



**Pedro Miguel Alves  
Monteiro**

**Caracterização mecânica de solos residuais com  
base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto  
e do Minho.**



**Pedro Miguel Alves  
Monteiro**

**Caracterização mecânica de solos residuais com  
base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto  
e do Minho.**

Dissertação apresentada à Universidade de Aveiro para cumprimento dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Geológica, realizada sob a orientação científica do Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz, Professor Auxiliar do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro.

## **o júri**

presidente

**Prof. Doutor Jorge Manuel Pessoa Girão Medina**  
professor auxiliar do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

orientador

**Prof. Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz**  
professor convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

arguente

**Prof. Doutor Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues**  
professor coordenador do Instituto Politécnico da Guarda

## **agradecimentos**

São devidos agradecimentos a todas as pessoas que de alguma forma contribuíram para a elaboração desta dissertação..

Em primeiro lugar um agradecimento especial ao Professor Nuno Cruz por todos os ensinamentos, orientação e disponibilidade que me proporcionou ao longo deste trabalho. Por sempre me ter recebido com a habitual simpatia e alegria que lhe é característica, o meu muito obrigado.

Aos professores Carlos Rodrigues e Manuel Cruz pela colaboração nesta dissertação e pela simpatia com que me receberam.

Aos meus pais e à minha irmã por sempre me terem apoiado, por toda a força que me deram e paciência que tiveram comigo nos momentos de menor motivação.

A todos os meus amigos, à malta d'A Seita e do Chat, às amizades que encontrei em Aveiro, obrigado por todo o apoio que me deram.

**palavras-chave**

CPTu, solos residuais, coesão global, ângulo de resistência ao corte.

**resumo**

A caracterização mecânica de solos residuais através de ensaios in-situ, não pode ser modelada pelas teorias da Mecânica dos Solos Clássica, o que cria diversas dificuldades na obtenção de parâmetros geotécnicos para projecto. A presença de uma estrutura de cimentação, herdada da rocha-mãe, gera uma componente resistente adicional, que se materializa pela existência de um intercepto coesivo no critério de rotura de Mohr-Coulomb. Mais ainda, quando a sucção está presente a interpretação torna-se ainda mais complexa, porque a componente coesiva tem dois contributos: a estrutura de cimentação e o efeito da sucção. Em solos granulares, como é caso dos solos residuais graníticos, 3 componentes de resistência têm de ser considerados, nomeadamente a resistência intrínseca relativa ao material desestruturado, a resistência advinda da estrutura de cimentação e a resistência resultante da sucção, o que só é possível em ensaios multi-paramétricos. Em consequência, de entre os ensaios in-situ mais utilizados em Portugal, apenas os ensaios DMT, CPTu e PMT têm condições de ser utilizados neste contexto. Nas últimas duas décadas, um esforço considerável tem vindo a ser feito em Portugal para encontrar metodologias adequadas à caracterização de solos residuais graníticos. De entre os estudos publicados (Cruz, 2010), merece referência o estabelecimento de uma metodologia para aplicação a resultados de ensaios DMT, que serviu de base à realização deste trabalho. Utilizando pares de ensaios DMT+CPTu realizados em par (1 a 2m de distância entre eles), foi possível calibrar correlações com os parâmetros fundamentais do ensaio CPTu, para obtenção de uma coesão global que incorpora as resistências resultantes da estrutura de cimentação e da sucção, bem como do ângulo de resistência ao corte, tendo como referência os resultados desses parâmetros, obtidos através dos ensaios DMT.

**keywords**

CPTu, residual soils, global cohesion intercept, angle of shearing resistance.

**abstract**

Residual soils resulting from weathering processes cannot be well modelled by the classical theories of Soils Mechanics, creating several difficulties on the interpretation of in-situ test results and in the consequent geotechnical design. In fact, the presence of a cementation structure generates an extra strength component materialized by the presence of a cohesive intercept in the Mohr-Coulomb failure envelope. Moreover, when suction is present the interpretation of in-situ data becomes even more complicated, since it increases this cohesive intercept mixing both (cementation structure and suction) in one final result. In granular soils, as it is the case of granitic residual soils, three components of strength have to be considered, namely the shear resistance angle, cohesion and suction, which only can be solved if more than one field or laboratory measurement is obtained. As a consequence, CPTu, DMT and PMT tests may be considered appropriate to characterize this type of soils, while dynamic tests such as SPT or DPSH cannot be effective in this determination. On the other hand, cementation structure also affects deeply the stiffness behaviour, deviating from typical response of transported soils represented by Classical Soil Mechanics.

In the last two decades a big effort was developed in Portugal to study and characterize this kind of residual massifs in granitic environments (quite common in the North and Centre of Portugal), namely through DMT and CPTu data, materialized by several research frameworks and the consequent publications. Among the developed studies, the calibration of correlations with DMT data open a way to try to establish similar approaches with other in-situ tests, such as the CPTu test, discussed in this work. Using pairs of DMT+CPTu tests (performed 1 to 2m away from each other), it was possible to calibrate correlations with CPTu test data to obtain a global cohesion that incorporates the strength contributions of cementation and suction as well as the effective shear resistance angles, based on the reference results obtained by DMT, using the residual soil methodology.



## Índice Geral

<b>1. Introdução</b> .....	1
<b>2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos</b> .....	3
<b>2.1 Ciclo Geológico</b> .....	3
<b>2.1.1 Ciclo Litológico</b> .....	3
<b>2.1.2 Ciclo Tectónico</b> .....	5
<b>2.1.3 Ciclo Hidrológico</b> .....	5
<b>2.1.4 Meteorização</b> .....	6
<b>2.1.5 Erosão e transporte</b> .....	8
<b>2.2 Solos residuais e transportados</b> .....	9
<b>2.3 Classificações de solos para fins de engenharia</b> .....	10
<b>3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais</b> .....	12
<b>3.1 Introdução</b> .....	12
<b>3.2. Maciços Sãos a Medianamente Alterados (<math>W_1</math> a <math>W_3</math>)</b> .....	13
<b>3.3. Intermediate Geomaterials (IGM)</b> .....	17
<b>3.4. Solos Residuais</b> .....	18
<b>3.4.1 Resistência</b> .....	19
<b>3.4.2 Deformabilidade</b> .....	19
<b>3.4.3 Efeito da Sucção</b> .....	20
<b>4. Caracterização Geotécnica de Maciços Residuais</b> .....	22
<b>4.1 Introdução</b> .....	22
<b>4.2 Ensaio de laboratório e processo de amostragem</b> .....	22
<b>4.3 Ensaio “in situ”</b> .....	25
<b>4.4 Dilatómetro de Marchetti</b> .....	27
<b>4.4.1 Introdução</b> .....	27
<b>4.4.2 Equipamento e Procedimento</b> .....	27
<b>4.4.3 Parâmetros Básicos</b> .....	30
<b>4.4.4 Parâmetros Intermédios</b> .....	31
<b>4.5 Correlações com Parâmetros Geotécnicos</b> .....	33
<b>4.6 “CemSoil Box” Condições experimentais</b> .....	35
<b>5. Ensaio CPTu</b> .....	39
<b>5.1 Introdução</b> .....	39
<b>5.2 Equipamento do ensaio CPTu</b> .....	41



<b>5.3 Normas e regras de execução</b> .....	43
<b>5.3.1 Normas do ensaio CPTu</b> .....	44
<b>5.3.2 Piezocone e saturação do elemento poroso</b> .....	44
<b>5.3.3 Ensaio de dissipação</b> .....	45
<b>5.4 Módulo Sísmico</b> .....	46
<b>5.5 Parâmetros obtidos pelo ensaio CPTu</b> .....	48
<b>5.5.1 Resistência de ponta, <math>q_c</math></b> .....	49
<b>5.5.2 Atrito lateral, <math>f_s</math></b> .....	49
<b>5.5.3 Poro-pressão, <math>u_2</math></b> .....	50
<b>5.6 Parâmetros normalizados do ensaio CPTu</b> .....	50
<b>5.7 Classificação do Solo</b> .....	51
<b>5.8 Peso volúmico, <math>\gamma</math></b> .....	53
<b>5.9 Parâmetros geotécnicos do ensaio CPTu</b> .....	54
<b>5.9.1 História e estado de tensões, OCR e <math>K_0</math></b> .....	55
<b>5.9.2 Resistência ao corte</b> .....	56
<b>5.9.2.1 Ângulo de atrito efetivo, <math>\Phi'</math></b> .....	56
<b>5.9.2.2 Resistência ao corte não drenada, <math>C_u</math></b> .....	57
<b>5.9.3 Sensibilidade</b> .....	58
<b>5.9.4 Razão de resistência ao corte não drenada, <math>C_u/\sigma'_{vo}</math></b> .....	58
<b>5.9.5 Deformabilidade</b> .....	59
<b>5.9.5.1 Módulo de deformabilidade confinado, <math>M</math></b> .....	59
<b>5.9.5.2 Módulo de distorção inicial (<math>G_0</math>)</b> .....	60
<b>5.9.5.3 Módulo de deformabilidade ou de Young ou de elasticidade, <math>E</math></b> .....	61
<b>6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos</b> .....	62
<b>6.1 Introdução</b> .....	62
<b>6.2 Geologia da região</b> .....	63
<b>6.2.1 Porto</b> .....	63
<b>6.2.2 Minho</b> .....	64
<b>6.3 Identificação</b> .....	64
<b>6.4 Propriedades Físicas</b> .....	66
<b>6.5 Resistência e Deformabilidade</b> .....	68
<b>6.6 Resultados Obtidos</b> .....	73
<b>6.7 Dedução matemática das expressões obtidas</b> .....	82
<b>7. Conclusões</b> .....	93
<b>Bibliografia</b> .....	94

## Índice de Figuras

<i>Figura 2.1 - Origem das rochas e seus processos de formação (adaptado de Grotzinger et al., 2007)</i> .....	4
<i>Figura 2.2 - Ciclo litológico simplificado (adaptado de Press et al., 1997)</i> .....	4
<i>Figura 2.3 - Ciclo Tectónico.</i> .....	5
<i>Figura 2.4 - Ciclo Hidrológico. Os valores apresentam-se em milhares de quilómetros cúbicos/ano (adaptado de Press et. al., 1997)</i> .....	6
<i>Figura 2.5 - Principais tipos de meteorização</i> .....	7
<i>Figura 2.6 - Série de Goldich/Bowen</i> .....	8
<i>Figura 2.7 - Principais agentes erosivos.</i> .....	8
<i>Figura 2.8 - Esquema simplificado do processo de formação dos solos.</i> .....	10
<i>Figura 3.1 - Evolução mecânica com a alteração (adaptado de Wesley, 1988).</i> .....	13
<i>Figura 3.2 – Representação gráfica da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb.</i> .....	19
<i>Figura 3.3 - Modelo de comportamento da deformação com o aumento da tensão (Malandraki &amp; Toll 1994, 2000).</i> .....	20
<i>Figura 4.1 - Exemplo esquemático do ensaio de compressão triaxial com o provete no interior da câmara de ensaio.</i> .....	23
<i>Figura 4.2 - Exemplo da curva tensão vs deformação em 3 provetes de argila.</i> .....	24
<i>Figura 4.3 - Cravação do DMT e CPT e respetivas deformações (Marchetti, 1990).</i> .....	27
<i>Figura 4.4 - Lâmina constituinte do ensaio DMT de acordo com o Eurocódigo 7 (1997). As medidas são apresentadas em mm.</i> .....	28
<i>Figura 4.5 - Execução no campo do ensaio DMT.</i> .....	29
<i>Figura 4.6 - Esquema simplificado do ensaio DMT no campo.</i> .....	29
<i>Figura 4.7 - Obtenção das leituras e sinal áudio do ensaio DMT (adaptado do Marchetti et al., 2001).</i> .....	30
<i>Figura 4.8 - Correlação entre <math>c'</math> e <math>c'/s'_{vo}</math> com <math>vOCR</math> (Cruz, 2006).</i> .....	34
<i>Figura 4.9 - Correlação entre <math>c'</math> e <math>c'/s'_{vo}</math> com <math>M/qt</math> (Cruz, 2006).</i> .....	34
<i>Figura 4.10 - Correlação entre <math>\Phi'_{DMT}</math> e <math>\Phi'_{triax}</math> e <math>c'</math> e <math>c'/s'_{vo}</math> (Cruz, 2006).</i> .....	35
<i>Figura 4.11 - Caixa de calibração utilizada na experiência.</i> .....	36
<i>Figura 4.12 - Esquema da geometria da câmara de calibração.</i> .....	36
<i>Figura 4.13 – Comparação entre os resultados derivados do DMT com os ensaios de referência (Cruz, 2010).</i> .....	38
<i>Figura 5.1 - Aparelho de Barentsen.</i> .....	39
<i>Figura 5.2 - Ensaio CPT operado manualmente.</i> .....	40
<i>Figura 5.3 - Exemplo da obtenção de dados do ensaio CPTu</i> .....	41
<i>Figura 5.4 - Tipos de piezocones e diferentes posições do elemento poroso (Mayne, 2001).</i> ....	42
<i>Figura 5.5 - Diferentes equipamentos do ensaio CPTu (em terra à esquerda e em água à direita) (Robertson e Cabal, 2010).</i> .....	42
<i>Figura 5.6 - Esquema de montagem dos elementos do ensaio CPTu (Geotech).</i> .....	43
<i>Figura 5.7 – Esquema da ponteira cónica e posições <math>u_1</math>, <math>u_2</math> e <math>u_3</math> do piezocone.</i> .....	44
<i>Figura 5.8 - Saturação de anéis porosos em laboratório (esq.). Colocação do fluido de saturação no campo (dir.) (Silva, 2010).</i> .....	45
<i>Figura 5.9 - Saturação da câmara de medição da poro-pressão (Silva, 2010).</i> .....	45
<i>Figura 5.10 - Exemplo de teste de dissipação determinado em <math>t_{50}</math> (Robertson e Cabal, 2010).</i> .	46
<i>Figura 5.11 - Esquema representativo do módulo sísmico adicionado à ponteira cónica em SCPTu.</i> .....	47

## Índice

<i>Figura 5.12 - Tipo de propagação das ondas P e S</i> .....	47
<i>Figura 5.13 - Representação esquemática do circuito de montagem do SCPTu (adaptado de Robertson e Cabal, 2010)</i> .....	48
<i>Figura 5.14 - Esquema da obtenção de parâmetros no ensaio com recurso ao módulo sísmico, SCPTu</i> .....	49
<i>Figura 5.15 - Classificação proposta por Robertson (1986)</i> .....	51
<i>Figura 5.16 - Classificação proposta por Robertson (1990)</i> .....	51
<i>Figura 5.17 - Atualização do gráfico de classificação de Robertson (2010)</i> .....	53
<i>Figura 5.18 - Determinação dos pesos volúmicos baseado nas ondas <math>v_s</math> e profundidade (Mayne, 2007)</i> .....	54
<i>Figura 5.19 - Estimativa de OCR e KO partindo de <math>s_w/\sigma'_{vo}</math> e do Índice de Plasticidade (Robertson e Cabal, 2010)</i> .....	56
<i>Figura 5.20 - Ângulo de atrito efetivo com base em <math>qc/\sigma'_{vo}</math> (Robertson e Campanella, 1983)</i> .....	57
<i>Figura 6.1 - Excerto da Carta Geológica de Portugal (1:25000) com representação da Formação dos Granitos do Porto</i> .....	63
<i>Figura 6.2 - Carta Geológica de Portugal em escala 1/50000 na folha 5-D (Braga)</i> .....	64
<i>Figura 6.3 - Distribuição granulométrica (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	65
<i>Figura 6.4 - Índice de Plasticidade, IP (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	66
<i>Figura 6.5 - Pesos volúmicos dos granitos Porto (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	67
<i>Figura 6.6 - Representação da porosidade dos granitos Porto (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	67
<i>Figura 6.7 - Representação da permeabilidade dos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	68
<i>Figura 6.8 - Evolução do módulo de deformabilidade uniaxial nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	69
<i>Figura 6.9 - Resistência à compressão uniaxial nos granitos do Porto por compressão uniaxial e point load test (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	69
<i>Figura 6.10 - Resistência à compressão uniaxial e diametral (ensaio brasileiro) nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	70
<i>Figura 6.11 - Evolução da coesão nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	71
<i>Figura 6.12 - Ângulos de resistência ao corte em matriz rochosa (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	71
<i>Figura 6.13 - Evolução dos ângulos de resistência ao corte nas fraturas (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	72
<i>Figura 6.14 - Velocidade de propagação de ondas sísmicas (tipo P) nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010)</i> .....	72
<i>Figura 6.15 - Representação gráfica dos dados obtidos na carta de identificação de Robertson &amp; Cabal (2010)</i> .....	73
<i>Figura 6.16 - Representação gráfica dos parâmetros <math>I_c</math>, <math>I_D</math>, <math>\gamma</math>, <math>\Phi'</math>, <math>M</math> e <math>G_0</math> do campo experimental Árvore</i> .....	74
<i>Figura 6.17 - Representação gráfica dos parâmetros <math>I_c</math>, <math>I_D</math>, <math>\gamma</math>, <math>\Phi'</math>, <math>M</math> e <math>G_0</math> do campo experimental Braga</i> .....	75
<i>Figura 6.18 - Representação gráfica dos parâmetros <math>I_c</math>, <math>I_D</math>, <math>\gamma</math>, <math>\Phi'</math>, <math>M</math> e <math>G_0</math> do campo experimental Cjunior</i> .....	76
<i>Figura 6.19 - Representação gráfica dos parâmetros <math>I_c</math>, <math>I_D</math>, <math>\gamma</math>, <math>\Phi'</math>, <math>M</math> e <math>G_0</math> do campo experimental Famalicão (Fam)</i> .....	77
<i>Figura 6.20 - Representação gráfica dos parâmetros <math>I_c</math>, <math>I_D</math>, <math>\gamma</math>, <math>\Phi'</math>, <math>M</math> e <math>G_0</math> do campo experimental Maia</i> .....	78
<i>Figura 6.21 - Representação gráfica dos parâmetros <math>I_c</math>, <math>I_D</math>, <math>\gamma</math>, <math>\Phi'</math>, <math>M</math> e <math>G_0</math> do campo experimental Feup</i> .....	79

## Índice

<i>Figura 6.22 - Representação gráfica dos parâmetros <math>I_c</math>, <math>I_D</math>, <math>\gamma</math>, <math>\Phi'</math>, <math>M</math> e <math>G_0</math> do campo experimental Campanhã.</i>	80
<i>Figura 6.23 - Comparação entre os ensaios CPTu vs DMT quanto ao parâmetro <math>\gamma</math> total.</i>	81
<i>Figura 6.24 - Comparação entre os ensaios CPTu vs DMT quanto ao parâmetro <math>M</math> total.</i>	82
<i>Figura 6.25 - Comparação entre os ensaios CPTu vs DMT quanto ao parâmetro <math>G_0</math> total.</i>	82
<i>Figura 6.26 - Representação da correlação matemática obtida e análise de resíduos.</i>	83
<i>Figura 6.27 - Representação do fator <math>a</math> aplicar para correção dos ângulos de resistência ao corte.</i>	84
<i>Figura 6.28 - Comparação de <math>c'g</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Árvore.</i>	85
<i>Figura 6.29 - Comparação de <math>c'g</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Braga.</i>	85
<i>Figura 6.30 - Comparação de <math>c'g</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Cjunior.</i>	86
<i>Figura 6.31 - Comparação de <math>c'g</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Famalicão.</i>	86
<i>Figura 6.32 - Comparação de <math>c'g</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Maia.</i>	87
<i>Figura 6.33 - Comparação de <math>c'g</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Feup.</i>	87
<i>Figura 6.34 - Comparação de <math>c'g</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Campanhã.</i>	88
<i>Figura 6.35 - Comparação de <math>\Phi'</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Árvore.</i>	89
<i>Figura 6.36 - Comparação de <math>\Phi'</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Braga.</i>	89
<i>Figura 6.37 - Comparação de <math>\Phi'</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Cjunior.</i>	90
<i>Figura 6.38 - Comparação de <math>\Phi'</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Famalicão.</i>	90
<i>Figura 6.39 - Comparação de <math>\Phi'</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Feup.</i>	91
<i>Figura 6.40 - Comparação de <math>\Phi'</math> entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Campanhã.</i>	91

## Índice de Tabelas

<i>Tabela 2.1 - Solos residuais com base no tipo de rocha-mãe. ....</i>	<b>Erro! Marcador não definido.</b>
<i>Tabela 2.2 - Classificação de Wesley Modificada (adaptado de Cruz, 2010). ..</i>	<b>Erro! Marcador não definido.</b>
<i>Tabela 3.1 - Parâmetro <math>m_i</math> para os diferentes tipos de rocha (Hoek e Brown, 1997). .....</i>	14
<i>Tabela 3.2 - Valores tabelados para o ângulo de atrito dos diferentes tipos de rocha (Hoek e Brown, 1997). .....</i>	15
<i>Tabela 3.3 - Cálculo do parâmetro RMR. ....</i>	16
<i>Tabela 3.4 - Parâmetros <math>s</math> e <math>\alpha</math> com base nos valores de GSI. ....</i>	16
<i>Tabela 3.5 - Comparação entre a resistência e rigidez de uma rocha e um solo (Cruz, 2010). ..</i>	17
<i>Tabela 3.6 - Fatores de influência em solos residuais e transportados (adaptado de Brenner et al., 1997). .....</i>	18
<i>Tabela 4.1 - Vantagens e limitações dos ensaios de laboratório vs "in situ". .....</i>	23
<i>Tabela 4.2 - Adequabilidade dos diferentes ensaios ao cálculo de cada tipo de parâmetro geotécnico. ....</i>	26
<i>Tabela 4.3 - Pressões corrigidas (Marchetti, 1981). .....</i>	31
<i>Tabela 4.4 - Cálculo dos parâmetros intermédios. ....</i>	32
<i>Tabela 4.5 - Classificação de solos com base no índice de material (adaptado de Marchetti, 1980). ....</i>	33
<i>Tabela 4.6 - Correlações para derivar os parâmetros geotécnicos (adaptado de Cruz, 2010). ..</i>	37
<i>Tabela 5.1 – Índice de classificação numérica de Jefferies e Davies (1993). .....</i>	52
<i>Tabela 5.2 - Pesos volúmicos por Robertson (1986). .....</i>	53
<i>Tabela 5.3 - Correlações propostas para derivar o módulo de deformabilidade confinado, <math>M_o</math>. 60</i>	

## Simbologia

A -	pressão inicial no ensaio DMT
B -	pressão final de carga no ensaio DMT
$B_q$ -	razão do poro-pressão normalizada (CPTu)
C -	pressão de descarga no ensaio DMT
$c'$ -	coesão efetiva
$c'_g$ -	coesão global
$c_u$ -	coesão não drenada
E -	módulo de elasticidade ou de Young
e -	índice de vazios
$E_D$ -	módulo dilatométrico
$F_r$ -	razão de atrito normalizada (CPTu)
$f_s$ -	atrito lateral
$f_t$ -	atrito lateral corrigido
$G_0$ -	módulo de distorção inicial
$I_D$ -	índice de material (DMT)
$I_C$ -	índice de classificação (CPTu)
k -	coeficiente de permeabilidade
$K_0$ -	coeficiente de impulso em repouso
$K_D$ -	índice de tensão horizontal (DMT)
M -	módulo de deformabilidade confinado
$P_0$ -	pressão correspondente a A corrigida da rigidez da membrana
$P_1$ -	pressão correspondente a B corrigida da rigidez da membrana
$P_2$ -	pressão correspondente a C corrigida da rigidez da membrana
$q_c$ -	resistência de ponta
$Q_t$ -	resistência de ponta normalizada
$q_t$ -	resistência de ponta corrigida
$R_f$ -	razão de atrito (CPT)
$S_t$ -	Sensibilidade
$t_{50}$ -	meio tempo de dissipação

## Simbologia

$U_D$  - índice de tensão neutra

$u_0$  - poro-pressão em equilíbrio

$u_2$  - poro-pressão medida na posição normalizada na base do cone (CPTu)

$V_s$  - velocidade de propagação das ondas S

$V_p$  - velocidade de propagação das ondas P

## Alfabeto Grego

$\Phi'$	-	ângulo de atrito
$\gamma$	-	peso volúmico
$\Delta u$	-	excesso de poro-pressão
$\sigma'$	-	tensão normal efetiva
$\sigma'_h$	-	tensão efetiva horizontal
$\sigma_{h0}$	-	tensão horizontal em repouso
$\sigma'_v$	-	tensão efetiva vertical
$\sigma'_{v0}$	-	tensão vertical em repouso
$\sigma'_p$	-	tensão de pré-consolidação
$\nu$	-	coeficiente de Poisson
$\rho$	-	densidade
$\tau$	-	tensão de corte

## Abreviaturas

ASSHTO	-	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	-	American Society for Testing and Materials
CEN	-	European Committee for Standardization
CGP	-	Carta Geotécnica do Porto
CPT	-	Cone Penetration Test
CPTu	-	Piezocone Penetration Test
DMT	-	Marchetti Dilatometer Test
GSI	-	Geological Stress Index
IGM	-	Intermediate Geomaterial
JCS	-	Joint Compression Strength
JRC	-	Joint Roughness Coefficient
OCR	-	Overconsolidation Ratio
RMR	-	Rock Mass Rating
SCPTu	-	Seismic Piezocone
SDMT	-	Seismic Dilatometer
SPT	-	Standard Penetration Test





# **1. Introdução**



## 1. Introdução

As teorias da Mecânica de Solos Clássica não são adequadas à caracterização mecânica de solos residuais. Estes solos, têm uma componente de cimentação presente na sua estrutura que lhes confere uma coesão adicional, expressos na envolvente de Mohr-Coulomb, que não se consegue calcular pelas tradicionais correlações estabelecidas para solos sedimentares. Além disto, o fenómeno de sucção gerado pelo nível da água é frequente em perfis residuais e tem uma forte influência nas propriedades de resistência e deformabilidade. Por este motivo a interpretação destas propriedades em ensaios “in situ” encontra aqui uma barreira.

A resistência de solos residuais é caracterizada pelas contribuições da estrutura de cimentação, e pelo ângulo de resistência ao corte, bem como por fenómenos de sucção quando esta está presente. Dos diversos ensaios “in situ” correntes na caracterização geotécnica apenas os ensaios DMT, CPTu e PMT permitem a obtenção de mais do que um parâmetro de medida, necessários para poder deduzir dois parâmetros de resistência em simultâneo.

Cruz (2010) desenvolveu um modelo de interpretação destinado à caracterização de solos residuais através do ensaio DMT, com base numa experiência em câmara de calibração com solos artificialmente cimentados acompanhada de ensaios triaxiais. A experiência permitiu o estabelecimento de correlações, partindo de resultados dilatométricos, para obtenção de uma coesão global que congrega a contribuição da cimentação e da sucção e para a correção do ângulo de resistência ao corte quando determinado através das expressões recomendadas em solos sedimentares.

O trabalho realizado no decurso desta dissertação assenta no desenvolvimento paralelo para o caso do ensaio CPTu. Nesse contexto, o presente trabalho reúne um conjunto de dados de ensaios CPTu e DMT realizados em pares (distanto cerca de 1 a 2 metros entre si) executados em 7 campos experimentais diferentes caracterizados pela presença de solos residuais graníticos do Porto e Minho. Os ensaios DMT deste conjunto tinham sido já utilizados na calibração das correlações propostas por Cruz (2010) e fornecem as referências da coesão global e do ângulo de resistência ao corte necessárias para a calibração de correlações com o ensaio CPTu.

Este documento é constituído por 6 capítulos para além do presente. No capítulo 2 – Processos de Alteração de Maciços Rochosos, são descritos de um modo geral os principais processos de modelação dos maciços à superfície terrestre. Neste capítulo são ainda referidos o Ciclo Geológico e seus sub-ciclos, bem como, uma introdução às características gerais dos solos residuais.

De seguida, no capítulo 3 – Comportamento Mecânico de Maciços Naturais, são descritos os modelos de comportamento mecânico dos maciços ao longo do processo de alteração, isto é, desde o estado rochoso até ao de solo residual, em que toda a macro-estrutura já não existe.

No capítulo 4 – Caracterização Geotécnica de Maciços Residuais, são abordados de um modo geral os diferentes ensaios que permitem caracterizar este tipo de maciços, em laboratório e “in situ”, dando-se destaque a uma discussão mais aprofundada do ensaio DMT.

## 1. Introdução

No capítulo 5 – Ensaio CPTu, é feita uma apresentação e discussão do ensaio desde o equipamento utilizado, metodologias de execução e obtenção de parâmetros geotécnicos com base no ensaio.

A parte prática deste trabalho é abordada no capítulo 6 – Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos, em que se começa por uma breve caracterização das propriedades físicas e mecânicas das formações graníticas da região do Porto e Minho. Em seguida, os resultados obtidos pelos dois ensaios são comparados, par a par e globalmente, conduzindo ao desenvolvimento de expressões de cálculo para obtenção da coesão global e do ângulo de resistência ao corte nos solos residuais graníticos.

Finalmente, no capítulo final, 7 – Conclusões, são realçadas as principais considerações que é possível retirar do trabalho realizado, sendo ainda referidos alguns aspetos que podem ser abordados, dentro do tema proposto, em investigações futuras.



## **2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos**





## **2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos**

A Terra é um sistema dinâmico onde ocorrem constantes trocas de energia nos seus diversos estados. São essas trocas que promovem a modificação e modelação da superfície terrestre, como a conhecemos. Os maciços rochosos estão sujeitos às condições ambientais existentes na superfície terrestre que os levam a sofrer diversas alterações, muito menos drásticas do que as que lhes deram origem quando ainda em profundidade e, os transformam progressivamente. Estas alterações, diretamente relacionadas com a meteorização, são responsáveis, no limite, pela passagem de um maciço rochoso a um maciço terroso que pode possuir diferentes características.

### **2.1 Ciclo Geológico**

Todas as forças que atuam no nosso planeta, sejam elas internas ou externas, operam no sentido de uma constante evolução constituindo assim, o grande processo geodinâmico denominado Ciclo Geológico. Abaixo são descritos, de forma sucinta, os principais ciclos que o constituem e que atuam numa estreita correlação.

#### **2.1.1 Ciclo Litológico**

A formação e destruição dos diferentes tipos de rochas são fenómenos que ocorrem de um modo contínuo e concomitante. Através de alterações químicas, mecânicas e biológicas, os maciços rochosos à superfície terrestre atravessam complexos processos que os degradam e desagregam lentamente transportando-os por meio de agentes erosivos como o vento, água e glaciares e a própria ação da gravidade.

No local de deposição as partículas que se foram desagregando são soterradas por sucessivas deposições sofrendo compactação e cimentação, processo diagenético, que dará origem a uma nova rocha sedimentar com uma estrutura dependente das condições de formação. Entre os constituintes destas rochas podem ocorrer sedimentos que incluam fragmentos de outras rochas e minerais, material resultante de precipitações químicas e ainda materiais orgânicos relacionados com processos bioquímicos.

Através dos processos tectónicos de movimento de placas os magmas podem ascender a zonas menos profundas da superfície terrestre onde vão cristalizar e dar origem a rochas ígneas. Estas acabam por ficar expostas pelos mesmos processos tectónicos que lhes deram origem, ou por processos erosivos, denominando-se rochas ígneas intrusivas ou plutónicas. Caso sejam expelidas por ação de erupções vulcânicas denominam-se rochas ígneas extrusivas ou vulcânicas e a cristalização dá-se por acumulação do magma à superfície ou pequenas profundidades (Grotzinger et al., 2007).

Quando sujeitas a elevadas condições de temperatura e pressão os diferentes tipos de rochas podem sofrer alterações na sua estrutura e composição mineralógica. A temperatura atua favorecendo a recristalização e reações químicas enquanto o aumento de pressão permite a dissolução, recristalização e alinhamento dos minerais (Hamblin & Christiansen, 2003) gerando

## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos

assim as rochas metamórficas. As figuras 2.1 e 2.2 demonstram a proveniência e principais processos de formação dos de cada tipo de rocha.

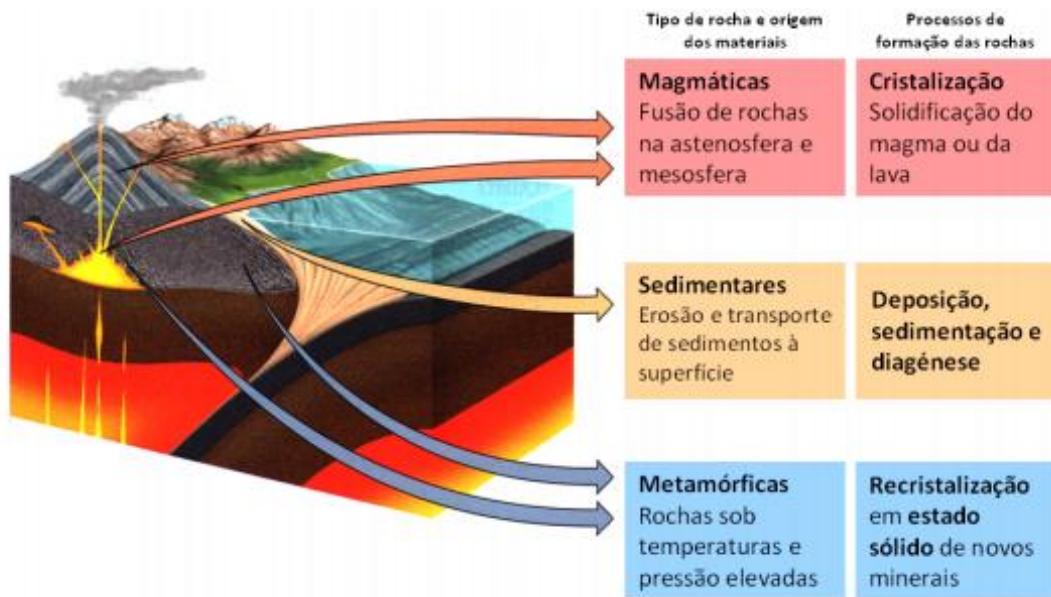


Figura 2.1 - Origem das rochas e seus processos de formação (adaptado de Grotzinger et al., 2007).



Figura 2.2 - Ciclo litológico simplificado (adaptado de Press et al., 1997).

## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos

### 2.1.2 Ciclo Tectónico

Este ciclo pode ser considerado um sub-ciclo do anterior (Ciclo Litológico) na medida em que se descreve pelos mesmos mecanismos relativamente às grandes estruturas constituintes da crosta terrestre.

Na verdade este é o processo base que impulsiona todas as grandes modificações a que a superfície terrestre é sujeita como é o caso do levantamento de cadeias montanhosas, zonas de subducção, processos de formação de oceanos, movimento de placas tectónicas, entre outros, esquematizados na figura 2.3

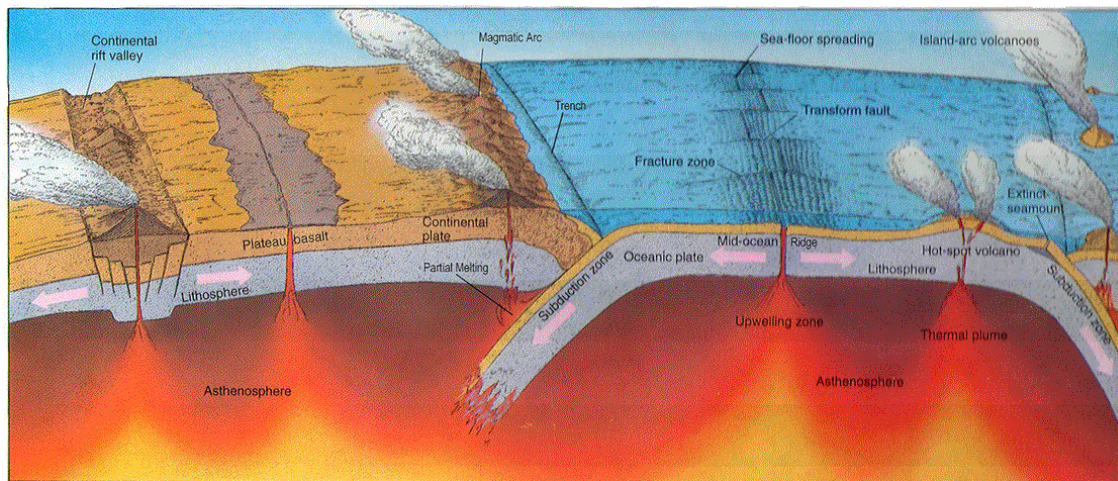


Figura 2.3 - Ciclo Tectónico.

### 2.1.3 Ciclo Hidrológico

O Ciclo Hidrológico ou Ciclo da Água está intrinsecamente ligado ao Litológico uma vez que a água é o principal agente impulsionador do mesmo.

A figura 2.4 traduz este ciclo desde a exposição solar incidente sobre os mares, rios e oceanos que leva a água para a atmosfera por força da evaporação, onde irá precipitar sob a forma de chuva ou neve na superfície terrestre. De seguida, por ação da gravidade é transportada, por escorrência superficial ou subterrânea, através de cursos de água, de volta aos oceanos. Fica assim constituído o Ciclo Hidrológico que tal como os restantes tem um carácter cíclico.

## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos

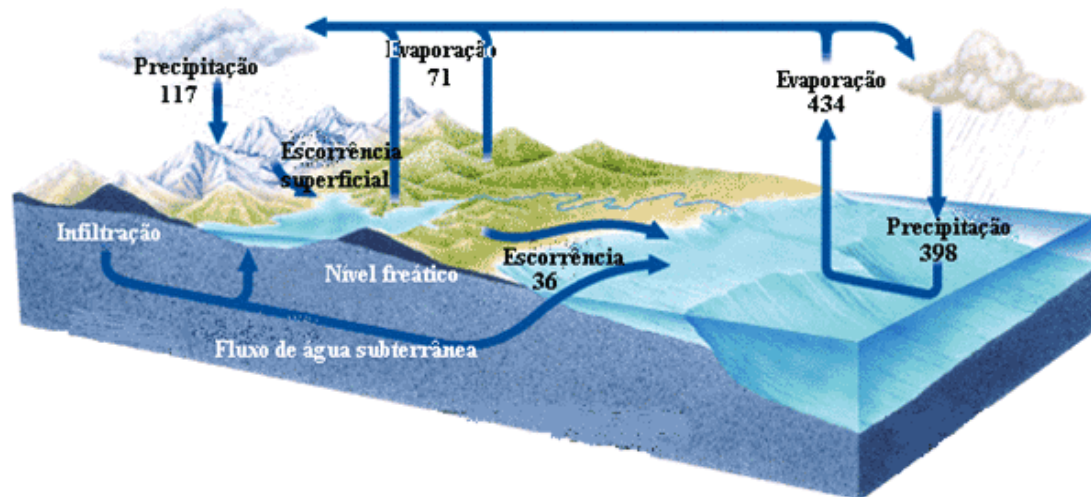


Figura 2.4 - Ciclo Hidrológico. Os valores apresentam-se em milhares de quilómetros cúbicos/ano (adaptado de Press et. al., 1997).

### 2.1.4 Meteorização

A meteorização constitui um dos principais processos modificadores da superfície terrestre transformando os maciços rochosos em diferentes tipos de solos.

O processo da meteorização leva ao desgaste ou decomposição de rochas e solos, bem como, dos seus minerais constituintes sendo o primeiro estágio do Ciclo Sedimentar dividindo-se em meteorização física, química e/ou biológica. Esta última atua nas anteriores por meio do crescimento de raízes e oxidação bacteriológica.

A meteorização física ou de desagregação é composta por uma ação mecânica, sem que haja alteração química do maciço original, fraturando a rocha em fragmentos de menor dimensão. Os principais processos físicos envolvidos na desagregação das rochas são (Cruz, 1995):

- Expansão diferencial por alívio de pressão;
- Desenvolvimento de cristais nas fraturas e nos poros;
- Contração e expansão devido a ciclos de aquecimento e arrefecimento;
- Ciclos de molhagem – secagem
- Penetração e crescimento de raízes no interior das fraturas

A remoção de material origina um alívio da pressão, o que possibilita a descompressão e consequentemente a abertura de fissuras (fissuras de descompressão). Deste modo aumenta a superfície suscetível à penetração da água, raízes de plantas, entre outros que, por sua vez, aumentam de volume durante a sua evolução natural e crescimento.

Durante os ciclos de aquecimento e arrefecimento ocorre a acumulação de sais no processo de evaporação, o que origina forças desagregadoras no interior do maciço e, ainda, variações volumétricas que reforçam a fraturação pré-existente (Mateus, 2008).

Por outro lado, a meteorização química ou de alteração, implica alteração ou dissolução dos minerais constituintes do maciço rochoso com destaque para a importância da mineralogia e condições diagenéticas que definem o tipo de reação a que a rocha irá ser sujeita. Neste tipo de meteorização, a água é o principal agente ativo, tanto nas reações químicas como na remoção do material afetado promovendo a exposição de novas superfícies da rocha.

## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos

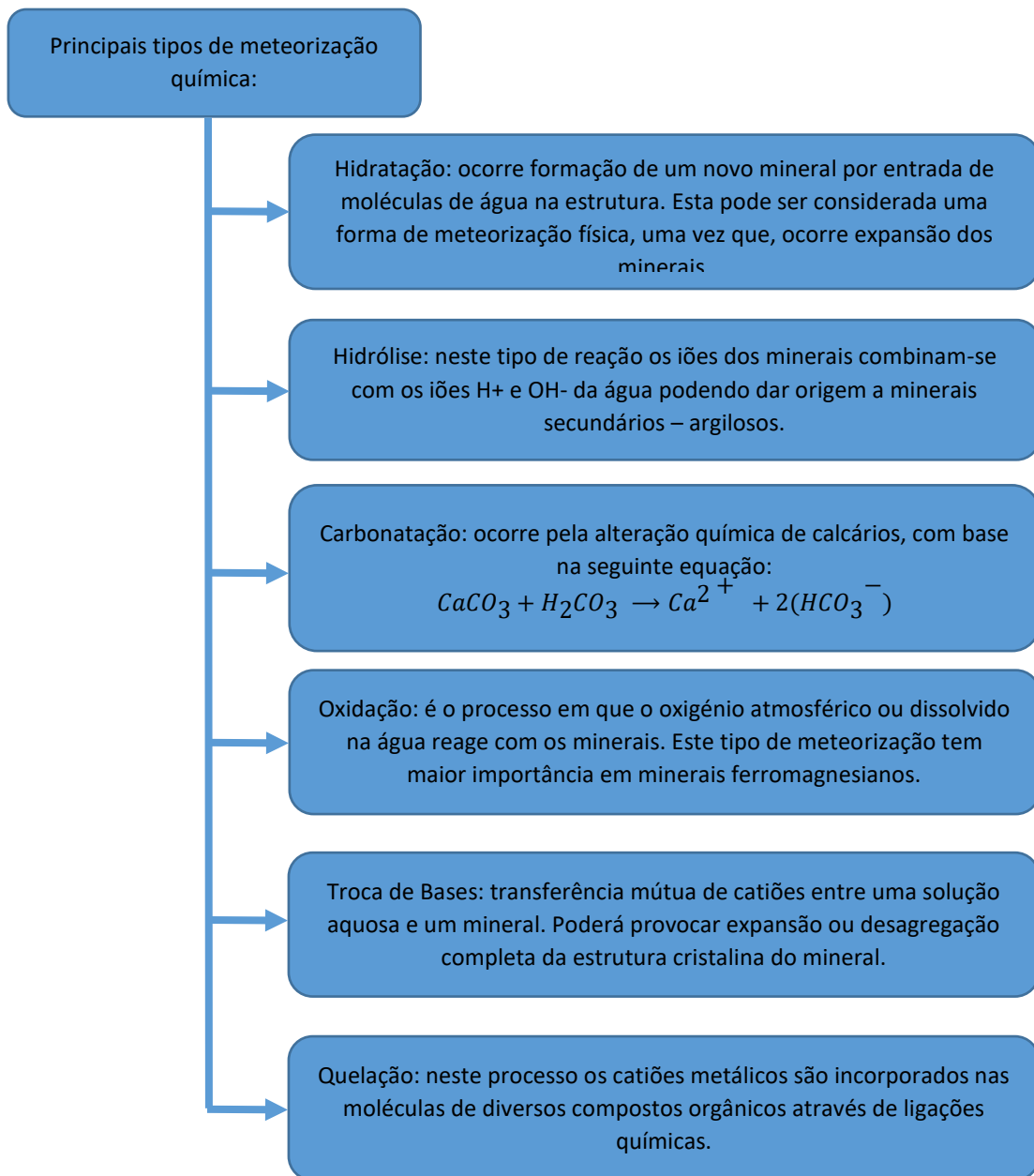


Figura 2.5 - Principais tipos de meteorização química.

A meteorização afeta os diferentes minerais existentes nas rochas conforme se pode ver na figura 2.6. O quartzo ocorre em todo o tipo de rochas o que revela a sua elevada resistência ao intemperismo, por oposição aos minerais ferromagnesianos, como a olivina ou piroxenas (maior ponto de fusão), muito suscetíveis à meteorização, uma vez que, por cristalizarem em profundidade são estáveis em elevadas temperaturas o que não acontece à superfície.



## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos



Figura 2.6 - Série de Goldich/Bowen.

### 2.1.5 Erosão e transporte

A erosão compreende o processo de remoção e transporte dos fragmentos de rocha libertados pela ação dos diferentes tipos de meteorização a que os maciços foram sujeitos. Entre os agentes erosivos ou de transporte são de destacar a ação da gravidade, o vento e a água, tanto no estado líquido como no estado sólido, que promovem o deslocamento destes fragmentos (figura 2.7).



Figura 2.7 - Principais agentes erosivos.

## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos

Depende de fatores climatológicos (como a ocorrência de águas), litológicos (diferentes tipos de rocha apresentam diferentes graus resistência aos agentes erosivos) e estruturais e topográficos (os efeitos da erosão em regiões de maior altitude não têm a mesma intensidade de regiões ao nível das águas do mar).

### **2.2 Solos residuais e transportados**

Os solos são gerados pela meteorização de rochas pré-existentes na superfície terrestre. A rocha-mãe vai sendo continuamente desagregada em partículas de menor dimensão, através dos processos já referidos, diminuindo assim as forças de contacto entre os minerais que a compõem e dando origem a novos e mais estáveis minerais.

A tabela 2.1, elaborada por Chioffi (1979), demonstra alguns exemplos da direta dependência da composição mineralógica da rocha original na composição dos solos residuais.

Tabela 2.1 - Solos residuais com base no tipo de rocha-mãe.

Tipo de rocha	Composição mineral	Tipo de solo	Composição
Basalto	Plagioclase, piroxenas	Argiloso	Argila
Quartzito	quartzo	Arenoso	Quartzo
Filitos	Sericite	Argiloso	Argila
Granito	Quartzo, feldspato, mica	Areno-argiloso	Quartzo e argila
Calcário	Calcite	Argiloso	Argila

Os solos residuais ou “in situ” caracterizam-se por serem gerados no local de decomposição e degradação do maciço original. As partículas e a sua disposição evoluem no tempo por ocorrência de alterações químicas, lixiviação ou precipitação de materiais solúveis na rocha original, o que leva a uma diminuição da resistência e rigidez e um aumento da porosidade.

Estes solos não são dependentes da história de tensões, por oposição aos solos transportados que, refletem a variação da porosidade e da estrutura pela deformação plástica no decorrer da deposição.

As partículas desagregadas, quando sujeitas aos agentes erosivos, são transportadas até bacias de sedimentação onde por diminuição da energia de transporte acabam por se depositar dando origem aos denominados solos transportados ou solos sedimentares. De seguida, dá-se início ao processo diagenético, composto por uma compactação inicial dos grãos, derivada de subsequentes deposições, que geram um aumento da densidade. A água presente nos espaços inter-partículas é progressivamente expulsa, diminuindo os vazios e ocorrendo a cimentação associada à recristalização dos minerais dando origem a uma nova rocha sedimentar.

## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos

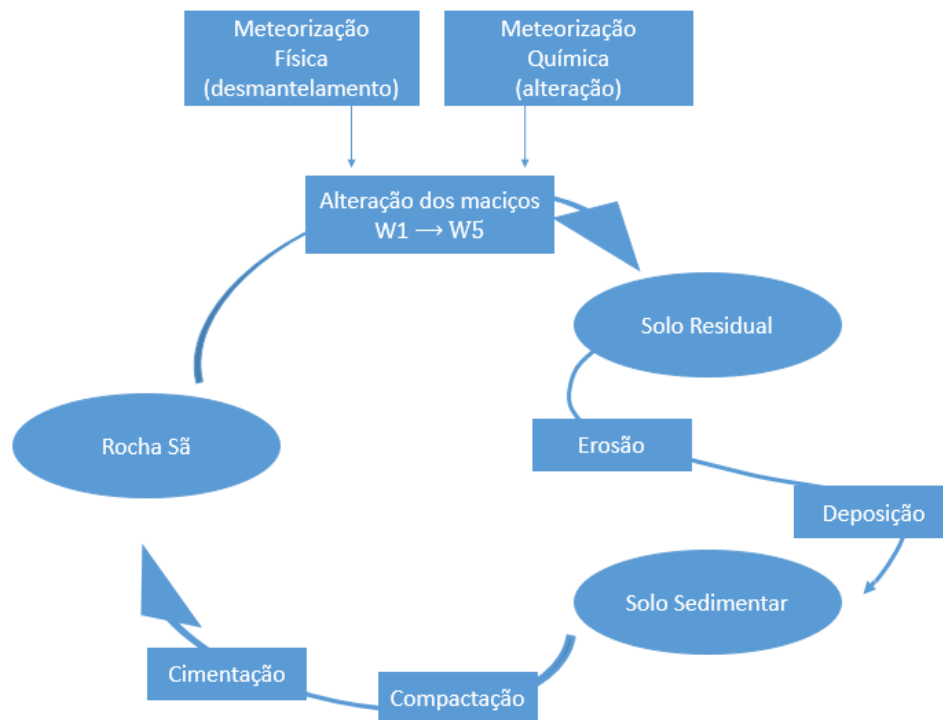


Figura 2.8 - Esquema simplificado do processo de formação dos solos.

### 2.3 Classificações de solos para fins de engenharia

As principais classificações para fins de engenharia são pouco atrativas no caso dos solos residuais, uma vez que assentam em análises granulométricas e limites de consistência, ou seja, determinações sobre solos desestruturados (amostras remexidas), deixando de fora as propriedades resultantes da cimentação, dado esta ser destruída no processo de remoldagem.

De acordo com o exposto, Wesley (1988) propôs uma classificação específica para solos residuais que em geral pode ser subdividida conforme apresentado em seguida.

- 1) Grupo A – solos residuais sem influência relevante da composição mineralógica. Este grupo pode ser subdividido com base nos efeitos da estrutura em:
  - a. Solos em que a macro-estrutura é importante nos critérios de engenharia;
  - b. Ao contrário do anterior, neste subgrupo é a micro-estrutura que tem maior relevância conferida por estruturas relíquia no comportamento das ligações inter-partículas ou por lateralização (cimentação secundária);
  - c. Residuais pouco influenciados por efeitos estruturais;
- 2) Grupo B – solos em que os minerais argilosos são uma componente importante da estrutura, comumente encontrados em solos transportados. A predominância de minerais como a montemorilonite ou similares conferem aos solos características como elevada compressibilidade, baixa resistência e elevado potencial de expansão;
- 3) Grupo C – solos residuais com uma componente de minerais argilosos relevante. Neste grupo os minerais mais importantes são a halosite, cristalino de forma tubular



## 2. Processos de Alteração de Maciços Rochosos

pertencente ao grupo da caulinite e, o alófono, amorfo de estrutura cristalina pouco desenvolvida.

Trabalhando sobre as formações graníticas do Porto e da Guarda, Cruz (2010) propõe uma posterior subdivisão para o grupo A, baseada no comportamento mecânico, condensada na tabela 2.2.

Segundo a experiência do autor o  $N_{SPT}$  é um parâmetro índice importante pela sua enorme utilização no contexto da caracterização geotécnica. Assim, de acordo com a informação disponível, propôs uma subdivisão para grupo A, que pode ser resumida como se segue.

A(a1):  $N_{SPT} > 60$  com uma penetração inferior a 15 cm

A(a2):  $N_{SPT} > 60$  com uma penetração superior a 15 cm;

A(b1):  $30 < N_{SPT} < 60$ ;

A(b2):  $10 < N_{SPT} < 30$ ;

A(b3):  $N_{SPT} < 10$

A(c) mantêm a classificação original.

Tabela 2.2 - Classificação de Wesley Modificada (adaptado de Cruz, 2010).

Proposta de Classificação de Wesley Modificada	Parâmetros de Indexação		
	$N_{SPT}$	$q_c$ (MPa)	$E_{PMT}$ (MPa)
A (b3)	< 10	< 5	---
A (b2)	10 - 30	5 - 10	10 - 40
A (b1)	30 - 60	10 - 20	40 - 80
A (a2)	>60 (15-30cm)	> 20	80 - 200
A (a1)	> 60 (< 15 cm)	---	200 - 300
Rocha	Não aplicável		



### **3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais**



## 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

### 3.1 Introdução

Tal como foi abordado no capítulo anterior, os maciços rochosos são alvo de alterações por ataques químicos e mecânicos que os transformam lentamente gerando uma massa de solo que no limite perderá todas as características da estrutura original.

Com a evolução do processo de meteorização no maciço rochoso dá-se um aumento da porosidade do material rochoso, os grãos minerais tornam-se progressivamente mais fracos e as ligações coesivas inter-partículas diminuem. Deste modo ocorre um enfraquecimento mecânico e um aumento da porosidade e das fraturas inter e intra grão no interior do maciço tornando-o cada vez mais friável. A meteorização química conduz ao aparecimento de novos minerais pelos diferentes processos já descritos que se instalam nos poros e ao longo das novas fraturas perdurando uma relíquia dos materiais originais. Assim, a resistência e rigidez originais do maciço tendem a diminuir.

Com o avanço da meteorização a microestrutura do maciço assume um papel cada vez mais importante no comportamento mecânico, reduzindo-se concomitantemente a influência da macroestrutura.

A classificação universalmente utilizada na classificação de maciços rochosos quanto ao seu grau de alteração é enquadrada pela norma ISO/CEN 14689-2 (2001), que os divide do seguinte modo:

- a)  $W_1$ , rocha sã – representa um maciço sem qualquer sinal de alteração;
- b)  $W_2$ , pouco alterado – maciço com poucos sinais de alteração apenas nas superfícies de descontinuidade;
- c)  $W_3$ , medianamente alterado – a meteorização estende-se à maioria das superfícies das descontinuidade;
- d)  $W_4$ , muito alterado – maciço afetado totalmente pela meteorização, mas mantendo a macro-estrutura;
- e)  $W_5$ , decomposto – este nível é semelhante ao patamar anterior ( $W_4$ ), mas com menor resistência coesiva;
- f)  $W_6$ , solo residual – estágio final do processo de alteração em que a macro-estrutura já não tem qualquer representação.

Com base nesta classificação é possível distinguir diferentes níveis com base no comportamento mecânico dos maciços no seu percurso da meteorização. Os primeiros graus da classificação,  $W_1$  a  $W_3$ , são caracterizados pelos princípios e modelos da mecânica de rochas clássica, enquanto os graus  $W_4$  e  $W_5$  são considerados como níveis de transição. Finalmente, o grau  $W_6$ , último estágio da classificação, corresponde a uma massa de solo sem qualquer evidência das descontinuidades, onde se inserem os solos residuais abordados neste trabalho. Wesley (1988) apresentou um modelo representativo da evolução mecânica de um maciço rochoso sujeito a meteorização até alcançar o estatuto de solo residual, sendo visível o decréscimo global da

### 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

resistência e o aumento da compressibilidade e índice de vazios ao longo do processo de meteorização (figura 3.1).

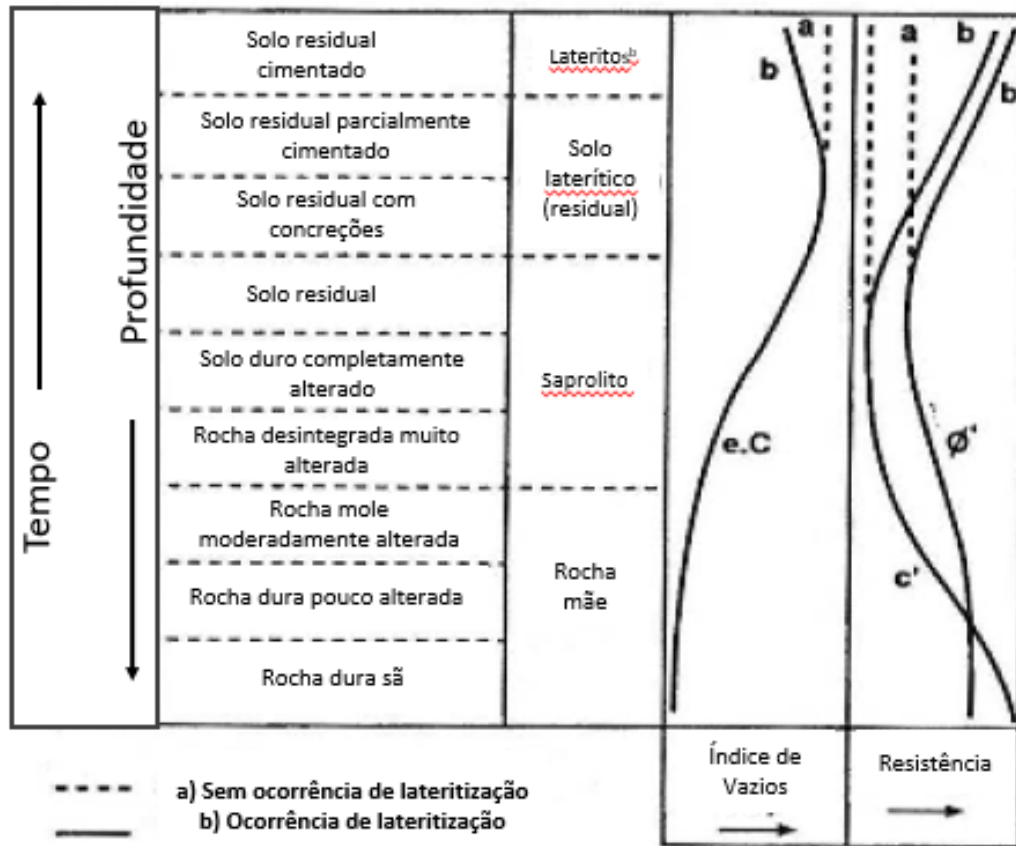


Figura 3.1 - Evolução mecânica com a alteração (adaptado de Wesley, 1988).

### 3.2. Maciços Sãos a Medianamente Alterados ( $W_1$ a $W_3$ )

De acordo com Hoek & Brown (1980) este tipo de maciços rochosos podem ser subdivididos em 3 grupos com base no número de descontinuidades e no tipo de matriz rochosa presente:

- Sem descontinuidades envolvidas na geometria do maciço e com comportamento definido pela matriz rochosa. A resistência da matriz é definida com base na composição mineralógica e na resistência à compressão simples, sendo a envolvente de rotura representada pela expressão 3.1:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u * \sqrt{(m_i \times \frac{\sigma_3}{q_u} + s)} \quad (3.1)$$

em que  $\sigma_1$  e  $\sigma_3$  são, respetivamente, a tensão máxima e mínima,  $q_u$  resistência à compressão uniaxial e  $m_i$  um parâmetro pré-definido com base no tipo de rocha (Hoek & Brown, 1997), conforme a tabela 3.1.

### 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

Tabela 3.1 - Parâmetro  $m_i$  para os diferentes tipos de rocha (Hoek e Brown, 1997).

Tipo de rocha	Rocha	$m_i$
Sedimentar	Conglomerado	22
	Arenito	19
	Grauvaque	18
	Calcário	8
Metamórfica	Mármore	9
	Quartzito	24
	Xisto	10
	Gneisse	33
Magmática	Basalto / Gabro	17/27
	Andesito / Diorito	19/28
	Traquito / Sienito	17/30
	Riolito / Granito	16/33

- b) Presença de 1 a 3 famílias de descontinuidades que controlam a resistência e induzem uma resposta anisotrópica. A envolvente de rotura associada a movimentos pelos planos de anisotropia (ex. descontinuidades) segue o critério de Mohr- Coulomb que pode ser escrito na forma da expressão 3.2:

$$\tau = c' + \sigma_n \times \tan \left[ JRC \times \log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right) + \phi r \right] \quad (3.2)$$

caso  $\frac{JCS}{\sigma_n} > 50$  é assumido o valor 1.7 para  $\log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)$  como na expressão 3.3:

$$\tau = c' + \sigma_n \times \tan(1.7 \times JRC + \phi r) \quad (3.3)$$

em que  $\phi r$ , JRC e JCS são, respetivamente, o ângulo de atrito residual, *Joint Roughness Coefficient* e *Joint Compression Strength* do material, calculados pelas expressões 3.4, 3.5 e 3.6:

$$\log JCS = 0.00088 r_{rocha} * r + 1.01 \quad (3.4)$$

$$JRC = \frac{(\alpha - \phi r)}{\log \left( \frac{JCS}{\sigma_n} \right)} \quad (3.5)$$

$$\phi r = (\phi b - 20) + 20 * r/R \quad (3.6)$$

Das expressões anteriores, R e r, representam a resposta do martelo de Schmidt em superfícies não alteradas e superfícies de descontinuidade, respetivamente e  $\alpha$  o ângulo de inclinação em que se inicia o movimento relativo das descontinuidades.

### 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

Tabela 3.2 - Valores tabelados para o ângulo de atrito dos diferentes tipos de rocha (Hoek e Brown, 1997).

Tipo de Rocha	$\phi_b$ (seco)	$\phi_b$ (saturado)
Arenito	26-35	25-34
Siltito	31-33	27-31
Calcário	31-37	27-35
Basalto	35-38	31-36
Granito	31-35	29-33
Gneisse	26-29	23-26
Xisto	25-30	21-25

- c) Presença de 3 ou mais famílias de descontinuidades em que a resistência ao corte é controlada pelas características da matriz e das descontinuidades. Neste caso o maciço funciona como um conjunto de blocos compartimentados sendo caracterizado pelo critério de Hoek & Brown Modificado (1994) calculado pela expressão 3.7:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + q_u \times \left( m \times \frac{\sigma_3}{q_u} + s \right)^\alpha \quad (3.7)$$

Os parâmetros envolvidos na expressão anterior são derivados a partir do *Geological Stress Index (GSI)*:

$$GSI = RMR84 - 5 \quad (3.8)$$

O parâmetro RMR foi introduzido por Bieniawski (1974) com o intuito de desenvolver um sistema de classificação geomecânica e fazer o zonamento de um dado maciço rochoso. O sistema RMR (Rock Mass Rating) sofreu algumas alterações e atualmente a definição das zonas é feita com base nos parâmetros demonstrados na tabela 3.3 abaixo apresentada.



### 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

Tabela 3.3 - Cálculo do parâmetro RMR.

CLASSIFICAÇÃO GEOMECÂNICA RMR (BIENIAŪSKI, 1989)								
Parâmetros de classificação								
1	Resistência da matriz rochosa	>250	250-100	100-50	50-25	25-5	5-1	<1
	Pontuação							
2	RQD	90%-100%	75%-90%	50%-75%	25%-50%	<25%		
	Pontuação							
3	Separação entre diaclases	>2m	0,6-2m	0,2-0,6m	0,06-0,2m	<0,06m		
	Pontuação							
4	D e s c o n t i n u i d a d e s	Continuidade	<1m	1-3m	3-10m	10-20m	>20m	
		Pontuação						
		Abertura	Nada	<0,1mm	0,1-1,0mm	1-5mm	>5mm	
		Pontuação						
		Rugosidade	Muito Rugosa	Rugosa	Leve/ Rugosa	Ondulada	Suave	
		Pontuação						
		Preenchimento	Nenhum	Duro	Duro	Mole	Mole	
		Pontuação						
		Grau de alteração	Inalterada	Pouco alterada	Med. alterada	Muito alterada	Decomposta	
		Pontuação						
5	Presença de água	Seco	Levemente húm	Húmido	Gotejando	Água fluindo		
	Pontuação							

Correcção da orientação das descontinuidades  
Rating adjustment for discontinuity orientations

	Muito favorável Very favourable	Favorável Favourable	Medio Fair	Desfavorável Unfavourable	Muito desfavorável Very unfavourable
Tuneis/Tunels					
Rating					
<b>Corrected RMR</b>	<b>0</b>				

De seguida derivam-se os parâmetros  $m$ ,  $s$  e  $\alpha$  com base nas expressões 3.9 e tabela 3.4 dependentes de GSI:

$$m = m_i * \exp\left(\frac{GSI-100}{28}\right) \quad (3.9)$$

Tabela 3.4 - Parâmetros  $s$  e  $\alpha$  com base nos valores de GSI.

$GSI > 25$	$s = \exp\left(\frac{GSI-100}{9}\right)$	$\alpha = 0.5$
$GSI < 25$	$s = 0$	$\alpha = 0.65 - \left(\frac{GSI}{200}\right)$

### 3.3. Intermediate Geomaterials (IGM)

Os denominados *intermediate geomaterials*, correspondem aos níveis de alteração  $W_4$  e  $W_5$ , considerados níveis de transição. Estes maciços têm uma matriz rochosa fraca e uma degradação das superfícies de descontinuidade, que se equivalem em termos de influência na resistência pelo que podem ser representados tanto pelos modelos de mecânica de solos residuais como pelos modelos da mecânica das rochas.

Cruz (2010), baseado na informação disponível na Carta Geotécnica do Porto (COBA, 2003) e em diversos estudos de carácter científico realizados por instituições da região, elaborou uma tabela exemplificativa (3.5) em que se pode observar claramente a diminuição substancial dos parâmetros de resistência e deformabilidade na transição de um maciço rochoso para um solo.

Tabela 3.5 - Comparação entre a resistência e rigidez de uma rocha e um solo (Cruz, 2010).

	Resistência Uniaxial (MPa)	Coesão (MPa)	Módulo Young (MPa)
Rocha	2 – 300	> 0.1	> 400
Solo	< 2	< 0.1	< 300

Nestes materiais, com o aumento do grau de alteração, tendem a desaparecer as relíquias da macroestrutura original tornando-se mais relevante a microestrutura presente. No entanto estes dois fatores são diretamente dependentes da rocha mãe e a sua influência evolui gradualmente com o processo de meteorização.

Cruz (2010) resumiu as características gerais destes solos a partir do trabalho de Schnaid (2005):

- As ligações interpartículas e a estrutura de cimentação são componentes importantes da resistência ao corte;
- Natureza coesiva-friccional do maciço muito alterado a decomposto;
- Possível ocorrência de anisotropia derivada de estruturas relíquia da rocha mãe;
- Os processos de meteorização são responsáveis pelo enfraquecimento da estrutura e da matriz;
- Fraca influência da história de tensões.

Deste modo foi definida uma classe intermédia entre rocha e solo, designada como *intermediate geomaterials* essencialmente pela presença de uma estrutura de cimentação e elevados graus de alteração.

### 3.4. Solos Residuais

Os solos residuais apresentam comportamentos de resistência e deformação distintos dos solos sedimentares em que a resistência ao corte é influenciada em grande parte pela história de tensões e pelo índice de vazios do solo. Com efeito, nos solos residuais a estrutura de cimentação herdada da rocha mãe detem grande influência no comportamento mecânico. No caso destes solos a influência da história de tensões é muito diminuta conforme demonstrado por Vaughan (1988). Na tabela 3.6 (Brenner et al., 1997) apresentam-se os principais fatores com maior ou menor influência em cada um dos tipos de solo.

Tabela 3.6 - Fatores de influência em solos residuais e transportados (adaptado de Brenner et al., 1997).

Fator de influência	Efeito em solos residuais	Efeitos em solos transportados
História de tensões	Sem relevância	Muito importante. Causa sobreconsolidação.
Resistência dos grãos	Muito variável, em função da mineralogia	Uniforme dado que as partículas argilosas são perdidas no processo de transporte
Ligações inter-partículas	Importante componente da resistência. Geram coesão e podem ser destruídas pela amostragem	Ocorre em depósitos mais antigos. Geram coesão e podem ser destruídas pela amostragem
Estruturas relíquia e descontinuidades	Derivadas da estrutura pré-existente na rocha-mãe	Desenvolvidas por ciclos de deposição e pela história de tensões
Anisotropia	Derivada das superfícies de descontinuidade da rocha-mãe	Desenvolvidas pela deposição e história de tensões
Índice de vazios / densidade	Variável com o grau de alteração. Independente da história de tensões	Depende diretamente da história de tensões

### 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

#### 3.4.1 Resistência

Nos solos residuais a história de tensões tem pouca relevância dado o processo de meteorização ser contínuo, porém a porosidade inicial da rocha mãe pode ter consequências importantes tanto no comportamento mecânico como nas ligações interpartículas. Por este motivo, o modelo de resistência ao corte pode ser muito semelhante àquele exibido por argilas sobreconsolidadas (Leroueil e Vaughan, 1990).

A estrutura de cimentação dos solos residuais gera uma componente resistente que traduz a natureza coesiva-friccional destes solos. A envolvente de Mohr-Coulomb, representada na figura 3.2, permite representar os solos residuais revelando um ângulo de atrito ( $\Phi'$ ) relativamente estável e independente do grau de cimentação e ainda, uma coesão ( $c'$ ) relacionada com a resistência das ligações estruturais do solo. A resistência tende a diminuir com a diminuição da coesão, a qual decresce com o aumento do grau de alteração. Viana da Fonseca e Coutinho (2008) sintetizaram os fatores que têm contribuição na coesão:

- Cimentação por ação da alteração química entre as partículas e os seus contactos bem como reações mecânicas e químicas no processo diagenético e de meteorização;
- Forças electroestáticas, que ocorrem apenas em solos coesivos;
- Adesão de material argiloso em torno de partículas de siltes ou areias;
- Cimentação de contacto por maturação ao longo do tempo ou aumento de pressão;
- Interação com matéria orgânica podendo levar ao surgimento de agregados;
- Sucção por poro-pressão negativa em condições não saturadas (muito comum em solos residuais); é muito importante na resistência e deformabilidade uma vez que aumenta a tensão efetiva a níveis mais altos da tensão total o que aumenta os parâmetros referidos.

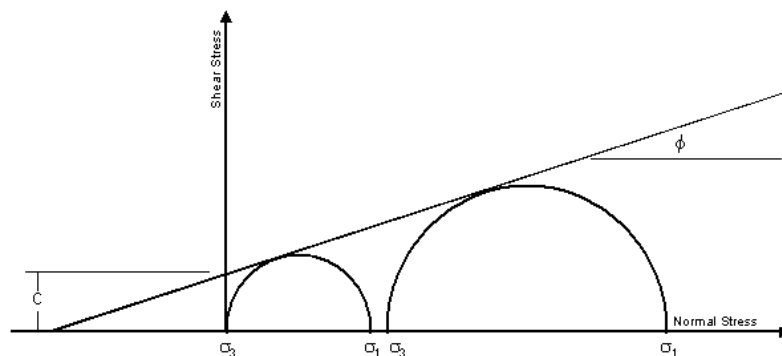


Figura 3.2 – Representação gráfica da envolvente de rotura de Mohr-Coulomb.

#### 3.4.2 Deformabilidade

A avaliação dos parâmetros de deformabilidade de um solo residual é bastante complexa, na medida em que, em solos granulares cimentados, a perda progressiva da sua estrutura, quando sujeitos a diferentes tensões de confinamento, revela padrões não-lineares das curvas de tensão-deformação. Diversos autores procuraram criar modelos representativos do comportamento deste parâmetro quando sujeito a diferentes tensões (Vaughan, 1988; Jardine et al., 1991; Jardine, 1992; Schnaid et al., 2005 a partir de um modelo inicial proposto por

### 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

Cuccovillo & Coop, 1997). De entre estes, Malandraki & Toll (1994, 2000) propuseram um modelo de avaliação em que se consideram 3 “patamares”, nas curvas logaritmo do *módulo de deformabilidade tangente inicial vs logaritmo da deformação axial* conforme a figura 3.3.

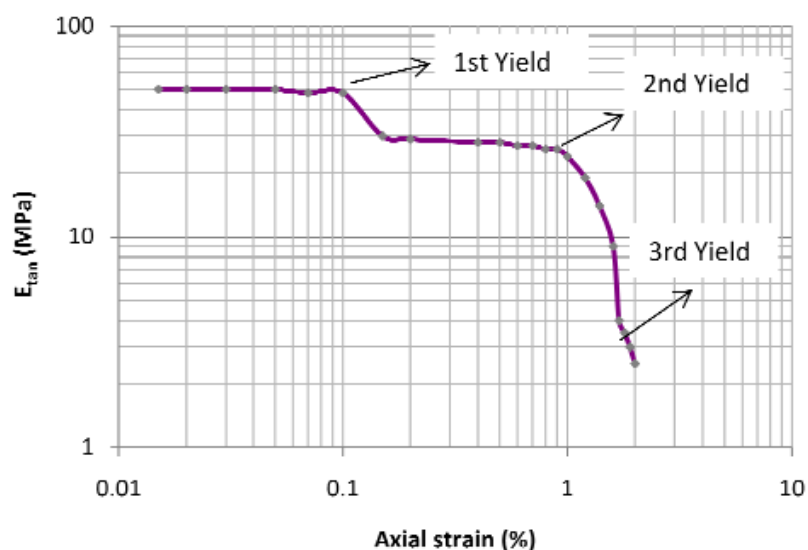


Figura 3.3 - Modelo de comportamento da deformação com o aumento da tensão (Malandraki & Toll 1994, 2000).

O comportamento inicial do solo é elástico e relativamente estável não apresentando variação de rigidez quando sujeito a pequenas deformações, até atingir o primeiro patamar denominado *1st yield* (1ª cedência) sendo este o ponto inicial de quebra das ligações. Até então não se registam variações significativas da rigidez. Com o aumento da deformação a destruição da estrutura de cimentação vai progredindo até que a mesma já só tem uma influência muito reduzida no comportamento do solo, aproximando-se do comportamento típico de solos não cimentados. A terceira cedência corresponde à rotura generalizada da massa terrosa não cimentada.

#### 3.4.3 Efeito da Sucção

Uma grande parte dos maciços residuais encontra-se situado acima dos níveis freáticos, isto é, não saturados, gerando efeitos de sucção.

Esta propriedade física gera forças de tração resultantes da atuação de forças intermoleculares na interface ar-líquido. Segundo Topa Gomes (2009), a sucção pode ser definida como a capacidade de absorção de água por um elemento poroso, que depende essencialmente da mineralogia, densidade e teor em água e gera um comportamento geotécnico diferente do expectável em termos dos princípios de tensões efetivas.

A sucção gera uma componente de pressão negativa nos poros que se traduz por um aumento de resistência e rigidez e pode ser interpretado como um aumento aparente da tensão de pré-consolidação em solos sedimentares, ou da cimentação em solos residuais.

