo estão assinalados a cor laranja. A identificação do terreno de estudo, segundo a atividade sísmica vigente na região, é de obtenção direta com base no mapa de zonamento sísmico em Portugal, pelo que é apenas necessário projetar a localização geográfica do local de implantação do projeto, nos referidos mapas, presentes no Eurocódigo 8.

A referida projeção foi realizada através do software Surfer que, permite elaborar mapas e visualizar o comportamento espacial de uma variável em estudo.

Ação Sísmica Tipo 1		Ação Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Tabela 36 - Aceleração máxima de referência (a_{gR}) nas várias zonas sísmicas (adaptado de EN1-1998).

O valor de referência da aceleração máxima à superfície do terreno, definido para cada zona sísmica pelas autoridades nacionais, corresponde ao período de retorno de referência (T_{NRC}) da ação sísmica para o requisito de “não ocorrência de colapso” (ou, de forma equivalente, a probabilidade de excedência de referência em 50 anos, P_{NRC}), escolhido pelas autoridades nacionais. A este período de retorno de referência é associado um coeficiente de importância (β_1) igual a 1.0. Para períodos de retorno que não sejam o de referência, o valor de cálculo da aceleração à superfície de um terreno do tipo A (a_g) é igual a a_{gR} multiplicado pelo coeficiente de importância β_1 ($a_g = a_{gR} \times \beta_1$).

Prospecção Geotécnica

Na campanha de campo foram realizadas duas sondagens (BE11 e BE12) à rotação, com um total de seis ensaios SPT, cuja localização pode ser observada na planta apresentada em anexo.

Na realização das sondagens foram contabilizados 12m lineares de furação. De referir que a sondagem BE11 foi terminada por indicação do dono de obra.



As sondagens foram realizadas com uma sonda equipada com colunas de revestimento e amostradores contínuos, para a furação em solo e rocha (amostrador do tipo T2 - 86mm), como se pode observar nas fotografias abaixo.



Figura 48 – Equipamento utilizado nas sondagens

As amostras recolhidas na execução dos ensaios SPT e na furação, foram guardadas em sacos de plástico individuais e em caixas de amostra, onde ficou inscrito o número da sondagem e a profundidade de recolha da amostra.

O índice de recuperação (IR) é determinado a partir da razão entre o comprimento de material recuperado numa manobra (tarolo) e o comprimento total da manobra.

O índice RQD é dado pela razão entre a soma dos comprimentos de fragmentos de tarolos iguais ou superiores a 10 cm e o comprimento total da manobra:

$$\text{RQD (\%)} = \frac{\sum l \geq 0.10m}{L} \times 100$$

l: comprimento de fragmentos do tarolo

L: comprimento total da manobra



Para a caracterização do maciço rochoso quanto ao grau de alteração (Tabela 3) e espaçamento das fraturas (Tabela 4), utilizaram-se os critérios de classificação segundo a International Society of Rock Mechanics (ISRM, 1981).

Designação	Descrição	Grau
São	Sem sinais visíveis de alteração; por vezes as superfícies das maiores discontinuidades apresentam-se um pouco descoloridas	W1
Pouco alterado	Alteração de rocha e superfícies de discontinuidade indicadas por descoloração; toda a rocha pode estar descolorida pela meteorização e superficialmente, um pouco menos resistente do que no estado são	W2
Moderadamente alterado	Menos de metade do maciço encontra-se decomposto e/ou desagregado num solo, rocha são ou descolorida pode também estar presente, formando uma estrutura contínua ou núcleos rochosos	W3
Muito alterado	Mais de metade do maciço encontra-se completamente alterado e/ou desagregado num solo. Rocha são ou descolorida pode também estar presente, formando uma estrutura contínua ou núcleos rochosos	W4
Completamente alterado	Todo o material rochoso está completamente alterado e/ou desagregado num solo. A maior parte da estrutura original do maciço permanece intacta	W5

Tabela 37 - Classificação do estado de alteração (ISRM, 1981).

Símbolo	Designação	Espaçamento (m)
F1	Muito afastadas	>2
F2	Afastadas	0.6 - 2
F3	Medianamente afastadas	0.2 – 0.6
F4	Próximas	0.06 – 0.2
F5	Muito próximas	<0.06

Tabela 38 - Classificação do espaçamento entre fraturas (ISRM, 1981).

Os resultados das sondagens encontram-se sintetizados nos diagramas individuais de sondagem, *logs*, que se apresentam nos anexos. Nos *logs* indica-se, para cada sondagem, a sequência litoestratigráfica atravessada, valores de N_{SPT} , esquema do piezómetro (quando aplicável), Índice



de Recuperação (IR), Rock Quality Designation (RQD), espaçamento entre fraturas, estado de alteração, assim como os dados relativos à furação.

Instalação de Piezómetro e Medição do Nível de Água

Para monitorização da posição do nível de água, procedeu-se à instalação de um piezómetro no furo da sondagem com a designação de BE11.

O piezómetro é composto por um tubo de PVC rígido de 50 mm de diâmetro útil; a câmara de drenagem está posicionada entre os 6.0 e 2.0 metros de profundidade e é da mesma natureza do tubo cego. Na parte superior do piezómetro, foi feito um maciço de encabeçamento e a boca foi fechada com tampa de PVC. A medição do nível de água é feita através da introdução de uma sonda de tubo aberto no interior do furo de sondagem. Esta sonda é constituída por uma fita graduada onde estão incorporados dois terminais elétricos que, em contacto com a água, emite um sinal sonoro e luminoso.

A medição do nível de água foi feita 7 semanas após a conclusão da sondagem, pelo que se considera ter ocorrido a estabilização do nível piezométrico. Foi detetada a presença de água a 1.6 metros de profundidade (cota 204.8 m), pelo que ocorrerá a interceção do nível de água aquando da implantação dos órgãos da infraestrutura.



Figura 49 - Maciço em betão e tampa de proteção do piezómetro instalado na sondagem BE11.



Ensaaios de laboratório

Com vista à caracterização e classificação dos solos existentes, foram realizados ensaios laboratoriais de identificação do solo (análise granulométrica por peneiração húmida e limites de consistência) nas amostras colhidas nos ensaios SPT da sondagem BE11, entre 1.5 e 3.0 metros de profundidade

Nas tabelas abaixo apresentadas encontram-se sumarizados os resultados dos ensaios laboratoriais e a classificação das amostras, respetivamente. Os boletins resultantes dos ensaios laboratoriais encontram-se nos anexos.

Ref. ^a amostra	Ref. ^a Sondagem	Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Análise granulométrica (% que passa)		
						Nº10	Nº40	Nº200
16,690	BE11	1.5-3.0	NP ⁵	NP	NP	58.4	22.8	7.2

Tabela 39 - Resumo dos resultados dos ensaios de laboratório

Ref. ^a amostra	Unificada (ASTM)	AASHTO
16,690	SW - SM Areia bem graduada com silte com cascalho	A-1-a (0) (calhau, seixo e areia)

Tabela 40 – Classificação do solo amostrado

Zonamento e Parametrização Geotécnica

Com o presente trabalho foi possível caracterizar os solos penetrados e propor parâmetros geotécnicos de referência para os diversos tipos de materiais geológicos intercetados. Os resultados obtidos mostram variabilidade lateral e em profundidade das unidades geotécnicas identificadas, permitindo considerar 5 unidades geotécnicas principais, cujo desenvolvimento é representado nos perfis geotécnicos interpretativos (anexos). Pela observação dos perfis elaborados verifica-se que as unidades ZG3, ZG2C e ZG2A são intercetadas pela cota de implantação do projeto, pelo que terão à partida de ser intervencionadas com o intuito de preparar o terreno previamente à execução do projeto.

⁵ NP – amostra não plástica.



Os parâmetros de cada uma das zonas interpretadas estão indicados na seguinte tabela.

ZONA	Litologia	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E (MPa)
ZG3	Argila arenosa muito mole, orgânica, cor castanha escura, à mistura com silte arenoso muito solto	--	12-14	--	--	--
ZG2C	Solo residual de granito areno-siltoso, solto a medianamente compacto, cor bege acastanhada	7-15	15-16	27-30	--	10-15
ZG2B	Solo residual de granito areno-siltoso, medianamente compacto, cor bege acastanhada	15-22	16-17	32-34	--	25-30
ZG2A	Solo residual de granito areno-siltoso, compacto a muito compacto, cor bege acastanhada	22-41	18-19	37-39	--	40-50
ZG1	Granito de grão fino, leucocrata, com coloração acastanhada provocada pela alteração (W5-W3)	>60	23-24	34-36	500-700	300-400

γ – peso volúmico (kN/m³);
 ϕ – ângulo de resistência ao corte (°);
c' - coesão efetiva (kPa);
E – Modulo de deformabilidade (MPa)

Tabela 41 - Parâmetros geotécnicos atribuídos às unidades geotécnicas

ZG3 - Argila arenosa muito mole, orgânica, cor castanha escura, à mistura com silte arenoso muito solto.

Dada a constituição desta unidade, com presença de areia e silte, o peso volúmico atribuído encontra-se no intervalo entre 12-14 (kN/m³). Ou seja, ao limite máximo do intervalo atribui-se um valor menor do que o valor de referência para as areias (16 kN/m³), dada a presença de silte cujo peso volúmico é tendencialmente menor do que o da areia.

Relativamente aos restantes parâmetros geotécnicos, nenhum foi atribuído a esta unidade uma vez que, esta se encontra acima da cota de implantação do edifício e dada a fraca qualidade do solo, pelo que este será previsivelmente removido do local.



ZG2 - Solo residual de granito areno-siltoso, solto a compacto, cor bege acastanhada.

Uma vez mais, o limite máximo do intervalo atribuído ao peso volúmico do material foi minorado pelo mesmo motivo apresentado para a zona geotécnica anterior.

Relativamente ao intervalo atribuído ao ângulo de atrito do material e ao módulo de deformabilidade do material é importante realçar o facto de ter sido atribuído um intervalo de valores de forma conservativa, isto é, devido à presença de silte cujo comportamento partilha certos aspetos com o comportamento das argilas, o limite superior do intervalo atribuído foi ligeiramente menor aos valores tabelados de referência.

Acrescenta-se ainda que, o mesmo procedimento foi adotado na parametrização de todas as unidades geotécnicas identificadas, pelo que atuando pelo lado da segurança diminui-se o limite máximo dos intervalos de parametrização geotécnica, para evitar qualquer tipo de imprevistos.

Note-se que as unidades mais superficiais ZG3 e ZG2C evidenciam um fraco comportamento geotécnico, quer em termos de resistência quer em termos de deformabilidade, o que poderá conduzir a assentamentos e, conseqüente, instabilização da estrutura projetada.

ZG1 - Granito de grão fino, leucocrata, com coloração acastanhada provocada pela alteração (W5-W3).

Finalmente os valores atribuídos aos parâmetros geotécnicos de caracterização desta unidade têm como base valores de referência que relacionam a litologia, o grau de alteração e respetivas características geotécnicas. As referidas correlações foram propostas por vários autores, nomeadamente Vallejo (2002).

Note-se que, o intervalo de referência relativamente ao módulo de deformabilidade de rocha granítica corresponde a 170 a 700 MPa. Contudo o intervalo apresentado na parametrização da unidade ZG1 foi de 300 a 400 MPa. Tal refinamento deve-se ao facto de que, a carga provável inerente à implantação do projeto será de 250 a 350 kPa, tendo-se procedido portanto a um enquadramento da parametrização mediante o cenário de estudo.

5.2.1.2 ETAR de Currelos

Currelos é uma freguesia do Município de Carregal do Sal, encontrando-se aí localizado o previsível local de implantação da ETAR.



Figura 50 – Localização Geográfica do Local de Estudo (google Earth).

Enquadramento Geológico

Tal como no trabalho anteriormente exposto, a área de estudo insere-se na Folha 17-C (Santa comba Dão), da Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50000.

O enquadramento geológico realizado para o local de implantação da ETAR de Currelos aplica-se, de igual forma, ao local de estudo associado à futura localização da ETAR de Currelos.

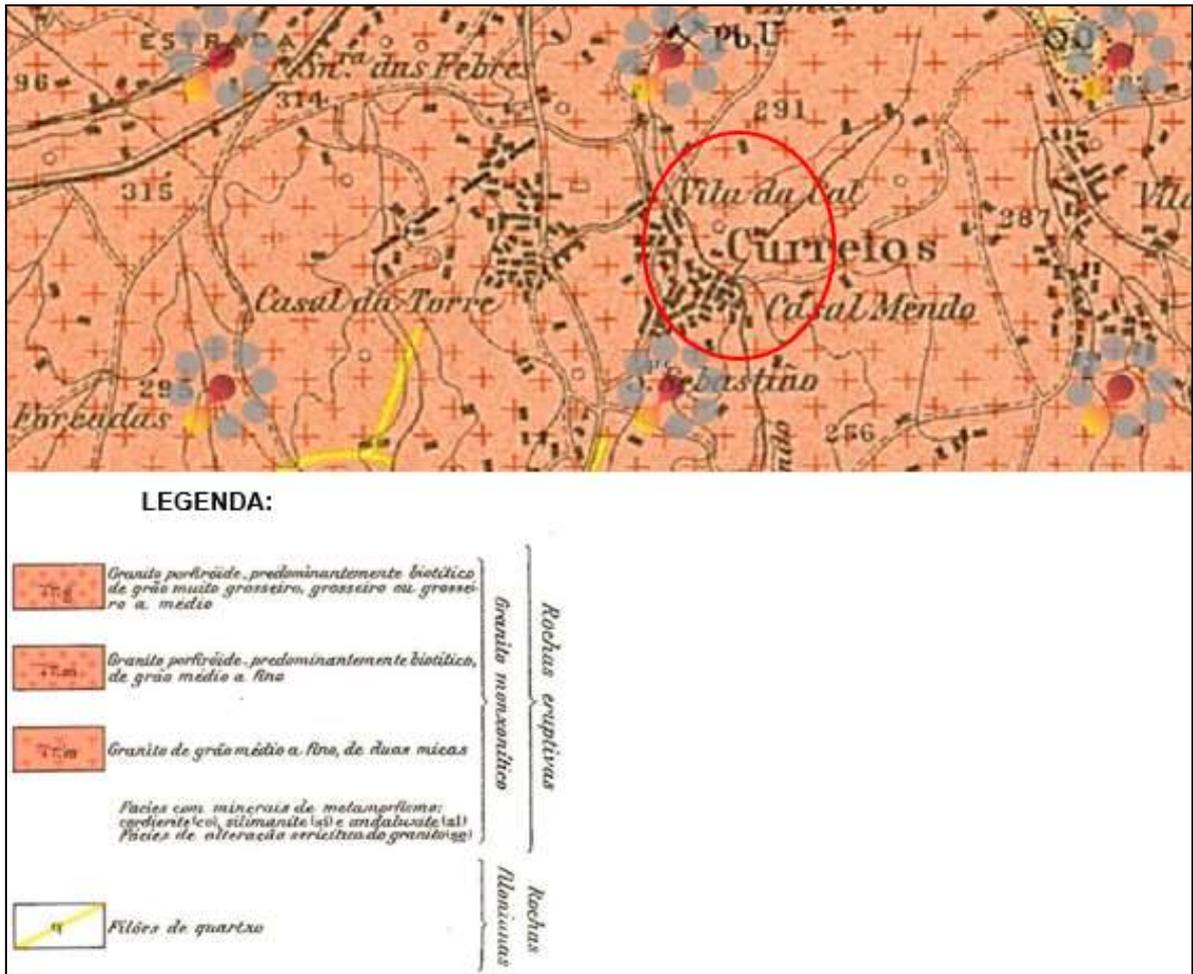


Figura 51 - Extrato da Carta Geológica de Portugal, Folha 17-C (Santa Comba Dão) à escala 1/ 50 000, com o local em estudo assinalado a vermelho e respetiva legenda (adaptado de Lneg-geoportal).

Reconhecimento Geológico de Superfície

No reconhecimento geológico de superfície observou-se a presença de solo residual granítico com solo de cobertura pouco espesso e pequenos blocos dispersos de granito.



Figura 52 - Local de Implantação da ETAR.



Sismicidade

Na tabela abaixo apresentada, encontra-se assinalada a cor laranja a tipologia do terreno no local de implantação da ETAR de Currelos. Neste caso de estudo, a identificação do terreno foi realizada com base na descrição do perfil estratigráfico, uma vez que não foram realizados ensaios que permitissem a obtenção da velocidade de propagação das ondas S.

Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}^6$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rijas, com espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre um estrato mais rígido com valores de v_s superiores a 800 m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e um elevado teor em água	<100 (indicativo)	-	10 - 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S1			

Tabela 42 – Tipo de terreno de fundação (EN 1 – 1998).

Tal como foi apresentado no trabalho anterior, procedeu-se à classificação do terreno de acordo com a sismicidade local, adotando exatamente o mesmo procedimento de projeção.

⁶ Nota: o terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $V_{s,30}$, se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} .

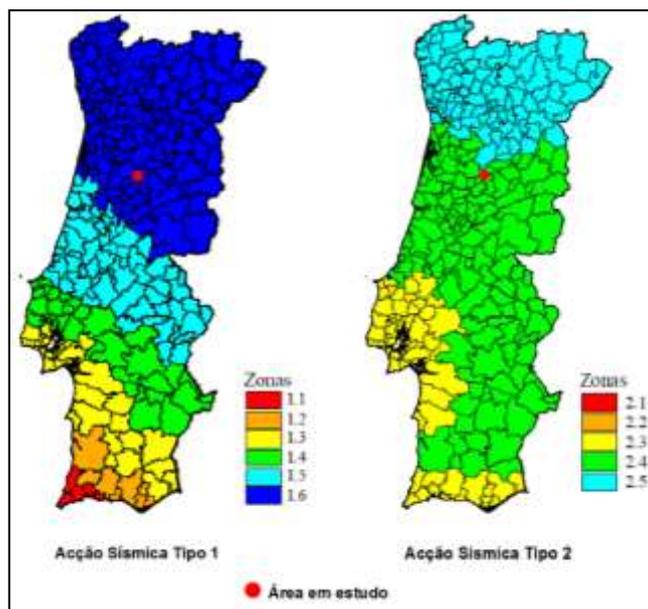


Figura 53 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental (adaptado de EN1-1998).

Os valores de a_{gR} correspondentes ao local em estudo estão assinalados a cor laranja, na tabela que abaixo se apresenta.

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Tabela 43 - Aceleração máxima de referência (a_{gR}) nas várias zonas sísmicas (adaptado de EN1-1998).

Note-se que ambos os locais de estudo, no concelho de Carregal do Sal, se encontram na mesma zona sísmica e se classificam com iguais valores de a_{gR} , correspondentes às zonas sísmicas assinaladas.

Prospecção Geotécnica

Na campanha de campo foram realizadas três sondagens (CUR1, CUR2 e CUR3) à rotação com um total de dez ensaios SPT, cuja localização pode ser observada na planta apresentada em anexo.



Na realização das sondagens foram contabilizados 18m lineares de furação e foram realizadas com uma sonda equipada com colunas de revestimento e amostradores contínuos, para a furação em solo e rocha (amostrador do tipo T2 - 86mm), como se pode observar nas fotografias abaixo expostas.



Figura 54 – Equipamento utilizado no ensaio

As amostras recolhidas na execução dos ensaios SPT e na furação foram guardadas em sacos de plástico individuais e em caixas de amostra, onde ficou inscrito o número da sondagem e a profundidade de recolha da amostra.

Os resultados das sondagens encontram-se sintetizados nos diagramas individuais de sondagem, *logs*, que se apresentam nos anexos. Nos *logs* indica-se, para cada sondagem, a sequência litoestratigráfica atravessada, valores de N, esquema do piezómetro (quando aplicável), Índice de Recuperação (IR), Rock Quality Designation (RQD), espaçamento entre fraturas, estado de alteração, assim como os dados relativos à furação (de acordo com as tabelas de classificação apresentadas anteriormente neste capítulo).

Instalação de Piezómetro e Medição do Nível de Água

Para monitorização da posição do nível de água, procedeu-se à instalação de um piezómetro no furo da sondagem com a designação de CUR3.



A medição do nível de água foi feita 7 semanas após a conclusão da sondagem, pelo que se considera ter ocorrido a estabilização do nível piezométrico. Foi detetada a presença de água a 0.7 metros de profundidade (cota 216.5 m), pelo que ocorrerá a interceção do nível de água aquando da implantação dos órgãos da infraestrutura.

Ensaaios de laboratório

Com vista à caracterização e classificação dos solos existentes foram realizados ensaios laboratoriais de identificação do solo por meio da análise granulométrica por peneiração húmida nas amostras colhidas nos ensaios SPT da sondagem CUR1, entre 1.5 e 6.0 metros de profundidade.

Na tabela abaixo apresentada encontram-se sumarizados os resultados dos ensaios laboratoriais e a classificação das amostras, respetivamente. Os boletins resultantes dos ensaios laboratoriais encontram-se nos anexos.

Ref. ^a amostra	Ref. ^a Sondagem	Prof. (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	Análise granulométrica (% que passa)		
						Nº10	Nº40	Nº200
16,689	CUR1	1.5-6.0	34	28	6	60.6	38.4	20.1

Tabela 44 – Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais

Ref. ^a amostra	Unificada (ASTM)	AASHTO
16,689	SM Areia siltosa	A-1-b (0) (calhau, seixo e areia)

Tabela 45 – Classificação do solo amostrado

Zonamento e Parametrização Geotécnica

Finalmente, a realização da campanha de caracterização geológica e geotécnica permitiu avaliar os solos ensaiados. Além da análise qualitativa do material, procedeu-se também a uma análise quantitativa que conduziu à proposta de um conjunto de parâmetros geotécnicos de referência, relativamente a cada unidade identificada.



