



**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## **Avaliação e correlação de parâmetros físicos e mecânicos de um solo residual granítico**

**Jorge Manuel Carvalho Ribeiro**





**Instituto Superior de Engenharia do Porto**

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA

## **Avaliação e correlação de parâmetros físicos e mecânicos de um solo residual granítico**

**Jorge Manuel Carvalho Ribeiro**

**1980889**

*Projecto apresentada ao Instituto Superior de Engenharia do Porto para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, realizada sob a orientação do Doutor João Paulo Meixedo de Santos Silva, Professor do Departamento de Engenharia Geotécnica do ISEP.*



## **Júri**

### **Presidente**

Doutor Helder Gil Iglésias de Oliveira Chaminé  
*Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor José Augusto de Abreu Peixoto Fernandes  
*Professor Coordenador, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Doutor João Paulo Meixedo dos Santos Silva  
*Professor Adjunto, Instituto Superior de Engenharia do Porto*

Mestre Maria Eugénia Oliveira Lopes  
*Assistente, Instituto Superior de Engenharia do Porto*



*Dedico esta tese à minha família*





## **Agradecimentos**

São devidos agradecimentos a todos aqueles que contribuíram na execução deste trabalho, aos quais quero expressar os meus sinceros agradecimentos.

À família, que recentemente aumentou, por todo o carinho e ajuda porque sem ela não seria o que hoje sou. Aos meus irmãos e irmã, pelo verdadeiro sentido dos valores familiares.

No CICCOPN, ao Director do Laboratório, Eng.º Adriano Teixeira, pela cooperação e facilitação em todos os trabalhos. À equipa do sector de sondagens e prospecção, Eduardo Neves, Jorge Cruz, José Manuel, Paulo Alão, não esquecendo no sector de solos a Patrícia Pereira e Daniel Rangel, um muito obrigado e apreço pelo bom relacionamento.

Ao Doutor Nuno Cruz, pela amizade e pelos conhecimentos transmitidos, não esquecendo a motivação e ajuda na fase inicial da minha formação nesta área.

No Instituto Superior de Engenharia do Porto, ao orientador Professor Doutor Paulo Meixedo do Departamento de Engenharia Geotécnica e Geoambiente, pelo seu apoio na elaboração da tese.

Aos meus amigos, colegas, docentes e não docentes dos quais jamais esquecerei momentos passados, em especial ao Prof. Doutor Helder Chaminé pela força e confiança transmitida.



**Palavras-chave**

*Caracterização de solos, Parametrização, CPTU, DMT.*

**Resumo**

Os solos residuais mostram divergências em relação aos solos transportados modelados pelas teorias da Mecânica dos Solos. Estas divergências são em grande parte devido a uma estrutura de cimentação herdada da rocha mãe. Este estudo foi baseado nos resultados obtidos em sondagens mecânicas e ensaios de penetração dinâmica, estática e laboratoriais e consistiu na avaliação e correlação dos parâmetros que determinam o comportamento geomecânico do terreno, como a resistência e a deformabilidade.



**Keywords**

*Soil characterization, Soil parameters, CPTU, DMT.*

**Abstract**

The residual soils show divergences in relation to the transported soils modelled by the classical theories of Soils Mechanics. These divergences are largely due to a structural cementation inherited from the original rock mass. This study was based on the results obtained from drillings, dynamic penetration, static and laboratorials tests and it consisted of the evaluation and correlation of the parameters that determine the geomecanic behavior of the soil, as the resistance and the deformability.



## ÍNDICE GERAL

<b>1. Introdução e objectivos</b>	<b>3</b>
1.1. Descrição geral e objectivos	3
1.2. Formação de solos	5
1.2.1. Definição	5
1.2.2. Fases constituintes do solo	5
1.2.3. Meteorização	6
1.2.4. Formação de solos residuais	8
1.2.5. Classificação para obras de Engenharia	12
1.2.5.1. Introdução	12
1.2.5.2. Classificação – Wesley	14
1.2.6. Evolução mecânica com a alteração	17
1.3. Propriedades básicas dos solos	20
1.3.1. Grandezas físicas	20
1.3.2. Parâmetros geotécnicos	22
1.3.2.1. Estado tensão <i>in situ</i>	23
1.3.2.2. História de tensões	24
1.3.2.3. Consolidação	25
1.3.2.4. Resistência e relações Tensão–Deformação	26
1.4. Amostragem	29
1.4.1. Introdução	29
1.4.2. Classificação das amostras	32
1.4.3. Etapas de amostragem	33
1.4.4. Amostragem de blocos	35

1.4.5. Amostrador Shelby	37
1.5. Ensaio <i>in situ</i>	38
<b>2. Técnicas e Metodologias</b>	<b>47</b>
2. Apresentação e descrição dos equipamentos	49
2.1. Apresentação do cone estático (CPTU)	49
2.1.1. Equipamento de ensaio	51
2.1.2. Procedimentos e normas de ensaio	53
2.1.3. Correção de dados	56
2.1.4. A localização referente ao elemento poroso	58
2.1.5. Velocidade de cravação	60
2.1.6. Inclinação	60
2.1.7. Desgaste do equipamento	61
2.1.8. Classificação de solos	62
2.1.9. Parâmetros Geotécnicos	64
2.1.9.1 Ângulo de atrito interno	64
2.1.9.2 Coesão não drenada (Cu)	68
2.1.9.3 Deformabilidade	75
2.2. Apresentação do Dilatómetro de Marchetti (DMT)	80
2.2.1. Equipamento de ensaio	82
2.2.2. Procedimento e normas de ensaio	85
2.2.3. Calibração do equipamento	87
2.2.4. Influência da geometria da lâmina	88
2.2.5. Caracterização dos solos com base no Dilatómetro Marchetti	91



2.2.5.1. Índices dilatométricos	91
2.2.5.2. Classificação e estratigrafia	93
2.2.5.2.1. Baridade / Peso volúmico	94
2.2.5.2.2. Estados e Histórias de tensão	95
2.2.5.2.3. Coesão não drenada (Cu)	99
2.2.5.2.4. Ângulo de atrito efectivo ( $\phi'$ )	101
2.2.5.2.5. Características de deformabilidade	106
2.3. Standard Penetration Test (SPT)	112
2.3.1. Execução do ensaio	112
2.3.2. Parâmetros a determinar	114
2.4. Penetrometro Dinâmico Ligeiro (PDL)	117
2.4.1. Características gerais do equipamento e metodologias de ensaio	117
2.5. Ensaio laboratoriais	118
2.5.1. Introdução	118
2.5.2. Análise granulométrica	118
2.5.2.1. Peneiração	119
2.5.2.2. Sedimentação	119
2.5.3. Limites de consistência ou de Atterberg	120
2.5.4. Classificação dos solos	120
2.5.4.1. Classificação unificada – ASTM	121
2.5.4.2. Classificação HRB – ASSHTO	123
2.5.5. Ensaio de corte directo	124
2.5.5.1. Introdução	124
2.5.5.2. Preparação do provete	125

2.5.5.3. Corte do provete	127
2.5.5.4. Parâmetros a avaliar	130
2.5.6. Consolidação – Édometro	131
2.5.6.1. Introdução	131
2.5.6.2. Preparação do provete	132
2.5.6.3. Parâmetros a determinar	132
<b>3. Apresentação de resultados</b>	<b>139</b>
3.1. Apresentação e descrição do caso de obra	139
3.2. Localização geográfica	139
3.3. Geologia do local	140
3.4. Prospecção	142
3.4.1. Sondagens mecânicas – Trado	143
3.4.2. Ensaio SPT	144
3.4.3. Ensaio de penetração dinâmica – PDL	146
3.4.4. Ensaio de penetração estática – CPTU	148
3.4.5. Ensaio com dilatômetro de Marchetti – DMT	149
3.5. Ensaios laboratoriais	150
3.5.1. Análise granulométrica	150
3.5.2. Limites de consistência	151
3.5.3. Classificação	151
3.5.4. Ensaio Edométrico	152
3.5.5. Caixa de corte	154

<b>4. Discussão dos dados</b>	<b>157</b>
4.1. Parâmetros do piezocone e do penetrometro dinâmico ligeiro	157
4.2. Parâmetros do piezocone e do dilatômetro	160
4.3. $N_{SPT}$ correlacionado com $q_d$	162
4.4. Considerações económicas	163
4.4.1. Introdução	163
4.4.2. Considerações preliminares	164
4.4.3. Planos estudados	165
4.4.3.1 Plano adoptado	166
4.4.3.2. Plano alternativo	167
4.4.4. Conclusões	168
<b>5. Conclusões</b>	<b>169</b>
5.1. Parâmetros de caracterização mecânica	171
5.1.1. Parâmetros de resistência	171
5.1.2. Parâmetros de deformabilidade	172
5.1.3. Considerações finais	174
<b>6. Bibliografia</b>	<b>176</b>



## ÍNDICE FIGURAS

Figura 1.1	Perfis JRC – Força de controlo em função dos efeitos de escala (Hoek & Brown, 1980)	18
Figura 1.2	Diferentes fases constituintes do solo.	21
Figura 1.3	Etapas de amostragem e preparação de uma amostra de solo para ensaios laboratoriais, gestão da qualidade de amostragem.	34
Figura 1.4	Talhagem e recolha de amostras em blocos, sebenta Matos Fernandes.	35
Figura 1.5	Amostrador Shelby, ciccopn.	37
Figura 2.1	Lay Out geral do equipamento CPTU (Geotech)	52
Figura 2.2	Representação esquemática e aspecto do equipamento de saturação	55
Figura 2.3	Aspecto do software (CPT-Log) durante cravação da ponteira (a) e durante ensaio de dissipação (b)	55
Figura 2.4	Desgaste da ponteira de atrito lateral em função dos metros de ensaio efectuados	61
Figura 2.5	Classificação proposta por (Robertson e tal., 1990)	62
Figura 2.6	Determinação do ângulo de atrito a partir da relação $q_c / \sigma'_{vo}$ , (Campanella RG, 1983)	65
Figura 2.7	Relação entre a capacidade de carga e a tangente do ângulo de atrito interno	66
Figura 2.8	Determinação do OCR e $K_0$ , a partir da relação $Su / \sigma'_{vo}$ e o $\phi'$ (Durgunoglu & Mitchell, 1975)	66
Figura 2.9	Variação do módulo distorcional ( $G_0$ ) com o nível de extensão ( $\xi$ ) (adaptado de [Sabatini et al., 2002]).	79
Figura 2.10	Redução do Módulo ( $G_0 / E_0$ ) (adaptado de: [Mayne, 2006]).	79
Figura 2.11	Aspecto da lâmina biselada, vista frontal e lateral	83
Figura 2.12	Aspecto da lâmina biselada, com as respectivas dimensões	83
Figura 2.13	Aspecto dos cabos E-P e a fonte de gás pressurizado	84
Figura 2.14	Lay Out geral do equipamento DMT	85
Figura 2.15	Esquema de calibração da rigidez da membrana	88
Figura 2.16	Distorsão causada pelo DMT e CPT (Baligh & Scott, 1975)	89
Figura 2.17	Diagrama para obtenção da baridade (Marchetti e Crapps, 1981)	95

Figura 2.18	Amostrador normalizado – Terzaghi, ciccopn	112
Figura 2.19	Recolha e recuperação de amostra com amostrador Terzaghi.	113
Figura 2.20	Ponteira e varas – Thomas Nilson, Geoconsultores.	117
Figura 2.21	Série de peneiros (ASTM), Ciccopn.	119
Figura 2.22	Caixa de corte, Ciccopn.	125
Figura 2.23	Representação gráfica das curvas Variação de volume / deformação horizontal.	129
Figura 2.24	Representação gráfica das curvas tensão de rotura / deformação horizontal	130
Figura 2.25	Equipamento de ensaio – edómetro, Ciccopn: A) Câmara, anel e pedras porosas B) Aplicação de ciclos de carga/descarga.	131
Figura 2.26	Curva deformação / log tempo	134
Figura 2.27	Curva Índice vazios / tensão aplicada	135
Figura 3.1	Localização geográfica da área de estudo, A – Escala Nacional; B – Escala Regional e C – Escala Local, scrif.igeo.pt.	139
Figura 3.2	Carta Geológica de Portugal – Folha 9-C.	141
Figura 3.3	Planta com disposição dos ensaios <i>in situ</i>	142
Figura 3.4	Sonda de percussão e rotação (Cibelles 60), Ciccopn.	143
Figura 3.5	Terra Vegetal	144
Figura 3.6	Solo argiloso	144
Figura 3.7	Areia com cascalho	144
Figura 3.8	Solo residual granítico	144
Figura 3.9	Perfil Geológico/Geotécnico do campo experimental - A)Corte Geológico/Geotécnico; B) Legenda	145
Figura 3.10	Representação gráfica do PDL 1.	147
Figura 3.11	Representação gráfica do CPTU 4, Geo soft.	148
Figura 3.12	Representação gráfica do DMT 1.	149
Figura 3.13	Curva granulométrica, amostra recolhida na sondagem 1 (4,4 – 5,0m).	150

Figura 3.14	Representação dos resultados do ensaio edométrico da amostra da sondagem 1 (5,0 metros)	153
Figura 3.15	Representação dos resultados da caixa de corte da amostra da sondagem 1 (4,0 m).	154
Figura 4.1	Representação gráfica dos ensaios PDL	159
Figura 4.2	Representação gráfica dos ensaios CPTU	159
Figura 4.3	Representação gráfica da média dos valores dos ensaios	159
Figura 4.4	Representação gráfica do perfil $q_c$ contra $P_0$ $P_1$	161
Figura 4.5	Correlação entre $N_{SPT}$ e $q_d$ em solos residuais graníticos	162
Figura 4.6	Correlação entre $N_{SPT}$ e $q_d$ na camada dos 4,0 aos 5,6 m	162
Figura 5.1	Efeitos da amostragem na determinação dos parâmetros de resistência	175





## ÍNDICE QUADROS

Quadro 1.1	Classificação de solos residuais	10
Quadro 1.2	Perfil de meteorização segundo vários autores (Adaptado de Ingeniería Geológica, Gonzalvez de Vallejo, 2002).	11
Quadro 1.3	Ângulo de atrito básico para tipos de rocha comum (Hoek & Brown, 1997)	19
Quadro 1.4	Intervalo de valores para rochas e solos típicos	20
Quadro 1.5	Grandezas físicas do solo.	22
Quadro 1.6	Perturbação na amostragem (adaptado de Clayton e tal., 1995)	30
Quadro 1.7	Determinação paramétrica em função da classe das amostras (Adaptado de Matos Fernandes, 1995).	33
Quadro 1.8	Vantagens e desvantagens dos diferentes tipos de amostrador, (Weltman e Head, 1983).	36
Quadro 1.9	Aplicabilidades dos amostradores em função da litologia, manual não publicado, Cruz.N, 2001)	38
Quadro 1.10	Características dos ensaios <i>in situ</i>	42
Quadro 1.11	Aplicabilidade em ensaios de campo <i>in situ</i>	43
Quadro 1.12	Qualidade dos parâmetros deduzidos	43
Quadro 1.13	Combinação de ensaios possíveis (Cruz, 2010)	46
Quadro 2.1	Evolução das potencialidades do cone estático (adaptado de Battaglio et al., 1986)	50
Quadro 2.2	Principais fontes de erro associadas ao cone estático (adaptado de Kulhawy, 1983)	50
Quadro 2.3	Correlação entre métodos gráficos e numéricos (Saraiva Cruz, 2008 VS Robertson)	63
Quadro 2.4	Factor teórico do cone, $N_c$	69
Quadro 2.5	Factor empírico do cone, $N_k$	70
Quadro 2.6	Factor teórico do cone, $N_{kT}$	71
Quadro 2.7	Factor teórico do cone, $N_{kE}$	72
Quadro 2.8	Factor teórico correctivo do cone, $N_{\Delta U}$	72
Quadro 2.9	Potencialidades do dilatómetro (adaptado de Battaglio et al., 1986)	81
Quadro 2.10	Valores de F, (Lutenegger, 1988)	110
Quadro 2.11	Fórmulas básicas do DMT	111
Quadro 2.12	Correcção do valor de $N_{SPT}$ (Skempton, 1996)	115
Quadro 2.13	Factor de correcção, $C_N$	116

Quadro 2.14	Correlações empíricas entre $(N1)_{60}$ e o ângulo de atrito ( $\phi$ )	116
Quadro 2.15	Classificação de solos (ASTM D 2487-85)	121
Quadro 2.16	Propriedades de diferentes tipos de solo	122
Quadro 2.17	Correspondências entre grupos de solos das classificações HRB e Unificada.	124
Quadro 3.1	Determinação do ângulo de atrito, $\phi'$ através do ábaco (Décourt, 1989).	145
Quadro 3.2	Resumo dos resultados obtidos na análise granulométrica da sondagem 1.	150
Quadro 3.3	Resumo dos resultados obtidos nos limites de consistência da amostra da sondagem 1 (4,4 – 5,0 m)	151
Quadro 3.4	Resultados obtidos do solo residual granítico da sondagem 1	151
Quadro 3.5	Resultados obtidos do solo residual granítico da sondagem 1 (5,0 m).	152
Quadro 3.6	Parâmetros de deformabilidade obtidos do solo residual granítico da sondagem 1 (5,0 m)	153
Quadro 3.7	Resultados obtidos do solo residual granítico da sondagem 1 (4,0 m).	154
Quadro 4.1	Resumo dos parâmetros $q_d$ e $q_c$ obtidos com o piezocone e com o Penetrômetro dinâmico	157
Quadro 4.2	Intervalo de valores obtidos pelo CPTU e DMT nos ensaios realizados	160
Quadro 4.3	Intervalo de valores obtidos pelo CPTU e DMT em formações graníticas do Porto	161
Quadro 4.4	Determinação da resistência de ponta dinâmica $q_d$ através da correlação	163
Quadro 4.5	Plano adoptado na prospecção <i>in situ</i> e ensaios laboratoriais	166
Quadro 4.6	Plano alternativo de prospecção <i>in situ</i> e ensaios laboratoriais	167
Quadro 5.1	Resultados obtidos no solo residual granítico (4,0 – 5,6 m)	171
Quadro 5.2	Valores de referência de CPTU e DMT em campos experimentais, (Cruz, 2010)	172
Quadro 5.3	Parâmetros de deformabilidade obtidos do solo residual granítico da sondagem 1 (4,0 -5,6 m)	173

## ÍNDICE FÓRMULAS

[1.1] Tensão total vertical	23
[1.2] Tensão neutra ou intersticial	23
[1.3] Tensão efectiva vertical	23
[1.4] Coeficiente de impulso em repouso	23
[1.5] Grau de sobreconsolidação	24
[1.6] Coeficiente de consolidação secundária	25
[1.7] Coeficiente de consolidação	26
[1.8] Coeficiente de compressibilidade	28
[1.9] Coeficiente de compressibilidade volumétrica	28
[1.10] Módulo de deformabilidade confinado, edómetro	28
[1.11] Índice de compressibilidade volumétrica	28
[1.12] Deformabilidade	28
[1.13] Módulo de deformabilidade	29
[1.14] Índice de área	32
[2.1] Resistência de ponta corrigida	56
[2.2] Razão entre área externa e interna do cone	56
[2.3] Resistência de atrito lateral	57
[2.4] Resistência de atrito lateral corrigida	57
[2.5] Área de influência da manga	57
[2.6] Índice de classificação numérica	63
[2.7] Ângulo de atrito efectivo (Robertson e Campanella)	65
[2.8] Ângulo de atrito efectivo (Kullhawy e Mayne)	67
[2.9] Ângulo de atrito efectivo (Norwegian University of Science and Technology)	67
[2.10] Resistência de ponta	69
[2.11] Coesão não drenada com base em $q_c$	70
[2.12] Coesão não drenada com base em $q_t$	71
[2.13] Coesão não drenada com base em $q_e$	71
[2.14] Coesão não drenada com base em $N_{\Delta U}$	72
[2.15] Coesão não drenada com base na tensão de pré-consolidação (Worth)	74
[2.16] Coesão não drenada com base na tensão de pré-consolidação (Mayne; Jamiolkowski; Ladd; Ladd e DeGroot)	74

[2.17] Coesão não drenada com base na tensão de pré-consolidação (Trak e Terzaghi)	74
[2.18] Módulo de deformabilidade confinado para ( $q_c < 10$ MPa)	75
[2.19] Módulo de deformabilidade confinado para ( $10 < q_c < 50$ MPa)	76
[2.20] Módulo de deformabilidade confinado para ( $q_c > 50$ MPa)	76
[2.21] Módulo de deformabilidade confinado para ( $q_t < 2,5$ MPa)	76
[2.22] Módulo de deformabilidade confinado para ( $2,5 < q_c < 5$ MPa)	76
[2.23] Módulo de deformabilidade confinado (Mitchell e Gardner)	76
[2.24] Módulo de deformabilidade confinado (Kullhawy)	77
[2.25] Módulo de deformabilidade confinado (Janbu)	77
[2.26] Módulo distorcional (Leroueil; Mayne)	77
[2.27] Módulo distorcional (Sabatini; Mayne; Bachus; Schneider e Zettler)	77
[2.28] Módulo de Young (Sabatini; Mayne; Bachus; Schneider e Zettler)	78
[2.29] Correção a leitura $P_0$	88
[2.30] Correção a leitura $P_1$	88
[2.31] Correção a leitura $P_2$	88
[2.32] Identificação do tipo de solo	91
[2.33] Baridade total do solo	91
[2.34] Módulo de elasticidade	91
[2.35] Módulo de deformabilidade confinado	91
[2.36] Ângulo de atrito efectivo	91
[2.37] Coesão não drenada	91
[2.38] Coeficiente de impulso em repouso	91
[2.39] Grau de sobreconsolidação	91
[2.40] Tensão de pré - consolidação	91
[2.41] Deslocamento na direcção normal ao plano da membrana	92
[2.42] Módulo dilatométrico	92
[2.43] Índice de material	92
[2.44] Índice de tensão horizontal	93
[2.45] Índice de tensão neutra	93
[2.46] Tensão de repouso (Marchetti, 1980)	95
[2.47] Tensão de repouso (Powell e Uglow, 1988)	96
[2.48] Tensão de repouso (Lacasse e Lunne, 1990)	96
[2.49] Tensão de repouso (Marchetti e Lunne, 1990)	96

[2.50] Ângulo de atrito, simetria axial, $\phi_{ps} > 32^\circ$	96
[2.51] Ângulo de atrito, simetria axial, $\phi_{ps} < 32^\circ$	96
[2.52] Tensão de repouso baseada em $\phi_{ax}$	97
[2.53] Tensão de repouso função de $K_D$ e $q_c$ (Baldi,1986)	97
[2.54] Grau de sobreconsolidação em função de $K_D$ (Marchetti,1980)	97
[2.55] Grau de sobreconsolidação para $I_D < 1,2$	97
[2.56] Grau de sobreconsolidação para $I_D > 2$	98
[2.57] Grau de sobreconsolidação para $1,2 < I_D < 2$	98
[2.58] Parâmetros para determinação do OCR	98
[2.59] Parâmetros para determinação do OCR	98
[2.60] Parâmetros para determinação do OCR	98
[2.61] Grau de sobreconsolidação em função de $K_D$ (Powell e Uglow, 1988)	98
[2.62] Grau de sobreconsolidação em função de $K_D$ (Lunne, 1989)	98
[2.63] Grau de sobreconsolidação em função de $K_D$ (Lunne, 1989)	98
[2.64] Grau de sobreconsolidação (Ladd, 1977)	100
[2.65] Grau de sobreconsolidação (Marchetti, 1980)	100
[2.66] Grau de sobreconsolidação (Mesri, 1975)	100
[2.67] Grau de sobreconsolidação (Mesri, 1975)	100
[2.68] Resistência não drenada - molinete	101
[2.69] Resistência não drenada – compressão triaxial	101
[2.70] Resistência não drenada – corte simples	101
[2.71] Resistência não drenada (Roque, 1988)	101
[2.72] Resistência ao corte para $I_D > 1,2$ (Marchetti e Crapps, 1981)	102
[2.73] Resistência ao corte para $I_D > 1,2$ (Marchetti e Crapps, 1981)	102
[2.74] Resistência ao corte para $I_D > 1,2$ (Marchetti e Crapps, 1981)	102
[2.76] Resistência ao corte para $I_D > 1,2$ (Marchetti e Crapps, 1981)	102
[2.77] a [2.94] Rotura do solo – força cravação da lâmina (Marchetti e Crapps, 1981)	103/4
[2.95] Ângulo de resistência ao corte para $\phi'_{ps} < 32$ (Schmertmann, 1983)	105
[2.96] Ângulo de resistência ao corte para $\phi'_{ps} > 32$ (Schmertmann, 1983)	105
[2.97] Ângulo de resistência ao corte (Riaund e Miran, 1992)	105
[2.98] Tensão de repouso baseado em $K_D$ e $q_c$ (Marchetti, 1985)	105
[2.99] Módulo de deformabilidade tangente confinado	107
[2.100] Módulo de deformabilidade função de $R_m$ e $E_D$	107

[2.101] Módulo de deformabilidade para $I_D < 0,6$	107
[2.102] Módulo de deformabilidade para $0,6 < I_D < 3,0$	107
[2.103] Módulo de deformabilidade para $I_D > 3,0$	107
[2.104] Módulo de deformabilidade para $K_D > 10$	108
[2.105] Módulo de deformabilidade para $R_{m0}$	108
[2.106] Módulo distorsional (Cruz N, 2006)	109
[2.107] Módulo distorsional (Hryciw, 1990)	109
[2.108] Módulo de Young (Robertson, 1988)	110
[2.109] Penetração equivalente $N_{60}$	114
[2.110] Penetração equivalente $N_{60}$ para tensão efectiva média	115
[2.111] Correção da tensão efectiva vertical para $(N_1)_{60}$	115
[2.112] Factor de correção $C_N$ (Eurocódigo 7, 1997)	116
[2.113] Factor de correção $C_N$ (Eurocódigo 7, 1997)	116
[2.114] Factor de correção $C_N$ (Eurocódigo 7, 1997)	116
[2.115] Correção do número de pancadas $(N_1)_{60}$	116
[2.116] Correlações empíricas de $(N_1)_{60}$ (Hatanaka e Uchida, 1998)	116
[2.117] Correlações empíricas de $(N_1)_{60}$ (Decour, 1989)	116
[2.118] Correlações empíricas de $(N_1)_{60}$ (Peck, 1953)	116
[2.119] Índice de grupo	123
[2.120] Tempo para rotura	127
[2.121] Tensão de corte	130
[3.1] Módulo de deformabilidade, Decourt	144
[3.2] Resistência unitária de ponta	146
[3.3] Resistência dinâmica de ponta	146
[5.1] Módulo de deformabilidade, Decourt	173

## **Anexos**

### **Anexo 1 – Normas de Ensaio**

- Anexo 1.1 Ensaio de penetração dinâmica, SPT
- Anexo 1.2 Ensaio de penetração dinâmica
- Anexo 1.3 Ensaio com dilatômetro de Marchetti, DMT
- Anexo 1.4 Ensaio com o piezocone, CPTU
- Anexo 1.5 Análise granulométrica
- Anexo 1.6 Limites de consistência
- Anexo 1.7 Classificação Unificada, ASTM
- Anexo 1.8 Classificação HRB, AASHTO
- Anexo 1.9 Ensaio de corte directo
- Anexo 1.10 Ensaio de consolidação

### **Anexo 2 – Relatórios de Ensaio**

- Anexo 2.1 Sondagens e ensaios de penetração dinâmica, SPT
- Anexo 2.2 Ensaio de penetração dinâmica ligeira, PDL
- Anexo 2.3 Ensaio com dilatômetro de Marchetti, DMT
- Anexo 2.4 Ensaio com o piezocone, CPTU
- Anexo 2.5 Análise granulométrica
- Anexo 2.6 Limites de consistência
- Anexo 2.7 Classificação Unificada, ASTM
- Anexo 2.8 Classificação HRB, AASHTO
- Anexo 2.9 Ensaio de corte directo
- Anexo 2.10 Ensaio de consolidação

### **Anexo 3 – Tabela de Preços**





## **Alfabeto Latino**

A – área;

A – parâmetro de calibração, DMT;

At – actividade argilas;

av – coeficiente de compressibilidade;

B – parâmetro Skempton de pressão neutra;

B – parâmetro de calibração, DMT;

c' – coesão, critério de intercepção Mohr-Coulomb;

Cc – coeficiente de compressibilidade

CH – Ensaio "Cross-hole"

CPT – Cone de penetração estática;

CPTu – Cone de penetração estática com medição de poro pressão;

C<sub>R</sub> – índice de recompressibilidade;

c<sub>u</sub> (S<sub>u</sub>) – coesão não drenada;

c<sub>v</sub> – coeficiente de consolidação;

C<sub>α</sub> – índice de área;

D<sub>e</sub> – diâmetro externo de amostrador;

D<sub>i</sub> – diâmetro interno de amostrador;

DMT – Dilatómetro de Marchetti;

DP – Penetrómetro dinâmico;

DPH – Penetrómetro dinâmico pesado;

DPL – Penetrómetro dinâmico ligeiro;

DPM – Penetrómetro dinâmico médio;

DPSH – Penetrómetro dinâmico super pesado;

D<sub>r</sub> – densidade relativa;

e – índice vazios;

E – Módulo de deformabilidade;

$E_0$  – Módulo de deformabilidade inicial;

$E_{oed}$  – Módulo edométrico;

$e_0$  – índice de vazios in-situ;

F – Carga;

F – percentagem de solo passado no peneiro ASTM n.º200;

FVT – Ensaio de Molinete, Vane Test

$f_s$  – atrito lateral (CPT);

G – Densidade

$G_0$  – Módulo distorcional;

H – altura de queda da massa M no ensaio de penetração dinâmico;

h – altura;

$I_c$  – índice de classificação numérica, CPTu

$I_D$  – índice de material, DMT;

IG – índice de grupo;

$I_p$  – índice de plasticidade;

JCS – resistência ao cisalhamento

JRC – coeficiente de rugosidade de juntas

k – coeficiente de permeabilidade;

$K_D$  – índice de tensão horizontal, DMT;

L – comprimento

LL – limite de liquidez;

LP – limite de plasticidade;

M – Módulo de deformabilidade confinado (DMT);

m – parâmetro de Hoek & Brown para modelo de rotura

mv – coeficiente de compressibilidade volumétrica;

n – porosidade;

$N_{60}$  – NSPT correcção referente a energia do ensaio SPT (60 % energia teórica);

NC – Solos normalmente consolidados;

N.F. – nível freático;

NSPT – número de pancadas da segunda fase do ensaio SPT;

OC – solos sobreconsolidados;

OCR – grau de sobreconsolidação;

p – media tensão total,  $[(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3]$ ;

p' – media tensão efectiva,  $[(\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3]$ ;

pa – pressão atmosférica (101,3 kPa);

PLT – Ensaio carga em placa;

PMT – Permeâmetro de Menard

q – tensão desviatória ( $\sigma_1 - \sigma_3$ );

qc – resistência de ponta (CPT/CPTu);

qd – resistência de ponta obtida através de ensaios dinâmicos, DP;

QT – Resistência total do cone (CPT);

qt – Resistência corrigida do cone (CPTU);

Rf – índice de atrito CPT ( $q_c/f_s$ );

s – assentamento;

S – grau de saturação;

SCPTU – Ensaio sísmico de CPTU

SPT – Ensaio de penetração standard;

u – tensão neutra;

$u_0$  – pressão neutra inicial ou em repouso;

$u_2$  – pressão neutra, CPTu;

$u_a$  – pressão atmosférica;  
 $U_D$  – índice de tensão neutra, DMT;  
 $V$  – volume total;  
VOCR – virtual OCR;  
 $w$  – teor em água;  
W1 – inalterado;  
W2 – pouco alterado;  
W3 – medianamente alterado;  
W4 – altamente alterado;  
W5 – decomposto;  
W6 – solo residual;  
 $z$  – profundidade;

### **Alfabeto Grego**

$\theta$  – diâmetro;  
 $\alpha$  – ângulo de inclinação no início do movimento;  
 $\delta$  – deslocamento;  
 $\varepsilon$  – tensão;  
 $\varphi$  – ângulo de atrito;  
 $\varphi'$  – ângulo de atrito efectivo;  
 $\varphi_b$  – ângulo de atrito básico entre juntas;  
 $\gamma$  – distorção;  
 $W$  – peso total;  
 $\gamma_s$  – peso volúmico das partículas sólidas;  
 $\gamma_{sat}$  – peso volúmico saturado;

$\gamma_t$  – peso volúmico aparente total;  
 $\gamma_d$  – peso volúmico aparente seco;  
 $\gamma_w$  – peso volúmico da água;  
 $\nu$  – coeficiente de Poisson;  
 $\sigma$  – tensão;  
 $\sigma_1$  – tensão máxima principa;  
 $\sigma_3$  – tensão mínima principal;  
 $\sigma'$  – tensão efectiva;  
 $\sigma'_c$  – tensão efectiva de consolidação;  
 $\sigma_h$  – tensão horizontal;  
 $\sigma_{h0}$  – tensão horizontal in-situ;  
 $\sigma'_{h0}$  – tensão efectiva horizontal in-situ;  
 $\sigma'_p$  – tensão de pré-consolidação;  
 $\sigma_{v0}$  – tensão vertical in-situ;  
 $\sigma'_{v0}$  – tensão efectiva in-situ;  
 $\sigma_v$  – tensão vertical;  
 $\tau$  – tensão de corte;

### **Abreviaturas**

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials;

ASTM – American Society for Testing and Materials;

CICCOPN – Centro de Formação Profissional da Indústria da Construção Civil e  
Obras Públicas do Norte;

EN – European Standard;

ISSMGE – International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering;

ISO- International Standard.



## **1| INTRODUÇÃO E OBJECTIVOS**





## **1| INTRODUÇÃO E OBJECTIVOS**

### **1.1| DESCRIÇÃO GERAL E OBJECTIVOS**

A necessidade do homem trabalhar com os solos encontra sua origem nos tempos mais remotos, podendo mesmo afirmar-se ser tão antiga quanto a civilização. Quanto aos trabalhos sobre o comportamento dos solos só a partir do século XVII é que apareceram, e remontam aos estudos de Vauban (1687), Coulomb (1773), Rankine (1865) e outros, que admitem os solos como “massas ideais de fragmentos”, atribuindo-lhes propriedades de material homogéneo e estudando-os mais de um ponto de vista “matemático” do que “físico”. Assim, foram desenvolvidas as “teorias clássicas” sobre o equilíbrio dos maciços terrosos, que apesar das suas limitações desempenharam um importante papel no desenvolvimento dos estudos dos mesmos.

Uma série de numerosos acidentes ocorridos em grandes obras de engenharia, no fim do século XIX e princípios do século XX, vieram mostrar a inadequada percepção dos princípios até então admitidos e, por outro lado, a insuficiência de conhecimentos para a tomada de nova orientação.

O ano de 1925, data em que o Prof. Karl Terzaghi publicou o seu famoso livro *Erdbaumechanik*, constitui um marco decisivo na nova orientação a ser seguida no estudo do comportamento dos solos. Naquela data nascia a MECÂNICA DOS SOLOS, ou seja, a mecânica dos sistemas constituídos por uma fase sólida granular, uma fase fluida e uma fase gasosa.

A prospecção geotécnica de maciços terrosos tem um papel fundamental no projecto geotécnico, uma vez que permite a determinação das características dos solos, de forma a prever, tanto quanto possível, o seu comportamento. Neste contexto é tanto melhor a previsão do comportamento de uma dada formação, quanto melhor e mais fundamentada seja a sua identificação e caracterização.

A região norte de Portugal é largamente dominada por solos residuais de natureza diferente, ou seja, originários de granitos e xistos, sendo no entanto predominantemente de natureza granítica.

Visto estes solos ocuparem grande parte da nossa área torna-se importante o seu conhecimento e caracterização.

Este trabalho tem como objectivo principal a caracterização física e mecânica de um solo residual granítico localizado na Maia, através da comparação dos resultados obtidos após ensaios de campo e laboratoriais.

A evidente evolução das técnicas de prospecção nas últimas décadas, deu origem a novos equipamentos e metodologias de ensaio que contribuíram para existência de um vasto leque de ferramentas ao dispor da caracterização, em especial nos maciços terrosos.

Pretende-se também com este projecto demonstrar as vantagens da utilização integrada dos ensaios *in situ* nas campanhas de prospecção geotécnica.

A utilização integrada e ponderada destas ferramentas nas campanhas de prospecção tradicionais, permitem uma resposta mais eficaz tendo em conta o objectivo da caracterização.

A presente tese retoma, actualiza e expande, em parte, o trabalho de Ribeiro Jorge (2005).

## **1.2| FORMAÇÃO DE SOLOS**

### **1.2.1| DEFINIÇÃO**

A definição de solo está estritamente dependente dos objectivos que se pretendem alcançar com a sua utilização. Assim, sob o ponto de vista pedológico, solo é uma entidade natural da superfície da crosta terrestre, dinâmica e evolutiva, que se distingue das rochas pela presença de vida vegetal e animal e por uma textura e estrutura relacionadas com a sua génese. Por outro lado, na perspectiva da geologia, solo é uma formação geológica superficial e móvel da crosta terrestre originada pela alteração física, química e biológica das rochas.

Sob o ponto de vista da engenharia, o solo é considerado como todo o material natural que se desagrega mediante a agitação em água, caso contrário é rocha. Embora verdadeira, esta definição é pouco concreta em termos de engenharia, sendo necessária a definição numérica baseada na atribuição de intervalos relativos a características mecânicas relacionadas com a resistência e deformabilidade, as quais apresentam valores consideravelmente diferentes consoante se trate de solo ou rocha.

Apesar do esforço para se obter uma definição consensual, não foi ainda estabelecida uma fronteira nítida entre solo e rocha, uma vez que esta passagem ocorre de forma gradual, observando-se um comportamento misto, com características conjuntas de maciço terroso e rochoso, nomeadamente durante a formação de solos residuais, na primeira fase do processo sedimentar, e na litificação dos solos transportados, na fase final dos mesmos.

### **1.2.2| FASES CONSTITUINTES DO SOLO**

É também importante definir a constituição de um solo, as acções a que está sujeito assim como a reacção a forças exteriores. Podemos então dizer que um solo é constituído por três fases:

**Fase sólida** – constituída por partículas que vão desde micrómetros a alguns centímetros, que na prática se consideram indeformáveis, que contém uma fracção mineral e uma

fracção orgânica (nem sempre ocorre). A fracção mineral corresponde aos minerais primários (quartzo, feldspatos, micas, anfíbolas e piroxenas, etc.) e aos minerais secundários (argilosos, óxidos e hidróxido de ferro e alumínio, silicatos e alumino-silicatos, etc.) encontrando-se estes geralmente em forma cristalina. Relativamente à fracção orgânica, esta apresenta constituintes pouco espessos e delgados, os quais conferem características porosas de baixa densidade e alto teor em água. Esta fracção é prejudicial para o comportamento mecânico da formação que a integra.

**Fase líquida** – esta fase pode encontrar-se sob três formas:

- Retida por atracção química das partículas sólidas, envolvendo-as (adsorção);
- Em água capilar nas zonas saturadas e de aeração (efeitos de capilaridade);
- Ocupando os poros na zona saturada, movendo-se por acção gravítica (água livre ou gravítica).

**Fase gasosa** – ocupa todos os vazios da zona de aeração, sendo os principais constituintes, o oxigénio, o dióxido de carbono, o azoto e o vapor de água.

Desta forma podemos dizer que um solo é uma estrutura constituída por duas ou três fases, estando sujeita a acções provocadas pelo próprio peso e por acções exteriores que podem provocar deslizamentos e rotações das partículas que por sua vez originam uma variação do índice de vazios <sup>(1)</sup>. Quando esses vazios estão totalmente preenchidos por água não existe fase gasosa e o solo diz-se saturado.

### **1.2.3| METEORIZAÇÃO**

Relativamente à formação dos solos esta divide-se em três fases distintas: meteorização, transporte e sedimentação. Nos solos sedimentares ocorrem as três fases, enquanto que nos solos residuais apenas se verifica a primeira fase.

<sup>(1)</sup>Entende-se por “índice de vazios” a relação entre o volume de interstícios numa dada amostra e o volume das partículas sólidas

A meteorização, único processo que ocorre nos solos residuais, tem início na desagregação do material rochoso, sendo que esta desagregação pode ter as seguintes origens:

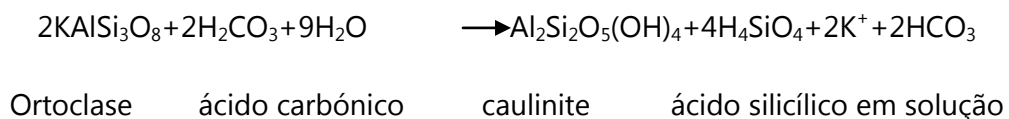
**Física** – através da acção mecânica de raízes, ciclos de gelo/degelo e contracções e expansões devido a ciclos de aquecimento e arrefecimento. A desagregação ocorre devido à maioria das rochas exibirem uma maior ou menor fracturação, e através dessa fracturação e com o auxílio da erosão vai haver um alívio da pressão pré-existente, formando superfícies expostas que vão ficar susceptíveis à penetração da água e das raízes das plantas.

A água, por sua vez, vai penetrar no maciço e preencher todos os espaços existentes entre as fracturas que através de processos de congelamento provocam um aumento de volume da água e conseqüente aumento das forças no interior do maciço provocando mais fracturação. Os aumentos e diminuições de volume provocados pelos ciclos de aquecimento e arrefecimento também vão obrigar o maciço a expandir e contrair, levando a um aumento da fracturação pré-existente.

**Química** - através da percolação das águas gasocarbónicas (hidrólise), oxidação, hidratação, etc. A água aparece assim como elemento mais importante neste processo, funcionando como reagente, catalizador ou portador de produtos de reacção.

Um exemplo típico que ocorre nos granitos é a hidrólise, reacção lenta dos minerais com a água que produz novos minerais essencialmente de origem argilosa, e em pequenas partes de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio.

A reacção envolvendo o feldspato de potássio é representada pela seguinte reacção:



A hidrólise dos feldspatos origina três produtos finais a reter:

- Um mineral de argila;
- Sílica em solução;
- Carbonato ou bicarbonato de potássio, sódio ou cálcio, em solução.

Quanto à oxidação, a sua origem está na reacção exotérmica dos minerais portadores de ferro com o oxigénio dissolvido na água, provocando a destruição da estrutura cristalina, que através da hidratação vai provocar a expansão dos minerais e posterior fracturação. No caso dos granitos a relação entre hidrólise e hidratação é o principal fenómeno de meteorização, já que os minerais argilosos que o constituem apresentam tendência para a hidratação.

No processo de meteorização estão também implícitos factores ambientais, dos quais podemos salientar geomorfologia, clima e flora:

- Geomorfologia – condiciona o ritmo de escoamento das águas superficiais, tendo influência no tipo de vegetação presente;
- Clima – influencia fortemente o tipo de vegetação e conseqüentemente o volume de águas de infiltração, tendo particular importância na pluviosidade, temperatura e amplitudes térmicas;
- Vegetação – intervém de forma directa nas reacções químicas pois sendo fonte de ácidos orgânicos confere também um certo teor de humidade ao solo na superfície.

#### **1.2.4| FORMAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS**

A definição de **solo residual**, se nos basearmos nas definições anteriormente descritas, é já consensual, traduzindo-se como um solo proveniente da alteração da rocha mãe, sem sofrer qualquer transporte relativamente ao local de origem.

A sua evolução no tempo dá-se a partir da rocha e caracteriza-se pela perda de resistência e aumento de deformabilidade, assim como pela variação da granulometria devido a decomposição dos minerais instáveis e pela existência de uma estrutura de cimentação típica. A sua composição vai depender do tipo e da composição mineralógica da rocha original. Por exemplo, para um granito, o tipo de solo residual resultante será areno argiloso – em geral conhecido por “saibro”.

Podemos começar por definir perfil de solo, como sendo uma secção vertical de camadas desde a superfície até a rocha mãe. Estas camadas são designadas por horizontes de alteração e genericamente podem destacar-se três fundamentais:

- Horizonte A: situa-se à superfície, e nele os minerais vão sendo removidos por lixiviação. A espessura apresentada é geralmente da ordem das dezenas de centímetros.
- Horizonte B: este horizonte forma uma bolsa de acumulação dos materiais lavados do horizonte anterior e possui espessuras ligeiramente superiores, chegando a atingir a grandeza métrica.
- Horizonte C: é um horizonte menos alterado, a partir do qual se formam os horizontes A e B. Neste horizonte já não se encontram vestígios de matéria orgânica, e pode atingir espessuras da ordem das dezenas de metros.

Pode ainda ser considerado um 4º Horizonte D – que constitui a base ou rocha mãe.

Da associação dos factores que controlam os processos de alteração dos solos resultam três tipos de solos distintos, dois em climas temperados e um em clima tropical. Nos ambientes temperados, a formação de solos residuais depende de dois processos fundamentais:

1. Podzolização: este processo desenvolve-se em ambientes temperados e húmidos geralmente com cobertura florestal, dando origem a solos com concentração de alumínio e ferro no horizonte B e lixiviação de cálcio sódio e magnésio. O principal mineral de argila resultante deste processo é a caulinite.
2. Calcificação: é um processo que se desenvolve em ambientes temperados e secos, com cobertura vegetal mais rasteiras, dando origem a solos com concentração de cálcio e magnésio no horizonte B, usualmente sob a forma de carbonatos. O principal mineral de argila resultante deste processo é a montmorilonite.

Em ambientes tropicais e subtropicais o processo de formação consiste na laterização. Este processo dá origem aos solos lateríticos, que se formam com concentração de ferro e alumínio no horizonte B. Para além das condições ambientais, preponderantes para formação dos solos residuais, estes depende naturalmente da rocha que lhe vai dar

origem. Assim o solo resultante vai variar em função da composição mineralógica da rocha mãe. No quadro abaixo apresentado [Chiossi, 1979], podemos ver alguns exemplos:

QUADRO 1.1 | CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS

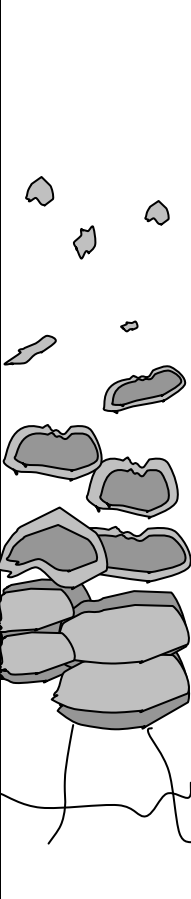
<b>Rocha Originária</b>	<b>Composição Mineralógica</b>	<b>Tipo de Solo</b>	<b>Composição do Solo</b>
Basalto	Plagioclase e piroxena	Argiloso	Argila
Quartzito	Quartzo	Arenoso	Quartzo
Filito	Sericite	Argiloso	Argila
Granito	Quartzo, feldspato e micas	Areno-argiloso	Quartzo e argila
Calcário	Calcite	Argiloso	Argila

Os solos residuais têm a mesma constituição anteriormente definida, no entanto o arranjo das partículas e as ligações entre elas são significativamente mais fortes devido a ligações químicas residuais provenientes da rocha mãe. Este factor em conjunto com a variedade possível para a constituição mineralógica original e as condições climatéricas locais, vão tornar estas formações complexas para avaliação em termos mecânicos.

Mas sob o ponto de vista geotécnico diversos autores propuseram os perfis que se apresentam no quadro seguinte:



QUADRO 1.2| PERFIL DE METEORIZAÇÃO SEGUNDO VÁRIOS AUTORES

Perfil esquemático	Vargas (1951)	Sowers (1963)	Geological Society (1970)	Deere e Patton (1971)	
	Rochas ígneas, basálticas e areníticas	Rochas ígneas e metamórficas	Rochas ígneas	Rochas ígneas e metamórficas	
	Solo residual	Zona superior	VI Solo residual	Horizonte IA	
			V Completamente alterada	Horizonte IB	
	Solo residual jovem	Zona intermédia	IV Altamente alterada	Horizonte IC (saprólítico)	
	Rocha desintegrada	Zona parcialmente alterada	III Moderadamente alterada	Zona de transição	IA Transição de solo saprólítico para rocha meteorizada
			II Debilmente alterada		IB Parcialmente meteorizada
	Rocha sã	Rocha inalterada	II Muito pouco alterada	Rocha sã	
IA Rocha sã					

Adaptado de Ingeniería Geológica, González de Vallejo, 2002.

Relativamente a zona superficial, de acordo com a meteorização física já atrás referida e com o avanço da alteração química das rochas, podemos concluir que quanto mais próximos estivermos da superfície mais alterada será a formação.

## **1.2.5| CLASSIFICAÇÃO PARA OBRAS DE ENGENHARIA**

### **1.2.5.1| INTRODUÇÃO**

Os graus de alteração e as respectivas extensões são difíceis de prever, mas alguns arranjos típicos podem ser definidos (Ruxton & Berry, 1957, Little, 1969, Blight, 1997): um horizonte superior com material bastante alterado, seguido de um horizonte medianamente alterado, composto nos limites por material altamente alterado e pouco alterado e o horizonte inferior representado por rocha sã.