### 3. Comportamento Mecânico de Maciços Naturais

Com base no critério de Mohr-Coulomb, Fredlund et al., (1978) propôs a expressão seguinte para avaliar a resistência de um solo em condições não saturadas:

$$\tau = c' + (\sigma - ua) * \tan\Phi' + (ua - uw) * \tan\Phi^b \quad (3.10)$$

Onde,  $(\sigma - ua)$  é a tensão efetiva,  $(ua - uw)$  a sucção matricial e  $\tan\Phi^b$  o ângulo de resistência ao corte em sucção não-linear.



## **4. Caracterização Geotécnica de Maciços Residuais**





## **4. Caracterização Geotécnica de Maciços Residuais**

### **4.1 Introdução**

Face às necessidades da indústria em obter dados cada vez mais completos e com menores erros associados, novos métodos e técnicas de caracterização de solos foram sendo desenvolvidos ao longo do século XX, acompanhando a evolução tecnológica.

A caracterização de solos residuais pode ser feita através de ensaios em laboratório, recorrendo à amostragem ou, por via de ensaios “in situ”. Idealmente, ambos os métodos deveriam ser utilizados de um modo complementar, no entanto, os projetos tornar-se-iam demasiado dispendiosos. Cada técnica tem as suas vantagens e limitações consoante os objetivos do problema em causa e, portanto, deve-se optar pelo método mais adequado a cada situação específica dos diferentes trabalhos de campo. A tabela 4.1 resume bem as principais vantagens e limitações de cada técnica.

O grande objetivo da utilização dos ensaios “in situ” em solos residuais passa pela determinação dos parâmetros de resistência, coesão não drenada ( $c_u$ ) ou ângulo de resistência ao corte ( $\Phi'$ ) e coesão ( $c'$ ), bem como os módulos de deformabilidade do solo em causa com vista à aplicação nos diversos trabalhos no âmbito da geotecnia. Com base nisto é possível concluir que, dos ensaios “in situ” existentes, apenas o CPTu, DMT e PMT possam permitir extrapolar os parâmetros referidos por meio da obtenção de mais do que uma variável durante a sua execução.

Neste capítulo será abordado, de um modo geral, visto que a literatura existente sobre o ensaio está bem consolidada, o dilatómetro de Marchetti (DMT). Os dados utilizados neste trabalho, provenientes do ensaio Cone Penetration Test (CPT), são correlacionados com dados do primeiro método referido, sendo o ensaio CPT descrito no capítulo seguinte. Será ainda abordada uma experiência realizada em câmara de calibração por Cruz (2010) uma vez que as suas conclusões serviram de base ao trabalho prático apresentado nesta dissertação.

### **4.2 Ensaio de laboratório e processo de amostragem**

De entre os ensaios em laboratório existentes é de destacar o ensaio de compressão triaxial sendo este um dos mais utilizados por permitir o controlo da drenagem, das condições de fronteira e da trajetória de tensões.

O ensaio consiste na aplicação de um estado de condições hidrostáticas de tensões e de um carregamento axial sobre um provete de solo preparado previamente. O provete é envolvido por uma membrana de borracha e colocado numa câmara de ensaio que será cheia de água como se pode verificar pelo esquema demonstrado na figura 4.1.

## Capítulo 4 – Caracterização Geotécnica de Maciços Residuais

Tabela 4.1 - Vantagens e limitações dos ensaios de laboratório vs "in situ".

	Ensaio Laboratoriais	Ensaio <i>in situ</i>
V a n t a g e n s	Condições de fronteira bem definidas	Custos reduzidos/ Ensaio rápidos
	Condições de drenagem bem definidas	Aproveitamento de furos de sondagens
	Trajectórias de tensões pré-seleccionadas	Solo ensaiado sem alterações significativas do estado de tensão
	Relações entre resultados dos ensaios de caracterização e índices físicos e os parâmetros mecânicos	Informação contínua, permitindo a definição do <i>macro-fabric</i> do solo
L i m i t a ç õ e s	Representatividade dos resultados	Não permitem identificar o solo
	Morosidade de alguns ensaios	Difícil interpretação
	Custo elevado por ensaio	Condições de fronteira fracamente definidas
	Amostragem impossível em areias e recolha com perturbação em solos argilosos	Condições de drenagem assumidas, podendo afastar-se da realidade
	Informação descontínua pode conduzir a imprecisões	Campos de deformação não uniforme e taxas de deformação elevadas

O carregamento axial é conferido por um pistão localizado no topo que penetra a câmara de ensaio induzindo uma tensão, denominada tensão desviatória, que é medida por uma célula intercalada no mesmo. O aumento da tensão axial no provete dá origem a uma deformação que aumenta com o carregamento.

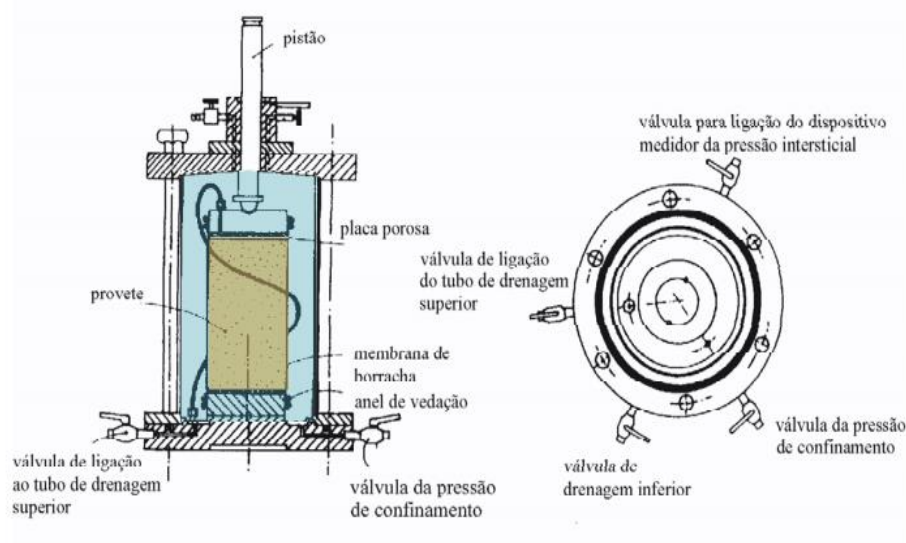


Figura 4.1 - Exemplo esquemático do ensaio de compressão triaxial com o provete no interior da câmara de ensaio.

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.

De um modo geral o ensaio pode ser realizado de 3 formas diferentes abaixo descritas:

- O ensaio não consolidado e não drenado (UU) em que é aplicada uma pressão de confinamento  $\sigma_3$  e se procede ao aumento da tensão vertical  $\sigma_1$  num processo em que a válvula de drenagem permanece fechada. Neste caso os resultados obtidos são em função das tensões totais podendo ser calculadas as tensões efetivas caso se conheça os valores das pressões intersticiais.
- O ensaio consolidado não drenado (CU) em que se aplica igualmente uma tensão de confinamento porém mantendo a válvula de drenagem aberta permitindo a consolidação do solo. Na fase de corte, em que é aplicada uma tensão desviatória, a válvula é fechada. Os resultados são obtidos em termos das tensões totais podendo ser calculadas as tensões efetivas caso se conheça os valores das pressões intersticiais.
- O ensaio drenado (CD) difere do anterior pela abertura da válvula de drenagem durante a fase de corte permitindo a drenagem de água no interior do provete. Neste procedimento são obtidos resultados em termos de tensões efetivas havendo dissipação total da pressão neutra durante o carregamento caso a aplicação da carga seja efetivada a velocidade adequada a esse efeito.

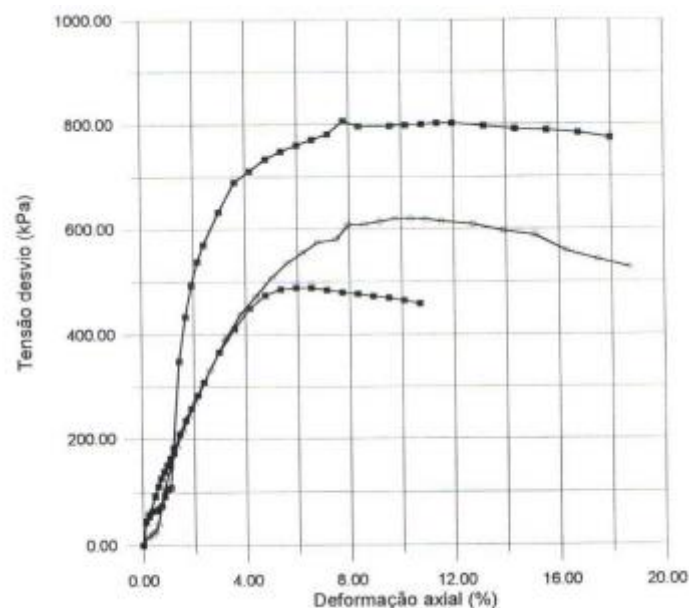


Figura 4.2 - Exemplo da curva tensão vs deformação em 3 provetes de argila.

O ensaio compreende 3 fases de execução sendo a primeira a fase de saturação, seguida por uma fase de consolidação, não aplicável nos ensaios não consolidados (UU) e ainda, a fase de corte, sendo esta drenada em ensaios drenados (CD) e não drenada em ensaios não drenados (UU e CU).

Não sendo o objetivo deste trabalho descrever de um modo pormenorizado o ensaio triaxial é de realçar a grande utilidade deste em determinar os parâmetros de resistência, coesão não drenada ( $c_u$ ), coesão efetiva ( $c'$ ) e ângulo de resistência ao corte ( $\Phi'$ ), bem como os módulos de deformabilidade do solo.

No entanto, os ensaios de laboratório apresentam diversas limitações de difícil resolução, tais como a dependência da qualidade de amostragem que gera perda de coesão, heterogeneidade dos maciços e ainda a natureza descontínua da informação (Cruz, 2010).

Hight (1995) realça as principais consequências da amostragem em solos arenosos:

- Variações no volume de vazios;
- Perturbações mecânicas na estrutura do solo e na cimentação provocadas por alterações volumétricas e deformações;
- Diminuição significativa da tensão média efetiva;
- Modificações na distribuição de contactos interpartículas.

### **4.3 Ensaios “in situ”**

No início do século XX a caracterização mecânica de solos era feita recorrendo ao ensaio SPT ou Standard Penetration Test. O ensaio SPT, é caracterizado pela inserção de um amostrador padronizado por meio da queda de um pilão de características normalizadas sendo contabilizados o número de pancadas necessárias para inserir 30 cm do amostrador no terreno. A informação era combinada com ensaios mecânicos simples executados em laboratório.

Novos métodos e técnicas surgiram entretanto como é o caso dos Light, Medium, Heavy e Super-Heavy Dynamic Probing (DPL, DPM, DPH e DPSH, respetivamente), Plate Loading Test (PLT), Field Vane Test (FVT), Cone Penetration Test (CPT), Menard Pressuremeter Test (PMT), Self-Boring Pressuremeter Test (SBPT), Piezocone Test (CPTu), Marchetti Dilatometer Test (DMT), Cross-Hole Seismic Test (CH), Seismic Piezocone Test (SCPTu) e Seismic Dilatometer Test (SDMT).

Atualmente o (S)CPTu e (S)DMT são os ensaios mais utilizados por permitirem obter parâmetros mecânicos dos solos, nomeadamente do estado e história de tensões, resistência e deformabilidade, bem como pela facilidade em incorporar módulos sísmicos nos equipamentos de base.

A tabela 4.2 evidencia quais os parâmetros que cada tipo de ensaio permite obter e a sua adequabilidade em que 1 – alta, 2 – moderada, 3 – limitada e 4 – inapropriada.

## Capítulo 4 – Caracterização Geotécnica de Maciços Residuais

Tabela 4.2 - Adequabilidade dos diferentes ensaios ao cálculo de cada tipo de parâmetro geotécnico.

	Tipo de solo	u	$\gamma$	$c_u$	$\phi$	$I_D$	M	$G_0$	$K_0$	OCR	$c_v$	k
SPT	Furo	-	3	3	3	2	3	3	-	-	-	-
DPs	-	-	-	3	3	2	3	3	-	-	-	-
FVT	Furo	-	-	1	-	-	-	-	-	2/3	-	-
PLT	-	-	-	2	3	-	1	1	-	-	-	-
PMT	Furo	-	-	2	3	3	2	2	3	3	-	-
CPTu	1/1	1	2	2	2	2	3	3	-	3	1/2	2
SCPTu	1/1	1	2	1/2	2	1/2	1/2	1	-	2	1/2	2
DMT	1/1	3	1	1/2	2	1/2	1/2	2/3	2/3	2		
SDMT	1/1	3	1	1/2	2	1/2	1	1	2	2		
CH	Furo	-	-	-	-	-	-	1	-	2	-	-

u – pressão intersticial;

M – módulo de deformabilidade confinada;

$\gamma$  – peso volúmico;

$G_0$  – módulo de distorção elástico (para pequenas deformações);

$c_u$  – resistência não drenada;

$K_0$  – coeficiente de impulso em repouso;

$\Phi$  – ângulo de resistência ao corte;

OCR – grau de sobreconsolidação;

$I_D$  – índice de compactidade;

k – coeficiente de permeabilidade.

Assim como ocorre nos ensaios de laboratório também os ensaios “in situ” provocam perturbações no solo causadas pela cravação dos equipamentos. A introdução de um “corpo estranho” numa massa de solo, provoca um movimento das partículas na vizinhança, induzindo alterações no campo de tensões. No caso dos dois ensaios utilizados neste trabalho, Dilatómetro de Marchetti (DMT) e Cone Penetration Test (CPTu), que apresentam ângulos apicais de 20° e 60°, respetivamente, as deformações de corte ocorrem preferencialmente junto às arestas do elemento introduzido, sendo inferiores no de menor ângulo de abertura, isto é no ensaio DMT (Cruz, 1995). Além disso, o ensaio DMT apresenta a vantagem de as pressões de ensaio serem obtidas na face lateral da lâmina, local onde a influência das deformações é inferior (figura 4.3).

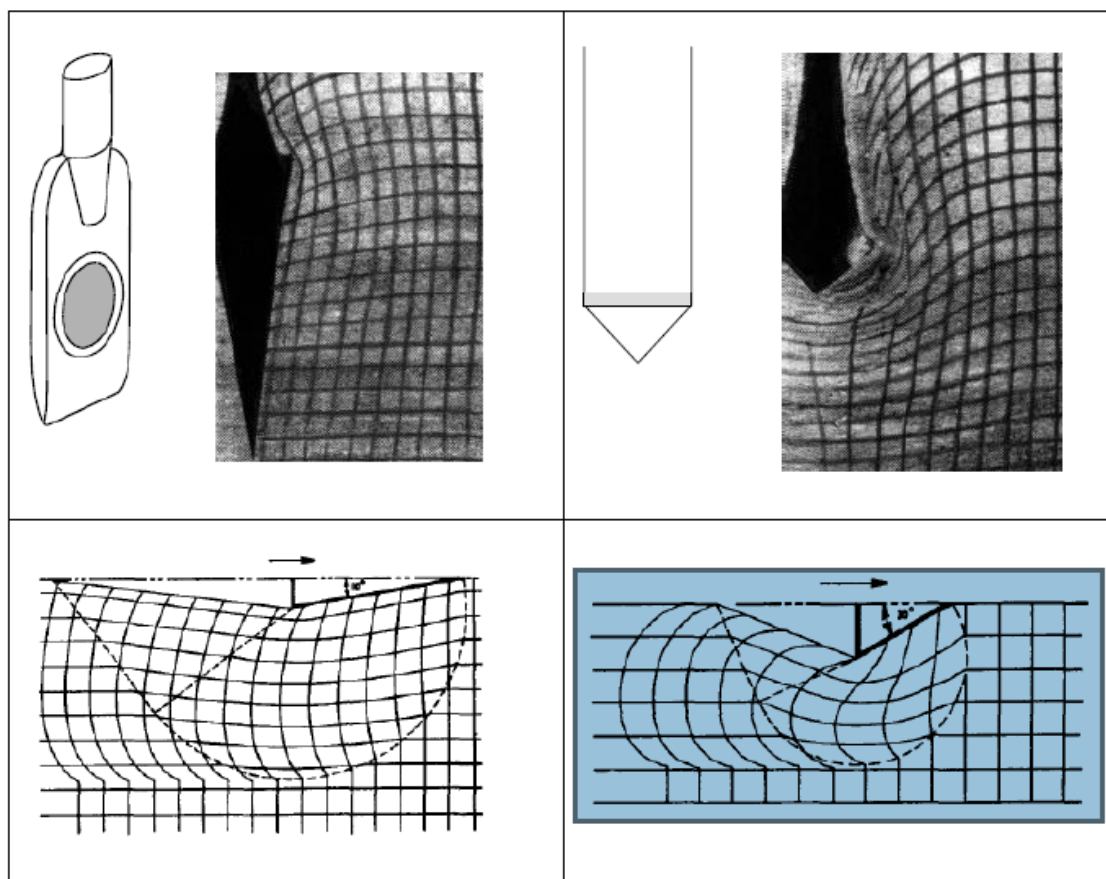


Figura 4.3 - Cravação do DMT e CPT e respectivas deformações (Marchetti, 1990).

## 4.4 Dilatómetro de Marchetti

### 4.4.1 Introdução

Silvano Marchetti, em 1980, apresentou o ensaio, por si desenvolvido, conhecido como Dilatómetro de Marchetti (DMT), sendo atualmente um dos mais utilizados ensaios “in situ”. A sua versatilidade e boa adaptabilidade a solos granulares soltos a densos ou coesivos moles a duros gera um potencial de utilização elevado na avaliação do comportamento mecânico destes solos. A partir deste ensaio é possível obter diversos parâmetros geotécnicos relacionados com a estratigrafia (tipo de solo), o estado e história de tensões dos terrenos avaliados, o seu peso volumico, a sua resistência (drenada ou não drenada) e a sua deformabilidade.

### 4.4.2 Equipamento e Procedimento

O ensaio DMT é constituído por uma lâmina de aço plana com uma espessura de 14mm, 95 mm de largura e 220 mm de comprimento. Na face da lâmina encontra-se uma membrana expansível de aço, com 60 mm de diâmetro. A figura 4.4 apresenta um esquema da lâmina e dos seus constituintes.

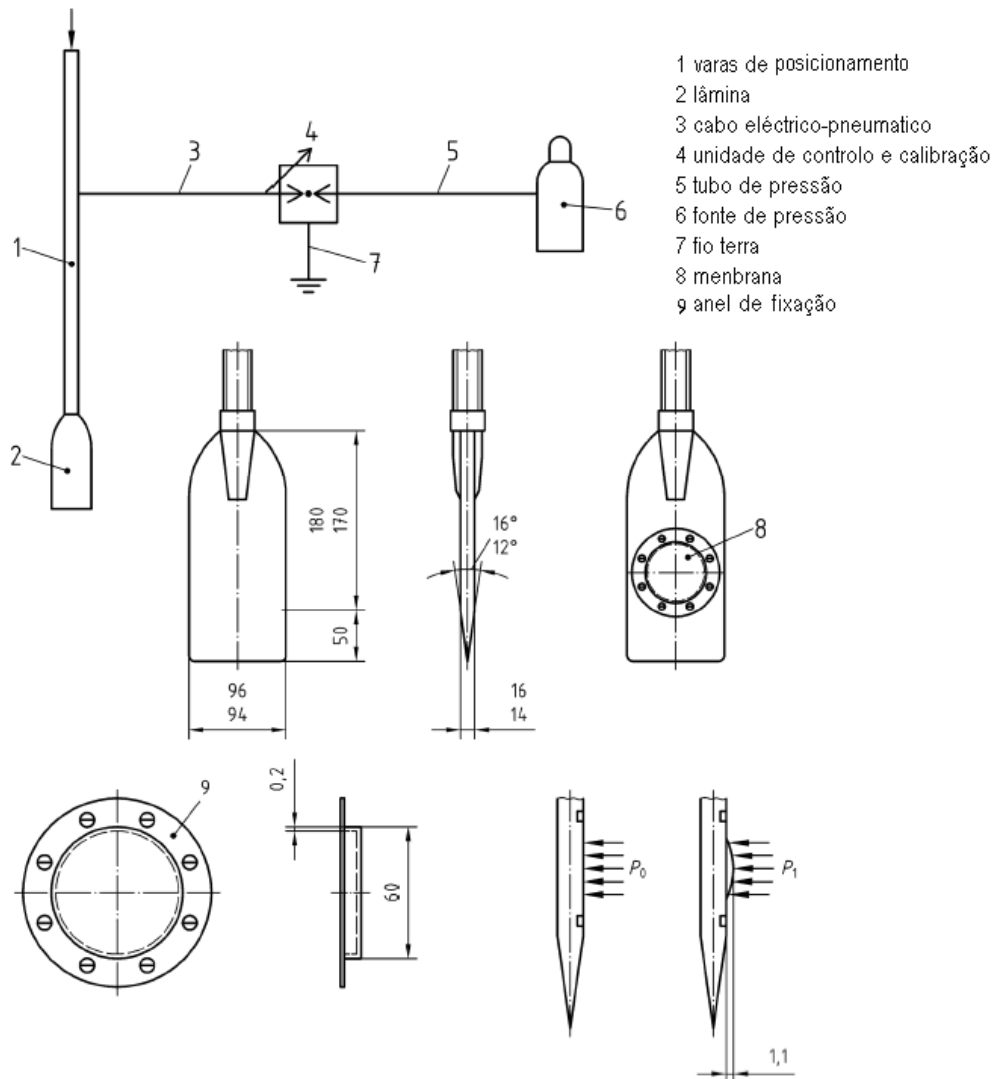


Figura 4.4 - Lâmina constituinte do ensaio DMT de acordo com o Eurocódigo 7 (1997). As medidas são apresentadas em mm.

A lâmina é ligada a uma unidade de controlo localizada à superfície, composta por um dispositivo de medição e de controlo de pressões, através de um cabo electro-pneumático utilizado para expandir a membrana e assinalar o momento para efectuar as leituras das pressões de ensaio. As figuras 4.5 e 4.6 ilustram o dispositivo de ensaio.





Figura 4.5 - Execução no campo do ensaio DMT.

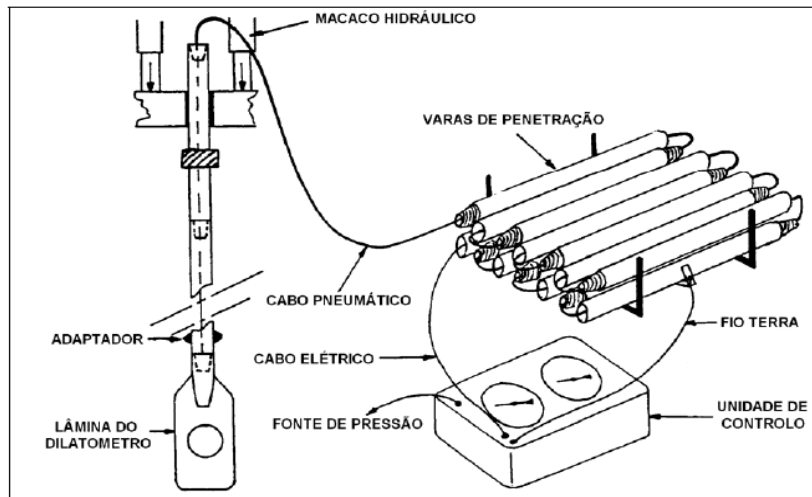


Figura 4.6 - Esquema simplificado do ensaio DMT no campo.

#### 4.4.3 Parâmetros Básicos

O ensaio é iniciado pela inserção da lâmina do dilatômetro no solo com uma velocidade de penetração de 2 cm/s. A cada 20 cm o processo é interrompido e são obtidas leituras pela expansão da membrana de aço impulsionada pela libertação do gás pressurizado, conforme referido em seguida e ilustrado na figura 4.7:

- Pressão A: assim que a lâmina é cravada um sinal sonoro constante é emitido até que a membrana deixa de contactar com o disco da lâmina; esse momento corresponde a um deslocamento de 0.05 mm do centro da membrana e o sinal sonoro extingue-se, registando-se o valor correspondente da pressão manométrica.
- Pressão B: a contínua introdução do gás pressurizado após a leitura de pressão anterior conduz a uma expansão da membrana de 1.1 mm (+/- 0.03 mm) momento em que o sinal sonoro volta a emitir e se regista a pressão manométrica correspondente.
- Pressão C: Após a obtenção da leitura B, o gás introduzido no sistema é libertado de uma forma lenta até que a posição da membrana corresponde novamente a uma posição de expansão idêntica à da pressão A, isto é, para um deslocamento de 0.05mm relativamente à posição de repouso. Dado que o tempo de medição destas 3 leituras é muito rápido (aproximadamente 1 minuto), o solo não recupera para a sua posição inicial antes da expansão pelo que esta leitura corresponde essencialmente à pressão da água à cota de ensaio (Campanella et al., 1985).

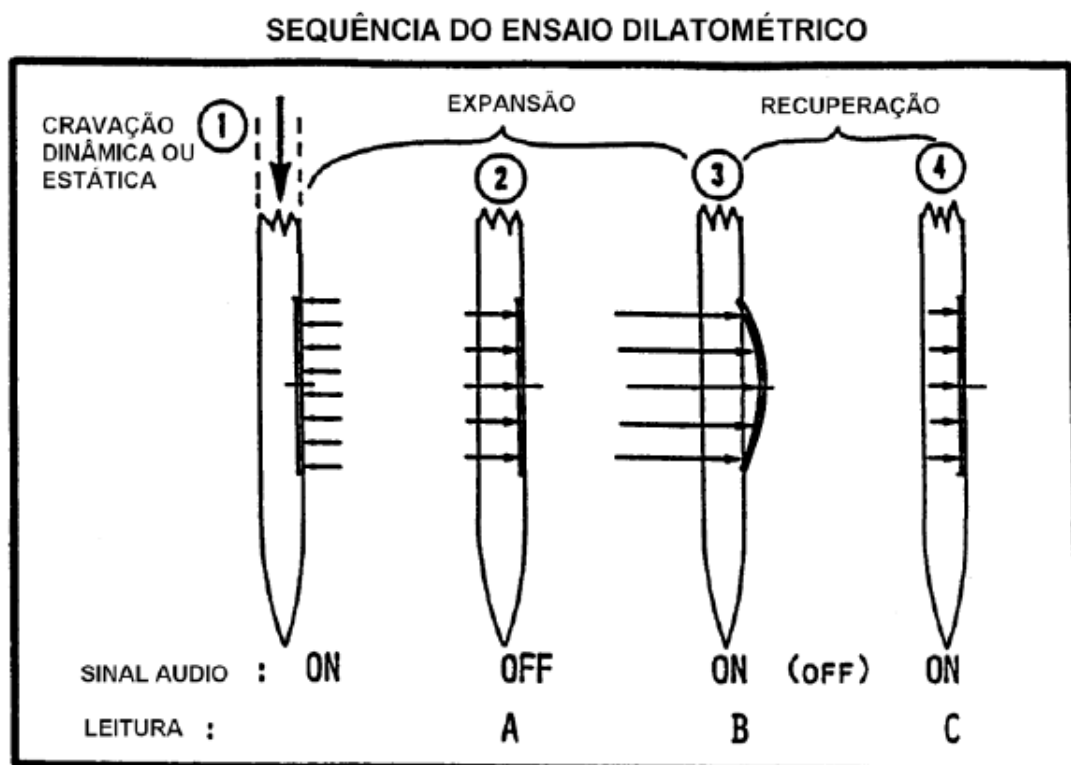


Figura 4.7 - Obtenção das leituras e sinal áudio do ensaio DMT (adaptado do Marchetti et al., 2001).

De modo a calcular os 3 parâmetros básicos do ensaio ( $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$ ) é necessário que no início do mesmo se proceda à calibração da rigidez da membrana calculando os valores de  $\Delta A$  e  $\Delta B$ . Estas duas leituras, correspondem às situações A e B no vazio, e os seus valores variam entre 0.05 a 0.30 bar e 0.05 a 0.80 bar, respetivamente para  $\Delta A$  e  $\Delta B$ . A diferença entre as duas leituras deve ser superior a 0.25 bar, antes e depois do ensaio. Caso não se verifique esta grandeza, o ensaio terá que ser repetido (Eurocódigo 7, 1997).

Recorrendo às leituras  $\Delta A$  e  $\Delta B$  as pressões A, B e C são corrigidas para as pressões do ensaio  $P_0$ ,  $P_1$  e  $P_2$  com base nos cálculos apresentados na tabela 4.3:

Tabela 4.3 - Pressões corrigidas (Marchetti, 1981).

Símbolo	Designação	Expressão Numérica
$P_0$	Pressão inicial de expansão	$P_0 = 1.05 * (A + \Delta A) - 0.05 * (B - \Delta B)$ (4.1)
$P_1$	Pressão final de expansão	$P_1 = B - \Delta B$ (4.2)
$P_2$	Pressão inicial na descarga	$P_2 = C - \Delta A$ (4.3)

Com base nos valores das pressões corrigidas e nos valores do cálculo da tensão vertical efetiva ( $\sigma'_v = \sigma_v - u$ ) são derivados os parâmetros intermédios que servem de base à obtenção de parâmetros geotécnicos a partir do ensaio DMT.

#### 4.4.4 Parâmetros Intermédios

A tabela 4.4, adaptada de Marchetti (2001) apresenta uma síntese dos parâmetros envolvidos ( $I_D$ ,  $K_D$ ,  $E_D$  e  $U_D$ ) calculados a partir dos parâmetros iniciais obtidos na realização do ensaio:

Tabela 4.4 - Cálculo dos parâmetros intermédios.

Símbolo	Parâmetro	Fórmula de cálculo
$I_D$	Índice do material	$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (4.4)$
$E_D$	Módulo dilatométrico	$E_D = 34.7 (P_1 - P_0) \quad (4.5)$
$K_D$	Índice de tensão horizontal	$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (4.6)$
$U_D$	Índice de tensão neutra	$U_D = \frac{P_2 - u_0}{P_0 - u_0} \quad (4.7)$

#### **Módulo Dilatométrico, $E_D$**

A determinação dos parâmetros relacionados com a resistência através do ensaio DMT é baseada no módulo dilatométrico. O módulo dilatométrico,  $E_D$ , é deduzido a partir da teoria da elasticidade (Marchetti, 1980). Segundo Gravesen (1960) a lâmina cria dois semi-espaços na sua envoltória, caracterizados pelo módulo de elasticidade,  $E$ , e o coeficiente de Poisson,  $\nu$ , em condições de assentamento nulo.

#### **Índice de Material, $I_D$**

O cálculo do índice de material é baseado nas pressões básicas,  $P_0$  e  $P_1$ , traduzindo o tipo de solo presente. O seu valor varia, essencialmente, entre 0.1 e 10, conforme a tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Classificação de solos com base no índice de material (adaptado de Marchetti, 1980).

<b><math>I_d</math></b>	<b>Tipo de solo</b>
$I_d > 3.30$	solos arenosos
$1.80 < I_d < 3.30$	solos arenoso - 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

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

O índice de tensão horizontal,  $K_D$ , está relacionado com o grau de sobreconsolidação (OCR) e com o estado de tensão “in situ” (Marchetti, 1980). A sua grande aplicação está associada ao histórico de tensões previamente aplicadas ao solo e permite, caso exista um valor mínimo de aceitação do parâmetro, que se aceite ou rejeite a compactação de um aterro.

#### **Índice de tensão neutra, $U_D$**

Este índice traduz a condição hidrostática presente numa dada massa de solo relacionando a pressão de fecho,  $P_2$ , com a pressão inicial,  $P_0$ , ambas normalizadas para a pressão hidrostática (Lutnegger & Kabir, 1988). Na verdade, o ensaio DMT não permite obter diretamente a pressão da água nos poros, no entanto, após a obtenção de  $P_1$ , as partículas arenosas tendem a permanecer na mesma posição para que foram deslocadas. Assim, a pressão registada na membrana é relacionada com a pressão da água nos poros.

### **4.5 Correlações com Parâmetros Geotécnicos**

Os solos residuais, pela componente de cimentação presente na sua estrutura, não se enquadram nos parâmetros de caracterização das teorias da mecânica de solos clássica. A cimentação gera nestes solos uma componente de coesão e de ângulo de resistência ao corte, expressos pela envolvente de Mohr-Coulomb, que não se podem calcular pelas tradicionais correlações estabelecidas para solos sedimentares. Além disto, o fenómeno de sucção gerado pelo nível da água é frequente em perfis residuais e tem uma forte influência nas propriedades de resistência e deformabilidade. Este facto, leva a importantes constrangimentos na interpretação dos ensaios “in situ” realizados nestes ambientes uma vez que, quando calculado pelas formulações definidas para solos sedimentares, o ângulo de resistência ao corte

representa o parâmetro de resistência ao invés de representar o parâmetro em si, sofrendo por isso uma sobrevalorização.

Cruz (2006) partindo de resultados obtidos em ensaios DMT e CPTu comparados com resultados de ensaios triaxiais procurou definir correlações que permitissem a obtenção dos parâmetros de resistência em solos residuais. Deste modo comparou os parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\Phi'$ ) obtidos pelos triaxiais em laboratório com os parâmetros dos ensaios procurando as melhores correlações. As figuras 4.8 e 4.9 ilustram o bom nível de aproximação entre a coesão triaxial e os parâmetros OCR e  $M/qt$ .

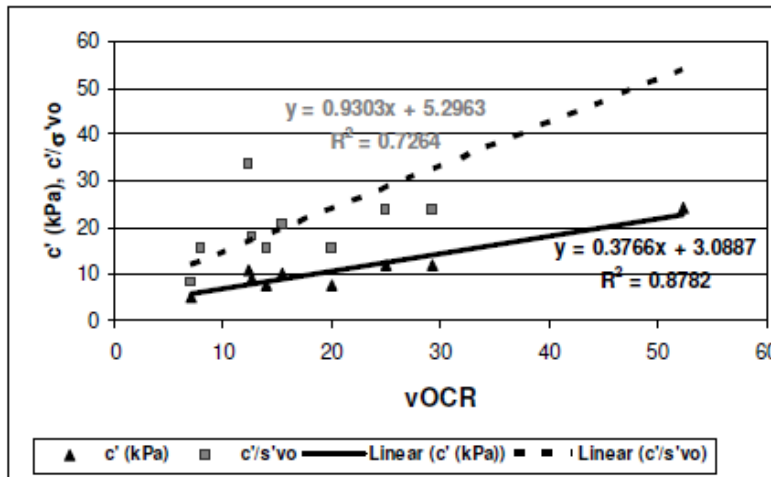


Figura 4.8 - Correlação entre  $c'$  e  $c'/\sigma'_{vo}$  com vOCR (Cruz, 2006).

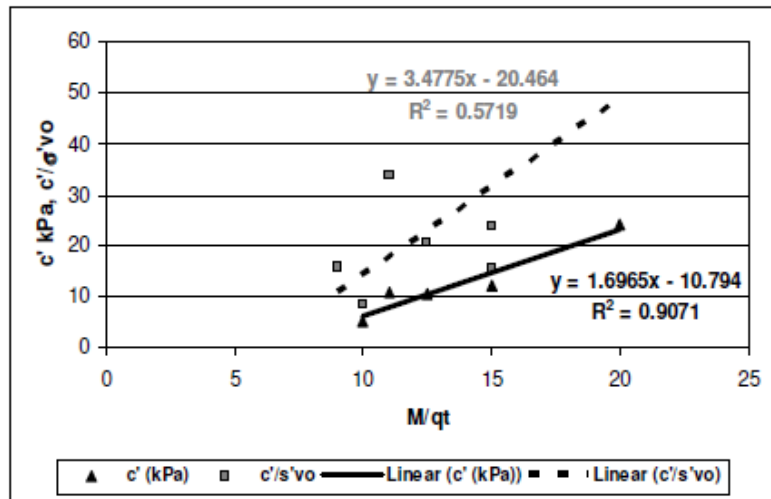


Figura 4.9 - Correlação entre  $c'$  e  $c'/\sigma'_{vo}$  com  $M/qt$  (Cruz, 2006).

Obtida a coesão seria expectável que esta permitisse corrigir a sobrevalorização do ângulo de atrito das expressões de solos sedimentares (Cruz, 2006). Assim, o autor comparou a diferença entre  $\Phi'_{DMT}$  (que representa a resistência global) e  $\Phi'_{triax}$  (que representa o parâmetro em si) com os dados da coesão ( $c'$ ) como se pode ver na figura 4.10:

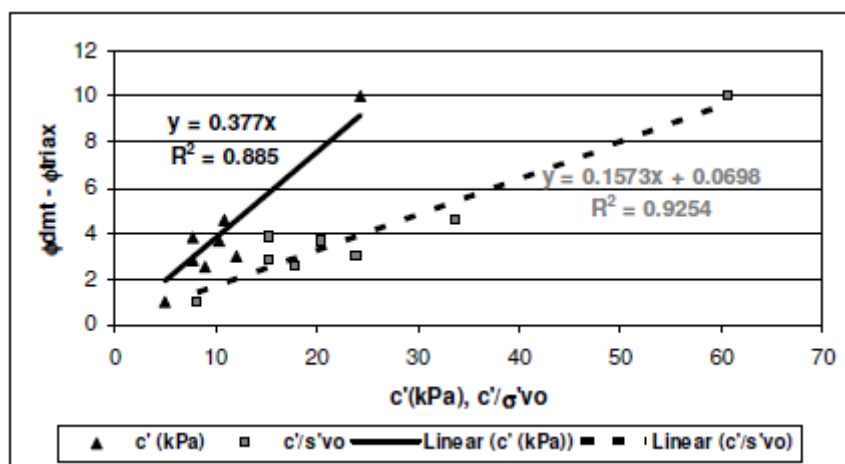


Figura 4.10 - Correlação entre  $\Phi'_{DMT}$  e  $\Phi'_{triax}$  e  $c'$  e  $c'/\sigma'_{vo}$  (Cruz, 2006).