Tal como se poderá observar no perfil interpretativo apresentado em anexo, foram identificadas quatro unidades geotécnicas distintas:

ZONA	Litologia	N _{SPT}	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E (MPa)
ZG5	Argila silto-arenosa, orgânica, cor castanha escura.	--	14-17	--	7-15	0.8-2.3
ZG4	Argila com alguma areia, alguma contaminação orgânica, cor castanha acastanhada.	--	15-17	--	7-14	0.8-2.3
ZG3	Silte arenoso, com alguma contaminação orgânica, passando gradualmente a areia siltosa, com alguma fração argilosa e contaminação orgânica, cor castanha escura.	0-14	17-18	28-30	--	14-30
ZG2	Solo residual granítico areno-siltoso medianamente compacto a compacto, micáceo, por vezes com fração argilosa, cor bege acastanhada.	14-36	18-20	29-31	--	35-50
ZG1	Granito porfiróide de grão grosseiro, leucocrata, com coloração alaranjada provocada pela alteração (W5-W4).	>60	24-26	35-37	100-400	200-400

γ – peso volúmico (kN/m³);
 ϕ – ângulo de resistência ao corte (°);
c' - coesão efetiva (kPa);
E – Modulo de deformabilidade (MPa)

Tabela 46 - Parâmetros geotécnicos atribuídos às unidades geotécnicas.

ZG5 - Argila silto-arenosa, orgânica, cor castanha escura.

Relativamente à avaliação desta unidade geotécnica importa referir que, o facto de se tratar da camada mais superficial do solo e se verificar a acentuada presença de matéria orgânica leva a pressupor a manifestação de uma consistência de muito mole a mole. Tendo como base o referido pressuposto, atribuíram-se os parâmetros geotécnicos incluídos em intervalos coerentes com os valores de referência bibliográfica.



Atente-se ao facto de que, a matéria orgânica em quantidade substancial poderá aumentar a deformabilidade da camada, quando sujeita a sobrecarga, uma vez que, as próprias partículas orgânicas sofrem deformação quando sujeitas a carregamentos.

Acrescenta-se ainda que, apesar da presença das frações siltosa e arenosa, o atrito entre partículas é apenas residual, em comparação com a componente coesiva deste tipo de solo.

ZG4 - Argila com alguma areia, com alguma contaminação orgânica, cor castanha acastanhada.

Esta unidade apresenta características similares à unidade anterior, pelo que apenas se refinaram os intervalos relativos ao peso volúmico e coesão efetiva devido à presença de areia.

ZG3 - Silte arenoso, com alguma contaminação orgânica, passando gradualmente a areia siltosa medianamente compacta, com alguma fração argilosa e contaminação orgânica, cor castanha escura.

A unidade geotécnica ZG3 apresenta uma granulometria fina a média e um comportamento previsível de carácter granular, sendo que, a esporádica presença de pequenas quantidades de partículas argilosas não condiciona a componente substancialmente atrítica presente neste solo.

ZG2 – Solo residual de granito areno-siltoso, medianamente compacto a compacto, micáceo, por vezes com fração argilosa, cor beje alaranjada.

Para realizar a avaliação e análise, desta unidade geotécnica, parte-se do facto deste solo ser um produto resultante da meteorização de uma rocha parental de composição granítica.

De facto, a coloração manifestada pelo solo confirma a ocorrência de um ou vários processos de alteração (formação de iões de ferro).

ZG1 – Granito porfiróide, de grão grosseiro, leucocrata, com coloração beje alaranjada provocada pela alteração (w4-w5).

Em conformidade, com a informação exposta ao longo deste capítulo, a parametrização geotécnica desta unidade geotécnica foi realizada tendo como base valores de referência relativamente a rochas não alteradas, pelo que foi necessário proceder a um refinamento dos intervalos nos quais de inserem os referidos parâmetro,s considerando o grau de alteração manifestado pelo maciço.

A exposição do maciço a consecutivos ciclos de meteorização origina a manifestação de elevados graus de alteração. Neste tipo de contexto geotécnico, torna-se essencial atentar ao incremento substancial da porosidade e fracturação do maciço, o que poderá provocar uma diminuição



significativa do respetivo peso volúmico e condiciona fortemente a componente coesiva do material, dado que a alteração dos feldspatos provoca a chamada “arenitização” da rocha e consequente desagregação, durante a produção de minerais de argila.

Atente-se ao facto de que o intervalo atribuído ao módulo de deformabilidade previsível, nesta unidade geotécnica, resulta da adaptação dos valores de referência bibliográfica à realidade do projeto em estudo, pelo que tal como no trabalho de Beijós, o valor máximo do referido intervalo é minorado tendo em conta o carregamento previsível pela implantação do projeto.

Partindo da parametrização geotécnica realizada, concluiu-se que, no local de implantação do projeto estão presentes 3 unidades geotécnicas superficiais (ZG5, ZG4 e ZG3), cujo comportamento geotécnico não é satisfatório, pela sua fraca resistência e elevada deformabilidade. Além disso, é necessário destacar o facto de, apesar da unidade ZG2 evidenciar um comportamento geotécnico satisfatório, o seu desenvolvimento ser substancialmente limitado. Desta forma, será necessário atentar à posição relativa desta camada e a instalação das fundações das infraestruturas.

5.2.2 Leiria

Em janeiro de 2017, entre os dias 11 e 12, foi realizado o estudo geotécnico de um terreno com vista à construção de uma unidade industrial e armazém, localizado na Rua Paulo VI em Leiria.



Figura 55 – Localização geográfica do local de estudo, assinalado a vermelho (Google Earth).



Enquadramento Geológico

A área em estudo enquadra-se na Carta Geológica de Portugal, Folha 23 – C (Leiria), à escala de 1:50000. Nesta encontra-se representada a Série continental de Marrazes e Barracão (datadas do Plistocénico - P) e cuja composição assenta na presença de arenitos argilosos, areias, cascalheiras intercaladas com argilosas e lignitosas, argilas, areias grosseiras, lignitos, areias finas a grosseiras mais ou menos aglutinadas, por vezes com seixos, grés muito finos e areias argilosas.

A zona a noroeste e sudeste do local de implantação do terreno caracteriza-se pela existência de argilas, margas arenitos argilosos, arenitos argilosos ou siliciosos mais ou menos grosseiros, margas arenosas, grés, conglomerados, arenitos com seixo e calhaus rolados, grés argilosos, lignitos, areias finas e grosseiras, incluídas no Miocénico Continental (C).

Em contraste, na direção sudeste e este em relação ao local de estudo, manifesta-se a presença de dois retalhos do Eocénico (E - Complexo de Pousos) compostos, essencialmente, por conglomerados com elementos calcários, arenitos e argilas. Acrescenta-se ainda, a presença, na zona este, do afloramento de calcários rijos, calcários subcristalinos, calcários apinhoados, calcários compactos, calcários margosos, argilas, margas, calcários oolíticos, calcários arenosos, arenitos margosos, areia fina a grosseira, calcários brandos e calcários dolomítico, pertencentes a um pequeno retalho do Turoniano (C2-3).



Figura 56 - Extrato da Carta Geológica de Portugal, Folha 23-C (Leiria) à escala 1/ 50 000, com o local em estudo assinalado a vermelho e respetiva legenda (LNEG – Geoportal).

Sismicidade

Em conformidade com a metodologia adotada para os anteriores trabalhos expostos, procedeu-se à caracterização do tipo de terreno de fundação.

Através de um processo de exclusão, relativamente aos parâmetros de referência associados a cada categoria de terreno, chegou-se à conclusão que local de implantação do projeto em estudo corresponde a um terreno de fundação do tipo E.

Na tabela abaixo apresentada, encontra-se assinalada a cor laranja a tipologia do terreno no local de implantação do projeto.



Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}^7$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre um estrato mais rígido com valores de v_s superiores a 800 m/s			
S ₁	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade (IP>40) e um elevado teor em água	<100 (indicativo)	-	10 - 20
S ₂	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S1			

Tabela 47 – Tipo de terreno de fundação (EN 1 – 1998).

Apresenta-se abaixo a classificação do tipo de terreno, com base na atividade sísmica local.

⁷ Nota: o terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $V_{s,30}$, se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} .

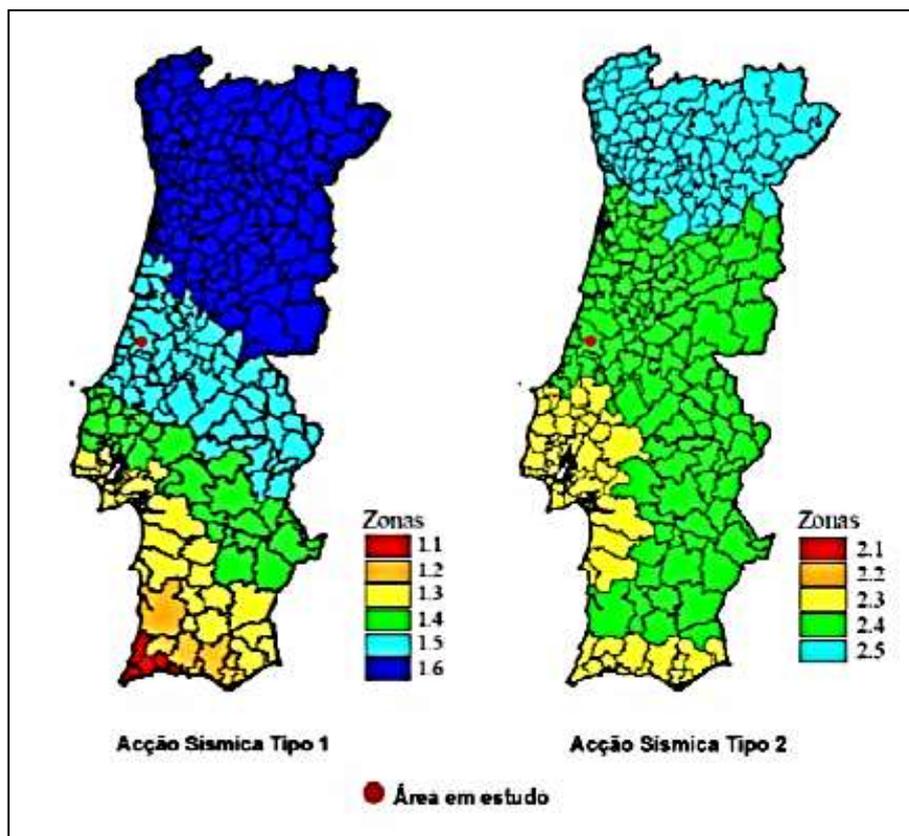


Figura 57 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental (adaptado de EN1-1998).

Os valores de a_{gR} correspondentes ao local em estudo estão assinalados a cor laranja, na tabela que abaixo se apresenta.

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Tabela 48 - Aceleração máxima de referência (a_{gR}) nas várias zonas sísmicas (adaptado de EN1-1998).

Note-se que ambos os locais de estudo, no concelho de Leiria, se encontram na mesma zona sísmica e se classificam com iguais valores de a_{gR} , correspondentes às zonas sísmicas assinaladas.



Prospecção Geotécnica

- Sondagens a trado com ensaio SPT

As sondagens mecânicas, cuja planta de localização se encontra na seção de anexos, foram executadas por uma sonda SMA630, equipada com trados ocos com diâmetro externo de 230 mm e interno de 86 mm.

No presente estudo fez-se um total de 30 metros lineares de furação, com um total de 20 ensaios SPT realizados.

Ref. ^a da Sondagem	Coordenadas (datum 73)		Cota de boca (m)	Profundidade atingida (m)	Nº de ensaios SPT
S1	-55644	10752	130.4	7.5	5
S2	-55620	10743	130.8	9.0	6
S3	-55598	10735	134.8	13.5	9
Total				30	20

Tabela 49 – Coordenadas, cotas de boca das sondagens, profundidade e número de ensaios SPT.



Figura 58 – Equipamento utilizado nas sondagens mecânicas.

As amostras recolhidas na execução dos ensaios SPT foram guardadas em recipientes de plástico, nos quais se registou o número da sondagem e a profundidade de recolha da amostra.

Os resultados das sondagens encontram-se descritos e esquematizados nos respetivos diagramas individuais de sondagem (logs), que podem ser consultados nos anexos. Tal como foi previamente



referido, nos diagramas encontra-se identificada a sequência litoestratigráfica atravessada, valores de NSPT, esquema do piezómetro, assim como os dados relativos à furação.

- Ensaio de penetração dinâmica super pesada (DPSH)

No terreno de implantação do projeto foram realizados três ensaios de penetração dinâmica super pesada (DPSH), cuja localização se encontra, igualmente, indicada na planta de localização em anexo.

O procedimento de ensaio foi realizado de acordo com a norma ISO 22476-2-DPSH-B, elaborada pela *International Organization for Standardization*, cujos aspetos fundamentais são abaixo sintetizados:

- Durante a execução do ensaio deve ser garantida a verticalidade das varas e do cone de penetração, verificando a inexistência de flexão das varas acima do solo;
- A cravação do penetrómetro deve ser executada de forma contínua, sendo que o ritmo de cravação deve corresponder entre 15 e 30 pancadas por minuto. Salva-se o facto de que, na penetração de areias e cascalho o ritmo de cravação pode atingir as 60 pancadas por minuto. Acrescenta-se ainda que, qualquer interrupção do procedimento superior a 5 minutos deverá ser registada;
- As varas devem ser rodadas 1/2 vezes a cada 1.0 m, com o intuito de minimizar a mobilização de forças de atrito e resistência entre as varas e o solo;
- O número de pancadas deve ser registado a cada 200 mm (N20) de penetração.

Na presente campanha foi utilizado um equipamento da marca TECOINSA, modelo PDP 3.13 G/N, mecanizado e de mobilização autónoma sobre rastos de borracha, contador eletrónico de pancadas e sistema automático de queda do peso e cujas características constam da seguinte tabela.

Dispositivo de cravação	Massa do pilão, m (kg)	63.5
	Altura de queda, h (mm)	750
Cone 90º	Área da base, A (cm ²)	20
	Diâmetro da base, no início do ensaio, D (mm)	51
	Diâmetro mínimo da base, no final do ensaio (mm)	49
	Comprimento da manga (mm)	51
	Comprimento da ponta do cone (mm)	25.3
Varas	Massa máxima (kg/m)	6.37
	Diâmetro máximo (mm)	32
Energia específica por pancada	(mgh/A), (kJ/m ²)	238

Tabela 50 – Dimensões do equipamento de penetrómetro dinâmico super pesado.



Figura 59 – Equipamento utilizado no ensaio DPSH.

O ensaio é interpretado em termos do número de pancadas para a penetração de 20 cm (designado por N20) e pela determinação da resistência dinâmica unitária (r_d) ou da resistência dinâmica de ponta (q_d) usando as seguintes equações expostas no capítulo 4 deste trabalho.

Para cada ensaio foi elaborado um diagrama de penetração, onde é representada a variação da resistência dinâmica de ponta (q_d) em função da profundidade e do número de golpes necessários para uma penetração de 20 cm no solo (N20). correspondente à penetração de cada 20 cm. Os referidos diagramas podem ser consultados nos anexos.

Nível de Água

Não foi detetada a presença de água nos furos de sondagem/ensaio, apesar de se ter verificado a presença de alguma humidade nas últimas varas do dispositivo de ensaio DPSH, durante a extração das mesmas.

Ensaio Laboratoriais

Com o intuito de caracterizar e classificar os solos presentes no local de implantação do projeto, nomeadamente em relação à sua qualidade para utilização em aterro, procedeu-se ao ensaio laboratorial de três exemplares de material amostrado durante o ensaio SPT.



A metodologia laboratorial adotada corresponde ao estudo da composição granulométrica do solo (análise granulométrica por peneiração via húmida), dos respetivos limites de consistência e teor em água, sendo que os resultados obtidos se encontram indicados nas tabelas que se seguem.

Ref. ^a da amostra	Sondagem	Profundidade (m)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	W (%)	Análise granulométrica (% que passa)		
							Nº10	Nº40	Nº200
							17.714	S1+S2	S1 (6.0-9.0) S2 (4.5-7.5)
17.715	S3	7.5-9.0	48	19	29	20.7	95.2	75.4	62.8
17.716	S3	1.5-6.0	26	13	13	11.7	88.5	51.1	27.2

Tabela 51 – Resumo dos resultados dos ensaios laboratoriais.

Ref. ^a da amostra	Classificação Unificada (ASTM)	Classificação para fins rodoviários (AASHTO)
17.714	SW-SM Areia bem graduada com silte	A-1-b (0) (calhau, seixo e areia)
17.715	CL Argila magra arenosa	A-7-6 (16) (solos argilosos)
17.716	SC Areia argilosa	A-2-6 (0) (seixo e areia siltosos ou argilosos)

Tabela 52 – Classificação do solo amostrado.

De forma a avaliar a adequabilidade, do material ensaiado, na utilização de aterro recorreu-se a um sistema de classificação, que identifica os comportamentos previstos na referida intervenção, de acordo com a respetiva classificação do solo, conforme se apresenta na seguinte tabela. Acrescenta-se que, na tabela se encontram assinaladas a laranja as características referentes às amostras ensaiadas.



SIMBOLO	PROPRIEDADES IMPORTANTES			
DO GRUPO	PERMEABILIDADE QUANDO COMPACTADO	RESISTÊNCIA AO CORTE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	COMPRESSIBILIDADE QUANDO COMPACTADO E SATURADO	TRABALHABILIDADE COMO MATERIAL DE CONSTRUÇÃO
GW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
GP	Muito permeável	Boa	Desprezável	Boa
GM	Semipermeável a impermeável	Boa	Desprezável	Boa
GC	Impermeável	Boa a razoável	Muito baixa	Boa
SW	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
SP	Permeável	Boa	Muito baixa	Razoável
SM	Semipermeável a impermeável	Boa	Baixa	Razoável
SC	Impermeável	Boa a razoável	Baixa	Boa
ML	Semipermeável a impermeável	Razoável	Média	Razoável
CL	Impermeável	Razoável	Média	Boa a razoável
OL	Semipermeável a impermeável	Fraca	Média	Razoável
MH	Semipermeável a impermeável	Razoável a fraca	Alta	Fraca
CH	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
OH	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
Pt	--	--	--	--

Tabela 53 – Tendências de comportamento dos grupos da classificação unificada, quando usados em obras de aterro (adaptado de Lambe e Whitman, 1979).

Zonamento e Parametrização Geotécnica

Apresenta-se de seguida a avaliação proposta do terreno do local de implantação do projeto.

Em conformidade com os resultados dos ensaios realizados foram propostos perfis interpretativos do solo (anexos), nos quais foram identificadas quatro zonas geotécnicas principais, cuja parametrização se encontra na tabela abaixo. Pela visualização desses perfis verifica-se que a unidade ZG4 é intercetada pela cota de implantação do edifício, pelo que será necessário proceder a uma intervenção de movimentação de terras, com o intuito de regularizar e preparar o local de implantação para a execução do projeto.

É essencial referir que, na realização do zonamento interpretativo foi necessário recorrer a um método de interpolação para obter a linha de superfície de terreno. Recorrendo ao software Surfer, aplicou-se um método de *krigagem* a um ficheiro *excel* cujo conteúdo consistia nas coordenadas (x, y, z) dos pontos ao longo do alinhamento de cada perfil.



O método de *krigagem* normal é um método geoestatístico de interpolação, que tem por base o princípio de que pontos, de uma determinada população, se encontram correlacionados no espaço, sendo que a estimativa da cota de cada ponto na superfície do terreno é obtida com base na cota dos pontos mais próximos.

Atente-se ao facto de que é essencial, comparar os resultados obtidos da interpolação com os dados conhecidos, neste caso, os pontos cotados e curvas de nível da planta do local de implantação do projeto, e verificar se estes são coerentes.

Após obter a linha de superfície do terreno, recorreu-se ao procedimento normal para a realização dos perfis interpretativos, que consiste basicamente, na obtenção de um mapa de base com a posição à escala dos logs de sondagem através do software *rockworks* e de seguida procede-se à elaboração do perfil no *surfer*.«

ZONA	Litologia	N _{SPT} (q _d)	γ (kN/m ³)	φ (°)	C _u (KPa)	E (MPa)
ZG4	(1) Argila lignitosa cor negra muito mole e (2) Areia fina a média muito solta com argila e pequenos seixos dispersos.	3 (1.47)	13-14	(2) 22-24	(1) 15-25	4-8
ZG3	Areia fina a média com argila, solta a medianamente compacta, cor amarelada e acinzentada.	7-15 (--)	15-16	30-32	--	15-20
ZG2B	Argila medianamente consistente por vezes lignitosa, cor negra e acastanhada, com laivos avermelhados.	8-10 (--)	18-19	--	50-60	8-12
ZG2A	Argila dura a rija por vezes lignitosa, cor negra e acastanhada.	18-37 (--)	19-20	--	200-300	15-20
ZG1	Areia fina a média muito compacta, alaranjada ou avermelhada.	60 (23.82)	19-20	38-40	--	80-120



<p>q_d – resistência de ponta média; γ – peso volúmico (kN/m^3); ϕ – ângulo de resistência ao corte ($^\circ$); C_u - coesão não drenada (kPa); E – Módulo de deformabilidade (MPa)</p>
--

Tabela 54 - Parâmetros geotécnicos atribuídos às unidades geotécnicas

Relativamente aos valores propostos para parametrização das unidades supracitadas, importa referir que o valor de q_d é obtido através da fórmula apresentada no capítulo 4, deste trabalho, e o valor apresentado corresponde ao valor médio de resistência de ponta de cada unidade geotécnica.

ZG4 – Argila lignitosa muito mole de cor negra e areia fina a média muito solta com argila e pequenos seixos dispersos.