Várias classificações de perfis de alteração podem ser encontradas na literatura, como as referidas no quadro anterior, mas a que temos conhecimento como primeira para um maciço granítico onde se pretendia construir uma barragem, foi a de Moye (1955). O maciço estava dividido em seis classes, onde as primeiras três eram consideradas rocha sã e uma queda abrupta de resistência para as três restantes classificadas como solo.

Quarenta anos mais tarde, a Geological Society of London (1995) apresenta uma revisão da classificação com algumas alterações associadas aos diferentes tipos de maciços rochosos (cársicos, sedimentares, magmáticos, metamórficos, etc.) e, pela primeira vez, incorpora um nível de resistência esperado. Finalmente, no novo milénio, a International Organization for Standardization (2003) aprova uma norma internacional designada "Geotechnical Engineering – Identification and Description of Rock" (ISO/CEN 14689-1).

Todas estas classificações concordam em dividir o horizonte em seis classes, baseada na descrição visual de importantes factores como, a cor da matriz da rocha e as descontinuidades, preservação da estrutura original, desintegração, composição química, e resistência oferecida pelas amostras de rocha a acção das diferentes ferramentas comuns (dedos, colheres, martelos, etc.).

A classificação mais usada em Portugal é a proposta pela ISRM (1978), no entanto é esperado num futuro próximo que a ISO/CEN seja a mais adoptada. Uma breve definição das classes é apresentada de seguida:

- I ou W1 (ISRM), rocha sã – representa o maciço rochoso inalterado, sem sinais de alteração na matriz rochosa e nas superfícies das juntas;

- II ou W2 (ISRM), ligeiramente alterado – representa o maciço rochoso com pequenos pontos de alteração nas superfícies das juntas;
- III ou W3 (ISRM), medianamente alterada - representa o maciço rochoso com sinais de alteração em todas superfícies das juntas;
- IV ou W4 (ISRM), altamente alterada – neste estado a alteração estende-se para todo o maciço, no entanto podemos ver alguns blocos de rocha inseridos na matriz rochosa, é possível ver a estrutura principal da rocha e é destacável com martelo;
- V ou W5 (ISRM), decomposta – basicamente é o mesmo do IV mas com menos resistência, pode ser destacado com uma colher;
- VI ou W6 (ISRM), solo – este é o patamar final do processo de alteração e representa a massa de solo onde não é evidente a macroestrutura.

Em todos os processos de alteração que transformam rocha em solo haverá uma transição gradual, sem uma fronteira dividindo rocha e as propriedades típicas de um solo e suas magnitudes. No geral, os três primeiros horizontes correspondem a uma massa rochosa sólida, cujo comportamento é controlado pela força da matriz da rocha e das características do seu conjunto de falhas, no entanto nos horizontes IV e V a resistência da matriz rochosa torna-se baixa aproximando-se do comportamento típico dos solos, no entanto a estrutura reticular está presente e pode ter uma influência importante no comportamento global. Neste horizonte intermédio, a resposta para algumas situações de engenharia pode ser misturada (solo e tipo de rocha), desde que a massa rochosa se desagrega o suficiente para se tornar uma massa de solo, mas onde os planos de fraqueza das juntas antigas não permitem controlar o comportamento mecânico. Finalmente, horizonte VI representa o comportamento de uma massa de solo com descrição própria na classificação de solos.

### 1.2.5.2| CLASSIFICAÇÃO - WESLEY

Uma das metas mais importantes nos estudos de investigação dos solos residuais no intuito de desenvolver uma classificação específica para trabalhos de engenharia, desde que as que são aplicadas aos solos sedimentares não se adequam, foram as propostas por Wesley (1988):

- As propriedades de certas argilas tropicais e subtropicais não são compatíveis com aquelas normalmente associadas ao sistema de classificação unificada dos solos;
- O solo *in situ* pode ser descrito como uma sequência de patamares de materiais desde um verdadeiro solo até uma rocha branda dependendo do grau de alteração, que não podem ser descritos adequadamente por sistemas baseados em classificações de solos transportados em climas temperados;
- Sistemas de classificação convencionais focam em primeiro lugar as propriedades do solo no seu estado remodelado, no entanto os solos residuais são fortemente influenciados pela inerente estrutura originária *in situ* da rocha mãe ou desenvolvida como consequência de fenómenos de alteração que são destruídos após a remoldagem.

Não obstante, ensaios de identificação destes solos em situações remoldadas, como os limites de Atterberg, densidade relativas, distribuição granulométrica ou teor em finos, não avaliam ou classificam o comportamento geotécnico real dos solos residuais, isto acontece apenas nos solos sedimentares (Vaughan et al., 1988). No entanto, remoldar e preparar amostras afecta claramente a sua caracterização dada a grande influência da microfábrica no comportamento mecânico.

Baseado na composição mineralógica e micro e macrofábrica do solo, Wesley (1988) propôs um sistema prático permitindo a divisão dos solos residuais em grupos com propriedades de engenharia similares. As bases desta proposta de classificação são descritas nas próximas linhas.

As características específicas dos solos residuais, que os distingue dos transportados, não podem ser atribuídas especificamente à presença dos minerais de argila encontrados nos

solos residuais, ou em efeitos estruturais particulares, como a presença de rocha inalterável ou parcialmente alterável.

A composição relativamente ao tamanho das partículas, forma e composição mineralógica da fracção pode ser dividida em:

- Composição física, exemplo: percentagem de rocha inalterada, tamanho e distribuição das partículas;
- Composição mineralógica.

Estrutura referente as propriedades específicas do solo *in situ* podem ser subdivididas da seguinte maneira:

- Macrofábrica (ou macroestrutura) – isto inclui todas as estruturas detectáveis a olho nú, como as camadas, descontinuidades, fissuras, poros, presença de rocha inalterada ou parcialmente alterada e outras estruturas reticulares inerentes das formações rochosas familiares;
- Estrutura rochosa ou estrutura não detectável – isto inclui a microfábrica, ligação inter-partículas ou cimentação, agregação de partículas, índice de vazios e forma, etc.

O primeiro passo para classificar solos consiste em formar grupos com base na composição mineralógica sem referência ao seu estado de perturbação. Os três grupos foram sugeridos por Wesley (1988)

- Grupo A: solos residuais sem grande influência mineralógica;
- Grupo B: solos com grande influência derivada dos minerais de argila usualmente encontrados nos solos transportados;
- Grupo C: solos com grande influência mineralógica derivada unicamente de minerais de argila encontrados nos solos residuais.

### Grupo A: solos residuais sem grande influência mineralógica

Com a eliminação dos solos que são fortemente influenciados por minerais de argila, um grupo de solos pode ser definido, esperando que tenha propriedades similares. No geral, solos com um perfil de meteorização como aquele ilustrado no quadro 1.2, apresentado no ponto anterior situam-se neste grupo. Em raras situações a meteorização no topo da camada (zona VI) pode ser suficiente para ter uma grande influência nas propriedades dos minerais de argila originando grandes modificações.

Solos do Grupo A podem ser subdivididos com base em efeitos estruturais. É conveniente separar efeitos estruturais em dois grandes grupos, mencionados anteriormente com o nome de macroestruturas e microestruturas. O Grupo A pode ser subdividido em três principais subgrupos:

- Subgrupo (a) – representa solos onde a macroestrutura tem um papel importante no comportamento do solo, horizontes altamente alterados e decompostos (Horizonte IV e V caem neste grupo).
- Subgrupo (b) – representa solos com macroestrutura pouco evidenciada e com uma forte influência através de inspeção visual.
- Subgrupo (c) – solos residuais pouco influenciados por macro ou micro efeitos estruturais estão aqui incluídos no subgrupo, que é um grupo muito incipiente, visto que poucos solos residuais caem nesta categoria.

### Grupo B: solos com grande influência mineralógica derivada dos minerais de argila comuns

Este grupo apresenta solos que são fortemente influenciados por minerais de argila usualmente encontrados em solos transportados. O membro mais significativo deste grupo é a montemorilonite.

Informação contida em diversa literatura, sugere que não existem muitos solos residuais a encaixar neste grupo, no entanto existem alguns solos residuais derivados de rochas sedimentares que possuem propriedades fortemente influenciáveis pela composição mineralógica.

### Grupo C: solos com grande influência mineralógica derivada unicamente de minerais de argila encontrados nos solos residuais.

Este grupo representa os solos que são fortemente influenciados pela presença de minerais argilosos que normalmente não são encontrados nos solos transportados. Os minerais mais importantes encontrados são os silicatos de argila como por exemplo a caulinite.

#### **1.2.6| EVOLUÇÃO MECÂNICA COM A ALTERAÇÃO**

As contínuas acções descritas no ponto anterior levam à degradação mecânica, de parte do maciço mais ou menos fracturado, transformando-o em solo sem sinais da macrofábrica original. No entanto, nos limites extremos assume comportamentos completamente diferentes, onde os três primeiros graus de alteração da classificação ISRM (W1 a W3) são representados como modelos principais, onde macrofábrica e matriz rochosa têm um papel fundamental no comportamento da força e resistência. A partir deste nível a alteração química estende-se a todo o maciço tornando-o com comportamento de solo (Cruz, 2010).

A evolução mecânica dos maciços, derivada da alteração, reflecte-se principalmente no aumento da porosidade, sendo que a ligação entre os grãos se perde progressivamente. No entanto, a cimentação inter-partículas residual mantêm-se. O maciço rochoso tende a tornar-se cada vez mais friável devido ao aumento da fracturação.

Maciços que contêm 1 a 3 famílias de falhas, tem a sua resistência influenciada tanto pela matriz rochosa como pelas discontinuidades. No entanto, as discontinuidades representam planos de fraqueza usualmente alterados pelo fluxo de água, originando uma descontínua e anisotrópica resposta, tendo uma maior influência na resistência, deformabilidade e propriedades hidráulicas dos maciços rochosos. Para as caracterizar correctamente muitas ferramentas foram usadas para as descrever e/ou medir, como as que apresentamos de seguida:

Rugosidade das paredes – resulta da dilatância de discontinuidades em baixas tensões de confinamento. A respectiva avaliação numérica pode ser obtida através de testes

laboratoriais (inclinômetros e ensaios com martelo de Schmidt) ou através perfis pré-selecionados de coeficientes de rugosidade (JRC) (Figura 1.1), tal como proposto por Barton & Choubey (1977);

Resistência das superfícies da diaclase - com o aumento da força de confinamento, a curva deve envolver cada vez mais considerável quebra de pico de grãos, a resistência da parede irá determinar o ponto de viragem a partir do qual as regras da rugosidade comandam a força e pode ser determinada por ensaios de martelo Schmidt realizados na superfície da descontinuidade;

Revestimentos de superfícies da diaclase - minerais de baixo atrito podem revestir a superfície e reduzir a força de atrito de deslizamento;

Preenchimentos - se a sua espessura é maior do que a amplitude de pico dos grãos, então as suas características mecânicas, dominam o processo;

Água (ou outro fluido incompressível) - quando a descontinuidade está preenchida com um fluido, a força de cisalhamento será reduzida pela pressão do fluido;

Persistência (continuidade) - descontinuidades não persistentes são caracterizadas por blocos de rocha, aumentando a componente de coesão da resistência ao cisalhamento.

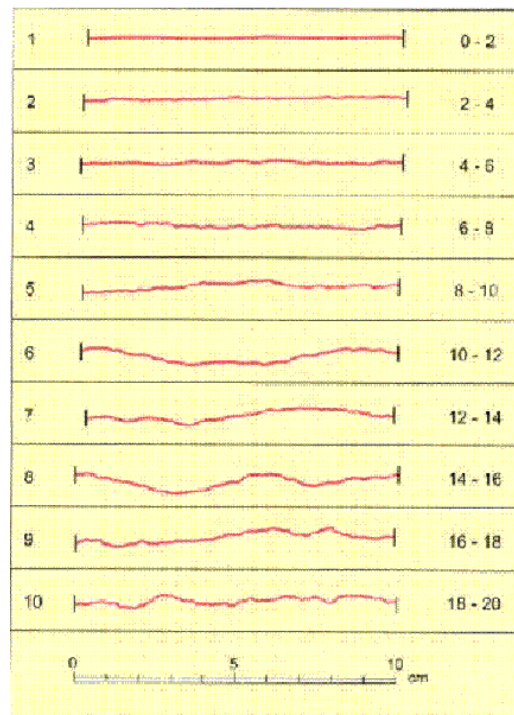


FIGURA 1.1 | PERFIS JRC - FORÇA DE CONTROLE EM FUNÇÃO DOS EFEITOS DE ESCALA ( HOEK & BROWN, 1980)



No caso de um maciço controlado por descontinuidades, a resistência ao cisalhamento é representada pelo atrito desenvolvido ao longo de uma superfície de contacto e o comportamento pode ser adequadamente representado pelo critério de Mohr-Coulomb. Na mecânica das rochas, os ângulos de atrito das descontinuidades podem ser definidos por:

- Ângulo de atrito de pico, ( $\Phi_p$ ), relacionados com a resistência ao cisalhamento máxima determinada pelo tipo de rocha e pela rugosidade da superfície;
- Ângulo de atrito básico, ( $\Phi_b$ ), característica da mineralogia da rocha e relacionado a uma superfície plana de referência, sem sinais de desgaste (W1);
- Ângulo de atrito residual, ( $\Phi_r$ ), relacionados com a resistência ao corte mínima, após a ruptura dos picos da superfície rugosa.

QUADRO 1.3 | ÂNGULO DE ATRITO BÁSICO PARA TIPOS DE ROCHA COMUM (Hoek & Brown, 1997)

<b>Tipo de Rocha</b>	<b><math>\Phi_b</math> (seco)</b>	<b><math>\Phi_b</math> (húmido)</b>
Arenito	26-35	25-34
Siltito	31-33	27-31
Calcário	31-37	27-35
Basalto	35-38	31-36
Granito de grão fino	31-35	29-31
Granito de grão grosso	31-35	31-33
Gnaisse	26-29	23-26
Xisto	25-30*	21-25*

(\*) nos planos de xistosidade

Alem dos três primeiros graus de alteração (W1 a W3), a alteração química é estendida a todo o maciço, e assim, a evolução mecânica é regida principalmente por um aumento da porosidade do material da rocha, o enfraquecimento dos minerais e da ligação entre os grãos de minerais, com o maciço rochoso a torna-se mais e mais friável e alterado. Os graus de alteração W4 e W5 representam o comportamento de transição, onde a estrutura micro e macro têm influência semelhante, para uma massa de solo residual onde o macrofábrica não está mais presente. Este processo é seguido por uma degradação mecânica que leva à redução substancial da resistência e rigidez. O quadro 1.4 (Cruz, 2010) ilustra as ordens de grandeza dos parâmetros de resistência e rigidez tipicamente associados a rochas e massas de solo.

QUADRO 1.4 | INTERVALO DE VALORES PARA ROCHAS E SOLOS TÍPICOS

	<b>Compressão Uniaxial (MPa)</b>	<b>Coesão (MPa)</b>	<b>Módulo de Young (MPa)</b>
<b>Rocha</b>	2-300	>0,1	>400
<b>Solo</b>	<2	<0,1	<300

Quando a macrofábrica já não está presente, o comportamento geral do solo coesão-atrito ocorre com o comportamento global mecânico a ser governado por uma ampla gama de factores, tais como, microestrutura, a rigidez não linear, pequena e grande tensão anisotrópica, resistência e desestruturação, características de consolidação e drenagem (Schnaid, 2005).

### **1.3|PROPRIEDADES BÁSICAS DOS SOLOS**

#### **1.3.1|GRANDEZAS FÍSICAS**

O comportamento de um solo depende em grande parte das relações quantitativas das 3 fases que o constituem, podendo este ser descrito através de um certo número de parâmetros que estabelecem essas relações.

Consideramos o caso geral de um solo constituído por partículas sólidas e cujos vazios se encontram preenchidos por água e ar (figura 1.2).

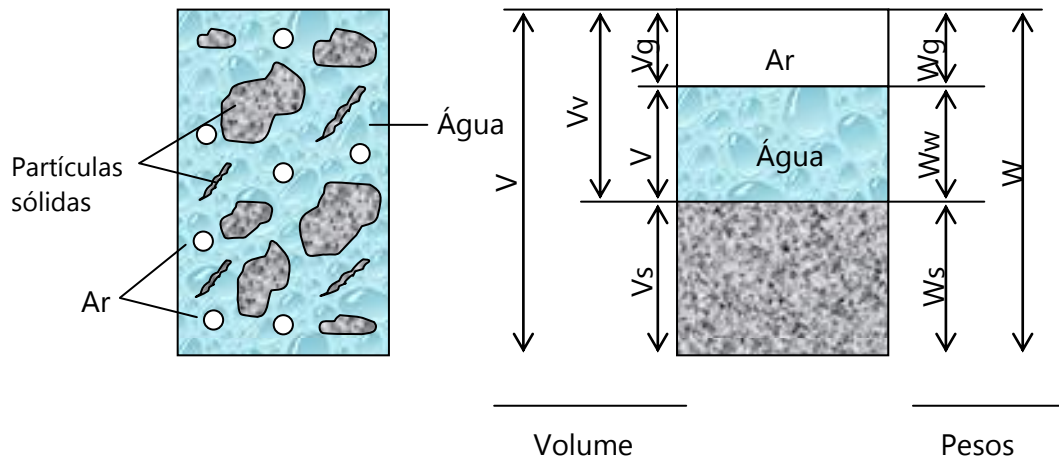


FIGURA 1.2 | DIFERENTES FASES CONSTITUINTES DO SOLO

A relação de peso mais aplicada no estudo dos solos é a determinação do teor em água ( $W$ ), relação entre o peso da água e o peso das partículas sólidas, por sua vez, entre volumes, as relações permitem obter o índice de vazios ( $e$ ); relação entre o volume de vazios e o volume dos sólidos, porosidade ( $n$ ) e grau de saturação ( $S$ ), quando se relacionam as duas (pesos por volumes) obtêm-se densidade ( $G$ ); peso volúmico aparente total ( $\gamma_t$ ); peso volúmico aparente seco ( $\gamma_d$ ); peso volúmico das partículas sólidas ( $\gamma_s$ ).

Como foi dito, todas estas grandezas se relacionam umas com as outras, de modo que, grande parte das vezes, só é necessário determinar as 3 grandezas  $\gamma_s$ ;  $\gamma$  e  $w$ . De seguida apresentam-se no quadro 1.5 os diferentes índices físicos:

QUADRO 1.5 | GRANDEZAS FÍSICAS DO SOLO

Descrição	Parâmetro
Volume total	$V = V_s + V_v = V_s + V_w + V_g \text{ (cm}^3\text{)}$
Porosidade	$n = (V_v / V_v + V_s) \times 100 \text{ (\%)}$
Índice de vazios	$e = V_v / V_s$
Grau de saturação	$S = (V_w / V_v) \times 100 \text{ (\%)}$
Peso total	$W = W_s + W_w + W_g \text{ (} W_g \approx 0 \text{) (g)}$
Teor em água	$w = (W_w / W_s) \times 100 \text{ (\%)}$
Peso volúmico aparente total	$\gamma_t = (W_s + W_w) / (V_s + V_v) \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Peso volúmico aparente seco	$\gamma_d = W_s / (V_s + V_v) \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Peso volúmico da água	$\gamma_w = 9,81 \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Peso volúmico das partículas sólidas	$\gamma_s = W_s / V_s \text{ (kN/m}^3\text{)}$
Densidade	$G = W_s / V_s * \gamma_w$

### 1.3.2|PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

O comportamento dos maciços bem como as principais características dos seus constituintes são habitualmente representados por parâmetros numéricos, os quais são agrupados segundo os seguintes aspectos:

- Estado de tensão *in situ*;
- História de tensões;
- Consolidação;
- Resistência e relações tensão – deformação.

O objectivo da caracterização é precisamente a quantificação destes parâmetros, pelo que de seguida se apresenta as definições e principais características relacionadas com cada uma.

### 1.3.2.1|ESTADO DE TENSÃO *IN SITU*

O estado de tensão instalado nos maciços advém da acção de dois tipos de forças distintas:

- Forças de gravidade;
- Forças tectónicas.

No caso particular dos solos somente as forças de gravidade actuam com algum significado.

A definição de estado de tensão *in situ* implica a avaliação das tensões efectivas vertical, ( $\sigma'_v$ ) e horizontal ( $\sigma'_h$ ). Como nos solos só as forças gravíticas têm influência, a determinação da tensão efectiva vertical é efectuada, de forma simples, através das expressões seguintes:

$$\sigma_{v0} = \gamma_t * z \quad [1.1]$$

$$u = \gamma_w * z \quad [1.2]$$

$$\sigma'_{v} = (\gamma_t - \gamma_w) * z \quad [1.3]$$

em que ( $\gamma$ ) representa a baridade do solo e ( $z$ ) a profundidade a que se pretende a determinação.

A determinação da tensão horizontal *in situ* pode ser efectuada directamente através de ensaios *in situ*, ou indirectamente através de um parâmetro designado por coeficiente de impulso em repouso, ( $K_0$ ), o qual se define como a relação entre as tensões efectivas horizontal e vertical, num determinado ponto,

$$K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v \quad [1.4]$$

A determinação de  $K_0$  pode ser efectuada através de:

- Fórmulas empíricas;
- Ensaios;
- Retroanálise.

A determinação do ( $K_0$ ) através de ensaios *in situ* é a que mais se aproxima da realidade, pois a sua medição é efectuada em ambiente natural do solo, garantindo o estado de repouso.

No caso particular dos solos residuais, o problema da determinação de ( $\sigma'_h$ ) e/ou ( $K_0$ ) é ainda mais complexo, dada a existência de uma estrutura de cimentação resultante das ligações estruturais herdadas da rocha original, não esquecendo que a evolução das tensões tende a diminuir devido aos processos de alteração a que estes solos estão sujeitos.

Este parâmetro é estritamente dependente do tipo de solo, índice de vazios e ângulo de atrito, bem como do índice de plasticidade.

### **1.3.2.2|HISTÓRIA DE TENSÕES**

O conhecimento da história de tensões de um solo é muito importante pois o seu comportamento mecânico vai estar dependente dos níveis de tensão e ciclos de carga-descarga-recarga a que o solo esteve sujeito. Os parâmetros geotécnicos que reflectem esta história de tensões são a tensão de pré-consolidação, ( $\sigma'_p$ ) e o grau de sobreconsolidação, (OCR).

A tensão de pré-consolidação corresponde à tensão efectiva vertical máxima a que um solo esteve sujeito ao longo da sua história. O grau de sobreconsolidação, traduz-se pela relação entre a tensão de pré-consolidação, ( $\sigma'_p$ ) e a tensão efectiva vertical *in situ*, ( $\sigma'_v$ ),

$$\text{OCR} = \sigma'_p / \sigma'_v \quad [1.5]$$

Quando a tensão de pré-consolidação é igual à tensão efectiva vertical o solo diz-se normalmente consolidado e  $\text{OCR} = 1$ . Por outro lado quando ( $\sigma'_p$ ) é superior a ( $\sigma'_v$ ) diz-se que o solo é sobreconsolidado e OCR toma valores superiores a 1. Caso o ( $\sigma'_p$ ) seja

inferior a ( $\sigma'_v$ ) então estamos perante uma situação em que o solo se encontra em fase de consolidação hidrodinâmica para o nível de tensão vertical suprajacente e diz-se sub-consolidado.

### **1.3.2.3|CONSOLIDAÇÃO**

Quando uma carga é aplicada rapidamente a um solo, a mesma é transmitida conjuntamente ao esqueleto sólido e ao fluído intersticial. A variação da pressão obriga a água a percolar através do solo, pelo que as propriedades do mesmo variam com o tempo (Teoria de consolidação de Terzaghi).

No instante inicial da aplicação da carga, e se o solo se encontrar saturado, a mesma vai ser totalmente absorvida pela água passando gradualmente para o esqueleto sólido a velocidades variáveis que dependem da permeabilidade deste. Este fenómeno designa-se por consolidação hidrodinâmica. Nas curvas assentamento / tempo obtidas através do ensaio edométrico, onde são aplicados escalões de carga a uma amostra impedida de deformar lateralmente, são visíveis três comportamentos distintos:

- Deformação instantânea, devido principalmente à libertação de ar existente no interior do solo e a um primeiro rearranjo das partículas;

- O tramo rectilíneo de pendor acentuado representa a consolidação primária ou hidrodinâmica, diminuição de espessura por expulsão da água que se encontra sobre pressão;

- Por último o tramo designado por consolidação secundária, que representa um reordenamento das partículas e deformação do esqueleto sólido, o que conduz a uma redução suplementar da espessura. Embora se considere que o excesso de pressão neutra se tenha dissipado no final da consolidação hidrodinâmica, persistem alguns excessos localizados ao nível da água adsorvida que provocam um fluxo a velocidade baixa. Os assentamentos resultantes deste tipo de consolidação variam linearmente com o logaritmo do tempo, pelo que podem ser expressos por uma relação entre o índice de vazios e o tempo, cuja expressão habitual é:

$$\Delta e = C\alpha \log (t_2 / t_1) \quad [1.6]$$

em que  $C\alpha$  é um parâmetro adimensional,  $t_2$  é o instante em que se pretende conhecer o assentamento e  $t_1$  é o instante correspondente ao fim da consolidação primária (utiliza-se por vezes para  $t_1$  o valor de  $t_{90}$ , ou seja o instante correspondente a um grau de consolidação médio de 90%).

Um outro parâmetro também pode ser determinado através das curvas de assentamento / tempo, o coeficiente de consolidação, ( $c_v$ ), obtido através da expressão seguinte para cada escalão de carga.

$$c_v = (0,197 * H_0^2) / t_{50} \quad [1.7]$$

Em que  $H_0$  corresponde a metade da altura inicial do estrato, para drenagem pelas duas faces e  $t_{50}$  como o tempo correspondente a 50% da consolidação.

#### **1.3.2.4|RESISTÊNCIA E RELAÇÕES TENSÃO - DEFORMAÇÃO**

A análise do comportamento mecânico dos solos é um processo complexo e variável, dependente de vários factores, os quais podem ser divididos em dois grandes grupos: factores relacionados com as características intrínsecas dos solos e factores que reflectem as características de solicitação.

É habitual dividir-se o estudo do comportamento mecânico dos solos em duas situações: condições drenadas e não drenadas, respeitando a primeira o critérios de rotura de Mohr-Coulomb e a segunda o critério de Tresca.

Os solos arenosos tendem a assumir comportamentos drenados enquanto os de natureza argilosa exibem tanto comportamento drenado (longo prazo) como não drenado (curto prazo). No caso dos solos residuais de alteração do granito é habitual considerar que estes exibem comportamentos essencialmente drenados.

As tensões de corte comunicadas ao solo destroem progressivamente o "imbricamento" das partículas tendendo a estrutura do solo para um estado de cada vez menor compactidade. As areias soltas e argilas normalmente consolidadas exibem comportamentos dúcteis e diminuem de volume durante o corte. Em geral, a resistência



ao corte destes solos respeita o critério de Mohr-Coulomb, traduzido pela equação de uma recta cuja ordenada na origem, denominada de coesão efectiva, ( $c'$ ), é igual a zero, sendo o ângulo que a mesma faz com a horizontal denominado por ângulo de atrito.

Pelo contrário, areias densas e argilas sobreconsolidadas evidenciam um comportamento frágil, caracterizam-se por envolventes de pico traduzidas por valores de ( $c'$ ) e ( $\phi'$ ) diferentes de zero e que apresentam dois declives distintos consoante o nível de tensão instalado é inferior ou superior à tensão de pré-consolidação (Matos Fernandes, 1995).

A resistência ao corte dos solos em termos de tensões efectivas parece ser pouco influenciada quer pelas trajectórias de tensão seguidas quer pelo tipo de consolidação, isotrópica ou anisotrópica, obtendo em regra valores idênticos de ( $c'$ ) e ( $\phi'$ ) (Almeida e Sousa, 1995).

O ensaio triaxial e a caixa de corte são os ensaios laboratoriais mais indicados e usuais para a sua determinação de ( $c'$ ) e ( $\phi'$ ), sendo o primeiro aquele que melhor se adapta pois permite repor ao solo as tensões em que este se encontrava *in situ* e não impõe uma superfície de rotura no corte, contrariamente ao que acontece na caixa de corte.

Nos solos residuais de alteração do granito e devido, mais uma vez, ao carácter evolutivo da sua alteração, apresentam perdas de resistência ao longo do tempo o que traduz uma diminuição do valor da coesão. Associando a este factor as dificuldades inerentes à amostragem, torna-se importante uma avaliação dos parâmetros através de ensaios *in situ*.

Relativamente aos parâmetros de tensão – deformação o ensaio edométrico permite a sua determinação, para cada patamar de carga são estabelecidas curvas de assentamento,  $\Delta h$ , versus tensão ou logaritmo de tensão aplicada, ( $\sigma$ ).

No caso dos solos residuais de alteração do granito, e devido à sua estrutura de cimentação, e a problemas relacionados com a perturbação da amostra, a parte inicial da curva prolonga-se um pouco mais, uma vez que a tensão aplicada ao solo vai ser suportada pela coesão existente. A passagem para o ramo virgem pode não ser representativa da tensão de pré-consolidação, ( $\sigma'_p$ ) mas sim o momento em que o solo quebrou a sua estrutura de cimentação. Torna-se portanto difícil definir com rigor qual a tensão de pré-consolidação do solo.

Vários parâmetros podem ser retirados através deste ensaio:

- Coeficiente de compressibilidade, ( $a_v$ ) variação do índice de vazios por unidade de acréscimo da tensão efectiva,

$$a_v = |\Delta e / \Delta \sigma'_v| \quad [1.8]$$

- Coeficiente de compressibilidade volumétrica, ( $m_v$ ) a relação entre a variação da porosidade ( $\Delta n$ ) e a variação da tensão efectiva,

$$m_v = -\Delta n / \Delta \sigma'_v \quad [1.9]$$

Note-se que sendo a porosidade a relação entre o volume de vazios e o volume total de um fragmento de solo, a variação da porosidade dá directamente a variação volumétrica por unidade de volume que o fragmento sofreu.

- Módulo de deformabilidade confinado, ( $E_{oed}$ ), habitualmente designado por módulo edométrico, como o inverso do coeficiente de compressibilidade volumétrico,

$$E_{oed} = 1 / m_v \quad [1.10]$$

- Índice de compressibilidade, ( $C_c$ ) que é a relação entre a variação do índice de vazios e variação do logaritmo da tensão, no ramo virgem:

$$C_c = - \Delta e / \Delta \log \sigma' \quad [1.11]$$

No caso particular do cálculo ser efectuado sobre a parte inicial da curva referente à compressão, então a relação denomina-se de índice de recompressibilidade, ( $C_r$ ) o qual oscila entre 1/5 a 1/10 do índice de compressibilidade.

Relativamente ao módulo de deformabilidade ( $E$ ), a sua determinação consiste na relação entre a tensão aplicada e a extensão produzida segundo o eixo de aplicação da mesma,

$$E = \sigma / \epsilon \quad [1.12]$$

A determinação destes parâmetros pode ser obtida de várias formas:

- Fórmulas empíricas;
- Ensaio de penetração dinâmica e estática;
- Pressiómetros e dilatômetro;
- Ensaio laboratoriais (triaxial).

De salientar que os ensaios de penetração dinâmica e estática não avaliam deformações mas sim resistências, portanto não são os mais indicados para a sua determinação. Os ensaios que nos permitem uma avaliação da deformação são portanto os mais adequados, como por exemplo: o pressiómetro e o dilatômetro, relativamente aos ensaios *in situ* e laboratorial o ensaio triaxial.

O ensaio com o DMT também nos permite a avaliação do parâmetro M que corresponde ao módulo de deformabilidade confinado e traduz-se pela seguinte expressão:

$$M = 1/ m_v \quad [1.13]$$

Onde  $m_v$  corresponde ao coeficiente de compressibilidade volumétrica já atrás referido.

## **1.4|AMOSTRAGEM**

### **1.4.1|INTRODUÇÃO**

Os ensaios de laboratório dependem muito da amostragem, que introduz perturbações no solo que muito influenciam a estimativa de propriedades deste (Baligh, 1985). A perturbação nos solos geralmente ocorre numa grande variedade de fases de amostragem, ou seja, perfuração, penetração de amostrador, o transporte, extorsão e corte, responsáveis por danos significativos e complexos.

Os efeitos da perturbação geralmente são identificados a partir de variação de estado de tensão, tensão mecânica, teor de água e variações de índice de vazios, bem como a eventual alteração química, sendo alguns destes inevitáveis, enquanto outros podem ser substancialmente reduzidos se os procedimentos adequados forem realizados. O nível de

perturbação e de importância de cada factor referido não depende apenas do processo de amostragem, mas também do tipo de solo (Hight, 2000; Viana da Fonseca & Ferreira, 2001; Rodrigues, 2003). Clayton et al. (1995) resumiu as principais causas de perturbação devido à amostragem de processos conforme descrito no quadro 1.6.

QUADRO 1.6 | PERTURBAÇÃO NA AMOSTRAGEM (adaptado de Clayton et al., 1995)

<b>Antes da amostragem</b>	<b>Durante amostragem</b>	<b>Depois da amostragem</b>
Alívio de tensão	Alívio de tensão	Alívio de tensão
Expansão	Remoldagem	Migração de água
Compressão	Deslocamento	Variação do teor em água
Deslocamento	Quebra	Sobreaquecimento
Ruptura pela base	Pedras na extremidade	Vibração
Fenómeno de "piping"	Mistura ou Segregação	Trocas químicas
Cavitação	Roturas locais	Distorsão, perturbação

Em solos arenosos, os processos de amostragem geram uma resposta drenada e o nível de sucção é bastante limitado, assim, as principais consequências podem ser resumidas da seguinte forma (Hight, 1995):

- Variação do volume de vazios;
- Perturbações mecânicas da estrutura do solo e cimentação (normalmente presente em solos naturais, geradas por deformações volumétricas e de cisalhamento);
- Diminuição significativa da tensão efectiva ( $\sigma'$ );
- Modificações da distribuição do contacto inter-partículas.

A obtenção de amostras para os ensaios de laboratório pode ser efectuada quer por acesso directo (amostras colhidas em poços ou valas, etc.) quer por meio de furos de sondagem.

As amostras são recolhidas através da utilização de aparelhos designados por amostradores, que são descidos até ao fundo do furo e em seguida obrigados a penetrar no terreno de modo a envolver uma parte deste – a amostra – que é em seguida trazida para a superfície.

Um amostrador é um tubo de parede fina ou grossa, de secção circular, acoplado a um dispositivo próprio que permite a sua cravação. Os amostradores de parede grossa, ao contrário dos de parede fina, induzem perturbações acentuadas nas amostras, pelo que são apenas usados em solos grosseiros ou contendo fragmentos que previsivelmente danificariam um amostrador de parede fina.

Técnicas de amostragem são geralmente divididas de acordo com a qualidade final pretendida, que pode ser descrito da seguinte forma (Viana da Fonseca & Ferreira, 2001):

- Amostra bloco - blocos com dimensões maiores do que os amostradores de tubo normal, pois eles são aparados à mão na área e com a menor perturbação de amostragem. No entanto, só é possível obter esta amostra, se alguma coesão (estrutural, portanto, eficaz, ou aparente, como que, devido à sucção) está presente e em locais acima do nível da água, exigindo operadores altamente qualificados. Amostras Sherbrooke e Laval permitem a colheita das amostras com mesmo nível de qualidade
- Tubos amostradores de cravação estática - amostradores de parede fina tubo aberto (Shelby e amostradores de pistão) estaticamente cravados em solos soltos ou medianamente compactos, com conteúdo finos alto e limitado pelo tamanho máximo do grão das partículas, uma vez que a parede fina é facilmente danificada durante a penetração
- Tubos amostradores de cravação dinâmica – amostradores de parede grossa, tubo aberto e cravados por pancadas (dinâmico). As paredes do tubo são mais fortes para a penetração, mas introduzem danos importantes na amostra, especialmente em solos grosseiros. Apropriado para materiais rígidos / compactados;
- Amostradores de rotação duplos e triplos (Mazier) - amostradores de parede dupla ou tripla que são introduzidos por perfuração rotativa, geralmente com água, permitindo a amostragem contínua e níveis baixos de sucção desenvolvida durante a extracção. Por outro lado, a água é responsável por perturbações relevantes,

redução da tensão média efectiva, especialmente em equipamentos de descarga frontal. Adequado para solos duros;

- Amostras remexidas – apenas para inspecção visual e análise da composição mineralógica.

A forma habitual de controlar a qualidade dos amostradores é feita através do índice de área, definido como:

$$[(D_e^2 - D_i^2) / D_i^2] * 100 \quad [1.14]$$

Em que  $D_e$  é o diâmetro exterior do amostrador e  $D_i$  é o diâmetro interior na boca do amostrador. Este índice não deve exceder 25% para que as amostras obtidas apresentem qualidade aceitável (Folque, 1982).

#### **1.4.2|CLASSIFICAÇÃO DAS AMOSTRAS**

As amostras classificam-se como a seguir se indica:

Classe 1 – Amostras que não sofreram distorção nem alteração de volume e que portanto apresentam compressibilidade e características de corte inalteradas.

Classe 2 – Amostras em que o teor em água e a compactação não sofreram alteração mas que foram distorcidas e em que portanto as características de resistência foram alteradas.

Classe 3 – Amostras em que a composição granulométrica e o teor em água não sofreram alterações, mas em que a densidade foi alterada.

Classe 4 – Amostras em que a composição granulométrica foi respeitada mas em que o teor em água e a densidade sofreram alterações.

Classe 5 – Amostras em que até a composição granulométrica sofreu alteração, por via de perda de partículas finas ou por esmagamento de partículas grosseiras.

O quadro 1.7 (Matos Fernandes, 1995) mostra a adequabilidade de cada tipo de amostras na determinação dos diversos parâmetros físicos e mecânicos.

QUADRO1.7| DETERMINAÇÃO PARAMÉTRICA EM FUNÇÃO DA CLASSE DAS AMOSTRAS (ADAPTADO DE MATOS FERNANDES, 1995).

<b>Classe</b>	<b>Parâmetros a determinar</b>
1	Parâmetros de resistência, deformabilidade e compressibilidade
2	Coefficiente de consolidação, coeficiente de permeabilidade
3	Teor em água, índice de vazios, peso específico, coeficiente de permeabilidade
4	Teor em água, curva granulométrica
5	Identificação da sequência estratigráfica

Por mais cuidados que sejam postos no processo de amostragem, o estado de tensão “in situ” é modificado e inevitável com a anulação praticamente completa das tensões totais e passagem das pressões neutras a valores negativos, a que corresponde um estado de tensão efectiva simétrico. Assim, uma amostra é considerada indeformada quando, em relação ao maciço de onde foi retirada, experimentou apenas alterações do estado de tensão. No sentido estrito do termo, não é possível obter amostras indeformadas, já que alguma perturbação é sempre inevitável. Para efeitos práticos todavia, são consideradas amostras indeformadas as que, não tendo sofrido distorção nem variação de volume, conservam a “estrutura do solo” essencialmente inalterada. Estas são as amostras indispensáveis para a determinação das características de resistência e de deformabilidade dos solos em laboratório (Matos Fernandes, 1995).

### **1.4.3|ETAPAS DE AMOSTRAGEM**

As etapas de amostragem que correntemente constituem uma amostragem clássica de solos, com recurso a amostradores cravados, estão apresentadas na figura 1.3.

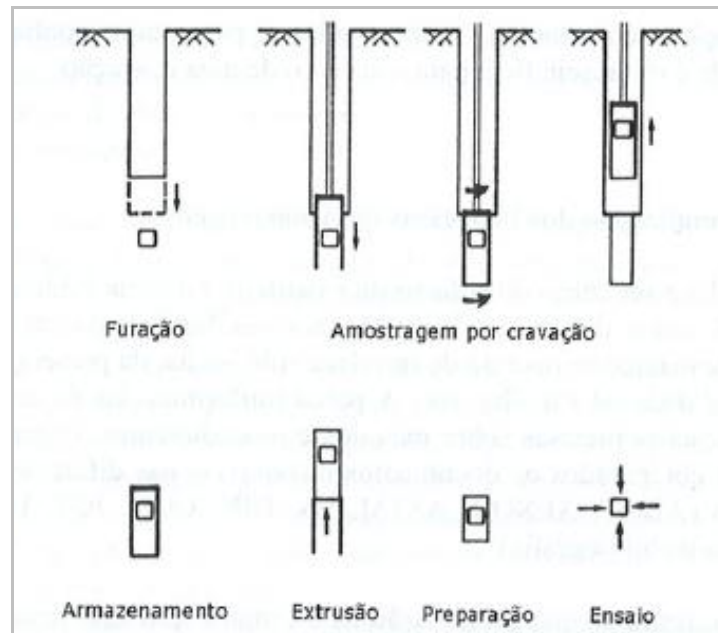


FIGURA 1.3| ETAPAS DE AMOSTRAGEM E PREPARAÇÃO DE UMA AMOSTRA DE SOLO PARA ENSAIOS LABORATORIAIS, GESTÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM (MATOS FERNANDES, 1995).

Do que se depreende desta figura, como detalhado por Hight (2000), estes procedimentos, mesmo admitindo que preservam a constituição física dos materiais, induzem fortes alterações do estado de tensão dos solos amostrados e, mais importante, podem induzir importantes deformações (distorcionais e volumétricas) que põem em causa a integridade estrutural dos mesmos.

Uma das formas mais comuns de proceder à caracterização geotécnica de maciços terrosos, diz respeito à execução de furos de sondagem, nos quais são introduzidos e cravados tubos amostradores. Deste modo obtêm-se amostras que normalmente se utilizam para classificação e identificação dos solos, bem como para execução de ensaios laboratoriais com vista à determinação das propriedades mecânicas.

Os ensaios laboratoriais, geralmente permitem uma boa definição das condições fronteira e controlo das condições de drenagem, possibilitam de igual modo a uniformidade no campo de tensões (ou deformações) aplicado aos provetes, fazendo com que a sua interpretação se torne uma tarefa exequível. Contudo, apresentam como principais desvantagens os efeitos perturbadores da amostragem, que provocam diferenças significativas entre as propriedades investigadas laboratorialmente e as existentes *in situ*, bem como incertezas associadas à extrapolação espacial das propriedades avaliadas em



provetes, (correspondentes a volumes reduzidos de solo), para o total do maciço terroso em investigação. Torna-se assim compreensível que a tendência actual vá no sentido de um investimento significativo nas metodologias e nos procedimentos de execução e interpretação de ensaios *in situ*, tornando-se actualmente imperiosa a sua realização em estudos de caracterização geotécnica dos maciços. De facto os ensaios *in situ* possibilitam uma descrição mais detalhada da variação espacial das propriedades dos terrenos, minorando significativamente os efeitos de escala na extrapolação dos seus parâmetros, todavia, estes geram problemas normalmente muito complicados, associados ao desconhecimento das condições fronteira, geração de variações significativas nas tensões e/ou deformações a que ficam sujeitos os solos, bem como promoção de condições de drenagem incontroláveis.

#### 1.4.4|AMOSTRAGEM DE BLOCOS

Reconhecida como a técnica ideal, por não estar condicionada pelos danos da intrusão de elementos estranhos aos maciços, este método é, contudo, limitado a condições e situações muito particulares. Não é, por exemplo, exequível sob o nível estacionário de água – embora este possa ser rebaixado por bombagem em poços (o que é caro) e subsequente escavação – e tem muitos condicionalismos para médias e grandes profundidades. É, no entanto uma referência que comanda as relações de qualidade das amostras, recolhidas segundo outros processos como alguns que se apresentam a seguir.



FIGURA 1.4| TALHAGEM E RECOLHA DE AMOSTRAS EM BLOCOS (MATOS FERNANDES, 1995).

QUADRO 1.8| VANTAGENS E DESVANTAGENS DOS DIFERENTES TIPOS DE AMOSTRADOR (WELTMAN E HEAD, 1983).

<b>Tipos de Amostrador</b>	<b>Aplicação</b>	<b>Vantagens</b>	<b>Limitações</b>
<b>Parede Grossa</b>	Solos duros a muito duros	Equipamento simples e robusto; possível a cravação dinâmica; amostragem com camisa	Índice de área elevado (30%). Perturbação elevada da amostra
<b>Shelby</b>	Solos finos e consistentes; Amostras de classe 1 e 2	Índice de área de 10% permite cravação estática	Base facilmente danificada por materiais grosseiros
<b>Pistão fixo</b>	Argilas moles sensíveis e solos incoerentes finos; Amostras de classe 1 e 2	Perturbação reduzida em relação a todos os outros, incluindo o efeito de alívio de tensões; controlo preciso da penetração	Dispendioso; equipamento delicado; requer técnicos especializados para a colheita
<b>Bishop</b>	Amostragem em areias e siltes abaixo do nível freático; Amostras de classe 2 e 3	Permite a recolha de amostras de solo granular abaixo do nível freático em condições aceitáveis	Dispendioso; delicado para operações de campo; operação morosa com possibilidade de abortar; requer técnicos especializados para a colheita
<b>Amostragem em blocos</b>	Quando são necessários volumes representativos das várias heterogeneidades	Permite a obtenção de amostras representativas de grandes dimensões, orientadas, em condições de baixa perturbação	São necessários cuidados extremos; operação morosa; requer técnicos especializados; Obtenção complicada em profundidade

#### 1.4.5|AMOSTRADOR SHELBY

O amostrador Shelby (figura 1.5), de paredes finas é muito utilizado em Portugal. Os tubos de recolha são em aço, sem costuras e sem folga interior, com 500 mm de comprimento, no mínimo 70 mm de diâmetro interno e cerca de 3 mm de espessura da parede. O ângulo de bisel é de 30°. O sistema de isolamento dos tubos é constituído por uma tampa de borracha ligeiramente superior ao tubo na base e uma tampa dupla de aço com *o-ring* no topo e de diâmetro ligeiramente inferior ao diâmetro interno, permitindo o ajuste superior da amostra.

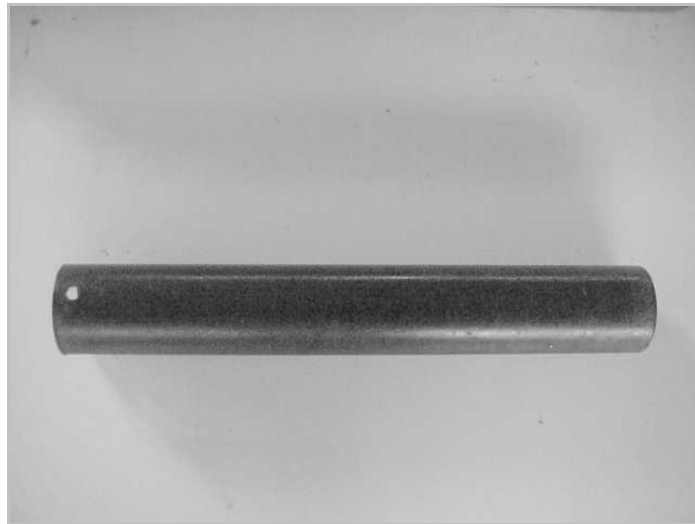


FIGURA 1.5| AMOSTRADOR SHELBY, CICCOPN.

De seguida apresenta-se o quadro 1.9 com indicação da frequência de utilização de amostradores em função da litologia do terreno a amostrar.

QUADRO 1.9| APLICABILIDADES DOS AMOSTRADORES EM FUNÇÃO DA LITOLOGIA, MANUAL NÃO PUBLICADO (CRUZ, N.,2001).

<b>Amostrador</b>	<b>Litologia</b>	<b>Frequência</b>
Mazier	Lodos silto-arenosos	elevada
	Siltes argilo-lodosos	
	Areias finas,silto-argilosas	
	Argilas rijas	
Shelby	Lodos silto-argilosos	baixa
	Argilas silto-lodosas	
Osterberg – Pistão fixo	lodos	média
	Areias finas, silto-argilosas	

### 1.5|ENSAIOS *IN SITU*

A informação sobre ensaios *in situ* é abundante e variada (por exemplo Cestare, 1980; Mayne e Kulhawy, 1990; Bowles, 1988; Coduto, 1999, Schnaid, 2000; Mayne, 2007), reflectindo os detalhes importantes, tais como equipamentos, procedimentos, campos de aplicação, fontes de erro, a interpretação dos dados, vantagens, limitações, etc. No entanto, não é um objectivo deste trabalho o aprofundamento exaustivo sobre cada ensaio *in situ* e assim, depois de um breve panorama sobre o assunto, apenas os ensaios *in situ* envolvidos no presente trabalho serão discutidos. Neste contexto, será dada uma atenção especial ao Dilatómetro de Marchetti, (DMT) e ao Cone de Penetração, (CPT), no Capítulo 2, devido à sua significativa utilização combinada em solos residuais graníticos do Porto.