No entanto, e como já foi referido o processo de amostragem induz perturbações e danifica a estrutura real do solo. Em consequência, as referências (triaxial) utilizadas na obtenção destas correlações traduzem valores inferiores à realidade.

Para ultrapassar esta dificuldade, Cruz (2010) realizou uma experiência recorrendo a uma caixa de calibração denominada “CemSoil Box” destinada a construir solos artificialmente cimentados, com dimensões adequadas à execução de ensaios DMT no seu interior.

A experiência teve como objetivo avaliar a diminuição da resistência de cimentação causada pelas perturbações induzidas no momento de cravação dos aparelhos dos ensaios “in situ”, bem como, os efeitos na deformabilidade e procurar deduzir correlações adequadas à dedução dos parâmetros geotécnicos que incorporassem as lacunas apresentadas pelas expressões destinadas aos solos sedimentares.

#### 4.6 “CemSoil Box” Condições experimentais

Em laboratório Cruz (2010) desenvolveu um processo experimental que incluiu uma caixa de calibração, de dimensões  $1.0 \times 1.0 \times 1.5 \text{ m}^3$ , onde foi possível realizar ensaios DMT sobre amostras artificialmente cimentadas, as quais foram replicadas exatamente nas mesmas condições para realização de ensaios triaxiais. Este procedimento permitiu colmatar as perturbações induzidas pelo processo de amostragem e a elevada heterogeneidade característica dos solos residuais.

Em concreto foram preparadas 4 misturas de composições diferentes de solos cimentados artificialmente e uma de solo não cimentado que serviu de controlo, sobre as quais foram executados ensaios DMT, triaxiais, de compressão simples e compressão diametral.

Tendo em conta os objetivos da experiência, inseriu durante a compactação duas lâminas DMT, a 25 cm da superfície e a 20 cm da base, de modo a obter dados isentos de perturbações pela cravação. Em seguida, a lâmina superior era cravada até ao nível da inferior, para obter leituras nas condições normais de operação do ensaio. Para caracterizar as condições geomecânicas do solo, incluiu ainda, dois tubos piezométricos de PVC, em pontas opostas de modo a controlar o nível de água, seis tensiómetros e três pares de geofones permitindo avaliar o efeito da sucção e a velocidade de ondas sísmicas P e S, respetivamente (figura 4.12). Por seu lado, para além da



## Capítulo 4 – Caracterização Geotécnica de Maciços Residuais

caracterização laboratorial mais simples, executou provetes para ensaios triaxiais exatamente nas mesmas condições da construção do bloco de solo da câmara. Com isto, retirou o problema da amostragem e comparou os valores DMT com valores reais.



Figura 4.11 - Caixa de calibração utilizada na experiência.

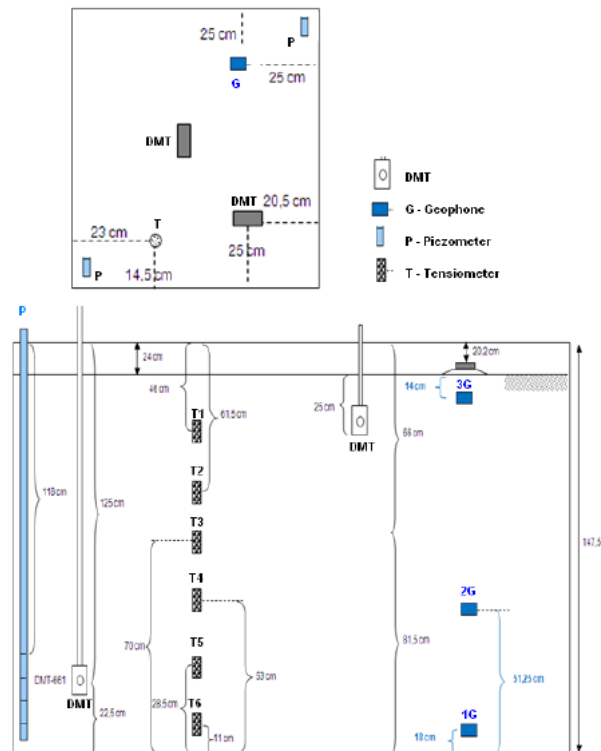


Figura 4.12 - Esquema da geometria da câmara de calibração.



A experiência permitiu ao autor analisar alguns pontos de interesse e retirar conclusões importantes que são sumariamente citadas. Além destas, o autor conseguiu ainda estabelecer correlações destacadas na tabela 4.6.

- O DMT cravado e os pré-inseridos apresentaram diferentes graus de perturbação em solos cimentados e não-cimentados.
- $P_0$  e  $P_1$  em solos não cimentados revelaram ser mais elevados no caso de a lâmina ser cravada o que demonstra o aumento da densificação em torno do aparelho;
- Por sua vez, nos cimentados, os parâmetros básicos traduzem uma diminuição explicada pela destruição das ligações inter-partículas durante a inserção.
- Do ponto de vista da identificação e propriedades físicas, a avaliação do tipo de solo foi bastante precisa ( $I_D$  e  $E_D$ );
- A experiência corroborou Marchetti (1981) acerca da dependência do parâmetro  $vOCR$  com  $I_D$  e  $K_D$ . O índice de tensão horizontal revelou-se influenciado pelas componentes de sucção e cimentação, o que permitiu estabelecer uma correlação com a coesão global,  $c'_g$  ( $c' + \text{sucção}$ );
- Com esta correlação o autor conseguiu ainda propor um procedimento para separar estas componentes usando os resultados abaixo do nível de água (sucção não aplicável) como referência e subtraindo de seguida aos resultados globais acima do nível;
- O ângulo de resistência ao corte pode ser obtido pela abordagem de Marchetti (1997) aos solos sedimentares, mas aplicando um fator de correção baseado na coesão global ( $c'_g$ );
- O cálculo do módulo confinado,  $M$ , em solos residuais demonstrou ser tão preciso quanto nos sedimentares. Para o módulo distorcional foi confirmada uma correlação baseada em  $E_D$  e  $I_D$ , proposta por Cruz & Viana da Fonseca (2006).

Tabela 4.6 - Correlações para derivar os parâmetros geotécnicos (adaptado de Cruz, 2010).

Parâmetro	Equação	Referência
Estratigrafia	Índice de material, $I_D$	Marchetti, 1980
Coesão global, $c'_g$	$c'_g = 7.716 * \ln(OCR) + 3.53$	Cruz, 2010
Ângulo de resistência ao corte, $\Phi'$	$\Phi'_{corr} = \Phi'_{DMT} - 2.48 * \ln(c'_g) - 3.12$ $\Phi'_{DMT}$ obtido pela correlação de Marchetti (1997)	Cruz, 2010
Deformabilidade, $E, M$	$E = 0.8 * M$ $M$ calculado pela correlação de Marchetti (1980)	Marchetti, 1980
$G_0$	$\frac{G_0}{E_D} = 9.771 * I_D^{-1.053}$	Cruz & Viana da Fonseca, 2006 Cruz, 2010

No sentido de comprovar a precisão das correlações estabelecidas o autor realizou um ensaio DMT no local onde o material utilizado foi colhido. Os resultados, que são apresentados na figura 4.13, corroboram a adequabilidade das correlações apresentadas. Com efeito, coesão, ângulo de resistência ao corte e módulo distorcional tendem a convergir para os dados de referência. No caso da coesão global, verifica-se ainda que esta tende a diminuir desde a superfície até ao nível da água, momento em que estabiliza, comprovando a eficácia do ensaio a detetar a influência do fenómeno de sucção.

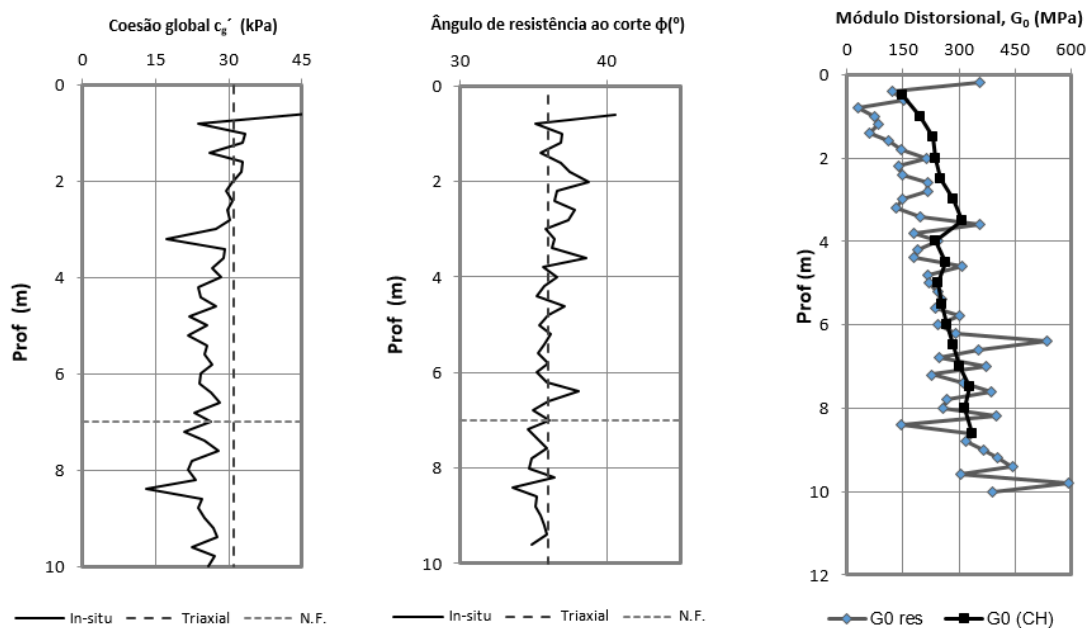


Figura 4.13 – Comparação entre os resultados derivados do DMT com os ensaios de referência (Cruz, 2010).



## **5. Ensaio CPTu**



## 5. Ensaio CPTu

### 5.1 Introdução

O ensaio CPTu é atualmente um dos ensaios de caracterização “in situ” mais procurados na indústria pela sua rapidez de execução e pela relação qualidade-custo que apresenta. Essencialmente, o ensaio corresponde a uma cravação no solo de uma ponteira de dimensões conhecidas e normalizadas, a velocidade constante e de modo contínuo.

O primeiro equipamento de ensaio data de 1932 e foi desenvolvido por Pieter Barentsen na Holanda (figura 5.1). Essencialmente consistia num fuste com uma ponta cónica que era cravado no solo por uma força exercida pelo peso do próprio utilizador. A resistência à penetração era medida por um medidor de pressão hidráulico.



Figura 5.1 - Aparelho de Barentsen.

De modo a que fosse possível realizar o ensaio em solos mais duros, em 1935 foi desenvolvido no Laboratório de Mecânica de Solos (LGM) em Delft, um equipamento operado manualmente que conseguia atingir uma força de cerca de 10 toneladas na cravação (figura 5.2).

Em 1953, Begemann, desenvolveu o que ficou conhecido como “cone de Begemann” que media a resistência ao atrito lateral durante a cravação e permitia identificar o tipo de solo. Ainda na mesma década começaram a surgir versões elétricas do aparelho que permitiam a medição contínua da resistência de ponta.

## 5. Ensaio CPTu

Entretanto, é nas décadas de 70 e 80 que se dá o grande desenvolvimento deste ensaio, passando a ser uma ponteira elétrica com células de carga incorporadas na ponteira e introduzida uma camara piezométrica, dando origem ao ensaio CPTu. Nesta altura, o ensaio permitia já obter diretamente os 3 parâmetros que hoje o caracterizam, a resistência de ponta, o atrito lateral e a poro-pressão. Mais recentemente, módulos alternativos têm sido introduzidos, com particular importância para o módulo sísmico (SCPTu), que acrescenta a possibilidade da avaliação da deformabilidade de um modo mais sustentado.



*Figura 5.2 - Ensaio CPT operado manualmente.*

A figura 5.3 ilustra um exemplo de dados obtidos diretamente do ensaio CPTu que são registados por um aparelho de aquisição:

## 5. Ensaio CPTu

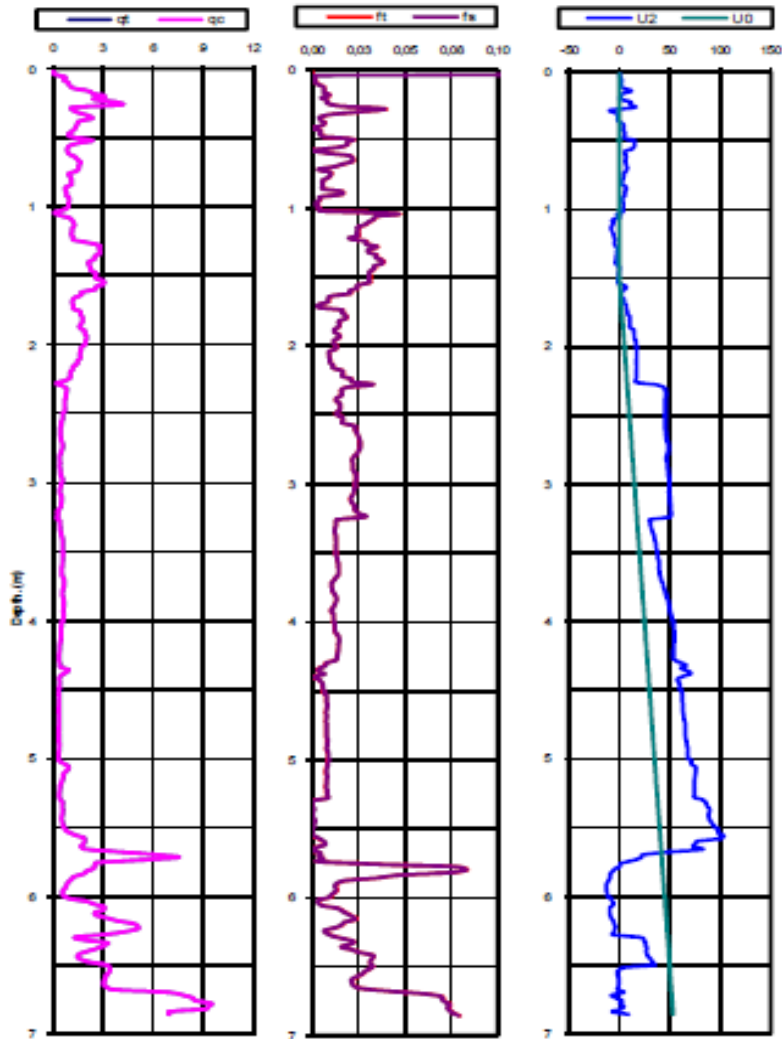


Figura 5.3 - Exemplo da obtenção de dados do ensaio CPTu

O ensaio fornece informação relacionada com a identificação do tipo de solo e respetiva estratigrafia e permite ainda avaliar a pressão da água no solo. Nas suas diversas aplicações na área da caracterização geotécnica é utilizado para, entre outros, calcular parâmetros de resistência e deformabilidade de solos, prever o comportamento de estacas, cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais e controlo de assentamentos.

### 5.2 Equipamento do ensaio CPTu

O piezocone estático (CPTu) é um equipamento constituído por uma ponteira cónica de ângulo apical 60° e área de secção 10 cm<sup>2</sup>, uma manga lateral que permite medir o atrito lateral (área de circunferência = 150 cm<sup>2</sup>) e um transdutor de pressão associado a um elemento poroso, que regista a pressão nos poros. Este elemento, que dá a designação de CPT(u) ao ensaio, pode ser colocado em 3 posições distintas  $u_1$ ,  $u_2$  e  $u_3$  como se pode ver na figura 5.4. Além disso, os



## 5. Ensaio CPTu

equipamentos mais recentes incluem um inclinômetro com vista a monitorizar possíveis desvios verticais. A figura 5.5 evidencia o tipo de equipamentos utilizados na cravação do equipamento.



Figura 5.4 - Tipos de piezocones e diferentes posições do elemento poroso (Mayne, 2001).



Figura 5.5 - Diferentes equipamentos do ensaio CPTu (em terra à esquerda e em água à direita) (Robertson e Cabal, 2010).

Os dados são obtidos nas células alojadas ao nível da ponteira e transferidos por meio de um cabo conectado ao aparelho de aquisição que atravessa o interior das varas de inserção. Na

## 5. Ensaio CPTu

figura 5.6 é possível perceber o esquema de montagem dos diferentes elementos utilizados na execução do ensaio.

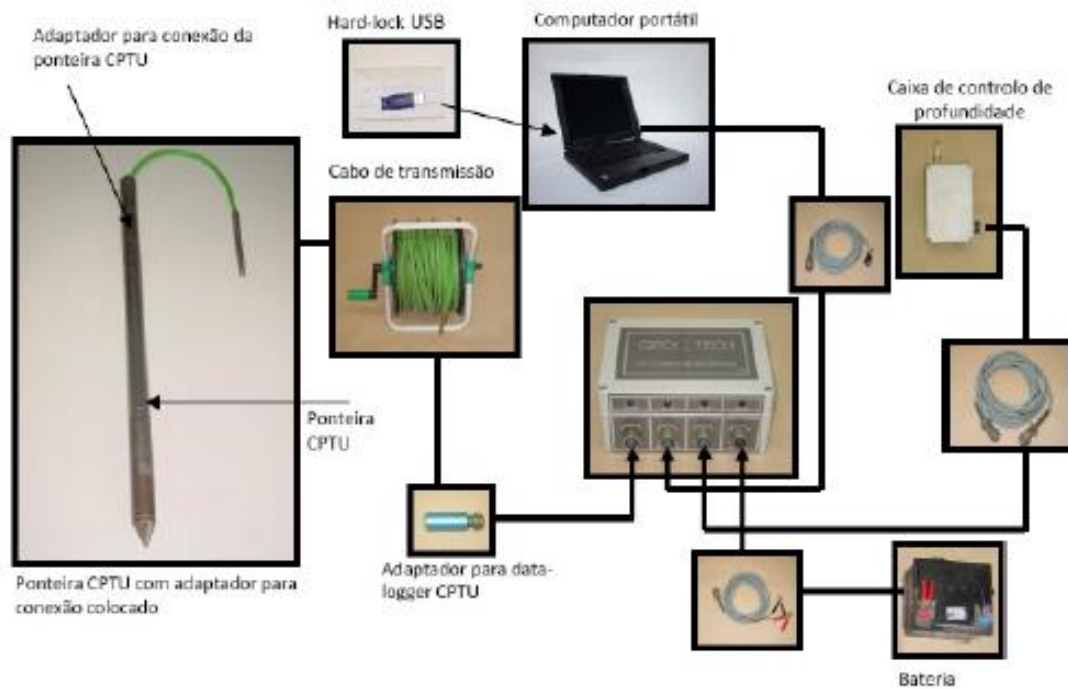


Figura 5.6 - Esquema de montagem dos elementos do ensaio CPTu (Geotech).

### 5.3 Normas e regras de execução

Como foi referido anteriormente, o ensaio CPTu corresponde à cravação vertical de uma ponteira cónica de dimensões normalizadas a velocidade constante de 2cm/s. O controlo de desvios relativamente à vertical é fundamental pela influência que tem na preservação do equipamento, bem como na interpretação dos resultados. Deste modo é essencial que antes do início da perfuração se estabilize a máquina para que a cravação não exceda os 2 graus de desvio vertical.

O ensaio CPTu caracteriza-se pelo seu procedimento rápido e contínuo (1 a 2h de trabalho por ensaio) e pela obtenção de dados precisos e de elevada confiança. Atualmente o processamento de dados é automático (registo computacional) e em alguns casos possibilita até a transferência instantânea para o laboratório onde um operador pode iniciar o seu tratamento com a campanha de campo ainda a decorrer. Por outro lado, o equipamento tem um custo razoável quando comparado com os custos de equipamentos de campo e implica a contratação de mão-de-obra qualificada. A principal limitação do ensaio está relacionada com a cravação em horizontes muito resistentes ou heterogêneos com presença de elementos líticos grosseiros (Robertson e Cabal, 2010).

## 5. Ensaio CPTu

### 5.3.1 Normas do ensaio CPTu

Existem diversas normas de execução do ensaio que asseguram a qualidade da informação. As principais referências no contexto nacional e internacional são as seguintes:

- ISO 22476-1-2012 - Geotechnical investigation and testing - Field testing- Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test.
- EN-ISO 22476-15 - Mechanical cone penetration test.
- ASTM-D-3441-95 - Standard Test Method for Deep, Quasi-Static, Cone and Friction-Cone Penetration Tests of Soil.
- ASTM-D-5778 - 12 - Standard Test Method for Electronic Friction Cone and Piezocone Penetration Testing of Soils.

### 5.3.2 Piezocone e saturação do elemento poroso

Como foi referido o elemento poroso do piezocone pode ser colocado em 3 posições distintas junto da ponteira. A posição mais utilizada é a  $u_2$  (figura 5.7) devido a ser a menos vulnerável à influência da cravação.

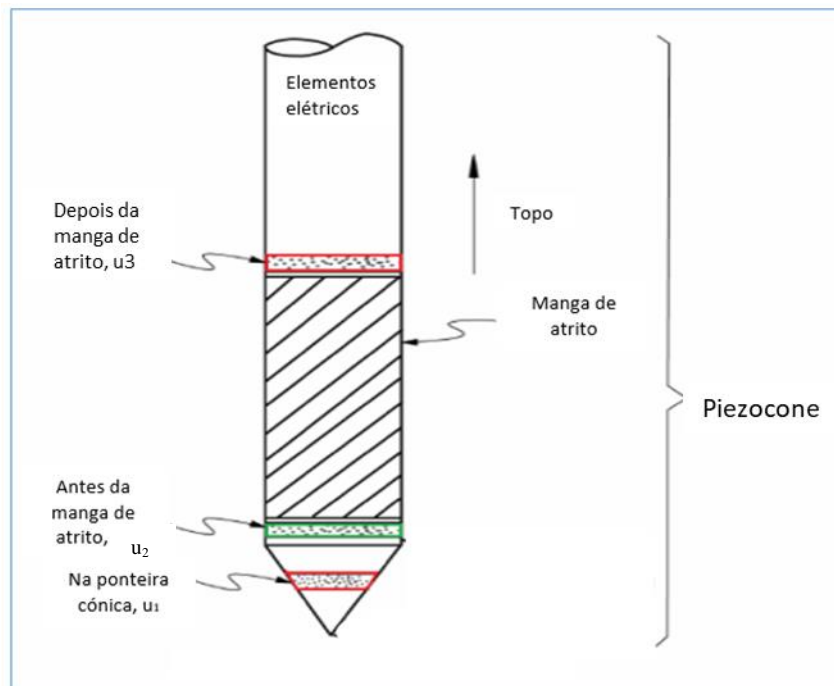


Figura 5.7 – Esquema da ponteira cônica e posições  $u_1$ ,  $u_2$  e  $u_3$  do piezocone.

A execução do ensaio CPTu implica que se realize a saturação do elemento poroso previamente. Este método consiste em impregnar os anéis porosos constituintes da ponteira cônica em parafina líquida ou glicerina (maior densidade do que a água) de modo a retirar o ar presente. Este processo pode ser realizado em laboratório onde, caso exista, se pode utilizar um sistema de vácuo que acelera o processo de saturação ou, imediatamente antes da realização do ensaio no campo (figuras 5.8 e 5.9).

## 5. Ensaio CPTu



Figura 5.8 - Saturação de anéis porosos em laboratório (esq.). Colocação do fluido de saturação no campo (dir.) (Silva, 2010).



Figura 5.9 - Saturação da câmara de medição da poro-pressão (Silva, 2010).

### 5.3.3 Ensaio de dissipação

Durante a execução do ensaio CPTu, nos momentos em que se interrompe o ensaio para adição de varas, podem ser realizados em paralelo ensaios de dissipação da poro-pressão. Estes ensaios permitem avaliar a taxa de dissipação, particularmente útil quando realizada em argilas, para controlo de assentamentos no tempo. A cravação do piezómetro provoca uma variação na pressão intersticial de repouso em torno do elemento inserido, medindo-se a dissipação desse excesso de poro-pressão ao longo do tempo. A taxa de dissipação depende do coeficiente de consolidação que, por sua vez, depende da compressibilidade e permeabilidade do solo (Robertson e Cabal, 2010). A curva de evolução da dissipação de poro-pressão é obtida projetando as leituras em gráficos de escala logarítmica em relação ao tempo como se pode ver na figura 5.10.



## 5. Ensaio CPTu

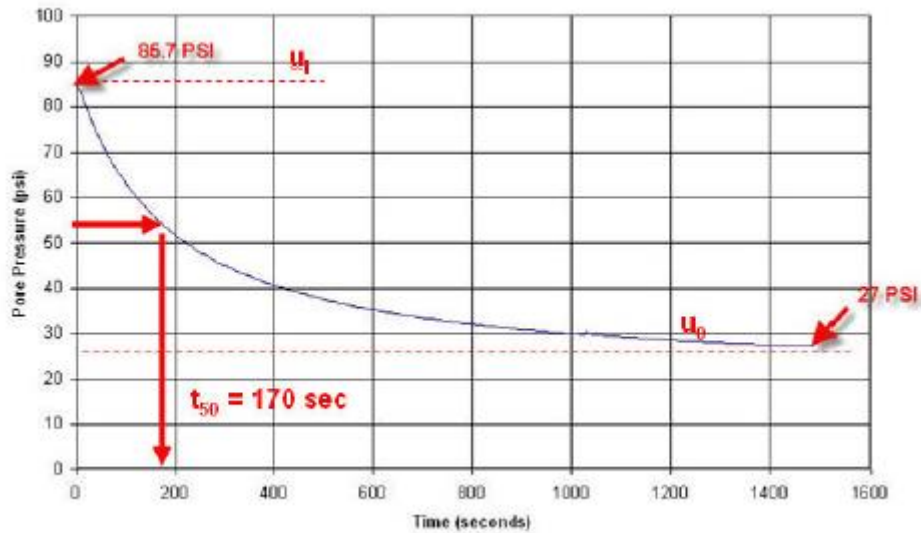


Figura 5.10 - Exemplo de teste de dissipação determinado em  $t_{50}$  (Robertson e Cabal, 2010).

A execução deste procedimento pode ser feita para qualquer profundidade, geralmente no momento de adição de varas. A posição do filtro ( $u_1$ ,  $u_2$  ou  $u_3$ ) tem influência nos resultados e como tal tem expressões de cálculo diferentes para cada uma das posições. Em geral, o ensaio é parado quando se atinge 50% da dissipação ( $t_{50}$ ) entre o valor atingido na cravação e a poro-pressão de equilíbrio resultante da posição do nível freático ( $u_0$ ). No caso de se verificar a existência de pressões artesianas o ensaio deverá concluir-se apenas quando a dissipação é completa (100%). A dissipação de poro-pressão em areias limpas, devida à sua alta permeabilidade é quase imediata. No entanto, em siltes e argilas, pela sua baixa permeabilidade a  $\Delta u$  é mais lenta (Veiga, 2011).

### 5.4 Módulo Sísmico

O ensaio CPTu pode ser completado com a adição de módulos para obtenção de outras grandezas, tais como sensores de temperatura, de pH, de resistividade elétrica, câmaras de imagem, geofones sísmicos, entre outros. Atualmente o módulo sísmico é dos sensores mais utilizados pela indústria consistindo na adição de um ou mais geofones junto da ponteira cônica (figura 5.11) o que permite fazer a aquisição de dados sísmicos durante o ensaio. Para tal, são geradas à superfície ondas sísmicas, por meio de uma fonte sísmica que geralmente é despoletada pelo próprio operador do ensaio, recorrendo ao choque de um martelo (conectado por um cabo à caixa de aquisição) numa placa de ferro. A figura 5.13 representa de um modo esquemático o circuito de montagem do ensaio que neste caso é denominado de piezocone sísmico (SCPTu).

## 5. Ensaio CPTu

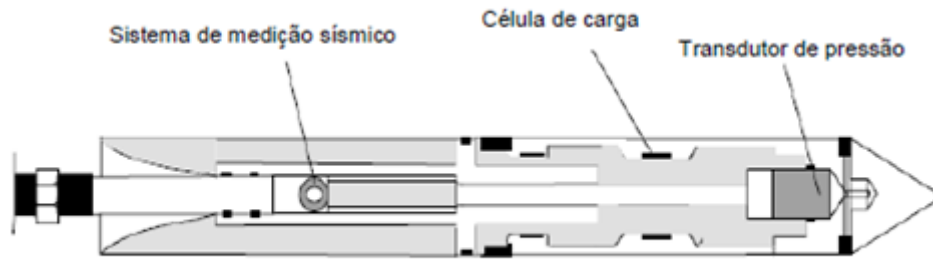


Figura 5.11 - Esquema representativo do módulo sísmico adicionado à ponteira cônica em SCPTu.

A utilização deste módulo em associação com o ensaio permite complementar o mesmo com o estudo adicional da velocidade de propagação de ondas sísmicas. O acelerómetro regista o tempo de chegada das ondas de corte (tipo S) e ondas de compressão (tipo P) desde a geração do pulso sísmico à superfície. Uma das vantagens da utilização deste módulo é a possibilidade de se realizar rapidamente sem que haja aumento significativo do tempo de realização do ensaio e assim obter informação paramétrica relacionada com a deformabilidade dos solos, relacionada com as ondas sísmicas através da Teoria da Elasticidade.

O procedimento do ensaio SCPTu é o mesmo descrito anteriormente sendo o registo dos dados sísmicos realizado durante a paragem do ensaio para o acrescento de varas. Deste modo, e uma vez que as varas têm geralmente um comprimento de 1m, a aquisição de dados sísmicos é feita com este intervalo. A distância entre a fonte sísmica e o ponto de cravação é habitualmente cerca de 1,5m. O tipo de propagação de cada onda é gerado um impacto vertical para as ondas de tipo P e dois impactos horizontais (de sentidos apostos) para as ondas de tipo S na placa de ferro de modo a produzir o efeito polarizado desta onda. As ondas propagam-se em profundidade do modo ilustrado na figura 5.12, atravessando as diversas camadas de solo até se dissiparem totalmente por perda completa da sua energia de propagação. As ondas de tipo P, ondas compressivas, são ondas longitudinais que provocam a vibração da rocha onde se propagam, paralelamente à direção da onda (ocorre uma compressão seguida de distensão de baixa amplitude e período). No caso das ondas de tipo S, ondas de corte, estas são transversais deslocando o solo perpendicularmente à direção de propagação.

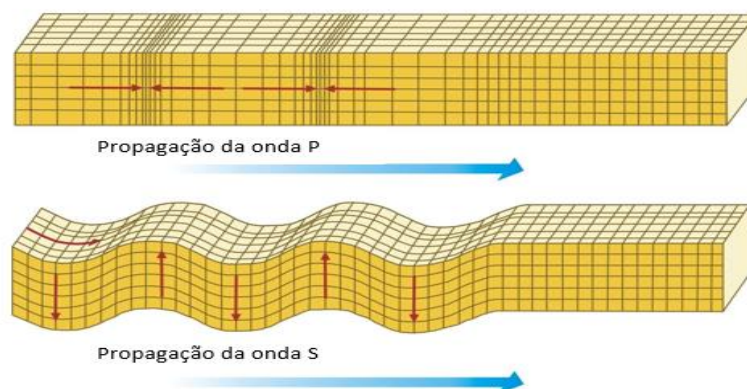


Figura 5.12 - Tipo de propagação das ondas P e S.

O choque entre o martelo e a placa de ferro (fonte sísmica) é o suficiente para criar ondas sísmicas que se propagam tanto à superfície como em profundidade. O cabo conectado ao

## 5. Ensaio CPTu

martelo permite ao osciloscópio registar o momento do impacto e o tempo de chegada das ondas ao geofone localizado na ponteira do equipamento.

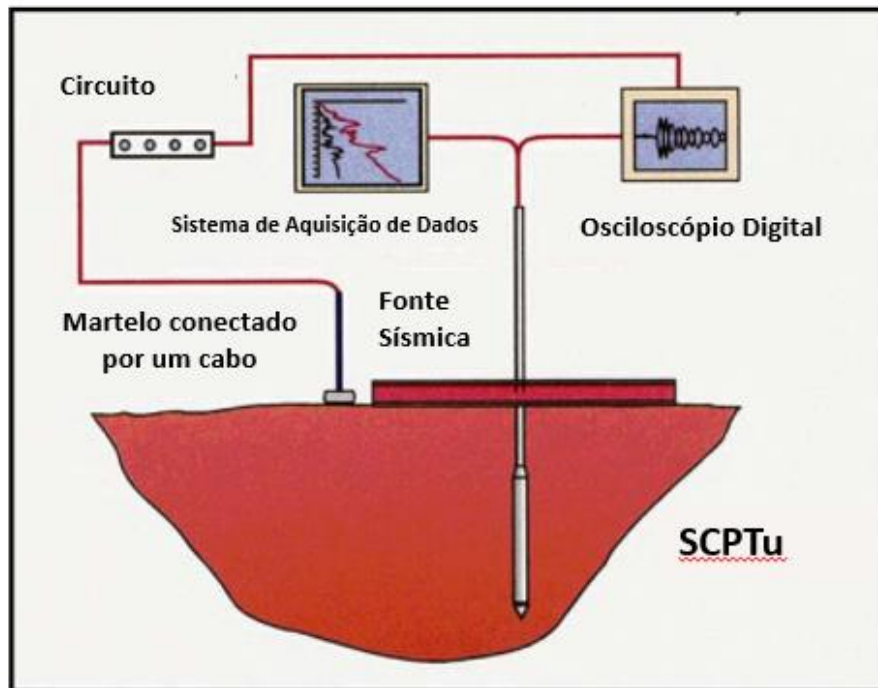


Figura 5.13 - Representação esquemática do circuito de montagem do SCPTu (adaptado de Robertson e Cabal, 2010).

### 5.5 Parâmetros obtidos pelo ensaio CPTu

A aquisição de dados durante a realização do ensaio CPTu é feita a cada 1 ou 2 cm de profundidade. O ensaio permite obter diretamente três parâmetros, a resistência de ponta,  $q_c$ , o atrito lateral,  $f_s$  e a pressão da água nos poros,  $u_2$ , que correspondem aos 3 gráficos apresentados na figura 5.3 no início deste capítulo. Quando utilizado o módulo sísmico é também feito o registo das ondas sísmicas anteriormente descritas, S e P. A figura 5.14 é um esquema ilustrativo do processo de execução do ensaio SCPTu, em que são geradas as ondas sísmicas à superfície que se propagam em todas as direções, até serem registadas pelo geofone colocado na ponteira cônica. A figura 5.14 ilustra ainda a localização da obtenção dos parâmetros básicos na frente de ensaio.

## 5. Ensaio CPTu

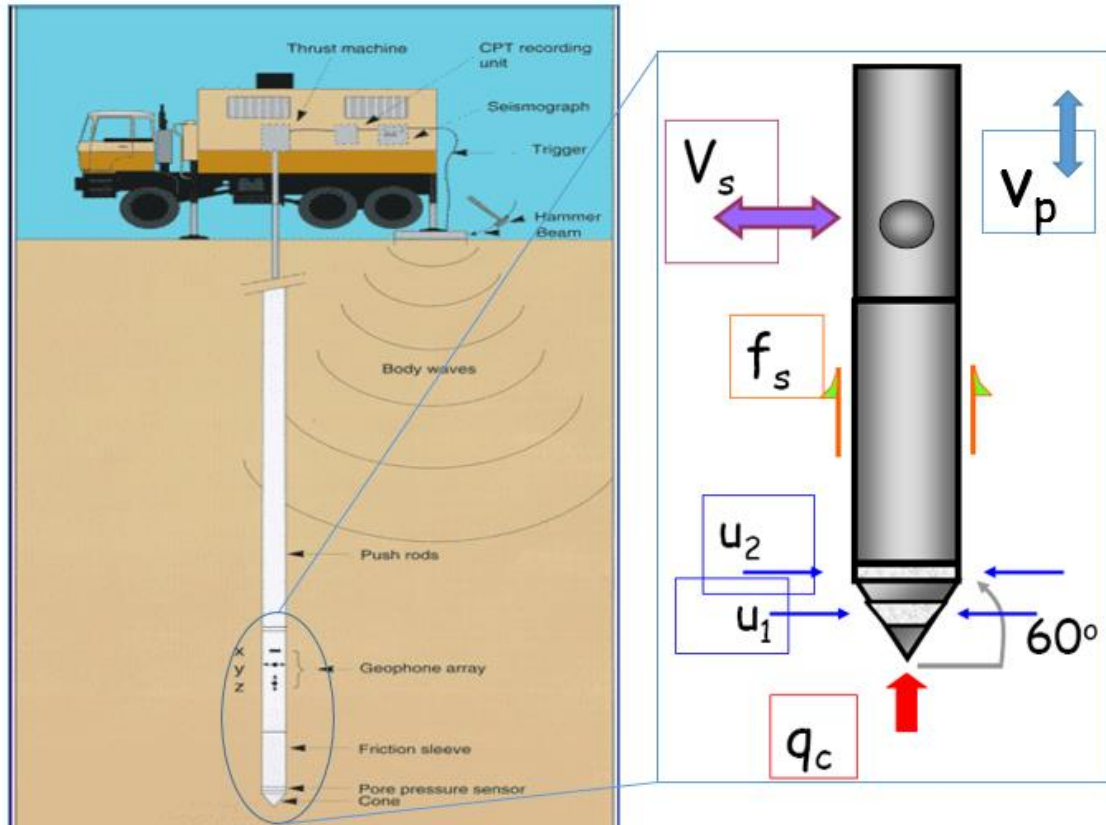


Figura 5.14 - Esquema da obtenção de parâmetros no ensaio com recurso ao módulo sísmico, SCPTu.