Em relação a esta unidade geotécnica importa fazer referência a dois aspetos essenciais como sejam, os valores atribuídos ao ângulo de atrito e à coesão não drenada.

O intervalo de valores atribuído, ao ângulo de atrito da areia, foi refinado relativamente aos valores de referência, tendo em conta a presença substancial de fragmentos ligníticos que contribui para a diminuição do ângulo de atrito entre as partículas do solo. De facto, a presença destes fragmentos de origem sedimentar e orgânica, resultantes da compressão de turfa, condicionam o aumento significativo da coesão não drenada da argila.

Tendo em conta os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais, recomendou-se um intervalo de valores para a coesão não drenada, de acordo com os valores de referência do referido parâmetro de argilas de baixa plasticidade (limite mínimo do intervalo) e argilas de elevada plasticidade (limite máximo do intervalo).

ZG3 – Areia fina a média com argila, solta a medianamente compacta, cor amarelada e acinzentada.

Para esta unidade geotécnica, atente-se que os intervalos atribuídos aos parâmetros, ângulo de atrito e módulo de deformabilidade foram escolhidos tendo em consideração a presença de alguma fração argilosa, que poderá contribuir, apesar de ser de forma pouco significativa, para a diminuição da componente friccional da resistência do solo.



ZG2B – Argila medianamente consistente, por vezes lignitosa, com cor negra acastanhada, com laivos vermelhos.

Destaca-se que o intervalo atribuído ao parâmetro de coesão não drenada foi definido tendo em consideração os resultados dos ensaios laboratoriais obtidos, ou seja, atentando aos valores de referência bibliográfica para argilas de média plasticidade.

Acrescenta-se ainda que, o peso do solo subjacente poderá gerar um incremento nos valores de coesão não drenada do material.

ZG2A– Argila dura a rija, por vezes lignitosa, com cor negra acastanhada.

Tal como na unidade anterior, o intervalo recomendado de coesão não drenada teve por base os valores de referência para argilas de alta plasticidade.

Em suma, a parametrização realizada foi estabelecida pelo mesmo procedimento, que tem vindo a ser descrito ao longo deste trabalho.

ZG1– Areia fina a média muito compacta, alaranjada ou avermelhada.

Esta unidade geotécnica evidencia um bom comportamento geotécnico, tanto a nível de resistência como de deformabilidade.

Em jeito de conclusão, pode-se afirmar que as unidades geotécnicas mais superficiais (ZG4, ZG3 e ZG2B) evidenciam um fraco comportamento geotécnico, pelas suas insatisfatórias características de resistência e elevada deformabilidade. Acrescenta-se ainda que, apesar da unidade ZG2A possuir propriedades geotécnicas satisfatórias, o seu desenvolvimento e espessura são bastante limitados. Por conseguinte, é de extrema importância atentar à posição relativa entre esta camada e as fundações do projeto, por forma a evitar a ocorrência de assentamentos diferenciais e consequente instabilização da estrutura projetada.



5.2.3 Viseu

Em Março de 2017, procedeu-se ao estudo geológico e geotécnico de um terreno para construção de um edifício para Stand Ford, localizado na Recta do Caçador – Fragosela – Viseu.

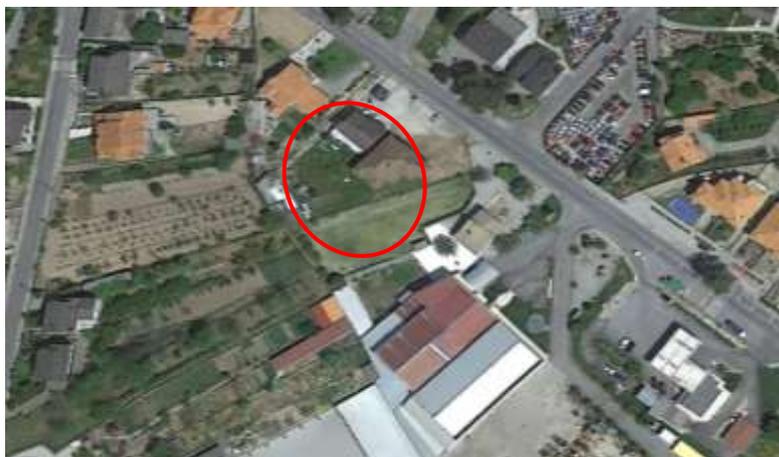


Figura 60 – Enquadramento geográfico do local de estudo (google earth).

Enquadramento Geológico

A área de estudo insere-se na Folha 17-A (Viseu), da Carta Geológica de Portugal, à escala 1:50000 (Fig.2), onde se observa a ampla ocorrência de Granitóides Hercínicos com plagioclase, mais especificamente, monzogranitos de duas micas (biotite e moscovite), com predominância da primeira. Verifica-se, igualmente, a existência de alguns depósitos sedimentares de idade Cenozóica, formados por aluviões atuais e depósitos de fundo de vale datados do Holocénico, essencialmente presentes nas proximidades das linhas de água existentes na zona.

Finalmente, é importante notar a presença de falhas (de orientação aproximada NE-SW). De referir ainda, a existência de uma antiga exploração mineira de estanho e volfrâmio a cerca de 1Km a oeste do local de estudo.

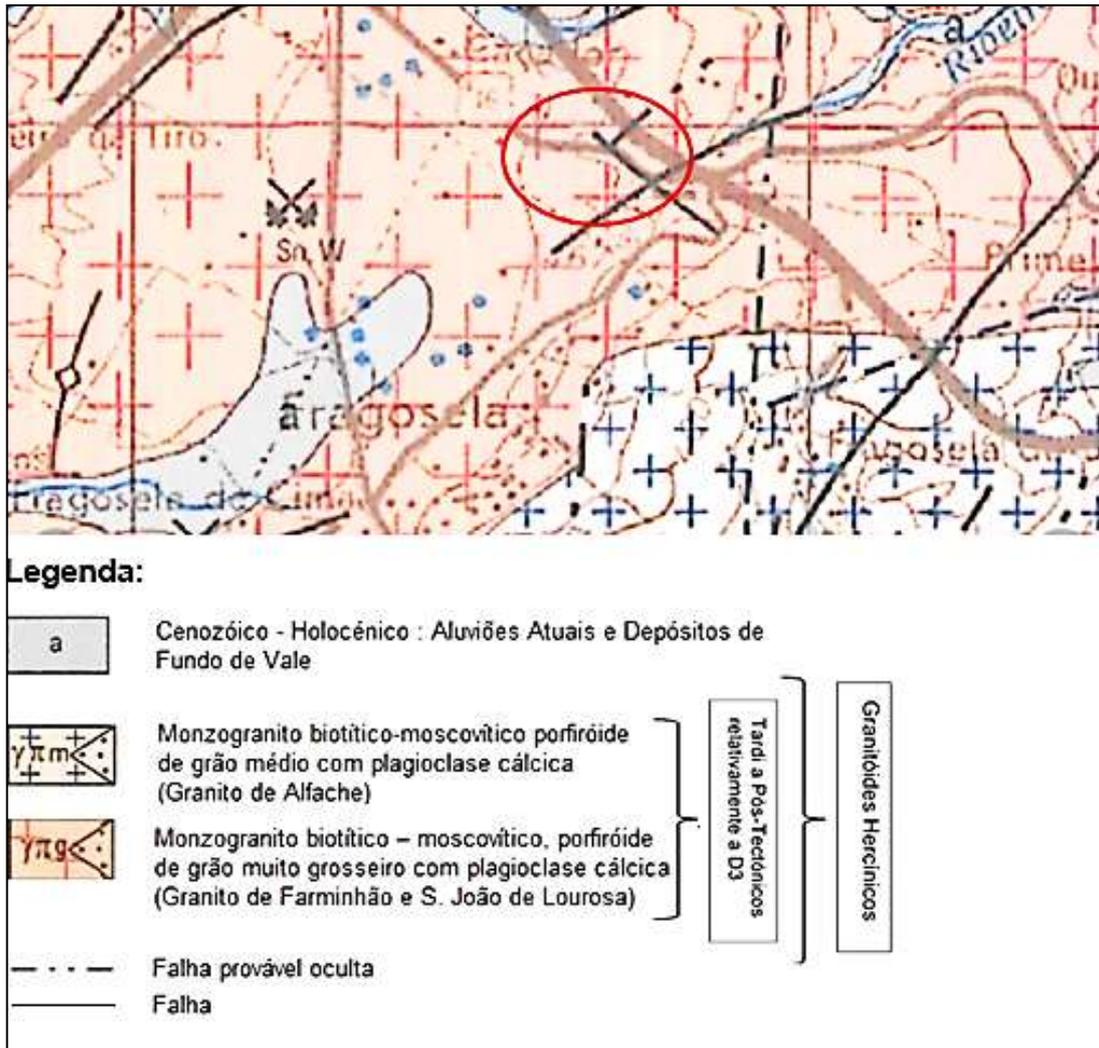


Figura 61 - Extracto da folha 17-A (Viseu) da Carta Geológica de Portugal à escala 1/50000, com o local em estudo assinalado e respectiva legenda.

Sismicidade

Em conformidade com a metodologia adotada para os anteriores trabalhos expostos, procedeu-se à caracterização do tipo de terreno de fundação. Através de um processo de exclusão, relativamente aos parâmetros de referência associados a cada categoria de terreno, chegou-se à conclusão que local de implantação do projeto em estudo corresponde a um terreno de fundação do tipo D.

Na tabela abaixo apresentada, encontra-se assinalada a cor laranja a tipologia do terreno no local de implantação do projeto.



Tipo de Terreno de Fundação	Descrição do perfil estratigráfico	Parâmetros		
		$V_{s,30}^8$ (m/s)	N_{SPT} (pancadas/30 cm)	C_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso que inclua no máximo 5 m de material mais fraco à superfície	>800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas em profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros.	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	<180	<15	<70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de v_s do tipo C ou D e espessura variando entre 5 e 20 metros, assente sobre um estrato mais rígido com valores de v_s superiores a 800 m/s			
S_1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e um elevado teor em água	<100 (indicativo)	-	10 - 20
S_2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S_1			

Tabela 55 - Tipo de terreno de fundação (EN 1 – 1998).

Apresenta-se abaixo a classificação do tipo de terreno, com base na atividade sísmica local.

⁸ **Nota:** o terreno deverá ser classificado de acordo com o valor da velocidade média das ondas de corte, $V_{s,30}$, se disponível. Caso contrário, deverá utilizar-se o valor de N_{SPT} .

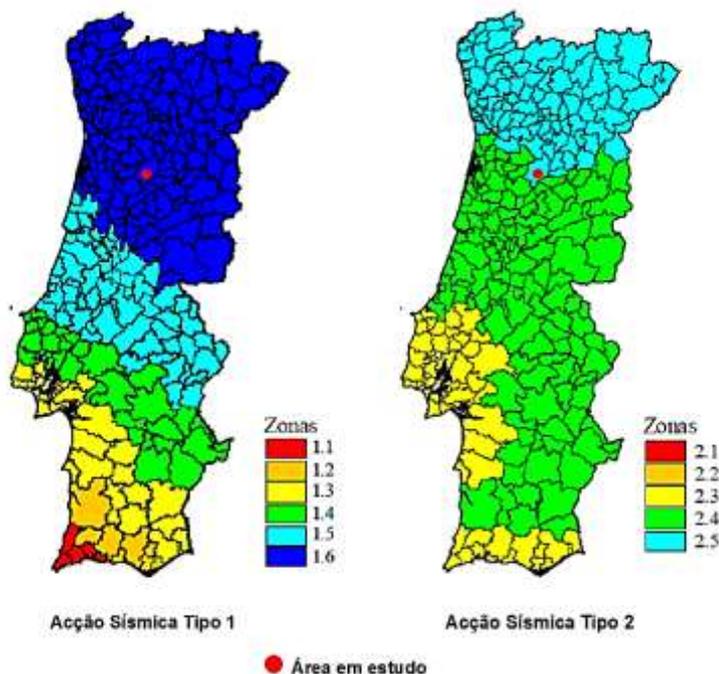


Figura 62 – Zonamento Sísmico em Portugal Continental (adaptado de EN1-1998).

Os valores de a_{gR} correspondentes ao local em estudo estão assinalados a cor laranja, na tabela que abaixo se apresenta.

Acção Sísmica Tipo 1		Acção Sísmica Tipo 2	
Zona Sísmica	$a_{gR}(m/s^2)$	Zona Sísmica	$a_{gR} (m/s^2)$
1.1	2.5	2.1	2.5
1.2	2.0	2.2	2.0
1.3	1.5	2.3	1.7
1.4	1.0	2.4	1.1
1.5	0.6	2.5	0.8
1.6	0.35	-	-

Tabela 56 - Aceleração máxima de referência (a_{gR}) nas várias zonas sísmicas (adaptado de EN1-1998).

Nível de Água

A medição dos níveis de água é feita através da introdução de uma sonda de tubo aberto nos furos dos ensaios. Esta sonda de medição é constituída por uma fita graduada onde estão incorporados dois terminais elétricos que, em contacto com a água, emite um sinal sonoro e luminoso. Foi possível observar a presença de água em todos os ensaios realizados, sendo que os resultados obtidos se apresentam sintetizados na tabela seguinte.



DPSH	Cota Inicial do Ensaio (m)	Profundidade do Ensaio(m)	Profundidade do Nível Freático(m)	Cota do Nível Freático (m)
1	452.3	9.0	2.0	450.3
2	451.1	6.8	2.0	449.1
3	448.7	9.6	2.7	446.0
4	449.3	7.8	2.5	446.8
5	450.3	5.4	3.5	446.8
6	451.7	9.0	1.5	450.2

Tabela 57 - Profundidade do Nível Freático nos DPSH's realizados.

Prospecção Geotécnica

Na área de estudo realizaram-se 6 ensaios de penetração dinâmica super pesada (DPSH), cuja localização é indicada na planta apresentada nos anexos. Refira-se que a localização e número de ensaios foi proposta pelo cliente.

O procedimento de realização dos ensaios é semelhante ao dos trabalhos anteriormente expostos.



Figura 63 - Equipamento utilizado na realização dos ensaios DPSH.



Zonamento e Parametrização Geotécnica

Nesta secção, é apresentado o conjunto de valores dos parâmetros geotécnicos que se sugere serem aplicados em projeto. A determinação destes valores decorre da interpretação integrada dos ensaios DPSH com as correlações consagradas na bibliografia e, em resultado desta abordagem, estabelece-se o zonamento geotécnico do local (anexos), cujos parâmetros representativos de cada uma das zonas interpretadas consta da seguinte tabela.

Atente-se que, pela visualização dos perfis geotécnicos interpretativos verifica-se que as unidades ZG2 e ZG3 serão intercetadas pela cota de implantação do projeto, pelo que terão de ser intervencionadas por forma a preparar o terreno, previamente ao início da fase de execução do projeto.

ZONA	Litologia	N _{SPT}	N20 (q _d)	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c' (kPa)	E (MPa)
ZG3	Solo residual granítico muito solto a solto.	3	2 (1.49)	12-15	26-27	--	5-12
ZG2	Solo residual granítico medianamente compacto a compacto.	37	14 (8.60)	18-21	32-34	--	40-60
ZG1	Solo residual granítico muito compacto, (maciço decomposto).	>60	37 (19.47)	23-25	34-36	--	150-300

N20 – número de pancadas do DPSH
q_d – resistência dinâmica de ponta (MPa);
 γ – peso volúmico (kN/m³);
 ϕ' – ângulo de resistência ao corte (°);
c' – Coesão efetiva (kPa);
E – Módulo de deformabilidade (MPa)

Tabela 58 - Relações entre q_d e parâmetros geotécnicos.

Uma vez que o ensaio de penetrómetro dinâmico não permite a recolha de amostra, o material penetrado foi identificado tendo em consideração o enquadramento geológico apresentado e os vestígios de material presentes nas varas, aquando da sua extração. Contudo, o referido procedimento poderá conduzir a discrepâncias entre a interpretação dos resultados e a realidade, nomeadamente em terrenos bastante heterogéneos. Tal facto, confirma o que foi anteriormente



afirmado relativamente à combinação deste tipo de ensaios de penetração, com outros ensaios *in situ* que permitam a realização de amostragem, nomeadamente o SPT.

Uma forma de tentar aumentar a fiabilidade da avaliação, prende-se com o estudo prévio de material disponível (trabalhos e estudos realizados nas proximidades do local), de acordo com o exposto no segundo capítulo deste trabalho.

No caso concreto apresentado, o zonamento geotécnico proposto foi realizado partindo do pressuposto de que a rocha granítica parental terá sofrido vários ciclos de meteorização originando um solo residual de textura arenosa.

Na tabela apresentada verifica-se a existência de uma camada superficial de terreno (ZG3) com um comportamento geotécnico previsível insatisfatório, quer pelas fracas características de resistência, quer pela elevada deformabilidade do material.



CAPÍTULO 6: CONCLUSÕES

A realização deste trabalho permitiu aprofundar conhecimentos fundamentais na área do estudo de caracterização geológica e geotécnica de solos.

Nesta tese, foi realizado um estudo abrangente e aprofundado sobre a caracterização geológica de terrenos, especificamente, de maciços terrosos. Particularmente, foram estudadas as características geológicas fundamentais que têm uma influência substancial no comportamento físico e mecânico de solos.

Foram aprofundados conhecimentos relativamente aos métodos e ensaios que permitem identificar as principais características geotécnicas de solos, e qual a sua importância e adequabilidade ao estudo concreto a realizar.

O estudo da aplicabilidade dos ensaios laboratoriais e ensaios *in situ*, permitiu compreender a importância da sua realização, face a diferentes contextos de engenharia, tendo-se concluído que a adaptação das teorias da Mecânica dos Solos à realidade construtiva, é de extrema importância, na avaliação e interpretação dos resultados obtidos a partir dos ensaios realizados para a caracterização geológica e geotécnica de solos.

Entende-se que, os objetivos definidos para a realização deste trabalho, como parte integrante de um estágio curricular na área da geotecnia, foram claramente atingidos.

Os trabalhos práticos expostos, permitiram comparar o comportamento de diferentes tipos de solos, face a diferentes condições dos maciços, em diferentes locais do país.

De referir que, o estudo de situações reais, tanto *in situ* como laboratorialmente, permitiu compreender a necessidade de estabelecer patamares de segurança, relativamente aos parâmetros geotécnicos propostos para os diferentes tipos de solo, dada a heterogeneidade de comportamentos manifestados face a diferentes condições geológicas, topográficas e hidrogeológicas.

De igual forma, o contacto com o mercado da construção permitiu confirmar a necessidade de ponderação, pelos responsáveis técnicos, dos benefícios de realizar um estudo de caracterização geológica e geotécnica, mais ou menos abrangente, face aos riscos construtivos que poderão, eventualmente, surgir durante a fase de construção.



Importa também referir, que a realização de relatórios geológico-geotécnicos, permitiu desenvolver conhecimentos na área de aplicação de ferramentas específicas, como softwares, bibliografia e legislação específica na área da intervenção construtiva.