De acordo com Cruz (2010), existem algumas maneiras diferentes de olhar para os ensaios *in situ*, ordenando-os por ordem de aparição, obtenção de parâmetros e campos de aplicação, entre outros. Nos parágrafos seguintes, de forma simples são apresentados os

ensaios, começando pelo ensaio clássico (SPT) seguindo-se os restantes de forma a evidenciar as melhorias introduzidas sobretudo no contexto de precisão e eficiência paramétrica.

O ensaio de penetração dinâmica (SPT), é o mais utilizado de todos os ensaios *in situ*, e é a principal fonte para o conhecimento básico das propriedades geotécnicas do solo bem como o seu comportamento. Em poucas palavras, pode-se dizer que o SPT é um dispositivo que permite determinar a resistência de maciços terrosos ou de rocha branda, a descrição do ensaio será efectuada no capítulo seguinte. Embora seja um ensaio normalizado, operadores, dispositivos de cravação e as condições da amostragem podem influenciar profundamente os resultados do ensaio, como demonstrado em pesquisas recentes sobre o assunto (Cavalcante, 2002; Odebrecht, 2003; Odebrecht et al, 2004; Lopes, 2009, Rodrigues et al, 2010, Cruz, 2010), dando lugar a algumas interrogações importantes sobre a análise dos dados.

Tomando o procedimento de ensaio em conta, é de esperar que de alguma forma o SPT possa representar a resistência dos solos penetrados, enquanto que a avaliação de parâmetros de rigidez deve ser encarada com cautela, uma vez que realmente não mede as relações tensão-deformação. É um ensaio simples e robusto, sem dispositivos de medição especiais e capazes de penetrar em quase todos os tipos de solo, o que torna muito fácil de executar e muito amigável para integrar nas campanhas de perfuração. No entanto, os dados obtidos não permitem uma qualidade especial (com ênfase para o caso de solos soltos), uma vez que a informação é descontínua e um único valor ( $N_{SPT}$ ) representa a resistência de ponta e atrito lateral, o que torna inadequado sempre que alguma precisão é necessária (Cruz, 2010). Além disso, embora o ensaio seja mais económico, uma campanha exclusivamente baseada em ensaios de SPT torna-se muito cara, uma vez que é necessária a execução de furos para a sua realização. A combinação de sondagens com outros dispositivos de ensaio modernos pode ser muito mais económica, mais rápida e, ao mesmo tempo, mais confiável do que uma campanha baseada apenas em ensaios SPT (Cruz, 2010).

Finalmente, pouca evolução no equipamento de ensaio foi introduzida desde o seu aparecimento, e a evolução da tecnologia não é incorporada no dispositivo de ensaio, o que leva à pergunta: "Não é tempo de aposentar o SPT?" (Mayne, 2001). Mais

recentemente, porém, uma segunda oportunidade para aplicação mais eficiente do ensaio surgiu através do conceito de transferência de energia (Schnaid et al., 2009). Por outro lado, a combinação da análise de equilíbrio limite e teoria de expansão de cavidades cilíndricas fornecidas por formulações analíticas a partir de medições de energia em ensaios de penetração dinâmica que têm demonstrado a possibilidade de calcular a força dinâmica transferida para o solo quando um dispositivo é accionado por um golpe. Partindo da força dinâmica derivada deste modo, é possível prever parâmetros geotécnicos, tais como o ângulo de atrito de areias ou a resistência não drenada de argilas e também pode ser aplicado directamente à determinação da capacidade de carga em estacas (Schnaid et al., 2009)

Os ensaios de penetração dinâmica (DP), representam quase o mesmo que o SPT, embora com alterações importantes. Na verdade, o ensaio de penetração dinâmica usa o mesmo método de penetração, mas com um cone ao invés de um amostrador, perdendo a "identificação" por falta de recolha do solo no amostrador Terzaghi, mas permitindo as informações quase contínuas e a não mistura de atrito com a determinação da resistência da ponta.

Nas zonas aluviais ou em outros maciços moles ou soltos, a inadequação do ensaio dinâmico torna-se evidente. Na verdade, esses solos geralmente revelam valores de  $N_{SPT}$  normalmente inferiores a 4 golpes, que anula interpretações eficientes de drenagem e resistência ao corte não drenado. Em solos argilosos moles, a resistência é tão baixa que a única maneira de se conseguir um valor adequado é conhecer muito bem a força aplicada (com dispositivos de alta sensibilidade), o volume envolvido e as características de drenagem (Odebrecht, 2003, e Odebrecht et al., 2004).

Assumindo que as argilas desenvolvem apenas comportamento não drenado durante a execução do ensaio, o ensaio de campo Vane Test (FVT) é uma ferramenta muito útil para a avaliação da resistência destes solos. O equipamento de ensaio é constituído por um molinete, um conjunto de varas e um aparelho de medição de torque que permite leituras precisas e reproduzíveis do torque e da deformação angular de um cilindro de solo com altura igual a duas vezes o diâmetro.

Até ao final dos anos trinta do século passado, esses eram os ensaios *in situ* disponíveis que foram combinados com análises laboratoriais para a caracterização geotécnica dos terrenos. Uma segunda onda de evolução começou com Cone Penetration Test, CPT, que

se tornaria numa das mais poderosas ferramentas de caracterização dos solos dos dias modernos, uma vez que combina a experiência passada, a evolução dos resultados de ensaios disponíveis, algumas soluções teóricas para sustentar a interpretação, a incorporação de recentes dispositivos tecnológicos e que pode ainda funcionar como um guia de instalação para outro tipo de dispositivos (cone sísmico, cone pressiómetro, visiocone, etc.) (Cruz, 2010). Geralmente partem de três medições (resistência ponta, atrito lateral e poro pressão) que permitem avaliar parâmetros geotécnicos com elevada qualidade, relacionados com a estratigrafia, a história de tensões, a resistência e a deformabilidade. No entanto, deve-se dizer que a deformabilidade deve ser obtida usando velocidade das ondas sísmicas (SCPTu), uma vez que as medidas tomadas nos procedimentos de ensaio comuns corresponde à pressão necessária para o corte, e assim a confiança dos resultados pode ser questionada.

Com efeito, a avaliação da rigidez através de cravação dinâmica (SPT e DP) e estática (CPTU), não é directa, sendo deduzida através da ideia de como um solo de um determinado tipo e de uma certa resistência se comportaria. Pelo contrário, uma determinação adequada do módulo deve incluir medição carga-deslocamento. Assim, na primeira metade do século passado, o único ensaio adequado para a análise da rigidez era o ensaio de carga com placa, PLT, que é apenas uma simulação de uma (geralmente circular) pequena fundação directa. O ensaio é realizado em uma sequência de níveis de carga aplicada a uma placa de aço circular, medindo a evolução da deformação com o tempo para cada carga aplicada, através de deflectómetros suficientemente precisos. No final do ensaio, os resultados obtidos permitem traçar curvas tempo–assentamento para cada incremento de carga onde o módulo de deformabilidade pode ser determinado e (se tiver sorte) a resistência final (Cruz, 2010).

Nos quadros seguintes é apresentada uma síntese das informações básicas relacionadas com os ensaios *in situ*, em termos de características gerais, domínios de aplicação e de qualidade dos parâmetros derivados, adaptado de Lunne et al. (1997).

QUADRO 1.10 | CARACTERÍSTICAS DOS ENSAIOS *IN SITU*

	<b>SPT/DP's</b>	<b>PLT</b>	<b>FVT</b>	<b>SCPTU</b>	<b>PMT</b>	<b>DMT</b>
<b>Equipamento</b>	Simples e robusto	Simples e robusto	Simples e robusto	Complexo e robusto	Complexo e sensível	Simples e robusto
<b>Execução</b>	Fácil	Fácil	Fácil	Fácil	Complexo	Fácil
<b>Tipo Perfil</b>	Descontínuo Contínuo	Descontínuo	Descontínuo	Contínuo	Descontínuo	Contínuo
<b>Interpretação</b>	Empírica	Teórica	Teórica	Teórica Empírica	Teórica Empírica	Teórica Empírica
<b>Tipo de solo</b>	Todos	Aterro Solos acima do nível freático	Argilas moles	Argilas moles a duras Areias soltas a muito compactas	Todos	Argilas moles a duras areias soltas a muito compactas Aterros
<b>Tipo de Informação</b>	Qualitativa	Quantitativa	Quantitativa	Quantitativa	Quantitativa	Quantitativa
<b>Informação Geotécnica</b>	Compacidade e parâmetros de coerência	Módulos e capacidade de suporte de fundações	Resistência ao corte não drenado	Avaliação contínua de tensões e deformações Avaliação descontínua de atrito e poro-pressão	Compressibilidade e capacidade de suporte	Estado tensão História de tensões Resistência Rigidez e propriedades hidráulicas

adaptado de Lunne et al. (1997)



QUADRO 1.11| APLICABILIDADE EM ENSAIOS DE CAMPO *IN SITU*

	Tipo de Solo					
	Gravilhas	Areias		Siltes	Argilas	
		Soltas	Densas		Moles	Compactas
<b>SPT e DP's</b>	2 a 3	1	1	2	3	3
<b>PLT</b>	4	1	1	1	1	1
<b>FVT</b>	4	4	4	3	1	2
<b>CPT</b>	2 a 3	1	2	1	1	2
<b>CPT</b>	3	1	2	1	1	2
<b>SCPTU</b>	3	1	2	1	1	2
<b>PMT</b>	2	2	1	1	1	1
<b>SBPT</b>	3	2	2	1	1	1
<b>DMT</b>	3	1	2	1	1	2

1- Alta; 2- moderada; 3- limitada e 4- inapropriada

QUADRO 1.12| QUALIDADE DOS PARÂMETROS DEDUZIDOS

	Tipo de Solo/Perfil	u	$\gamma$	$C_u$	$\Phi$	$I_D$	M	$G_0$	$K_0$	OCR	$C_v$	K
<b>SPT</b>	Furo	--	3	3	3	2	3	3	--	--	--	--
<b>DP's</b>	--	--	--	3	3	2	3	3	--	--	--	--
<b>FVT</b>	Furo	--	--	1	--	--	--	--	--	2/3	--	--
<b>PLT</b>	--	--	--	2	3	--	1	1	--	--	--	--
<b>PMT</b>	Furo	--	--	2	3	3	2	2	3	3	--	--
<b>CPTU</b>	1/1	1	2	2	2	2	3	3	--	3	1/2	2
<b>SCPTU</b>	1/1	1	2	1/2	2	1/2	1/2	1	--	2	1/2	2
<b>DMT</b>	1/1	3	1	1/2	2	1/2	1/2	2/3	2/3	2	--	--
<b>SDMT</b>	1/1	3	1	1/2	2	1/2	1	1	2	2	--	--
<b>CH</b>	Furo	--	--	--	--	--	--	1	--	2	--	--

1- Alta; 2- moderada; 3- limitada e 4- inapropriada

Devido à existência de alguns pontos de contacto entre os diferentes ensaios *in situ*, as desvantagens de um podem ser cobertas pelas vantagens de outro, pelo que, quando cuidadosamente seleccionadas, campanhas combinando vários tipos de ensaios aumentam o nível da eficiência do conjunto, trazendo algumas vantagens importantes, tais como (Cruz et al, 2004a.):

- O aumento do número de parâmetros geotécnicos avaliados, como resultado da soma de várias combinações de ensaios;
- Mais parâmetros de ensaio estão disponíveis para combinar, e assim surgem mais possibilidades para deduzir parâmetros geotécnicos que não poderiam ser obtidas de outra forma;
- Geralmente, cada ensaio tem suas próprias vantagens e limitações, que são diferentes em cada caso, portanto, pares combinados dão a possibilidade de corrigir ou completar as informações obtidas, trazendo realidade e confiança aos parâmetros desejados;
- O cruzamento de informação do mesmo parâmetro geotécnico obtido por mais de um ensaio permite a calibração das correlações, bem como a detecção de inadequada aplicação de metodologias decorrentes, o que pode ser muito útil na caracterização de materiais não conhecidos, ou quando o ambiente geológico é muito diferente daqueles que suscitou a cada correlação específica;
- Possibilidade de combinar testes adaptados às condições locais, a fim de avaliar as informações de boa qualidade nos estratos com diferentes níveis de resistência à penetração. Em alguns casos é possível conseguir isso com custos mínimos (por exemplo, DMT + CPTU)

Em geral, as combinações devem ser seleccionadas, incluindo sempre pelo menos um ensaio contínuo. Usar o ensaio DPSH com o SPT pode ser um método interessante, pois o seu princípio de funcionamento semelhante torna mais fácil resolver uma correlação local entre os resultados dos dois ensaios, e fornece um log contínuo e dinâmico, o que pode ser trabalhado tanto na via de correlações SPT tradicional como através de um ponto dinâmico de resistência, ( $q_d$ ).

Um dos melhores pares de combinação é DMT / CPTU, uma vez que tanto a nível individual permitem a obtenção dos parâmetros necessários para o projecto e porque eles podem ser cravados pelo mesmo equipamento, tornando mais fácil o trabalho de campo. No entanto, eles têm a mesma limitação importante, a capacidade de penetração o que corta o acesso a alguns tipos de solo. Em terreno difícil, PMT é uma solução óbvia, mas DPSH pode ser uma alternativa razoável. O problema poderia ser resolvido usando CPTU e DMT (ou ambos), combinada com PMT ou DPSH, calibrando as informações em que ambos podem ser realizados, e usando este último nas zonas mais profundas. FVT ou DMT, combinado com CPTU, também pode ser muito útil para calibrar factores de correlação para ( $c_u$ ) obtidos por este último em argilas moles (Cruz, 2010).

Em horizontes bem compactados, PLT e DPSH juntos podem oferecer um perfil de rigidez contínuo, em solos de média densidade, o DMT (ou CPTU) e PLT podem dar informações úteis significativas (Cruz et al. 2006b, 2008a).

Durante as últimas décadas, a geofísica tornou-se uma ferramenta dos geotécnicos, ganhando domínio sobre as campanhas actuais. Técnicas de sísmica têm sido utilizadas com bastante frequência, mas as evoluções tecnológicas apareceram tarde e de uma maneira muito confortável, tanto para o SCPTu como para o SDMT. Além disso, métodos eléctricos e eletro-magnéticos têm potencial para serem utilizados em combinações, quer no reconhecimento de solos quer no reconhecimento de maciços rochosos (Cruz et al., 2008c). Algumas sugestões resultantes da aplicação deste procedimento são apresentadas no quadro 1.13 (Cruz, 2010).

QUADRO 1.13 | COMBINAÇÃO DE ENSAIOS POSSÍVEIS (CRUZ, 2010)

	<b>Fundação</b>	<b>Escavação</b>	<b>Aterros sobre solos brandos</b>	<b>Liquefação</b>	<b>Trabalhos especiais</b>
<b>Argilas moles</b>	DMT/SCPTu DMT/FVT CPTU/FVT	DMT/SCPTu DMT/FVT CPTU/FVT	DMT/SCPTu DMT/FVT SCPTu/FVT Laboratório	DMT/SCPTu SPT/CH (Vs,Vp) Laboratório	DMT/SCPTu CH/up hole*
<b>Argilas duras</b>	DPSH/PMT DMT/PMT	DMT/PMT	DMT/PMT DPSH/PMT	--	DPSH/PMT CH/up hole*
<b>Areias soltas</b>	DMT/SCPTu	DMT/SCPTu	DMT/SCPTu	DMT/SCPTu SPT/CH (Vs,Vp)	DMT/SCPTu
<b>Areias densas</b>	DMT/PMT	DMT/PMT	DPSH/PMT	--	PMT/Geofísica
<b>Solos cimentados</b>	DMT/SCPTu DPSH/PMT	DMT/PLT DMT/PMT	DPSH/PMT Laboratório	--	BH/Geofísica
<b>Horizonte solto</b>	DMT/PLT DMT/PMT	DMT/PLT DMT/PMT	--	DMT/SCPTu SPT/CH (Vs,Vp) Laboratório	BH/Geofísica
<b>Horizonte compactado</b>	DPSH/PMT DPSH/PLT	DPSH/PMT	--	--	--
<b>Maciço rochoso</b>	BH/Geofísica Laboratório	BH/Geofísica Laboratório	--	--	BH/Geofísica Laboratório
<b>Maciço cárstico</b>	BH/Geofísica Laboratório	BH/Geofísica Laboratório	--	--	BH/Geofísica Laboratório

\*Para avaliações anisotrópicas

## **2| TÉCNICAS E METODOLOGIAS**



## **2| APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS**

Pretende-se neste capítulo apresentar os equipamentos de ensaio utilizados na obtenção dos dados sujeitos a análise ao longo da dissertação. Essa apresentação será efectuada a dois níveis distintos dada a importância atribuída ao par de ensaios CPT e DMT neste trabalho. Assim, serão apresentados de forma mais aprofundada este par de ensaios e de forma sucinta os restantes, cuja utilização dos resultados será de forma comparativa ou demonstrativa.

### **2.1| APRESENTAÇÃO DO CONE ESTÁTICO (CPTU)**

O cone de penetração estática (CPT) é um equipamento constituído por um cone eléctrico, equipamento de cravação e um sistema de aquisição de dados. A este conjunto base constituído por uma ponteira de 60° de ângulo de ataque com 10 cm<sup>2</sup> de área e uma zona cilíndrica de 150 cm<sup>2</sup> responsável pelas medições do atrito lateral, podem acrescentar-se variadíssimos elementos adicionais, com aplicações diversas das quais se destacam neste trabalho os elementos porosos capazes de registar as pressões neutras, designados por piezocone (CPTU).

A constante evolução deste tipo de equipamento torna as potencialidades do cone estático (CPT) numa posição muito vantajosa nos trabalhos de prospecção geotécnica. Essas potencialidades e o resultado da sua evolução, de penetrómetros mecânicos para eléctricos, podem observar-se no quadro 2.1.

QUADRO 2.1 | EVOLUÇÃO DAS POTENCIALIDADES DO CONE ESTÁTICO

	<b>CPT (mecânico)</b>	<b>CPTU (eléctrico)</b>
Perfil do Solo	Moderada alta	Alta
Estrutura do solo	Moderada	Moderada a alta
História de tensões	Baixa	Moderada
Variação das propriedades mecânicas	Moderada	Alta
Propriedades Mecânicas	Moderada a alta	Moderada a alta
Características de compactidade	Moderada	Moderada a alta
Condições do nível da água	----	Alta
Potencial de liquefacção	Moderada	Moderada a alta
Economia nos custos das campanhas	Alta	Alta

Adaptado de (Battaglio et al., 1986)

Estes ensaios apresentam inconvenientes, que podem, por um lado impedir a sua realização em determinadas situações, e por outro fornecer dados que estão afectados de erros. No quadro seguinte podem ver-se as principais fontes de erro associadas ao ensaio na sua versão mecânica e eléctrica [Kulhawy, 1983].

QUADRO 2.2 | PRINCIPAIS FONTES DE ERRO ASSOCIADAS AO CONE ESTÁTICO

<b>CAUSA</b>	<b>EFEITO</b>	<b>INFLUÊNCIA</b>
<b>Cascalho ou seixo no solo</b>	Dificulta ou impede a penetração, provocando desvios na verticalidade, ou conduzindo à quebra de varas ou ponteiras.	Aumento significativo da resistência de ponta (qc), e no caso de desvio pode provocar aumento ou diminuição do (qc) e (fs)
<b>Desgaste da ponteira</b>	Provoca variações das dimensões padronizadas	Aumento ou diminuição ligeiros do (qc) e (fs)
<b>Encravamento da manga de atrito (ponteiras mecânicas)</b>	Erro na leitura do atrito lateral unitário	Aumento brutal do (fs), podendo atingir aumentos da ordem dos 80%
<b>Atrito nas varas internas (ponteiras mecânicas)</b>	Impede o livre movimento das varas internas	Aumento significativo do (qc) e (fs)
<b>Cravação em solos duros (ponteiras mecânicas)</b>	Conduz a uma compressão elástica das varas internas	Impede as leituras
<b>Infiltração de águas no sistema (ponteiras eléctricas)</b>	Corrosão dos transdutores	Aumento ou diminuição indefinidas das leituras
<b>Calibrações mal efectuadas</b>	Medições pouco precisas	Aumento ou diminuição indefinidas das leituras

Adaptado de (Kulhawy, 1983)



É de notar que com o surgir dos cones eléctricos, foram ultrapassadas algumas das limitações mais importantes do ensaio. Assim, a utilização deste ensaio pode ser efectuada ainda com mais confiança, diminuindo de forma significativa as fontes de erro e fornecendo dados com maior precisão, muito por causa da introdução dos transdutores como elemento de leitura, que para além de mais precisos permitem a execução das leituras contínuas em profundidade.

As principais desvantagens dos cones eléctricos com medição da poro-pressão em relação aos mecânicos, são as possíveis infiltrações de água (muito pouco frequentes), a necessidade de mão-de-obra mais especializada e a execução do ensaio mais demorada (devido à montagem do equipamento de ensaio). Quando existe um grande número de ensaios a realizar com o mesmo equipamento, atenua-se essa demora.

### **2.1.1| EQUIPAMENTO DE ENSAIO**

De uma forma generalizada, o equipamento de ensaio é composto por um equipamento que promova a cravação, o cone piezométrico e um sistema de aquisição de dados.

O equipamento de cravação pode ser qualquer sistema que possibilite a cravação estática, sendo o mais comum a utilização de sistemas hidráulicos de cravação montados em camiões pesados com rodados ou lagartas e equipamentos hidráulicos de furação comuns. Estes equipamentos devem permitir um ajuste da velocidade de cravação, de modo a executar o ensaio à velocidade recomendada.

Os sistemas de cravação encontram-se sobre várias formas, sendo a característica mais relevante a capacidade de cravação que um dado sistema fornece ao ensaio. Assim, a escolha de um equipamento adequado depende fundamentalmente da reacção que um dado equipamento é capaz de mobilizar, estando dependente do seu peso total bem como do local onde é executada a cravação, em relação ao centro de massa. Para aumentar as profundidades atingidas, particularmente em ambientes residuais, tem-se recorrido a equipamentos de cravação cada vez mais pesados, sendo usual a aplicação de sobrecargas, aumentando o peso total e conseqüentemente a reacção. Estas cargas adicionais, podem ser ancoragens ao solo, depósitos de água ou muros *new jersey* sobre a estrutura de cravação, entre outros, complementadas com redutores de atrito, que em

conjunto contribuem para um aumento significativo da capacidade de cravação. A limitação da capacidade de cravação, é dada pela resistência máxima do cone, pela resistência à flexão do conjunto de varas, e pela capacidade de reacção.

O cone utilizado foi um piezocone (CPTU), com o elemento de leitura da poropressão localizado imediatamente acima da ponteira ( $U_2$ )

A aquisição de dados é realizada à superfície, através de uma caixa de aquisição, que recebe não só os dados enviados pelo cone, mas também os valores da profundidade enviados pelo aparelho de medição que está colocado no equipamento de cravação.

A transmissão de dados até à superfície é feita através de um cabo eléctrico que passa no interior das varas (mais comum), ou através de um sistema sem fios (*Wireless*). O esquema de montagem do equipamento utilizado está representado na figura 3.1, com a transmissão de dados efectuada por cabo eléctrico.

A caixa de aquisição está ligada a uma bateria de 12v, a fim de lhe fornecer energia, e recebe os dados do cone e do medidor de profundidade, enviando-os em tempo real para o computador portátil. Este, projecta os dados de ensaio em forma de gráfico ( $q_c$ ,  $f_s$ ,  $u_2$ ), assim como em parâmetros executivos tais como inclinação do cone e velocidade de cravação.

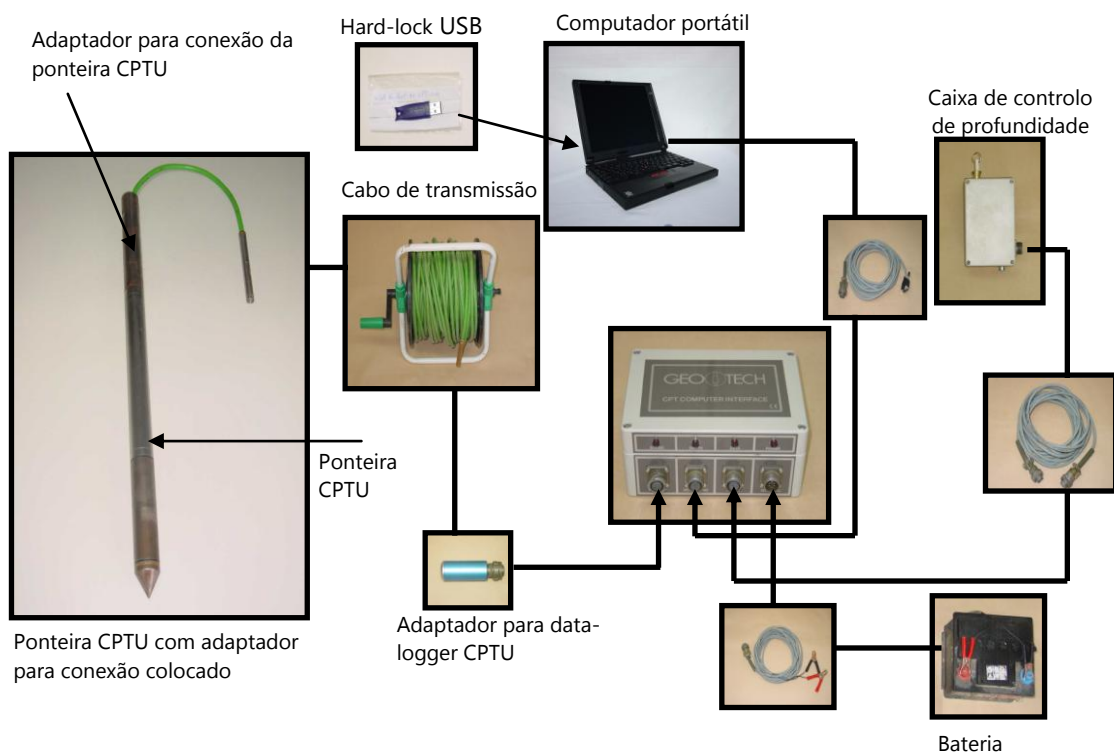


FIGURA 2.1 | LAY OUT GERAL DO EQUIPAMENTO CPTU (GEOTECH)

### 2.1.2. | PROCEDIMENTOS E NORMAS DE ENSAIO

A recolha credível dos dados de campo através do piezocone depende fundamentalmente das condições do equipamento de ensaio, aquisição e cravação, necessitando em todo o caso de uma mão-de-obra especializada.

A execução do ensaio deve seguir uma das normas estipuladas, sendo necessário anotar qualquer alteração efectuada à norma utilizada para ensaio.

As normas e especificações existentes são:

- ASTM (CPT e CPTU)
- ISSMFE (CPT)
- SGF (CPT e CPTU)
- NGF
- NEN5140 (DUTCH STANDARD)
- ENV 1997: 1999 (CPT e CPTU)

A norma de referência utilizada para a realização dos ensaios, foi a ASTM D 5778 – 95 (reaprovada em 2000), sob a jurisdição do comité D.18, responsável pelo subcomité D18.02 "sampling and related field testing for soil evaluations".

O procedimento de ensaio depende das seguintes operações fundamentais:

1. Execução de pré-furação (caso necessário);
2. Verticalidade;
3. Calibração de ensaio (*test zero reading*) ;
4. Velocidade de penetração;
5. Intervalo de leitura;
6. Sistema de medição da profundidade;
7. Saturação do elemento poroso;
8. Teste de dissipação.

A execução do ensaio, após adequada montagem do equipamento, passa por obter a informação necessária relativa às operações atrás mencionadas. Por conseguinte, caso necessário, será importante anotar a pré-furação, acompanhada de uma estimativa da baridade para esse intervalo ( $\gamma_{TOP}$ ), garantir a perpendicularidade do ensaio através de uma correcta posição do sistema de cravação, efectuar uma leitura antes e após execução do ensaio, garantir uma correcta velocidade de cravação (20 mm/seg.  $\pm$  2), definir o intervalo de leitura (resolução máxima de 2 cm), e proceder a uma correcta saturação do elemento poroso.

O procedimento de um modo geral segue as seguintes etapas:

1. Montagem do equipamento.
2. Saturação do elemento poroso.
3. Abertura do programa de aquisição de dados, e introdução dos dados de entrada necessários.
4. Suspensão do cone e realização da primeira leitura sem qualquer carga aplicada.
5. Começo do ensaio, efectuando uma cravação à velocidade recomendada.
6. Paragem da penetração à profundidade desejada e registar a evolução da dissipação da poropressão (caso seja pretendido realizar ensaios de dissipação).
7. Fim do ensaio aquando esgotada a capacidade de cravação. Imediatamente após recolha das varas, novamente com o cone suspenso, efectuar uma última leitura.

Das operações inerentes ao procedimento de ensaio, salientam-se as três que requerem especial atenção, ou seja, a operação de saturação, acompanhamento da velocidade de cravação e a execução de ensaios de dissipação.

O processo de saturação deve ser realizado no início de cada ensaio sendo necessária uma pedra porosa para cada ensaio realizado. A pedra porosa a ser utilizada deve estar previamente saturada, recorrendo-se ao auxílio de um funil para proceder à saturação da câmara contida no piezocone, conforme está demonstrado na figura 2.2.

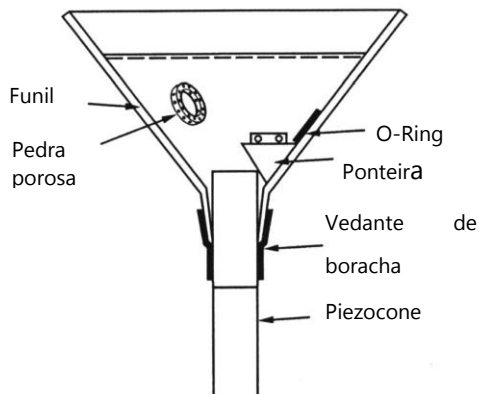


FIGURA 2.2 | REPRESENTAÇÃO ESQUEMÁTICA E ASPECTO DO EQUIPAMENTO DE SATURAÇÃO (CRUZ, 2008).

A saturação quer da pedra porosa, quer da câmara de saturação, é realizada com glicerina ou parafina líquida, sendo a saturação das pedras realizada a quente, fervendo-as num dos fluídos atrás indicados.

Relativamente à velocidade de cravação, esta deve ser acompanhada em tempo real através da selecção desse registo no painel principal que contempla os parâmetros a monitorizar durante o decurso do ensaio CPTU (figura 2.3a), com a finalidade de poder proceder a ajuste de forma a garantir o seu registo dentro do intervalo definido como referência.

Caso se pretenda realizar ensaios de dissipação, estes serão realizados promovendo a paragem da cravação à profundidade desejada, seguida do acompanhamento dos registos da poropressão representada em função do logaritmo de tempo (figura 2.3b).

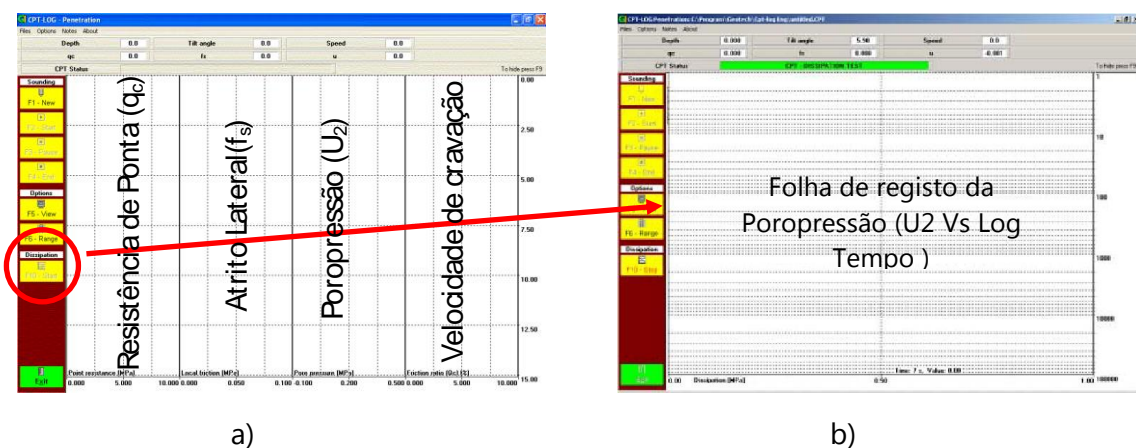


FIGURA 2.3 | ASPECTO DO SOFTWARE (CPT-LOG), DURANTE CRAVAÇÃO DA PONTEIRA (a) E DURANTE ENSAIO DE DISSIPACÃO (b).

### 2.1.3. | CORRECÇÃO DE DADOS

Vários factores podem influenciar os resultados obtidos e originar erros associados, sendo obviamente necessária a respectiva correcção.

Os principais factores que afectam as leituras efectuadas pelo piezocone, são:

- A Influência provocada pela poropressão no qc e fs;
- A localização referente ao elemento poroso e campo de tensões;
- Velocidade de cravação;
- Inclinação;
- Desgaste do material;

A importância dos erros e respectivas correcções, variam com o cone utilizado, o depósito a ser estudado e finalidade dos resultados, sendo sempre importante, a quantificação da magnitude dos erros, perante qualquer tipo de cenário. A variação nos parâmetros de resistência (qc e fs), dá-se essencialmente devido à geometria do cone, sendo por isso distinta a correcção para cada um destes parâmetros.

A **correcção da resistência de ponta** (qc), é determinada através da influência da poropressão na razão de área (**a**) entre a área externa e interna do cone. Assim a resistência de ponta corrigida (qt) é dada pela seguinte expressão,

$$qt = qc + u_2 (1 - a) \quad [2.1]$$

$$a = A_n / A_c \quad [2.2]$$

Sendo o qc, a resistência de ponta lida no cone, o u<sub>2</sub>, a poropressão lida com o elemento poroso na posição 2, e "a", a razão de área do cone, sendo de 0,56 para o equipamento utilizado.

A correcção, é particularmente importante em solos saturados com granulometria fina, onde podem ocorrer poropressões relativamente altas em relação às resistências de ponta obtidas.

O **atrito lateral** mobilizado está também sujeito a uma correcção, influenciada pela poropressão na geometria da manga de atrito lateral. Neste caso a influência faz-se sentir

em duas zonas distintas, uma correspondente à área da secção superior da manga ( $A_{st}$ ), e outra à área da secção inferior ( $A_{sb}$ ).

A medição do atrito lateral vai ser influenciada pela poropressão instalada em volta do cone. Sabendo que são criados excessos de tensões neutras essencialmente na zona da ponteira, a influência da poropressão na área da base da manga vai ser diferente da área de topo. Assim para a obtenção de uma correcta leitura do atrito lateral seria necessário obter leituras da poropressão com o elemento poroso na posição 2 e na posição 3, tal como proposto seguidamente:

$$f_t = f_s - ((u_2 * A_{sb} - u_3 * A_{st}) / A_s) \quad [2.3]$$

Sendo o  $f_s$ , a resistência de atrito lateral lida no cone,  $u_2$  a poropressão lida com o elemento poroso na posição 2,  $u_3$  a poropressão lida com o elemento poroso na posição 3,  $A_{sb}$  a área da secção inferior da manga,  $A_{st}$  a área da secção superior e  $A_s$  a área total da manga de atrito lateral.

Embora a correcção teórica do  $f_s$ , necessite das leituras  $u_2$  e  $u_3$ , para os cones que estão munidos apenas do elemento  $u_2$ , pode fazer-se uma aproximação igualando o  $u_3$  ao  $u_2$ , para obter uma noção da magnitude do erro.

Esta aproximação comete um erro que corresponde à diferença entre a leitura do  $u_2$  e  $u_3$ , sendo que, de uma forma geral, estamos a “majorar” o valor das leituras do  $u_3$ , pois este valor é normalmente inferior às leituras do  $u_2$ , visto este estar mais próximo da zona de excessos de tensão neutra.

A correcção aproximada do atrito lateral para ponteiras com apenas um elemento poroso, pode apresentar-se do seguinte modo:

$$f_t = f_s - (u_2 (1 - b)) \quad [2.4]$$

$$b = (A_{sb} - A_{st}) / A_s \quad [2.5]$$

Neste caso, foi introduzido mais um parâmetro de ensaio, **b**, que de uma forma geral é fornecido pelo fabricante e traduz a área de influência da manga.

A magnitude da correcção deste parâmetro poderia ser reduzido se  $A_{sb}$  fosse igual a  $A_{str}$  e fazendo com que estas áreas fossem o mais pequenas possível.

Resumidamente podemos verificar que a influência da poropressão na leitura do atrito lateral é mais significativa que na resistência de ponta, uma vez que a ordem de grandeza dos valores da resistência de ponta, por serem mais altos, denota uma menor influência provocada pela poropressão. Deste modo as leituras do atrito lateral são consideradas menos fiáveis que as obtidas por resistência de ponta [De Ruiten, 1982; Lunne et al., 1986]. Este facto torna-se relevante quando tentamos aceder a parâmetros como a razão de atrito ( $R_f$ ) que dependem directamente dos valores do  $q_c$  ou  $q_t$ , e do  $f_s$  ou  $f_t$ .

As correcções dos parâmetros de resistência obtidos ( $q_t$  e  $f_t$ ), têm mais relevância em ambientes sedimentares, pois nestes ambientes obtêm-se valores de resistência, de um modo geral baixos, acompanhados de valores de poropressões relativamente altos, o que torna a magnitude de correcção muito mais significativa.

#### **2.1.4 | A LOCALIZAÇÃO REFERENTE AO ELEMENTO POROSO**

A localização dos elementos porosos no cone tem grande significado na obtenção dos dados. Os valores obtidos são dependentes essencialmente do tipo de solo e da localização do elemento poroso.

Nos piezocones os elementos podem ser encontrados em três locais distintos, na ponteira ( $u_1$ ), imediatamente acima da ponteira ( $u_2$ ) e acima da manga de atrito lateral ( $u_3$ ). Podemos encontrar piezocones com um, dois ou mesmo três elementos porosos, sendo no entanto os mais frequentes os que têm apenas um elemento poroso, pois são equipamentos mais económicos e mais rápidos em termos de execução de ensaio.



Vários estudos realizados [Houlsby & Tech, 1988; Lavadoux, 1986; Robertson et al., 1986] indicam como elemento mais indicado o  $u_2$ , com o elemento poroso localizado imediatamente acima da ponteira.

O comportamento dos vários elementos, como é de prever, é distinto, pois os estados de tensões a que estão sujeitos variam consoante a posição que se encontram no cone. Assim as leituras efectuadas no cone ( $u_1$ ), apresentam-se altas pois o elemento está situado numa zona onde estão presentes elevadas tensões de compressão e corte. No elemento acima da manga ( $u_3$ ), as leituras apresentam os valores mais baixos em relação às demais posições sendo a diferença entre estas e as obtidas com o elemento imediatamente acima do cone ( $u_2$ ), muito menor que a diferença entre estas últimas e as obtidas com o elemento  $u_1$ . Este facto é justificado pelo campo de tensões a que cada elemento está sujeito, encontrando-se o elemento  $u_1$  sujeito a elevadas tensões de compressão e de corte, enquanto que os elementos  $u_2$  e  $u_3$  estão sujeitos apenas a tensões de corte.

Embora não esteja ainda normalizada a posição do elemento poroso, a ISSMFE (procedimento de ensaio de referência) refere como posição mais vantajosa, a imediatamente acima do cone ( $u_2$ ). As vantagens apresentadas para esta posição são:

1. Elemento menos exposto a danificações.
2. As leituras são menos afectadas pela compressibilidade das formações.
3. As leituras podem ser aplicadas directamente para a correcção do qc.

Em resumo, o ideal é possuir um cone com três elementos porosos. Não sendo possível, e se a escolha tiver de recair em apenas um elemento, o escolhido seria a posição correspondente ao  $u_2$ . É de salientar que no caso de possuir um cone com o elemento  $u_1$ , será necessário estimar o  $u_2$  a partir das leituras efectuadas no elemento  $u_1$ .

### **2.1.5 | VELOCIDADE DE CRAVAÇÃO**

A velocidade de penetração, tem particular importância nos solos de granulometria fina. Os dados até agora encontrados, dizem-nos que um aumento anormal da velocidade de cravação, provoca um aumento que varia entre os 10% e os 20% na resistência de ponta, para solos argilosos rijos, e 5% a 10% para solos argilosos moles [Powell & Quarterman, 1988]. A recomendação existente para a velocidade de cravação encontra-se nos 20 mm/seg., com uma tolerância de  $\pm 5$  mm/seg.

Alguns autores citaram a realização de trabalhos sobre a velocidade de cravação, e verificaram que em certos casos a velocidade de referência pode ser benéfica para a compreensão do comportamento de um dado solo quando sujeito a velocidades distintas, representando com isso comportamentos não drenados, parcialmente drenados ou completamente drenados. Esta variação pode apresentar particular interesse em solos intermédios tais como os siltes. Embora neste trabalho não seja abordado este tema, aponta-se a sua importância como mais uma ferramenta ao nosso dispor.

### **2.1.6 | INCLINAÇÃO**

De forma a verificar a verticalidade do equipamento de cravação, o piezocone possui no seu interior uma espécie de tiltómetro, capaz de registar a cada instante a respectiva inclinação do cone. A correcção dos dados respectivos à inclinação, de uma forma geral não é necessária, uma vez que o programa de aquisição de dados limita a inclinação admitida pelo técnico. De qualquer modo, se a correcção for necessária, vai incidir fundamentalmente numa rectificação da profundidade.

### 2.1.7 | DESGASTE DO EQUIPAMENTO

A influência da manutenção do equipamento, tem particular importância nos factores de correcção (a) e (b), porque são factores geométricos do cone. O desgaste do equipamento assim como a sua manutenção vai ser preponderante na correcção do qc e do fs, pois a variação das dimensões do equipamento provocado pelo desgaste, vão obrigar a uma correcção das razões de área respectivas à ponteira e à manga de atrito lateral.

A ponteira corresponde à zona do cone que necessita de mais cuidados de manutenção, especialmente quando o cone é utilizado em solos essencialmente arenosos na zona de medianamente compacto a compacto. Nestes casos são necessários registos mais ou menos regulares das dimensões da ponteira, com a finalidade de ajustar o factor correctivo (a) às novas dimensões registadas (figura 2.4).

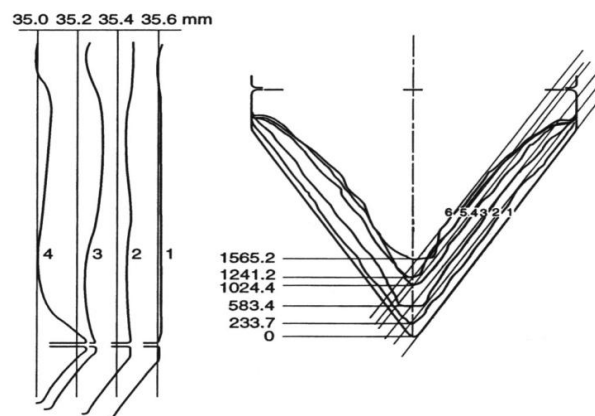


FIGURA 2.4 | DESGASTE DA PONTEIRA E MANGA DE ATRITO LATERAL EM FUNÇÃO DOS METROS DE ENSAIO EFECTUADOS

Esta correcção é efectuada até ao limite de funcionamento do equipamento, conforme referenciado. Este limite tem como registo principal a altura mínima permitida pela referida norma, sendo o ajuste deste parâmetro de correcção aconselhável até ao limite da sua utilização.

Para melhor compreender o ajuste do factor (a), é apresentado seguidamente um exemplo prático, devido a erros inerentes às alterações das dimensões do cone:

Dimensões iniciais: Diâmetro externo – 35.7 mm (Área externa – 1000.98 mm<sup>2</sup>)

Diâmetro interno – 27.0 mm (Área interna – 572.55 mm<sup>2</sup>)

$a = \text{área interna} / \text{área externa}$

$a = 0.57$

Dimensões actuais: Diâmetro externo – 35.45 mm (Área externa – 987.01 mm<sup>2</sup>)

Diâmetro interno – 27.0 mm (Área interna – 572.55 mm<sup>2</sup>)

$a = \text{área interna} / \text{área externa}$

$a = 0.58$

Podemos verificar que o desgaste e conseqüente variação das dimensões da ponteira provocam um aumento do valor de (a), resultando do desgaste do diâmetro externo, mantendo-se as dimensões do diâmetro interno, e originando uma diminuição na razão de área relativamente à situação inicial.

### 2.1.8 | CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

A metodologia de classificação realizada com o piezocone, tem como base uma abordagem comportamental, estudando, através dos dados de origem e dos parâmetros de ensaio retirados do piezocone, o comportamento de uma dada formação sujeita a solicitação provocada pela penetração da ponteira.

A classificação usada no presente estudo foi a proposta de classificação apresentada por Robertson et al (1990) (figura 2.5).

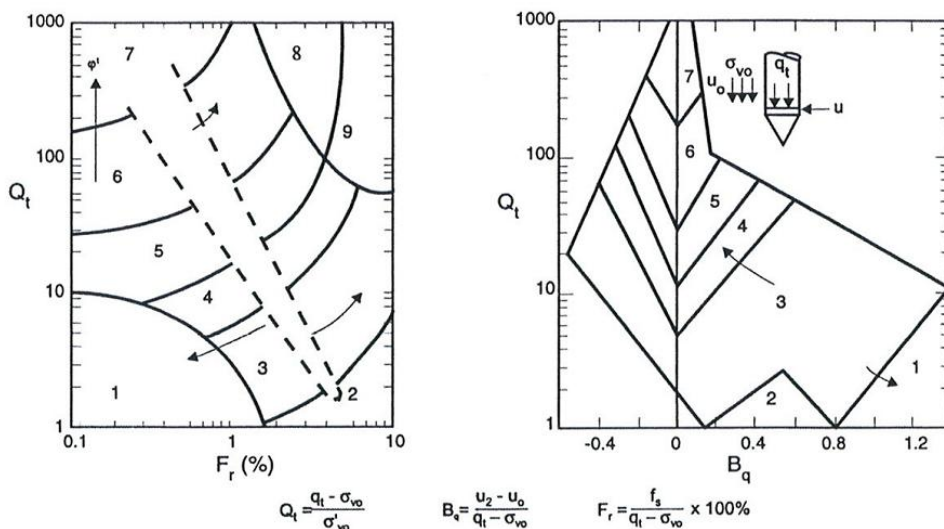


FIGURA 2.5| CLASSIFICAÇÃO PROPOSTA POR ROBERTSON ET AL, (1990).

Cada zona referenciada na figura 2.5 (Robertson et al., 1990.) representa:

- 1- Solos sensíveis de granulometria fina
- 2- Material orgânico
- 3 - Argilas a siltes argilosos
- 4- Argilas siltosas a siltes argilosos
- 5 - Siltes arenosos a areias siltosas
- 6 - Areias limpas a siltes arenosos
- 7 - Areia com seixo a areia
- 8 - Areia a argilas arenosas muito duras
- 9 - Solos muito duros de granulometria fina

Jefferies & Davies (1993) introduziram um índice de classificação numérica ( $I_c$ ), combinando três parâmetros normalizados ( $Q_t$ ;  $Fr$  e  $B_q$ ) na seguinte equação:

$$I_c = \{(3 - \log[Q_t (1-B_t)]^2 + (1,5+1,3*\log Fr)^2\}^{0.5} \quad [2.6]$$

Desde que a equação de Robertson use os mesmos parâmetros de entrada, é possível relacionar um ao outro, como mostra o quadro 2.3 (Cruz, 2008).

QUADRO 2.3 | CORRELAÇÃO ENTRE MÉTODOS GRÁFICOS E NUMÉRICOS (CRUZ, 2008) VS ROBERTSON

<b>Classificação de solos</b>	<b>Zona (Robertson, 1990)</b>	<b>Intervalo <math>I_c</math></b>
<b>Solos orgânicos argilosos</b>	2	$I_c > 3,22$
<b>Argilas</b>	3	$2,82 < I_c < 3,22$
<b>Mistura de siltes</b>	4	$2,54 < I_c < 2,82$
<b>Mistura de areias</b>	5	$1,90 < I_c < 2,54$
<b>Areias</b>	6	$1,25 < I_c < 1,90$
<b>Areias grossas</b>	7	$I_c < 1,25$

### 2.1.9 | PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

A determinação de parâmetros geotécnicos associados às formações através do piezocone tem já larga experiência tendo em conta que já se utiliza estes tipos de ensaios há várias décadas. Na literatura da especialidade podem encontrar-se várias teorias de determinação de parâmetros relativos às formações sedimentares e residuais.

**Dos vários parâmetros de ensaio possíveis de determinar, destacam-se o ângulo de atrito interno e coesão não drenada e os parâmetros de deformabilidade (módulo de deformabilidade).**

#### 2.1.9.1 | ÂNGULO DE ATRITO INTERNO

Este parâmetro (ângulo de atrito) de resistência dos solos, está relacionado com os solos cujo comportamento é essencialmente drenado. A determinação deste, com recurso ao piezocone, está largamente testada, sendo a grande parte da experiência adquirida em ambientes sedimentares. Contudo a sua utilização em solos residuais tende a apresentar bons resultados também.