### 5.5.1 Resistência de ponta, $q_c$

Este parâmetro corresponde à razão entre a força axial necessária à penetração do cone ( $F_c$ ) e a área da secção deste ( $A_c=10 \text{ cm}^2$ ). A sua medição é feita pelo sensor de carga no interior da ponteira e exprime-se em MPa sendo a expressão 5.1 utilizada neste cálculo:

$$q_c = \frac{F_c}{A_c} \quad (5.1)$$

A adição do piezocone permitiu corrigir um erro inerente a este parâmetro causado pela influência da pressão de água nos poros. Campanella et al., (1982) propôs a seguinte equação (5.2) para a resistência de ponta corrigida:

$$q_t = q_c + u_2 * (1 - a) \quad (5.2)$$

em que,  $a$  representa o coeficiente de desigualdade de área, geralmente entre 0.7 e 0.85,  $q_c$  a resistência de ponta não corrigida e  $u_2$  a poro-pressão na posição pré-definida.

### 5.5.2 Atrito lateral, $f_s$

Tal como o anterior, este parâmetro é obtido diretamente do ensaio com base na razão entre a força axial de fricção ( $F_s$ ) na manga de atrito e a área de circunferência da manga ( $A_s=150 \text{ cm}^2$ ) expresso em kPa com base na formulação 5.3:

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \quad (5.3)$$



## 5. Ensaio CPTu

Novamente, a ação da água imprimia a sua influência nos valores registados na manda de atrito sendo necessário corrigir este parâmetro. A formulação para o atrito lateral corrigido é a da expressão 5.4:

$$f_t = f_s - (u_2 * A_{sb} - u_3 * A_{st})/A_s \quad (5.4)$$

em que,  $u_2$  e  $u_3$  correspondem à pressão nos poros medida na base e no topo da manga de atrito, respetivamente,  $A_s$  a área de superfície da manga,  $A_{sb}$  e  $A_{st}$  a área de secção da manga, respetivamente na base e no topo e  $f_s$  o atrito lateral não corrigido.

### 5.5.3 Poro-pressão, $u_2$

O parâmetro da poro-pressão é medido na câmara porosa instalada na ponteira cónica do CPTu sendo o registo feito pelo sensor de pressões neutras aí localizado. O valor correspondente ao parâmetro é expresso em kPa.

## 5.6 Parâmetros normalizados do ensaio CPTu

A resistência de ponta e o atrito lateral tendem a aumentar com o aumento da profundidade devido ao incremento da tensão vertical efetiva. No entanto, os parâmetros básicos não incluem esta componente no seu cálculo pelo que se torna necessário proceder à normalização dos mesmos.

Em 1986, Robertson et al., propôs duas expressões de complemento aos modelos anteriormente utilizados, a razão de atrito lateral normalizado ( $F_r$ ) e o coeficiente de poro-pressão ( $B_q$ ). No seguimento do seu trabalho, o autor, em 1990, procurou substituir a resistência de ponta corrigida, propondo um modelo matemático para a resistência de ponta normalizada ( $Q_T$ ) baseado nas expressões 5.5, 5.6 e 5.7:

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} * 100 \% \quad (5.5)$$

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{vo}} \quad (5.6)$$

$$Q_T = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} \quad (5.7)$$

em que,  $\sigma_{vo}$ , a tensão total vertical;  
 $\sigma'_{vo}$ , a tensão efetiva vertical;  
 $u_0$ , a pressão hidrostática;

### 5.7 Classificação do Solo

A classificação de solos é um dos principais atributos do ensaio CPT. Apesar de este não permitir uma classificação exata, por meio das características físicas de cada tipo de solo, permite, baseado na análise das propriedades mecânicas de resistência e rigidez, uma classificação bastante aproximada e confiável.

Das expressões anteriores resultaram os diagramas de Robertson et al., (1986) e Robertson et al., (1990) apresentados nas figuras 5.15 e 5.16.

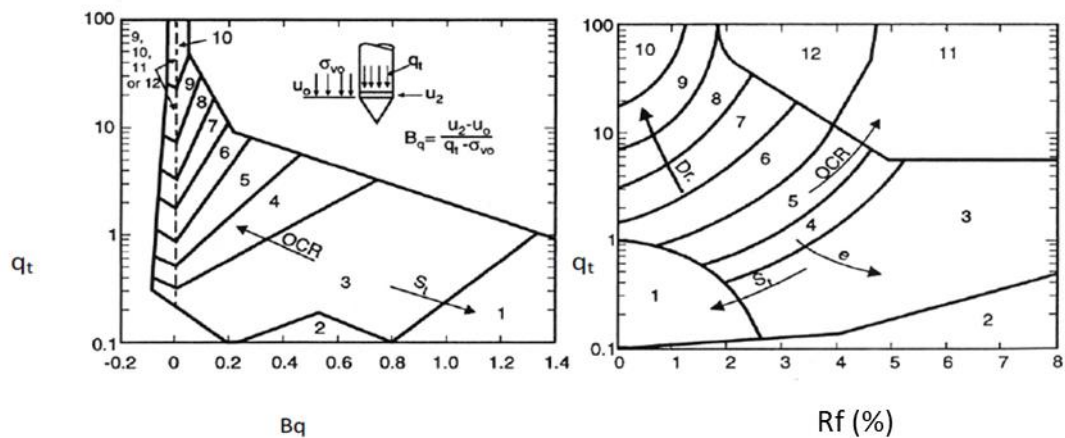


Figura 5.15 - Classificação proposta por Robertson (1986).

- |   |   |
|---|---|
| 1 - Solos sensíveis de granulometria fina | 7 – Siltes arenosos a areias siltosas         |
| 2 - Material orgânico                     | 8 - Areias a siltes arenosos                  |
| 3 – Argilas                               | 9 – Areias                                    |
| 4 – Siltes argilosos a argilas            | 10 – Areias com seixo a areias                |
| 5 – Argilas siltosas a siltes argilosos   | 11 – Solos muito duros de granulometria fina* |
| 6 - Areias siltosas a argilas siltosas    | 12 – Areias a argilas arenosas muito duras*   |

\*Formações sobreconsolidadas ou com estrutura de cimentação;

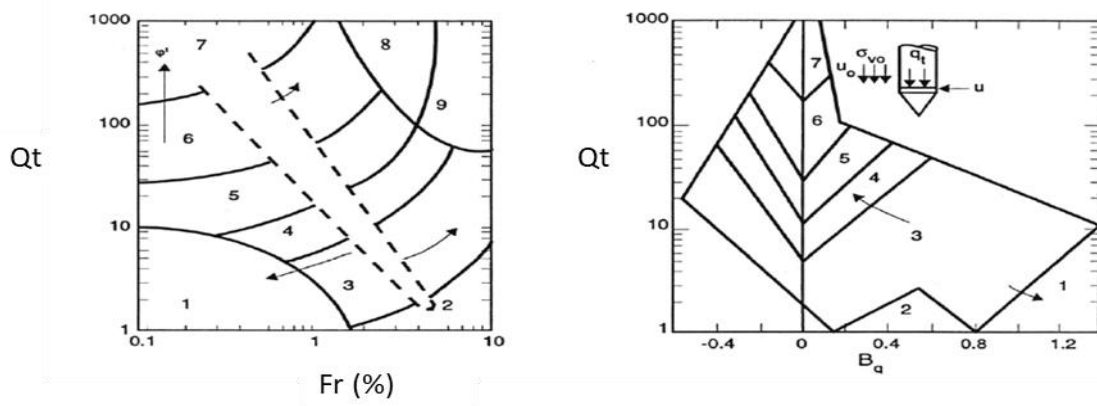


Figura 5.16 - Classificação proposta por Robertson (1990).

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.

## 5. Ensaio CPTu

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

Partindo dos parâmetros normalizados introduzidos por Robertson ( $Q_t$ ,  $F_r$  e  $B_q$ ), Jefferies e Davies (1993) propuseram um índice de classificação numérica ( $I_c$ ), cujos principais intervalos se apresentam na tabela 5.1:

$$I_c = ((3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1.22)^2)^{0.5} \quad (5.8)$$

Tabela 5.1 – Índice de classificação numérica de Jefferies e Davies (1993).

Classificação do Solo	Zona (Robertson, 1990)	Intervalo do Índice de Classificação
Solos argilosos orgânicos	2	$I_c > 3.22$
Argilas	3	$2.82 < I_c < 3.22$
Misturas siltosas	4	$2.54 < I_c < 2.82$
Misturas arenosas	5	$1.90 < I_c < 2.54$
Areias	6	$1.25 < I_c < 1.90$
Areias grosseiras	7	$I_c < 1.25$

Mais recentemente surgiu uma atualização do gráfico de Robertson (1990) função  $Q_t$  vs  $F_r$  e que é a apresentado na figura 5.17. Este novo gráfico permite fazer uma representação das tendências gerais de parâmetros como o aumento de densidade do solo, OCR e cimentação de solos arenosos e aumento da história de tensões (OCR) e sensibilidade de solos argilosos (Robertson e Cabal, 2010).

## 5. Ensaio CPTu

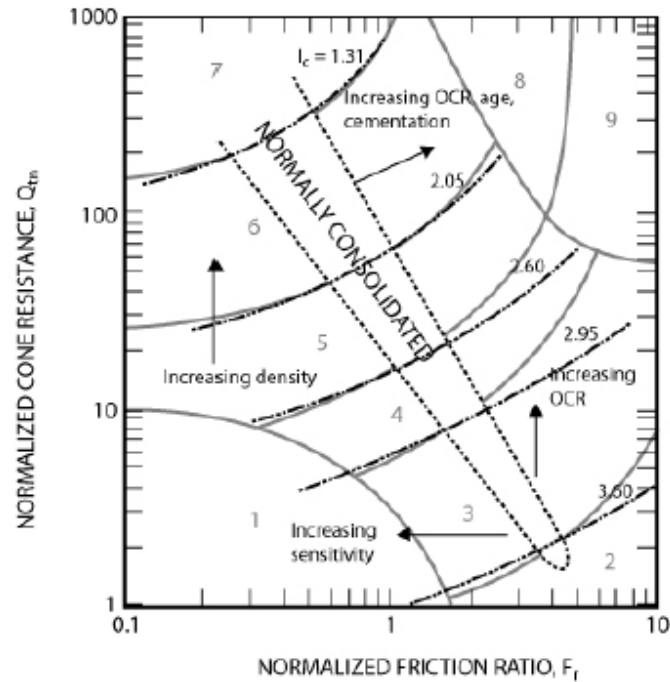


Figura 5.17 - Atualização do gráfico de classificação de Robertson (2010).

### 5.8 Peso volúmico, $\gamma$

O cálculo dos pesos volúnicos são de elevada relevância na dedução dos diferentes parâmetros geotécnicos. Este pode ser obtido a partir do ensaio CPTu sem grande disparidade dos valores reais. Com base nos diagramas anteriores, Robertson et al., 1986, propôs um peso volúmico agrupado a cada uma das zonas dos diagramas, conforme a tabela 5.2:

Tabela 5.2 - Pesos volúnicos por Robertson (1986).

Zone	Approx. unit weight		
1	17.5 kN/m <sup>3</sup>	7	18.5 kN/m <sup>3</sup>
2	17.5 kN/m <sup>3</sup>	8	19 kN/m <sup>3</sup>
3	17.5 kN/m <sup>3</sup>	9	19.5 kN/m <sup>3</sup>
4	18 kN/m <sup>3</sup>	10	20 kN/m <sup>3</sup>
5	18 kN/m <sup>3</sup>	11	20.5 kN/m <sup>3</sup>
6	18 kN/m <sup>3</sup>	12	19 kN/m <sup>3</sup>

## 5. Ensaio CPTu

- |   |   |
|---|---|
| 1 - Solos sensíveis de granulometria fina | 7 – Siltes arenosos a areias siltosas         |
| 2 - Material orgânico                     | 8 - Areias a siltes arenosos                  |
| 3 – Argilas                               | 9 – Areias                                    |
| 4 – Siltes argilosos a argilas            | 10 – Areias com seixo a areias                |
| 5 – Argilas siltosas a siltes argilosos   | 11 – Solos muito duros de granulometria fina* |
| 6 - Areias siltosas a argilas siltosas    | 12 – Areias a argilas arenosas muito duras*   |

\*Formações sobreconsolidadas ou com estrutura de cimentação;

Mais tarde, Robertson (2010), propôs uma nova expressão de cálculo (5.9) dos pesos volúmcicos com base na razão de atrito ( $R_f$ ), o peso volúmcico da água e na pressão atmosférica na mesma unidade dos valores da resistência de ponta corrigida:

$$\gamma = \left[ 0.27(\log(R_f)) + 0.36 \left( \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) \right) + 1.236 \right] * \gamma_w \quad (5.9)$$

Com recurso ao já referido módulo sísmico (ensaio SCPTu), Mayne em 2007, propôs um modelo de determinação dos pesos volúmcicos baseado na velocidade de propagação de ondas sísmicas em função da profundidade como se pode observar na figura 5.18.

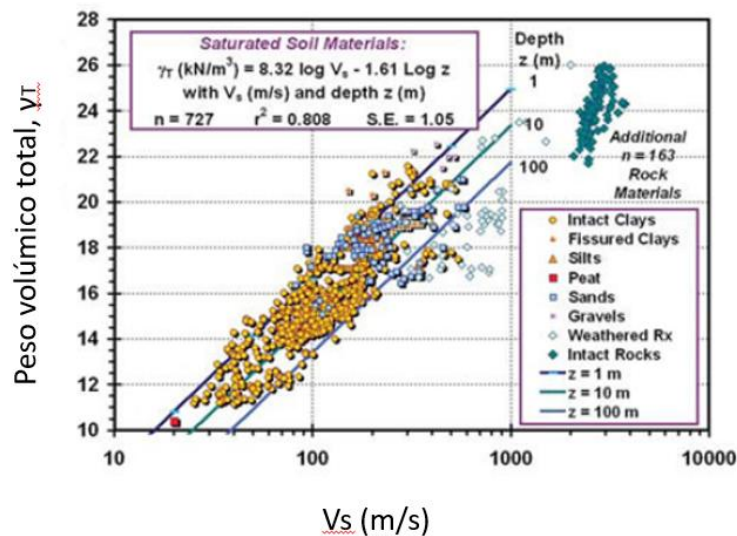


Figura 5.18 - Determinação dos pesos volúmcicos baseado nas ondas  $v_s$  e profundidade (Mayne, 2007).

### 5.9 Parâmetros geotécnicos do ensaio CPTu

Diversas correlações semi-empíricas vêm sendo desenvolvidas no sentido de se estimar os parâmetros geotécnicos a partir do ensaio CPT. Estas correlações têm diferentes graus de fiabilidade e aplicabilidade. Os diversos sensores que se lhe podem adicionar, como é o caso dos já referidos módulos de poro-pressão (CPTu) e sísmico (SCPTu), conferem ao ensaio uma maior

## 5. Ensaio CPTu

competência na dedução dos parâmetros geotécnicos. Este último (SCPTu) tem um forte impacto na qualidade dos parâmetros de deformabilidade obtidos (Robertson e Cabal, 2010).

### 5.9.1 História e estado de tensões, OCR e $K_0$

A história das tensões é avaliada com recurso ao grau de sobreconsolidação (OCR). Este parâmetro define-se como a relação entre a tensão máxima aplicada no solo e a tensão efetiva vertical atual, conforme a expressão 5.10:

$$OCR = \frac{\sigma'_p}{\sigma'_{vo}} \quad (5.10)$$

em que,  $\sigma'_p$  é a tensão de pré-consolidação e  $\sigma'_{vo}$  a tensão efetiva vertical.

Em solos sobreconsolidados, em que a única alteração tenha sido a diminuição da tensão vertical, esta expressão é adequada. No entanto, em solos cimentados o OCR pode representar a componente de cimentação (Cruz, 2010).

Em solos argilosos Kulhawy e Mayne (1990) sugeriram a utilização do parâmetro na forma da expressão 5.11:

$$OCR = k \left[ \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right] = kQ_t \quad (5.11)$$

onde k é uma constante em que geralmente se assume o valor 0.33 e  $\sigma'_{vo}$  a tensão vertical efetiva. Esta constante, k, varia entre 0.2 e 0.5, deve assumir um valor mais elevado quando aplicada em solos argilosos sobreconsolidados (Robertson e Cabal, 2010).

Em solos arenosos, Mayne e Campanella (2005) propuseram a expressão 5.12:

$$OCR = \left[ \frac{0.192 * \left( \frac{q_t}{P_{atm}} \right)^{0.22}}{(1 - \text{sen } \phi) * \left( \frac{\sigma'_{vo}}{P_{atm}} \right)^{0.21}} \right]^{\left( \frac{1}{\text{sen } \phi - 0.27} \right)} \quad (5.12)$$

em que  $P_{atm}$  corresponde à pressão atmosférica (100Kpa).

Sendo fundamentalmente um ensaio de resistência, o ensaio CPTu não permite avaliar de um modo fidedigno o estado de tensões,  $K_0$ . No entanto, com base na estimativa de OCR é possível estimar o estado de tensões em solos argilosos, como se pode observar na figura 5.19, apesar de ocorrer uma dispersão considerável nos dados analisados para estas correlações (Robertson e Cabal, 2010).

## 5. Ensaio CPTu

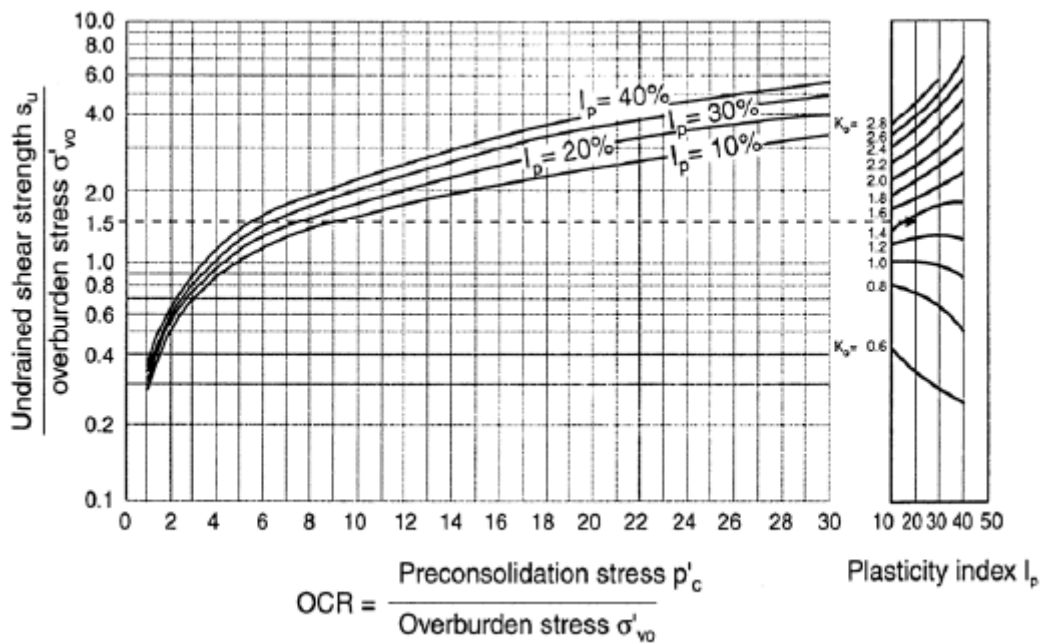


Figura 5.19 - Estimativa de OCR e  $K_0$  partindo de  $s_u/\sigma'_{vo}$  e do Índice de Plasticidade (Robertson e Cabal, 2010).

Apesar disto, Kulhawy e Mayne (1990) sugeriram uma aproximação para este parâmetro dado pela expressão 5.13:

$$K_0 = 0.1 * \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \quad (5.13)$$

### 5.9.2 Resistência ao corte

A avaliação da resistência ao corte com base no ensaio CPTu é baseada nas condições drenadas ou não drenadas dos solos ensaiados. No caso de materiais arenosos são assumidas condições drenadas sendo a sua resistência caracterizada pelo ângulo de atrito efetivo,  $\phi'$ , enquanto em materiais argilosos se assumem condições não drenadas traduzidas em termos de resistência pela coesão não drenada,  $c_u$ .

#### 5.9.2.1 Ângulo de atrito efetivo, $\Phi'$

Em solos granulares não cimentados é comum expressar a resistência ao corte com base no ângulo de atrito efetivo. Uma vez que a resistência de ponta depende tanto da resistência à penetração como das características de deformabilidade do solo, a relação entre esta e o ângulo de atrito efetivo não é linear. Deste modo, diferentes modelos teóricos e empíricos foram propostos para correlacionar estes parâmetros e determinar  $\phi'$  em materiais granulares. Estes estudos podem ser agrupados em três diferentes categorias:

- Correlações semi-empíricas baseadas em testes de câmaras de calibração;
- Teoria da expansão cavitosa;
- Teoria da capacidade de carga;

## 5. Ensaio CPTu

As correlações semi-empíricas são as mais utilizadas atualmente (Robertson e Cabal, 2010). Estas podem ser baseadas no parâmetro de densidade relativa ou em correlações diretas com a resistência de ponta e a tensão efetiva vertical. Partindo desta teoria surgiu o diagrama de Robertson e Campanella (1983), apresentado na figura 5.20, baseado na expressão 5.14:

$$\phi' = \arctan[0.1 + 0.38 * \log(q_c / \sigma'_{vo})] \quad (5.14)$$

em que,  $\phi'$  corresponde ao ângulo de resistência ao corte e  $q_c / \sigma'_{vo}$  à resistência de ponta e tensão efetiva vertical, respectivamente.

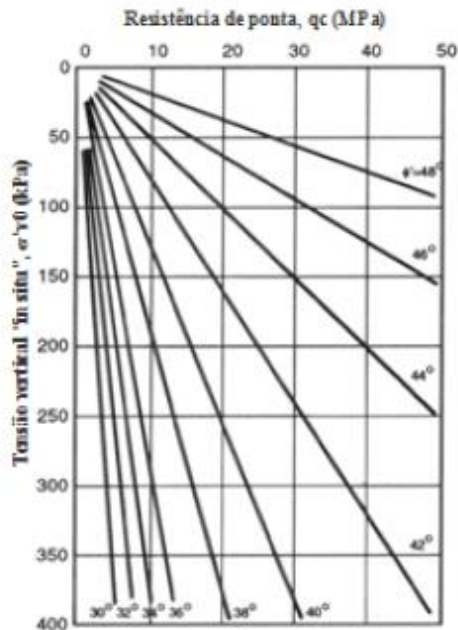


Figura 5.20 - Ângulo de atrito efetivo com base em  $q_c / \sigma'_{vo}$  (Robertson e Campanella, 1983).

Kulhawy e Mayne (1990), baseados em dados obtidos em câmara de calibração, sugeriram a correlação abaixo apresentada para determinar o ângulo de resistência ao corte:

$$\phi' = 17.6 + 11 * \log Q_{tn} \quad (5.15)$$

$$\text{em que, } Q_{tn} = \left( \frac{q_t - \sigma_{vo}}{Pa} \right) * \left( \frac{Pa}{\sigma'_{vo}} \right)^n; \quad n = 0.381 * I_c + 0.05 * \frac{\sigma'_{vo}}{Pa} - 0.15$$

### 5.9.2.2 Resistência ao corte não drenada, $C_u$

O parâmetro da resistência ao corte não drenada, aqui designado por  $C_u$ , é habitualmente derivado a partir de modelos empíricos, uma vez que, os modelos teóricos incorporam diversas simplificações relativas ao comportamento mecânico dos solos.

A resistência ao corte em materiais coesivos é geralmente deduzida a partir da razão entre a resistência de ponta reduzida e da tensão horizontal efetiva por um fator de cone,  $N_k$ :

$$C_u = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}} \quad (5.16)$$

Senneset et al. (1982) sugeriu a utilização do valor de poro-pressão e um fator de cone diferente ( $9 \pm 3$ ) numa nova expressão de cálculo:



## 5. Ensaio CPTu

$$C_u = \frac{(q_t - u_2)}{N_{ke}} \quad (5.17)$$

Por sua vez, Campanella et al. (1982) propôs a expressão abaixo apresentada baseada na diferença entre a poro-pressão medida durante o ensaio (na posição  $u_2$ ) com a pressão hidroestática ( $u_0$ ):

$$C_u = \frac{(u_2 - u_0)}{N_{\Delta u}} \quad (5.18)$$

De notar que o fator de cone  $N_{\Delta u}$  se relaciona com  $N_{kt}$  pelo coeficiente de poro-pressão ( $B_q$ ):

$$N_{\Delta u} = B_q * N_{kt} \quad (5.19)$$

Todas estas expressões de cálculo baseadas no fator de cone implicam a realização de ensaios à parte (FVT, DMT ou triaxial) de modo a fazer uma calibração apropriada deste parâmetro. Segundo Lunne et al. (1997), quando não for possível a realização destes ensaios em paralelo, deve ser levado em conta um determinado intervalo de valores. Assim, segundo autor, o parâmetro  $N_{kt}$  deve ser balizado entre [15; 20]. No caso de o ensaio ser realizado em argilas duras ou fissuradas o mesmo fator de cone pode alcançar valores próximos de 30. Em formações moles, onde existe uma incerteza associada aos valores da resistência de ponta, deve ser usada a expressão baseada nas pressões intersticiais, assumindo um valor de  $N_{\Delta u}$  [7; 10] (Cruz, 2010).

### 5.9.3 Sensibilidade

A sensibilidade do solo ( $S_t$ ) é um parâmetro aplicado a solos argilosos definido como a razão entre a resistência ao corte não drenada ( $C_u$ ) e em materiais remoldados ( $C_{u(rem)}$ ), conforme a expressão 5.20:

$$S_t = \frac{C_u}{C_{u(rem)}} = \frac{(q_t - \sigma_v)}{N_{kt}} * \frac{1}{f_s} \quad (5.20)$$

De notar que o valor de  $C_{u(rem)}$  pode ser igualado ao atrito lateral,  $f_s$ , pelas suas características remoldadas. O parâmetro em questão deve ser usado apenas como um valor de referência, uma vez que, no caso de argilas moderadamente sensíveis pode alcançar valores  $S_t > 10$  pela obtenção de atritos laterais muito reduzidos, conferindo uma baixa precisão no cálculo da sensibilidade (Robertson e Cabal, 2010).

### 5.9.4 Razão de resistência ao corte não drenada, $C_u/\sigma'_{vo}$

O parâmetro da resistência ao corte não drenada é frequentemente calculado visto que se relaciona com o já abordado parâmetro OCR e é calculado pela expressão 5.21 e 5.22.

Segundo a Mecânica de Solos dos Estados Críticos existe uma relação entre este parâmetro ( $c_u/\sigma'_{vo}$ )<sub>NC</sub> em argilas normalmente consolidadas e o ângulo de atrito efetivo,  $\Phi'$ , pelo que, quando este último aumenta também aumenta ( $c_u/\sigma'_{vo}$ )<sub>NC</sub>.

$$c_u/\sigma'_{vo} = \frac{(q_t - \sigma_{vo})}{\sigma'_{vo}} * \frac{1}{N_{kt}} = \frac{Q_t}{N_{kt}} \quad (5.21)$$

Assumindo  $C_{u(rem)} = f_s$  então é possível escrever:

$$\frac{C_{u(rem)}}{\sigma'_{vo}} = \frac{f_s}{\sigma'_{vo}} = \frac{F_r * Q_t}{100} \quad (5.22)$$

## 5. Ensaio CPTu

Isto torna possível representar  $\frac{c_{u(rem)}}{\sigma'_{vo}}$  no gráfico atualizado de Robertson (2009) em que o parâmetro representa o OCR para argilas pouco sensíveis com valores elevados de  $c_u/\sigma'_{vo}$  e argilas sensíveis para valores inferiores de  $c_u/\sigma'_{vo}$  (Robertson e Cabal, 2010).

### **5.9.5 Deformabilidade**

A avaliação da rigidez de um solo por meio do ensaio CPTu depende da utilização, ou não, do módulo sísmico (SCPTu). Isto é, uma vez que o piezocone é um ensaio essencialmente de resistência, este não avalia diretamente parâmetros de deformação, pelo que, no caso do CPT/CPTu, estes são deduzidos por correlações empíricas que devem ser aplicadas com alguma cautela uma vez que dependem das condições específicas de cada local de ensaiado. A adição do módulo sísmico confere ao ensaio CPT um importante desenvolvimento na avaliação dos parâmetros de rigidez pela utilização das características de propagação de ondas sísmicas.

#### **5.9.5.1 Módulo de deformabilidade confinado, $M$**

As principais correlações baseadas no ensaio CPTu para a dedução do parâmetro de deformabilidade relacionam a resistência de ponta,  $q_c$  ou  $q_t$ , com o módulo de deformabilidade confinado,  $M$ , ou com o módulo distorcional,  $G_0$ , sendo definidas para diferentes comportamentos de drenagem conforme as expressões 5.23 a 5.28 da tabela 5.3:

## 5. Ensaio CPTu

Tabela 5.3 - Correlações propostas para derivar o módulo de deformabilidade confinado,  $M_0$ .

Expressão		Autores	Tipo de material analisado	
$M = 4 * q_c$	$q_c < 10 \text{ MPa}$	Lunne & Christophersen (1983)	Em câmara de calibração: areias limpas predominantemente siliciosas não cimentadas;	(5.23)
$M = (2 * q_c) + 20$	$10 < q_c < 50 \text{ MPa}$			(5.24)
$M = 120$	$q_c > 50 \text{ MPa}$			
$M = (2 * q_t)$	$q_t < 2.5 \text{ MPa}$	Senneset et al., 1988	Solos mistos com comportamento parcialmente drenado;	(5.25)
$M = (4 * q_t) - 5$	$2.5 < q_t < 5 \text{ MPa}$			(5.26)
$M = \alpha * q_c$		Mitchell e Gardner (1975)	Argilas a siltes-argilosos com comportamento não drenado;	(5.27)
$\alpha [1 ; 8]$ depende de:				
<ul style="list-style-type: none"> <li>○ Tipo de solo</li> <li>○ Resistência de ponta</li> <li>○ Plasticidade</li> </ul>				
$M = 8.25 * (q_t - \sigma'_{vo})$		Kulhaway (1990)	Argilas a siltes-argilosos com comportamento não drenado;	(5.28)
(apenas nos piezocones mais recentes)				

\*M representa o módulo de deformabilidade confinado.

### 5.9.5.2 Módulo de distorção inicial ( $G_0$ )

De acordo com Jamiolkowski os valores da resistência de ponta e do módulo de distorção inicial são controlados pela compactidade dos solos e pelo seu estado de tensão in situ. Uma vez que os parâmetros de rigidez dependem em larga escala da resistência ao corte e do nível de tensão in situ e deformação a que são sujeitos dificulta o estabelecimento de uma relação direta entre  $G_0$  e  $q_c$  (Veiga, 2004).

O módulo distorcional para pequenas deformações ( $G_0$ ) é um parâmetro muito importante no cálculo da resposta de terrenos a solicitações sísmicas e dimensionamento de fundações sujeitas a ações dinâmicas.

Em materiais terrosos, a não linearidade da rigidez com o aumento da deformação é uma característica importante pelo que o cálculo de  $G_0$  se torna essencial no enquadramento de outros módulos de deformabilidade (Silva, 2010).

## 5. Ensaio CPTu

A primeira expressão (5.29) para deduzir o módulo de distorção inicial foi proposta por Mayne e Rix (1993) em função da resistência de ponta normalizada ( $q_t$ ) e do índice de vazios ( $e_0$ ):

$$G_0 = 99.5 * p_a^{0.305} * q_t^{0.695} / e_0^{1.130} \quad (5.29)$$

De seguida, Sabatini, et. al (2002) propôs a expressão 5.30 para o cálculo deste módulo novamente através de métodos empíricos:

$$G_0 = 1.634 * (q_c)^{0.25} * (\sigma'_{vo})^{0.375} \quad (5.30)$$

A utilização do módulo sísmico para obtenção da velocidade de propagação de ondas compressivas,  $v_p$ , e de corte,  $v_s$ , tem a vantagem de permitir a obtenção de dados sem adicionar deformações adicionais ao solo, mantendo as condições de tensão e saturação locais constantes, garantindo uma grande eficiência na obtenção do módulo distorcional. Confere assim uma confiança reforçada na dedução dos parâmetros de deformabilidade. Considerando um meio isotrópico medianamente elástico é possível calcular  $G_0$ , com bastante rigor (expressão 5.31), com base na teoria da elasticidade a partir da massa volúmica,  $\rho$ , e da velocidade das ondas de corte,  $v_s$ :

$$G_0 = \rho * v_s^2 \quad (5.31)$$

### **5.9.5.3 Módulo de deformabilidade ou de Young ou de elasticidade, $E$**

O módulo de deformabilidade pode ser convertido a partir de  $G$  (expressão 5.32) através da teoria da elasticidade em que se assume um valor para o coeficiente de Poisson ( $\nu$ ) de 0.2 em condições drenadas e 0.5 em condições não drenadas:

$$E = 2 * G * (1 + \nu) \quad (5.32)$$



## **6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos**



## **6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos**

### **6.1 Introdução**

Neste capítulo são caracterizados, do ponto de vista das diferentes propriedades físicas e mecânicas, as formações graníticas da região do Porto e do Minho, apresentados os dados obtidos em pares de ensaios DMT e CPTu e deduzidas as expressões para obtenção dos parâmetros de resistência destes solos através do ensaio CPTu.

A bibliografia existente acerca dos granitos do Porto é bastante abundante existindo uma Carta Geotécnica do Porto, aqui denominada CGP. Este documento foi criado pela necessidade de se inventariar os recursos, patrimónios geológicos e comportamentos geotécnicos na zona do Grande Porto.

As classificações utilizadas para os diferentes materiais em estudo seguem a denominação utilizada por Cruz (2010), pela estreita correlação destes dois trabalhos, por sua vez baseada na Carta Geotécnica do Porto (CGP). Os materiais rochosos são classificados pelo seu grau de meteorização,  $W_1$  a  $W_5$ , e os materiais residuais distinguem-se por compactos (G8), mediamente compactos (G4) e muito caulinizados (G4K).

Como foi já referido e explicado no capítulo anterior, a base de trabalho da Mecânica de Solos Clássica não se adequa ao que é a realidade dos solos residuais, por contraste com os solos sedimentares, para os quais esta está sustentada. A cimentação presente na estrutura dos materiais residuais gera nestes solos uma componente coesiva, que se soma ao ângulo de atrito, a qual não encontra expressão de cálculo no contexto da interpretação de resultados de ensaios in-situ ensaio em solos sedimentares. Na realidade, em solos arenosos sedimentares assume-se que a resistência é representada apenas por um parâmetro, o ângulo de atrito ou de resistência ao corte. Em consequência, a aplicação das metodologias interpretativas relacionadas com os solos sedimentares geram um ângulo de resistência ao corte muito superior à realidade, porque incorporam a componente coesiva, e a avaliação da coesão não pode ser efetuada. Cruz (2010), baseando-se em ensaios realizados em câmara de calibração sobre solos artificialmente cimentados desenvolveu um modelo interpretativo específico para utilização do ensaio DMT na caracterização destes solos residuais. O presente trabalho baseia-se na replicação dessa metodologia à interpretação de resultados CPTu, servindo os resultados DMT de referência comparativa para a calibração CPTu. Para o efeito, foram agrupadas várias campanhas de ensaios DMT e CPTu, realizados lado a lado, por Cruz entre 1995 e 2007 (Cruz, 2010), nos granitos do Porto e do Minho, que geram solos residuais com os mesmos tipos de características.



## 6.2 Geologia da região

### 6.2.1 Porto

Os solos residuais ensaiados na região do Porto enquadram-se na mancha de Granitos do Porto (figura 6.1) caracterizada por camadas superficiais de solos residuais que resultam da alteração dos maciços graníticos. Estes ter-se-ão instalado há cerca de 300M de anos a uma profundidade aproximada de 10km.