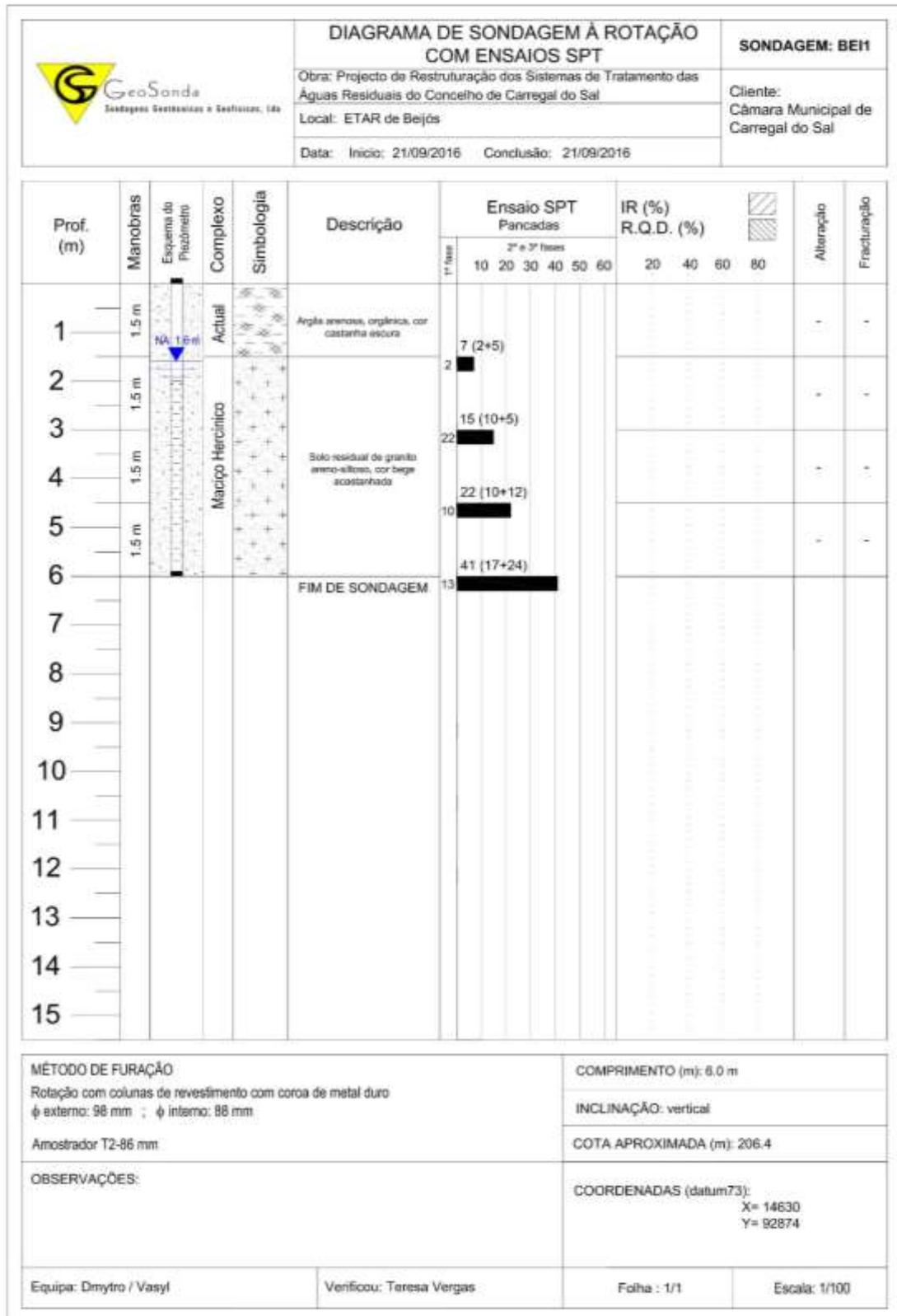
ANEXOS

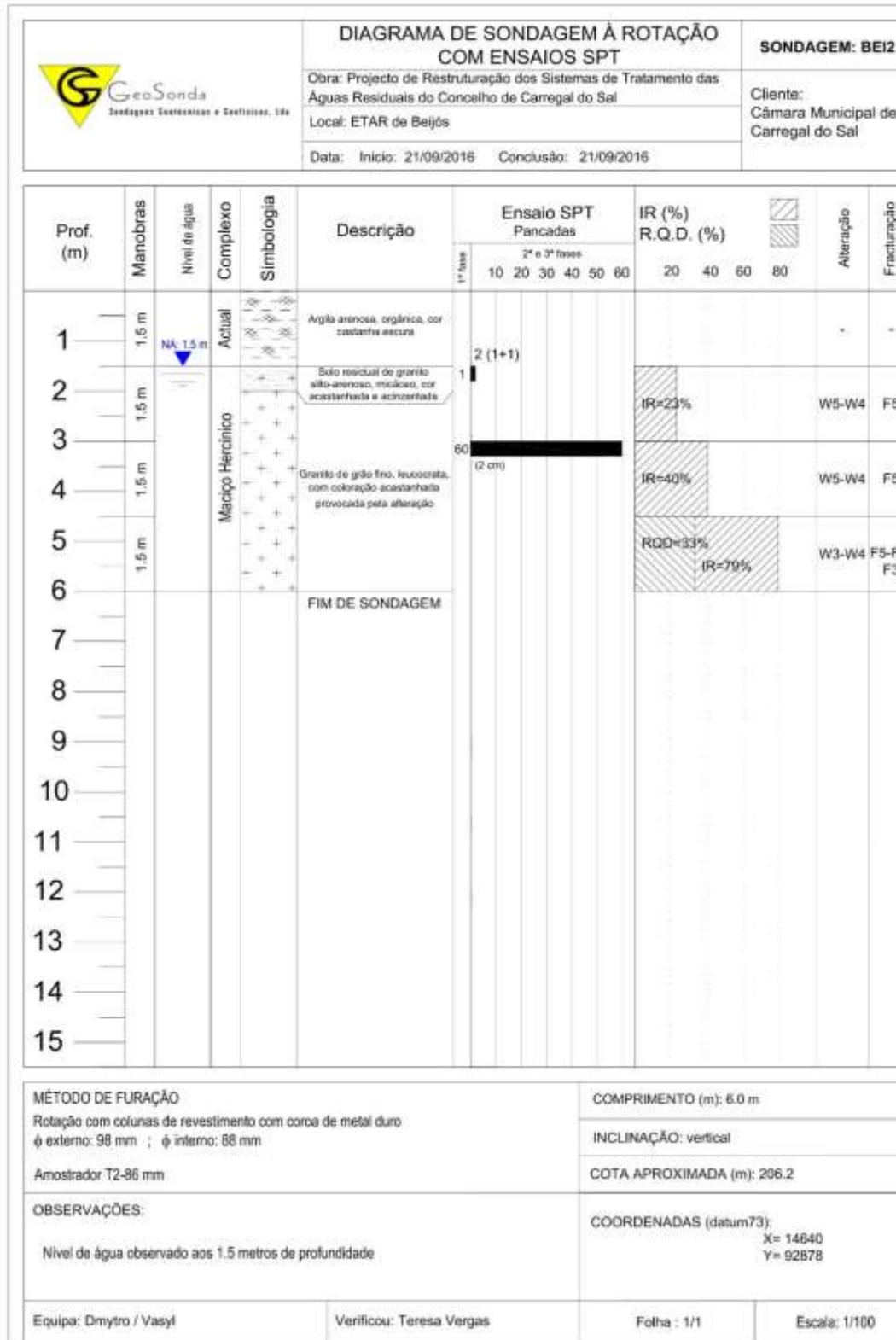


BEIJÓS



LEGENDA ● Sondagem à rotação com ensaios SPT pz Piezómetro — Perfil geotécnico interpretativo	Escala: 1:1.500 Data: Novembro de 2016 Local: Beijós - Carregal do Sal	
		Estudo Geotécnico - ETAR de BEIJÓS Projeto de Restabelecimento dos Sistemas de Tratamento de Águas Residuais do Consórcio de Carregal do Sal Localização das sondagens com ensaios SPT Desenho nº1 Folha 1/1







	REGISTO FOTOGRÁFICO DA AMOSTRAGEM		SONDAGEM: BEI2
	Obra: Projecto de Restituição dos Sistemas de Tratamento das Águas Residuais do Concelho de Carregal do Sal		Cliente: Câmara Municipal de Carregal do Sal
	Local: ETAR de Beijós		
	Data: Início: 21/09/2016 Conclusão: 21/09/2016		





Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1º, S13.
4520 - 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

Cliente: Câmara Municipal de Carregal do Sal

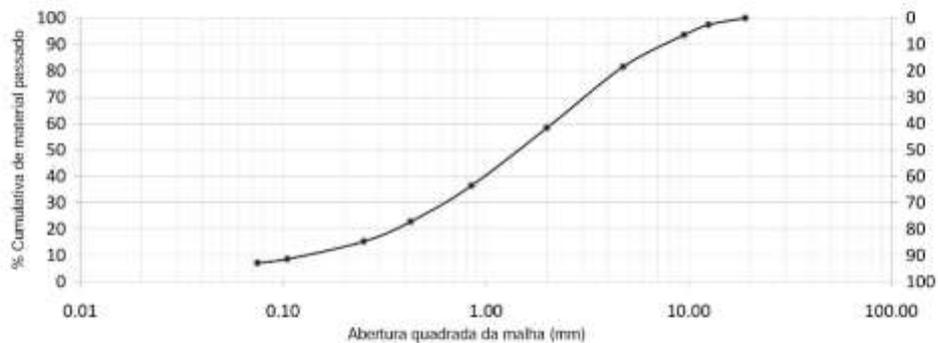
Obra: ETAR DE BEIJOS

Ref.ª amostra	GeoSonda Ref.	Sondagem	Profundidade colheita (m)	Data entrada:	07-11-2016
BE11	16.690	BE11	1.5-3.0	Data de ensai:	14-11-2016
				Boletim N.º	GR365

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (LNEC E 239)

Massa seca total, M1	274.3
Massa seca após lavagem, M2	255.0
Massa seca dos finos removidos por lavagem, M1-M2	19.3

Peneiros/Sieves		Mat.Retido (g)	Material Retido (%)	% Cumulativa de Material Passado
Abertura/Mesh	mm			
4"	101.8	0.0	0.00	100.0
2"	51.8	0.0	0.0	100.0
1"	25.4	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.5	7.0	2.5	97.5
3/8"	9.50	10.5	3.8	93.8
4	4.75	33.0	12.0	81.6
10	2.00	63.7	23.2	58.4
20	0.850	60.3	22.0	36.4
40	0.425	37.2	13.6	22.8
60	0.250	20.7	7.5	15.3
140	0.105	18.4	6.7	8.6
200	0.075	3.9	1.4	7.2
Fundo		0.3	0.1	
Total		255.0	92.9	



OBSERVAÇÕES:



Examinado o ensaio - Laboratory control
TOOLS n.º 02
L. Barros



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, 513
4520 - 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

Ciente: Câmara Municipal de Carregal do Sal

Obra: ETAR DE BEUÇOS

Ref.º amostra	GeoSonda Ref.	Sondagem	Profundidade colheita (m)	Data entrada:	07-11-2016
BE11	16.690	BE11	1.5-3.0	Data de ensaio:	11-11-2016
				Boletim N.º	LT324

DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA (NP 143-1969)

Determinação do Limite de Liquidez

Cápsula n.º
N.º de pancadas, N
Massa da cápsula (g)
Massa da cápsula + solo húmido (g)
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g) **NP**
Massa do solo seco em estufa (g)
Massa de água (g)
Teor em água (%)



Limite de Liquidez, LL %

Determinação do Limite de Plasticidade

Cápsula n.º
Massa da cápsula (g)
Massa da cápsula + solo (g)
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g) **NP**
Massa do solo seco em estufa (g)
Massa de água (g)
Teor em água (%)

Limite de Plasticidade, LP %

Índice de Plasticidade

IP = LL-LP **NP**

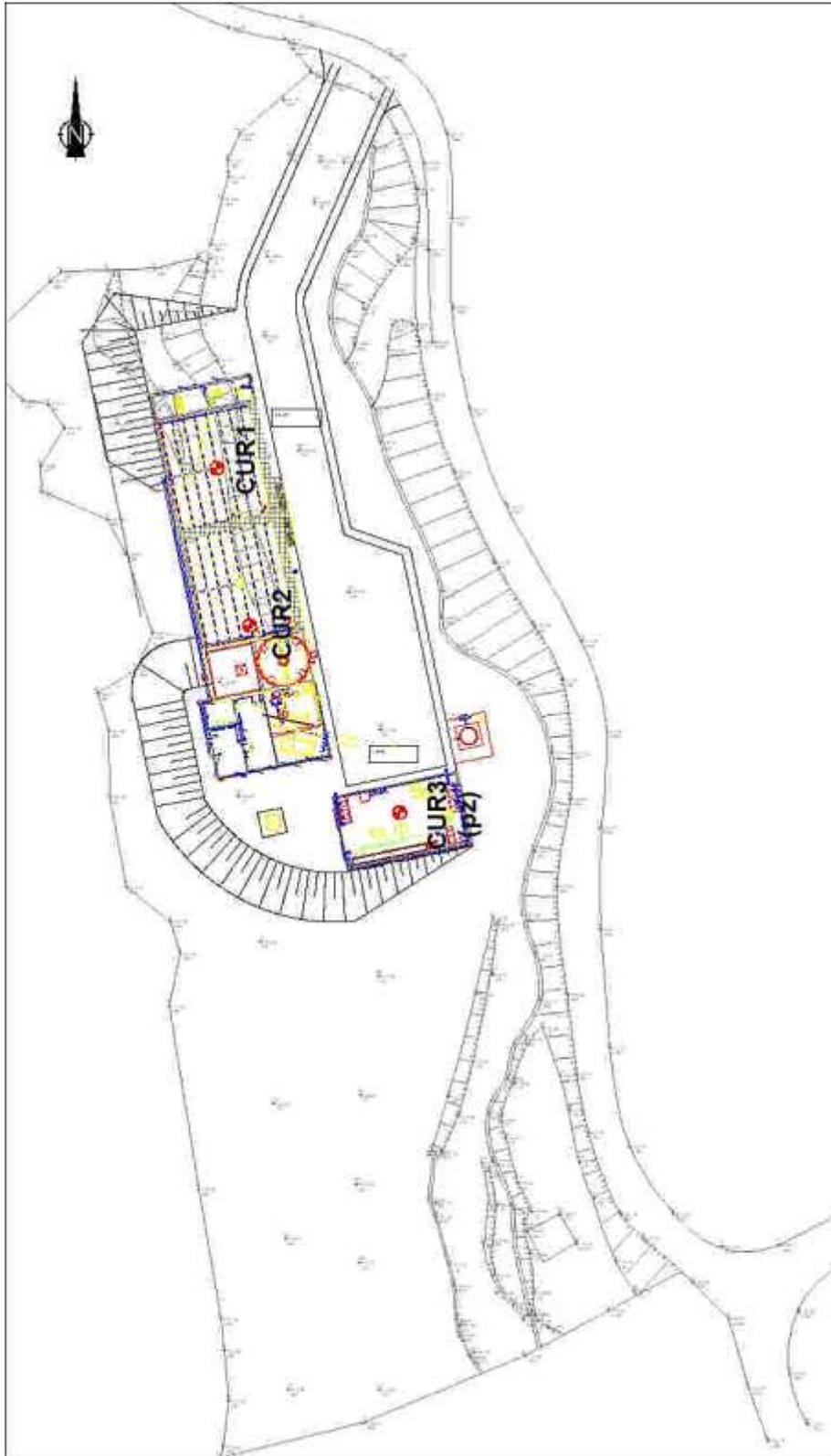
OBSERVAÇÕES:

Solo não plástico, quando ensaiado na concha de Casagrande une por escorregamento



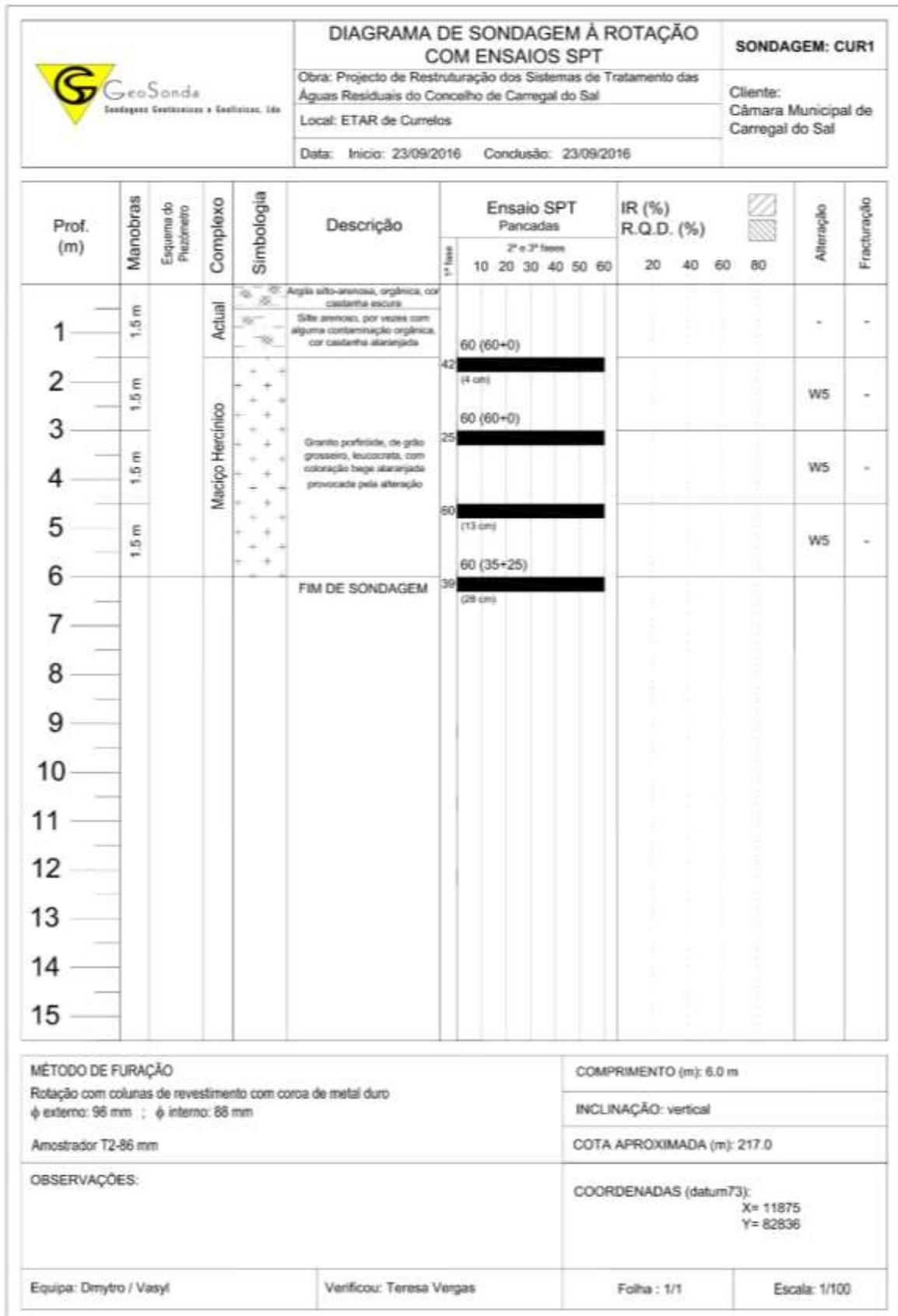


CURRELOS



Escala: 1/500		Estudo Geotécnico - ETAR de CURRELOS Projeto de restauração dos sistemas de Tratamento de Águas Residuais do Concelho de Carregal do Sal Localização das sondagens com ensaios SPT	Desenho nº1	Folha 1/1
Data: Novembro de 2016				
Local: Currelos - Carregal do Sal				

LEGENDA
Sondagem à rotação com ensaios SPT
Piezômetro





Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, 513
 4520 - 223 Santa Maria da Feira
 Tel: 256 36 36 03
 Fax: 256 37 38 63

Ciente: Câmara Municipal de Carregal do Sal

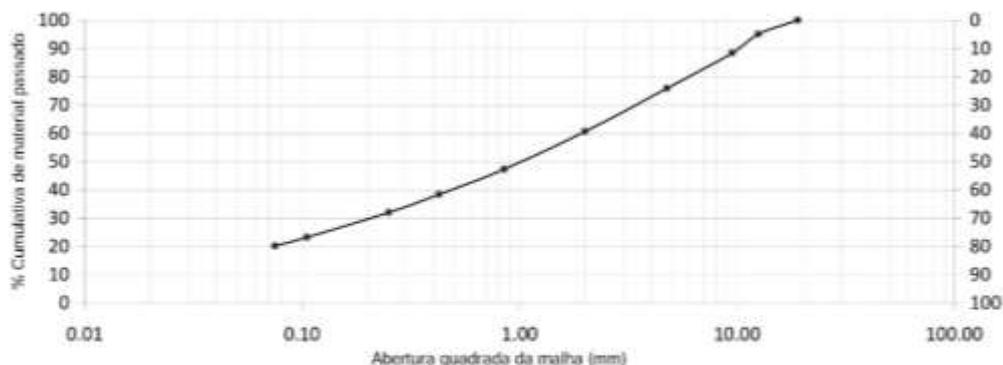
Obra: ETAR DE CURRELOS

Ref.ª amostra	GeoSonda Ref.	Sondagem	Profundidade colheita (m)	Data entrada:	07-11-2016
CUR1	16.689	CUR1	1.5-6.0	Data de ensaio:	14-11-2016
				Boletim N.º	GR364

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (LNEC E 239)

Massa seca total, M1	308.2
Massa seca após lavagem, M2	247.1
Massa seca dos finos removidos por lavagem, M1-M2	61.1

Peneiros/Sieves		Mat. Retido (g)	Material Retido (%)	% Cumulativa de Material Passado
Abertura/Mesh	mm			
4"	101.8	0.0	0.00	100.0
2"	51.8	0.0	0.0	100.0
1"	25.4	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.5	15.3	4.9	95.1
3/8"	9.50	20.4	6.6	88.4
4	4.75	38.7	12.5	75.9
10	2.00	47.1	15.3	60.6
20	0.850	41.2	13.4	47.2
40	0.425	27.3	8.9	38.4
60	0.250	19.7	6.4	32.0
140	0.105	27.2	8.8	23.2
200	0.075	9.4	3.1	20.1
Fundo		0.7	0.2	
Total		247.0	80.1	



OBSERVAÇÕES:



8. AVANÇO O. 2016 - LABORATÓRIO OPERATIVO
 TOOLS n.º 32
 J. Barbosa



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, 513
4520 - 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

Cliente: Câmara Municipal de Carregal do Sal

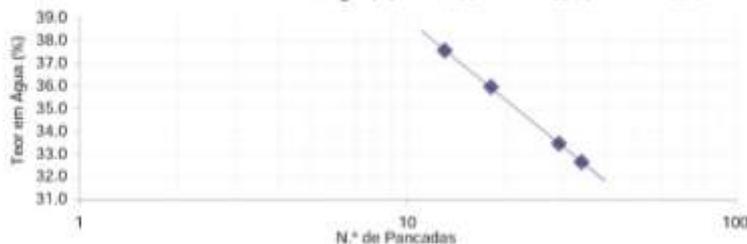
Obra: ETAR DE CURRELOS

Ref.º amostra	GeoSonda Ref.	Sondagem	Profundidade colhida (m)	Data entrada:	07-11-2016
CUR1	16.689	CUR1	1.5-6.0	Data de ensaio:	11-11-2016
				Boletim N.º	LT323

DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA - NP 143-1969

Determinação do Limite de Liquidez

Cápsula n.º	15	54	71	66
N.º de pancadas, N	13	18	29	34
Massa da cápsula (g)	14.03	14.78	15.08	15.06
Massa da cápsula + solo húmido (g)	39.74	38.26	42.00	47.36
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g)	32.72	32.05	35.25	39.41
Massa do solo seco em estufa (g)	18.69	17.27	20.17	24.35
Massa de água (g)	7.02	6.21	6.75	7.95
Teor em água (%)	37.56	35.96	33.47	32.65



Limite de Liquidez, LL 34 %

Determinação do Limite de Plasticidade

Cápsula n.º	6	46	35	59
Massa da cápsula (g)	15.94	14.89	14.36	15.15
Massa da cápsula + solo (g)	21.30	20.80	21.76	20.55
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g)	20.12	19.50	20.13	19.36
Massa do solo seco em estufa (g)	4.18	4.61	5.77	4.21
Massa de água (g)	1.18	1.30	1.63	1.19
Teor em água (%)	28.23	28.20	28.25	28.27