Nos solos residuais, o ângulo de atrito determinado com o piezocone, pode traduzir dois parâmetros de resistência em conjunto, o próprio atrito e a coesão característica de solos afectados por estruturas de cimentação.

As características do equipamento assim como o procedimento do ensaio, faz com que o piezocone seja teoricamente apto a determinar este parâmetro. A determinação do parâmetro propriamente dito, pode ser feita através de vários métodos existentes na bibliografia da especialidade, encontrando-se qualquer um deles nas três categorias seguintes:

1. Correlações empíricas ou semi – empíricas.
2. Teoria relativa a capacidade de carga.
3. Teoria de expansão de cavidades.

Os métodos mais comuns, são os enquadrados na categoria 1, sendo os que acumulam mais experiência adquirida, seguida dos da categoria 2.

As correlações empíricas e semi-empíricas, podem ser divididas em três aproximações distintas: segundo a densidade relativa ( $D_r$ ), através de câmaras de calibração, ou recorrendo ao parâmetro de estado ( $\psi$ ). Nesta categoria enquadra-se um dos modelos de cálculo obtido através da aproximação com câmaras de calibração, segundo Robertson e Campanella (Robertson & Campanella, 1983), cujo resultado se apresenta sobre a forma de gráfico (figura 2.6).

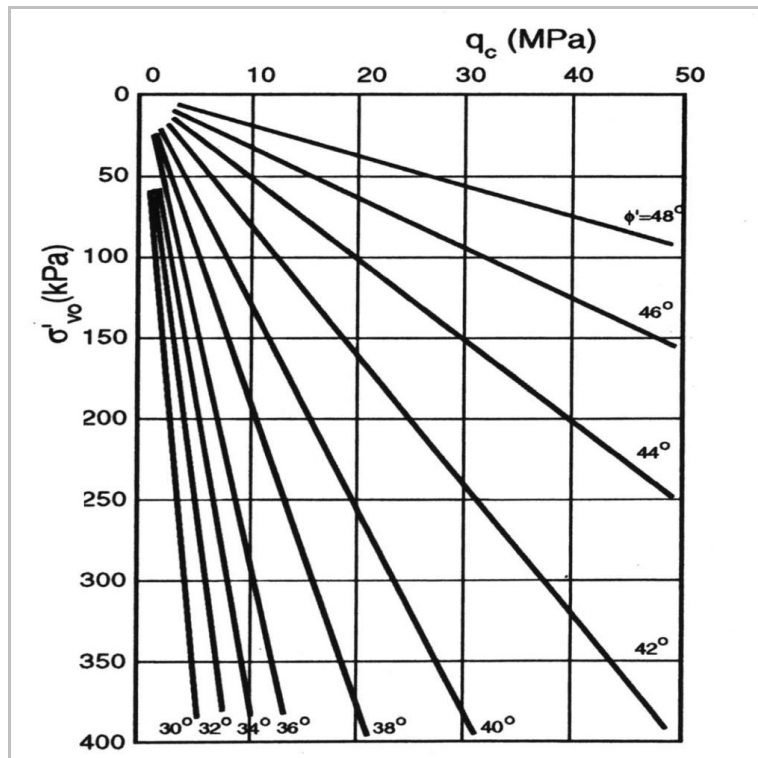


FIGURA 2.6| DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO, A PARTIR DA RELAÇÃO  $Q_c / \sigma'_{vo}$ , (CAMPANELLA G, 1983)

Este modelo, apresentado por Robertson e Campanella, é largamente aceite, e pode ser traduzido na expressão seguinte:

$$\phi' = \arctan \left[ 0.1 + 0.38 \log \left( \frac{q_t}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad [2.7]$$

Expressão para o ângulo de atrito efectivo, para areias limpas quartzosas, com coesão efectiva considerada nula ( $C'=0$ ).

A teoria relativa à capacidade de carga, tem como base as duas teorias de capacidade de carga existentes, que se encontram na figura 2.7 [Janbu & Senneset, 1974] [Durgunoglu & Mitchell, 1975].

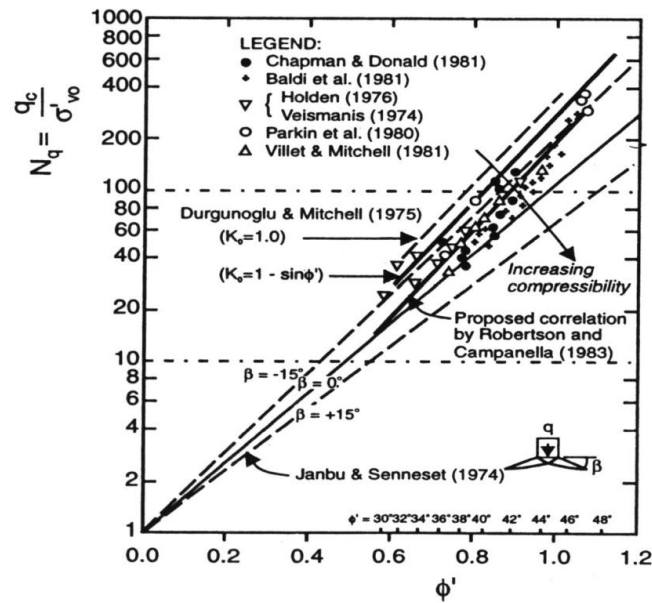


FIGURA 2.7 | RELAÇÃO ENTRE A CAPACIDADE DE CARGA E A TANGENTE DO ÂNGULO DE ATRITO INTERNO.

A primeira depende da forma da zona de rotura, traduzido pelo ângulo de plastificação ( $\beta$ ), enquanto que a segunda tem em conta com a tensão horizontal e a rugosidade do cone (com o valor atribuído 0.5).

Mais tarde, em 1988, Marchetti apresentou um gráfico muito útil (Marchetti, 1988), que traduz solução apresentada por Durgunoglu e Mitchell.

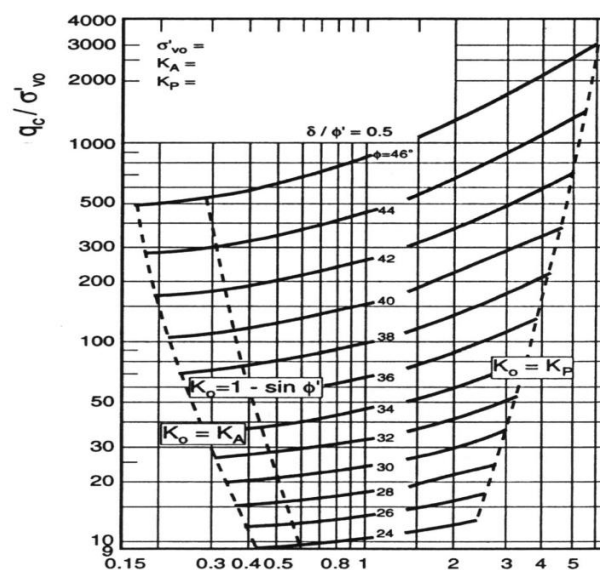


FIGURA 2.8 | DETERMINAÇÃO DO OCR E  $K_o$ , A PARTIR DA RELAÇÃO  $S_u / \sigma'_{vo}$  E  $\phi'$  [DURGUNOGLU & MITCHELL, 1975].



Em alternativo às aproximações acima apresentada, Kulhawy e Mayne (1990), com base numa compilação de dados mais representativa que contemplou 24 amostras de areia em câmaras de calibração, sugeriram a seguinte aproximação [Kulhawy & Mayne, 1990]:

$$\Phi' = 17,6^\circ + 11,0^\circ \times \log (q_{t1}) \quad [2.8]$$

onde  $q_{t1} = (q_t / P_{atm}) / (\sigma'_{vo} / P_{atm})^{0.5}$ .

Esta aproximação apresenta-se mais apropriada, pois trabalha com os resultados do cone em termos normalizados (ex. Jamiolkowski e tal. 2001). Esta expressão foi validada com resultados comparativos de vários campus experimentais, entre eles: Wride e Robertson (1999 e 2000) - Canadá; Mimura (2003) - Japão; Lee et al. (1999) - China; e Ghionna e Porcino (2006) - Itália. De um modo geral, os resultados deste desta validação, apresentam muito boa relação entre os resultados laboratoriais (triaxiais com consolidação isotrópica e anisotrópica), com excepção de duas amostras com percentagem de finos superiores a 15%.

Como foi verificado na validação anterior, as aproximações anteriormente apresentadas, demonstram lacunas em solos onde a percentagem de finos aumenta. Desta forma para a determinação do ângulo de atrito em matérias "mistos" (areias siltosas a siltes arenosos), será necessária uma expressão distinta das anteriores. Para estes casos, uma estimativa interessante, foi apresentada pela "Norwegian University of Science and Technology" (NTNU), uma solução para obter o ângulo de atrito efectivo para todos os solos, com base no limite de plasticidade em termos de tensões efectivas [Senneset et al., 1988; Senneset, 1989]. Uma variante a este método, foi apresentada por Mayne & Campanella, 2005, onde consideram a coesão efectiva ( $c'$ ) nula, apresentando a seguinte expressão, válida para  $0.1 < B_q < 1.0$  e ângulos de atrito efectivo compreendidos entre  $20^\circ$  e  $45^\circ$ :

$$\Phi'(^{\circ}) = 29,5^\circ \times B_q^{0.121} \times [0,256 + (0,336 \times B_q) + \log Q_t] \quad [2.9]$$

Onde,  $B_q = (U_2 - U_0) / (q_t - \sigma_{vo})$  e  $Q_t = (q_t - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo}$ .

Na terceira categoria, desenvolvida por Vesic [Vesic, 1972], os parâmetros que intervêm no cálculo são a compressibilidade e as características de variação do volume, que requerem

um conhecimento da dureza do solo assim como as tensões e as variações volumétricas na zona plástica, parâmetros difíceis de estimar, como consequência esta categoria é também de difícil aplicação.

Ambas as categorias têm aproximações razoáveis para a determinação do ângulo de atrito interno das formações, no entanto as aproximações utilizadas são as de Robertson e Campanella (Robertson & Campanella, 1983), conforme a figura 2.6 e a expressão 2.7; a aproximação apresentada por Kulhawy & Mayne, (1990), expressa na equação 2.8 e a variante do método de Senneset, apresentada por Mayne & Campanella, (2005). As duas primeiras, tem como campo de aplicação os solos arenosos limpos, enquanto que a terceira é direccionada para a determinação do ângulo de atrito em solos mistos (areias siltosas a siltes arenosos)

### **2.1.9.2 | COESÃO NÃO DRENADA (Cu)**

A coesão não drenada ( $C_u$ ), caracteriza-se como a resistência última de um determinado solo com comportamento não drenado. Esta propriedade associada aos solos essencialmente argilosos tem particular importância nos problemas geotécnicos cuja aplicação das cargas se dêem a curto prazo.

A aproximação a esta propriedade com o cone estático vai dividir-se em três correntes:

1. Aproximações teóricas apoiadas na teoria de capacidade de carga ( $N_c$ );
2. Aproximações empíricas com base nos valores de resistência de ponta ( $q_c$ ,  $q_t$  e  $\Delta U$ );
3. Aproximações com base na tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) e grau de sobreconsolidação (OCR).

As duas primeiras resultam na relação entre a resistência de ponta ( $q_c$  ou  $q_t$ ) e um factor redutivo que origina o valor da resistência de corte não drenada. Por seu lado a terceira corrente, com base em aproximações de carácter empírico, mais recente relaciona a determinação deste parâmetro com a tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ).

A tentativa de determinação da coesão não drenada ( $C_u$ ) através do cone estático foi desde sempre o tema com mais trabalhos e estudo desenvolvidos. Este facto por si só demonstra a dificuldade relativa a sua determinação, dado que este parâmetro é dependente de factores como a direcção da carga, taxa de deformação aplicada, condições fronteira, níveis de tensão aplicadas, etc. (Ladd, 1991), dados de difícil determinação.

1 - Segundo as aproximações teóricas apoiadas na teoria de capacidade de carga, a relação entre a resistência de ponta e a coesão não drenada é dada pela seguinte expressão:

$$q_c = (N_c \times C_u) + \sigma_{v0} \quad [2.10]$$

Onde  $N_c$  = factor teórico do cone;  $\sigma_{v0}$  = tensão vertical total;  $q_c$  = resistência de ponta não corrigida e  $C_u$  = coesão não drenada.

Nestes casos o factor ( $N_c$ ) é considerado para condições em que os materiais se apresentam rígidos e plásticos, fortemente dependente da assunção da forma da zona de plastificação em volta do cone. Os valores de ( $N_c$ ) mais comuns são apresentados no quadro seguinte segundo os vários autores, teoria apoiada na capacidade de carga:

QUADRO 2.4 | FACTOR TEÓRICO DO CONE,  $N_c$

Factor $N_c(\varphi=0)$	Autor
7.41	Terzaghi (1943)
7.00	Caquot e Kerisel (1956)
9.34	Meyerhof (1951)
9.74	
9.94	de Beer (1977)

\*Adaptado de Konrad e Law, 1987b

É importante salientar que as aproximações teóricas existentes, são cinco, sendo a abordagem realizada neste trabalho apenas sobre as relacionadas com a capacidade de carga, desprezando as aproximações relacionadas com a teoria de expansão de cavidades, conservação de energia combinada com a expansão de cavidades, relação tensão/deformação e teoria relacionadas com os padrões de deformação.

Em síntese as aproximações teóricas, como primeira abordagens a esta problemática apresentam lacunas relacionadas com a assunção de determinadas variáveis de forma a simplificar o fenómeno complexo provocado pela cravação da ponteira no solo. Assim até a data, as soluções empíricas, de seguida apresentadas, são geralmente preferidas em relação a estas.

2 – As aproximações empíricas, comumente utilizadas para a aproximação à coesão não drenada, são agrupadas em três categorias:

- Com base na resistência de ponta ( $q_c$  ou  $q_t$ );
- Com base na resistência de ponta efectiva ( $q_e$ );
- Com base no excesso da poro-presão ( $\Delta U$ ).

Com base na resistência de ponta, as primeiras aproximações relacionaram a resistência de ponta não corrigida ( $q_c$ ), dados que resultaram dos cones mecânicos sem capacidade de medição da poro-pressão. Destas aproximações traduzidas pela seguinte expressão, destacam-se os estudos realizados por Kjekstade [Kjekstad et al., 1978; Lunne & Kleven, 1981]:

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k} \quad [2.11]$$

Em que  $N_k$  é o factor empírico do cone.

Os valores de  $N_k$ , apresentados podem encontrar-se no quadro seguinte, aproximações empíricas apoiadas no  $q_c$ :

QUADRO 2.5 | FACTOR EMPÍRICO DO CONE,  $N_k$

<b>Factor <math>N_k</math></b>	<b>Autor</b>
17 (c/ Triaxial) (para argilas não fissuradas e sobre-consolidadas)	Kjekstad et al. (1978)
11 – 19 (c/ FVT) (para argilas normalmente-consolidadas)	Lunne e Kleven (1981)

Mais tarde com o surgir dos piezocones, foi possível introduzir a influência da poro-pressão nas aproximações anteriormente apresentadas, modificando a expressão anterior

(2.11) através da substituição da resistência de ponta ( $q_c$ ) pela resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), resultando a seguinte expressão:

$$C_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}} \quad [2.12]$$

Para estes casos o factor correctivo passa a ter a designação de  $N_{kt}$ , aproximações empíricas com base no  $q_t$ :

QUADRO 2.6 | FACTOR TEÓRICO DO CONE,  $N_{kt}$

<b>Factor <math>N_{kt}</math></b>	<b>Autor</b>
8 – 16 (c/ triaxial e corte directo) (para índices de plasticidade $3\% < I_p < 50\%$ ; em que $> I_p > N_{kt}$ )	Aas et al. (1986)
11 – 18 (sem evidências de relação com o $I_p$ )	La Rochelle et al.(1988)
8 – 29 (c/ triaxial) (evidência de forte relação com o OCR)	Rad & Lunne (1988)
10 – 20 (c/ triaxial) (dependente do $I_p$ , à semelhança de Aas.)	Powel & Quarterman (1988)
8,5 – 12 (c/triaxial)	Luke (1995)
6 – 15 (c/triaxial)	Karlsrud et al., (1996)

Actualmente estas aproximações com base na resistência de ponta corrigida ( $q_t$ ), são as mais utilizadas, existindo um vasto leque de estudos realizados neste âmbito, dos quais se apresentaram os mais relevantes.

Quanto a aproximação com base na resistência de ponta efectiva ( $q_e$ ), esta foi sugerida por Senneset (Senneset et al., 1982) e completada por Campanella no mesmo ano. Esta aproximação materializa-se na seguinte expressão:

$$C_u = \frac{q_t - u_2}{N_{ke}} \quad [2.13]$$

Nestes casos os valores de  $N_{kte}$ , podem obter-se segundo os intervalos apresentados pelos autores, aproximações empíricas com base no  $q_e$ :

QUADRO 2.7 | FACTOR TEÓRICO DO CONE, NKE

<b>Factor <math>N_{qe}</math></b>	<b>Autor</b>
9 +/- 3	Senneset et al., (1982)
1 – 13 (aparentemente relacionado com o Bq)	Lunne et al., (1985)
Método gráfico (em função do Bq)	Karlsrud et al., (1996)

De notar que estas aproximações que têm por base a utilização da resistência de ponta efectiva, foram apoiadas em estudos que contemplaram apenas solos argilosos normalmente consolidados, não podendo ser extrapoladas para formações sobre-consolidadas [Powell & Uglow, 1988].

Por fim a aproximação empírica que recorre ao excesso de poro-pressão, entenda-se este excesso apenas para os cones com o elemento poroso localizado na posição  $U_2$ , proposta por Vesic [Vesic, 1972], relaciona o excesso de poro-pressão com a coesão não drenada, segundo a expressão:

$$C_u = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta U}} \quad [2.14]$$

Onde  $U_2$ = poropressão;  $U_0$ = pressão hidrostática e  $N_{\Delta U}$ = factor correctivo que segundo a teoria da expansão de cavidade varia entre 2 e 20.

Para este casos a determinação do factor correctivo  $N_{\Delta U}$  , pode seguir as indicações apresentadas pelos seguintes autores, aproximações empíricas com base no excesso de poro-pressão:

QUADRO 2.8 | FACTOR CORRECTIVO  $N_{\Delta U}$

<b>Factor <math>N_{\Delta U}</math></b>	<b>Autor</b>
4 – 10 (c/ triaxiais) (apresenta boa relação com o Bq)	Lunne et al., (1985)
7 – 9 (C/ FVT)	La Rochelle et al., (1986)
6 – 8 (c/ triaxiais) (apenas para argilas normalmente consolidadas, com Bq > 0,3)	Karlsrud e tal., (1996)

Em modo de resumo, dado que a determinação da coesão não drenada ( $c_u$ ) por aproximações empíricas pode apresentar variadíssimas soluções, é importante definir um processo que possibilite a utilização de todas as aproximações de forma coerente. Uma vez que este tipo de aproximações continuam a revelar-se o processo mais comum para a determinação da coesão não drenada, a sua determinação deverá fazer-se segundo as seguintes indicações propostas por Lunne, Robertson e Powel:

- a)** em depósitos com pouca experiência disponível, deve usar-se a aproximação com base no  $q_{tr}$  com valores de  $N_{kt}$  a variar entre 15-20 (equação 2.12). No caso de argilas normalmente consolidadas ou ligeiramente sobre-consolidadas,  $N_{kt}$  pode atingir valores da ordem dos 10. Por outro lado em argilas rijas fissuradas esse valor pode atingir valores da ordem dos 30. Em depósitos moles a muito moles, onde possa existir alguma incerteza associada ao registo da resistência de ponta (valores muito baixos), deve utilizar-se a aproximação com base no excesso da poropressão (equação 2.14), em que  $7 < N_{\Delta U} < 10$ .
- b)** quando existe experiência prévia local, os valores sugeridos anteriormente devem reflectir essa mesma experiência.
- c)** em projectos de grande envergadura, onde possam existir dados de campo e de laboratório com elevada qualidade, deve proceder-se a correlações locais específicas.

3 – Em alternativa aos métodos clássicos apresentados nos pontos 1 e 2, existe uma nova tendência, mais racional, para o acesso à coesão não drenada ( $c_u$ ), com foco na determinação da tensão de pré-consolidação ( $\sigma'_p$ ) com base no CPT. Com o acesso a tensão de pré-consolidação e sabendo da forte influência que o OCR tem na determinação da coesão não drenada ( $c_u$ ) (ex: Trak e tal., 1980; Leroueil e Hight, 2003), pode recomendar-se a aproximação segundo o estado crítico da mecânica dos solos (CSSM – critical state soil mechanics), em que esta forma de corte pode ser expressa, em termos normalizados, segundo Worth 1984:

$$\frac{C_u}{\sigma'_{vo}} = \left( \frac{1}{2} \times \sin \phi' \right) \times OCR^\lambda \quad [2.15]$$

Em que  $\lambda$  = potencial de variação volumétrica, para a maioria das argilas de sensibilidade baixa a média varia entre 0.7 e 0.8 e para as de sensibilidade média a alta entre 0.9 e 1.0.

Quando não é certo o conhecimento relativo à variação volumétrica e ao ângulo de atrito efectivo ( $\phi'$ ), é recomendada a seguinte expressão por Mayne (2007); Jamiolkowski et al. (1985); Ladd (1991); Ladd e DeGroot (2003):

$$\frac{C_u}{\sigma'_{vo}} = 0.22 \times OCR^{0.80} \quad [2.16]$$

Que é claramente uma variante da equação anterior (2.15), para um ângulo de atrito efectivo,  $\phi' = 26^\circ$  e um potencial de variação volumétrica,  $\lambda = 0.8$ .

Por fim, para  $OCR < 2$ , a experiência existente até à data, mostra que a coesão não drenada pode simplesmente ser determinada através da seguinte expressão Trak e Terzaghi [Terzaghi et al., 1996; Trak et al., 1980]:

$$C_u \approx 0.22 \times \sigma'_p \quad [2.17]$$

A resistência máxima dos solos é dada pelo par, ângulo de atrito efectivo ( $\phi'$ ) e coesão efectiva ( $c'$ ), segundo a teoria de *Mohr-Coulomb*. Dada a impossibilidade de determinação da coesão efectiva ( $c'$ ), recorrendo ao cone estático, vamos abordar apenas o ângulo de atrito efectivo, para os solos com comportamento drenado e a coesão não drenada ( $C_u$ ) para comportamentos não drenados.



### 2.1.9.3 | DEFORMABILIDADE

A determinação da deformabilidade associada às formações, tem grande interesse sob ponto de vista da engenharia. Esta propriedade característica dos solos é responsável pelo cálculo de assentamentos associados às estruturas que interagem com os maciços terrosos. Tendo em vista a determinação das características de deformabilidade, é importante referir que estas estão intrinsecamente associadas aos níveis de tensão e à rigidez dos materiais intervenientes neste processo. Assim podemos começar por esclarecer que não existe um único valor de módulo de deformabilidade associado a uma dada deformação, mas sim vários que estão associados aos níveis de tensão a que estas formações estão sujeitas.

No que respeita à determinação do módulo de deformabilidade com o cone estático, esta propriedade pode ser obtida de duas formas fundamentais:

1. Através dos registos da resistência de ponta (CPTU);
2. Recorrendo às velocidades das ondas sísmicas (SCPTU).

1 - O módulo determinado, recorrendo aos registos do CPTU, tem por base a utilização da resistência de ponta ( $q_c$  ou  $q_t$ ), segundo várias aproximações, divididas tendo em conta o comportamento ser drenado ou não drenado. Assim para a determinação do módulo de deformabilidade em comportamentos drenados a parcialmente drenados (solos essencialmente arenosos e areno-siltosos, respectivamente), recorre-se as correlações que permitam a aproximação ao módulo de deformabilidade confinado ( $M$ ), correspondente ao módulos édométrico ( $E_{oed}$ )

Neste sentido, Lunne e Christophersen [Lunne & Christophersen, 1983], recomendam, com base na revisão dos resultados existentes em câmaras de calibração, que a obtenção do módulos de deformabilidade confinado ( $M$ ) seja segundo as seguintes aproximações, para **areias limpas não cimentadas predominantemente silíceas**:

$$M_0 = 4 \times q_c; \text{ para } q_c < 10 \text{ MPa}; \quad [2.18]$$

$$M_0 = (2 \times q_c) + 20 ; \text{ para } 10 < q_c < 50 \text{ MPa}; \quad [2.19]$$

$$M_0 = 120 \text{ MPa} ; \text{ para } q_c > 50 \text{ MPa} \quad [2.20]$$

Para os solos com comportamento misto ou parcialmente drenado, onde predominam os **solos siltosos**, [Senneset et al., 1988] há um estudo que mais um vez indicou uma relação directa entre o modulo nestes materiais e a resistência de ponta ( $q_c$ ), segundo as seguintes expressões:

$$M_0 = (2 \times q_t); \text{ para } q_t < 2.5 \text{ MPa} \quad [2.21]$$

$$M_0 = (4 \times q_t) - 5 ; \text{ para } 2.5 < q_t < 5 \text{ Mpa}. \quad [2.22]$$

Sabendo que este parâmetro nas formações essencialmente arenosas é fortemente influenciado pela densidade relativa, história de tensões e a tensão de serviço a aplicar, é com bastante interesse que se encara a sua determinação através de ensaios " In Situ " , pois a sua determinação em laboratório enfrenta a problemática da amostragem, qualquer que seja o método utilizado na recolha da amostra e na extracção da mesma do amostrador.

Nos solos argilosos a siltoargilosos, Mitchell e Gardner, [Mitchell & Gardner, 1975]; realizaram uma extensa revisão adaptada de Sanglerate (1972); que contemplou um grupo de solos constituído por argilas e siltes de baixa plasticidade, argilas e siltes de elevada plasticidade, siltes e argilas de elevada plasticidade. O resultado desta pesquisa resultou na seguinte expressão:

$$M_0 = \alpha_n \times q_c \quad [2.23]$$

Onde  $\alpha_n$ , está dependente do valor de resistência de ponta, do tipo de solo e da respectiva plasticidade, podendo mesmo variar entre 1 e 8.

Ainda nestes ambientes, mas já no início da década de 90, [Kullhawy, (1990)]; foi apresentada uma expressão que depende para além da resistência de ponta da tensão vertical efectiva, traduzida pela seguinte expressão:

$$M_0 = 8,25 \times (q_c - \sigma'_{vo}) \quad [2.24]$$

No caso de um acréscimo de tensão ( $\Delta\sigma_v$ ), os autores recomendam a seguinte formula indicada por [Janbu, 1963]:

$$M = M_0 \times [(\sigma'_{vo} + \Delta\sigma_v / 2) / \sigma'_{vo}]^{0.5} \quad [2.25]$$

2 - Quando os dados recolhidos são através do cone sísmico (SCPTU), a determinação do módulo de deformabilidade está associado a muito pequenas deformações, sendo designado de módulo distorcional ( $G_0$  ou  $G_{max}$ ), também conhecido como módulo dinâmico de tangente inicial. Esta propriedade, esta intrinsecamente ligada à rigidez do maciço terroso em causa, sendo que essa rigidez se relaciona com a aplicação inicial da carga, para qualquer curva que relacione tensão Vs deformação, independentemente das condições drenadas ou não drenadas [Leroueil, 2003; Mayne, (2001)]. Assim o cálculo do módulo distorcional ( $G_0$ ), faz-se pela relação do peso específico total do solo ( $\rho_T$ ) com a velocidade de propagação das ondas sísmicas de corte ( $V_s$ ), conforme a expressão seguinte:

$$G_0 = \rho_T \times V_s^2 \quad [2.26]$$

Em que ( $\rho_T = \gamma_T \times g$ ) e  $g = 9.8 \text{ m/s}^2$ ;  $V_s$  = velocidade das ondas de corte em m/s; e  $G_0$  = módulo distorcional em MPa.

Numa tentativa de obter este parâmetro de forma independente através do CPTU, foi proposta a seguinte expressão por Sabatini, Mayne, Bachus, Schneider e Zettler (2002), na circular FHWA-IF-02-034:

$$G_0 = 1,634 \times (q_c)^{0.25} \times (\sigma'_{vo})^{0.375} \quad [2.27]$$

Onde  $q_c$  e  $\sigma'_{vo}$ , se apresentam em KPa.

O módulo distorcional, segundo os mesmos autores, pode ser expresso em termos de módulo de Young ( $E_0$ ) através da teoria de elasticidade conforme a expressão seguinte:

$$E_0 = 2 \times G_0 \times (1 + \nu)$$

[2.28]

Onde o coeficiente de Poisson, toma o valor de 0.2 em comportamentos drenados e 0.5 em não drenados. Em síntese, o módulo distorcional ( $G_0$ ) e o módulo de Young máximo ( $E_0$ ), aplicam-se a intervalos de deformação muito pequenos, correspondentes a métodos não destrutivos, para valores de extensão de ruptura ( $\xi$ ) inferiores a  $10^{-4}$ , ou em termos percentuais  $10^{-6}$  % (conforme a figura 2.9).

Assim para níveis de carga mais elevados é necessário a redução do valor destes módulos segundo as curvas ( $G/G_0$ ). Para tal estão disponíveis várias curvas, das quais se destacam as propostas por:

- Vucetic e Dobry (Vuceti & Dorby, 1991)– em função da plasticidade do solo e a deformação;
- Tatsuaka & Shibua (Tatsuaka & S., 1992); Fahey & Carter, (1993) e LoPresti et al.(1998) – em função da tensão de corte mobilizada ( $\tau/\tau_{\max}$ );
- Jardine et al. (Jardine et al., 1986; Jardine, 2005) e (Atkinson, 2000)– em função do logaritmo da extensão ( $\xi$ );
- (Mayne, 2006) – em função do ( $G/G_0$ ) e ( $\tau/\tau_{\max}$ ).

De seguida apresenta-se uma curva tipo, da evolução do módulo distorcional em função da variação no nível de extensão, no qual se indicam de forma ilustrativa o campo de aplicação de alguns dos ensaios utilizados neste trabalho para a obtenção dos módulos de deformabilidade associados às formações. O resultado deste parâmetro determinado por metodologias diferentes, reflectem a avaliação em níveis de extensão necessariamente distintos, resultando por isso valores de módulo a diferentes consoante as técnicas utilizadas.

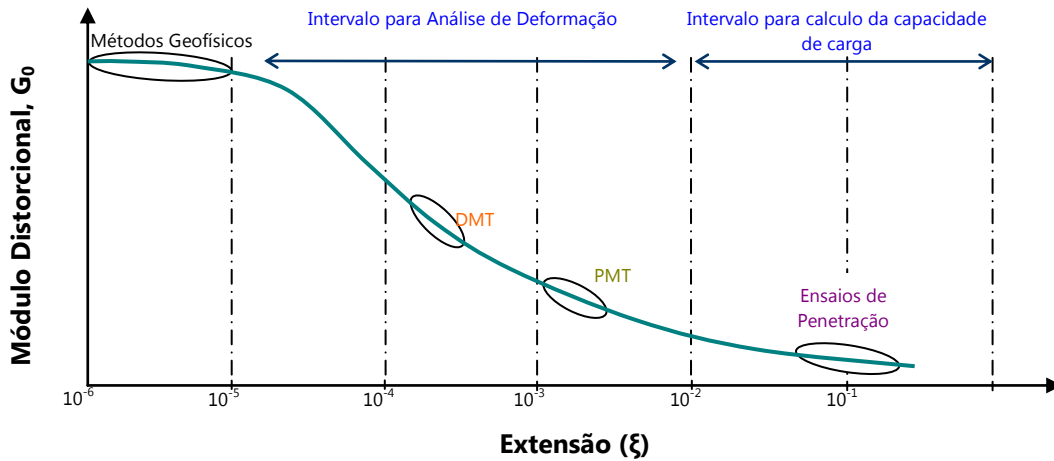


FIGURA 2.9| VARIAÇÃO DO MÓDULO DISTORCIONAL ( $G_0$ ) COM O NÍVEL DE EXTENSÃO ( $\xi$ )  
(ADAPTADO DE [SABATINI ET AL., 2002]).

Para avaliar esta problemática Mayne, (Mayne, 2006), apresentou um estudo detalhado que relaciona a redução do módulo em função da carga mobilizada. Esta dedução permite a redução do módulo distorcional ao mesmo tempo a redução do módulo de Young, através da expressão indicada em 2.27, assumindo valores para o coeficiente de Poisson, conforme a figura seguinte:

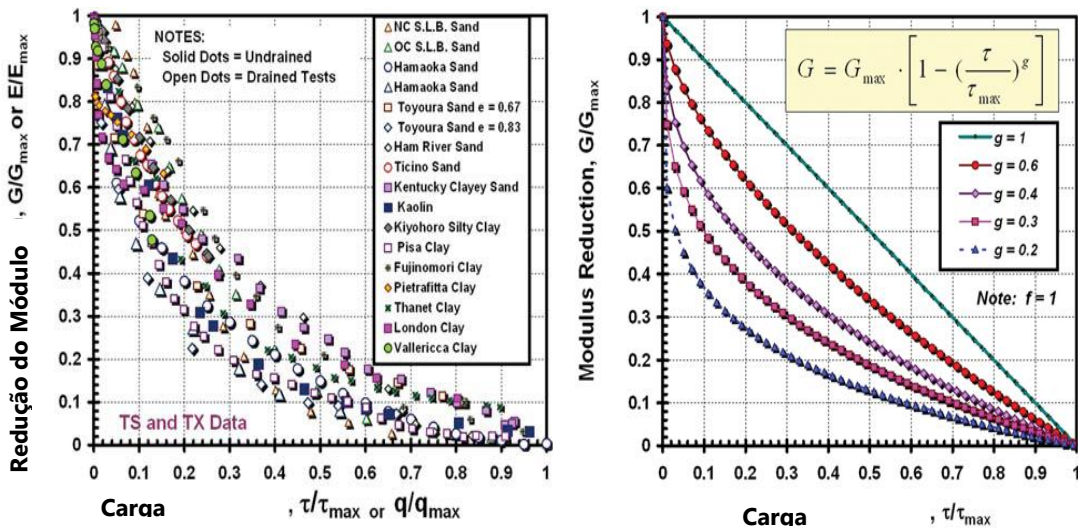


FIGURA 2.10| REDUÇÃO DO MÓDULO ( $G_0/E_0$ ) (ADAPTADO DE: [MAYNE, 2006]).

O autor verificou que o limite do expoente ( $g$ ), varia entre 0.2 e 0.3, para uma gama significativa de materiais ensaiados, desde de que se apresentem sem evidências de cimentação e com baixa sensibilidade ( $g \approx 0.3 \pm 0.1$ ).

## **2.2| APRESENTAÇÃO DO DILATÓMETRO DE MARCHETTI (DMT)**

Dilatómetro de Marchetti, designado por DMT, tem sido cada vez mais utilizado e é uma das ferramentas mais versáteis para caracterização de solos soltos a medianamente compactos, solos granulares, argilas médias a moles, ou mesmo mais duras dependendo do sistema de cravação/reacção. As principais razões para a sua utilidade na obtenção de parâmetros geotécnicos estão relacionadas com a simplicidade (sem necessidade de operadores qualificados) e da velocidade de execução (executar um ensaio de 10 m de profundidade leva cerca de uma hora) com perfis contínuos de dados de alta precisão e reprodutibilidade. O equipamento de ensaio é de alta precisão, e fácil de usar, robusto para enfrentar o trabalho no campo, e muito fácil para reparar (até mesmo no campo) para a maioria dos problemas comuns.

O DMT foi desenvolvido por Silvano Marchetti (1980) e pode ser visto como uma combinação de ambos os equipamentos, CPT e PMT, com alguns detalhes que realmente faz um teste muito interessante disponível para caracterização geotécnica moderna.

O dilatómetro é um equipamento construído por uma lâmina biselada em que numa das faces possui uma membrana circular flexível com 60 mm, que permite a expansão, induzindo uma deformação ao solo adjacente. Este elemento é cravado no maciço terroso a ensaiar, com o auxílio de uma unidade que promove a cravação, maioritariamente estática, por intermédio de um trem de varas ocas que no seu interior permite a passagem de um cabo electro-pneumático que permite o registo dos dados à superfície numa unidade de leitura especializada. A filosofia adoptada no desenvolvimento do ensaio assume que as perturbações geradas pela cravação da lâmina no solo são inferiores à observada nos restantes penetrómetros, e as leituras são obtidas para pequenas deformações (fase elástica), tornando este equipamento mais apto para a determinação das características de deformabilidade.

A interpretação dos resultados dilatométricos possibilita a estimativa de parâmetros físicos e mecânicos característicos do solo a partir de correlações de natureza semi-empírica.

A utilização deste equipamento, dadas as suas potencialidades, nos trabalhos de prospecção geotécnica traduz-se numa vantagem evidente. Essas potencialidades e o resultado da sua evolução, reflectem-se no quadro 2.9.

QUADRO 2.9 | POTENCIALIDADES DO DILATÓMETRO

	<b>DMT</b>
Perfil do Solo	Moderada
Estrutura do solo	Moderada
História de tensões	Moderada a alta
Variação das propriedades mecânicas	Moderada a alta
Propriedades Mecânicas	Alta
Características de compactidade	Moderada alta
Condições do nível da água	Moderada
Potencial de liquefacção	Moderada a Alta
Economia nos custos das investigações	Alta

Adaptado de (Battaglio et al., 1986)

Como foi referido anteriormente as principais vantagens da utilização do ensaio DMT, advém do facto de ser um equipamento robusto de fácil utilização, que permite obter um perfil contínuo de parâmetros de ensaio correlacionáveis com um vasto conjunto de parâmetros geotécnicos através de formulações empíricas e semi-empíricas. Apesar de ser um ensaio “cego”, ou seja, não permite a amostragem dos materiais constituintes das camadas atravessadas, é possível determinar o tipo de solo atravessado através do parâmetro índice de material,  $I_D$ . As principais desvantagens inerentes à execução do ensaio, cuja influência poderá condicionar os resultados, estão relacionadas com a perturbação do solo causada pela penetração da lâmina, acrescendo a esta os erros advindos da eventual não verticalidade da lâmina, do modo de cravação da lâmina (estático ou dinâmico), do tempo que medeia entre a cravação e a expansão da membrana e do facto da pressão da água ser assumida como hidrostática. Para além dos inconvenientes associados à execução do ensaio, este equipamento, tal como os restantes

penetrómetros estáticos, tem a limitação provocada pelo poder de cravação, que condiciona a profundidade de prospecção. Pesadas as vantagens e inconvenientes associadas ao ensaio, salienta-se o facto da filosofia que o fundamenta, apresentar aptidões demarcadas para a determinação das características de deformabilidade dos solos. Tal facto é fundamental para a complementaridade entre este e o ensaio com o cone estático, objecto principal deste estudo.

### **2.2.1. | EQUIPAMENTO DE ENSAIO**

O equipamento utilizado para a recolha dos dados é constituído por quatro sistemas:

1. Equipamento de cravação;
2. Lâmina biselada;
3. Circuito eléctrico e pneumático
4. Sistema de aquisição de dados.

O equipamento de cravação, tal como o cone estático, depende de equipamentos específicos (já descritos anteriormente), que permitam a cravação estática com a maior capacidade de reacção possível. No caso do dilatómetro, quando se esgota a capacidade de cravação estática, ao contrário dos cones estáticos, este permite a cravação dinâmica, com os devidos cuidados, relativos à integridade do equipamento e à posterior avaliação dos resultados, uma vez que estes variam consoante o mecanismo de cravação. A lâmina do Dilatómetro é uma peça biselada em aço inoxidável com 95 mm de largura, 15 mm de espessura e com ângulo apical de 24° a 32°. Numa das faces da lâmina existe uma membrana circular de aço flexível com 60 mm de diâmetro e 0,20 mm de espessura (para solos em que esta membrana não resista existe uma de 0,25 mm) presa à lâmina por um anel de retenção (figura 2.11).



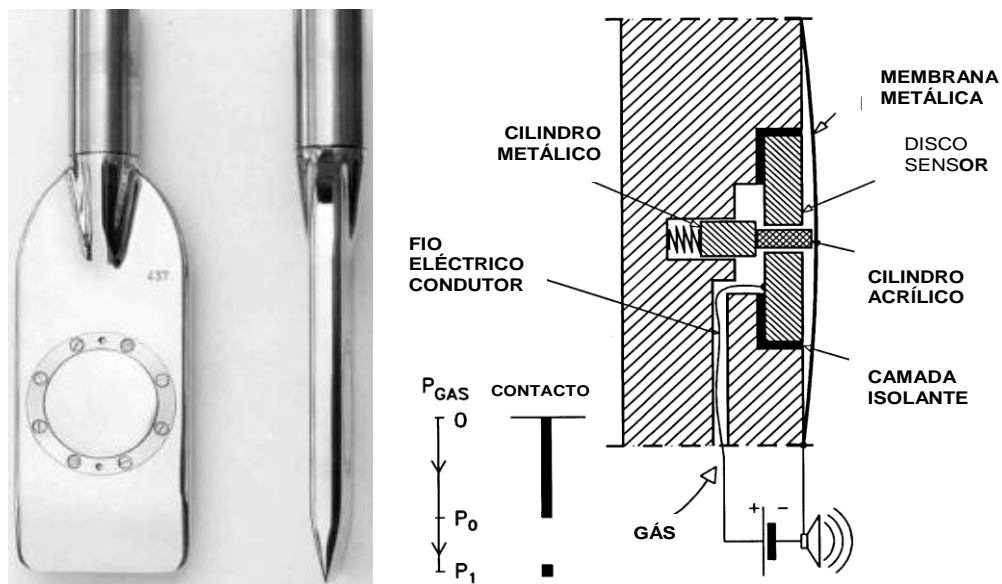


FIGURA 2.11 | ASPECTO DA LÂMINA BISELADA, VISTA FRONTAL E LATERAL

Na Unidade de controlo, são efectuadas as leituras de pressão ( $P_0, P_1$  e  $P_2$ ), através de dois manómetros situados nesta unidade, que centraliza também os sistemas de gás pressurizado e eléctrico. O sistema pneumático, fornece o gás que promove a dilatação da membrana localizada na lâmina, por sua vez o sistema eléctrico, através de um galvanómetro, origina um sinal sonoro indicativo do momento de leitura. O mecanismo que permite este processo é constituído por um conjunto de válvulas capaz de controlar o fluxo de gás e proceder às três leituras necessárias (Fig.2.12).

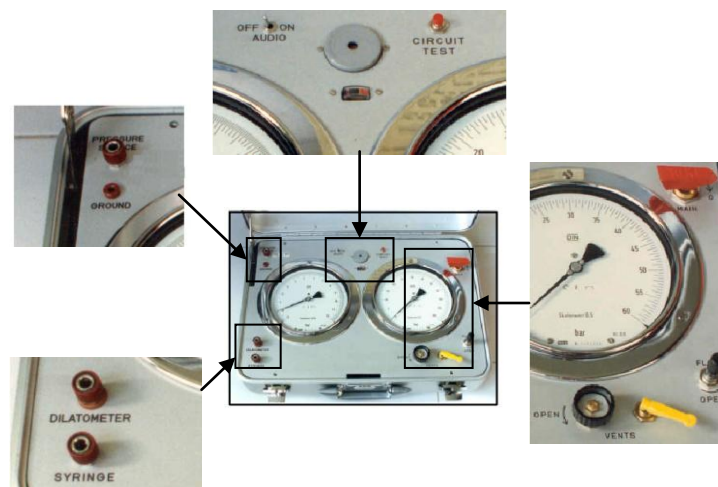


FIGURA 2.12 | ASPECTO DA LÂMINA BISELADA, COM AS RESPECTIVAS DIMENSÕES.

O circuito electro-pneumático, é constituído por um cabo responsável pela ligação eléctrica e o transporte de gás pressurizado entre a lâmina e a unidade de controlo. É composto por um fio eléctrico envolto num tubo plástico com ligações metálicas nas suas extremidades. Existem dois tipos de cabos, que variam apenas no tipo de ligações existentes nas extremidades e no comprimento, o cabo E-P extensível e o não extensível (figura 2.13).



FIGURA 2.13 | ASPECTO DOS CABOS E-P E A FONTE DE GÁS PRESSURIZADO

O cabo terra faz a ligação eléctrica entre as varas e a unidade de controlo, permitindo o retorno à unidade de controlo do sinal eléctrico enviado à lâmina através do cabo pneumático-eléctrico. A fonte de gás pressurizado (figura 2.13) é um depósito de gás equipado com um regulador de pressão, válvulas e um cabo pneumático para transportar o gás até à unidade de controlo. Usualmente o gás utilizado é ar comprimido, hélio ou nitrogénio

O regulador de pressão deve ser adequado ao gás utilizado e deve ter a capacidade de fornecer uma pressão regulada de pelo menos 7-8 MPa.

Na figura seguinte pode verificar-se a sequência de ligação de todos os componentes do equipamento durante a execução do ensaio.

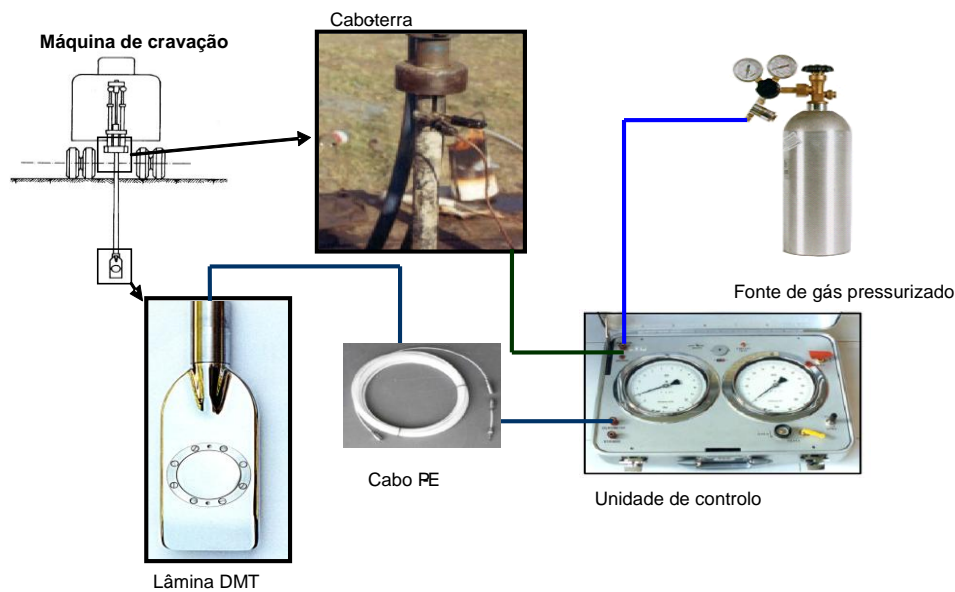


FIGURA 2.14 | LAY OUT GERAL DO EQUIPAMENTO DMT

### 2.2.2. | PROCEDIMENTOS E NORMAS DE ENSAIO

A recolha credível dos dados de campo através do dilatómetro de Marchetti, depende fundamentalmente das condições do equipamento de ensaio, do procedimento utilizado e da capacidade de cravação do equipamento no solo.

A execução do ensaio deve seguir uma das seguintes normas, sendo necessário anotar qualquer alteração efectuada à norma utilizada para ensaio.

As normas e especificações existentes são:

- ENV1997, "Geotechnical Design-Part 3: Design Assisted by Field Testing";
- ASTM D 6635-86, "Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer "
- The Flat Dilatometer Test (DMT) in soil investigations. A Report by the ISSMGE Committee TC16 .

A norma de referência utilizada para a realização dos ensaios, foi a ASTM D 6635-86 (2001).

O procedimento de ensaio, conforme recomendações das ASTM, consiste na penetração da lâmina dilatométrica verticalmente no interior na massa de solo, utilizando-se preferencialmente um sistema hidráulico de cravação. A velocidade de avanço da lâmina é similar à empregada na penetração do cone, sendo aceitável no intervalo entre 2 a 4 cm/s [Marchetti, 1980b]. A penetração é interrompida a cada 20 centímetros, quando então se procede imediatamente à expansão da membrana, registando-se as leituras A; B e C, das quais vão ser deduzidos os parâmetros de pressão  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$  aplicando as correções da rigidez da membrana a estas leituras, para posteriormente gerarem os índices dilatométricos

O procedimento de ensaio depende das seguintes operações fundamentais:

1. Execução de pré-furação (caso necessário);
2. Verticalidade;
3. Calibração da membrana (teste de rigidez);
4. Velocidade de penetração (2-4 cm/s);
5. Intervalo de leitura (20 cm);
6. Sistema de medição da profundidade;
7. Número de pancadas (caso de penetração dinâmica);
8. Teste de dissipação.

A execução do ensaio, após adequada montagem do equipamento, passa por obter a informação necessária relativa às operações atrás mencionadas. Por conseguinte, caso necessário, será importante anotar a pré-furação, acompanhada de uma estimativa da baridade para esse intervalo ( $\gamma_{TOP}$ ), garantir a perpendicularidade do ensaio através de uma correcta posição do sistema de cravação, efectuar sempre uma leitura de calibração, antes e após execução do ensaio.