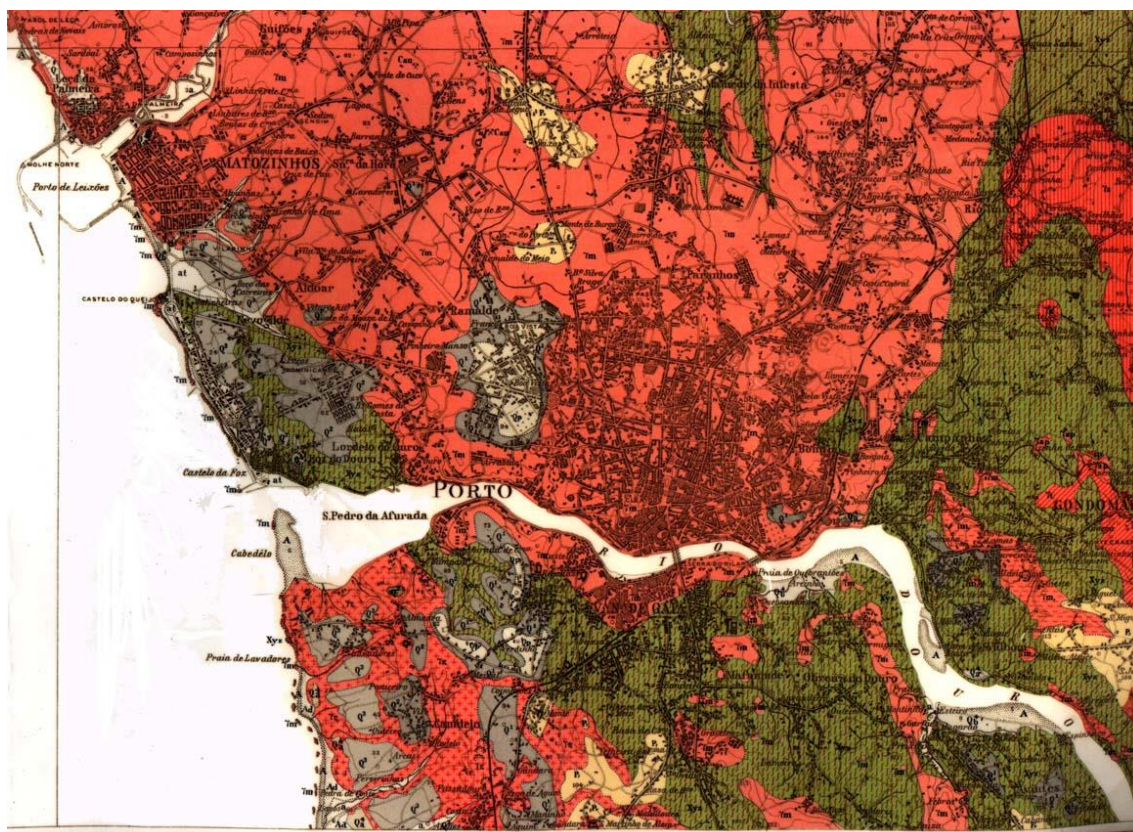


Figura 6.1 - Excerto da Carta Geológica de Portugal (1:25000) com representação da Formação dos Granitos do Porto.

Os solos residuais resultantes da formação dos granitos do Porto são produto da alteração química que ocorreu na região, por meio da hidrólise e desmantelamento de grãos de feldspato sódico e potássico. Estes formaram argilas caulínicas em que o quartzo e a moscovite se mantiveram estáveis pelo seu maior grau de resistência à meteorização (Cruz, 2010).

Estas formações são bastante heterogêneas tendo sido afetadas por diferentes fatores de alteração que lhes deram origem, tais como, diferentes condições climáticas, composições da rocha-mãe e ainda diferentes graus de penetração da água ao longo do maciço. De um modo geral o perfil tipo observado na região caracteriza-se por uma camada de solo superficial que em geral não ultrapassa 3m de espessura, seguida de uma camada de solo residual mediamente compacto, com espessuras que podem atingir 15 a 20m (G4). Esta camada evolui para o maciço rochoso decomposto a muito alterado (W<sub>4</sub> e W<sub>5</sub>), por vezes diretamente, outras vezes passando a uma camada de transição mais compacta (G8) com espessuras em regra inferiores a 5m.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

### 6.2.2 Minho

Os granitos estudados da região do Minho são provenientes da zona de Braga e Famalicão. A figura 6.2 é um excerto da Carta Geológica de Portugal referente à quadrícula 5-D, numa escala de 1:50000.

A região caracteriza-se pela presença de uma mancha de granitos que ocupa toda a região de Braga. Estes são, predominantemente, leucomesocráticos e apresentam encraves sendo todos granitos calco-alcálicos de duas micas. O grão dos minerais varia entre grão fino a grosseiro.

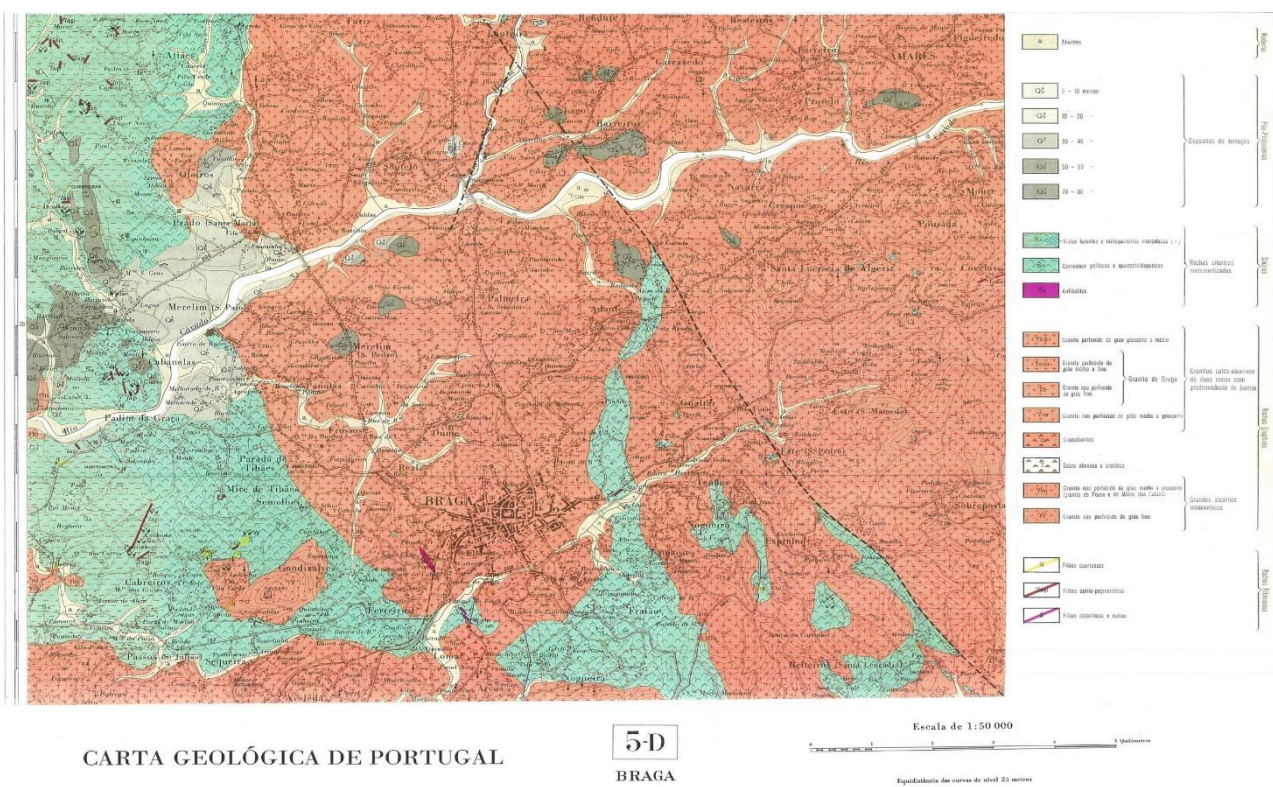


Figura 6.2 - Carta Geológica de Portugal em escala 1/50000 na folha 5-D (Braga).

### 6.3 Identificação

As propriedades físicas de identificação dos materiais utilizados neste trabalho revelaram estarmos na presença de solos areno-siltosos a silte-arenosos com pontuais argilas siltosas de baixa plasticidade, como se poderá verificar pelos dados de DMT e CPTu.

As figuras seguintes são referentes ao material do Porto. Com base na figura 6.3, da distribuição granulométrica, é possível observar que o material é bem graduado com a percentagem de finos a aumentar com o grau de alteração.



## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

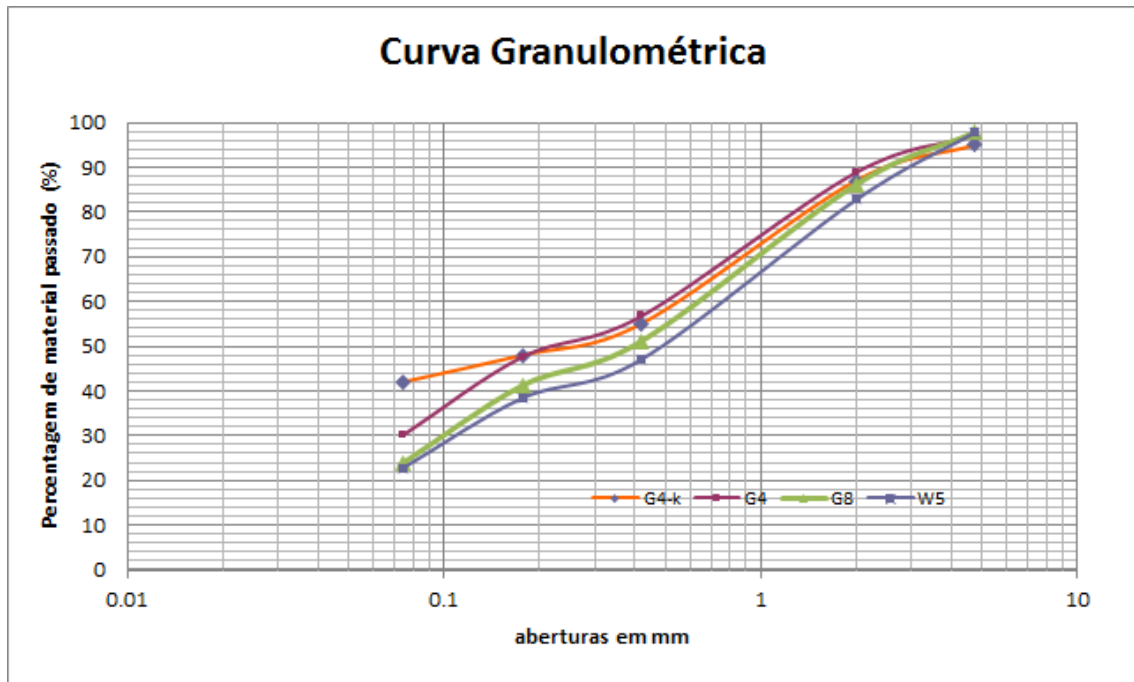


Figura 6.3 - Distribuição granulométrica (adaptado de Cruz, 2010).

A figura 6.4, frequência relativa (%) dos limites de Atterberg, permite inferir que os solos de G4 e G8 são caracterizados pela sua baixa plasticidade enquanto os solos G4K são de média plasticidade.

Em comparação com a curva granulométrica os solos de densidade mais elevada (G8) tendem a ser não-plásticos e de conteúdo fino mais baixo (< 30% passam no peneiro #200). Em resultado da alteração química de feldspatos em argilas, nos materiais de maior alteração, o conteúdo de finos e a plasticidade aumentam gradualmente, até 40% de finos e plasticidade média a elevada em G4K, respetivamente (Cruz, 2010).

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

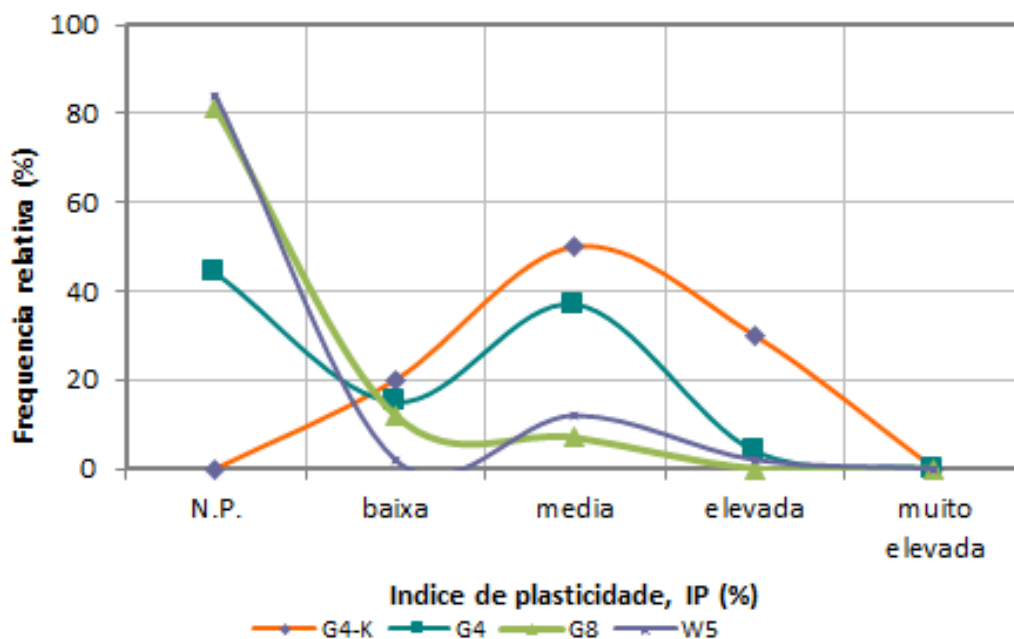


Figura 6.4 - Índice de Plasticidade, IP (adaptado de Cruz, 2010).

### 6.4 Propriedades Físicas

As propriedades físicas com influência na resistência e deformabilidade, tais como, a porosidade e peso volúmico revelam um aumento global da porosidade em contraste com um decréscimo do peso volúmico com o aumento da alteração nos materiais do Porto.

Na figura 6.5 é apresentado o peso volúmico seco, total e de sólidos em relação à alteração. Como se pode observar o peso volúmico de sólidos mantém-se relativamente estável sem relação com o grau de alteração. Por outro lado o peso volúmico seco e total tendem a se manter estáveis dentro dos grupos G4 e G8, aumentando até  $W_3$  onde estabiliza novamente até  $W_1$  alcançando os valores do peso volúmico de sólidos.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

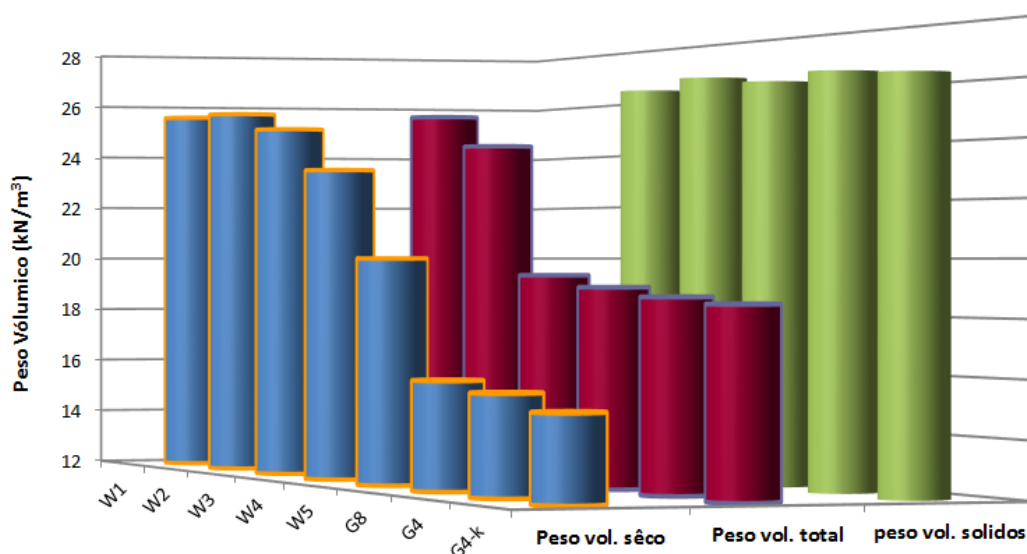


Figura 6.5 - Pesos volúmicos dos granitos Porto (adaptado de Cruz, 2010).

Quanto à porosidade, na figura 6.6, esta propriedade parece corroborar o que foi referido anteriormente, no sentido em que se mantém relativamente estável do estágio  $W_1$  a  $W_3$  onde ocorre um súbito aumento, altura em que a alteração se estende a todo o maciço,  $W_4$ .

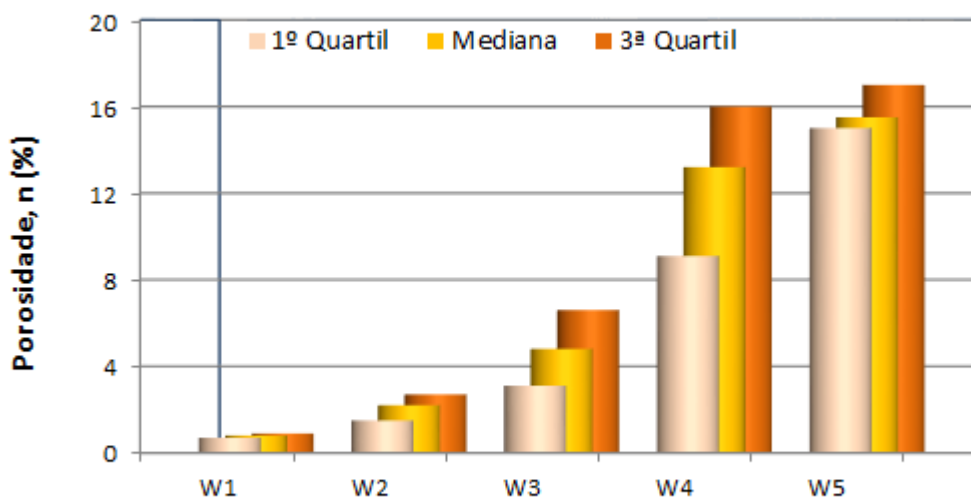


Figura 6.6 - Representação da porosidade dos granitos Porto (adaptado de Cruz, 2010).

Por outro lado, os resultados da permeabilidade, apresentados na figura 6.7, revelam um ligeiro decréscimo com o aumento da alteração, embora em geral a variação seja reduzida (Cruz, 2010).

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

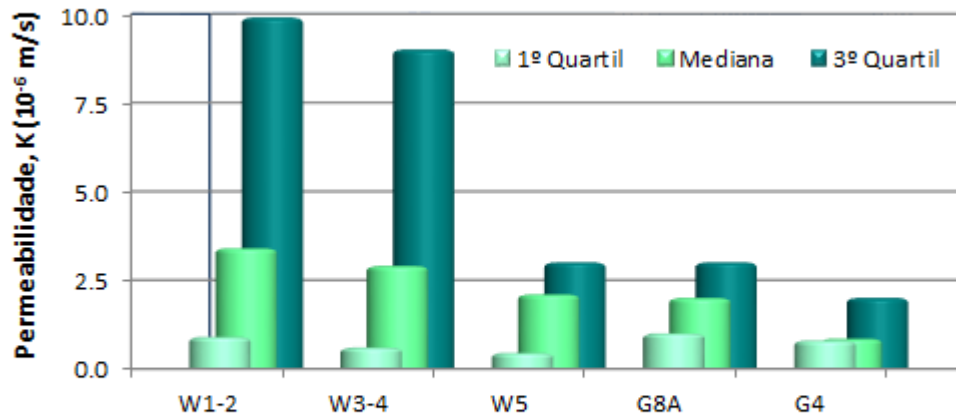


Figura 6.7 - Representação da permeabilidade dos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010).

### 6.5 Resistência e Deformabilidade

Os parâmetros aqui mencionados foram avaliados tanto por ensaios de laboratório aplicados a solos e rochas como por ensaios “in situ” nos materiais da região do Porto.

De um modo geral os dados obtidos nos parâmetros de resistência e deformabilidade analisados revelam um decréscimo global logarítmico com o aumento da meteorização, em que,  $W_4$  e  $W_5$  representam uma zona de transição onde ocorre uma queda abrupta destes parâmetros, como se pode observar nas figuras 6.8 a 6.10.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

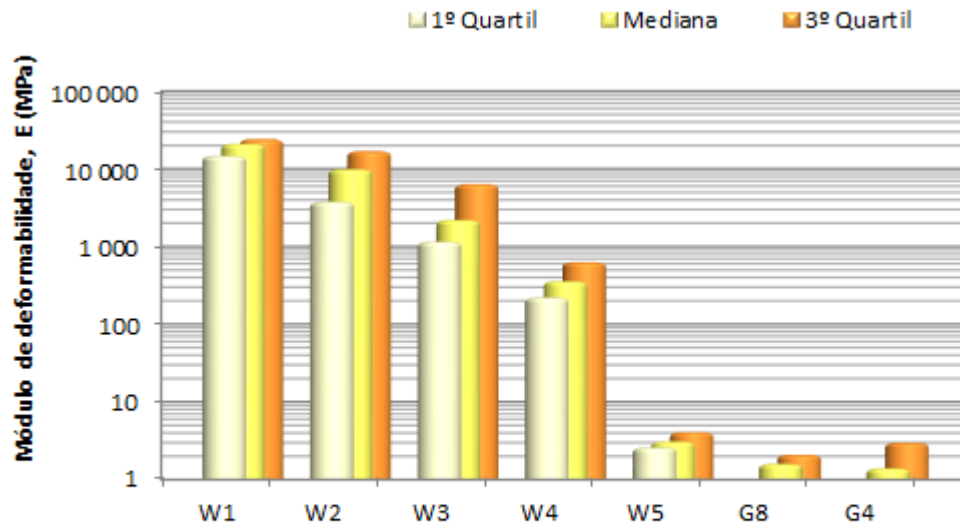


Figura 6.8 - Evolução do módulo de deformabilidade uniaxial nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010).

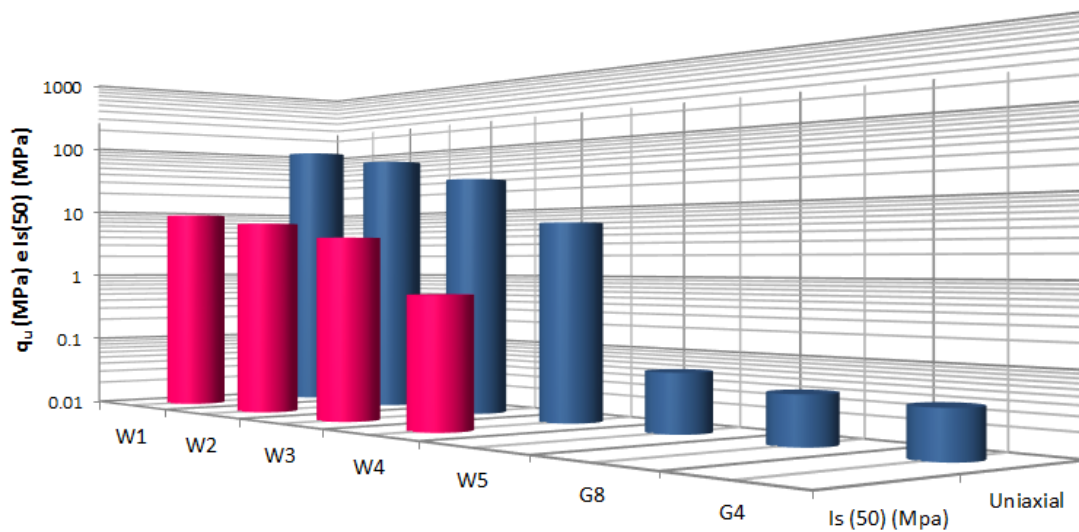


Figura 6.9 - Resistência à compressão uniaxial nos granitos do Porto por compressão uniaxial e point load test (adaptado de Cruz, 2010).

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

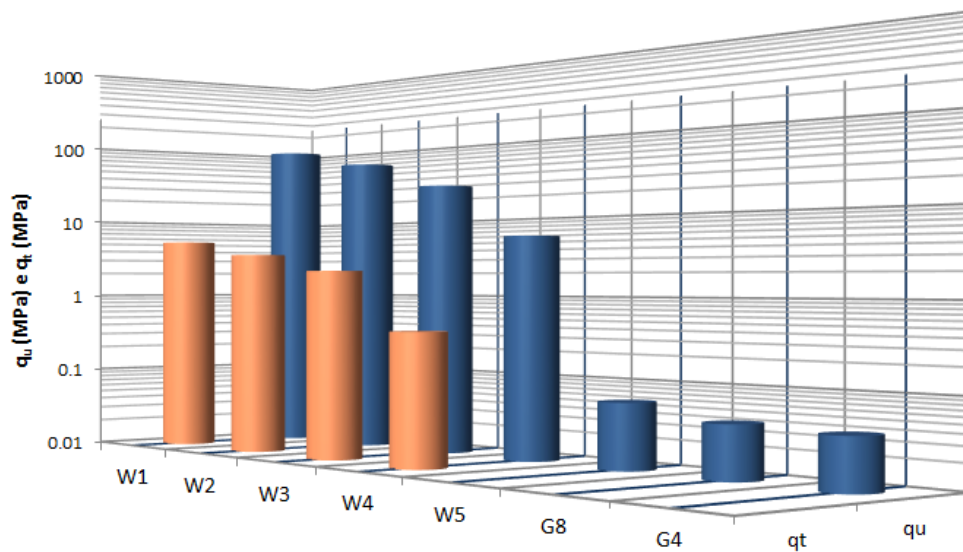


Figura 6.10 - Resistência à compressão uniaxial e diametral (ensaio brasileiro) nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010).

Os resultados dos ensaios triaxiais confirmaram as tendências anteriores tendo revelado o mesmo padrão evolutivo com dois níveis mais estáveis separados por uma diminuição súbita da coesão entre  $W_4$  e  $W_5$ . Esta evidência demonstra a influência do processo de meteorização na cimentação (conferida pela coesão) como se pode ver pela figura 6.11. Os valores do ângulo de resistência ao corte variam entre  $35^\circ$  e  $45^\circ$  diminuindo também com o aumento da alteração no entanto de um modo menos abrupto do que a coesão (figura 6.12). Na figura 6.13 apresenta-se ainda a variação do ângulo de resistência ao corte das diaclases em maciços são medianamente alterados.



## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

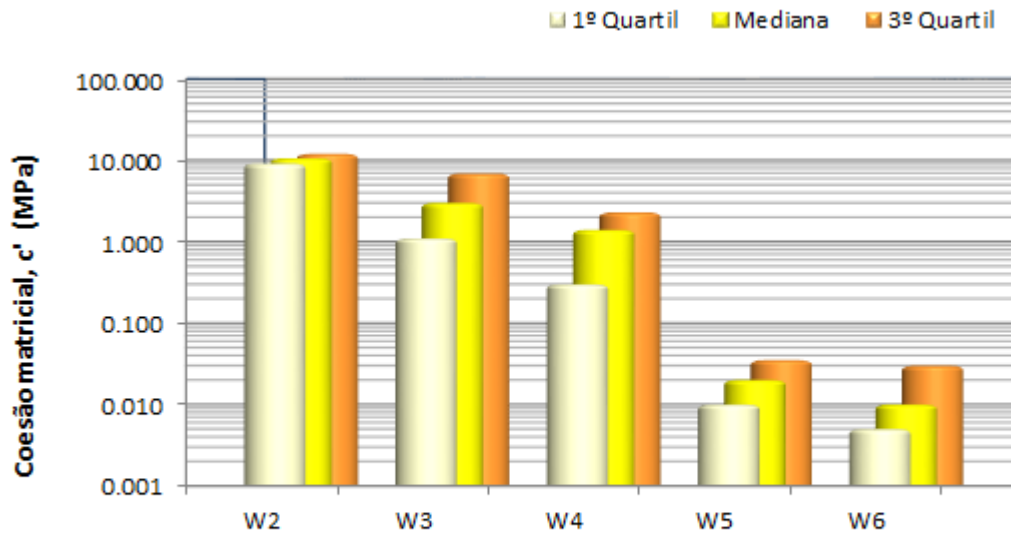


Figura 6.11 - Evolução da coesão nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010).

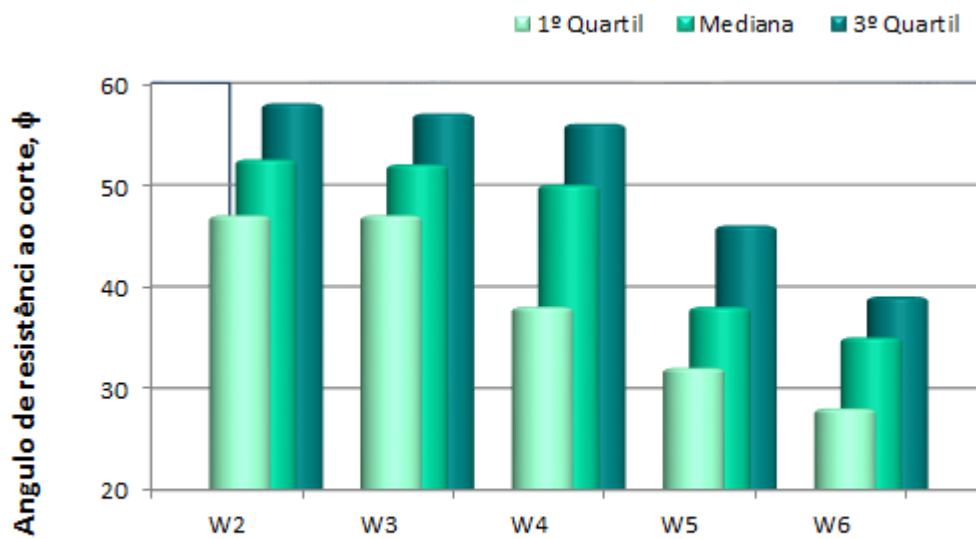


Figura 6.12 - Ângulos de resistência ao corte em matriz rochosa (adaptado de Cruz, 2010).

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos



Figura 6.13 - Evolução dos ângulos de resistência ao corte nas fraturas (adaptado de Cruz, 2010).

Na Carta Geotécnica do Porto (2003) estão ainda disponíveis dados de velocidade de propagação de ondas sísmicas (apenas tipo P) revelando tendências de menor velocidade em materiais mais afetados pelos processos de alteração (figura 6.14).

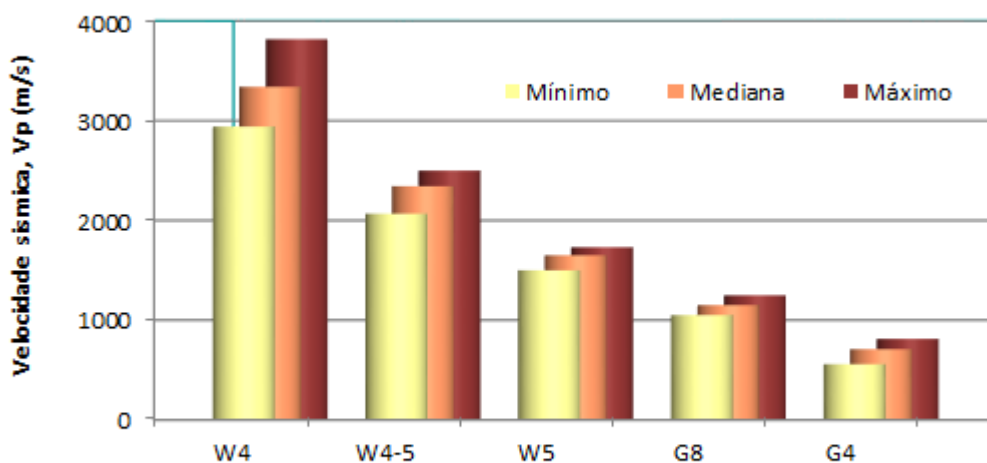


Figura 6.14 - Velocidade de propagação de ondas sísmicas (tipo P) nos granitos do Porto (adaptado de Cruz, 2010).

## 6.6 Resultados Obtidos

Os dados neste trabalho prático são provenientes de diversos pares de ensaios CPTu e DMT realizados nos solos residuais dos granitos do Porto e do Minho e que serviram de base à metodologia implementada por Cruz (2010) para a utilização do ensaio DMT nestes solos residuais. Os campos experimentais utilizados no presente estudo enquadram-se do seguinte modo:

- Granitos do Porto: Árvore, Cjunior, FEUP, Maia e Campanhã
- Granitos do Minho: Braga e Famalicão (Fam)

A figura 6.15 representa a dispersão de dados projetados nos gráficos de identificação de Robertson 1990 que revela uma distribuição dos solos pelos grupos 4, 5, 6, 8 e 9. O parâmetro da razão da pressão nos poros ( $B_q$ ) apresenta valores pouco variáveis e muito próximos de zero, com enquadramento entre os grupos 5 a 7.

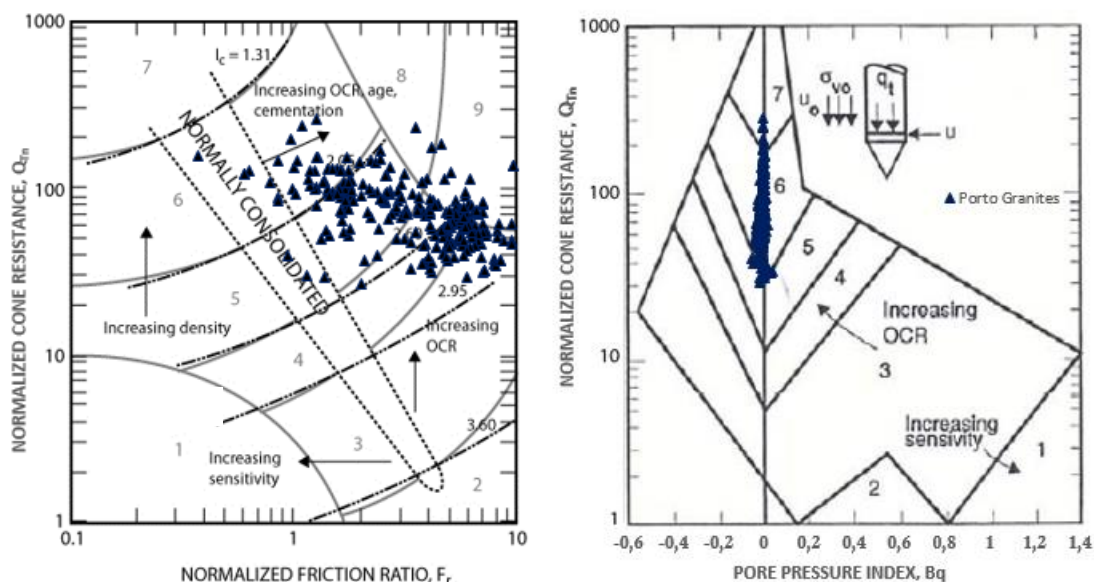


Figura 6.15 - Representação gráfica dos dados obtidos na carta de identificação de Robertson & Cabal (2010).

Os resultados obtidos nos diferentes campos experimentais são apresentados nas figuras 6.16 a 6.22 agrupadas de acordo com o campo experimental respectivo, considerando os resultados dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_D$ ,  $\gamma$ ,  $\Phi'$ ,  $M$  e  $G_0$  obtidos através dos ensaios DMT e CPTu, aplicando as correlações existentes para solos sedimentares. No caso do ângulo de resistência ao corte são ainda apresentados nos perfis interpretativos respetivos os resultados de referência obtidos a partir das correlações sugeridas por Cruz (2010).