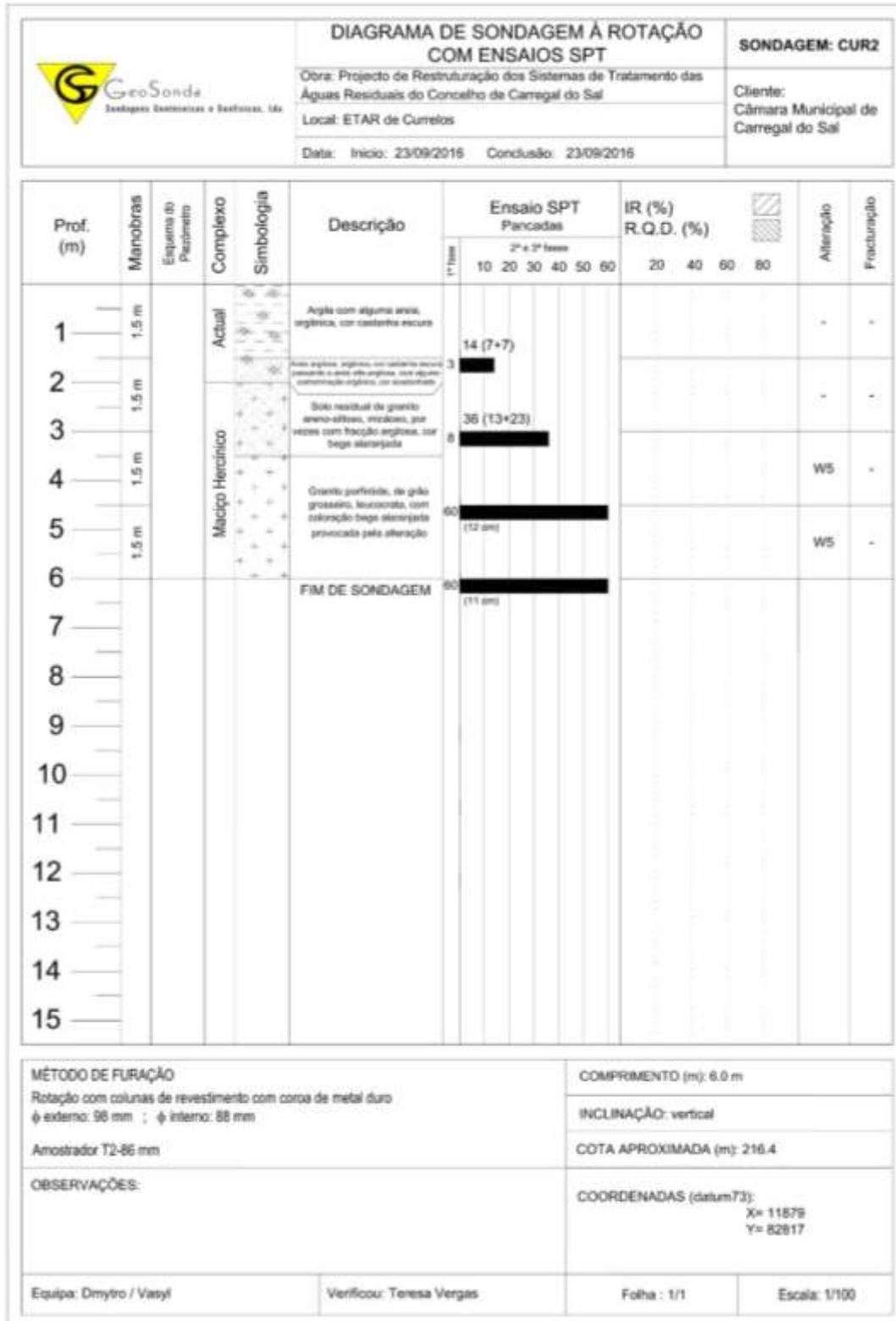
Limite de Plasticidade, LP 28 %

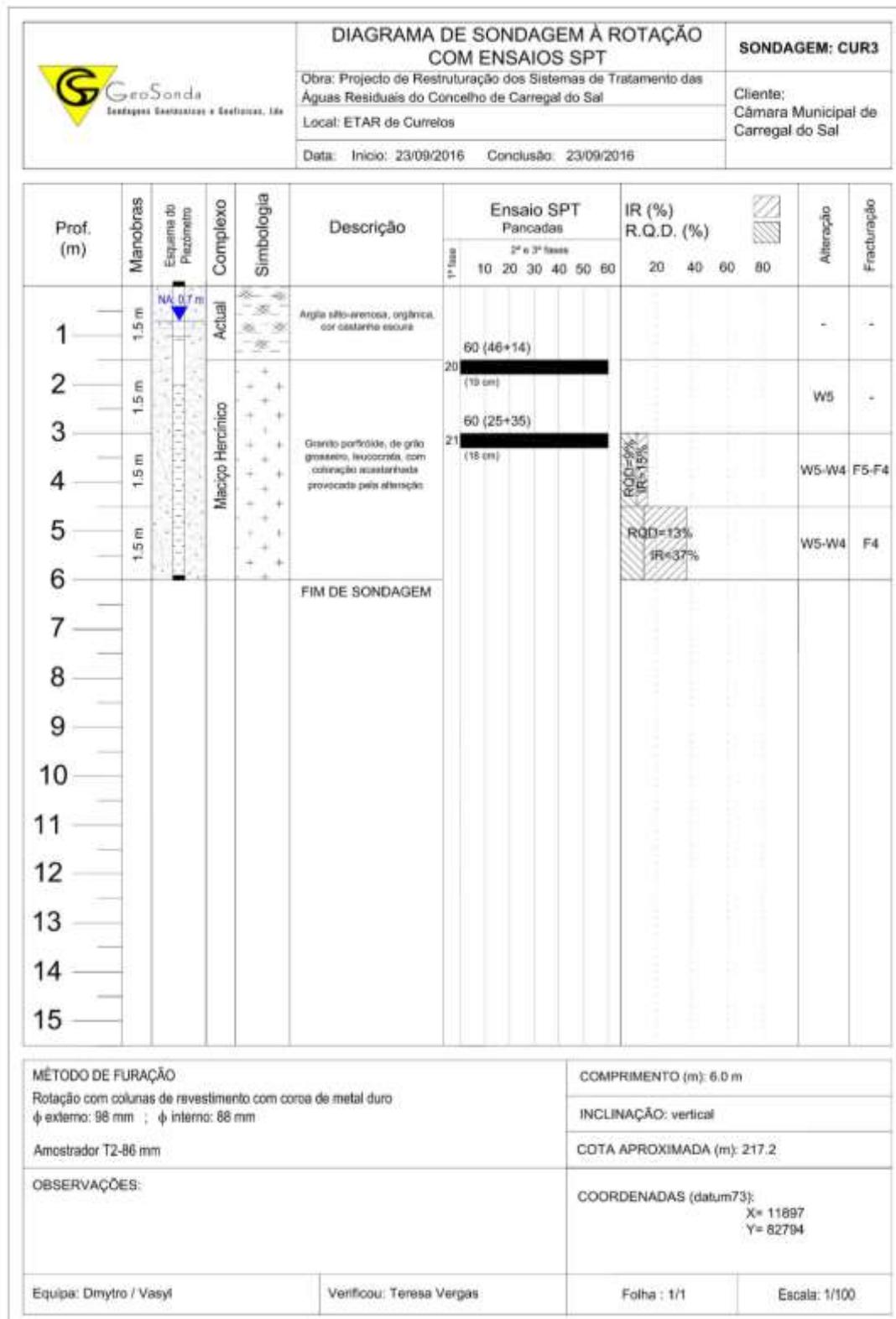
Índice de Plasticidade

IP = LL-LP 6 %

OBSERVAÇÕES:



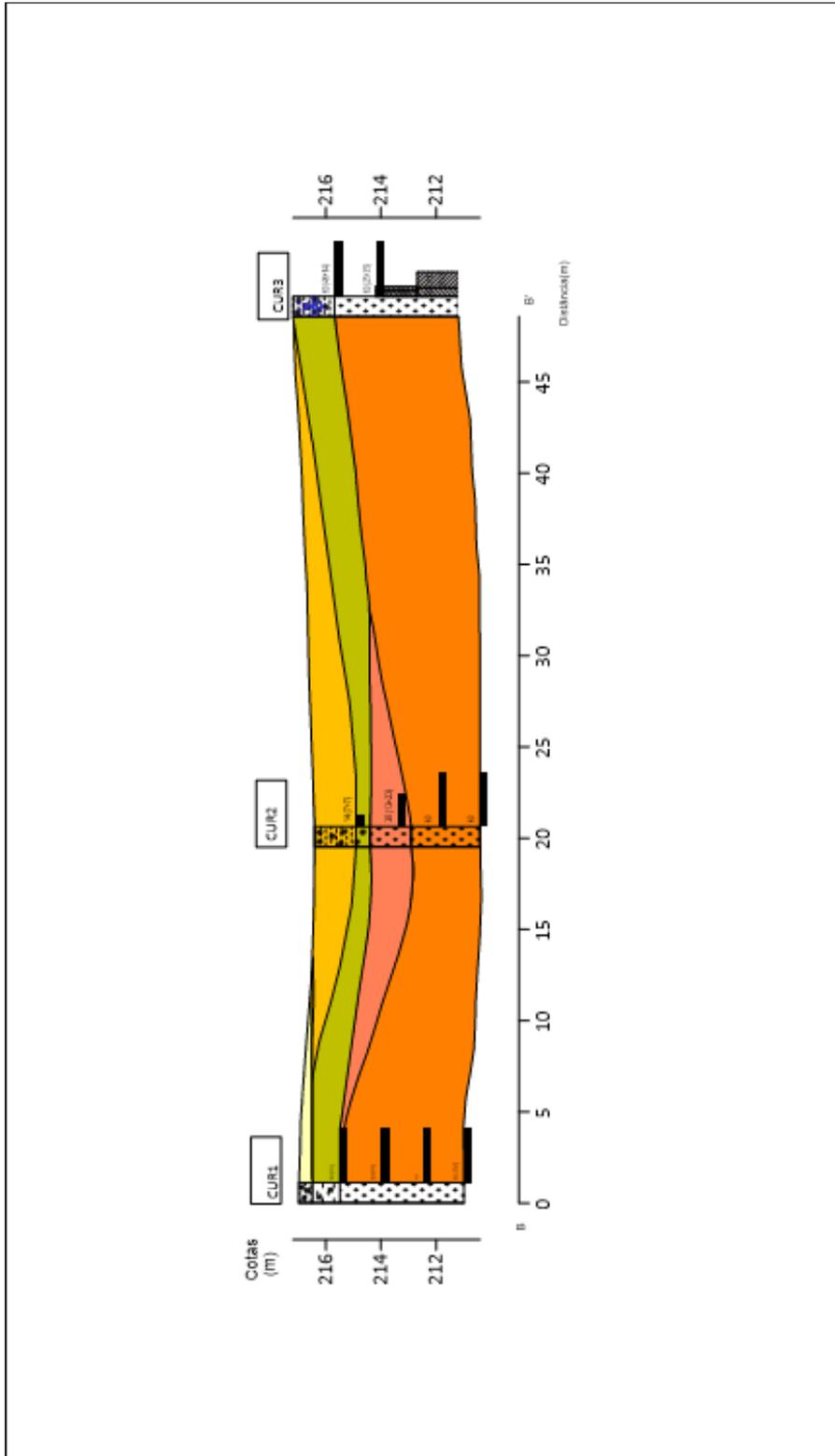






	REGISTO FOTOGRÁFICO DA AMOSTRAGEM		SONDAGEM: CUR3
	Obra: Projecto de Reestruturação dos Sistemas de Tratamento das Águas Residuais do Concelho de Carregal do Sal		Cliente: Câmara Municipal de Carregal do Sal
	Local: ETAR de Currelos		
	Data: Início: 23/09/2016 Conclusão: 23/09/2016		

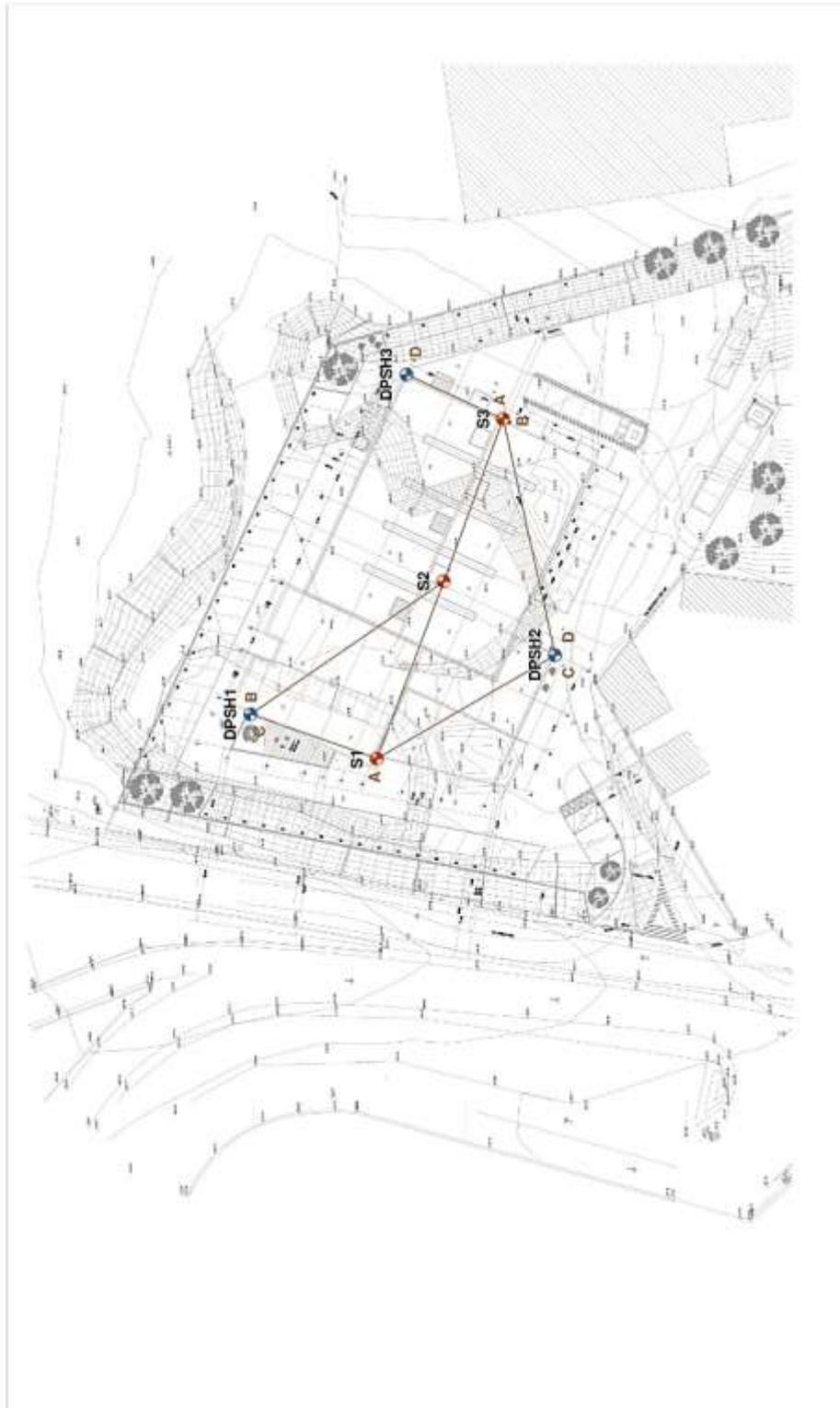




<p>ZONAS GEOTÉCNICAS - LITOLOGIA</p> <ul style="list-style-type: none"> ZG5 - Argila silto-arenosa, orgânica, cor castanha escura ZG4 - Argila com alguma areia, alguma contaminação orgânica, cor acastanhada ZG3 - Argila silto-arenosa passando gradualmente a areia silto-argilosa, com alguma contaminação orgânica, cor acastanhada ZG2 - Solo residual de granito, arenoso-siltoso, micáceo, por vezes com fração argilosa, cor bege alaranjada ZG1 - Granito porfirioide de grão grosseiro, leucocrata, com coloração bege alaranjada provocada pela alteração 	<p>LEGENDA</p> <p>MOB (20 FCM) 14 (6+6)</p> <p>Lib (kg)</p> <p>IR (%)</p> <p>RQD (%)</p>	<p>GeoSuaída Instituto de Geologia e Geotecnia</p> <p>Estudo Geotécnico ETAR de CURRELOS</p> <p>Projecto de Reabilitação dos Sistemas de Tratamento de Águas Residuais do Concelho de Carregal do Sal</p> <p>ZONAMENTO GEOTÉCNICO INTERPRETATIVO</p> <p>Folha 1/1</p>
	<p>Escala: H: 1/300 ; V: 1/200</p> <p>Data: Novembro de 2016</p> <p>Local: Currelos - Carregal do Sal</p>	



LEIRIA



LEIAILIS	Escala: 1:1.500	
	Data: Fevereiro de 2017	Estudo Geotécnico Construção de Unidades Industrial e Armazém Localização dos sondagens e ensaios
	Local: Rua Paulo VI - Lente	Desenho 1
		Folha 1/1

LEGENDA

- Ensaio de penetração dinâmica super pesada (DPSH)
- Sondagem mecânica com ensaios SPT
- Perfil geotécnico interpretativo



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, S13
 4520 – 223 Santa Maria da Feira
 Tel: 256 36 36 03
 Fax: 256 37 38 63

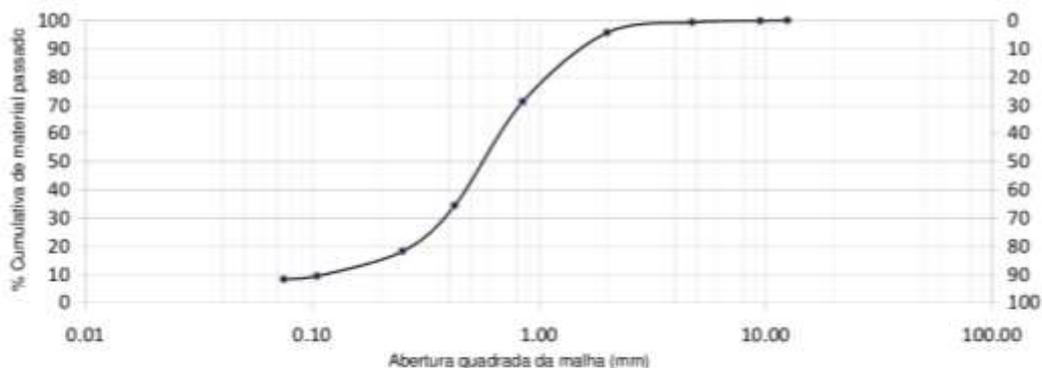
Ciente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

Ref.ª amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.714	Leiria	S1+S2	S1(6.0-9.0)+S2(4.5-7.5)	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	GR388

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (LNEC E 239)

Massa seca total, M1 690.8
 Massa seca após lavagem, M2 634.0
 Massa seca dos finos removidos por lavagem, M1-M2 56.8

Peneiros/Sieves		Mat. Retido (g)	Material Retido (%)	% Cumulativa de Material Passado
Abertura/Mesh	mm			
4"	101.8	0.0	0.00	100.0
2"	51.8	0.0	0.0	100.0
1"	25.4	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.5	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.50	1.2	0.2	99.8
4	4.75	3.5	0.5	99.3
10	2.00	25.5	3.7	95.6
20	0.850	168.7	24.4	71.2
40	0.425	254.2	36.8	34.4
60	0.250	112.5	16.3	18.1
140	0.105	60.6	8.8	9.3
200	0.075	7.7	1.1	8.2
< 0,075		56.8	8.2	
> 0,075		634.0	91.8	



OBSERVAÇÕES:



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, S13
 4520 – 223 Santa Maria da Feira
 Tel: 256 36 36 03
 Fax: 256 37 38 63

Ciente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

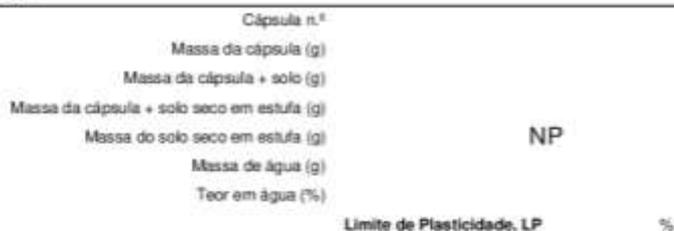
Ref.º amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.714	Leiria	S1+S2	S1(6.0-9.0)+S2(4.5-7.5)	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	LT349

DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA (NP 143-1969)

Determinação do Limite de Liquidez



Determinação do Limite de Plasticidade



Índice de Plasticidade

IP = LL-LP **NP**

OBSERVAÇÕES:

Solo não plástico, quando ensaiado na concha de Casagrande une por escorregamento



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1º, S13
4520 – 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 83

Cliente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

Ref.ª amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.714	Leiria	S1+S2	S1(6.0-9.0)+S2(4.5-7.5)	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	TA167

DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA - NP 84

Provette n.º	1	2
Cápsula n.º	407	404
Massa da cápsula (g) A	154.25	158.39
Massa da cápsula e do provete húmido (g) B	961.81	887.06
Massa da cápsula e do provete seco (g) C	919.26	849.10
Teor de água (%)	5.6	5.5
Teor de água (%) W		5.5

OBSERVAÇÕES:



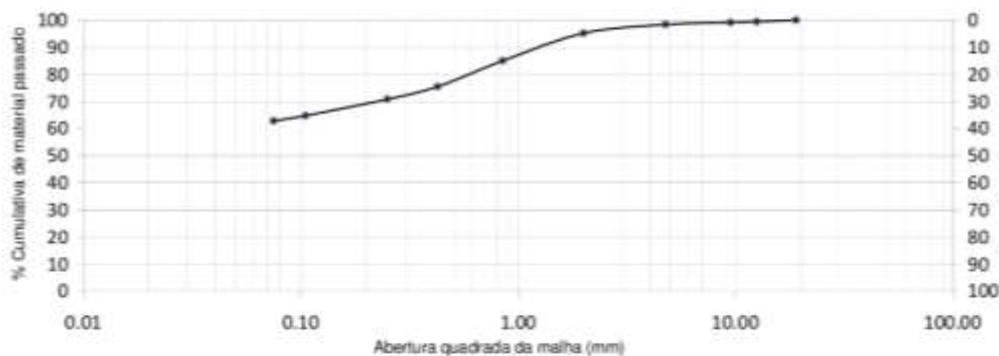
Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1º, S13
4520 - 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

Ciente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

Ref.ª amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.715	Leiria	S3	7.5-9.0	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	GR389

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (LNEC E 239)

			Massa seca total, M1	615.5
			Massa seca após lavagem, M2	228.7
			Massa seca dos finos removidos por lavagem, M1-M2	386.8
Peneiros/Sieves		Mat.Retido (g)	Material Retido (%)	% Cumulativa de Material Passado
Abertura Mesh	mm			
4"	101.8	0.0	0.00	100.0
2"	51.8	0.0	0.00	100.0
1"	25.4	0.0	0.00	100.0
3/4"	19.0	0.0	0.00	100.0
1/2"	12.5	3.6	0.6	99.4
3/8"	9.50	1.9	0.3	99.1
4	4.75	4.6	0.7	98.4
10	2.00	19.7	3.2	95.2
20	0.850	62.5	10.1	85.0
40	0.425	59.0	9.6	75.4
60	0.250	28.3	4.6	70.8
140	0.105	37.8	6.1	64.7
200	0.075	11.5	1.9	62.8
< 0.075		386.8	62.8	
> 0.075		228.7	37.2	



OBSERVAÇÕES:



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, S13
4520 – 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

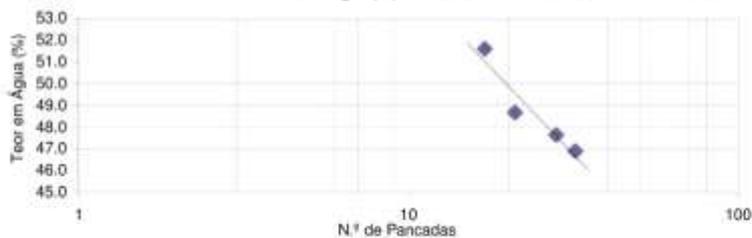
Cliente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

Ref.º amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.715	Leiria	S3	7.5-9.0	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	LT347

DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA - NP 143-1969

Determinação do Limite de Liquidez

Cápsula n.º	60	39	21	23
N.º de pancadas, N	17	21	28	32
Massa da cápsula (g)	14.63	14.30	14.13	14.66
Massa da cápsula + solo húmido (g)	43.74	43.04	41.15	42.41
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g)	33.83	33.63	32.43	33.55
Massa do solo seco em estufa (g)	19.20	19.33	18.30	18.89
Massa de água (g)	9.91	9.41	8.72	8.66
Teor em água (%)	51.61	48.68	47.65	46.90



Limite de Liquidez, LL **46** %

Determinação do Limite de Plasticidade

Cápsula n.º	63	41	38	28
Massa da cápsula (g)	14.85	14.38	14.85	15.32
Massa da cápsula + solo (g)	22.50	21.57	22.67	22.80
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g)	21.26	20.43	21.41	21.59
Massa do solo seco em estufa (g)	6.41	6.05	6.56	6.27
Massa de água (g)	1.24	1.14	1.26	1.21
Teor em água (%)	19.34	18.84	19.21	19.30

Limite de Plasticidade, LP **19** %

Índice de Plasticidade

IP = LL-LP **29** %

OBSERVAÇÕES:



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1º, S13
4520 - 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

Cliente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

Ref.ª amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.715	Leiria	S3	7.5-9.0	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	TA168

DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA - NP 84

	Provette n.º	1	2
	Cápsula n.º	402	405
Massa da cápsula (g)	A	147.07	186.57
Massa da cápsula e do provete húmido (g)	B	847.12	894.30
Massa da cápsula e do provete seco (g)	C	724.92	775.30
Teor de água (%)		21.1	20.2
Teor de água (%)	W		20.7

OBSERVAÇÕES:



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, S13
4520 – 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

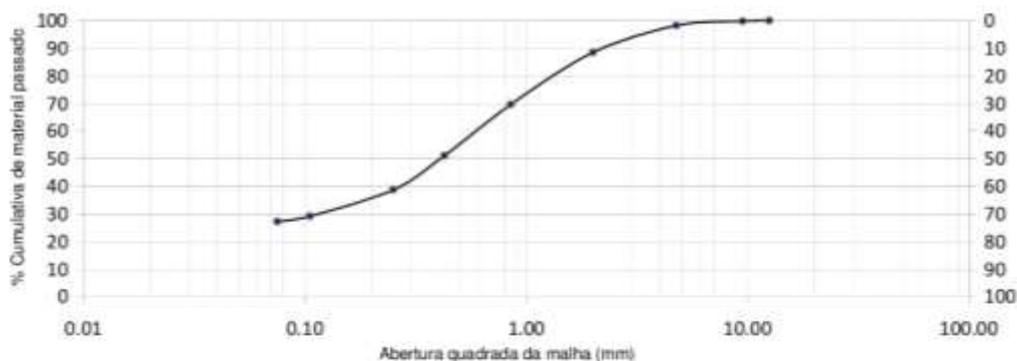
Ciente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

Ref.ª amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.716	Leiria	S3	1.5-6.0	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	GR390

ANÁLISE GRANULOMÉTRICA (LNEC E 239)

Massa seca total, M1 826.2
Massa seca após lavagem, M2 601.2
Massa seca dos finos removidos por lavagem, M1-M2 225.0

Peneiros/Sieves		Mat.Retido (g)	Material Retido (%)	% Cumulativa de Material Passado
Abertura/Mesh	mm			
4"	101.8	0.0	0.00	100.0
2"	51.8	0.0	0.0	100.0
1"	25.4	0.0	0.0	100.0
3/4"	19.0	0.0	0.0	100.0
1/2"	12.5	0.0	0.0	100.0
3/8"	9.50	1.5	0.2	99.8
4	4.75	13.1	1.6	98.2
10	2.00	80.0	9.7	88.5
20	0.850	155.9	18.9	69.7
40	0.425	153.4	18.6	51.1
60	0.250	102.2	12.4	38.7
140	0.105	79.2	9.6	29.2
200	0.075	15.9	1.9	27.2
< 0,075		225.0	27.2	
> 0,075		601.2	72.8	



OBSERVAÇÕES:



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, S13
4520 – 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 38 03
Fax: 256 37 38 63

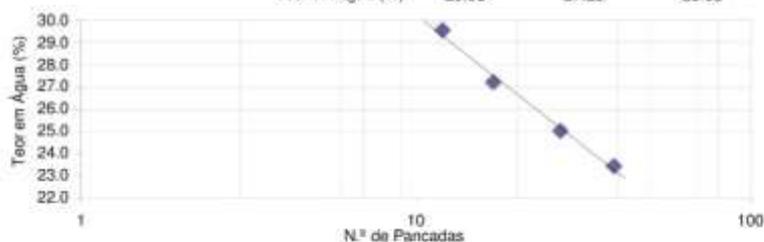
Ciente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

Ref.ª amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.716	Leiria	S3	1.5-6.0	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	LT348

DETERMINAÇÃO DOS LIMITES DE CONSISTÊNCIA - NP 143-1969

Determinação do Limite de Liquidez

Cápsula n.º	54	11	6	49
N.º de pancadas, N	12	17	27	39
Massa da cápsula (g)	14.77	15.81	15.94	14.77
Massa da cápsula + solo húmido (g)	46.94	43.90	51.37	47.70
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g)	39.60	37.89	44.28	41.45
Massa do solo seco em estufa (g)	24.83	22.08	28.34	26.68
Massa de água (g)	7.34	6.01	7.09	6.25
Teor em água (%)	29.56	27.22	25.02	23.43



Limite de Liquidez, LL 26 %

Determinação do Limite de Plasticidade

Cápsula n.º	52	51	9	30
Massa da cápsula (g)	14.59	14.87	16.00	14.64
Massa da cápsula + solo (g)	23.23	23.06	24.37	21.94
Massa da cápsula + solo seco em estufa (g)	22.22	22.10	23.39	21.09
Massa do solo seco em estufa (g)	7.63	7.23	7.39	6.45
Massa de água (g)	1.01	0.96	0.98	0.85
Teor em água (%)	13.24	13.26	13.26	13.18

Limite de Plasticidade, LP 13 %

Índice de Plasticidade

IP =LL-LP 13 %

OBSERVAÇÕES:



Rua Dr. Vitorino de Sá n.º 4, 1.º, S13
4520 - 223 Santa Maria da Feira
Tel: 256 36 36 03
Fax: 256 37 38 63

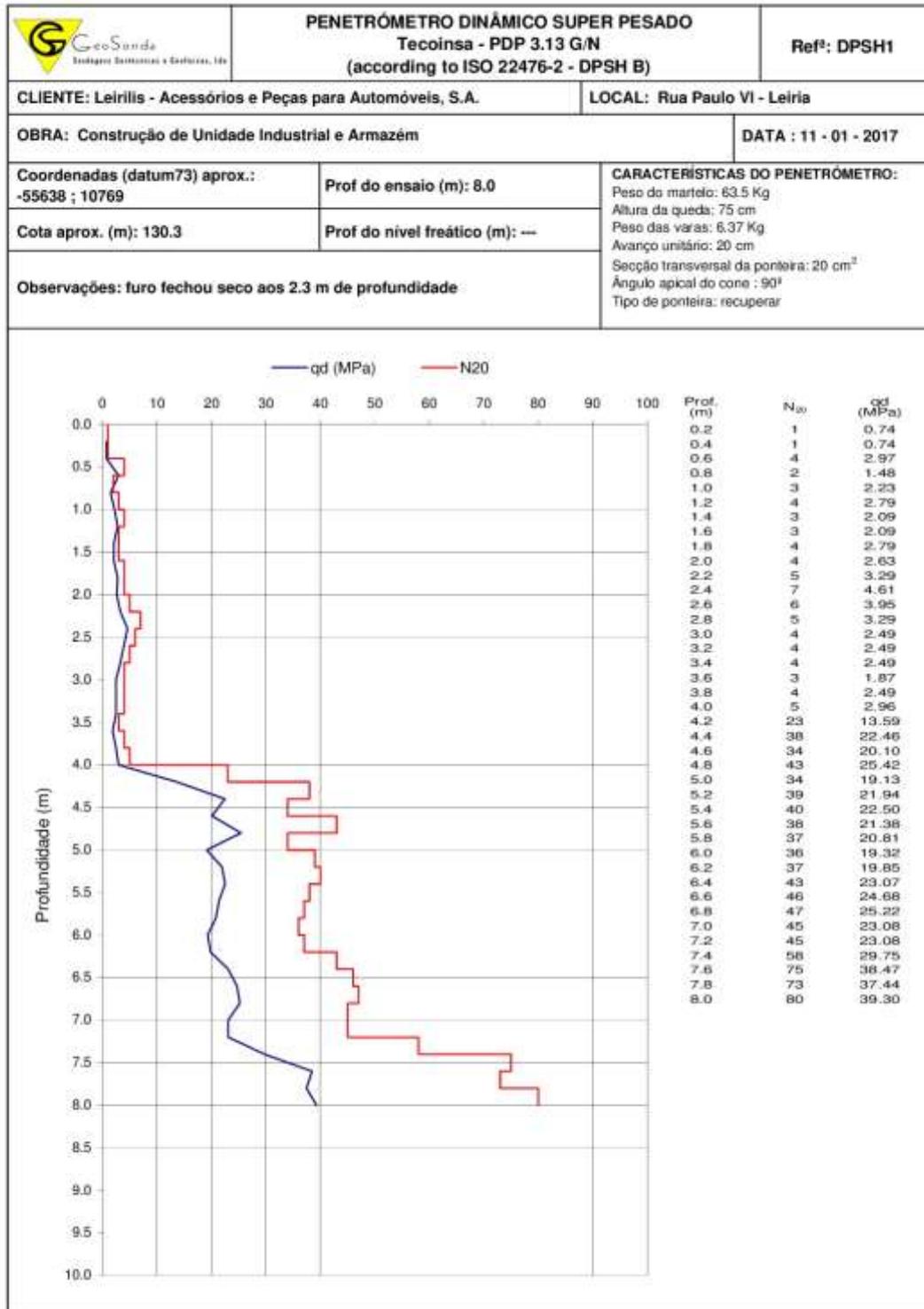
Cliente: LEIRILIS - Acessórios e Peças para Automóveis S.A.

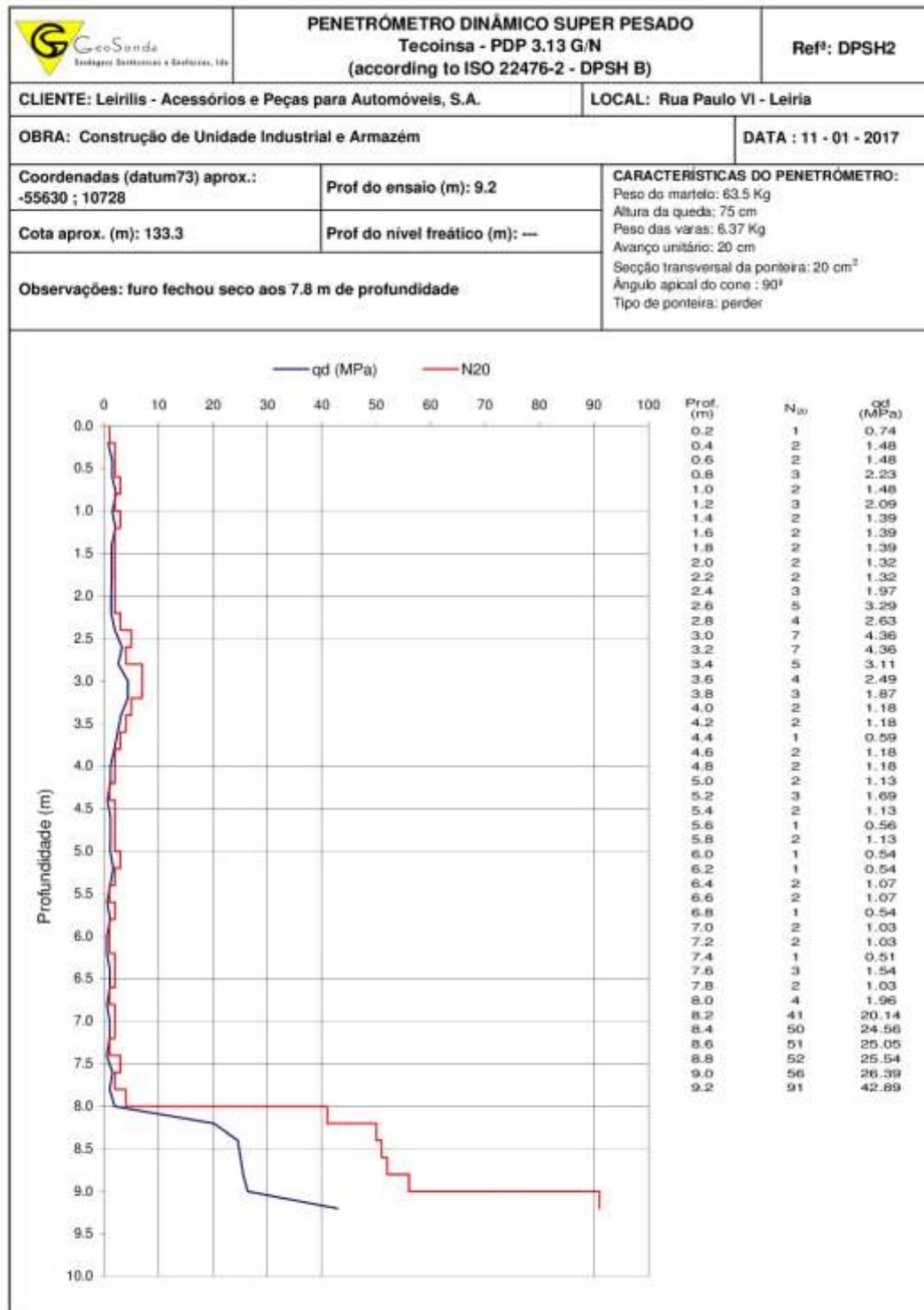
Ref.º amostra	Origem	Sondagem	Profundidade colheita	Data entrada:	19-01-2017
17.716	Leiria	S3	1.5-6.0	Data de ensaio:	26-01-2017
				Boletim N.º	TA169