O procedimento de um modo geral segue as seguintes etapas:

1. Montagem do equipamento;
2. Calibração de membrana (calibração inicial);

3. Começo do ensaio, efectuando uma cravação à velocidade recomendada;
4. Proceder as leituras A, B e C, imediatamente a seguir a paragem da cravação;
5. Fim do ensaio aquando esgotada a capacidade de cravação;
6. Imediatamente após, recolha das varas e novamente com o cone suspenso, efectuar uma última leitura.

Das operações inerentes ao procedimento de ensaio, salientam-se as duas que requerem especial atenção, ou seja, a operação de calibração da membrana e a leitura das pressões efectuadas nos manómetros da unidade de controlo:

A - corresponde a pressão necessária para um deslocamento horizontal do centro da membrana de 0,05mm (+0,02; -0,00mm) e ao momento em que a membrana deixa de contactar com o disco sensor onde se encontra alojada, verifica-se nesse momento a desactivação da buzina e do galvanómetro, que se encontrava activada durante a penetração.

B - corresponde ao momento em que o centro da membrana se deslocou radialmente 1,10mm (+/- 0,03 mm) na direcção normal ao seu plano. Nesse momento dá-se o fecho do circuito e verifica-se a activação da buzina e do galvanómetro.

C - corresponde ao momento em que, realizando uma descarga lenta - despressurização do sistema, a membrana volta a contactar com o disco sensor, correspondente à pressão A.

### **2.2.3. | CALIBRAÇÃO DO EQUIPAMENTO**

De modo a corrigir a influência da rigidez da membrana deve-se proceder à calibração da membrana. Este processo consiste em obter as pressões  $\Delta A$  e  $\Delta B$ , que correspondem às pressões externas necessárias para mover a membrana da sua posição inicial e para mover o centro da membrana 1,1 mm respectivamente.

O processo de calibração é uma simulação do ensaio à superfície, na qual a fonte de pressão é substituída por uma seringa (figura 2.15).

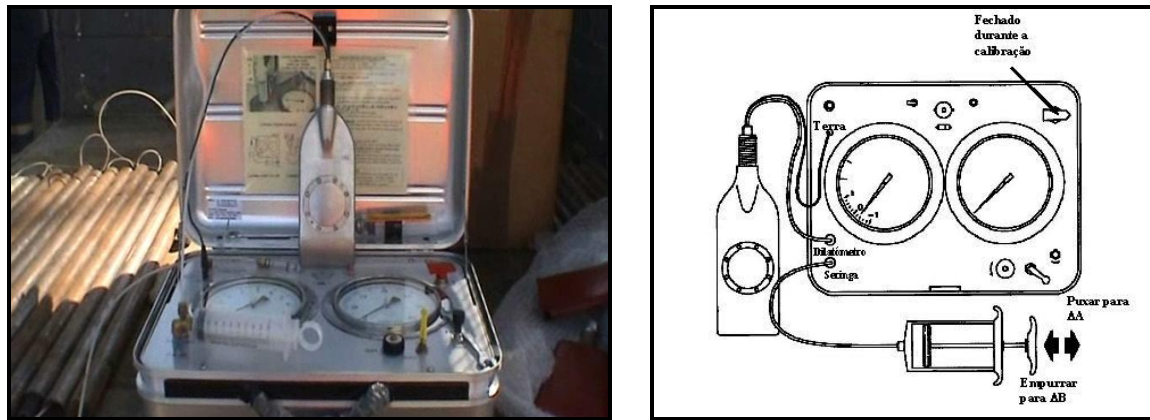


FIGURA 2.15 | ESQUEMA DE CALIBRAÇÃO DA RIGIDEZ DA MEMBRANA.

A determinação das leituras de pressão  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$ , é efectuada aplicando as correcções  $\Delta A$  e  $\Delta B$  às leituras de campo A, B e C da seguinte forma:

$$P_0 = 1.05(A + \Delta A) - 0.05(B - \Delta B) \quad [2.29]$$

$$P_1 = B - \Delta B \quad [2.30]$$

$$P_2 = C + \Delta A \quad [2.31]$$

A calibração da membrana deve ser efectuada no início e no final do ensaio, sendo que a diferença entre os valores de  $\Delta A$ ,  $\Delta B$  finais e iniciais não deve exceder os 25 KPa, caso isto não se verifique os resultados do ensaio não serão válidos.

#### 2.2.4 | INFLUÊNCIA DA GEOMETRIA DA LÂMINA

A eficiência de um dispositivo de medição de ensaio depende de algumas questões diferentes que podem ser úteis para analisar e discutir. Para além das considerações usuais sobre controlo de qualidade dos dispositivos de medição (como precisão, exactidão, etc), algumas características do DMT influenciam fortemente os resultados finais:

- Geometria da lâmina

- Modo de penetração (estático ou dinâmico)

A causa mais importante de erro ou desvio de resultado está relacionado à distorção induzida no solo pela penetração da lâmina, acrescentando a esta os erros advindos da eventual não verticalidade da lâmina, do modo de cravação, do tempo que medeia entre a cravação e a expansão da membrana e da assumpção da pressão da água como hidrostática, além disso essa distorção é muito mais baixo no DMT do que em procedimentos de ensaio mais comuns e frequentes, excluindo pressômetro de auto-perfuração e sistemas geofísicos. A figura 2.16 (Baligh & Scott, 1975) mostra a diferença entre a distorção causada pela ponteira CPT, ângulos apicais de 60° e lâmina do DMT, ângulos apicais de 20°, revelando que as tensões fundamentais estão localizadas perto da ponta e também que os ângulos inferiores geram tensões de cisalhamento inferiores.

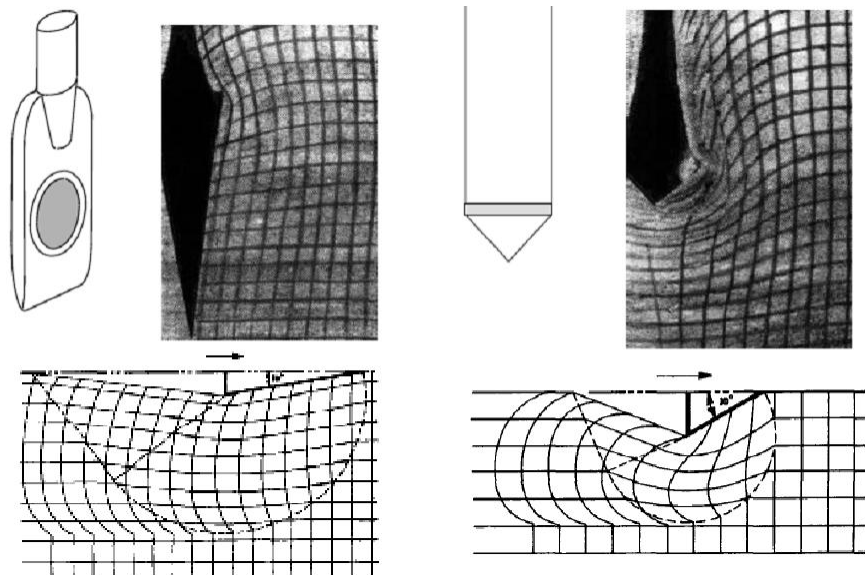


FIGURA 2.16 | DISTORÇÃO CAUSADA PELO DMT E CPT (BALIGH & SCOTT, 1975)

Ressalta da figura que a concentração de deformações de corte se dá preferencialmente junto às arestas, apresentando-se as mesmas inferiores para os elementos que exibem menor ângulo de abertura. Deste modo, as perturbações induzidas na fase de cravação da lâmina dilatométrica são substancialmente reduzidas em relação ao que acontece nos ensaios de penetração, quer pelo seu menor ângulo de abertura como também pelo facto de as pressões serem determinadas na face lateral, onde a concentração de deformações é inferior. A esse respeito, verifica-se que o elemento do solo experimenta um incremento inicial das tensões à medida que a aresta se move no seu interior, reduzindo-se posteriormente com o restante avanço da lâmina, o que significa que o solo adjacente ao diafragma experimenta um ciclo de carga / descarga anterior à execução do ensaio (Clarke, 1988).

Embora não estejam disponíveis abordagens numéricas para corrigir os resultados, o estudo refere que as perturbações durante a instalação do DMT é menor que a observada em outros ensaios in situ, tal como os apresentado nas seguintes linhas:

- Cones de penetração dinâmica (DPL, DPM, DPH ou DPSH) possuem um ângulo de ataque, semelhante ao do CPTU e assim pelo menos o mesmo nível de distúrbios é esperado, nestes casos, a penetração dinâmica proporciona um nível extra de perturbação
- Relativamente aos ensaios SPT, é difícil estabelecer uma comparação, o amostrador Terzaghi possui uma aresta de corte aberta abaixo do cilindro e uma parte significativa do solo amostrado não é deslocada lateralmente, permanecendo dentro do amostrador, no entanto, não é difícil acreditar que a perfuração associada à inserção dinâmica irá produzir maiores efeitos de perturbação
- Ensaios PMT têm a grande vantagem de medir uma maior variação de volume, mas também são difíceis de comparar e, novamente, os efeitos da pré-perfuração podem introduzir perturbações, especialmente nos solos soltos, além disso, o desvio de furos circulares perfeito, quando usados em materiais não homogêneos e difíceis de cortar, vão criar uma distribuição heterogênea da tensão, com importantes implicações na interpretação dos dados

Quanto ao modo de cravação, a experiência tem demonstrado que a cravação estática é preferível à dinâmica. Em 1988, Schmertmann constatou pela primeira vez que o modo de cravação afecta os resultados e que a cravação estática do tipo utilizado no ensaio CPT minimiza esse efeito. Briaud (1991), com base em ensaios pressiométricos, mostrou que em argilas duras a rijas a tensão horizontal era de 2,5 vezes menor no caso da cravação dinâmica, ao contrário do caso de areias medianamente compactas cujo valor da tensão horizontal se apresenta 4,3 vezes superior no caso da cravação dinâmica. Basnett (1991), citado por Riaund e Miran (1992), baseado em dados obtidos por Davidson et al. (1988), afirmou que a penetração dinâmica em solos de permeabilidade apreciável reduz os valores das leituras A e B, enquanto a leitura C se mantém constante, sendo este efeito mais acentuado nos depósitos arenosos soltos a muito soltos.



## 2.2.5] CARACTERIZAÇÃO COM BASE NO DILATÓMETRO DE MARCHETTI

A caracterização com base no dilatômetro de Marchetti, é um processo mais claro quando comparado com o mesmo processo no cone eléctrico. Tal facto deve-se fundamentalmente à uma filosofia de base, estabelecida por Marchetti, que permite de forma directa obter índices dilatométricos que por intermédio de correlações permitem um acesso as características físicas e mecânicas de forma mais independente, muito por mérito do índice de material  $I_D$ , que permitiu afectar as expressões de cálculo da influência do material em causa, resultando deste modo em expressões mais generalistas. Por outro lado, com o intuito de manter o comportamento do solo em fase elástica, Marchetti, elaborou o ensaio para que as deformações da membrana, na fase de expansão, fossem pequenas, resultando numa maior aptidão deste equipamento quando se trata de obter as características de deformabilidade das formações. Assim, com base nesses índices,  $E_D$ ,  $I_D$  e  $K_D$ , é possível estabelecer correlações entre os valores obtidos do ensaio e os principais parâmetros geotécnicos, necessitando apenas da posição do nível freático à data de execução do ensaio.

- Identificação do tipo de solo, em função de  $I_D$  - f ( $I_D$ ) [2.32]
- Baridade total do solo, f ( $I_D$ ,  $E_D$ ) [2.33]
- Módulo de elasticidade, E, f ( $E_D$  ou M) [2.34]
- Módulo de deformabilidade confinado, M, f ( $I_D$ ,  $E_D$ ,  $K_D$ ) [2.35]
- Ângulo de atrito efectivo, em solos arenosos,  $\phi'$ , f ( $K_D$ ) [2.36]
- Coesão não drenada, em solos argilosos,  $c_u$ , f ( $K_D$ ,  $\sigma'_v$ ) [2.37]
- Coeficiente de impulso em repouso,  $K_0$ , f ( $K_D$ ) [2.38]
- Grau de sobreconsolidação, OCR, f ( $I_D$ ,  $K_D$ ) [2.39]
- Tensão de pré - consolidação,  $\sigma_p$ . f (OCR,  $\sigma'_v$ ) [2.40]

### 2.2.5.1] ÍNDICES DILATOMÉTRICOS

Com base nas pressões  $P_0$  e  $P_1$ , Marchetti (1980) definiu três índices,  $E_D$ ,  $I_D$  e  $K_D$ , que reflectem os tipos de solos atravessados, deformabilidade, história de tensões e

resistência, respectivamente, tendo posteriormente Lutnegger e Kabir definido um quarto índice baseado em  $P_2$ ,  $U_D$ , que se apresenta de seguida.

- **Módulo dilatométrico,  $E_D$**

A determinação deste módulo dilatométrico assenta na teoria da elasticidade que acompanhada do conhecimento do nível tensões aplicadas ( $\Delta P$ ) pode ser convertida num módulo de elasticidade do solo. Para tal considera-se que o espaço envolvente da lâmina forma dois semi-espacos elásticos em contacto através do plano de simetria da lâmina. Estes dois semi-espacos elásticos, caracterizados por um módulo de elasticidade,  $E$ , um coeficiente de Poisson,  $\nu$ , e sujeito a condições de assentamento externo nulo conforme Gravesen (1960):

$$S_0 = (2 D \Delta P / \pi) * (1 - \nu^2) / E \quad [2.41]$$

Onde,  $S_0$  - deslocamento na direcção normal ao plano da membrana, igual a 1.1 mm no DMT;  $D$  - diâmetro da membrana, igual a 60 mm no DMT e  $\Delta P$  - diferença entre as pressões  $P_0$  e  $P_1$ .

Resolvendo para os valores dados,

$$E / (1 - \nu^2) = 34.7 \Delta P \quad [2.42]$$

Onde  $E / (1 - \nu^2)$  é denominado módulo dilatométrico,  $E_D$ .

- **Índice de material,  $I_D$**

O índice de material traduz a diferença da pressão de expansão da membrana, normalizada em função da pressão inicial corrigida da pressão hidrostática, é expresso por:

$$I_D = \Delta P / (P_0 - u_0) \quad [2.43]$$

Campanella et al (1985) mostraram a forte relação existente entre este índice e o tipo de solo, contribuindo para a sua determinação indirecta com base em pressupostos comportamentais.

- **Índice de tensão horizontal,  $K_D$**

O índice de tensão horizontal está fortemente relacionado com os estados de tensão *in situ*, e representa-se pela relação entre a pressão inicial,  $P_0$ , corrigida da pressão hidrostática, e a tensão efectiva vertical,  $\sigma'_{v0}$ , conforme a expressão seguinte:

$$K_D = (P_0 - u_0) / \sigma'_{v0} \quad [2.44]$$

- **Índice de tensão neutra,  $U_D$**

O índice de pressão neutra relaciona a pressão  $P_2$  com a pressão inicial,  $P_0$ , ambas corrigidas da pressão hidrostática, conforme a expressão seguinte:

$$U_D = (P_2 - u_0) / (P_0 - u_0) \quad [2.45]$$

### **2.2.5.2| CLASSIFICAÇÃO E ESTRATIGRAFIA**

Conforme evidenciado, a classificação com o dilatómetro de Marchetti é indirecta e de carácter comportamental. Contudo esta é uma ferramenta fundamental pois permite estabelecer um perfil estratigráfico dos solos atravessados com base no índice de material,  $I_D$ .

Marchetti (1980) refere, nas conclusões retiradas do conjunto de ensaios efectuados, que os resultados se mostraram consistentes com:

- $I_D > 3.30$  - solos arenosos;
- $1.80 < I_D < 3.30$  - solos areno-siltosos;
- $1.20 < I_D < 1.80$  - solos silto-arenosos;
- $0.90 < I_D < 1.20$  - solos siltosos;
- $0.60 < I_D < 0.90$  - solos silto-argilosos;
- $0.35 < I_D < 0.60$  - solos argilo-siltosos;

- $0.10 < I_D < 0.35$  - solos argilosos;
- $I_D < 0.10$  - argilas sensíveis.

Verifica-se que  $I_D$  é um índice extraordinariamente constante em formações homogêneas, reflectindo com grande precisão eventuais variações na formação, sendo habitual que o mesmo índice se situe entre dois ciclos logarítmicos 0.1 e 10. Mais ainda, Schmertmann (1982) e Lacasse e Lunne (1986) em solos arenosos, e Lutenegger (1988) em solos de natureza siltosa, efectuaram algumas experiências com o objectivo de avaliar a variação de  $I_D$  com o grau de saturação do solo tendo verificado que, embora  $K_D$  e  $E_D$  diminuam com o aumento do grau de saturação,  $I_D$  mantêm-se constante indicando consistentemente o mesmo tipo de solo [Lacasse & Lunne, 1988; Lutenegger, 1988; Schmertmann, 1982].

Na realidade,  $I_D$  está relacionado com a fracção granulométrica prevalecente, parecendo ser independente de outros factores. Faz-se notar que  $I_D$  se relaciona com a fracção prevalecente pelo que, nos casos em que existem duas fracções dominantes, é possível acontecerem desvios ao exposto.

A bibliografia da especialidade mostra um reconhecimento unânime relativamente à elevada precisão da correlação de  $I_D$  com a granulometria do solo, embora tenham sido assinalados desvios a este comportamento em solos altamente sobreconsolidados [Powell & Uglow, 1988].

#### **2.2.5.2.1 | BARIDADE / PESO VOLÚMICO**

Para a determinação da baridade, Marchetti e Crapps [Marchetti & Crapps, 1981] estabeleceram o diagrama da figura 2.17, baseado nos valores de  $I_D$  e  $E_D$ , que permite uma estimativa da baridade total do solo. Os comentários acerca deste assunto são quase inexistentes na bibliografia da especialidade, parecendo contudo ser uma ferramenta preciosa na independência do DMT relativamente a outros trabalhos de prospecção em profundidade. Esta ferramenta, ao contrário do que acontece com o cone eléctrico, não tem qualquer dependência, pois depende unicamente de dois índices dilatométricos ( $I_D$  e  $E_D$ ).

DESCRIÇÃO DO SOLO e  $\gamma/\gamma_w$  estimado

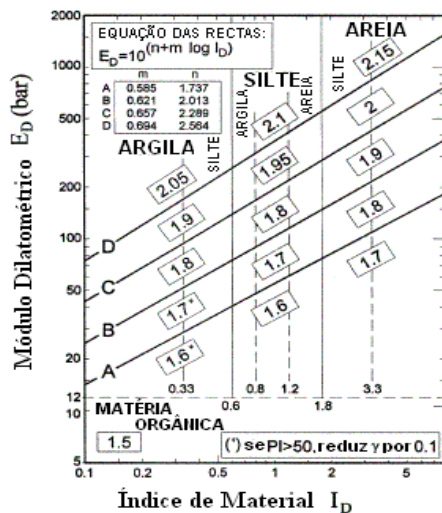


FIGURA 2.17 | - DIAGRAMA PARA OBTENÇÃO DA BARIDADE (MARCHETTI & CRAPPS, 1981)

2.2.5.2.2 | ESTADOS E HISTÓRIAS DE TENSÃO

$K_D$  é um parâmetro muito versátil, pois fornece a base para avaliar vários parâmetros do solo, como os relacionados com o estado de tensão, história de tensão e resistência, e mostra dependência dos seguintes factores (Marchetti, 1980).

- cimentação e envelhecimento;
- densidade relativa em solos arenosos;
- vibrações em solos arenosos;
- ciclos de carregamento que o solo esteve sujeito,
- sobreconsolidação natural resultante da remoção superficial.

Para solos de natureza argilosa, Marchetti (1980) apresentou a seguinte correlação:

$$K_0 = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6 \quad [2.46]$$

Condicionada para solos com  $K_0 > 0.3$  e não sujeitos a fenómenos de cimentação, envelhecimento ou endurecimento tixotrópico, e cujo grau de sobreconsolidação se deva apenas a remoção superficial.

Em solos que não respeitem a segunda condição,  $K_D$  reflectirá, para além de  $\sigma'_h$ , a combinação de efeitos causados por qualquer dos outros fenómenos em causa.

Mais tarde, Powell & Uglow, 1988, executando ensaios SBP e DMT em solos argilosos, brandos a médios e sobre-consolidados, no Reino Unido, sugeriram uma divisão entre argilas recentes (idade inferior a 60 mil anos) e argilas envelhecidas (idade superior a 70 milhões de anos). Assim, para argilas recentes,

$$K_0 = 0.34 K_D^{0.55} \quad [2.47]$$

Resultados idênticos foram conseguidos por Lacasse e Lunne, com base em ensaios realizados em argilas envelhecidas, afirmando ser necessário estabelecer correlações locais, sugerindo a determinação de 2 ou 3 valores, pelos quais se traçará uma recta paralela à linha de Marchetti. Lunne et al.(1990) propõem:

$$K_0 = 0.34 K_D^{0.54} \quad \text{se } c_u / \sigma'_v \leq 0.8 \quad [2.48]$$

$$K_0 = 0.68 K_D^{0.54} \quad \text{se } c_u / \sigma'_v > 0.8 \quad [2.49]$$

Relativamente aos solos de natureza arenosa, sabe-se que o  $K_D$  é controlado por  $\sigma'_h$  e pela densidade relativa, pelo que será necessário separar os efeitos causados por estes dois factores ([Marchetti, 1980a; Robertson & Campanella, 1983]).

Baseado em ensaios CC, Schmertmann (1983) propôs um método para avaliar  $K_0$  em função do  $K_D$  e do ângulo de atrito,  $\phi'$ , válida para solos com  $I_D > 1.2$  (solos arenoso), recorrendo ao par de ensaios DMT e CPT:

- a) obtenção de  $K_D$  através do ensaio DMT;
- b) determinação da resistência de ponta obtida do ensaio CPT,  $q(c)$ , à mesma profundidade;
- c) assumir um valor de  $K_0$ ;
- d) estimativa do valor do ângulo de atrito para a situação de deformação plana,  $\phi_{ps}$ , de acordo com as teorias de Durgunoglu e Mitchell (1975), segundo a figura 2.8;
- e) cálculo do ângulo de atrito para condições de simetria axial  $\phi_{ax}$ , pelas seguintes expressões:

$$\phi_{ax} = \phi_{ps} - 1/3(\phi_{ps} - 32), \text{ se } \phi_{ps} > 32^\circ \quad [2.50]$$

$$\phi_{ax} = \phi_{ps}, \text{ se } \phi_{ps} < 32^\circ \quad [2.51]$$

f) cálculo de  $K_0$  através de:

$$K_0 = (40 + 23K_D - 86K_D(1 - \sin \phi_{ax}) + 152(1 - \sin \phi_{ax}) - 717(1 - \sin \phi_{ax})^2) / 192 - 717(1 - \sin \phi_{ax}) \quad [2.52]$$

g) comparação do valor de  $K_0$  assim determinado com aquele outro assumido em c); caso os valores se afastem em percentagem superior a 10%, iterar até que a variação dos dois caia dentro da margem referida.

Baldi (1986), baseado em ensaios CC efectuados sobre solos arenosos, sugeriu que  $K_0$  fosse determinado com base em  $K_D$  e  $q(c)$ , obtido do CPT, através da seguinte equação:

$$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D - 0.00172 q(c) / \sigma'_{v0} \quad [2.53]$$

Onde  $C1=0.376$ ,  $C2=0.095$ ,  $C3=0.00172$ ,  $q_c$  a resistência de ponta do CPT,  $K_D$  o índice de impulso horizontal do DMT e  $\sigma'_{v0}$  a tensão vertical efectiva.

Desde muito cedo que Marchetti, verificou a relação existente entre o índice  $K_D$  e o grau de sobreconsolidação, OCR. Esta aparente relação foi detectada nos ensaios realizados em argilas não cimentadas, onde se verificava uma tendência para as formações normalmente consolidadas, apresentarem valores de  $K_D$  invariavelmente entre 1.8 e 2.3. Tal facto, levou Marchetti a apresentar o  $K_D$  como um precioso indicador do grau de sobreconsolidação, até que em 1980, sugeriu a seguinte expressão, com base em comparações directas com ensaios edométricos:

$$OCR = (0.5 K_D)^{1.56} \quad [2.54]$$

cuja utilização Marchetti restringiu a solos com  $I_D$  compreendido entre 0.2 e 2.0.

O tipo de questões que foram levantadas relativamente à correlação  $K_0 / K_D$ , colocam-se agora de novo para a correlação do OCR /  $K_D$ . Com efeito, o campo de aplicação desta equação encontra-se restringido a solos com histórias de tensões simples e que não tenham sido sujeitos a fenómenos de envelhecimento, cimentação ou endurecimento tixotrópico os quais, a acontecerem, conduzem a valores claramente sobrestimados.

Em 1981, Marchetti e Crapps em Flat Dilatometer Manual, apresentam já correlações mais elaboradas, para todos os tipos de solos, em função do valor de  $I_D$ . Neste caso as correlações, válidas apenas para valores de OCR superiores a 0.8:

$$I_D < 1.2 \quad OCR = (0.5 K_D)^{1.56} \quad [2.55]$$

$$I_D > 2 \quad \text{OCR} = (0.67 K_D)^{1.91} \quad [2.56]$$

$$1.2 < I_D < 2 \quad \text{OCR} = (m K_D)^n \quad [2.57]$$

$$\text{com , } m = 0.5 + 0.17 P \quad [2.58]$$

$$n = 1.56 + 0.35 P \quad [2.59]$$

$$P = (I_D - 1.2) / 0.8 \quad [2.60]$$

Powell & Uglow, 1988, no mesmo estudo da dedução do coeficiente de impulso em repouso, comparando os valores de OCR obtidos de ensaios de consolidação, estabeleceram a mesma diferenciação dos solos, resultando para argilas jovens:

$$\text{OCR} = 0.24 K_D^{1.32} \quad [2.61]$$

Para argilas maduras o processo é idêntico ao seguido para a determinação de  $K_0$

No ano seguinte Lunne et al (1989), por seu lado, propõem as seguintes correlações, a aplicar a solos argilosos, com grau de incerteza de cerca de 30 %:

$$\text{OCR} = 0.3 K_D^{1.17}, \text{ se } c_u / \sigma'_v \leq 0.8 \quad [2.62]$$

$$\text{OCR} = 2.7 K_D^{1.17}, \text{ se } c_u / \sigma'_v > 0.8 \quad [2.63]$$

O parâmetro pode ser considerado como um  $K_0$  amplificado por efeitos de penetração, com o valor de dois depósitos representativos normalmente consolidados (NC) sem envelhecimento e/ou estrutura de cimentação (Marchetti, 1980). Por outro lado, o perfil típico  $K_0$  é muito semelhante em forma ao perfil de OCR e, portanto, fornece informações úteis não só sobre a história de tensão, mas também sobre a presença de estruturas de cimentação (Marchetti, 1980; Jamiolkowski, 1988). Desde que a resistência ao corte não drenada de solos finos possa ser relacionada e obtida através de OCR e da relação entre  $K_D$  e do ângulo de atrito e bem fundamentada pela teoria da mecânica dos solos, então o parâmetro também pode ser usado com sucesso na determinação de resistência ao corte. Como descrito anteriormente, o comportamento do solo residual é fortemente marcado pela presença de estrutura de cimentação, e é geralmente aceite que o comportamento



da força desses solos pode ser representado pela envolvente de rotura Mohr-Coulomb onde a intercepção da coesão ( $c'$ ) reflecte a cimentação e a sucção entre as partículas e o ângulo de atrito ( $\phi'$ ) representa ambos, a componente de atrito entre as partículas e o seu arranjo que é a densidade e intervalamento (Schnaid et al., 2004). Esta realidade traz as seguintes implicações para derivar parâmetros de resistência com o DMT:

- a) coesão não é considerado na dedução de base de dados DMT;
- b) ângulo de atrito obtido por fórmulas de solos transportados representa a força global em vez do parâmetro por si só, originando assim valores mais elevados do que a realidade, como amplamente reconhecido pela comunidade científica;
- c) DMT é um teste de dois parâmetros e, portanto, é razoável esperar que a possibilidade de derivar  $c'$  e  $\phi'$  (Cruz et al. 2004b, 2004c).

De acordo com as referências do DMT para solos transportados (Marchetti , 1980),  $K_D$  apresenta os seguintes padrões:

- a) perfis  $K_D$  tendem a seguir a forma clássica do perfil de OCR,
- b) solos normalmente consolidadas (NC) tendem a apresentar valores de  $K_D$  próximos de 2
- c) solos sobreconsolidados (OC) tendem a apresentar valores de  $K_D$  acima 2, decrescendo com a profundidade e convergindo para valores NC;
- d) solos normalmente consolidadas afectados por cimentação ou estruturas de envelhecimento mostram valores de  $K_D$  superior a 2, mantendo-se bastante estável com a profundidade.

#### **2.2.5.2.3| COESÃO NÃO DRENADA ( $c_u$ )**

A forma habitual de representação da coesão não drenada é normalizada em relação a  $\sigma'_{v_0}$ , isto é,  $c_u / \sigma'_{v_0}$ .

A dependencia de  $c_u / \sigma'_{v_0}$  com OCR é bem reconhecida, sendo lícito esperar que, se existe uma relação OCR /  $K_D$ , então deverá existir também uma correlação  $(c_u / \sigma'_{v_0}) / K_D$

Ladd et al (1977) apresentaram a seguinte equação, frequentemente utilizada nos dias de hoje:

$$(c_u / \sigma'_v)_{OC} = (c_u / \sigma'_v)_{NC} \text{OCR}^m \quad [2.64]$$

com  $m = 0.8$ .

Marchetti (1980) combinou as equações anteriores e aquela equivalente à correlação de  $\text{OCR} / K_D$ , obtendo:

$$(c_u / \sigma'_v)_{OC} = (c_u / \sigma'_v)_{NC} (0.5 K_D)^{1.25} \quad [2.65]$$

Note-se que o cálculo deste parâmetro só é viável em solos de granulometria fina, isto é, com  $I_D < 1.2$

Mais ainda, considerando válida a sugestão de Mesri (1975), de que:

$$(c_u / \sigma'_v)_{NC} = 0.22, \quad [2.66]$$

obteve a equação actualmente utilizada:

$$(c_u / \sigma'_v)_{OC} = 0.22 (0.5 K_D)^{1.25} \quad [2.67]$$

A estimativa de  $c_u$  é assim, no DMT, obtida via OCR através da correlação com  $K_D$ , que por sua vez está directamente relacionada com  $P_0$ .

Hayes (1983) verificou que na generalidade os valores obtidos do DMT são conservativos relativamente aqueles obtidos com o ensaio de molinete, e que tendem a ser mais realistas nas situações de análise de estabilidade de obras de terra fundadas em solos de natureza orgânica.

Diversos estudos comparativos (Lacasse e Lunne, 1983; Fabius, 1985; Grieg et al, 1986; Lutenegger e Timian, 1986; Ming e Fang, 1986), citados por Lutenegger (1988), revelaram que os resultados obtidos para  $c_u$  em argilas brandas a médias saturadas são coincidentes com os valores obtidos pelo ensaio de molinete após aplicada a correção de Bjerrum. Em

solos sobreconsolidados, como a expansão necessária à rotura é bastante superior, a correlação apresenta precisões inferiores.

Assim, são apontadas correlações, todas adaptadas da correlação de Marchetti, para a resistência não drenada corrigida do ensaio de molinete e resistências obtidas dos ensaios de corte simples e compressão triaxial:

$$\text{Molinete} - c_U / \sigma'_v = (0.17 \text{ a } 0.21) (0.5 K_D)^{1.25} \quad [2.68]$$

$$\text{Comp. Triaxial} - c_U / \sigma'_v = 0.20 (0.5 K_D)^{1.25} \quad [2.69]$$

$$\text{Corte Simples} - c_U / \sigma'_v = 0.14 (0.5 K_D)^{1.25} \quad [2.70]$$

Deste modo, a correlação a utilizar deverá ser escolhida de acordo com a trajectória de tensões predominante no problema em análise.

Roque et al. (1988) baseando-se num trabalho efectuado com ensaios de compressão triaxial sobre argilas de Glava (Noruega), propõem a utilização das fórmulas clássicas de capacidade de carga:

$$c_U = (P_1 - \sigma_{h0}) / N_C \quad [2.71]$$

em que  $\sigma_{h0}$  representa a tensão total horizontal e é calculada a partir de  $K_0$  obtido do DMT, e  $N_C$  é um factor que depende da fragilidade e plasticidade do solo, igual a 5 para argilas frágeis, 7 para argilas médias e 9 para argilas plásticas.

#### **2.2.5.2.4] ÂNGULO DE ATRITO EFECTIVO ( $\phi'$ )**

A penetração da lâmina em solos de boas características de drenagem representa uma resistência à rotura em termos drenados, em condições de deformação plana. Como a condição de rotura é condicionada pela resistência friccional, é de esperar que o ensaio DMT possa de alguma forma conduzir à determinação de ( $\phi'$ ).

No entanto, este parâmetro não foi inicialmente apresentado por Marchetti. Na realidade, os solos primeiramente ensaiados que conduziram às correlações de Marchetti eram de natureza essencialmente argilosa, pelo que o autor não terá tido dados suficientes para estabelecer uma correlação.

Em Flat Dilatometer Manual (Marchetti & Crapps, 1981) apresenta-se já uma correlação, embora ainda em fase experimental, para avaliação deste parâmetro. A correlação é válida para solos com valores de  $I_D > 1.2$ , sendo obtida com base nos valores de  $I_D$  e  $E_D$ :

$$\phi' = 25 + 0.19 \sqrt{P - 100} \quad [2.72]$$

em que,

$$P = I_D R_C \quad [2.73]$$

$$R_C = 500 + (R-500) / 1+(R-500 / 1500) \text{ se } R > 500 \text{ e } \sigma'_v < 0.5 \text{ bar}$$

$$R_C = R \text{ se } R \leq 500 \text{ ou } \sigma'_v \geq 0.5 \text{ bar} \quad [2.74]$$

$$R = E_D / \sigma'_v \quad [2.75]$$

Schmertmann (1983) apresentou um método para avaliar o ângulo de resistência ao corte em deformação plana,  $\phi_{ps}$ , baseando-se nas teorias de Durgunoglu e Mitchell (1975), assumindo que o coeficiente de atrito entra a lâmina e o solo é igual a  $\tan(\phi_{ps} / 2)$ . Por outro lado, as teorias referidas aplicam-se à determinação do ângulo de atrito com base nos valores exibidos na rotura. Ora, é pouco provável que a rotura se verifique para um deslocamento de 1,1 mm, pelo que o autor introduziu a força de cravação da lâmina argumentando que a mesma implica uma rotura do solo.

$$\tan(\phi_{ps} / 2) = [F - (\pi / 4) * D^2 * u_0 * 1,019 - (A + \pi d^2 / 4 - B d) q_f + W (Z + 2)] / F_H \quad [2.76]$$

em que,

F - força de cravação (Kg);

D - diâmetro das varas (cm);

$u_0$  - pressão da água antes da inserção da lâmina ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ );

A - área de carga do dilatômetro ( $\text{cm}^2$ ) (12,9 ou 14,4);

d - diâmetro do redutor de atrito (cm);

B - espessura da lâmina ;

$q_f$  - factor de capacidade de carga segundo Durgunoglu e Mitchell ( $\text{Kg}/\text{cm}^2$ );

W - peso das varas (Kg);

Z - profundidade de ensaio (m);

$F_H$  - força horizontal normal à lâmina, igual a:

$$P_0 - u_0 * \alpha * 1,019 \quad (\alpha \text{ assumido igual a } 355);$$

$$\text{para } q_f = \gamma_{\text{avg}} * B N_{\gamma q} / 10 \quad [2.77]$$

$$N_{\gamma q} = A B (C + D E F - G H + G I) - J \quad [2.78]$$

em que,

$$A - \cos (\psi - \delta) / \cos \delta \quad [2.79]$$

$$B - (1 + \sin \phi_{ps} \sin (2\gamma - \phi_{ps}) / \cos \phi_{ps} \cos (\gamma - \phi_{ps}) \quad [2.80]$$

$$C - [\cos^2 (\gamma - \phi_{ps}) I \theta / 4 \cos^2 \psi \cos^2 \phi_{ps}] \quad [2.81]$$

$$D - [3 \cos (\gamma - \phi_{ps}) / 4 \cos \psi \cos \phi_{ps}] \quad [2.82]$$

$$E - e^{2\theta} \tan \phi_{ps} \quad [2.83]$$

$$F - (m - 0,66 m') \quad [2.84]$$

$$G - K [ \cos \psi \cos \phi_{ps} / \cos (\gamma - \phi_{ps}) ] \quad [2.85]$$

$$H - (m - m')^2 * (m + 2m') \quad [2.86]$$

$$I - m^3 \quad [2.87]$$

$$J - \tan(\psi) / 4 \quad [2.88]$$

$$m = D / B \quad [2.89]$$

$$m' = \text{sen}\beta \cos(\gamma - \phi_{ps}) * e^{\theta_0 \tan \phi_{ps}} / 2 \cos\psi \cos\phi_{ps} \quad [2.90]$$

$$\tan \gamma = (\text{sen}\phi_{ps} + \sqrt{1+2\cos\phi_{ps}}) / (2 + \cos\phi_{ps}) \quad [2.91]$$

$$\psi = 90 - \alpha \quad [2.92]$$

$$\theta_0 = 180 - (\psi + \gamma) + \beta \quad [2.93]$$

$$I\theta = \{3 \tan\phi_{ps} [e^{3 \tan\phi_{ps}} \cos\beta - \cos(\theta_0 - \beta)] + [e^{3 \tan\phi_{ps}} \text{sen}\beta + \text{sen}(\theta_0 - \beta)]\} / 1 + 9 \tan^2\phi_{ps} \quad [2.94]$$

$\gamma_{avg}$  - peso específico médio acima do ponto de ensaio;

$N\gamma_q$  - factor de capacidade de carga;

$\psi$  - ângulo do penetrómetro;

$\alpha$  - metade do ângulo da base do dilatómetro;

$\beta$  - ângulo com a vertical da tangente à superfície de rotura (assumido =  $\phi'_{ps}$ );

$\gamma$  - ângulo do plano de corte (assumido =  $\phi'_{ps}/2$ );

$\delta$  - ângulo de atrito dilatómetro / solo (assumido =  $\phi'_{ps}/2$ );

$m$  - relação profundidade / espessura da lâmina;

$\theta_0$  - logaritmo do ângulo da superfície de rotura;

$K$  - coeficiente de pressão horizontal (assumido igual a  $K_0$ );

Para a resolução do sistema, Schmertmann (1983) propõe:

a) estimar o valor de  $\phi'_{ps}$ ;

- b) resolver as equações de 2.89 a 2.94;
- c) calcular  $K_0$  de acordo com a secção 2.2.5.2.2;
- d) substituir os parâmetros calculados em b) e c) na equação 2.78;
- e) determinar  $\gamma_{avg}$  e resolver 2.77;
- f) calcular  $\phi'_{ps}$ , a partir de 2.76; se a diferença entre os ângulos assumido e calculado for menor que zero então o valor assumido é baixo; caso contrário é alto;
- g) iterar até a diferença entre os ângulos assumido e calculado ser inferior a 1.

O ângulo drenado determinado em condições de deformação plana pode ser transformado em ângulo de resistência ao corte em condições de simetria axial,  $\phi'_{ax}$ , do seguinte modo:

$$\phi'_{ps} < 32 \quad \phi'_{ax} = \phi'_{ps} \quad [2.95]$$

$$\phi'_{ps} > 32 \quad \phi'_{ax} = \phi'_{ps} - [(\phi'_{ps} - 32) / 3] \quad [2.96]$$

Jamiolkowski et al (1988) concluíram que este método é conservativo em cerca de 2º e que a diferença entre  $\phi'_{ps}$  (lab) e  $\phi'_{ps}$  (DMT) aumenta com a densidade.

Dada a não linearidade da envolvente de rotura, o ângulo  $\phi'_{ps}$  não é único, dependendo da magnitude da tensão aplicada no plano de rotura,  $\sigma'_f$ , na rotura. Riaund e Miran (1992) propõem a seguinte relação para resolver o problema:

$$\tan\phi'_{ps2} - \tan\phi'_{ps1} = 0,105 \text{ Log} (\sigma'_{f1} / \sigma'_{f2}) \quad [2.97]$$

Marchetti (1985), baseando-se igualmente nas teorias de Durgunoglu e Mitchell (1975), apresentou um novo método para a determinação deste parâmetro baseando-se em  $K_D$  e na resistência de ponta  $q(c)$  obtida do CPT.

O procedimento inicia-se pelo cálculo de  $K_0$  através da fórmula:

$$K_0 = 0.376 + 0.095 K_D + C_3 (q(c) / \sigma'_v) \quad [2.98]$$

em que  $C_3$  é uma constante que depende das características do depósito à qual Marchetti atribui os seguintes valores:

$C_3 = - 0.002$ , no caso de areias húmidas;

$C_3 = - 0.005$ , no caso de depósitos com variações sazonais.

Em seguida, com base em  $K_0$  calculado conforme 2.98 e  $q(c) / \sigma'_v$ , em que  $q(c)$  é a resistência de ponta obtida pelo ensaio CPT, determina-se o ângulo de atrito para condições de deformação plana,  $\phi_{ps}$ .

É importante referir que estas correlações necessitam de uma maior validação prática para que possam ser utilizadas de forma coerente na avaliação do ângulo de atrito.

#### **2.2.5.2.5 | CARACTERÍSTICAS DE DEFORMABILIDADE**

A determinação das características de deformabilidade associadas a um determinado solo é fundamental para estimar a interacção entre esse solo e a futura estrutura. Nesse sentido a possibilidade de avaliar a deformabilidade do solo é uma das principais vantagens do ensaio DMT. O facto de a deformabilidade ser medida na horizontal, sentido da expansibilidade da membrana da lâmina, minimiza a perturbação causada pela penetração da lâmina, aquando da cravação no sentido vertical.

A expansão da membrana do dilatómetro corresponde a uma recarga do solo, pelo que pode ser comparada com um módulo elástico. Deve notar-se, no entanto, que a expansão de 1,1 mm pode exceder a descarga inicial, conduzindo à rotura [Robertson & Campanella, 1983].

As principais tentativas de correlação de  $E_D$  com os parâmetros de deformabilidade visaram a quantificação do módulo de Young, (E) e do módulo de deformabilidade confinado, (M) comparável ao módulo edométrico, ( $E_{Oed}$ .) Os resultados obtidos são discutidos em seguida.



## Módulo de deformabilidade confinado, M

A primeira tentativa de correlação entre índices dilatométricos e a deformabilidade dos solos foi efectuada por Marchetti, 1980, que procurou estabelecer uma ligação entre  $E_D$  e módulo de deformabilidade tangente confinado, definido como:

$$M = \Delta\sigma'_V / \Delta\varepsilon_V \quad [2.99]$$

Partindo do princípio que a relação  $E_D / M$  deveria depender de uma grande variedade de parâmetros, entre os quais se destacam tipo de solo, anisotropia, pressão neutra, condições de drenagem, etc., concluiu que não devia ser esperada uma relação única. Por outro lado, o ensaio DMT fornece mais dois índices,  $I_D$  e  $K_D$ , que encerram informação sobre o tipo de solo e a respectiva história de tensões.

Com base nos dados obtidos das campanhas de caracterização geotécnica, Marchetti (1980) apontou as seguintes particularidades:

- não existe uma proporcionalidade única entre M e  $E_D$ , isto é,  $R_M = M/E_D$  não é constante;
- o valor  $R_M$  tende a aumentar com o incremento de  $K_D$ , parecendo desde logo importante a sua inclusão na correlação;
- embora não tenha sido objecto de estudo exaustivo,  $I_D$  parece não ter influência directa na correlação, salvo nos casos em que  $K_D$  apresenta valores muito reduzidos. Assim, os módulos de deformabilidade dos diferentes tipos de solo devem ser calculados segundo leis de variação similares;
- a correlação pode ser escrita do seguinte modo:

$$M = R_M E_D \quad [2.100]$$

$$R_M = 0.14 + 2.36 \ln K_D \quad \text{para } I_D \leq 0.6 \quad [2.101]$$

$$R_M = R_{m0} + (2.5 - R_{m0}) \ln K_D \quad \text{para } 0.6 < I_D < 3.0 \quad [2.102]$$

$$R_M = 0.5 + 2 \ln K_D \quad \text{para } I_D \geq 3.0 \quad [2.103]$$

$$R_m = 0.32 + 2.18 \ln K_D \quad \text{para } K_D \geq 10 \quad [2.104]$$

$$R_{m0} = 0.14 + 0.36 (I_D - 0.6) / 2.4 \quad [2.105]$$

O valor mínimo admissível de  $R_m$  é 0.85, pelo que se o cálculo fornecer valores inferiores, deverá ser tomado  $R_m = 0.85$ ;

- em solos arenosos exibindo cimentação, o formulário apresentado responde favoravelmente, o que parece reflectir a dependência de  $R_m$  em relação a  $K_D$ , independentemente da origem do mesmo;
- os valores de  $M$  aplicam-se para pequenos incrementos de carga, até valores próximos da tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$ . Para valores de incrementos superiores, o valor  $M$  subestima o comportamento real do solo.

Note-se que  $M$  é um módulo drenado, sendo correlacionado com a expansão não drenada da membrana, a qual ocorre em solo já deformado pela penetração da lâmina, o que poderia sugerir fracas correlações. Verifica-se, no entanto, que as correlações são razoavelmente precisas em argilas moles a medianamente densas, atribuindo-se tal sucesso ao facto de as mesmas se apoiarem numa estimativa de OCR, através de  $K_D$  ([Jamiolkowski & Robertson, 1988]).

Lacasse e Lunne (1982), Hayes (1983), Campanella e Robertson (1983), Aas et al (1984) testaram a correlação apresentada por Marchetti, e verificaram que a mesma se aplica com grande razoabilidade em solos argilosos brandos a médios e em solos arenosos NC com predominância de minerais siliciosos.

Jamiolkowski, numa revisão dos dados obtidos até à data, apresenta o seguinte quadro de conclusões [Jamiolkowski et al., 1985]:

- a) a correlação de  $M / E_D$  de Marchetti (1980) parece ser razoavelmente precisa na determinação do módulo tangente confinado para solos argilosos brandos a médios, a níveis de tensão próximos de  $\sigma'_{v0}$ ;
- b) conclusão idêntica é apresentada relativamente a solos arenosos, mas o nível de tensão limite não é necessariamente  $\sigma'_{v0}$ ;

c) no que se relaciona com depósitos OC a experiência era demasiado escassa para que fossem obtidas conclusões suficientes.

### **Módulo de Distorsional, $G_0$**

A avaliação do módulo Distorsional,  $G_0$ , pode ser realizada segundo duas abordagens. A primeira baseia-se na aferição de um valor de  $G_0/E_D$ . Jamiolkwski (1985), Sully e Campanella (1989), Tanaka e Tanaka (1998) indicam valores fixos para esta relação. Cruz et al. (2006), baseando-se na informação obtida em solos Portugueses e incorporando os resultados dos autores mencionados propõem uma correlação em que se introduziu o parâmetro  $I_D$ , na forma de cálculo de  $G_0/E_D$ , validando-a para todo o tipo de solos.

$$G_0 = Ed \times 3.9366 \times (I_D)^{-0.6117} \quad [2.106]$$

Por outro lado, Hryciw (1990) exclui a correlação baseada em  $E_D$  mostrando que as correlações baseadas neste índice seriam afectadas pela elevada extensão de execução do ensaio com DMT comparando com o comportamento de pequenas extensões. Assim, propôs um novo método, desenvolvido a partir do método indirecto de Hardin e Blandford (1989), para todos os tipos de solos, que substitui as variáveis  $\sigma'_0$  e índice de vazios ( $e$ ) por  $K_0$ ,  $\gamma$  e  $\sigma'_v0$ , todos obtidos através do DMT, formulando a seguinte expressão:

$$G_0 = \frac{\left[ \left[ \frac{530}{\sigma'_v} \right]^{0.25} \times \left[ \frac{(\gamma - 1)}{(2.7 - \gamma)} \right] \times k_0^{0.25} \times (\sigma'_v)^{0.5} \right]}{10} \quad [2.107]$$

Em muitas situações práticas de engenharia, o módulo de elasticidade,  $E$ , é o parâmetro de deformabilidade mais requerido. Davidson e Boghrat (1983) sugeriram que, em argilas altamente sobreconsolidadas, o valor do módulo de elasticidade,  $E_i$ , obtido do ensaio triaxial tipo UU, poderia ser correlacionado com  $E_D$  através de um factor de 1.4.

Mais recentemente Baldi (1986), com base em ensaios triaxiais  $CK_0D$  efectuados sobre solos arenosos de densidade relativa variável, relacionou  $E_D$  com  $E_{25}$  através dos factores 0.85 para a situação NC e 3.5 para a situação de OC.