De modo a facilitar a leitura foi escolhido um preenchimento a cheio dos perfis referentes aos dados de CPTu e a tracejado os perfis de dados DMT. Estes últimos distinguem-se pela letra “D” na designação da legenda. As cores utilizadas foram escolhidas em função do número de furos realizado em cada campo experimental. O azul referente ao 1º furo, o vermelho referente ao 2º e o verde e roxo referentes ao 3º e 4º, respetivamente e, quando aplicável.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

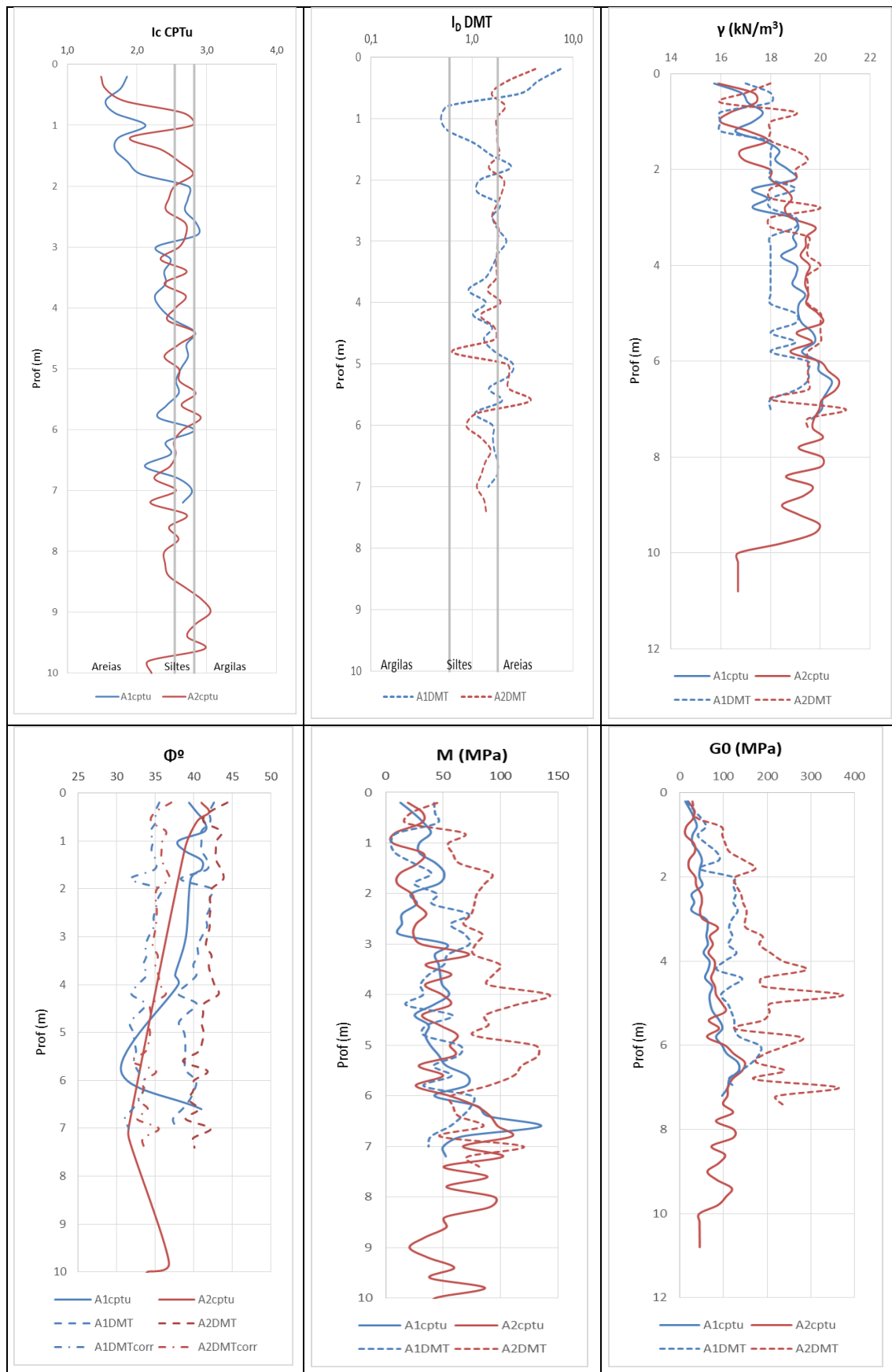


Figura 6.16 - Representação gráfica dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_D$ ,  $\gamma$ ,  $\phi'$ ,  $M$  e  $G_0$  do campo experimental Árvore.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

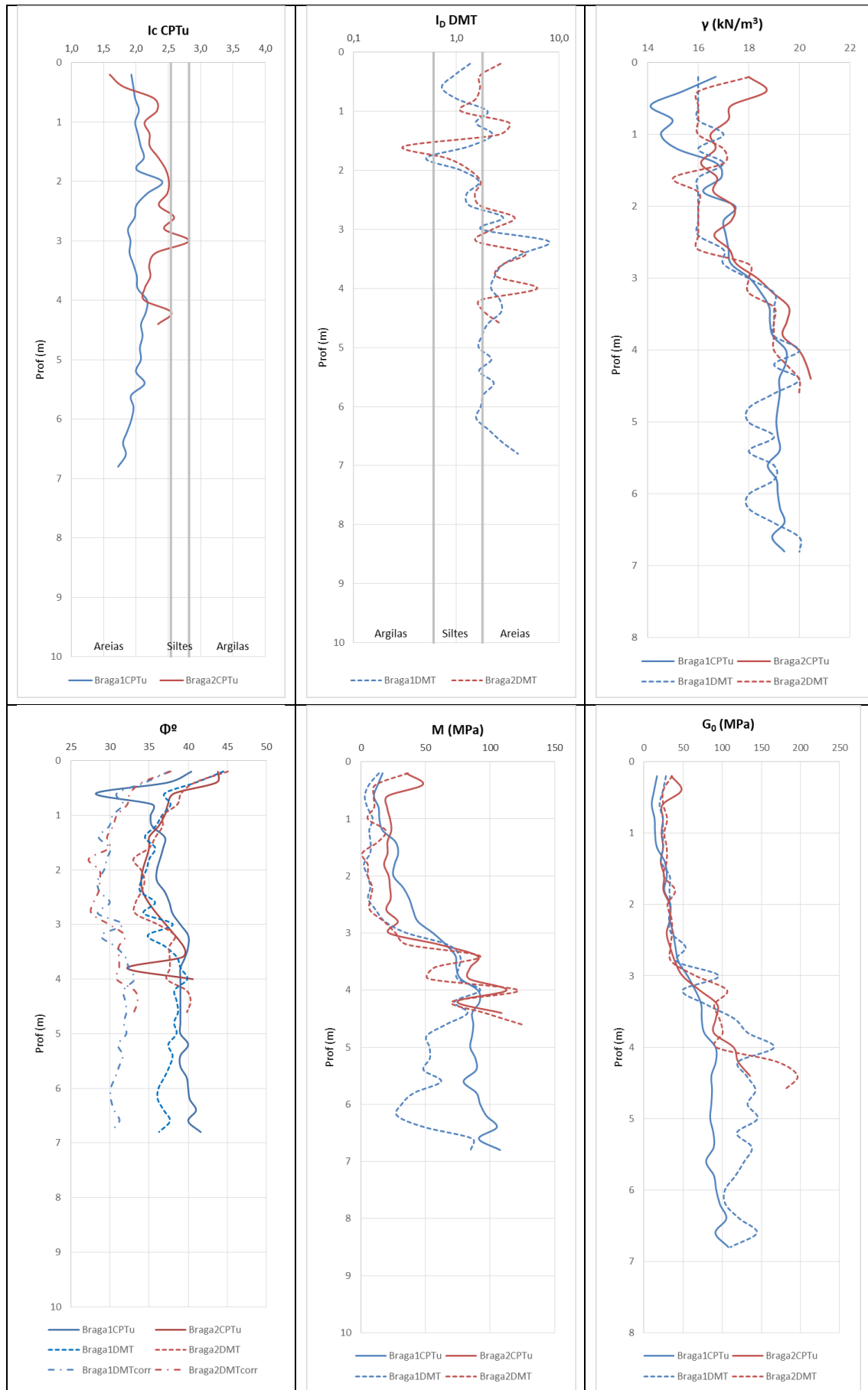


Figura 6.17 - Representação gráfica dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_d$ ,  $\gamma$ ,  $\Phi$ ,  $M$  e  $G_0$  do campo experimental Braga.

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

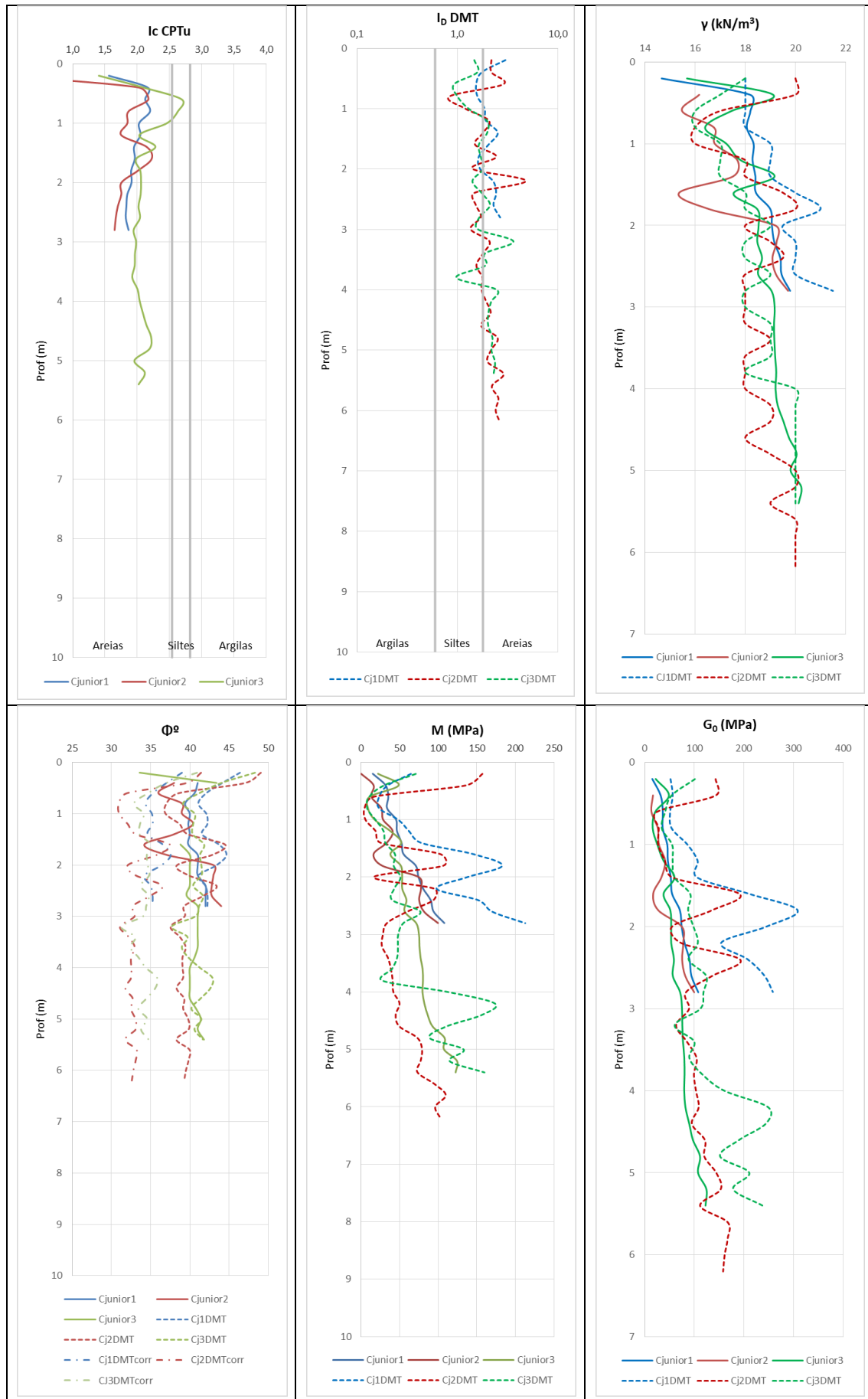


Figura 6.18 - Representação gráfica dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_D$ ,  $\gamma$ ,  $\Phi'$ ,  $M$  e  $G_0$  do campo experimental Cjunior.

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

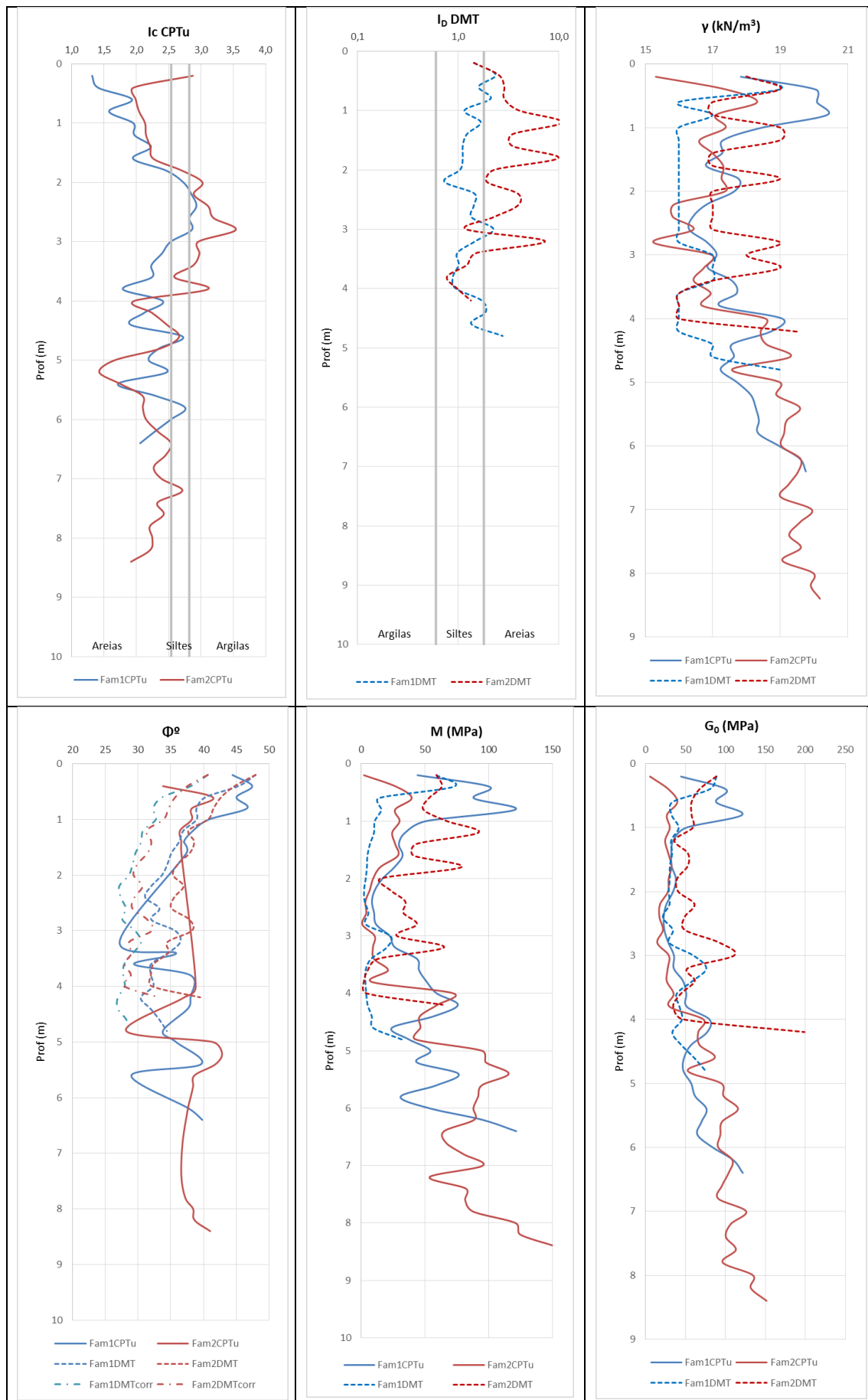


Figura 6.19 - Representação gráfica dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_d$ ,  $\gamma$ ,  $\Phi'$ ,  $M$  e  $G_0$  do campo experimental Famalicão (Fam).

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

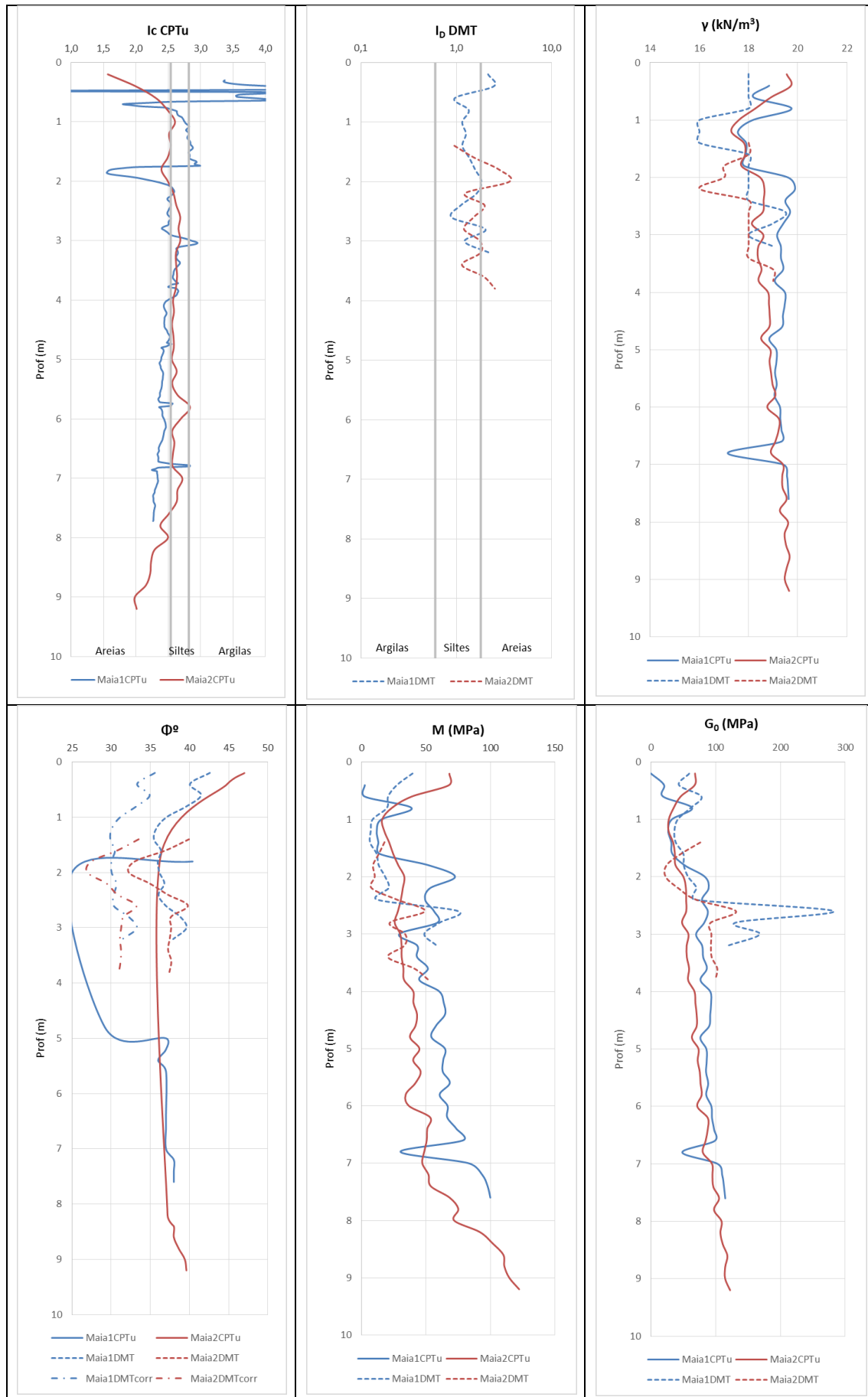


Figura 6.20 - Representação gráfica dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_d$ ,  $\gamma$ ,  $\Phi'$ ,  $M$  e  $G_0$  do campo experimental Maia.

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.



## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

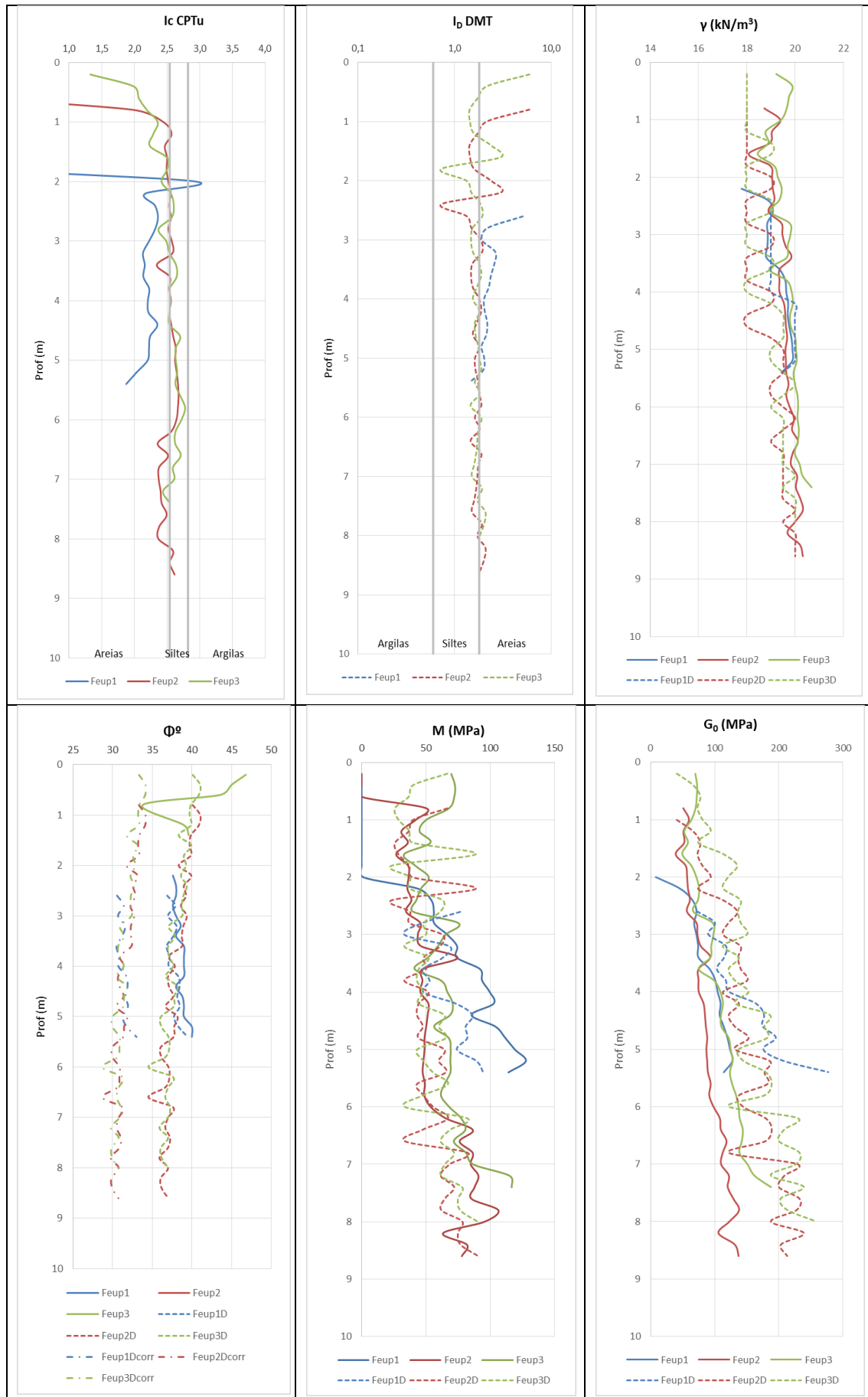


Figura 6.21 - Representação gráfica dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_d$ ,  $\gamma$ ,  $\Phi'$ ,  $M$  e  $G_0$  do campo experimental Feup.

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

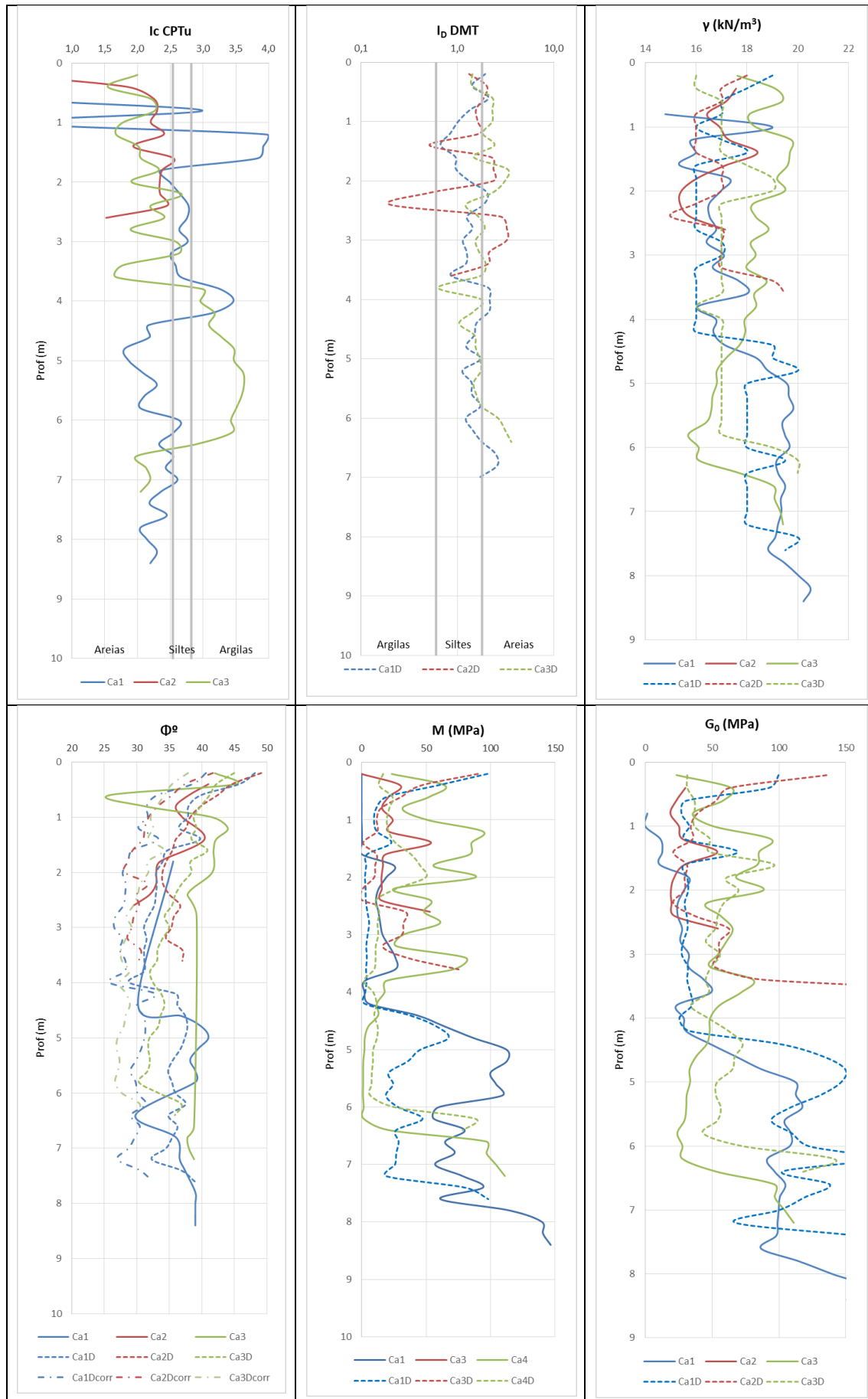


Figura 6.22 - Representação gráfica dos parâmetros  $I_c$ ,  $I_D$ ,  $\gamma$ ,  $\Phi^\circ$ ,  $M$  e  $G_0$  do campo experimental Campanhã.

Caracterização mecânica de solos residuais com base no ensaio CPTu. O caso dos Granitos do Porto e do Minho.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

Da análise dos dados obtidos é possível destacar algumas observações:

- Os parâmetros de identificação revelam ser muito semelhantes nos dois ensaios realizados, CPTu ( $I_c$ ) e DMT ( $I_b$ ); Com base nos intervalos pré-definidos os solos estudados variam essencialmente entre areias e siltes, ocorrendo pontualmente identificações de solos argilosos (apenas no ensaio CPTu);
- Os perfis dos pesos volúnicos variam entre [16; 21] e evidenciam um comportamento comparativo muito semelhante entre os ensaios, o que pode ser igualmente observado numa projeção global de todos os valores (Figura 6.23)
- No que se refere aos ângulos de resistência ao corte, verifica-se que os resultados obtidos com base nas correlações sedimentares dos dois ensaios são de magnitude idêntica, sendo ambos claramente superiores à realidade local revelada pelos resultados de referência (correlações de Cruz (2010) aplicadas ao ensaio DMT). Por outras palavras, o incremento do parâmetro devido à presença da estrutura de cimentação é idêntico nos dois ensaios, pelo que se pode esperar que a metodologia utilizada por Cruz (2010) seja também adequada ao ensaio CPTu;
- O módulo de deformabilidade,  $M$ , tem um comportamento semelhante em ambos os ensaios apresentando-se com valores máximos na ordem dos 150 MPa (Figura 6.24);
- O módulo distorcional ( $G_0$ ) deduzido a partir dos parâmetros de ensaio normais apresenta-se com valores menores do ensaio CPTu em relação à referência (ensaios DMT), o que se explica pela maior apetência do ensaio DMT na determinação de parâmetros de deformabilidade (Figura 6.25)

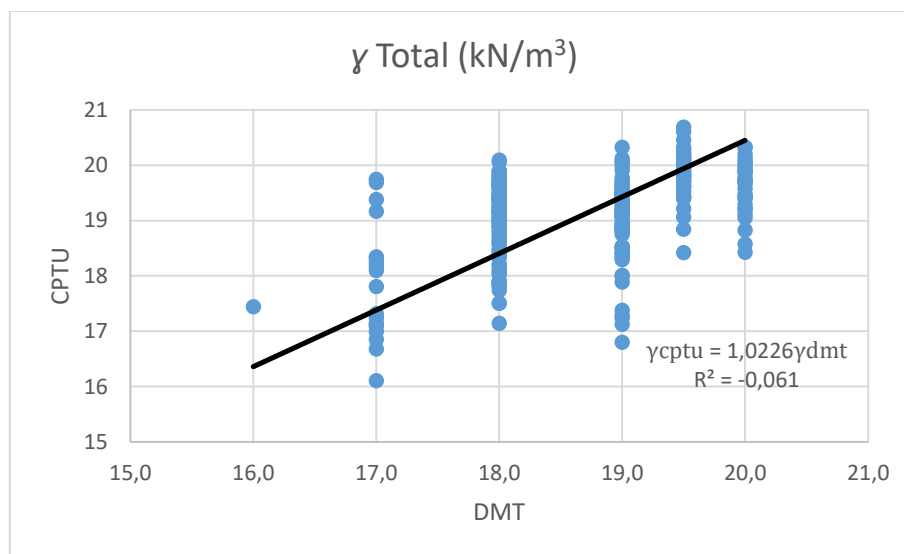


Figura 6.23 - Comparação entre os ensaios CPTu vs DMT quanto ao parâmetro  $\gamma$  total.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

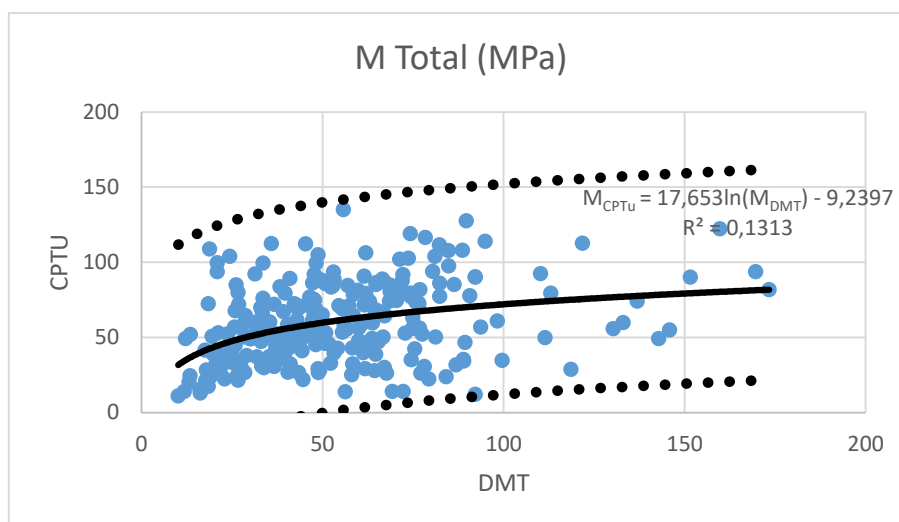


Figura 6.24 - Comparação entre os ensaios CPTu vs DMT quanto ao parâmetro M total.

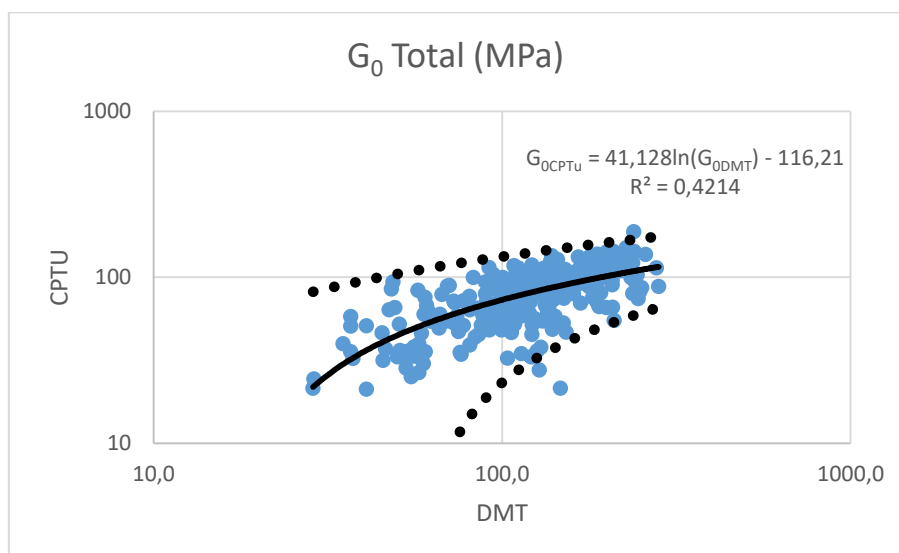


Figura 6.25 - Comparação entre os ensaios CPTu vs DMT quanto ao parâmetro G<sub>0</sub> total.

### 6.7 Dedução matemática das expressões obtidas

Conforme já foi largamente discutido, os solos residuais caracterizam-se por uma componente de cimentação que lhes confere características distintas dos solos sedimentares do ponto de vista geotécnico. Por este motivo, a base de trabalho da Mecânica de Solos Clássica não se adequa ao que é a realidade dos solos residuais, por contraste com os solos sedimentares, para os quais esta está sustentada. A cimentação presente na estrutura dos materiais residuais gera nestes solos uma componente coesiva, que se soma ao ângulo de resistência ao corte, a qual não encontra expressão de cálculo no contexto da interpretação de resultados de ensaios in-situ em solos sedimentares.

Como já foi referido no capítulo anterior, Cruz (2010) propôs e validou correlações destinadas ao cálculo destes parâmetros, pelo ensaio DMT. Partindo desta referência o trabalho aqui realizado seguiu uma metodologia semelhante na aplicação ao ensaio CPTu e baseou-se nos

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

valores paramétricos obtidos através do ensaio DMT com aplicação das expressões deduzidas por Cruz (2010).

Por comparação, o ângulo de resistência ao corte calculado a partir do ensaio CPTu traduz-se por valores superiores aos obtidos à referência local, uma vez que englobam uma componente de coesão que não é considerada no seu cálculo.

A componente de coesão é aqui designada por coesão global,  $c'_g$ , visto que, quando acima do nível freático, é composta pelo parâmetro da coesão em si, conferido pela estrutura de cimentação, e ainda, pelo efeito de fenómenos de sucção.

Assim, é possível inferir que a diferença entre o ângulo de resistência ao corte obtido do ensaio CPTu e o ângulo de resistência ao corte real (ou do DMT, pelas correlações já validadas de Cruz, 2010) se possa escrever como função da componente de coesão global:

$$\phi'_{CPTu} - \phi'_{real} = f(c'_g) \quad (6.1)$$

Recorrendo a ferramentas de matemática avançada, usando  $Q_{tn}$ ,  $F_R$  e  $B_q$ , foi realizada uma análise no Laboratório de Engenharia Matemática do Instituto Politécnico de Engenharia do Porto, na tentativa de estabelecer uma correlação com o valor da coesão global de referência obtida do ensaio DMT. Conforme se previa, pela sua baixa variação nos ensaios realizados,  $B_q$  não demonstra sensibilidade para sentir a influência da coesão, pelo que o mesmo foi retirado. Os modelos polinomiais regressivos baseados nos restantes dois parâmetros mostraram bons resultados nas amostras de treino especialmente quando logaritmizadas as duas variáveis. A equação abaixo representa o melhor ajuste para a obtenção da coesão global,  $c'_g$ , que inclui a coesão resultante da cimentação e a sucção quando esta existe, ao qual corresponde um coeficiente de determinação,  $R^2$ , de 0,61 (figura 6.26):

$$c'_g = -32,3 + 1,619 * \ln(F_r) + 12,82 * \ln(Q_{tn}) \quad (6.2)$$

em que  $c'_g$  representa a coesão global (cimentação + sucção) e  $Q_{tn}$  e  $F_R$  os parâmetros de entrada CPTu.

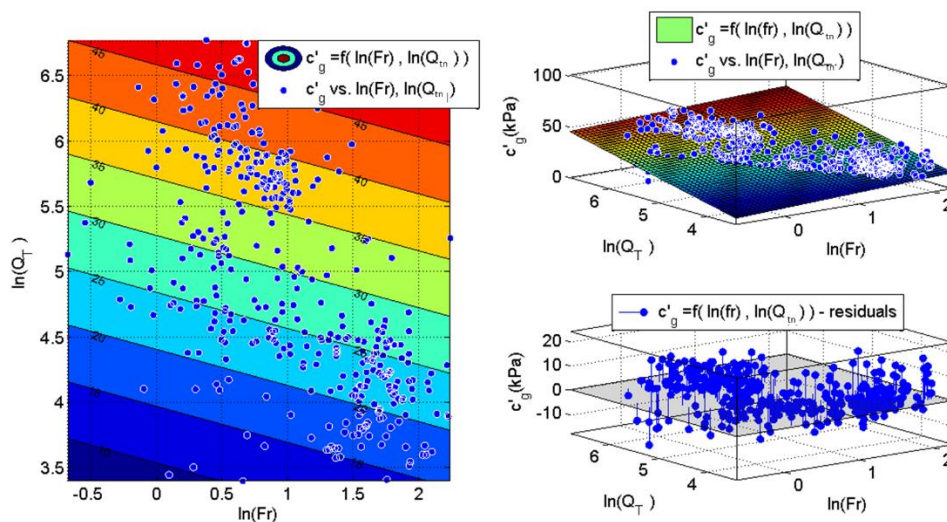


Figura 6.26 - Representação da correlação matemática obtida e análise de resíduos.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

Uma vez obtida a coesão global, comparou-se a mesma com a diferença entre o ângulo de resistência ao corte obtido através dos dados CPTu com recurso à expressão de Robertson aplicável a solos sedimentares e o ângulo de referência obtido através do ensaio DMT, o qual forneceu a equação abaixo apresentada, a que corresponde um coeficiente de determinação,  $R^2$ , de 0,64 (figura 6.27):

$$\phi'_{corr} = \phi'(sed) - 0,3928 * c'_g + 5,9491 \quad (6.3)$$

De outro modo é possível escrever:

$$\phi'_{corr} = \phi'(sed) + 18,63654 - 0,6359432 * \ln(F_r) - 5,035696 * \ln(Q_{tn}) \quad (6.4)$$

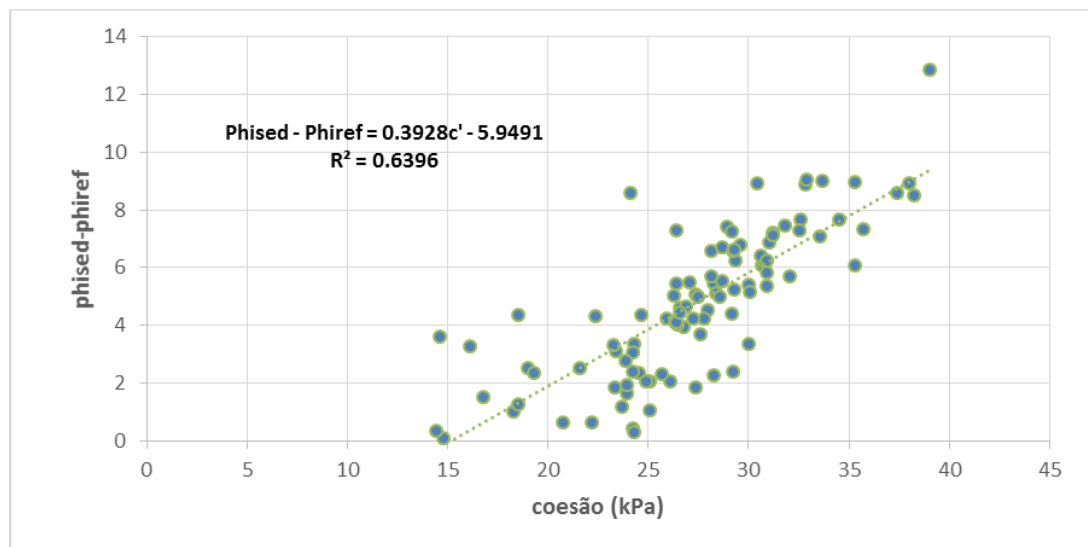


Figura 6.27 - Representação do fator a aplicar para correção dos ângulos de resistência ao corte.