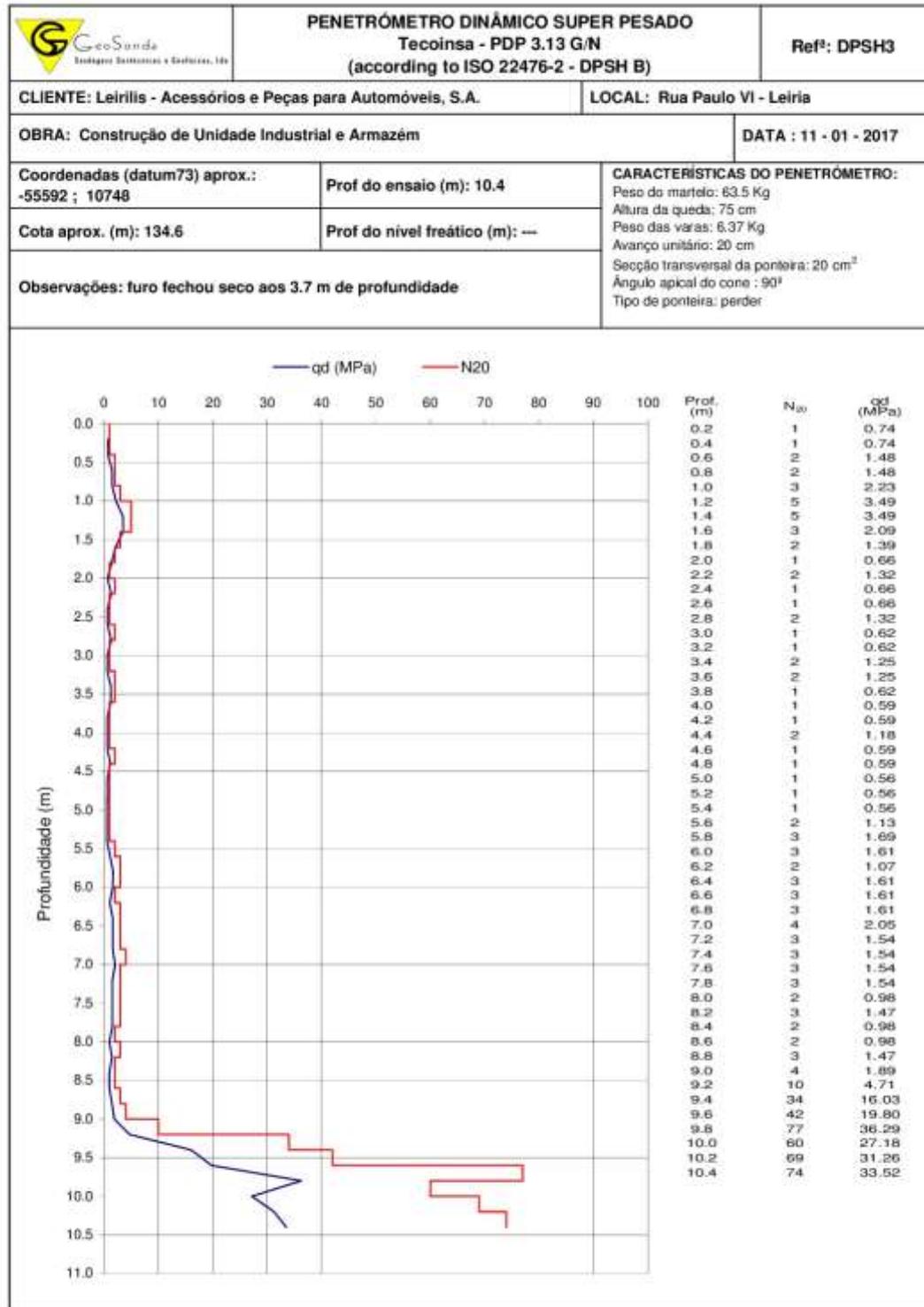
DETERMINAÇÃO DO TEOR EM ÁGUA - NP 84

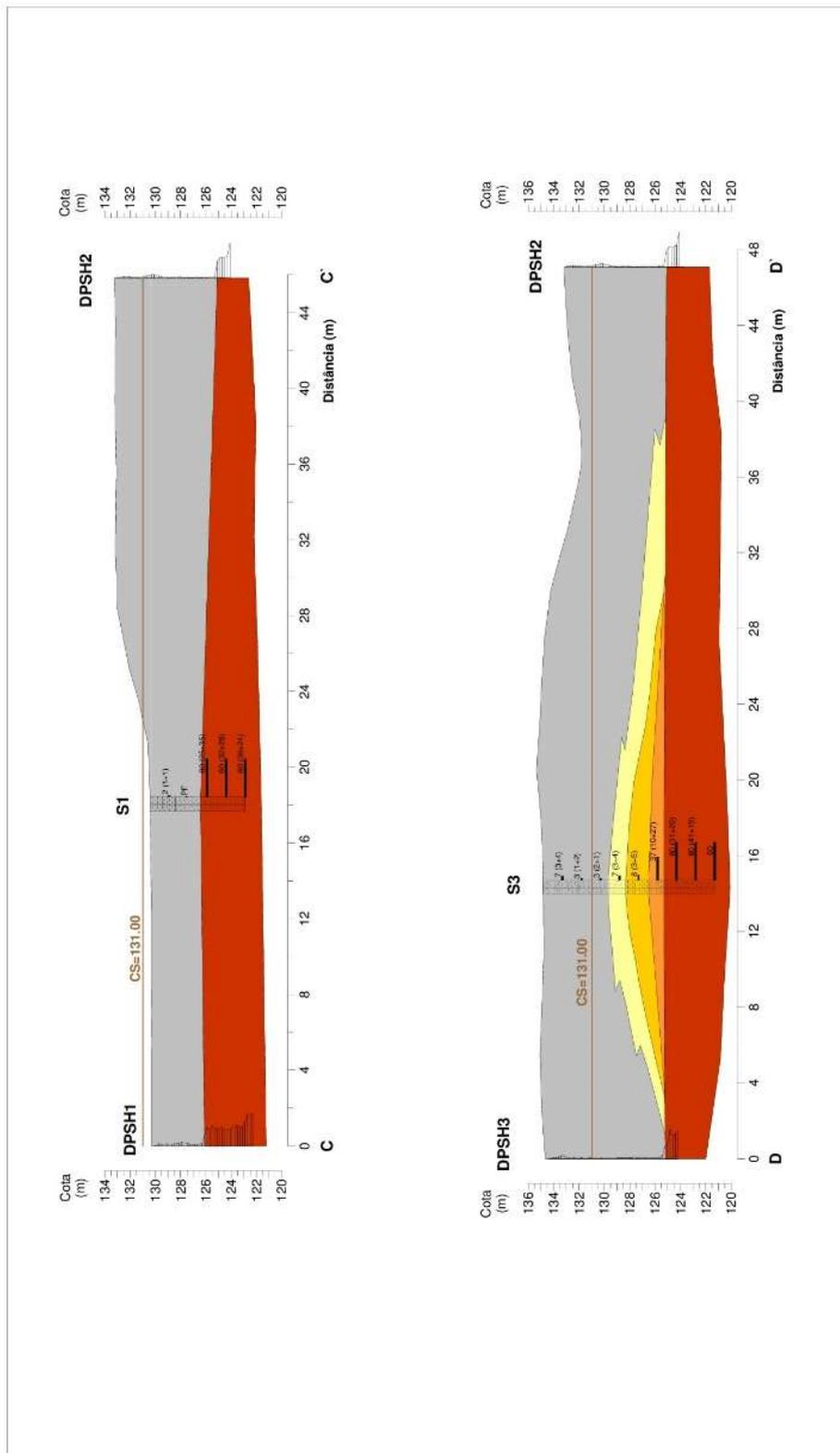
	Provette n.º	1	2
	Cápsula n.º	406	400
Massa da cápsula (g)	A	150.20	153.31
Massa da cápsula e do provete húmido (g)	B	1017.69	1072.48
Massa da cápsula e do provete seco (g)	C	926.24	976.77
Teor de água (%)		11.8	11.6
Teor de água (%)	W		11.7

OBSERVAÇÕES:









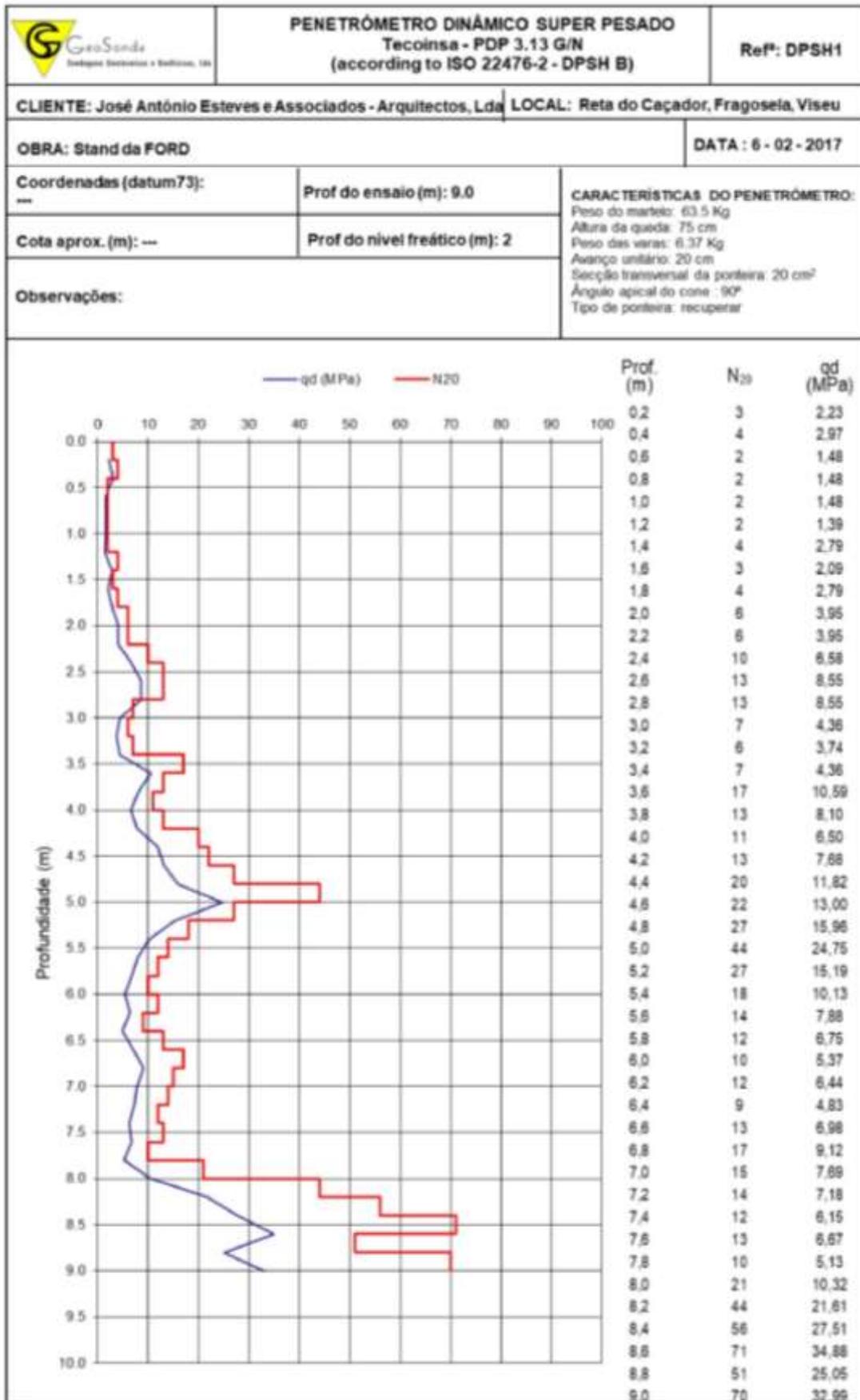
<p>ZONAS GEOTÉCNICAS - LITOLOGIA</p> <ul style="list-style-type: none"> ZG4 - Argila lignitosa negra muito mole e areia fina a média muito solta com argila e pequenos seixos dispersos; NSPT=3, $q_d=1,47$ MPa ZG3 - Areia fina a média com argila, solta a medianamente compacta, cor amarelada e acastanhada; NSPT= 7 e 15 ZG2B - Argila medianamente consistente por vezes lignitosa, cor negra e acastanhada, com laivos avermelhados; NSPT= 8 e 10 ZG2A - Argila dura a rija por vezes lignitosa, cor negra e acastanhada; NSPT= 18 e 37 ZG1 - Areia fina a média muito compacta, alaranjada ou avermelhada; NSPT= 60, $q_d=23,82$ MPa 		<p>LEGENDA</p> <p>Representação gráfica do q_d (MPa)</p> <p> </p>	<p>Escalas: H:1/200 ; V:1/300</p> <p>Data: Fevereiro de 2017</p> <p>Local: Rua Paulo VI - Leiria</p>	<p>LEILIS</p>
<p>Estudo Geotécnico</p> <p>Construção de Unidade Industrial e Armazém</p> <p>Zonamento geotécnico interpretativo</p>		<p>Desenho 3</p>	<p>Folha 2/2</p>	

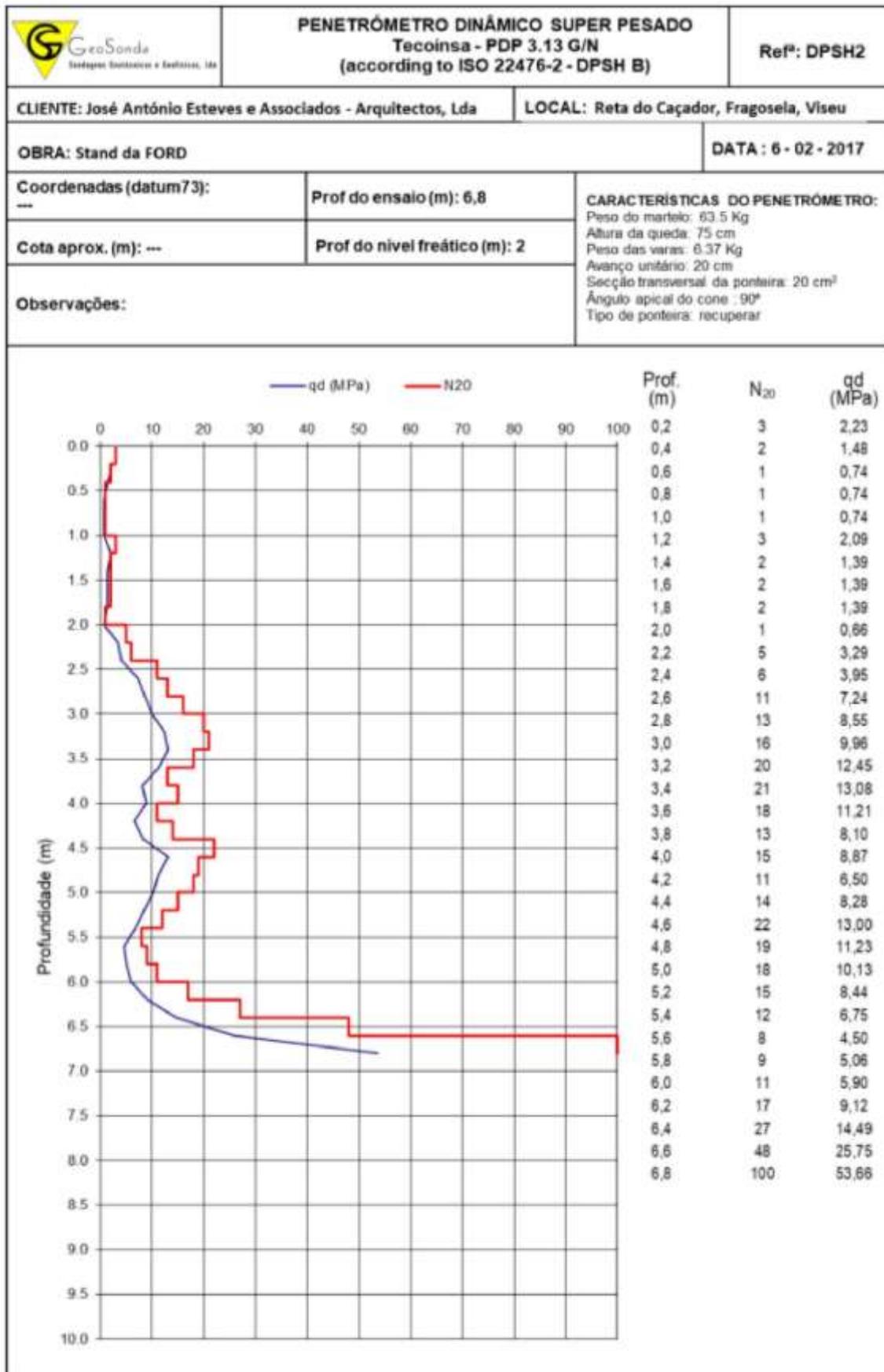


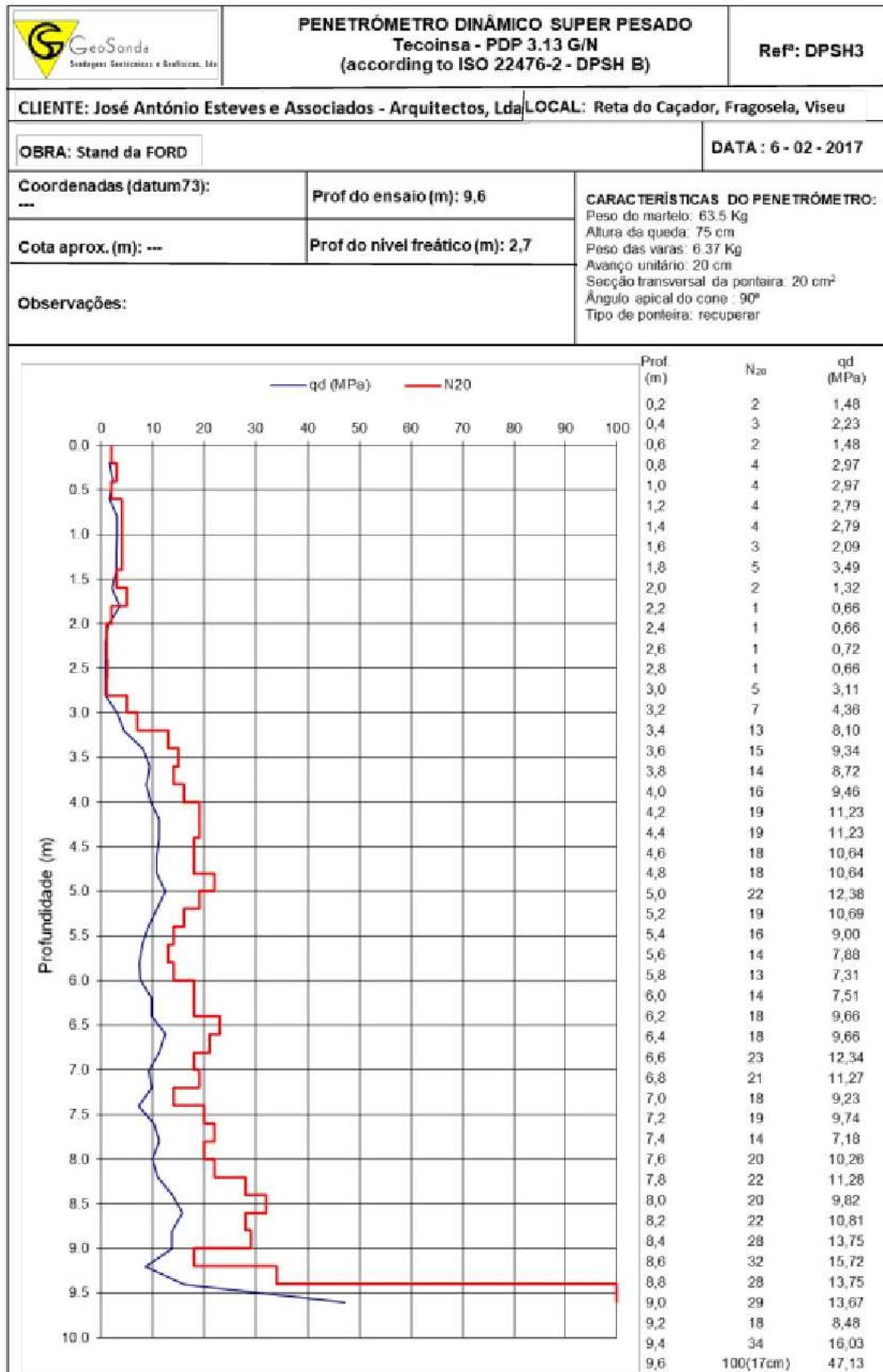
UISEU

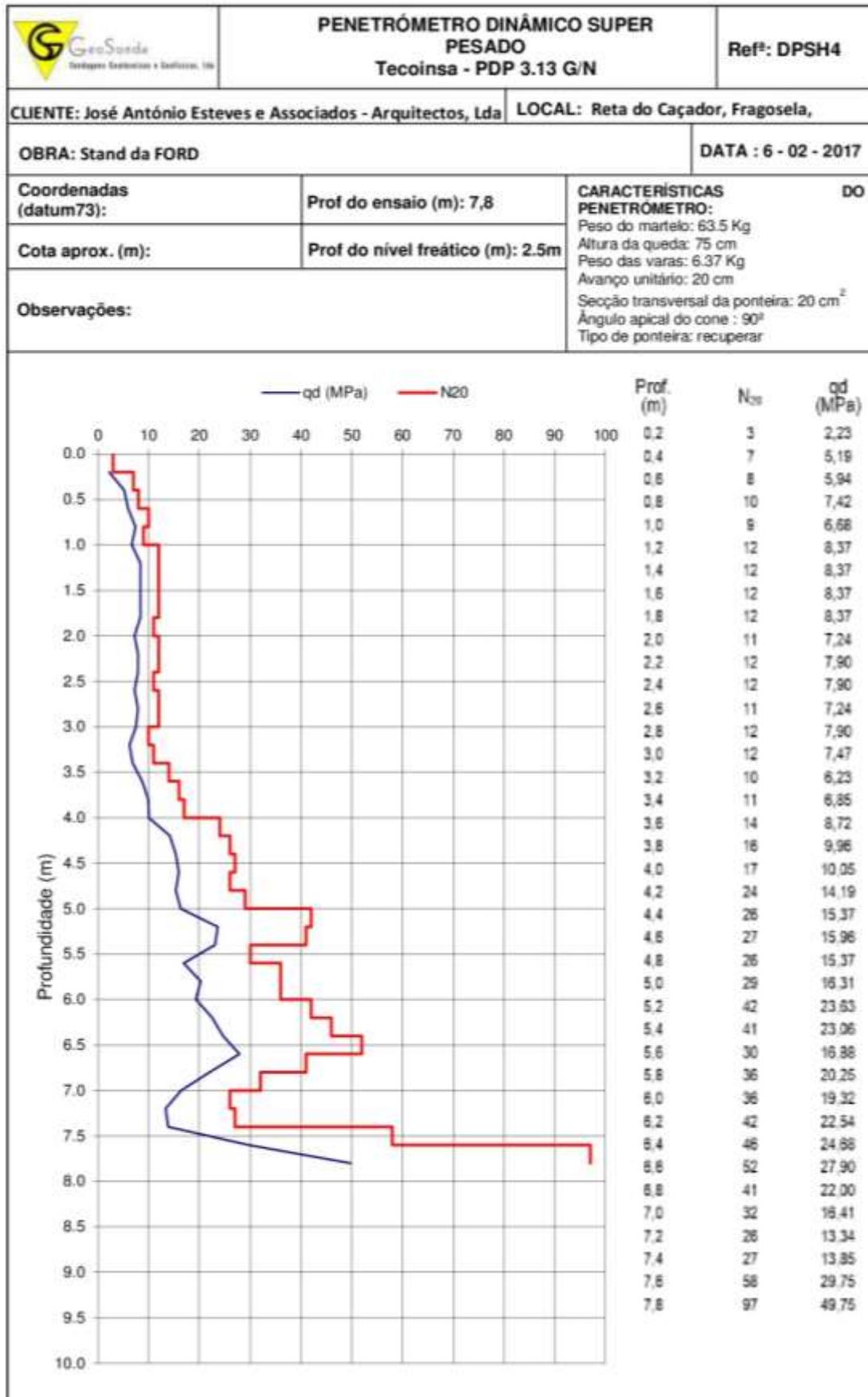


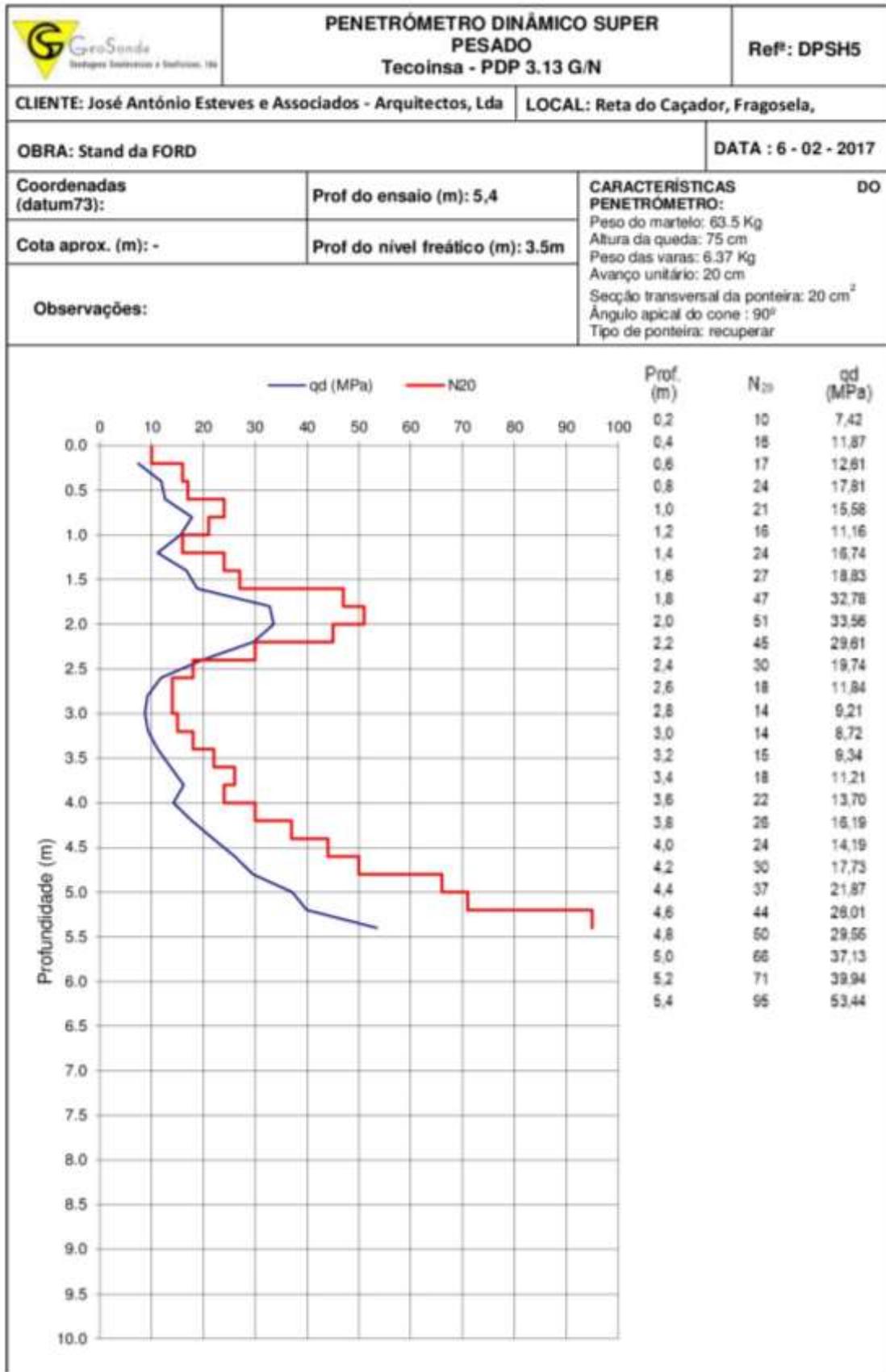
LEGENDA	Ensaio com penetrometro dinâmico super pesado (DPSH)
	Perfil geotécnico interpretativo
Escala: 1/500	
Data: Fevereiro de 2017	
Local: Recto do Caçador Fragosa - Vila	
ESTUDO GEOTÉCNICO - STAMO DA FORD LOCALIZAÇÃO DOS ENSAIOS DPSH	
Desenho: 1	Folha: 1/1