Robertson et al (1988), por seu lado, sugeriram factores de conversão de  $E_D$  em  $E_i$ , de 2 para solos arenosos e 10 para solos argilosos. Se a correlação for escrita na forma,

$$E = F E_D \quad [2.108]$$

em que F é o factor de conversão, o quadro 2.10, apresentado por Lutenegger (1988), traduz um resumo das principais conclusões obtidas a este nível.

QUADRO 2.10 | VALORES DE F (LUTENEGGER, 1988)

<b>Tipo de solo</b>	<b>Módulo</b>	<b>F</b>	<b>Autor</b>
Coesivo	$E_i$	10	Robertson et al (1988)
Arenoso	$E_i$	2	Robertson et al (1988)
Arenoso	$E_{25}$	1	Campanella et al (1985)
Arenoso NC	$E_{25}$	0,85	Baldi et al (1986)
Arenoso OC	$E_{25}$	3,5	Baldi et al (1986)

No quadro da página seguinte é apresentado um resumo das fórmulas básicas do DMT

QUADRO 2.11 | FÓRMULAS BÁSICAS DO DMT

Símbolo	Descrição	Formulário básico do DMT	
<b>P<sub>0</sub></b>	Primeira leitura	$P_0=1,05(A-Z_M+\Delta A)-0,05(B-Z_M-\Delta B)$	$Z_M=0$
<b>P<sub>1</sub></b>	Segunda leitura	$P_1=B-Z_M-\Delta B$	
<b>I<sub>D</sub></b>	Índice de material	$I_D=(P_1-P_0)/(P_0-U_0)$	$U_0$ =poro pressão pré-instalada
<b>K<sub>D</sub></b>	Índice de tensão horizontal	$K_D=(P_0-U_0)/\sigma'_{v0}$	$\sigma'_{v0}$ =tensão efectiva de repouso
<b>E<sub>D</sub></b>	Módulo dilatométrico	$E_D=34.7(P_1-P_0)$	$E_D$ não é o módulo de Young. $E$ e $E_D$ deverão ser usados após combinação com $K_D$ (história de tensões). Primeiro obter $M_{DMT}=R_M E_D$ , depois $E \approx 0.8 M_{DMT}$
<b>K<sub>0</sub></b>	Coefficiente de repouso	$K_{0,DMT} = C1 + C2K_D + C3 q(c)/\sigma'_{v0}$ com $C1=0.376; C2=0.095; C3=-0.00172$	para $I_D > 1.2$
<b>OCR</b>	Grau de consolidação	$OCR_{DMT}=(0.5K_D)^{1.56}$ $OCR_{DMT}=(0.67K_D)^{1.91}$ $OCR_{DMT}=(m K_D)^n$ com $m=0.5 + 0.17P; n= 1.56 + 0.35P$ $P= (I_d-1.2)/0.8$	para $I_D < 1.2$ para $I_D > 1.2$ $1.2 < I_D < 2$
<b>Φ</b>	ângulo de atrito	$\Phi_{safe,DMT}=28^\circ+14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	para $I_D > 1.8$
<b>M</b>	Módulo de deformabilidade vertical	$M_{DMT}=R_M E_D$ Se $I_D \leq 0.6$ $R_M=0.14+2.36 \log K_D$ Se $I_D \geq 3$ $R_M=0.5+2 \log K_D$ Se $0.6 < I_D < 3$ $R_M=R_{M,0}+(2.5-R_{M,0}) \log K_D$ com $R_{M,0}=0.14+0.15(I_D-0.6)$ Se $K_D > 10$ $R_M=0.32+2.18 \log K_D$ Se $R_M < 0.85$ $R_M=0.85$	
<b>E</b>	Módulo de Young	$E = 0.8 * M$	coeficiente de poisson = 0.3

### 2.3. | STANDARD PENETRATION TEST (SPT)

O ensaio SPT é um dos ensaios *in situ* mais antigos e de longe o ensaio mais usado em quase todos os países, desde que no fim da década de 40 Terzaghi o adoptou.

Basicamente o ensaio consiste em cravar no fundo de um furo de sondagem um amostrador normalizado, por meio das pancadas (cravação dinâmica) de um pilão de 63,5 Kgf de peso que cai de uma altura de 76,2 cm. O amostrador é constituído por um tubo de aço (com diâmetro exterior e interior de, respectivamente, 51 e 35 mm) com comprimento de cerca de 80 cm e peso de 6,8 Kgf. Na extremidade inferior o tubo é biselado para facilitar a penetração no terreno e na extremidade oposta é dotado de uma peça roscada para amarração ao trem de varas.



FIGURA 2.18 | AMOSTRADOR NORMALIZADO – TERZAGHI, CICCOPN

#### 2.3.1 | EXECUÇÃO DO ENSAIO

O furo de sondagem é normalmente executado através de furação a trado, e com equipamento adequado para efectuar a limpeza sem perturbar o solo a ensaiar. O amostrador, vulgarmente conhecido como “amostrador Terzaghi” é colocado no fundo do furo e o ensaio é realizado em duas fases. Na primeira crava-se o amostrador 15 cm, registando-se o número de pancadas, este valor é tomado como meramente informativo, pois esta fase serve apenas para atravessar a terreno perturbado, imediatamente abaixo do fundo do furo, pela execução do furo e possível queda de solo das paredes. Na

segunda fase crava-se o amostrador mais 30 cm (15+15), sendo o número de pancadas correspondente, N, considerado o resultado do ensaio. Caso após 60 pancadas a penetração não tenha atingido 15 cm na 1ª fase ou 30cm na 2ª fase, pára-se a cravação registando o comprimento de penetração respectivo, esta situação é na linguagem corrente designado por "nega". No que respeita a velocidade de golpeio, esta não deverá ser superior a 30 quedas por minuto.

No entanto é importante ressaltar que este ensaio permite a recolha de uma amostra remexida, visto o amostrador ser composto por uma parte oca e bi-partida permitindo assim a recolha e recuperação da amostra, figura 2.19. A cravação do amostrador é efectuada, em regra, com espaçamento de 1,5 m ou quando muda de estrato, tornando-se assim num ensaio descontínuo mas com uma grande vantagem de permitir a recolha da amostra que é usada para efeitos da definição da estratigrafia do terreno. Como desvantagem este ensaio não simula o tipo de comportamento do terreno mediante solicitação estática e os resultados podem ser fortemente influenciados pelo equipamento, modo de execução e profissionalismo do operador.



FIGURA 2.19 | RECOLHA E RECUPERAÇÃO DE AMOSTRA COM AMOSTRADOR TERZAGHI.

### 2.3.2| PARÂMETROS A DETERMINAR

Relativamente a determinação do parâmetro ( $N_{60}$ ) deve ter-se em atenção as várias medições de energia transmitidas às varas, dependendo isto dos sistemas mecanizados utilizados. Com base nas diversas medições de energia, a prática internacional sugere que os valores  $N_{SPT}$  sejam, sempre que possível, convertidos na resistência à penetração equivalente ( $N_{60}$ ) relativa a 60% da energia teórica, definida através da equação 2.109:

$$N_{60} = N_{\text{medido}} * (E_{\text{medido}}/E_{60}) \quad [2.109]$$

em que:

$E_{60}$  = 60% da energia teórica ( $0,6 * 473,4 \text{ J} = 284,0 \text{ J}$ );

$N_{60}$  = Resistência à penetração corrigida de 60% da energia;

$N_{\text{medido}}$  = Valor de  $N_{SPT}$  registado;

$E_{\text{medido}}$  = Energia medida fornecida pelo sistema.

O valor de  $N_{60}$  obtido em campo deverá ser corrigido devido aos efeitos provocados pelo comprimento das varas e o diâmetro do furo. De facto, estudos efectuados mostraram que a energia transmitida ao trem de varas para ser totalmente absorvida necessita que o peso das varas seja igual ao peso do pilão. Por outro lado, é intuitivo o facto de que quanto maior for o diâmetro da furação maior é a perturbação provocada em profundidade.

Acresce ainda uma correcção devida ao tipo de amostrador utilizado. No quadro 2.12, da página seguinte apresentam-se os factores correctivos para as situações.



QUADRO 2.12 | CORRECÇÃO DO VALOR DE  $N_{SPT}$  – (SKEMPTON 1996).

Condições		Parâmetro de correcção
Comprimento das varas, $C_B$	>10 m	1.00
	6 – 10 m	0.95
	4 – 6m	0.85
	3 -4 m	0.75
Diâmetro do furo, $C_R$	65 – 115 mm	1.00
	150 mm	1.05
	200 mm	1.15
Amostrador, $C_S$	Amostrador bipartido	1.00
	Amostrador inteiro	1.20

Devido ao incremento da tensão efectiva horizontal e conseqüente o valor da tensão efectiva média, surge assim a noção do parâmetro  $(N_1)_{60}$  ( $N_{60}$  para uma tensão vertical  $(\sigma'_{v0})_1 = 1 \text{ Kg/cm}^2 = 100 \text{ kPa}$ ), cuja expressão é definida pela equação seguinte:

$$(N_1)_{60} = N_{SPT} C_N \quad [2.110]$$

$C_N$  representa a parcela correctiva devido a tensão efectiva vertical *in situ*, sendo um parâmetro que é independente da granulometria do solo.

É muito corrente a utilização da expressão empírica para  $C_N$ :

$$C_N = [(\sigma'_{v0})_1 / (\sigma'_{v0})]^{0,5} \quad [2.111]$$

Em que  $\sigma'_{v0}$  é a tensão efectiva à profundidade a que  $N_{60}$  foi obtido.

No quadro 2.13 apresenta-se o sistema de classificação proposto no Eurocódigo7-parte 3 para o cálculo do factor de correcção,  $C_N$  (Eurocode 7, 1997)

QUADRO 2.13 | FACTOR DE CORRECÇÃO  $C_N$

Tipo de areia	Compacidade relativa $I_D$ (%)	$C_N$
Normalmente consolidada	40 a 60	$2(\sigma'_{v0})_1 / [(\sigma'_{v0})_1 + \sigma'_{v0}]$ [2.112]
	60 a 80	$3(\sigma'_{v0})_1 / [2(\sigma'_{v0})_1 + \sigma'_{v0}]$ [2.113]
Sobreconsolidada	-	$1,7(\sigma'_{v0})_1 / [0,7(\sigma'_{v0})_1 + \sigma'_{v0}]$ [2.114]

Tendo em conta que os factores de correcção,  $C_N$ , com valores superiores a 2,0 não devem ser aplicados.

Aplicando todos os factores de correcção ao número de pancadas obtido directamente do ensaio,  $N$ , obtém-se o seguinte resultado:

$$(N_1)_{60} = N C_B C_R C_S C_N \quad [2.115]$$

A determinação do valor do ângulo de atrito ( $\phi$ ) nos materiais arenosos, pode ser obtida com base nas correlações empíricas apresentadas no quadro 2.14.

QUADRO 2.14 | CORRELAÇÕES EMPÍRICAS ENTRE  $(N_1)_{60}$  E O ÂNGULO DE ATRITO ( $\phi$ )

Parâmetro de ensaio	Expressão de cálculo	Autor
$(N_1)_{60}$	$20 + \sqrt{15,4 \cdot (N_1)_{60}}$ [2.116]	Hatanaka e Uchida, 1998
$(N_1)_{60}$	$17,737 + 6,4452 \cdot \ln((N_1)_{60})$ [2.117]	Decour, 1989
$(N_1)_{60}$	- $0,0021 + ((N_1)_{60})^2 + 0,4292(N_1)_{60} + 27,008$ [2.118]	Peck, 1953

## 2.4. | PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO (PDL)

Os ensaios de penetração dinâmica constituem provavelmente o mais antigo e mais simples meio de prospecção do subsolo. No entanto, a sua maior potencialidade diz respeito à possibilidade que têm de investigar de um modo simples e rápido as condições dos solos *in situ*. Para além disso, a sua versatilidade permite uma boa acessibilidade a locais que se apresentam difíceis a outros equipamentos mecanizados. O ensaio permite determinação da resistência do solo a penetração de uma ponteira cônica.

### 2.4.1. | CARACTERÍSTICAS GERAIS DO EQUIPAMENTO E METODOLOGIA DE ENSAIO

O ensaio consiste na cravação contínua de uma ponteira cônica de dimensões padronizadas, ligada a um trem de varas, através da energia dinâmica produzida pela queda livre a uma altura constante de  $(760 \pm 10 \text{ mm})$  de um pilão normalizado sobre um batente que se encontra roscado à extremidade superior do trem de varas. São registados os números de pancadas necessárias para se atingirem os 10 cm ( $N_{10}$ ). O ensaio termina quando são atingidas 100 pancadas.

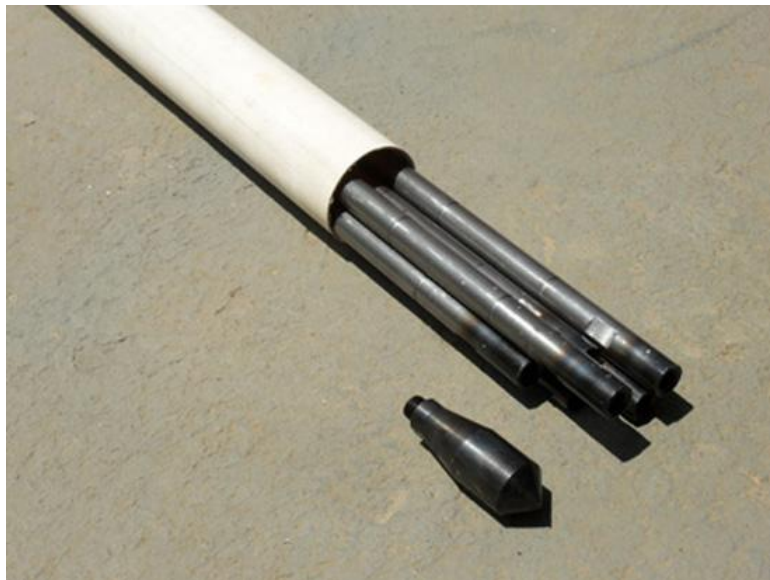


FIGURA 2.20 | PONTEIRA E VARAS - THOMAS NILSSON GEOCONSULTORES

#### Vantagens:

Permite obter valores de variação da resistência em relação à profundidade;

Os valores da resistência são úteis para o zonamento geotécnico;

Ensaio de simples execução;

Equipamento simples com grandes rendimentos e baixos custos;

Pode ser usada mais que uma energia de penetração o que lhe confere aplicabilidade em quase todo o tipo de solos;

Permite estabelecer correlações com os valores de SPT

#### Limitações:

Não fornece amostra;

O ensaio pode dar "nega" ( $N > 60$  pancadas) sem que se tenha atingido o firme, devido ao aparecimento de uma pequena pedra, ou um conjunto localizado de seixos ou a energia dissipada em profundidade.

## **2.5. | ENSAIOS LABORATORIAIS**

### **2.5.1. | INTRODUÇÃO**

O amostrador utilizado para recolha das amostras usadas nestes ensaios foi o amostrador shelby, não foi de facto a melhor solução, visto ter alguns inconvenientes, mas houve uma preocupação constante na sua cravação para que as perturbações causadas fossem minoradas, como por exemplo a cravação de cerca de 15 a 20 cm em cada amostrador, obtendo assim uma amostra suficiente para a moldagem dos provetes para ensaio sem comprimir a mesma.

### **2.5.2. | ANÁLISE GRANULOMÉTRICA**

A caracterização de um solo não pode ser efectuada se não houver um conhecimento da composição granulométrica das partículas do solo de acordo com as suas dimensões. Para as partículas de maior dimensão é utilizada a peneiração em séries de peneiros de malha quadrada normalizada (série ASTM) com as diversas aberturas, para partículas de dimensões muito reduzidas o processo de peneiração deixa de ser exequível.

### 2.5.2.1. | PENEIRAÇÃO

A composição granulométrica pode ser definida como a distribuição em percentagem ponderal das partículas do solo de acordo com as suas dimensões, isto é, o solo é obrigado a passar por um processo de peneiração, através de uma série de peneiros, onde posteriormente se regista o peso de material retido em cada peneiro, dividindo este pelo peso total de amostra ensaiada obtêm-se (em percentagem) a fracção de solo com dimensão superior à da malha onde o solo ficou retido, mas inferior à do peneiro precedente.

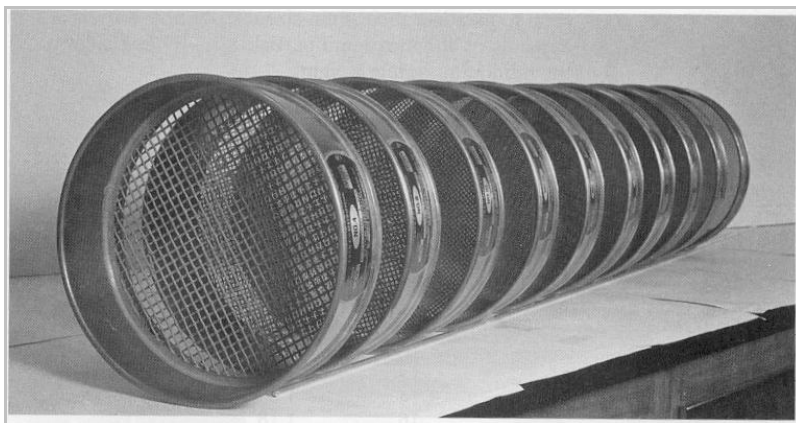


FIGURA 2.21 | SÉRIE DE PENEIROS (ASTM), CICCOPN.

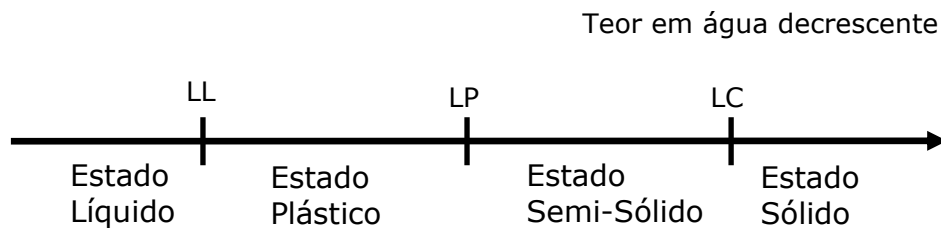
### 2.5.2.2. | SEDIMENTAÇÃO

Torna-se portanto necessária uma classificação das partículas finas de dimensões inferiores a 0,074 mm, para esse efeito é usado o processo de sedimentação que consiste em misturar o solo com uma solução de densidade conhecida e observar de seguida o processo de sedimentação das partículas, segundo a lei de Stokes, a qual estabelece uma relação entre o diâmetro da partícula e a sua velocidade de sedimentação num meio líquido de viscosidade conhecida e peso específico conhecido.

A análise granulométrica, ou seja, a determinação das dimensões das partículas do solo e das proporções relativas em que elas se encontram, é representada, graficamente, pela curva granulométrica.

### 2.5.3. | LIMITES DE CONSISTÊNCIA OU DE ATTERBERG

Estes ensaios permitem avaliar o comportamento da fracção fina com características argilosas em relação ao teor em água. Os ensaios vão permitir balizar ou limitar as quatro zonas de diferentes comportamentos que são, respectivamente, o limite de liquidez, LL; o limite de plasticidade LP e o limite de contracção, LC. A diferença entre os limites de liquidez e plasticidade (os dois limites que mais se utilizam e que mais informação fornecem acerca do comportamento do solo) designa-se por índice de plasticidade, IP. Este índice define a zona em que o terreno se encontra no estado plástico e, por ser máximo para as argilas e mínimo, ou melhor, nulo para as areias, fornece um critério para se ajuizar do carácter argiloso de um solo, assim sendo, quanto maior for o IP, tanto mais plástico será o solo. Quando um material não tem plasticidade (areia), considera-se o índice de plasticidade nulo e escreve-se IP = NP (não plástico).



### 2.5.4. | CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Os sistemas de classificação atribuem aos solos uma designação que define as propriedades mais importantes de um solo para aplicações específicas de engenharia. As classificações são baseadas em parâmetros mensuráveis, tais como o coeficiente de uniformidade, fracção de argila, actividade das argilas e limites de consistência. Alguns sistemas de classificações para solos foram desenvolvidos para ir de encontro às necessidades específicas para fins de engenharia. Os dois sistemas de classificação mais utilizados são a classificação UNIFICADA – ASTM (ASTM D 2487) e a classificação HRB – AASHTO (ASTM D 3282). Estas classificações de solos para fins de engenharia são baseadas nos resultados da análise granulométrica e limites de consistência ou Atterberg.

### 2.5.4.1. | CLASSIFICAÇÃO UNIFICADA - ASTM

A classificação unificada, originalmente desenvolvida por Casagrande, é uma das mais vulgarmente utilizadas. No quadro 2.15, pode observar-se a tabela de classificação de solos unificada e todos os parâmetros necessários para sua realização.

QUADRO 2.15 | CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS (ASTM D 2487-85).

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

Através da análise do quadro de classificação unificada, pode-se concluir que para esta ser utilizada são apenas necessários realizar 2 ensaios, análise granulométrica e limites de consistência.

No quadro 2.16 seguinte, resumem-se algumas propriedades mais relevantes que se espera encontrar nos diferentes tipos de solos depois de compactados, tendo como base a classificação unificada.

QUADRO 2.16 | PROPRIEDADES DE DIFERENTES TIPOS DE SOLO.

Símbolo do grupo	Propriedades importantes			
	Permeabilidade quando compactado	Resistência ao corte quando compactado e saturado	Compressibilidade quando compactado e saturado	Trabalhabilidade como material de construção
<b>GW</b>	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
<b>GP</b>	Muito permeável	Boa	Desprezável	Boa
<b>GM</b>	Semipermeável a Impermeável	Boa	Desprezável	Boa
<b>GC</b>	Impermeável	Boa a razoável	Muito baixa	Boa
<b>SW</b>	Permeável	Excelente	Desprezável	Excelente
<b>SP</b>	Permeável	Boa	Muito baixa	Razoável
<b>SM</b>	Semipermeável a Impermeável	Boa	Baixa	Razoável
<b>SC</b>	Impermeável	Boa a razoável	Baixa	Boa
<b>ML</b>	Semipermeável a Impermeável	Razoável	Média	Razoável
<b>CL</b>	Impermeável	Razoável	Média	Boa a Razoável
<b>OL</b>	Semipermeável a Impermeável	Fraca	Média	Razoável
<b>MH</b>	Semipermeável a Impermeável	Razoável a Fraca	Alta	Fraca
<b>CH</b>	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
<b>OH</b>	Impermeável	Fraca	Alta	Fraca
<b>Pt</b>	-----	-----	-----	-----



#### 2.5.4.2. CLASSIFICAÇÃO HRB - AASHTO

Este sistema de classificação é bastante utilizado para vias de comunicação. O sistema tem como finalidade, a indicação da aptidão de determinado solo para uso em vias de comunicação, principalmente para as camadas sob o pavimento.

Esta classificação permite a determinação do índice de grupo (IG), o qual é um indicador da qualidade do solo, quanto menor o seu valor melhor este será.

A AASHTO (American Association of State Highway and transportation Officials) classifica os solos usando os resultados de análises granulométricas e limites de consistência (limite de liquidez e limite de plasticidade).

O parâmetro IG pode ser obtido através de ábacos ou pela fórmula que se apresenta a seguir:

$$IG = (F-35)*[0,2+0,005*(LL-40)]+0,01*(F-15)*(IP-10) \quad [2.119]$$

em que:

F - percentagem de solo passado no peneiro N.º 200

LL – limite de liquidez

IP – índice de plasticidade

Como se pode verificar existem diferenças significativas entre a classificação unificada (ASTM) e a classificação AASHTO, resultantes principalmente da finalidade de cada uma delas. O quadro seguinte apresenta prováveis correspondências entre grupos de solos das duas classificações. Para o solo em estudo essa correspondência é fiável, pois está no grupo das mais prováveis.

QUADRO 2.17 | CORRESPONDÊNCIAS ENTRE GRUPOS DE SOLOS DAS CLASSIFICAÇÕES HRB E UNIFICADA.

Grupo de solo da classificação AASHTO	Grupos de solos, comparáveis, da classificação UNIFICADA		
	+ Provável	Possível	Possível mas improvável
A-1a	GW, GP	SW, SP	GM, SM
A-1b	SW, SP, GM, SM	GP	---
A-3	SP	---	SW, GP
A-2-4	GM, SM	GC, SC	GW, GP, SW, SP
A-2-5	GM, SM	---	GW, GP
A-2-6	GC, SC	GM, SM	GW, GP
A-2-7	GM, GC, SM, SC	---	GW, GP, SW, SP
A-4	MI, OL	CL, SM, SC	GM, GC
A-5	OH, MH, ML, OL	---	SM, GM
A-6	CL	ML, OL, SC	GC, GM, SM
A-7-5	OH, MH	ML, OL, CH	GM, SM, GC, SC
A-7-6	CH, CL	ML, OL, SC	OH, MH, GC, GM, SM

## 2.5.5. | ENSAIO DE CORTE DIRECTO

### 2.5.5.1. | INTRODUÇÃO

O método deste ensaio consiste na colocação de uma amostra (indeformada ou remoldada), num dispositivo de corte (figura 2.22), aplicando uma tensão normal pré-determinada, permitindo a saturação, drenagem e consolidação da amostra bem como a aplicação de uma força de corte, permitindo determinar os parâmetros de resistência ao corte (coesão e ângulo de atrito).

A execução do ensaio segue a norma ASTM D3080/98 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.

Na generalidade três ou mais provetes são ensaiados, estando cada um sujeito a tensões normais distintas dependendo das condições de solicitação *in situ*.

O objectivo do ensaio de corte directo sob condições consolidadas drenadas é a determinação dos parâmetros de resistência ao corte de solos, coesão e ângulo de atrito interno em termos de tensões efectivas.

Os resultados do ensaio são aplicados a situações de campo para as quais ocorrem a consolidação completa para a carga actual, e em que a rotura seja atingida lentamente de modo a que o excesso de pressão neutra seja dissipado.



FIGURA 2.22 | CAIXA DE CORTE, CICCOPN.

### **2.5.5.2. | PREPARAÇÃO DO PROVETE**

Como foi dito anteriormente o ensaio pode ser realizado sobre amostra indeformada ou remoldada, em ambos os casos a preparação dos provetes deverá ser efectuada de modo cuidado e com a maior brevidade para que as perdas de água não sejam significativas, nas condições precedentes e para amostra indeformada, cortar a amostra com o “anel” de corte e transferir o provete resultante para o interior do dispositivo de corte, com cuidado extremo a fim de evitar perturbações na estrutura do solo.

Na situação de amostra remoldada, esta deve ser remoldada para as condições de densidade e teor em água requeridas e pode ser efectuada directamente dentro do

dispositivo de corte, ou no “anel” de corte, ou num molde de maiores dimensões e depois cortada de acordo com o descrito anteriormente.

O dispositivo de corte deverá ser constituído de forma a manter o provete entre duas pedras porosas, impedindo a rotação do mesmo; por outro lado deverá permitir a aplicação de tensões normais e tensões de corte paralelas às faces, a medição dos deslocamentos verticais e horizontais e das forças aplicadas durante o ensaio, bem como a drenagem e saturação da amostra em água. Os constituintes do dispositivo deverão ser resistentes à corrosão, o conjunto de pedras porosas deverá ser de carboneto de silício, óxido de alumínio, ou um metal não corrosível por substâncias passíveis de existirem no solo; a abertura deverá ser suficientemente grande para que a drenagem se dê sem impedimento, mas ao mesmo tempo suficientemente pequena para que o solo não penetre no interior das pedras. O dispositivo de carga deve permitir a aplicação das tensões normais desejadas através da colocação de massas com pesos variados.

### **Saturação**

Após obtenção do provete, e colocação entre as pedras porosas, enche-se o recipiente da caixa de corte com água até esta cobrir toda a amostra e respectivas pedras, nesta fase pode-se também colocar o defletómetro para medição dos deslocamentos verticais, respeitantes à variação da espessura do provete aquando da sua saturação. O período necessário para total saturação do provete, para solos arenosos, é normalmente de 24 horas, no caso de solos argilosos esse tempo pode ser prolongado.

### **Consolidação**

Normalmente são obtidos três provetes para ensaio, sendo que cada um vai estar sujeito tensões de consolidação diferentes, se tivermos conhecimento das cargas a que este vai estar sujeito na sua aplicação em obra, aplica-se a tensão de consolidação abaixo e acima desse valor, para assim obtermos resultados dentro das gamas pretendidas. Trava-se o dispositivo de carga e no suporte coloca-se as massas para obter a tensão normal de consolidação desejada.

Destrava-se o dispositivo de carga e inicia-se o processo de consolidação com registo de assentamento em função do tempo decorrido. A consolidação do provete dá-se por terminada quando não se registar assentamento, diminuição do volume do provete, para a carga aplicada, passando de seguida para o corte do provete, como se explica no ponto seguinte.

### **2.5.5.3. |CORTE DO PROVETE**

A amostra é colocada na caixa constituída por duas metades, uma fixa e uma móvel; o provete é colocado na caixa de corte entre duas pedras porosas e exteriormente colocam-se duas placas dentadas com as lâminas colocadas na perpendicular à força de corte, com o auxílio dos parafusos incorporados na metade superior da caixa levanta-se esta para assim não haver o contacto entre as duas metades, é aplicado uma força de corte vertical constante durante o ensaio e um deflectómetro colocado na metade superior da caixa permite o registo das deformações verticais. O ensaio consiste na aplicação de uma força vertical na metade superior da caixa, produzida por um sistema de transmissão de carretos em que o movimento de rotação é transformado num movimento rectilíneo uniforme, este movimento gera tensões tangenciais que vão aumentando à medida que se processa o deslocamento horizontal até se dar a rotura segundo um plano horizontal de corte. A caixa superior está ligada a um anel dinamométrico que permite medir as forças de corte e um deflectómetro colocada na metade inferior da caixa que permite o registo das deformações horizontais

Aplicar a força de corte a uma taxa suficientemente lenta de modo a verificar-se a dissipação total do excesso de pressão neutra, isto para uma situação drenada, caso contrário, ensaio não drenado, executar rápido suficiente para não permitir a dissipação da pressão neutra. Como referência indica-se o tempo ideal para atingir a rotura, que permita a escolha da velocidade adequada:

$$\text{Tempo para rotura} = 50 t_{50} \quad [2.120]$$

em que  $t_{50}$  representa o tempo necessário para o provete atingir 50% da consolidação hidrodinâmica sob a força normal aplicada. Alguns solos, como areias densas e argilas

sobreconsolidadas não possuem uma curva de assentamento muito definidas, neste caso o tempo utilizado deve ser idêntico ao obtido em solos normalmente consolidados (para areias limpas que drenam rapidamente utilizar o valor de 10 minutos para o tempo de rotura, para areias densas com mais de 5% de finos deve ser usado um valor de 60 minutos).

Em dispositivos de deslocamento controlado, a taxa de deslocamento pode ser obtida dividindo a deformação estimada para a tensão de corte pelo valor do tempo calculado no item anterior, o dispositivo deverá ser capaz de manter a mesma, com uma precisão de  $\pm 1\%$ , durante a execução do ensaio.

Velocidade = Deformação horizontal estimada para rotura / Tempo para rotura

A deformação horizontal estimada para a rotura depende de vários factores incluindo o da história de tensões.

Deve registrar-se leituras de deslocamento vertical, horizontal e força de corte em intervalos de aproximadamente 2% da largura do provete ou outro intervalo que se considere suficiente para posterior correcta representação em gráfico (0,25 mm de deslocamento horizontal), como se pode verificar nas figuras seguintes:

Variação de volume / Deformação horizontal

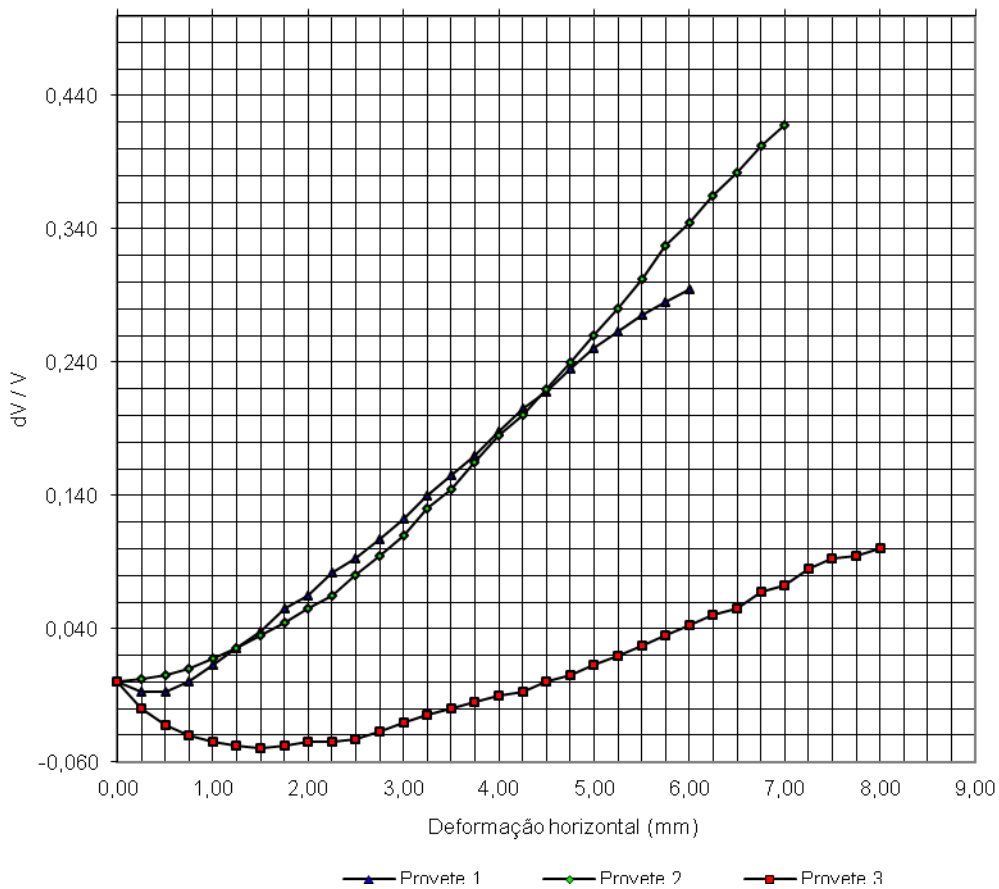
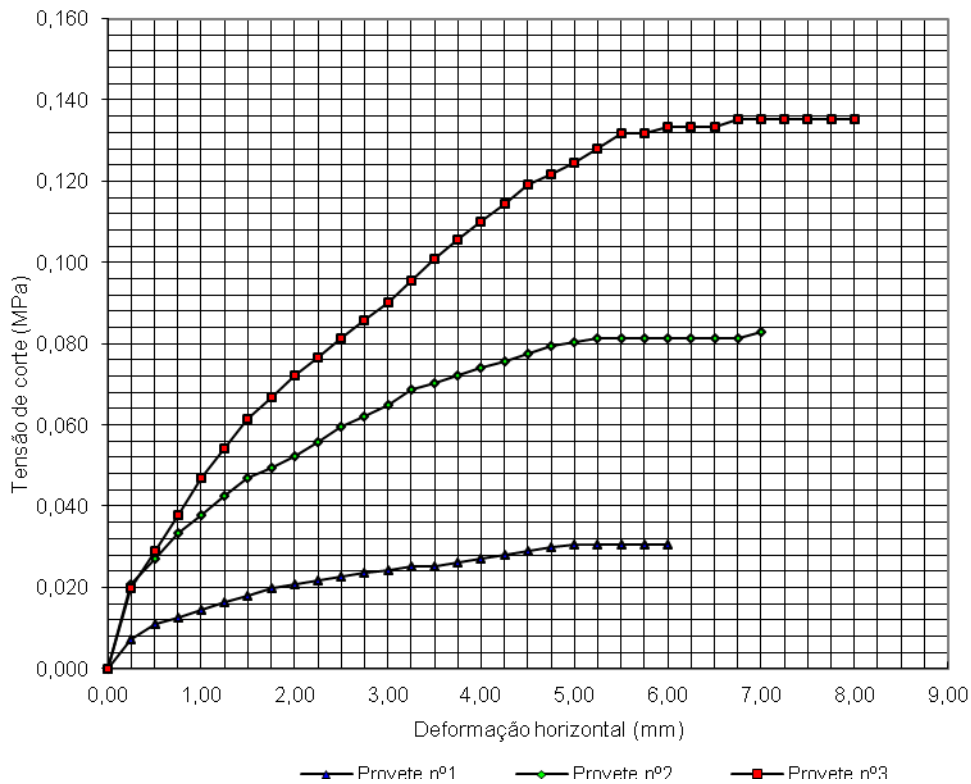


FIGURA 2.23 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS CURVAS VARIAÇÃO DE VOLUME / DEFORMAÇÃO HORIZONTAL.

Através da leitura do defletómetro vertical, determinamos a variação de volume da amostra que neste caso sofreu uma diminuição de volume no início do ensaio, rearranjo das partículas para deformações horizontais pequenas, à medida que o deslocamento horizontal aumenta as partículas sobrepuseram-se umas as outras e houve aumento de volume da amostra.

O ensaio é dado por terminado quando a tensão de corte se mantém essencialmente constante, ou quando a deformação de corte atinge valores que se situam entre 10 a 20% da largura inicial, figura 2.24.

Tensão de rotura / Deformação horizontal



2.24 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS CURVAS TENSÃO DE ROTURA / DEFORMAÇÃO HORIZONTAL.

#### 2.5.5.4. | PARÂMETROS A AVALIAR

Teor em água inicial

Tensão de corte ( $\tau$ ), aplicando a seguinte fórmula:

$$\tau = F/A \quad [2.121]$$

em que:

F – Força de corte (através da carta de calibração do anel dinamométrico)

A – área inicial do provete (comprimento x largura)

Com a determinação das tensões de corte dos provetes para as diferentes tensões normais aplicadas, traça-se uma recta cuja ordenada na origem nos dá a coesão efectiva, ( $c'$ ), e o ângulo que a mesma faz com a horizontal o ângulo de atrito ( $\phi'$ ).



## 2.5.6. | CONSOLIDAÇÃO - EDÓMETRO

### 2.5.6.1. | INTRODUÇÃO

O ensaio consiste na colocação de uma amostra de solo confinado lateralmente no interior de um anel rígido, figura 2.25 A), com drenagem no topo e na base. Após saturação do provete aplicam-se cargas axiais, colocadas em incrementos sucessivos para que toda a pressão intersticial em excesso seja dissipada, até estabilização, em cada incremento, figura 2.25 B). Durante o processo de compressão são efectuadas leituras regulares da variação da espessura da amostra, sendo estes dados utilizados para os cálculos e elaboração de gráficos que permitirão definir a magnitude e o grau de consolidação.

A execução do ensaio seguiu a norma ASTM - D 2435 – Standard Test Method for One – Dimensional Consolidation Properties of Soils.

A compressibilidade dos solos, determinada a partir deste ensaio, é uma das características mais úteis de entre as que podem ser determinadas em laboratório. Os dados obtidos do ensaio permitem a avaliação de assentamentos quer de aterros, quer de terrenos naturais. Mais ainda, este tipo de dados é geralmente importante na selecção do tipo de fundação e a sua adequabilidade.



A) CÂMARA, ANEL E PEDRAS POROSAS



B) APLICAÇÃO DE CICLOS DE CARGA/DESCARGA.

FIGURA 2.25 | EQUIPAMENTO DE ENSAIO – EDÓMETRO, CICCOPN

### **2.5.6.2. | PREPARAÇÃO DO PROVETE**

As amostras utilizadas devem ser indeformadas, uma vez que a credibilidade do ensaio decresce rapidamente com a perturbação da amostra.

Prepara-se a amostra num local em que as variações do teor de humidade não excedam 0.2% (é geralmente aceitável um compartimento de elevada humidade). O ensaio deverá ser realizado num local onde a variação de temperatura não exceda 4°C. Crava-se o anel edométrico, que deve possuir um dos lados biselado, para assim facilitar a penetração na amostra, regularizando as superfícies. Em solos moles deve utilizar-se uma serra de arame para regularizar ambas as superfícies. Uma régua de marceneiro com um gume afiado pode ser utilizada para a regularização final. No caso de solos duros, esta régua é suficiente para efectuar a regularização, em solos fibrosos, tais como turfa, e solos que se alteram facilmente na regularização, podem ser transferidos directamente do tubo amostrador para o anel, desde que o tubo amostrador possua o mesmo diâmetro do anel. Para evitar alterações no teor de humidade natural da amostra, deve-se, em solos muito expansivos e muito secos colocar as pedras porosas secas, enquanto que solos parcialmente saturados devem ser colocados em pedras humedecidas. Se a amostra é saturada e é de crer que a mesma não exiba grande absorção de água, as pedras porosas devem ser fervidas após limpeza com uma escova não abrasiva, e mantidas submersas até sua utilização.

### **2.5.6.3 | PARÂMETROS A DETERMINAR**

Utilizando o material resultante das aparas devem em seguida determinar-se o teor de humidade natural, peso específico do solo, massa húmida inicial da amostra por subtracção do peso do anel ao peso total amostra/anel, e também o volume inicial da amostra a partir do diâmetro interno e da altura do anel. O valor do teor de humidade obtido das aparas é somente aproximado mas permite uma avaliação do índice de vazios antes do final do ensaio. A determinação mais precisa da massa seca da amostra e do seu teor de humidade é realizada no final do ensaio por secagem da amostra ensaiada.

Após saturação do provete, colocar as cargas no conjunto de modo a obterem-se tensões no solo de aproximadamente 5, 10, 20, 40, 80, 160, etc., KPa mantendo cada pressão

constante (pequenos incrementos são aconselháveis quando se está em presença de solos muito moles ou quando se pretende determinar a tensão de pré consolidação com precisão). O carregamento da amostra deve prosseguir através da região de compressão virgem para que a inclinação e forma da mesma possa ser estabelecida.

Pelo menos durante dois estádios de carga (incluindo pelo menos um estágio acima da tensão de pré consolidação) devem anotar-se as variações de espessura da amostra para tempos de uma sequência aproximadamente igual a 0.1, 0.25, 0.5, 1, 2, 4, 8, 15, 30 min, 1, 2, 4, 8, etc. h, sendo o tempo zero o instante inicial de aplicação de cada carga. As leituras devem ser efectuadas até que a variação de espessura tenda para zero, isto é, quando se entra na consolidação secundária (as leituras deverão sempre ser efectuadas num intervalo mínimo de 24 h). Em seguida aplicar o estágio de carga seguinte.

O coeficiente de consolidação é estimado com base num dos dois métodos:

- o método de Casagrande (baseado na curva  $\Delta H - \log t$ )

- o método de Taylor (baseado na curva  $\Delta H - \sqrt{t}$ )

O método de Casagrande é de difícil de utilizar no caso de solos com elevados coeficientes de consolidação e/ou sofrendo assentamentos em que a fluência constitui uma componente importante. O método de Taylor, porque se baseia na interpretação da fase inicial da consolidação, é menos influenciado pela ocorrência de fluência durante o ensaio, contudo exige maior número e precisão de leituras no início do processo (requisito facilmente satisfeito por meio da aquisição automática de dados).

Excepto em situações particulares como as referidas, a escolha do método a utilizar é relativamente arbitrária. Em geral, o método de Taylor determina valores superiores para o coeficiente de consolidação, ainda que da mesma ordem de grandeza dos determinados pelo método de Casagrande.

O caso que apresentamos de seguida é baseado no método de Casagrande e para cada um dos estádios de carga realizados, deve fazer-se o gráfico das variações da espessura função do log do tempo (em minutos).

Em seguida deve determinar-se a deformação que representa 100% da consolidação primária para cada estágio de carga. Para determinar este ponto procede-se do seguinte modo:

- Desenhar uma recta segundo as últimas leituras que tenderá a apresentar um declive suave.

Desenhar uma segunda recta tangente à parte mais acentuada da curva deformação/log tempo

A intercepção das duas rectas é o ponto correspondente a 100% da consolidação ( $t_{100}$ ). Determinar a deformação que representa 0% da consolidação ( $t_0$ ). Para isso seleccionam-se dois tempos que tenham a relação 1 - 4 de forma a que a diferença entre estas duas deformações seja maior do que 1/4 e menor do que 1/2 da deformação total do mesmo estágio de carga. A deformação correspondente a 0% da consolidação primária é igual à deformação correspondente ao menor dos tempos escolhidos menos a diferença de deformação obtida do mesmo intervalo

A deformação correspondente a 50% da consolidação primária ( $t_{50}$ ) para cada estágio de carga é igual ao valor médio situado entre as deformações correspondentes a 0 e 100%. O tempo relativo a 50% da deformação pode ser visualizado em cada gráfico Deformação/Log tempo, figura 3.26.

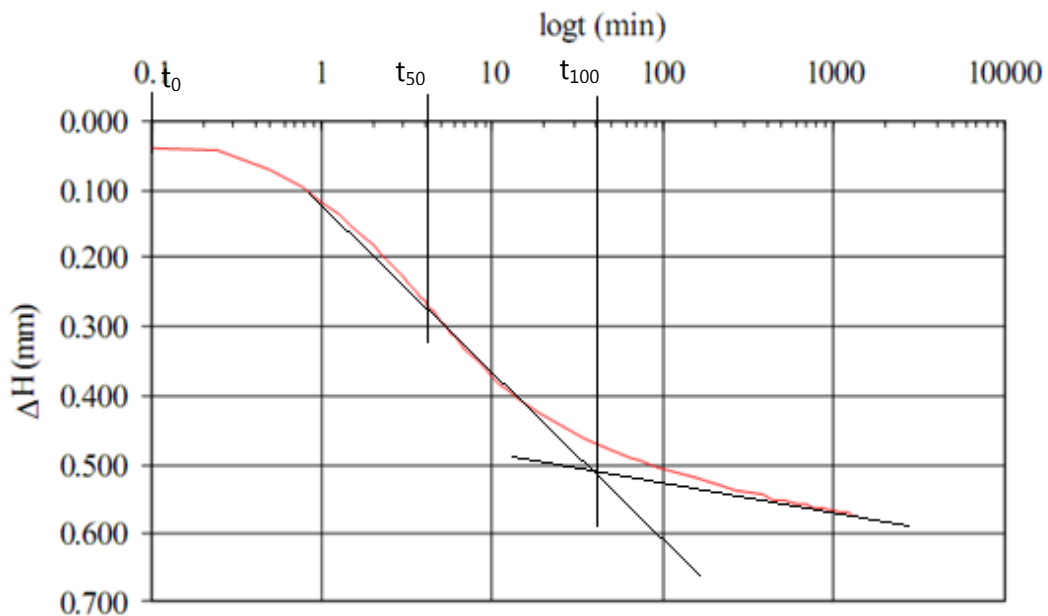


FIGURA 2.26 | CURVA DEFORMAÇÃO/LOG TEMPO

Calcula-se o índice de vazios inicial, teor de humidade, grau de saturação, baseado no peso seco da amostra total, o volume da amostra com base na altura e diâmetro do anel, o volume de sólidos dividindo o peso seco da amostra pela sua massa volúmica da água, o volume de vazios é a diferença entre o volume da amostra e o volume de sólidos, por

fim o índice de vazios correspondente a 100% da consolidação primária para cada estágio de carga. Com o índice correspondente a cada patamar de carga/descarga traçam-se as curvas índice de vazios/tensão aplicada, figura 2.27.

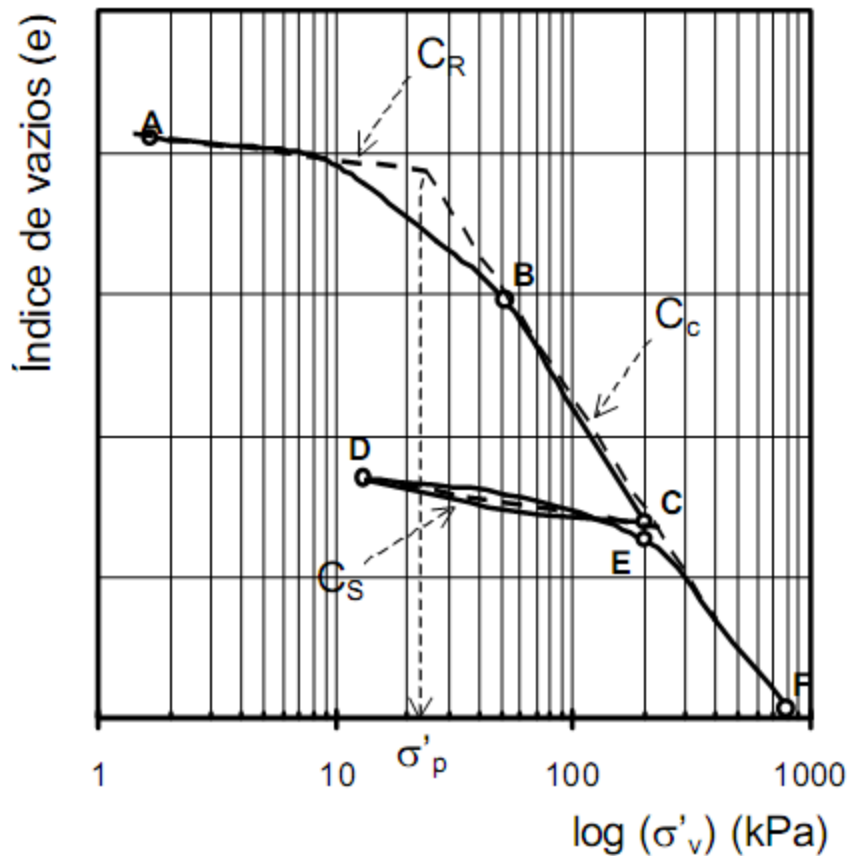


FIGURA 2.27 | CURVA ÍNDICE VAZIOS/TENSÃO APLICADA

A história das tensões a que um solo esteve sujeito pode ser estudada, a partir da curva apresentada, para efeito de cálculo dos assentamentos. A parte inicial do diagrama de carga, com declive mais reduzido, corresponde à gama de tensões efectivas já experimentadas pelo solo *in situ*. O troço rectilíneo do diagrama, correspondente à gama de tensões ainda não experimentadas pelo solo, é em geral designado por "ramo virgem". Por sua vez, a maior tensão efectiva vertical já experimentada pelo solo é a chamada tensão de pré-consolidação,  $\sigma'_p$ . Em muitos casos, em especial em maciços mais antigos, após este carregamento pode ter-se seguido uma descarga ocasionada pela remoção, pela natureza, de parte ou da totalidade das camadas sedimentares subjacentes, eventualmente sucedida por novos ciclos de carga e descarga. Quer isto dizer que em

determinados maciços, a tensão efectiva vertical de repouso,  $\sigma'_0$  pode ser inferior à máxima tensão efectiva já instalada no solo,  $\sigma'_p$  (Matos Fernandes, 1994).

Após as determinações acima descritas e utilizando as fórmulas indicadas no capítulo 1, obtemos os seguintes parâmetros:

$C_v$ , - coeficiente de consolidação

$m_v$  – Coeficiente de compressibilidade volumétrica

$E_0$  – Módulo de deformabilidade confinado

$C_c$  – Índice de compressibilidade (declive do ramo virgem)

$C_R$  - Índice de recompressibilidade (declive dos ramos de recarga ou descarga)

### 3| APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS





### 3| APRESENTAÇÃO DE RESULTADOS

#### 3.1| APRESENTAÇÃO E DESCRIÇÃO DO CASO DE OBRA

O **campo experimental** utilizado para a realização dos ensaios e recolha de amostras para posterior caracterização em laboratório, obtendo os elementos essenciais para a elaboração deste trabalho, situa-se no litoral norte do território português, mais propriamente nas instalações do CICCOPN – Centro de Formação Profissional da Indústria e Construção Civil e Obras Públicas do Norte.

#### 3.2| LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA

A localização geográfica, à escala nacional está representada na figura 3.1 A, à escala regional na figura 3.1 B e a escala local com implantação do campo experimental na figura 3.1 C, (onde se situa a área de interesse).

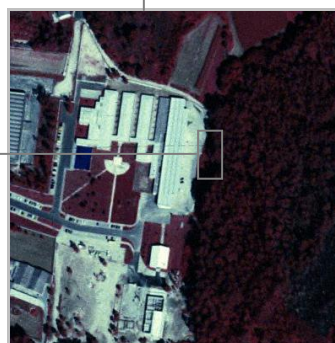


A - Escala Nacional.



B - Escala Regional.

Campo Experimental



C - Escala Local.

FIGURA 3.1 | LOCALIZAÇÃO GEOGRÁFICA DA ÁREA DE ESTUDO, [scrif.igeo.pt](http://scrif.igeo.pt).

### 3.3| GEOLOGIA DO LOCAL

A área em estudo enquadra-se segundo a carta geológica de Portugal, folha 9 C - Porto (1:50 000), e de acordo com a nota explicativa da respectiva folha (Carrington da Costa & Teixeira, 1957), nas seguintes unidades fundamentais:

- a) formações recentes – constituídas essencialmente por depósitos sedimentares de cobertura, os quais apresentam natureza essencialmente arenosa, sobre estes depósitos é habitual a existência de um solo argiloso a silto-argiloso, denominado formação areno-pelitica de cobertura;
- b) granito do Porto – granito alcalino, e grão médio a grosseiro, leucocrata, de duas micas, apresentando caulinização dos feldspatos, essencialmente potássicos. Apresenta-se em numerosas manchas rodeadas pelos xistos metamórficos do Complexo Xisto-Grauváquico, e distingue-se do granito porfiróide ou de grão grosseiro, também existente no Porto mas em pequena área, pela cor mais clara e pela granularidade em geral menos grosseira.

Regionalmente é ainda possível serem encontrados retalhos do Complexo Xisto-Grauváquico que na referida carta geológica é apresentado como um substrato rochoso fundamental que se prolonga numa faixa de orientação NW-SE, em geral este complexo é constituído por migmatitos, gneisses, micaxistos e xistos filádios, com passagem gradual de uns para os outros pelo que a cartografia não é fácil de definir.

Na figura 3.2 apresenta-se um recorte da carta geológica de Portugal – folha 9C, onde se podem identificar as unidades atrás referidas, Granitos a cor-de-rosa e o complexo Xisto-Grauváquico a cor verde, e com um círculo vermelho a localização do campo experimental.

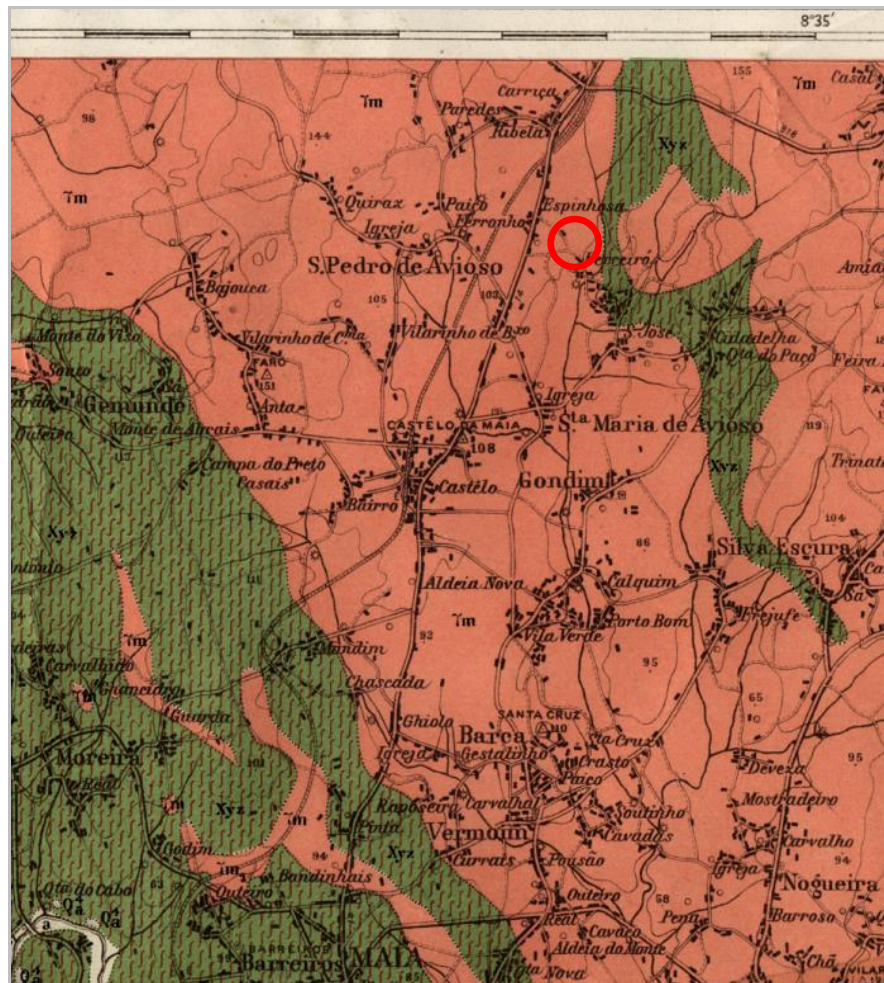


FIGURA 3.2 | ENQUADRAMENTO GEOLÓGICO REGIONAL DA ÁREA DE ESTUDO - CARTA GEOLÓGICA DE PORTUGAL FOLHA 9-C (CARRINGTON DA COSTA & TEIXEIRA, 1957).

Os solos residuais provenientes destas formações graníticas são resultado da alteração mecânica e química. A desagregação dos grãos e hidrólise do feldspato Potássico (K) e Sódico (Na) levam à formação de argila – caulinite. O quartzo e moscovite permanecem estáveis devido à sua elevada resistência ao intemperismo e a biotite sofre oxidação originando óxidos de ferro. O solo resultante é uma areia envolvida numa matriz de caulino com fragmentos de rocha menos alterados. O arranjo de partículas natural é caracterizado por mais ou menos vazios abertos numa estrutura cimentada.

Do ponto de vista mecânico, as massas graníticas do Porto são muito complexas e, sobretudo, caracterizadas pela sua gradação de níveis superior até à rocha, melhorando o seu comportamento com a profundidade. Perfis típicos de alteração apontam para uma redução dos níveis em zonas mais profundas até a rocha sólida, e assim, a melhoria das suas propriedades geomecânicas de solos residuais (W2). Normalmente as zonas intemperizadas são muito irregulares em extensão e magnitude, demonstrando bastante

frequente a presença de rochas graníticas dentro massas altamente intemperizadas. Isto está relacionado às características das discontinuidades, em especial o seu afastamento, permitindo a infiltração da água e acelerando assim os processos químicos e criação de intemperismo diferencial.

### 3.4| PROSPECÇÃO

A área de estudo abrangida pelos ensaios tem cerca de 35 m<sup>2</sup>, tendo sido efectuados os seguintes trabalhos:

- 2 Sondagens mecânicas;
- 5 Ensaios de penetração dinâmica, SPT;
- 4 Ensaios de penetração dinâmica ligeira, PDL;
- 4 Ensaios de penetração estática com medição da poro-pressão, CPTU;
- 1 Ensaio com o dilatómetro de Marchetti, DMT.

Na figura 3.3 pode verificar-se em planta a disposição dos respectivos ensaios.

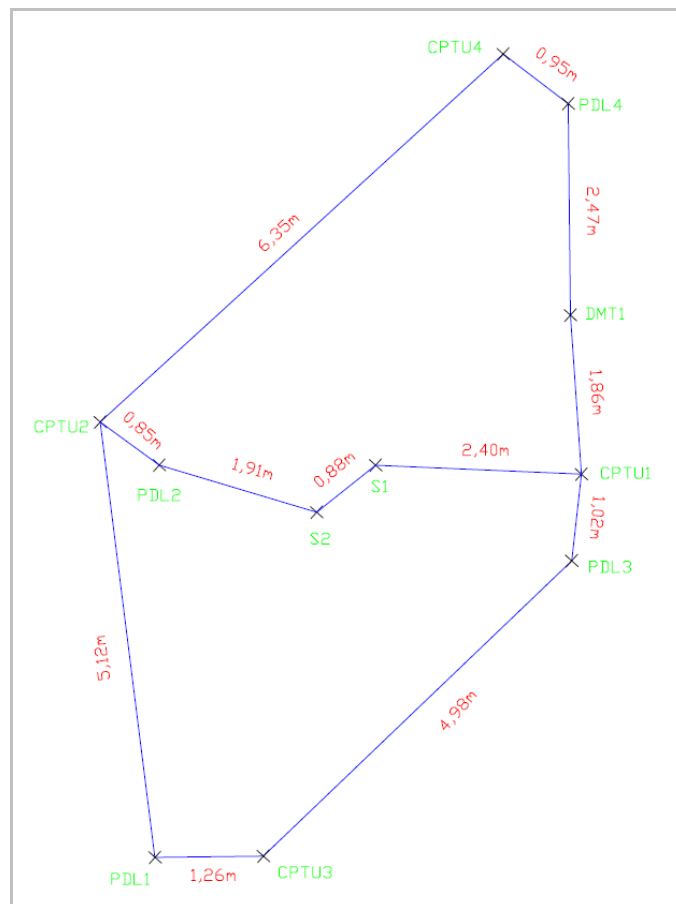


FIGURA 3.3 | PLANTA COM DISPOSIÇÃO DOS ENSAIOS *IN SITU*.

### 3.4.1. | SONDAGENS MECÂNICAS - TRADO

As sondagens realizadas no campo experimental foram executadas com auxílio de uma sonda de rotação ISSA, modelo Cibelles 60 (figura 3.4). Na sondagem 1 ao atingir a camada pretendida de solo residual (4,0 metros), procedeu-se à limpeza do furo com o trado e foram cravados amostradores shelby recolhendo amostras intactas para realização dos ensaios laboratoriais, ficando para a sondagem 2 a execução dos ensaios de penetração dinâmica SPT.



FIGURA 3.4 | SONDA DE PERCUSSÃO E ROTAÇÃO (CIBELLES 60), CICCOPN.

A informação obtida nas sondagens permite verificar a ocorrência das seguintes camadas:

- Terra vegetal que se desenvolve até cerca de 1,0 metros de profundidade (figura 3.5);
- Camada argilosa de cobertura, de tendência siltosa (figura 3.6) com espessuras compreendidas entre 0,5 a 1,3 metros;
- Solo areno siltoso desde a camada anterior até profundidades da ordem dos 3,0 m;
- Depósitos arenosos com cascalheira de natureza siliciosa (figura 3.7) que se desenvolve desde a camada anterior até profundidades da ordem de 4,0 metros;
- Solo residual de alteração do granito de cor esbranquiçada, caulinizado, (figura 3.8) cujo desenvolvimento tem início na camada anterior e termina para profundidades superiores a 7,0 metros (profundidade máxima atingida pela sondagem 2);

- O nível freático encontrava-se à data de realização das sondagens a cerca de 1,0 m de profundidade.



FIGURA 3.5 | TERRA VEGETAL



FIGURA 3.6 | SOLO ARGILOSO



FIGURA 3.7 | AREIA COM CASCALHO



FIGURA 3.8 | SOLO RESIDUAL GRANÍTICO

### 3.4.2. | ENSAIO SPT

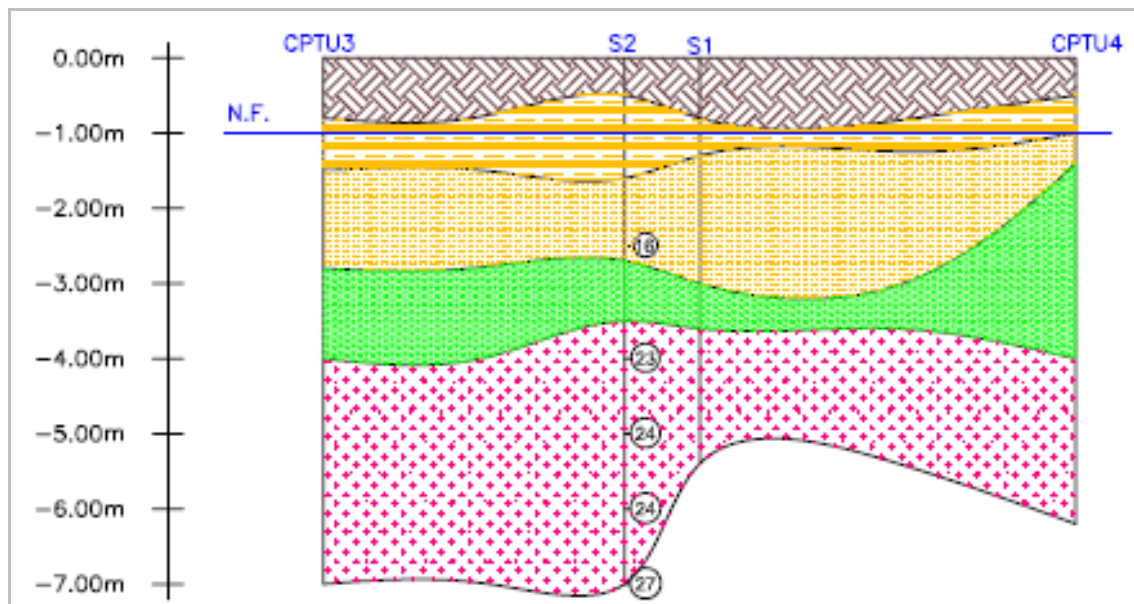
Os resultados apresentados no quadro 3.1 foram obtidos nos ensaios SPT realizados na sondagem 2, sendo a determinação dos valores de ângulo de atrito, ( $\Phi'$ ), através do ábaco da figura 2.6 do capítulo anterior, a partir do índice de resistência de penetração  $(N_1)_{60}$  e o módulo de deformabilidade,  $E$ , através da equação seguinte (Decourt, 1992):

$$E = 3,6 * (N_1)_{60} \quad [3.1]$$

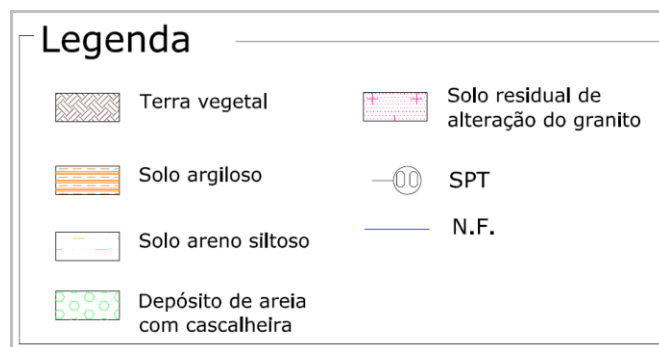
QUADRO 3.1 | DETERMINAÇÃO DO ÂNGULO DE ATRITO,  $\Phi'$  ATRAVÉS DO ÁBACO (DÉCOURT, 1989).

Ensaio	Profundidade (m)	N <sub>SPT</sub> (pancadas)	Penetração (cm)	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	Ângulo de atrito $\Phi'$ (°)	Deformabilidade E (MPa)
SPT 1	2,5	16	30	23.9	38.3	86.0
SPT 2	4,0	23	30	33.9	40.5	122.0
SPT 3	5,0	24	30	30.6	39.5	110.2
SPT 4	6,0	24	30	31.6	40	113.8
SPT 5	7,0	27	30	33.4	40.5	120.2

Com a informação obtida foi possível realizar um perfil geológico/geotécnico seguidamente apresentado na figura 3.9.



A – Corte Geológico/Geotécnico



B – Legenda

FIGURA 3.9 | PERFIL GEOLÓGICO/GEOTÉCNICO DO CAMPO EXPERIMENTAL

### 3.4.3| ENSAIO DE PENETRAÇÃO DINÂMICA - PDL

Os resultados do ensaio, são apresentados em número de pancadas ( $N_{10}$ ) versus profundidade ou resistência de ponta dinâmica,  $r(d)$  ou  $q(d)$  versus profundidade. Na figura 3.10 apresenta-se a representação gráfica dos dados obtidos no PDL 1 com representação da resistência de ponta dinâmica determinada através das fórmulas seguintes:

$$r(d) = MgH / Ae \quad [3.2]$$

$$q(d) = (M/M+M')*( MgH / Ae) \quad [3.3]$$

em que:

$r(d)$  = resistência unitária de ponta (Pa)

$q(d)$  = resistência dinâmica de ponta (Pa)

$M$  = massa do pilão (Kg)

$M'$  = massa do batente+varas e ponteira (kg)

$g$  = aceleração da gravidade ( $m/seg^2$ )

$H$  = altura de queda do pilão (m)

$A$  = secção transversal da ponteira ( $m^2$ )

$e$  = penetração média por golpe (0,1 para  $N_{10}$ )



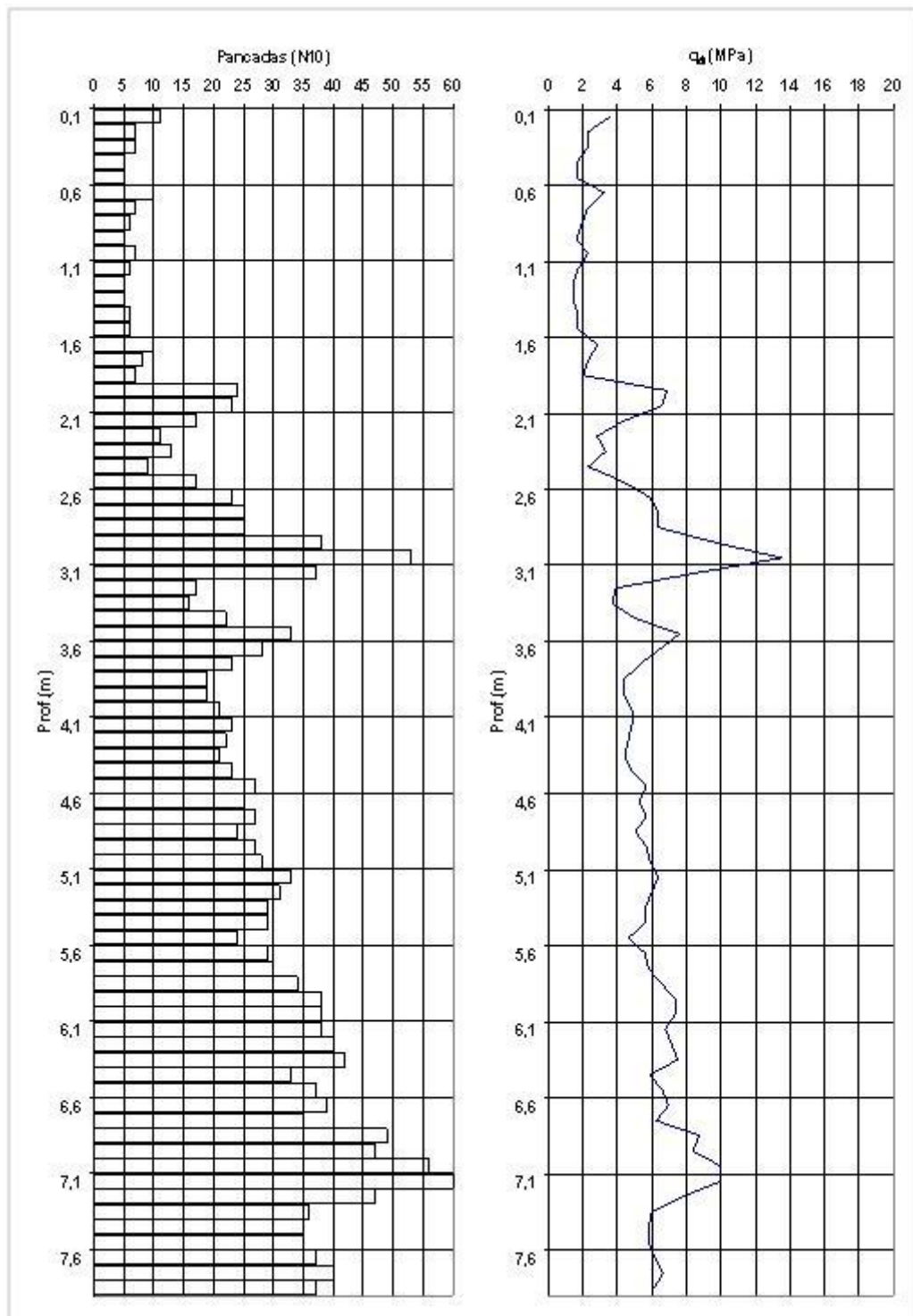


FIGURA 3.10 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO PDL 1.

### 3.4.4| ENSAIO DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA - CPTU

Relativamente ao ensaio CPTU, a informação obtida através da execução do ensaio é habitual surgir em termos de parâmetros básicos do ensaio e da identificação dos solos atravessados, não esquecendo os parâmetros relativos a pressão neutra e representação do valor de  $u_2$  para as dissipações efectuadas, figura 3.11

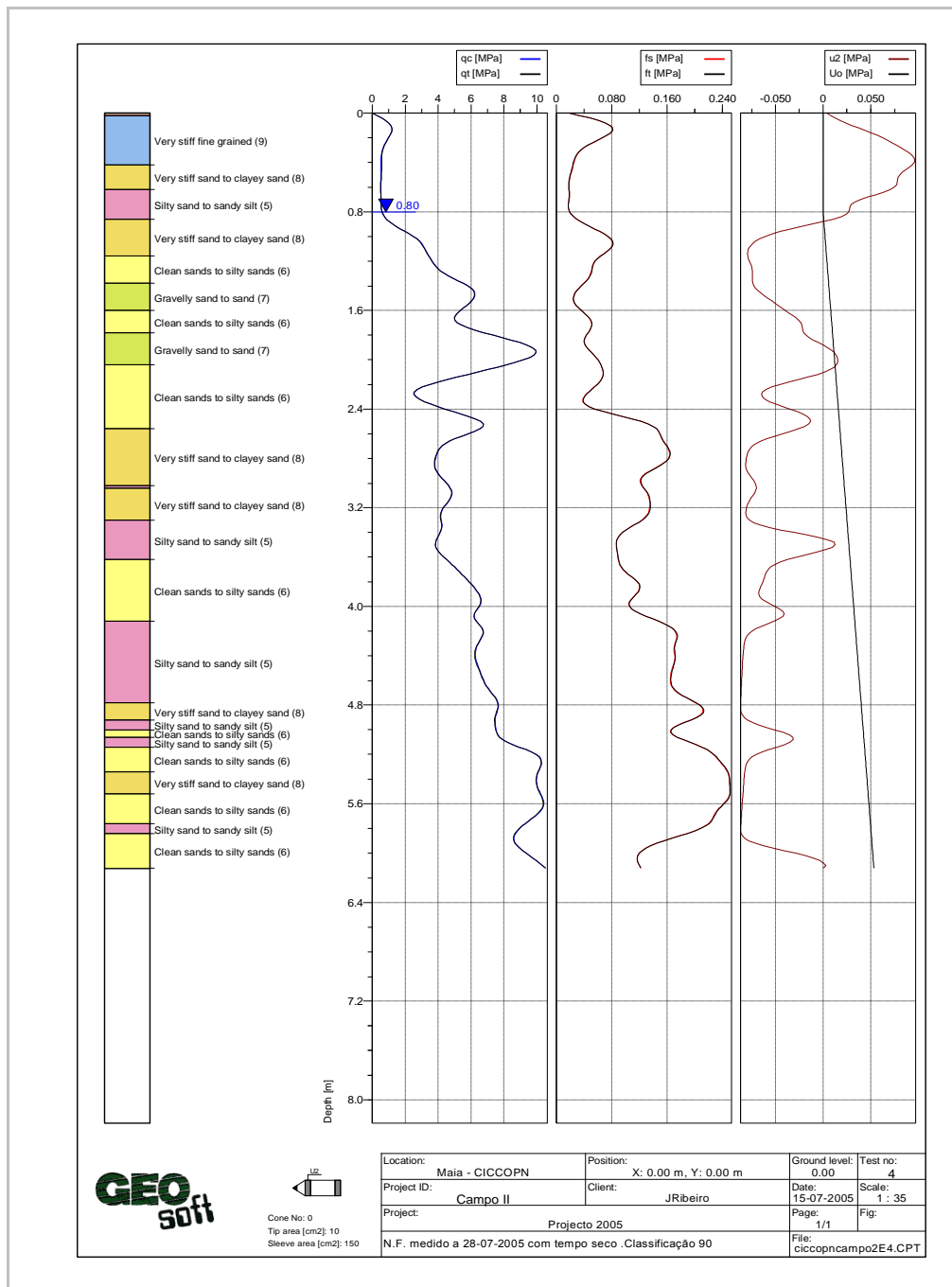


FIGURA 3.11 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO CPTU 4, GEO SOFT.

### 3.4.5] ENSAIO COM DILATÓMETRO DE MARCHETTI - DMT

Na figura 3.12 apresenta-se um exemplo de representação dos dados do ensaio DMT1 realizado no campo experimental. No caso do ensaio DMT é usual apresentar a informação através do índice de material  $I_D$  o que permite a identificação das unidades atravessadas, dos valores dos parâmetros de resistência (drenada e não drenada), do parâmetro  $M$  (deformabilidade) e do parâmetro  $K_D$  que reflecte tanto o OCR como o  $K_0$ .

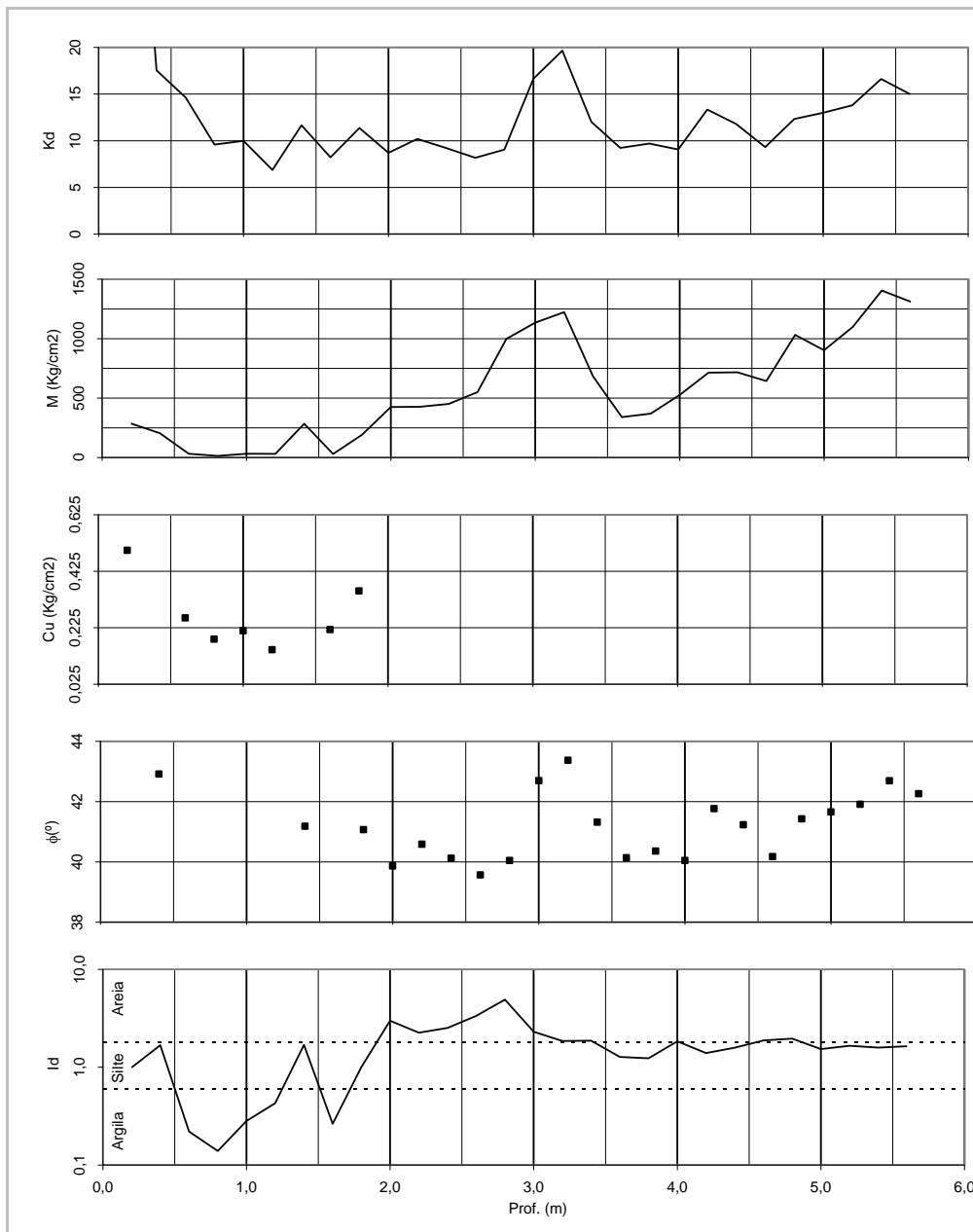


FIGURA 3.12 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO DMT 1.

### 3.5| ENSAIOS LABORATORIAIS

#### 3.5.1| ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica foi efectuada sobre uma amostra retirada na sondagem mecânica a trado (sondagem 1) na camada de solo residual granítico. No quadro 3.2 encontra um pequeno resumo da análise efectuada:

QUADRO 3.2 | RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DA SONDAGEM 1.

Tipo de solo	Profundidade (m)	Passados peneiro #10 (2,0 mm) (%)	Passados peneiro #40 (0,42 mm) (%)	Passados peneiro #200 (0,074 mm) (%)
Residual granítico	4,0 – 5,4	78,7	51,3	26,8

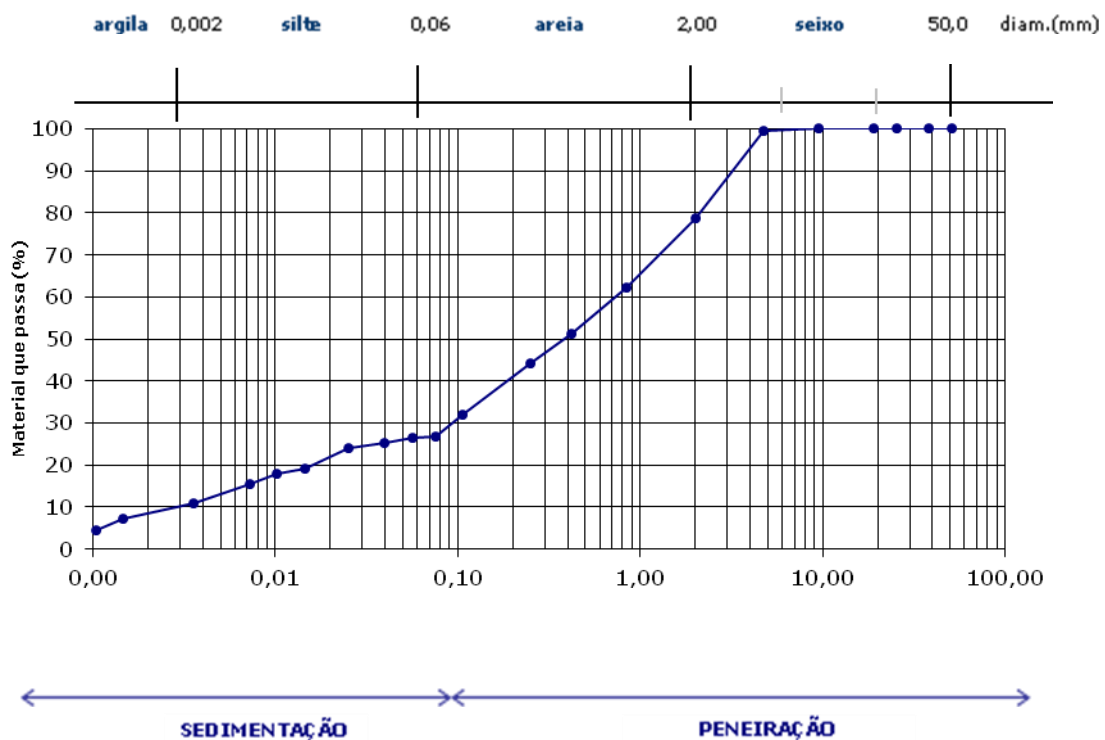


FIGURA 3.13 | CURVA GRANULOMÉTRICA, AMOSTRA RECOLHIDA NA SONDAGEM 1 (4,4 – 5,0M).

### 3.5.2| LIMITES DE CONSISTÊNCIA

No quadro 3.3 encontram-se os valores obtidos no ensaio

QUADRO 3.3 | RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS NOS LIMITES DA AMOSTRA DA SONDAGEM 1 (4,4-5,0 M).

<b>Tipo de solo</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b>LL</b>	<b>LP</b>	<b>IP</b>
<b>Residual granítico</b>	<b>4,0 – 5,4</b>	<b>NP</b>	<b>NP</b>	<b>NP</b>

### 3.5.3| CLASSIFICAÇÃO

Na classificação do solo residual recolhido da sondagem 1 obtivemos os resultados indicados no quadro seguinte

QUADRO 3.4 | RESULTADOS OBTIDOS DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA SONDAGEM 1.

<b>Sondagem</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b>Classificação HRB - AASHTO</b>	<b>Classificação Unificada</b>
<b>1</b>	<b>4,0 – 5,4</b>	<b>A-2-4 (0)</b>	<b>SM – Areia siltosa</b>

De acordo com os resultados apresentados nos pontos anteriores podemos afirmar que estamos perante um material com granulometria fina a média de baixa plasticidade, referenciado como (SM) areia siltosa de acordo com o típico solo residual do Porto (Viana da Fonseca et al., 1994)

### 3.5.4| ENSAIO EDOMÉTRICO

A obtenção de provetes para ensaio foi realizada em laboratório sobre a amostra intacta obtida através da cravação de um amostrador shelby na sondagem 1.

Relativamente ao ensaio Edométrico, é habitual a apresentação da informação surgir nas várias folhas dos valores das leituras efectuadas para os diversos patamares de carga/descarga a sua representação gráfica e na parte final um quadro resumo (quadro 3.5) com a representação gráfica dos valores (figura 3.14), com o valor do índice de vazios nas abcissas e nas ordenadas o valor do logaritmo das tensões aplicadas

QUADRO 3.5 | RESULTADOS OBTIDOS DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA SONDAAGEM 1 (5,0 M).

<b>Tensão, <math>\Delta\sigma</math> (MPa)</b>	<b>Ln (<math>\Delta\sigma</math>)</b>	<b>Varição da altura (cm)</b>	<b>Assentamento (cm)</b>	<b>Índice de vazios e</b>
0,0001	-9,21	0,000	1,900	0,556
0,0116	-4,46	0,010	1,890	0,548
0,0174	-4,05	0,010	1,880	0,540
0,0231	-3,77	0,005	1,875	0,536
0,0346	-3,36	0,009	1,866	0,528
0,0461	-3,08	0,009	1,857	0,521
0,0721	-2,63	0,010	1,847	0,513
0,1016	-2,29	0,011	1,836	0,504
0,0001	-9,21	-0,040	1,876	0,537
0,1016	-2,29	0,058	1,818	0,489
0,2016	-1,60	0,016	1,802	0,476
0,4016	-0,91	0,034	1,768	0,448
0,8016	-0,22	0,040	1,728	0,415
0,0001	-9,21	-0,112	1,840	0,507

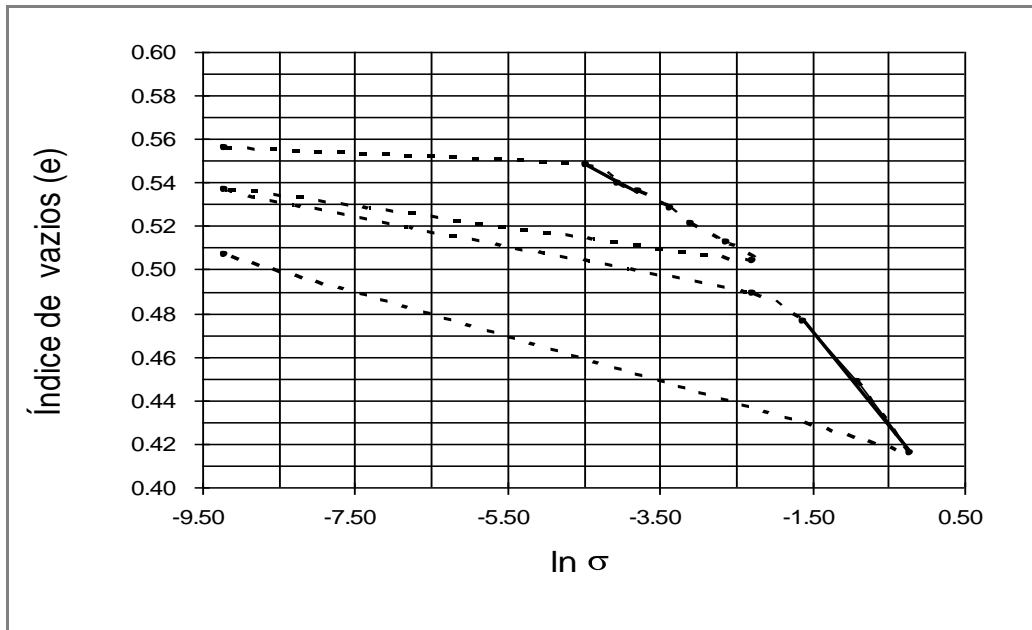


FIGURA 3.14 | REPRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DO ENSAIO EDMÉTRICO DA AMOSTRA DA SONDADEGEM 1 (5,0 M).

A “forma” da curva edométrica dá indicações, só qualitativas mas mesmo assim muito úteis, sobre a alteração de uma dada amostra. Como é bem sabido, quando essa curva (índice de vazios-logaritmo de tensão) apresenta uma tensão de consolidação pouco marcada, é muito provável que a amostra tenha sofrido apreciáveis remeximentos. Quanto menos alterada uma amostra estiver mais brusca é a transição do ramo de recuperação para o ramo virgem.

Relativamente ao ensaio edométrico os parâmetros obtidos são apresentados no quadro seguinte:

QUADRO 3.6 | PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA SONDADEGEM 1 (5,0 M).

Sondagem	Profundidade (m)	$C_c$	$C_R$	$M_v$ ( $MPa^{-1}$ )	$E_0$ (MPa)
1	5.0	0,10	0.009	0.412	2.43

### 3.5.5| CAIXA DE CORTE

No quadro seguinte encontram-se os resultados obtidos no ensaio de corte directo da amostra recolhida na sondagem 1 aos 4,0 metros de profundidade

QUADRO 3.7 |.RESULTADOS OBTIDOS DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA SONDAAGEM 1 (4,0 M).

Amostra sondagem 1 (4,0m)	Velocidade de corte (mm/min.)	Tensão normal (MPa)	Tensão de corte (MPa)	Ângulo de atrito interno $\Phi$ (°)	Coesão $c'$ (MPa)
Provete 1	0,144	0,03	0,023	36	0,004
Provete 2	0,144	0,06	0,052		
Provete 3	0,144	0,12	0,090		

$$Y = 0.7344x + 0.0036$$

$$R^2 = 0.9854$$

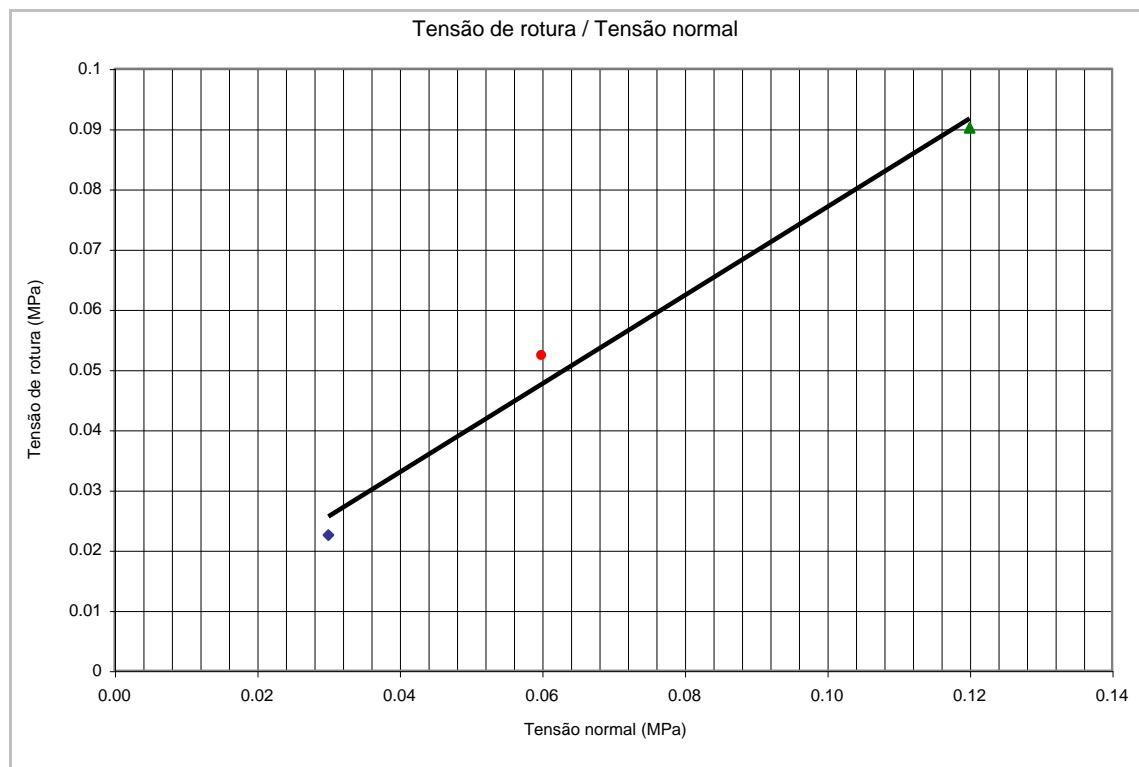


FIGURA 3.15 | REPRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS DA CAIXA DE CORTE DA AMOSTRA DA SONDAAGEM 1(4,0 M).



## 4 | DISCUSSÃO DOS DADOS



## 4| DISCUSSÃO DOS DADOS

### 4.1| PARÂMETROS DO PIEZOCONE E DO PENETRÓMETRO DINÂMICO LIGEIRO

Os parâmetros de resistência de ponta ( $q_c$ ) do piezocone obtidos nos 4 ensaios realizados e o parâmetro ( $q_d$ ) obtido através dos 4 ensaios de penetração dinâmica podem ser observados no quadro 4.1.

QUADRO 4.1 | RESUMO DOS PARÂMETROS  $q_d$  E  $q_c$  OBTIDOS COM O PIEZOCONE E COM O PENETRÓMETRO DINÂMICO.

Prof. (m)	$q_d$ (MPa)					$q_c$ (MPa)				
	PDL1	PDL2	PDL3	PDL4	Média	CPTU1	CPTU2	CPTU3	CPTU4	Média
0.1	3.57	4.21	2.92	1.94	3.16	0.05	2.17	2.82	1.76	1.70
0.2	2.27	1.30	1.94	1.30	1.70	0.28	3.63	3.85	0.90	2.17
0.3	2.27	1.30	1.30	0.32	1.30	0.25	2.42	2.22	0.53	1.35
0.4	1.62	0.65	1.62	0.65	1.13	0.21	1.34	0.85	0.51	0.73
0.5	1.62	0.97	1.62	0.97	1.30	0.34	1.36	0.71	0.57	0.74
0.6	3.24	0.65	1.62	0.65	1.54	0.58	0.78	0.55	0.41	0.58
0.7	2.27	0.65	1.30	0.65	1.22	0.74	0.58	0.53	0.35	0.55
0.8	1.94	0.97	0.97	0.65	1.13	0.44	0.71	0.39	0.35	0.47
0.9	1.62	0.65	0.65	0.97	0.97	0.55	0.51	0.37	1.06	0.62
1	2.27	1.62	0.97	1.30	1.54	0.53	0.51	0.27	2.91	1.05
1.1	1.71	2.00	1.14	1.43	1.57	0.44	1.02	0.25	3.04	1.19
1.2	1.43	2.85	2.00	1.71	2.00	0.30	3.35	0.39	4.15	2.05
1.3	1.43	3.14	2.57	3.14	2.57	0.28	3.55	0.51	3.71	2.01
1.4	1.71	3.14	3.99	3.14	3.00	0.67	4.09	1.08	6.70	3.14
1.5	1.71	3.14	4.85	2.57	3.07	0.58	4.15	1.54	6.25	3.13
1.6	2.85	2.57	6.56	3.42	3.85	0.30	4.48	1.71	5.29	2.95
1.7	2.28	2.57	4.56	3.42	3.21	0.41	4.20	1.69	4.38	2.67
1.8	2.00	3.99	3.99	3.99	3.49	2.70	2.95	0.25	7.89	3.44
1.9	6.85	4.85	4.85	3.71	5.06	3.44	4.94	0.12	10.25	4.69
2	6.56	5.13	5.71	3.71	5.28	3.69	5.35	0.83	8.82	4.67
2.1	4.33	4.84	5.60	3.82	4.65	3.56	5.59	9.19	7.02	6.34
2.2	2.80	5.35	4.08	4.58	4.20	5.49	5.35	5.79	3.00	4.90
2.3	3.31	5.09	5.86	5.09	4.84	9.32	3.19	9.85	1.45	5.95
2.4	2.29	9.68	5.86	8.15	6.50	15.21	1.46	11.56	4.32	8.14
2.5	4.33	8.15	5.09	8.15	6.43	14.04	10.11	10.09	9.63	10.97
2.6	5.86	6.62	8.92	5.60	6.75	11.24	15.03	3.83	5.59	8.92
2.7	6.37	7.90	6.11	4.33	6.18	9.07	13.13	2.65	3.93	7.19
2.8	6.37	7.90	3.31	11.72	7.32	14.38	5.43	6.00	3.95	7.44
2.9	9.68	7.39	3.31	6.88	6.81	20.94	2.72	19.13	3.63	11.60
3	13.50	7.39	3.06	5.09	7.26	23.17	2.08	8.82	4.78	9.71
3.1	8.51	7.13	2.76	2.76	5.29	6.00	1.85	4.04	5.12	4.25
3.2	3.91	6.21	4.14	1.84	4.03	4.01	2.38	4.01	3.99	3.59
3.3	3.68	5.29	4.60	3.68	4.31	3.53	2.42	3.79	4.25	3.50
3.4	5.06	4.83	4.60	3.45	4.49	3.58	3.41	3.39	4.39	3.69

QUADRO 4.1 | CONTINUAÇÃO DO QUADRO RESUMO DOS PARÂMETROS qd E qc OBTIDOS COM O PIEZOCONE E COM O PENETRÓMETRO DINÂMICO.