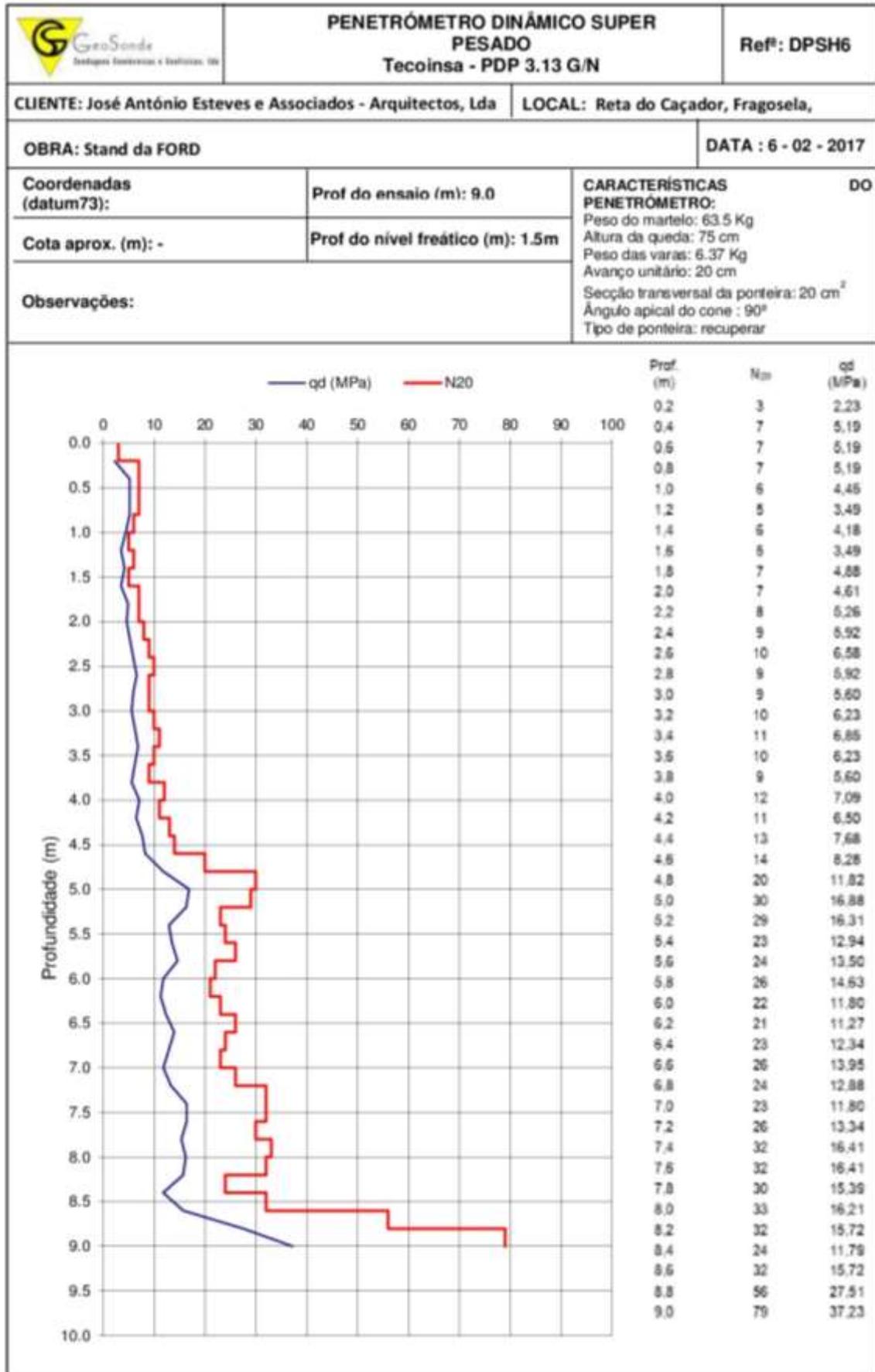


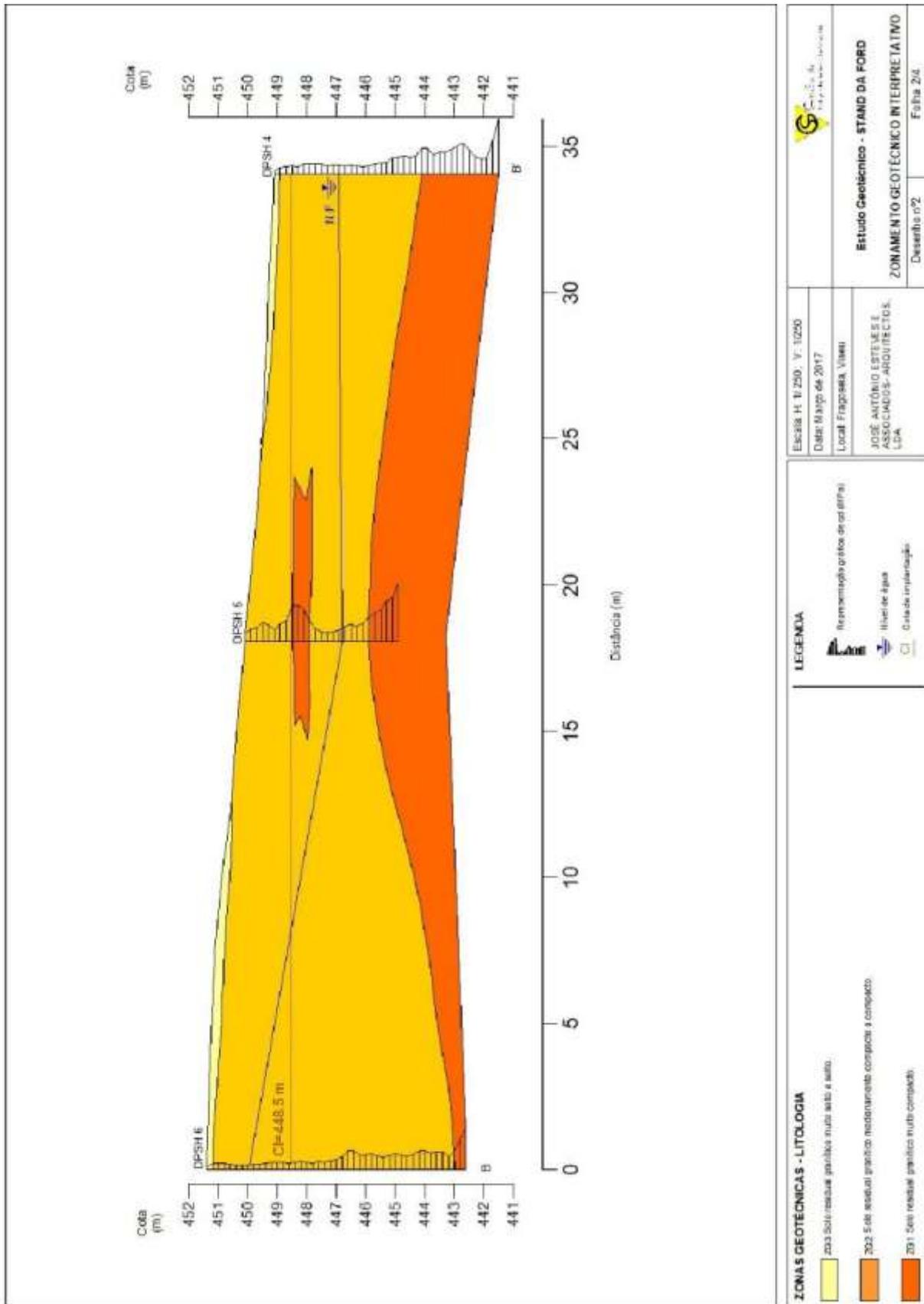


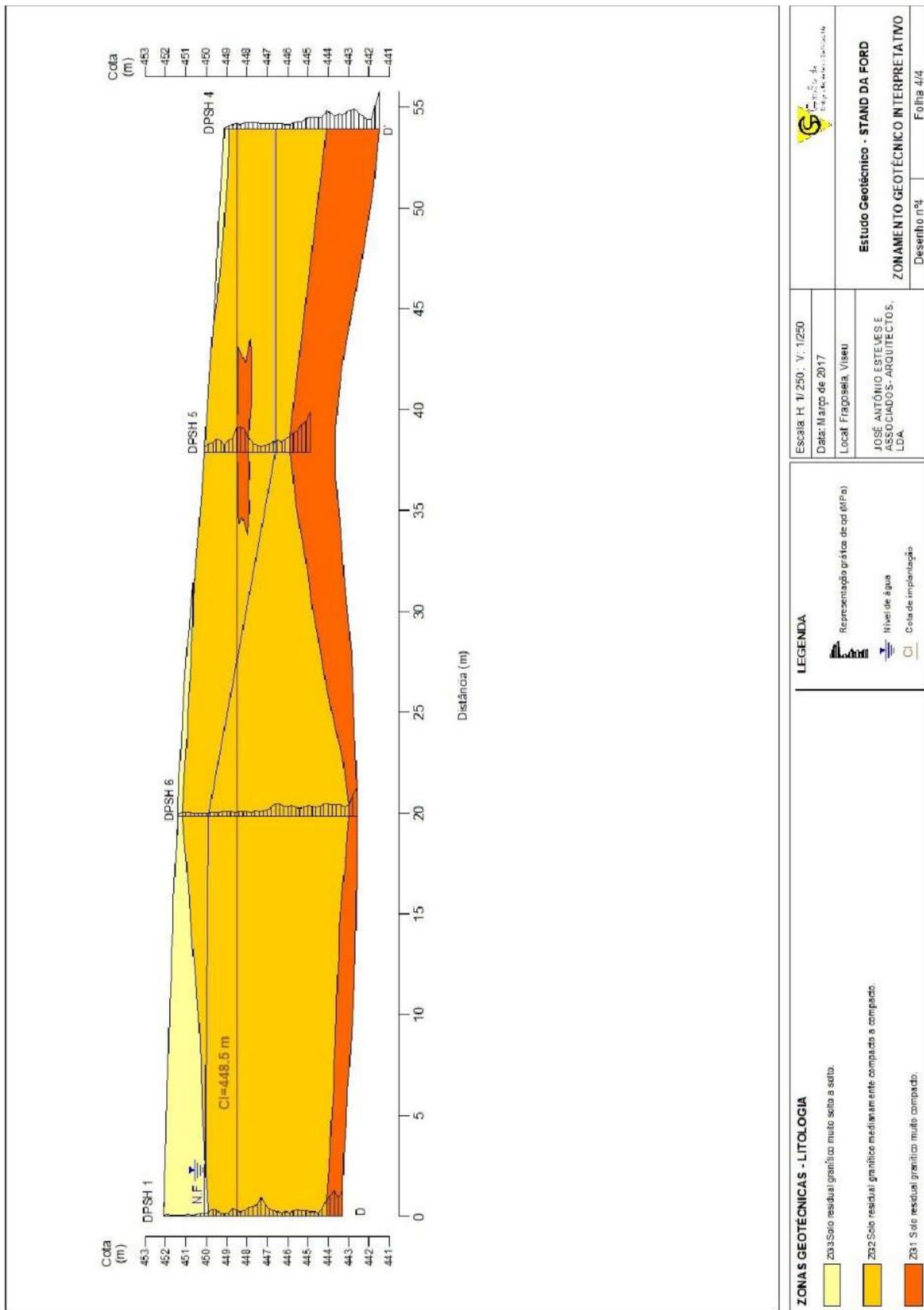














REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM D 2487 (1998).** Classification of soil for engineering purposes. American Society for Testing Materials.
- Baynes, F.J.; Dearman, W.R. (1978).** “The relationship between the microfabric and the engineering properties of weathered granite”. Bull. IAEG.
- Blight, G.E. (1997).** “Mechanics of residual soils”. Balkema, Rotterdam.
- Bowles, J.E., (1988).** “Foundation analysis and design”. 4th edition. The McGraw-Hill Companies, International Editions.
- Caputo, Homero Pinto, (1988).** Mecânica dos Solos e Suas Aplicações (6ª edição).
- Carlson, Diane H., Plummer, Charles C., Hammersley, Lisa, (2011).** Physical Geology – Earth Revealed. The McGraw-Hill Companies.
- Carvalho, Galopim, Carvalho, G. Soares, (2003).** Geologia Sedimentar. Âncora Editora.
- Crawford, Mark J., (1998).** Physical Geology. Cliffs notes.
- Cassan, Maurice, (1982).** “Los ensayos “in Situ” en la Mecanica del Suelo – tomo I Su Ejecucion e Interpretacion”, Editores técnicos associados, S.A., Barcelona, Espanha.
- Chen, F.H. (1999).** “Soil Engineering: Testing, Design and Remediation”. CRC Press, New York, Washington DC.
- Clayton, C.R.I.; Matthews, M.C.; Simons, N.E. (1995).** “Site Investigations”. Blackwell Science, London, 2nd edition.
- Coduto, D., (1999).** “Foundation design: principles and practices”. 2nd Edition. Prentice Hall.
- Coelho, Silvério, (1996).** “Tecnologia de Fundações”, Edições E.P.G.E, Amadora, Portugal.
- County Roads Board, Victoria (1982).** “Test method CRB 373.01. Secondary mineral content using a petrological microscope”. Manual of testing procedures, Vol. III. Victoria, Australia.
- Cruden, D. M., and Varnes, D. J. (1996).** “Landslide Types and Processes,” Special Report 247, Transportation Research Board.
- Cruz, N. B., (2010).** Modelling geomechanics of residual soil with DMT tests, Dissertação de Doutoramento. Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Das, Braja M. (2011).** “Geotechnical Engineering book”. J.Ross Publishing.
- Das, Braja M. (2011).** Principles of Foundations Engineering. Cengage Learning.
- Dearman, W.R., (1974).** “Weathering classification in the characterisation of rock for engineering purposes in British practice”. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.



- Dearman, W.R., (1976).** “Weathering classification in the characterisation of rock: a revision”. Bull. Int. Assoc. Eng. Geol.
- Décourt, L. (1989).** “ The Standart Penetration Test” – State of the Art Report. Proc. XII ICSMFE, Rio de Janeiro, Vol.4.
- Dias, J.A. (2004).** “A análise sedimentar e o conhecimento de sistemas marinhos”. Versão preliminar.
- Dowding, Charles H., (1979).** Site Characterizations & Exploring, ASCE.
- Eurocode 7, (2004).** “Geotechnical design”. Final Draft, ENV 1997-1, 1997-2, 1997-3. European Committee For Standardization, Brussels.
- Fang, Hasai-yang (1991).** Foundation Engineering Handbook.
- Fookes, P.G.; Dearman, W.R.; Franklin, J.A. (1971).** “Some engineering aspects of rock weathering with field examples from Dartmoor and elsewhere”. Quarterly Journal of Engineering Geology.
- Fookes, P.G.; Gourley, C.S.; Ohikere, C. (1988).** “Rock weathering in engineering time”. Quarterly Journal of Engineering Geology.
- Glossop, Rudolph, (1968).** The rise of geotechnology and its influence on engineering practice (Eighth Rankine Lecture). GCotechnique 18, No. 2.
- Godoy, N.S. (1972).** “Fundações. Notas de Aula”. Curso de graduação, Escola de Engenharia de São Paulo- USP.
- Hamblin, W. Keneth; Christiansen, Eric H., (1975).** Earth’s Dynamic Systems.
- ISSMFE, (1989).** “Reporto f the technical committee on penetration testing of soils – TC16 with Reference Test Procedures”. Swedish Geotechnical Institute, Information 7.
- Lamb, T.W; Whitman, R.V; (1969).** “Soil Mechanics”. John Wiley & Sons.
- Little, A.L.(1969).** “The engineering classification of residual tropical soils”. Proc. Special Session, VII Int. Conf on. Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 1-10. Mexico City.
- Lumb, P. (1962).** “The properties of decomposed granite”. Géotechnique. Vol.12. London.
- Matos Fernandes, Manuel (2006).** Mecânica dos Solos. 2ª edição Vol.II, Faculdade de Engenharia, Universidade do Porto.
- Matos Fernandes, Manuel (2012).** Mecânica dos Solos: Conceitos e Princípios Fundamentais. 3ª Edição, Volume 1.
- Mitchell, J.K., Guzikowski, F. & Villet, W.C.B. (1978).** “The Measurement of Soil Properties In-Situ”. Report prepared for US Department of Energy Contract W-7405-ENG-48, Lawrence Berkeley Laboratory, University of California, Berkeley.
- Oliveira, A.M.S; Brito, S.N.A. (1998).** “Geologia de Engenharia”. ABGE, São Paulo.



- Palha, C. (2008).** “Solos – Caracterização, Classificação e Utilização”. Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho.
- Parker, A., (1970):** An Index of Weathering for Silicate Rocks., Geol. Mag.
- Rocha Filho, P.; Antunes, F.S.; Falcão, M.F.G. (1985).** “Qualitative influence of the weathering degree upon the mechanical properties of an young gneiss residual soil”. 1st Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Vol. 1. Brasília, Brasil.
- Rodrigues, C.M.G.** “Projeto assistido por ensaios I”, Mestrado Mecânica dos solos e engenharia geotécnica. Departamento de Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil.
- Schnaid, F. (2000).** “Ensaio de campo e as suas aplicações à Engenharia de Fundações”. Oficina de Textos, São Paulo, Brasil.
- Skempton, A. W. (1984).** Selected Papers on Soil Mechanics by A. W. Skempton.
- Skempton, A. W. (1986).** “Standart Penetration Test Procedures and effects in of sands overburden pressure, relative density, particle size, ageing and overconsolidation”. Géotechnique, Vol.36, Nº3.
- Sousa, P.M.L.P. (2011).** “Limite de Liquidez – Correlações e comparações entre os métodos de Fall cone e da concha de Casagrande”. Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.
- Spigolon, S. Joseph, (2001).** Geotechnical Engineering. The McGraw-Hill Companies.
- Tani, K.(1995).** “General Report: Measurement of shear deformation of geomaterials”. Proc. Int. Symp. On Pre~failure Deformation Characteristics of Geomaterials. Hokkaido, Japan. E^{sd} Shibuya, Mitachi & Miura, Vol.2.
- Thompson, G. R & Turk, J. (1998).** Introduction to Physical Geology, Saunders College Publishing, Fort Worth, Philadelphia.
- Tomaz, Plínio (2013).** “Remoção de sedimentos em BMPs”. Cap.8.
- Vallejo, L.; Ferrer, M.; Otluño, L.; Oteo, C. (2002).** “Ingeniería geológica “”, Pearson Educación, Madrid.
- Victorino, D.R.; Gehling, W.Y.Y; Ramires, M.C.P. (2003).** “Piezómetro e Medidor de Nível d’Água em Pistas Experimentais da UFRGS”. XVIII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica. Rio Grande do Sul. Brasil.
- Wesley, L.D. (1988).** “Engineering classification of residual soils”. 'Geomechanics in Tropical Soils'. Proc. Sec. Int. Conf., Singapore, Vol. 1, pp. 77-84. A.A. Balkema, Rotterdam.
- Wesley, L.D.; Irfan, T.Y. (1997).** “Mechanical of residual soils – „Classification of residual soils“ (chapter 2)”. Eds. Blight, Balkema/Rotterdam/Brookfield.
- Wesley, D. Laurance (2010).** Fundamentals of Soil Mechanics for Sedimentary and Residual Soils.