Prof. (m)	qd(MPa)					qc(MPa)				
	PDL1	PDL2	PDL3	PDL4	Média	CPTU1	CPTU2	CPTU3	CPTU4	Média
3.5	7.59	5.06	5.06	4.37	5.52	2.96	5.06	3.78	3.63	3.86
3.6	6.44	5.52	5.29	5.06	5.58	4.08	3.78	4.25	4.92	4.26
3.7	5.29	5.75	5.52	4.37	5.23	5.31	4.27	4.69	4.89	4.79
3.8	4.37	6.44	6.67	3.91	5.35	5.73	4.83	4.89	5.63	5.27
3.9	4.37	6.67	6.21	4.83	5.52	6.48	4.80	4.45	6.88	5.65
4	4.83	5.29	5.29	5.06	5.12	6.74	4.23	4.38	6.42	5.44
4.1	4.83	4.41	5.87	4.41	4.88	7.29	4.53	3.81	4.52	5.04
4.2	4.62	4.62	7.13	4.41	5.19	7.94	5.65	4.32	7.13	6.26
4.3	4.41	5.46	7.55	4.62	5.51	7.62	6.32	4.39	6.19	6.13
4.4	4.83	6.08	8.18	5.04	6.03	6.92	7.11	4.66	6.07	6.19
4.5	5.66	7.34	9.65	5.66	7.08	6.72	5.77	5.52	6.44	6.11
4.6	5.25	6.92	10.49	5.87	7.13	7.36	6.23	5.59	6.76	6.48
4.7	5.66	6.08	6.92	6.08	6.19	7.15	5.88	8.31	6.97	7.07
4.8	5.04	6.92	6.71	6.08	6.19	8.24	5.17	8.20	7.87	7.37
4.9	5.66	8.81	7.13	5.66	6.82	7.98	6.62	5.91	7.64	7.04
5	5.87	9.23	7.34	6.50	7.24	8.01	8.84	4.68	8.01	7.38
5.1	6.36	7.71	5.78	6.36	6.56	8.06	7.69	6.16	5.54	6.86
5.2	5.98	7.33	5.98	6.94	6.56	10.06	5.75	6.35	10.48	8.16
5.3	5.59	5.98	6.75	6.75	6.27	10.43	4.87	6.09	10.27	7.91
5.4	5.59	6.94	6.36	7.13	6.51	10.20	4.80	7.08	9.83	7.97
5.5	4.63	8.48	6.94	6.75	6.70	9.88	5.45	7.75	10.20	8.32
5.6	5.59	8.87	7.13	7.13	7.18	10.20	5.52	8.57	10.69	8.75
5.7	5.78	7.13	7.33	8.29	7.13	10.71	6.03	7.99	9.53	8.57
5.8	6.56	8.68	7.33	9.64	8.05	--	6.83	8.86	8.89	--
5.9	7.33	9.45	6.75	9.83	8.34	--	7.36	8.05	8.15	--
6	7.33	8.68	6.56	8.87	7.86	--	7.71	8.70	9.79	--
6.1	6.78	7.67	7.31	7.49	7.31	--	7.50	8.72	10.52	--
6.2	7.13	8.74	7.31	7.13	7.58	--	6.25	9.63	10.78	--
6.3	7.49	10.70	6.96	8.03	8.29	--	6.37	8.77	--	--
6.4	5.89	10.70	7.67	8.92	8.29	--	6.53	7.87	--	--
6.5	6.60	--	7.85	8.38	--	--	6.60	5.70	--	--
6.6	6.96	--	8.56	10.17	--	--	5.24	6.03	--	--
6.7	6.24	--	9.45	10.35	--	--	7.16	7.34	--	--
6.8	8.74	--	8.92	10.35	--	--	7.15	9.21	--	--
6.9	8.38	--	7.67	10.70	--	--	6.93	10.23	--	--
7	9.99	--	8.20	--	--	--	6.69	8.15	--	--
7.1	9.96	--	6.80	--	--	--	7.13	9.40	--	--
7.2	7.80	--	6.97	--	--	--	7.38	11.22	--	--
7.3	5.97	--	7.80	--	--	--	7.09	12.44	--	--
7.4	5.81	--	8.46	--	--	--	6.51	14.38	--	--
7.5	5.81	--	9.13	--	--	--	6.09	14.11	--	--
7.6	6.14	--	8.46	--	--	--	7.53	--	--	--
7.7	6.64	--	8.96	--	--	--	8.06	--	--	--
7.8	6.14	--	9.62	--	--	--	--	--	--	--
7.9	--	--	7.96	--	--	--	--	--	--	--

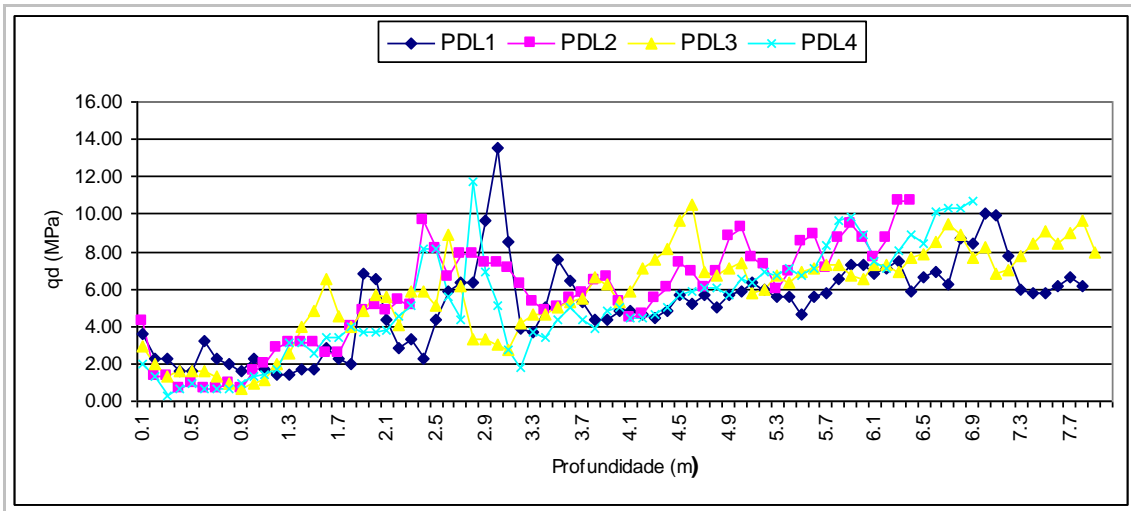


FIGURA 4.1 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS ENSAIOS PDL

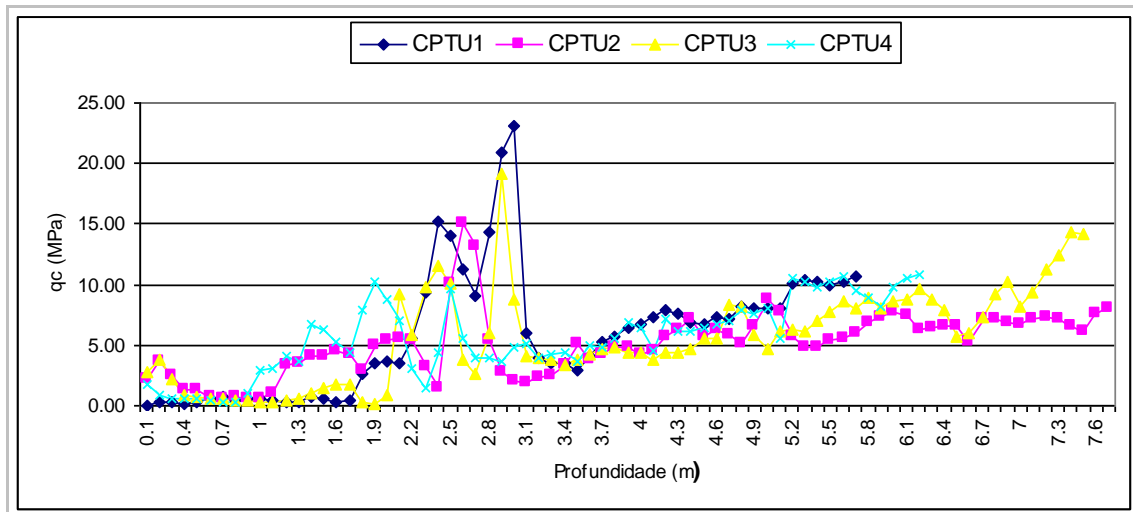


FIGURA 4.2 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DOS ENSAIOS CPTU

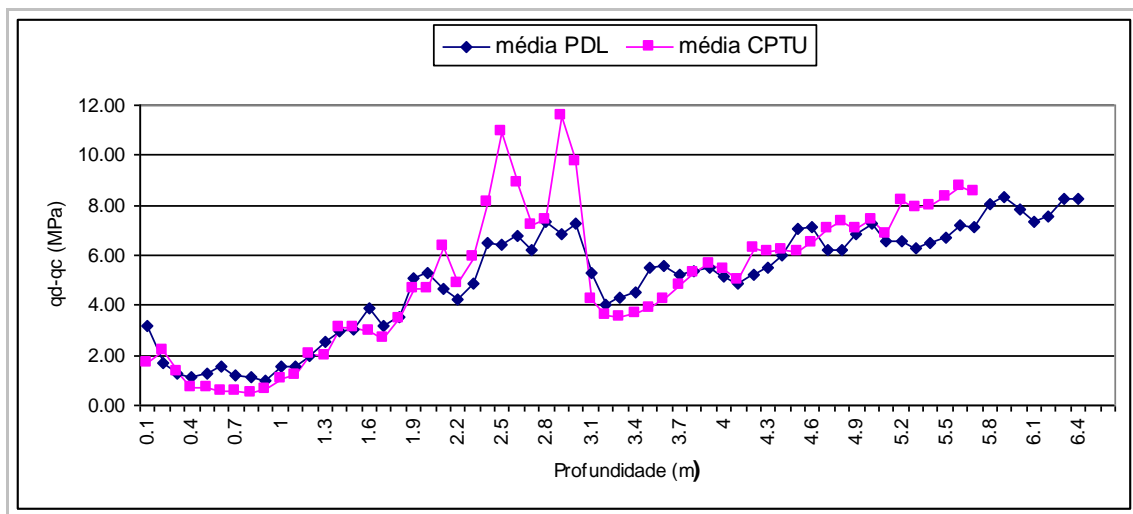


FIGURA 4.3 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DA MÉDIA DOS VALORES DOS ENSAIOS

No gráfico da figura 4.1 encontra-se a representação do parâmetro  $q_d$  dos 4 ensaios PDL. Na figura 4.2 a representação do parâmetro  $q_c$  dos 4 ensaios realizados com o piezocone e no gráfico da figura 4.3 a representação conjunta dos valores médios dos parâmetros obtidos nos ensaios atrás referidos.

Da análise dos resultados obtidos com o ensaio CPTU e PDL podemos concluir que a relação  $q_c - q_d$ , para a camada de solo residual situada entre os 4 e 5.6 m possui uma boa correlação com valores situados no intervalo [5 e 8.7 MPa] notando-se um acréscimo gradual do valor com a profundidade.

#### 4.2| PARÂMETROS DO PIEZOCONE E DO DILATÓMETRO

No quadro 4.2 apresenta-se um resumo de valores obtidos nos diferentes ensaios para a camada dos 4 aos 5.6m.

QUADRO 4.2 | INTERVALO DE VALORES OBTIDOS PELO CPTU E DMT NOS ENSAIOS REALIZADOS

Ensaio	$N_{SPT}$	$q_c$	$f_s$	$P_0$	$P_1$	$I_D$	$E_D$	$K_D$
		MPa	kPa	MPa	MPa		MPa	
SPT	23-24	-	-	-	-	-	-	-
DMT	-	-	-	0.4-0.9	1.0-2.3	1.4-2.0	22-47	8-16
CPTU	-	4-10	100-260	-	-	-	-	-

$q_c$  e  $f_s$  – resistência de ponta e atrito lateral obtido pelo ensaio CPT;  $P_0$  e  $P_1$  – Pressões do DMT;  $I_D$ ,  $E_D$  e  $K_D$  – parâmetros obtidos pelo DMT

Relativamente aos resultados obtidos por estes dois ensaios podemos dizer que se enquadram dentro dos valores apresentados no quadro 4.3 (Cruz, 2010), resultados obtidos em solos residuais da região do Porto.

QUADRO 4.3 INTERVALO DE VALORES OBTIDOS PELO CPTU E DMT EM FORMAÇÕES GRANÍTICAS DO PORTO

$N_{SPT}$	$q_c$	$f_s$	$P_0$	$P_1$	$I_D$	$E_D$	$K_D$
	MPa	kPa	MPa	MPa		MPa	
30-60	10-20	>300	>0.5	>2	1.5-4.5	>50	>15
10-30	1-10	250-400	0.1-0.5	0.5-3	1.5-4.5	5-60	5-20
5-10	<5	100-250	0.05-0.3	0.2-1.5	1.0-1.75	3-20	3-7

$q_c$  e  $f_s$  – resistência de ponta e atrito lateral obtido pelo ensaio CPT;  $P_0$  e  $P_1$  – Pressões do DMT;  $I_D$ ,  $E_D$  e  $K_D$  – parâmetros obtidos pelo DMT

Da análise dos dados globais obtidos nos diferentes ensaios para a camada dos 4,0 aos 5,6 metros as seguintes tendências tornaram-se evidentes

- $q_c$  cresce ligeiramente com a profundidade variando entre 6-11 MPa;
- $P_0$  e  $P_1$  aumentam com a profundidade com  $P_1$  aumentando em proporções mais elevadas em relação ao  $P_0$  variando de 0,5 a 2,5 e 6 a 11 MPa;
- o aumento de  $P_0$  e  $P_1$  geralmente acompanha o aumento de  $q_c$  de acordo com o padrão definido no parágrafo anterior sugerindo a grande habilidade do DMT em avaliar em proveito próprio a influência da estrutura de cimentação. A figura seguinte apresenta um perfil típico de  $q_c$  contra  $P_0$  e  $P_1$ .

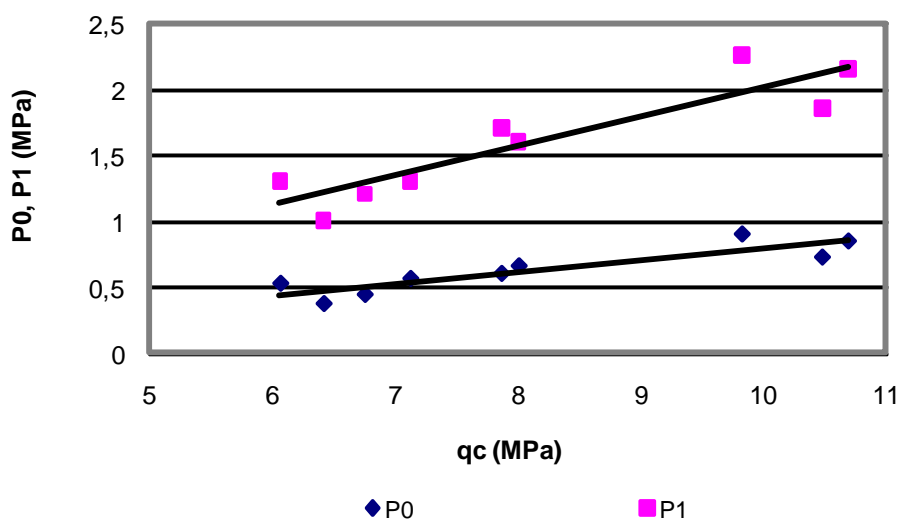


FIGURA 4.4 | REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DO PERFIL  $q_c$  CONTRA  $P_0$ ,  $P_1$

### 4.3| $N_{SPT}$ CORRELACIONADO COM $q_d$

Os ensaios SPT são uma óbvia referência *in situ* em solos e isso é perceptível na sua utilização em inúmeras campanhas de prospecção, originando uma enorme quantidade de dados. Na Figura 4.5 é apresentado a correlação entre os dois ensaios, obtidos a partir da base de dados de solos residuais graníticos (Cruz, 2010)

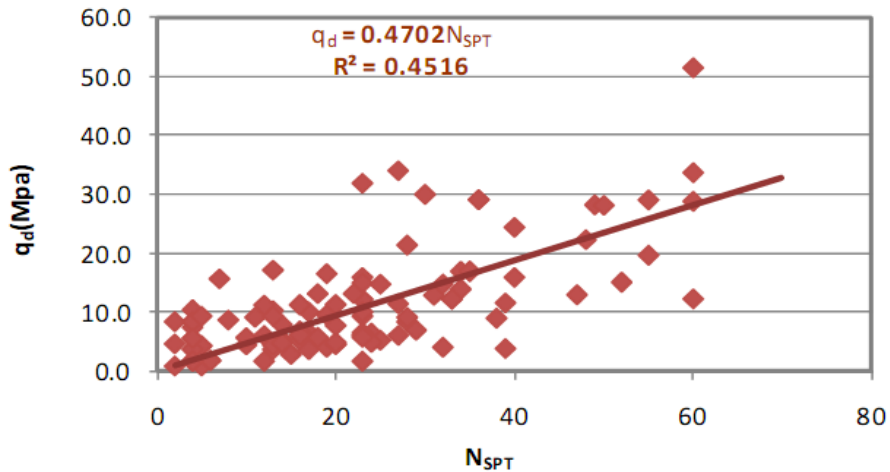


FIGURA 4.5 | CORRELAÇÃO ENTRE  $N_{SPT}$  E  $q_d$  EM SOLOS RESIDUAIS GRANÍTICOS

Como se pode verificar na figura seguinte os valores obtidos nos ensaios realizados na camada dos 4,0 aos 5,6 metros, enquadram-se na densidade de pontos do quanto inferior esquerdo da figura 4.5.

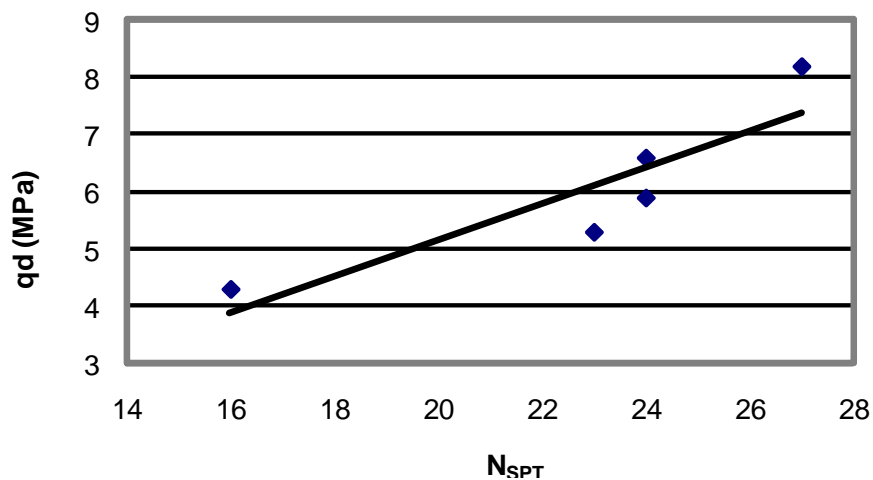


FIGURA 4.6 | CORRELAÇÃO ENTRE  $N_{SPT}$  E  $q_d$  NA CAMADA DOS 4,0 AOS 5,6M



De seguida apresentamos os resultados obtidos nos ensaios realizados assim como o cálculo do valor de  $q_d$  utilizando a fórmula deduzida na figura 4.5

QUADRO 4.4 | DETERMINAÇÃO DA RESISTÊNCIA DE PONTA DINÂMICA  $q_d$  ATRAVÉS DA CORRELAÇÃO

<b>Ensaio</b>	<b>Profundidade</b>	<b>N<sub>SPT</sub></b>	<b>Intervalo de <math>q_d</math></b>	<b><math>q_d</math> obtido através da correlação</b>
	<b>(m)</b>	<b>(pancadas)</b>	<b>(MPa)</b>	<b>(MPa)</b>
SPT 1	2.5	16	4.3-8.2	7.5
SPT 2	4.0	23	4.8-5.3	10.8
SPT 3	5.0	24	5.9-9.3	11.3
SPT 4	6.0	24	6.6-8.9	11.3
SPT 5	7.0	27	8.2-10	12.7

Da análise dos dados obtidos podemos dizer que no horizonte entre os 4.0 e os 6.0 metros não houve uma variação do número de pancadas com o valor de  $q_d$  a situar-se no intervalo de 5-9 Mpa, relativamente a comparação com a correlação da figura anterior os valores desta são um pouco superiores.

#### **4.4| CONSIDERAÇÕES ECONÓMICAS**

##### **4.4.1| INTRODUÇÃO**

As implicações ao nível de perda de informação relevante pela redução do número de sondagens são praticamente nulas. Com efeito, uma boa parte dos ensaios de zonamento disponíveis no mercado permitem a aferição do tipo de terrenos atravessado, que enquadrado com a informação obtida nas sondagens resulta numa idêntica quantidade de informação distribuída espacialmente do mesmo modo. Além disso, os ensaios de informação quase contínua permitem detectar unidades de reduzida espessura que escapam à informação das sondagens, e que podem como no caso da determinação de

tempos da consolidação em solos moles sob novos carregamentos ser determinantes nas obras geotécnicas.

Por outro lado, a informação numérica cresce significativamente, sem aumento de custos, na maior parte dos casos. Na realidade, uma sondagem com ensaios SPT realizados de 1.5 em 1.5 m, torna-se mais onerosa que um ensaio tipo CPTU ou DMT, a partir de profundidades de referência variáveis entre 5 e 10 m. A isso se acresce a maior rapidez de execução dos ensaios.

#### **4.4.2| CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES**

As considerações anteriormente expostas reflectem-se no seguinte:

- a) a substituição das campanhas de prospecção tradicionais pelo modelo aqui proposto respeita os vectores de uma gestão moderna e equilibrada: maior rapidez, maior economia e maior qualidade;
- b) a obtenção de resultados com continuidade (perfis contínuos) permite a detecção de unidades de comportamento distinto mesmo quando representados por espessuras modestas;
- c) a realização conjugada de ensaios CPTU e DMT permite quantificar parâmetros que representam praticamente todos os domínios do comportamento mecânico dos maciços terrosos requeridos pelo dimensionamento;
- d) o dimensionamento baseado nestes ensaios pode ser realizado pelas formulações clássicas ou, em alternativa, directamente através dos parâmetros de ensaio;
- e) a qualidade da informação permite o estabelecimento de soluções mais optimizadas quando comparadas com as que resultam de campanhas tradicionais.

Na prática, resulta deste conceito a realização de um menor número de sondagens e um maior e melhor conjunto de ensaios de caracterização mecânica.

No caso em estudo, dado tratar-se de uma área restrita, considera-se capaz a informação obtida pela caracterização mecânica, permitindo assim reduzir o número de sondagens e eliminar os PDL's.

#### **4.4.3| PLANOS ESTUDADOS**

Nos mapas explanados a seguir traduz-se os custos envolvidos, no entanto, chama-se a atenção para o facto dos valores apresentados como referência, para o custo dos trabalhos, foram efectuados através da consulta da tabela de preços do LGMC – Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do CICCOPN, quer para o plano de estudo adoptado quer para o alternativo, de onde se depreende a menor valia resultante deste último que é da ordem dos 30%. Os preços apresentados são actuais uma vez que a tabela de preços ainda se encontra em vigor, não sofrendo alterações desde o ano de 2006, reflectindo assim a situação económica difícil do país.

#### 4.4.3.1| PLANO ADOPTADO

QUADRO 4.5 | PLANO ADOPTADO NA PROSPECÇÃO *IN SITU* E ENSAIOS LABORATORIAIS

<b>Tipo de ensaios</b>	<b>Designação</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Totais Parciais</b>
<b>Ensaio <i>in situ</i></b>	Sondagens (furação a trado/ ml)	68€	12.40	843.2€
	SPT	33€	5	165€
	DMT	310€	1	310€
	CPTU	425€	4	1700€
	PDL	173€	4	692€
<b>Ensaio em laboratório</b>	Teor em água	11€	1	11€
	Análise granulométrica	72 +15 =87€	1	87€
	Limites de Consistência	60€	1	60€
	Equivalente de Areia	30€	1	30€
	Classificação	8€	2	16€
	Densidade	34€	1	34€
	Caixa de Corte	151€	1	151€
	Consolidação	155€	1	155€
<b>Custo total</b>				<b>4.254€</b>

#### 4.4.3.2| PLANO ALTERNATIVO

QUADRO 4.6 | PLANO ALTERNATIVO DE PROSPECÇÃO *IN SITU* E ENSAIOS LABORATORIAIS

<b>Tipo de ensaios</b>	<b>Designação</b>	<b>Preço Unitário</b>	<b>Quantidade</b>	<b>Totais Parciais</b>
<b>Ensaio <i>in situ</i></b>	Sondagens (furação a trado/ ml)	68€	5.40	367.2€
	SPT	33€	5	165€
	DMT	310€	2	620€
	CPTU	425€	3	1275€
<b>Ensaio em laboratório</b>	Teor em água	11€	1	11€
	Análise granulométrica	72 +15 =87€	1	87€
	Limites de Consistência	60€	1	60€
	Equivalente de Areia	30€	1	30€
	Classificação	8€	2	16€
	Densidade	34€	1	34€
	Caixa de Corte	151€	1	151€
	Consolidação	155€	1	155€
<b>Custo total</b>				<b>2.971€</b>

#### **4.4.4| CONCLUSÕES**

Relativamente aos ensaios de caracterização física as propostas contemplam os mínimos indispensáveis porque todos os parâmetros retirados são necessários para a sua identificação não sendo possível efectuar qualquer redução.

Quantos a campanha de ensaios *in situ* e de acordo com o que foi concluído anteriormente neste trabalho verifica-se que os ensaios com melhor aptência para determinação dos parâmetros geotécnicos de resistência e deformabilidade estão todos contemplados em ambas as propostas pelo que será de optar pela que apresenta menores custos.

Os ensaios excluídos na proposta alternativa, embora forneçam informação adicional interessante não contribuem para uma mais-valia que justifique o acréscimo de custo.

## 5| CONCLUSÕES





## 5.1| PARÂMETROS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

Conforme foi evidenciado nos capítulos anteriores, a caracterização deste tipo de maciços (solos residuais), depende da materialização das características em parâmetros mecânicos.

### 5.1.1| PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

A resistência dos solos é materializada através de dois parâmetros que são o ângulo de atrito e a coesão.

A avaliação do ângulo de atrito através da caixa de corte, obedeceu aos critérios de rotura de Mohr-Coulomb, o do SPT foi determinado de Decourt, (1989), o CPTU através das correlações Robertson e Campanella, (1983) e o DMT em função do índice de tensão horizontal  $K_D$ .

A determinação da coesão foi avaliada através do ensaio DMT relacionando o OCR com a tensão efectiva vertical, sendo este um dos métodos de avaliação proposto por Cruz et al (2004) e através do ensaio de laboratório (caixa de corte), que tem como base os critérios de rotura Mohr Coulomb.

No quadro 5.1 apresenta-se um resumo de valores obtidos nos diferentes ensaios para a camada dos 4 aos 5, 6m.

QUADRO 5.1 | RESULTADOS OBTIDOS NO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO (4,0 -5,6 M)

Ensaio	Coesão C' (MPa)		Ângulo de atrito interno $\Phi$ (°)	
	intervalo	média	intervalo	média
CPTU1			[42 – 44]	43
CPTU2			[40 – 43]	42
CPTU3			[40 – 43]	42
CPTU4			[42 – 44]	43
DMT1	[0.013-0.023]	0.017	[40 – 43]	41
SPT			[39 – 40]	40
Caixa de corte	0.004	0.004	[36,3]	36,3

De uma forma geral podemos concluir que o intervalo de valores obtido para o ângulo de atrito, por ensaios de campo, são da mesma ordem de grandeza embora um pouco elevados, devendo-se ao facto de na sua determinação estarmos a considerar uma resistência conjunta de ( $\phi'$ ) e ( $c'$ ). O valor obtido pelo ensaio de laboratório (caixa de corte), é inferior aos determinados anteriormente, uma vez que são avaliados em separado os dois parâmetros de resistência.

Comparando o parâmetro ( $c'$ ) obtido através da caixa de corte e do ensaio DMT, podemos concluir que o primeiro é muito inferior ao segundo, este facto estará com certeza relacionado com o nível de perturbação introduzido pelo processo de amostragem, o qual nos solos residuais se traduz por uma perda significativa (ou mesmo total) da estrutura de cimentação, isto é, da coesão.

Ainda relativamente ao ângulo de atrito podemos dizer que o valor obtido na caixa de corte se encontra dentro do intervalo obtido nos campos experimentais da Maia (Cruz, 2010) que se representa no quadro seguinte

QUADRO 5.2 | VALORES DE REFERÊNCIA DE CPTU E DMT EM CAMPOS EXPERIMENTAIS, (CRUZ, 2010)

<b>Campo Experimental</b>	<b>I<sub>D</sub></b>	<b>K<sub>D</sub></b>	<b>VOCR<sup>(1)</sup> (DMT)</b>	<b>M/q<sub>t</sub></b>	<b>Φ' (°)<sup>(1)</sup> (DMT)</b>	<b>Φ' (°)<sup>(2)</sup> (CPT)</b>
<b>Maia 1</b>	1.5-2.5	4.5-7.5	5-20	5-15	37-39	35-36
<b>Maia 2</b>	1.8-2.0	3.5-5.0	5-10	10-15	35-40	35-39
<b>Maia 3</b>	2.0-3.5	7.5-11.0	10-25	10-15	39-40	37-40

<sup>(1)</sup> Marchetti's (1997); <sup>(2)</sup> Robertson e Campanella's (1983)

### 5.1.2| PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

A determinação da deformabilidade associada às formações tem grande interesse sob ponto de vista da engenharia. Sabendo que este parâmetro nas formações essencialmente arenosos é fortemente influenciado pela densidade relativa. É com bastante interesse que se encara a sua determinação através de ensaios *in situ*, pois a sua determinação em laboratório enfrenta a problemática da amostragem, que se reflecte na enorme dificuldade de obter amostras intactas. A grande maioria das correlações existentes de

determinação dos módulos em formações sedimentares não se adequa às condições encontradas nos solos residuais. A primeira aproximação feita para as formações residuais graníticas foi através do enquadramento, destas formações nas formações arenosas.

Nos ensaios de penetração SPT a fórmula usada foi a proposta por Decourt, 1992.

$$E = 3,6 * N_{1(60)} \quad [5.1]$$

No entanto a vasta bibliografia disponível relativamente a este ensaio possibilita a escolha de outras correlações o que conduz a grandes disparidade de valores, remetendo a decisão para a experiência do utilizador.

Em solos residuais a obtenção dos módulos segue habitualmente o formato  $E = \alpha * q_c$ , em que  $\alpha$  é um coeficiente empírico dependendo do tipo de solo. Viana da Fonseca (1998) propõe para o caso dos solos residuais graníticos do Porto, valores de  $\alpha = 4,5$  a  $5,0$ .

No ensaio DMT é realizada através da determinação do módulo de deformabilidade confinado,  $M$ , o qual se baseia nos índices dilatométricos ( $I_D$ ,  $E_D$  e  $K_D$ ), de acordo com o quadro 2.11.

Os resultados obtidos no ensaio edométrico e nos ensaios *in situ* - SPT, CPTU e DMT, para a camada de solo residual, são os que se apresentam no quadro 5.3

QUADRO 5.3 | PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE OBTIDOS DO SOLO RESIDUAL GRANÍTICO DA SONDAJEM 1 (4,0 - 5,6 M)

<b>Ensaio</b>	<b>Prof. (m)</b>	<b>C<sub>C</sub></b>	<b>C<sub>R</sub></b>	<b>M<sub>v</sub> (MPa<sup>-1</sup>)</b>	<b>M (E<sub>0</sub>) (MPa)</b>	<b>E (MPa)</b>
Edómetro	5.0	0.10	0.01	0.412	2.43	-
SPT	[4.0-5.0]	-	-	-	-	[110-122]
CPTU	[4.0-5.6]	-	-	-	[22.5-43.5]	[18.0-34.8]
DMT	[4.0-5.6]	-	-	-	[51.6-137.6]	[42.1-87.9]

Os resultados obtidos no edómetro são demasiado baixos, não encontrando coerência na prática corrente.

Relativamente aos ensaios *in situ* verifica-se que os resultados dos ensaios DMT correspondem grosseiramente ao valor médio dos obtidos nos ensaios SPT e CPTU. Deve notar-se que enquanto o ensaio DMT apresenta características de concepção compatíveis com a medição da deformabilidade (mede a tensão aplicada e deslocamento), os outros dois avaliam apenas a resistência à rotura. Em consequência, o intervalo de módulo a considerar como representativo será aquele determinado pelo DMT.

### 5.1.3| CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo experimental efectuado permitiu avaliar que os valores obtidos nos ensaios de identificação e caracterização física realizados sobre o solo residual de alteração do granito mostram uma convergência para os valores obtidos em ensaios DMT e CPTU.

Quanto aos parâmetros de resistência mecânica avaliados pode concluir-se que os valores de  $(\Phi)$  obtidos a partir do ensaio DMT (pela formulação aplicada a solos sedimentares) e CPTU são sobreavaliadas devido à presença da estrutura de cimentação. No entanto, conhecendo  $(c')$  é possível corrigir  $(\Phi_{DMT})$  (Cruz N. et al, 2004). Nestas condições os valores dos parâmetros mecânicos representativos poderão ser avaliados do seguinte modo:

- $c'$  obtido através do ensaio DMT, igual a 15 kPa.
- Aplicando a correcção proposta por (Cruz N. et al., 2004), o valor  $\Phi_{DMT}$  (corrigido), sendo igual a  $35^\circ$ , isto é, da mesma ordem de grandeza do obtido na caixa de corte. Assim considera-se adequada a consideração de um valor de  $35^\circ$  para este maciço.

Comparando a envolvente de rotura obtida desta forma com aquela que resulta do ensaio de corte directo (figura 5.1), verifica-se apenas a translação da envolvente, o que traduz o comportamento reconhecido dos solos residuais face aos processos de amostragem.

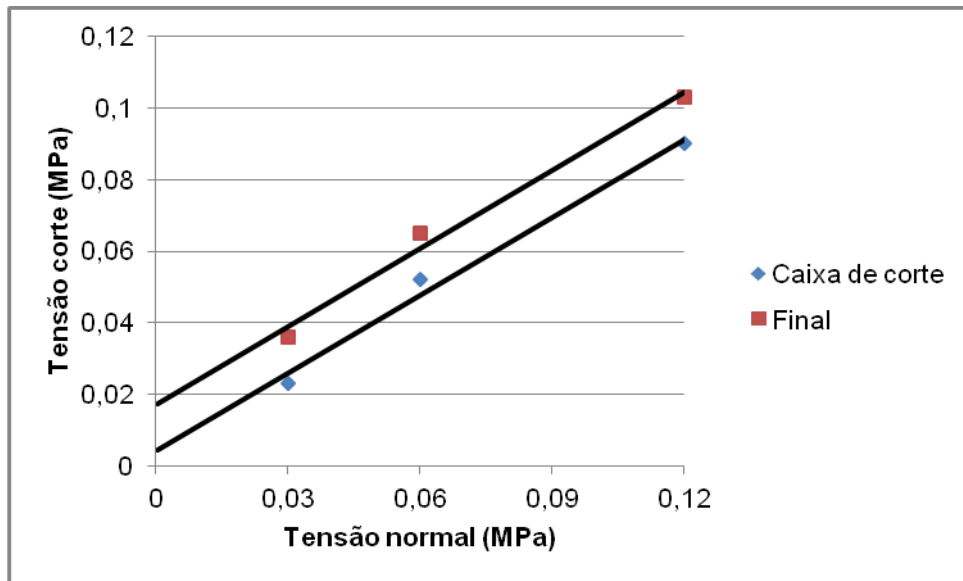


FIGURA 5.1 | EFEITOS DA AMOSTRAGEM NA DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA

Sob o ponto de vista da deformabilidade, parece lógico considerar o intervalo obtido pelo ensaio DMT, dado que a sua concepção permite a avaliação, tanto de tensões aplicadas como deslocamentos associados, sendo o intervalo de referência enquadrado no intervalo de 40 a 90 MPa.

## 6| BIBLIOGRAFIA

Almeida e Sousa, J. (1995) – Comportamento de Túneis em Solos. Tese de Douturamento.

Baligh, M. (1985). "Strain Path Method". J. of Geotech. Eng. Division, ASCE, 111 (GT9), pp 1108-1136.

Barton, N. R., Choubey, V. (1977). "The shear strength of rock joints in theory and practice". Rock Mechanics, 19, 1, pp 1-54.

Bowles, J.E., (1988). "Foundation analysis and design". 4th edition. The McGraw-Hill Companies, International Editions.

Campanella RG (1983) – Current Research and development of the Flat Dilatometer. 1<sup>st</sup> International Conference on the Flat Dilatometer. Edmonton, Alberta.

Campanella RG, Robertson PK, Gillespie D (1986) – Seismic cone penetration tests, use of In-Situ tests. in Geotechnical Engineering. ASCE GSP 6: pp. 116-130.

Caputo, Homero Pinto (1967) – "Mecânica dos Solos e suas aplicações" , Livros Técnicos e Científicos Editora, 234 pp.

Carta Geológica de Portugal, folha 9 C – Porto, 1/50000. Serviços Geológicos de Portugal. Lisboa 1963.

Carvalho, Manuela, Apontamentos de Geologia de Engenharia I. Porto, ISEP, 323 pp

Cavalcante, E. H.; Danzinger, F.A.B.; Danzinger, B.R.; Bezerra, R.L. (2002). "Medida de Energia do SPT: instrumentação para registos de força e de velocidade nas hastes". XII COBRAMSEG – ICLBG – III SBMR, Vol.1, pp.97 – 106.

Chiossi, N. J. (1979), *Geologia aplicada à Engenharia*, 103 – 110.

Clayton, C.R.I (1990) - SPT energy transmission: theory measurement and significance *Ground Engineering*, 23 (10), pp. 33-42.

Clayton, C.R.I.; Matthews, M.C.; Simons, N.E. (1995) - *Site Investigation*. Blackwell Science, London, 2nd Edition.

Coduto, D. (1999). "Foundation design: Principles and practices". 2 nd Edition. Prentice Hall.

Cruz J. (2008) *Caracterização Geotécnica de Maciços Terrosos com Base em Campanhas Multi-Ensaio – Caso CPT e DMT (em Campanhas Tradicionais)*, Tese de Mestrado em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.

Cruz N (1995) – *A avaliação de parâmetros geotécnicos pelo dilatómetro de Marchetti*. Dissertação apresentada à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra para obtenção do grau de Mestre em Mecânica dos Solos e das Rochas, Coimbra.

Cruz N (2001) – *Reconhecimento de Maciços (documento não publicado, gentilmente fornecido pelo autor)*.

Cruz N (2004) – *Evaluation of effective cohesive intercept on residual soils. by DMT and CPT*, Coimbra

Cruz, N. (2010) *Modelling Geomechanics of Residual Soils With DMT Tests*

Cruz, N., Figueiredo, S., Viana da Fonseca, A., (2004) *Deriving relic structure parametrical evidences by interpreting DMT+CPT(U)+lab tests*. In situ Conference, ISC2. Porto

Cruz, N., Viana da Fonseca, A. (2004) – Caracterização de Maciços Terrosos a Partir da Utilização Conjunta de Ensaios DMT E CPT(U).,artigo nº 9 , In situ Conference, ISC2. Porto

Cruz, N., Viana da Fonseca, A., Neves, E. (2004). Evaluation of effective cohesive intercept on residual soils by DMT data. In situ Conference, ISC2. Porto

Cruz, N., Viana, A., Coelho, P., Lemos, J. (1997). Evaluation of Geotechnical Parameters by DMT in Portuguese Soils. *XIV Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, pp 77-80.

Cruz, N.; Caspurro, I.; Guimarães, S.; Cunha Gomes, C.; Viana da Fonseca, A. (2008a). "Field characterization of problematic earthfills by DMT. A case history." 3rd International Conference on Site Characterization. Taipé, Taiwan.

Cruz, N.; Tareco, H; Rocha, R.; Andrade, R.; Cruz, J. (2008c). "Caracterização mecânica de maciços rochosos com base na combinação de prospecção mecânica e geofísica". IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia. Coimbra.

Cruz, N.; Viana da Fonseca, A. (2004a). "Caracterização de Maciços Terrosos a partir da Utilização Conjunta dos Ensaios DMT e CPT(u)". 9º Congresso Nacional de Geotecnia. Aveiro. (in Portuguese).

Cruz, N.; Viana da Fonseca, A.; Santos, J. (2006b). "Compaction control and stiffness evaluation of earthfills, by DMT". Geotechnical Luso-Brazilian Conference. Curitiba, Brasil.

Davidson, J.; Boghrat, A (1983). "The Flat Dilatometer Testing in Florida". Proc. Int. Symposium on In-situ Testing of Soils and Rocks, Vol II, Paris.

Décourt, L. (1989) - The Standard Penetration Test - State of the Art Report. Proc. XIIIICSMFE, Rio de Janeiro, Vol. 4, pp. 2405-2416.



Décourt, L. (1992) - SPT in non classical materials. Proc. US/Brazil Geotechnical Workshop on Applicability of Classical Soil Mechanics to Structured Soils Eds. Lima, Nieto, Viotti e Bueno. Univ. Fed. Viçosa, Belo Horizonte, Brazil, pp. 64-100.

Folque, (1988) – Modernas tendências nas técnicas de ensaio em mecânica dos solos., Laboratório Nacional de Engenharia Civil Lisboa, ICT informação técnica geotecnia ITG15

Folque, José (1988) - "Prontuário de engenharia de solos" - ITG13, LNEC ,Lisboa

Gomes Correia A, Correia J. O ensaio CPTU na caracterização de solos moles. Prospecção, amostragem e caracterização de maciços. – *VII Congresso Nacional de Geotecnia*.

González de Vallejo LI, Ferrer M, Ortuño L, Oteo C. (2002). *Ingeniería Geológica*. Prentice Hall, Madrid. 715 pp.

Hight, D.W. (1995). "Moderator's report on session 3: drilling, boring, sampling and description". Proc. of Int. Conf. 'Advances in site investigation practice'. pp. 337-360. Inst. of Civil Engineers, London.

Hight, D.W. (2000). "Sampling methods: evaluation of disturbance and new practical techniques for high quality sampling in soils". Keynote Lecture - Proc. 7º Cong. Nac. de Geotecnia, FEUP, Porto.

Hoek, E., Brown E.T. (1980). "Underground excavation in rock". Institute of Mining and Metallurgy, London.

Hryciw, R. D. (1990), Small-strain-shear modulus of soil by dilatometer, *Journal of Geotechnical Eng. ASCE*, 116(11), pp. 1700-1716.

ISO/CEN (2001). "Geotechnical Engineering – identification and description of rock". International standard 14689-2

ISRM (1981). "Rock characterization testing monitoring". ISRM Suggested methods. Edition ET Brown.

ISSMGE (1988) – International Normalization of Standard Methods Technical Committee on Penetration Testing – DP Working Party.

ISSMGE (1999) – International reference test procedure for the cone penetration test (CPT) and the cone penetration test with pore pressure (CPTU).

Jamiolkowski, B. M., & P. K. Robertson (1988), Future trends for penetration testing. Closing Address. Penetration Testing in United Kingdom Geotechnical Conference. British Institution of Civil Engineers. Thomas Telford, London. pp. 321-342.

Ladd, C. C., et al. (1977), Stress-deformation and strength characteristics. State-of-the-art report. Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 2, pp. 421-94.

Lopes, M. (2009). "Avaliação da eficácia energética no ensaio SPT". MSc Thesis presented to GeoScience Dept. of University of Aveiro. (in Portuguese)

Lunne T, Robertson PK, Powell JMM (1997) – Cone Penetration Testing in Geotechnical practice. Blackie Academic & Professional, London.

Lutenegger, A. J. (1988), Current Status of the Marchetti Dilatometer Test". I Int. Symposium on Penetration Testing, Orlando.

Marchetti S (1980-1981) – In situ tests by Flat Dilatometer. Proceedings of the American Society of Civil Engineers., Journal of the geotechnical Engineering Division. 106(GT3): 229-241; discussion and closure 107(GT6): pp. 831-837.

Matos Fernandes (1995) – Mecânica dos Solos, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, FEUP, Porto, Volume I e II.

Mayne, P. (2001). Soil Property Characterization by In Situ Tests. 15<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Istanbul, Turkey.

Odebrecht, E. (2003). "Medida de energia no ensaio SPT". PhD thesis presented to Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Odebrecht, E.; Schnaid, F.; Rocha, M.M; Bernardes, G.P. (2004). "Energy measurements for standard penetration tests and the effects of length of rods". Geotechnical and geophysical on site conference, Porto, pp. 351-358.

Powell, J. J. M., & I. M. Uglow (1988), The Interpretation of the Marchetti Dilatometer Test in UK Clays ". Penetration Testing. Institution of Civil Engineers, British Geotechnical Conference. Birmingham.

Powell, J. J. M., & Quarterman (1988), The interpretation of Cone Penetration Tests in Clays with Particular reference to Rate Effects., *Penetration testing 1988, 2 (Orlando, Fla), Balkema, Rotterdam, The Netherlands* pp. 903-909.

Ribeiro J. (2005) Caracterização Física e Mecânica de um Solo Residual Granítico, Projecto Final de licenciatura em Engenharia Geotécnica e Geoambiente, Instituto Superior de Engenharia do Porto, Porto.

Robertson PK (1990) – Soil classification using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal 27(1): 151-8.

Rodrigues, C. (2003). Caracterização geotécnica e estudo do comportamento geomecânico de um saprólito granítico da Guarda. PhD Thesis, University of Coimbra. (in Portuguese)

Rodrigues, Carlos; Saraiva Cruz, J.; Cruz, Nuno; Silva, D.; Lopes, M.; Vieira Simões, E. (2010). "Evaluation of energy efficiency of SPT test. A case study". XII Congresso Nacional de Geotecnia. Guimarães. (in Portuguese).

Schmertmann JH (1986) – Dilatometer to Compute Foundation Settlement. Proceedings of In-Situ'86 ASCE Speciality Conference on Use of In-Situ Tests and Geotechnical Engineering, pp. 303-321.

Schmertmann JH (1988) – Guidelines for using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design. US Department of Transportation, Federal Highway Administration, Office of Research and Special Studies. Report No FHWA-PA-87-023+024, vol.3-4.

Schnaid, F. (2005). "Geo-characterisation and properties of natural soils by in-situ tests". Keynote Lecture. 16th ICSMGE, Osaka, (1), 3-45. Millpress, Rotterdam.

Schnaid, F.; Odebrecht, E; Rocha, M. M.; Bernardes, G.P (2009). "Prediction of soil properties from the concepts of energy transfer in dynamic penetration tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol. 135, 8, pp1092-1100.

Schneider JA, Hoyos Jr L, Mayne PW, Macari EJ, Rix GJ (1999) – Behavioural Characteristics of Residual Soils. ASCE Geotechnical Special Publication GSP, 92:pp. 12-25.

Tanaka, H. & Tanaka, M. (1998). "Characterization of sandy soils using CPT and DMT". Soils and Foundations, Vol. 38, nº3, pp.55-65

Vaughan, P.R. (1988). "Characterizing the mechanical properties of in-situ residual soils". Proc. 2nd Int. Conf. Geomechanics in Tropical Soils, Singapore, Vol. 2, pp. 469-487.

Viana da Fonseca, A (1988) – Caracterização Geotécnica de um solo residual do Granito da região do Porto. Dissertação apresentada à Universidade do Porto para obtenção do grau de Mestre em Estruturas de Engenharia Civil. LNEC, Lisboa.

Viana da Fonseca, A (1998) – Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto. Dissertação apresentada à Universidade do Porto para obtenção do grau de Doutor em Estruturas de Engenharia Civil. FEUP, Porto.

Viana da Fonseca, A.(1996). Geomecânica dos solos residuais de granito do Porto. Critérios de dimensionamento de fundações directas. Tese de Doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto

Viana da Fonseca, A.; Matos Fernandes, M.; Cardoso, A.S., Barreiros Martins, J. (1994). "Portuguese experience on geotechnical characterisation of residual soils from granite". Proc. XIII ICSMFE, New Dehli, Índia, Janeiro, Vol. 1, pp. 377--380. A.A. Balkema, Rotterdam.

Viana da Fonseca, José Fernando Vieira de Sousa, Cruz,N (2001) - Parametrical Correlations between SPT, CPT, DPL, PMT, DMT, CH and PLT Tests Results on a Typical Profile of Saprolitic Soils from Granite, Bali

Weltman, A.J., Head, J.M., (1983). Site Investigation Manual Ciria Special Publication 25.

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.