Para determinar as correlações anteriores foram utilizados os parâmetros obtidos do ensaio CPTu, sendo que a razão de atrito e resistência de ponta, ambas normalizadas, foram os parâmetros que melhor se ajustaram.

Conseguidas as expressões corrigidas para o cálculo da coesão e o ângulo de resistência ao corte corrigidos, para o ensaio CPTu, procedeu-se à comparação direta com os perfis DMT. As figuras 6.28 a 6.40 revelam a excepcional convergência entre os perfis DMT e CPTu, tanto para o caso da coesão global como para o ângulo de resistência ao corte, o que toma ainda mais relevância se se atender à significativa heterogeneidade vertical e lateral deste tipo de maciços. Essa heterogeneidade resulta fundamentalmente da variabilidade da fracturação que condiciona os níveis de penetração de água nos maciços e, conseqüentemente, a magnitude do nível de alteração. Os resultados ilustrados nessas figuras permitem concluir que as expressões deduzidas para o ensaio CPTu conseguem representar de forma sustentada o comportamento resistente dos maciços residuais, definido a partir dos ensaios DMT.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

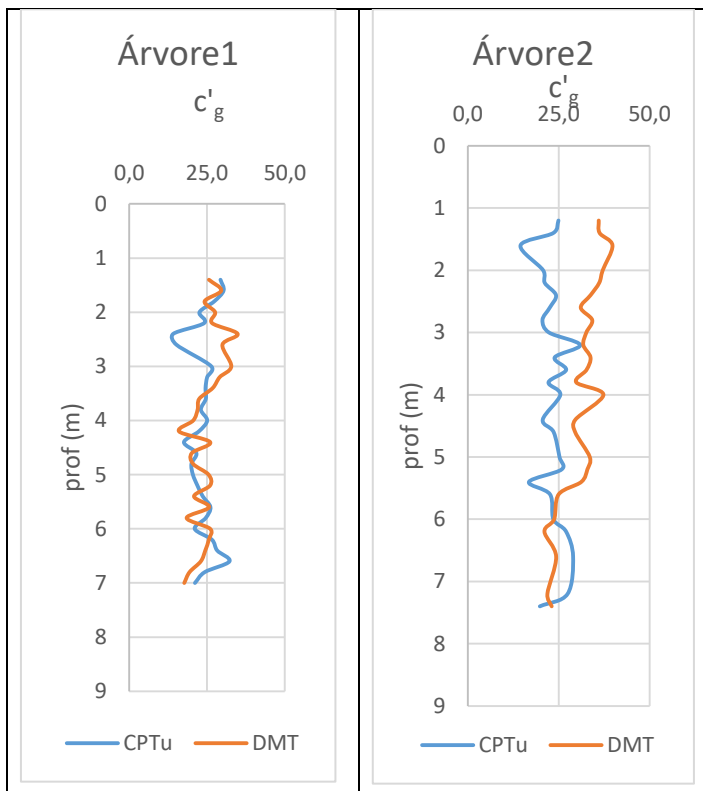


Figura 6.28 - Comparação de  $c'_g$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Árvore.

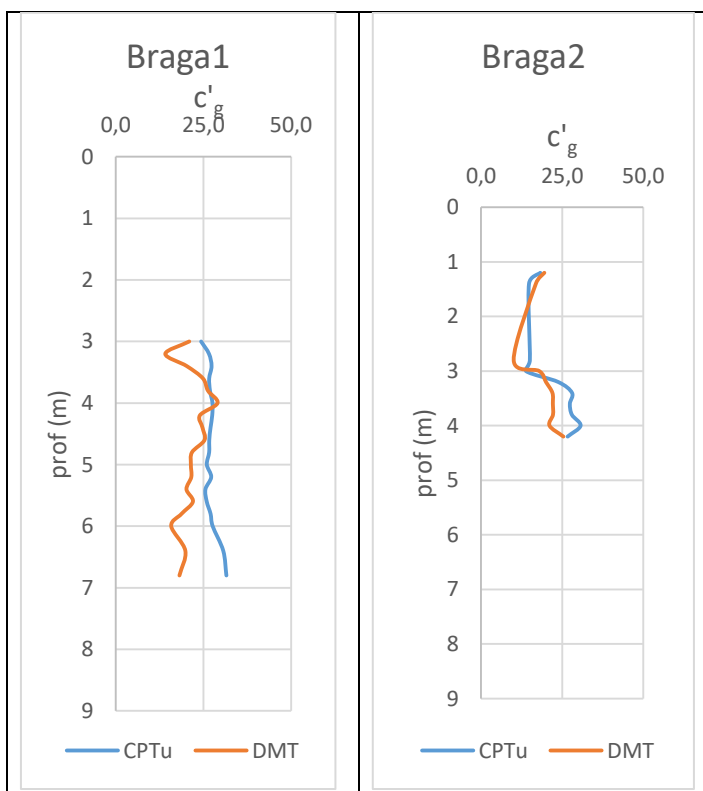


Figura 6.29 - Comparação de  $c'_g$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Braga.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

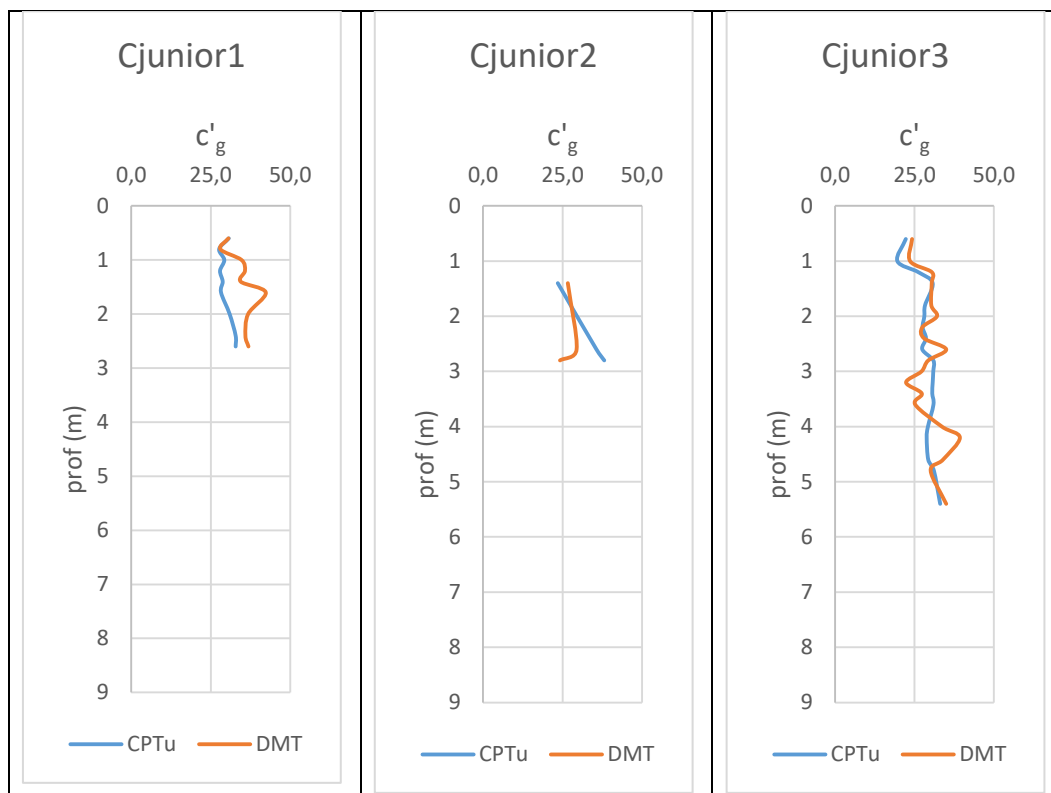


Figura 6.30 - Comparação de  $c'_g$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Cjunior.

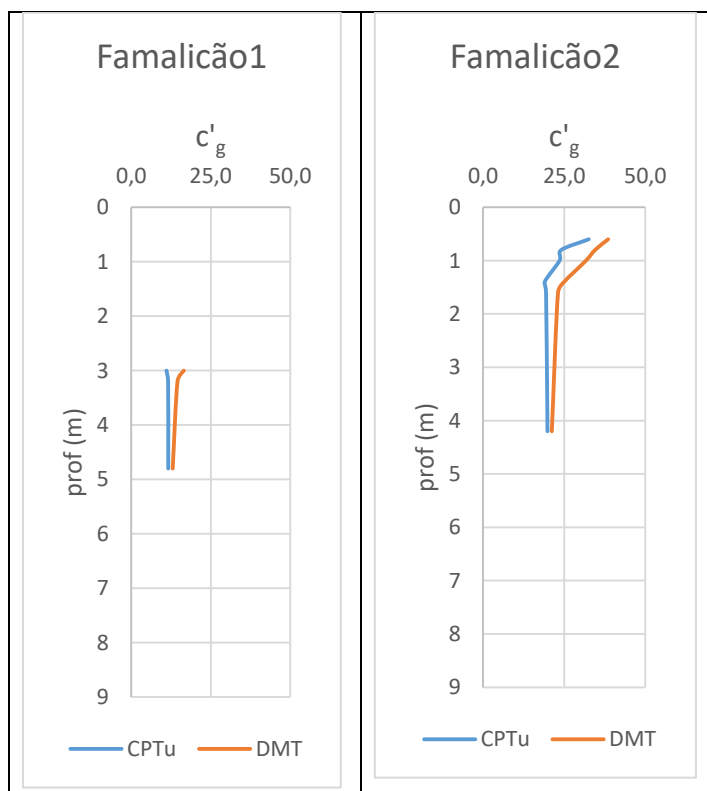


Figura 6.31 - Comparação de  $c'_g$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Famalicão.



## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

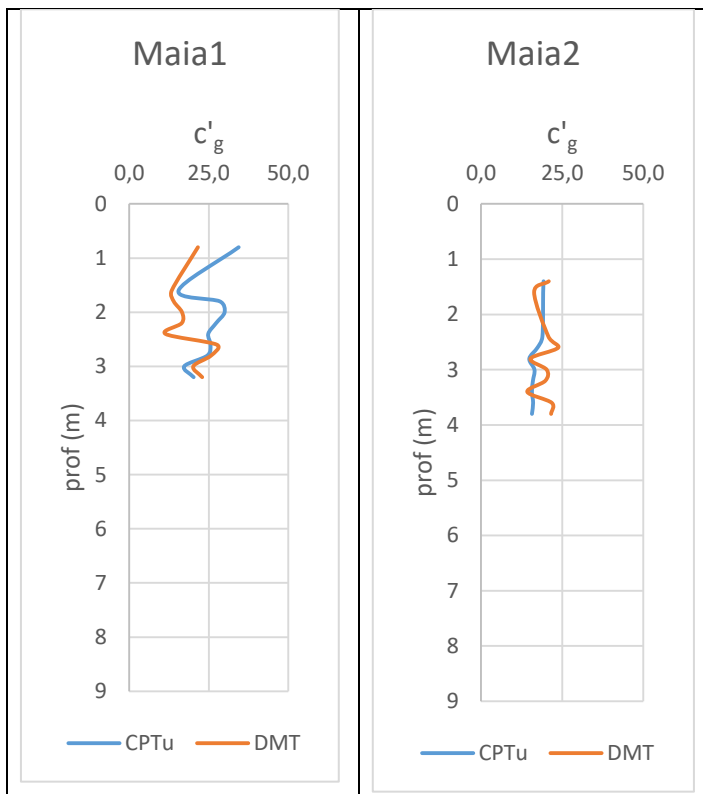


Figura 6.32 - Comparação de  $c'_g$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Maia.

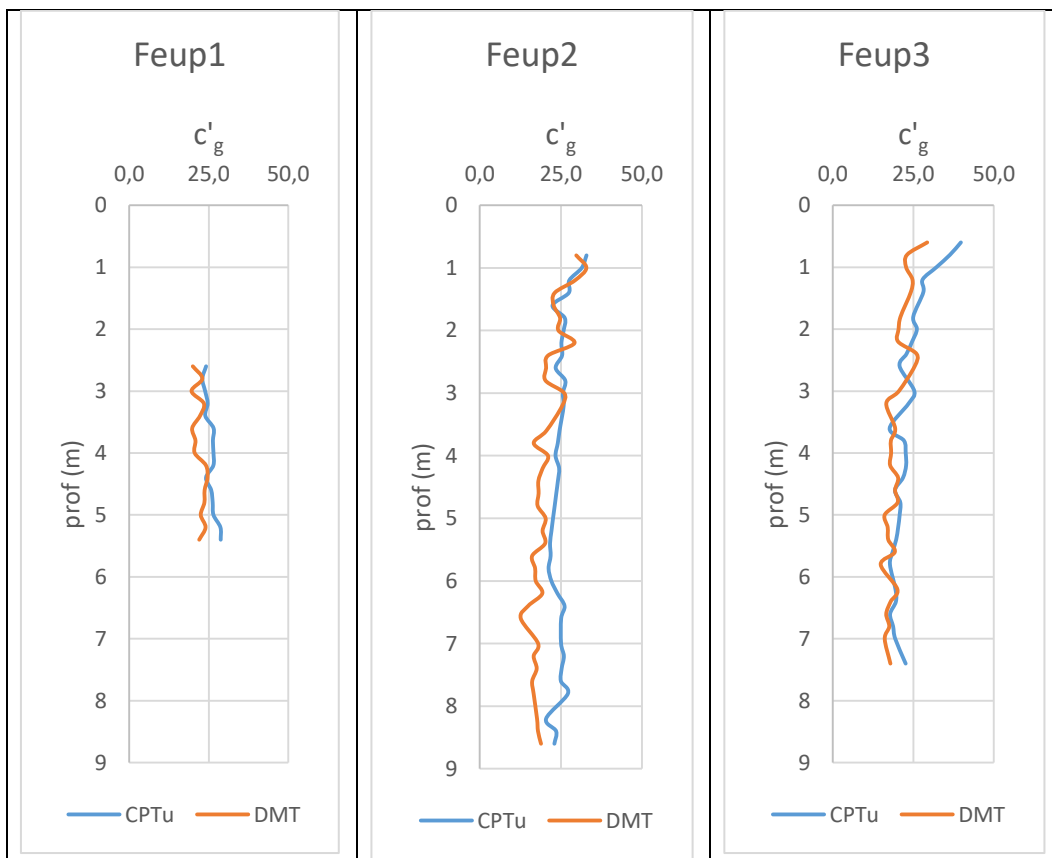


Figura 6.33- Comparação de  $c'_g$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Feup.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

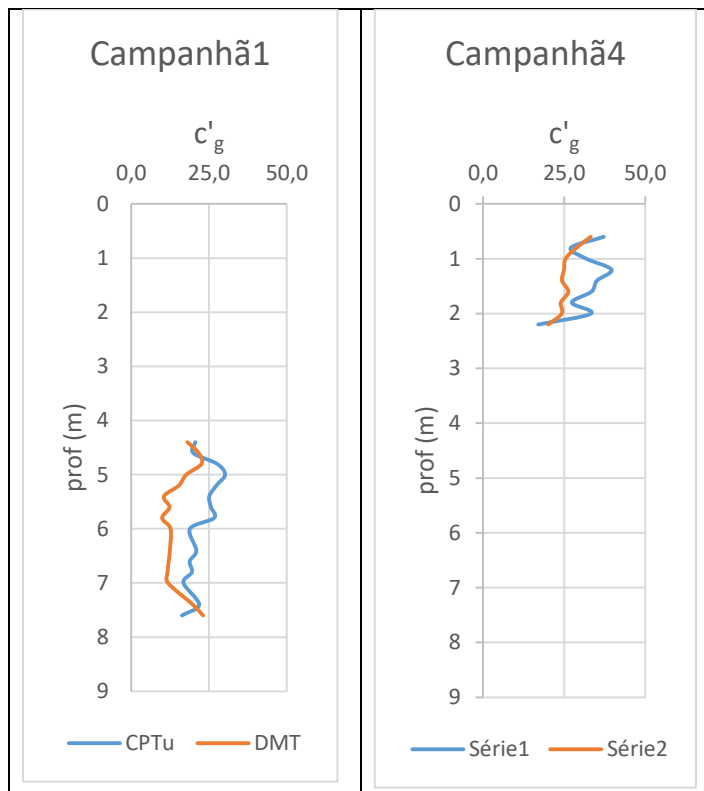


Figura 6.34 - Comparação de  $c'_g$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Campanhã.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

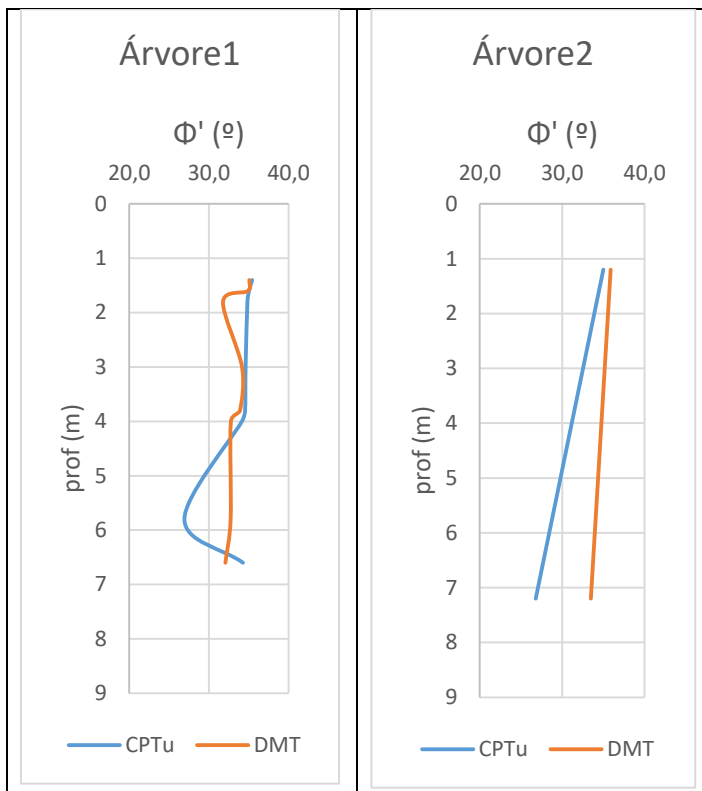


Figura 6.35 - Comparação de  $\Phi'$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Árvore.

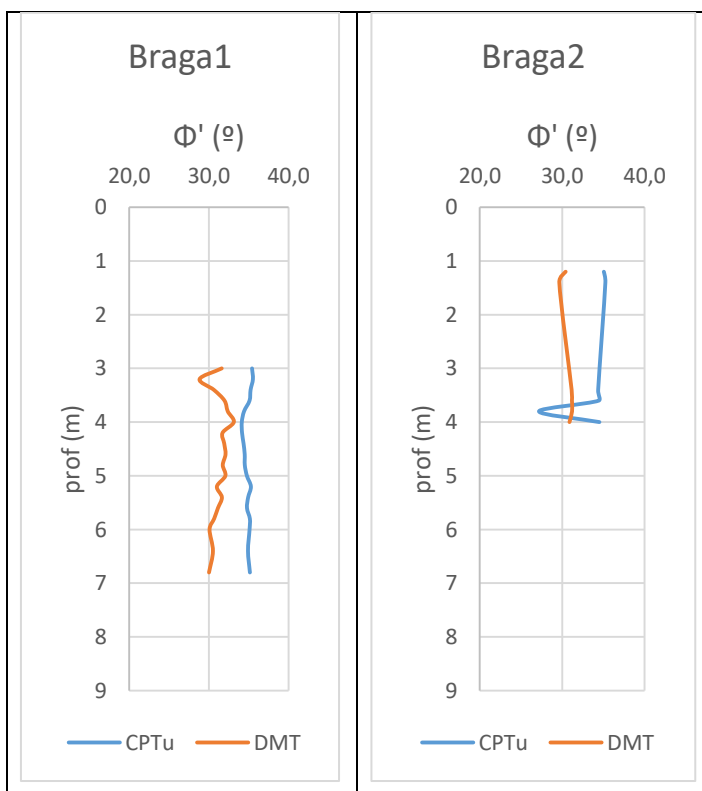


Figura 6.36 - Comparação de  $\Phi'$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Braga.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

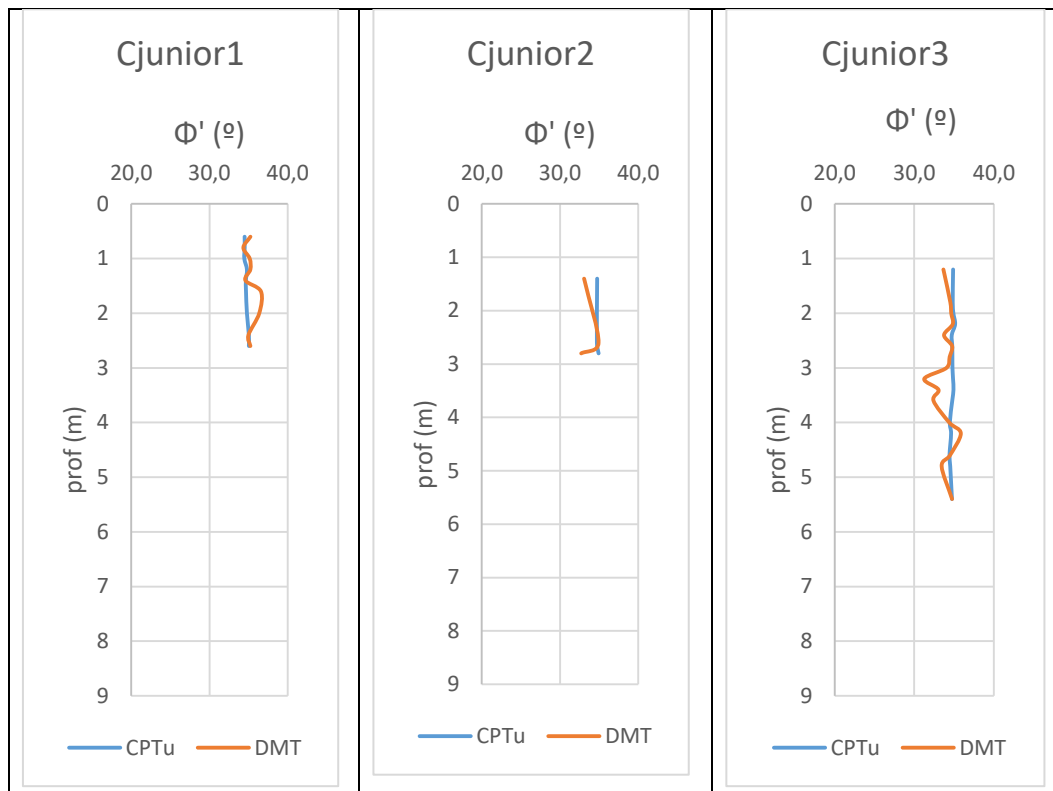


Figura 6.37 - Comparação de  $\Phi'$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Cjunior.

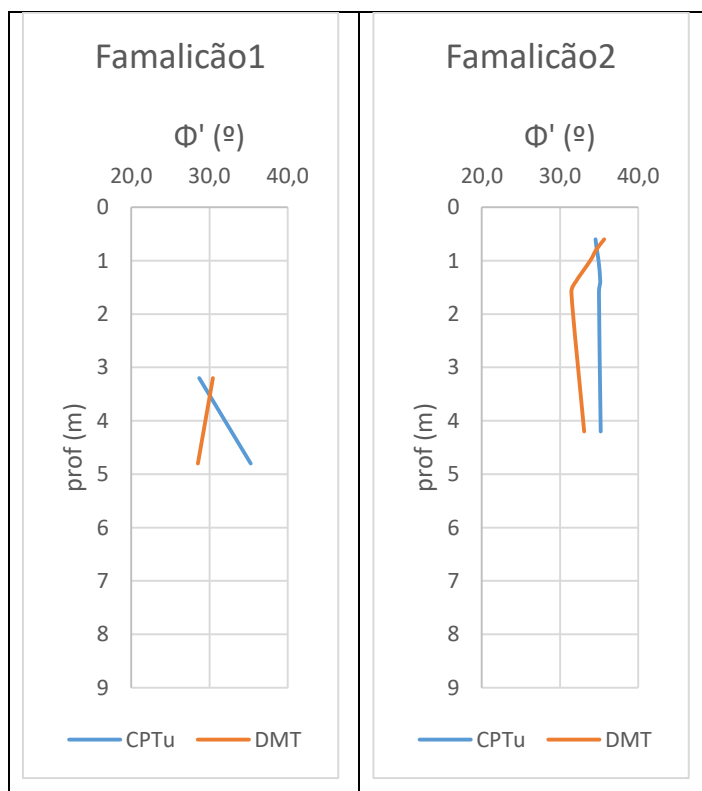


Figura 6.38 - Comparação de  $\Phi'$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Famalicão.

## 6. Caracterização dos Granitos do Porto e Minho e Discussão dos Resultados Obtidos

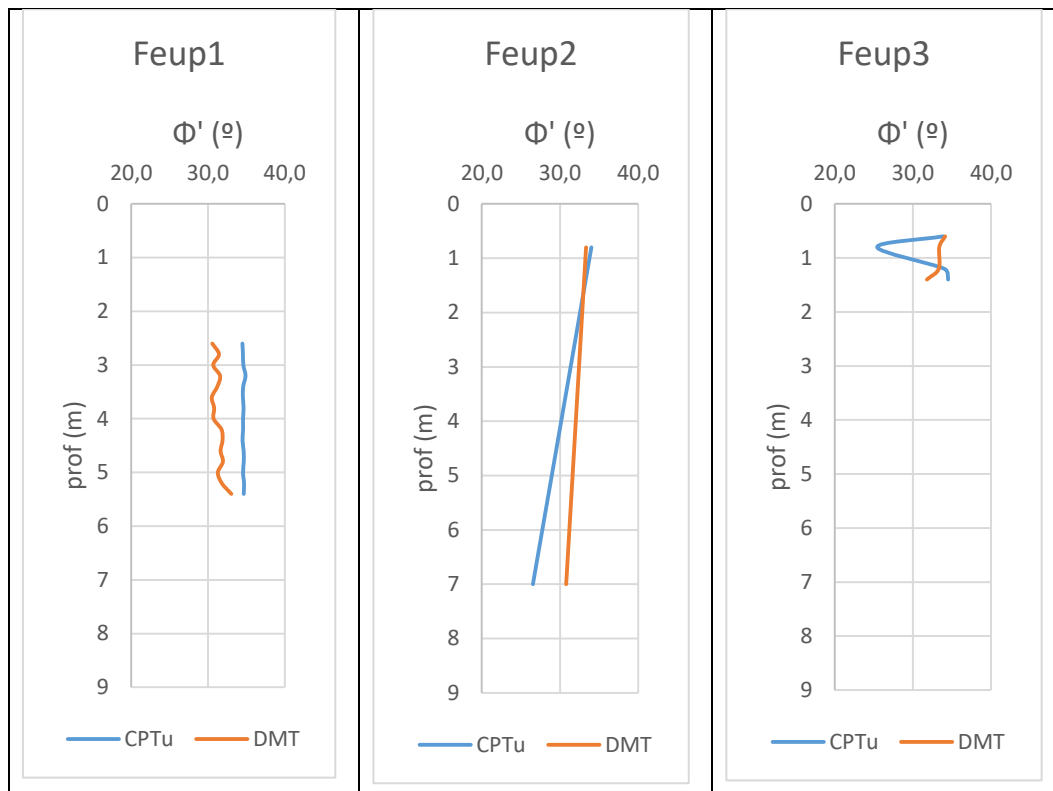


Figura 6.39 - Comparação de  $\Phi'$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Feup.

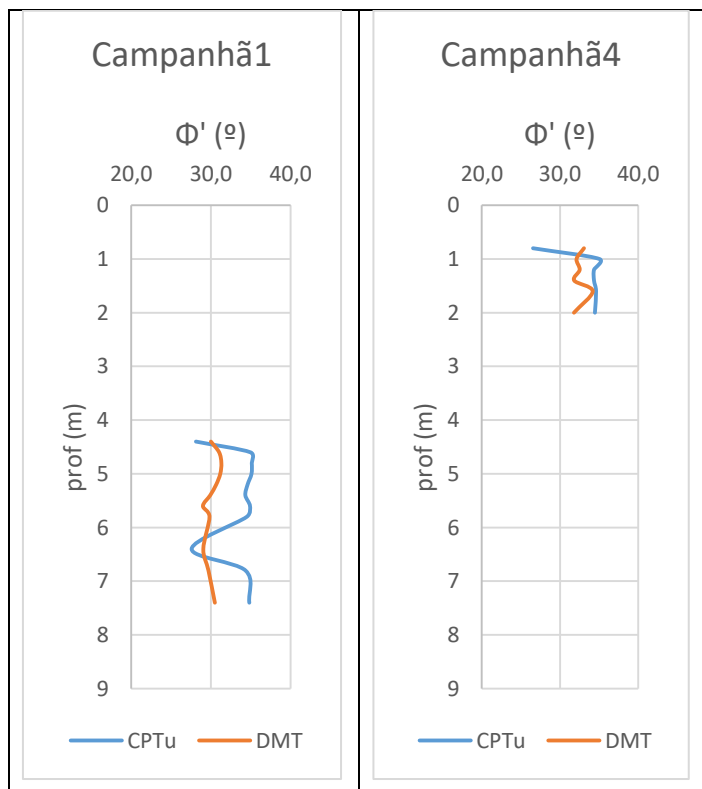


Figura 6.40 - Comparação de  $\Phi'$  entre os ensaios CPTu e DMT no campo experimental Campanhã.



## **7. Conclusões**





## 7. Conclusões

O trabalho realizado teve como objetivo principal estabelecer correlações para a obtenção da coesão global, incorporando as resistências da estrutura de cimentação e, quando presente, do efeito de sucção, bem como, a obtenção do ângulo de resistência ao corte, partindo dos parâmetros fundamentais do ensaio CPTu.

Com base num conjunto de 17 pares de ensaios DMT e CPTu distribuídos por 7 campos experimentais caracterizados pela existência de uma capa de solos residuais graníticos medianamente compactos a compactos, foi efectuada uma comparação entre os resultados obtidos pelos dois ensaios em termos de identificação dos solos, peso volúmico, módulo de deformabilidade confinado e módulo distorsional, bem como do ângulo de resistência ao corte deduzido através das expressões de cálculo consagradas em solos sedimentares. A convergência global dos resultados é evidente, sustentando para o caso do ensaio CPTu, uma abordagem paralela àquela realizada para o ensaio DMT (Cruz, 2010).

Deste modo, recorrendo a ferramentas de matemática avançada, os resultados da coesão global e do ângulo de resistência ao corte obtidos via DMT foram comparados com os parâmetros  $Q_{tn}$ ,  $F_R$  e  $B_q$ , deduzidos a partir da informação do ensaio CPTu, permitindo estabelecer com sustentabilidade as seguintes correlações para a dedução dos parâmetros pretendidos:

$$c'_g = -32,3 + 1,619 * \ln(F_r) + 12,82 * \ln(Q_{tn})$$

$$\phi'_{corr} = \phi'(sed) + 18,63654 - 0,6359432 * \ln(F_r) - 5,035696 * \ln(Q_{tn})$$

A análise comparativa dos resultados revelou excelente convergência em todos os campos experimentais, sustentando a validade das expressões encontradas nos solos residuais graníticos de Portugal.

De modo a alargar a validade destas expressões, pode sugerir-se a aplicação das metodologias DMT e CPTu a outros solos residuais, nomeadamente:

- a) Solos residuais resultantes de rochas magmáticas, com composição mais rica em ferro e magnésio (gabros, dioritos), por oposição aos granitos
- b) Solos residuais de rochas metamórficas, com particular incidência nos gneisses (pela sua semelhança com os granitos) e xistos pela sua abundância na crosta terrestre
- c) Maciços sedimentares areníticos com a matriz em decomposição



## **Bibliografia**



## Bibliografia

ASTM D 2487 (1998). Classification of soil for engineering purposes. American Society for Testing Materials.

Bieniawski, Z. T. (1984). "Rock mechanic design in mining and tunneling". Ed. Balkema.

Campanella, R.G.; et al. Pore Pressure During Cone Penetration Testing, In. Proc., 2º ESOPT, Amsterdam, Vol. 2, 1982.

Campanella, D.; Robertson, P., Gillespie, D.; Grieg, J. (1985). "Recent developments in in-situ testing of soils". Proc. 11th Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering.. S. Francisco, USA. Balkema.

Chiossi, N.J. (1979) "Geologia Aplicada a Engenharia"- 2 edicao. Gremio Politecnico, Sao Paulo.

COBA (2003). Carta Geotécnica do Porto. Trabalho liderado pela COBA com a colaboração da Faculdade de Ciências da Universidade do Porto. Camara Municipal do Porto.

Cruz, N.(2010) "Modelling Geomechanics of Residual Soils with DMT Tests", Tese de Doutoramento.

Cruz, N. (1995). "A avaliação de parâmetros geotécnicos pelo dilatómetro de Marchetti". Tese de Mestrado. Universidade de Coimbra.

Cruz, N., & Viana da Fonseca, A. (2006a). "Portuguese experience in residual soil characterization by DMT tests". Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington D.C.

Cruz, N. Viana da Fonseca, A. (2006b) "Characterization of stiff residual soils by dynamically push-in DMT". International Conference on Site Characterization and Design of Earth Structures, GEOSHANGAI. Shangai, Junho de 2006. ASCE Geotechnical Special Publication no 149, pp. 261 – 268.

Cuccovillo, T.; Coop, M.R. (1997b). "Yielding and pre-failure behaviour of structured sands". Geotechnique 47, No 3, pp. 491-508.

Durgunoglu, H., Mitchell, J. (1975). "Static penetration resistance of soils". Proc. Of ASCE Specialty Conference on In-situ Measurements of Soil Properties, pp. 151-189. Raleigh, North Carolina, USA.

Eurocode 7, (1997) "Geotechnical Design. Part 3: Design assisted by field tests, Section 9: Flat Dilatometer Test (DMT). Final Draft, ENV 1997-3, Apr., 66-73. CEN – European Committee For Standardization.

Fredlund, D.G.; Morgenstern, N.R.; Widger, R.A. (1978). "The shear strength of unsaturated soils". Canadian Geotechnical Journal, 15.

Gravesen, S. (1960). "Elastic semi-infinite medium bounded by a rigid wall with a circular hole". Laboratoriet for Bygningsteknik, Danmarks Tekniske Hojskole, Meddelelse No. 10, Copenhagen.

Grotzinger, J., Jordan, T. H., Press, F. & Siever, R. (2007). Understanding earth (5th ed.). New York, NY: W. H. Freedman and Company.

## Bibliografia

Hamblin, W. K. & Christiansen, E.H. (2003) *Earth's Dynamic Systems* (10th ed.). United States: Prentice Hall.

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.

Hoek, E., Brown E.T. (1980). "Underground excavation in rock". Institute of Mining and Metallurgy, London.

Hoek, E. (1994). "Strength of rocks and rock masses". ISRM New Journal 2(2), pp. 4- 16.

Hoek, E.; Brown, E. T. (1997). "Practical estimates of rock mass strength". Int. Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences.

ISO/CEN (2001). "Geotechnical Engineering – identification and description of rock". International standard 14689-2.

Jardine (1992). "Non linear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests" Canadian Geot. J., 29, pp. 436-447.

Jardine, R.J.; Fourie, A.; Maswoswe, J.; Burland, J.B. (1991) "Field and laboratory measurements of soil stiffness". Proc. X ECSMFE, Firenze, Vol. 1, pp. 511-514. A.A. Balkema, Rotterdam.

Jefferies, M.G.; Davies, M.P. (1993). "Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60". Geotechnical Testing Journal, 16(4). pp. 458-468.

Kulhawy, F., Mayne, P. (1990). "Manual on estimating soil properties for Foundation design". Electric Power Research Institute, EPRI.

Leroueil, S & Vaughan, P.R. (1990). "The general and congruent effects of structure in natural clays and weak rocks". Geotechnique, Vol 40, no 3, pp. 467- 488.

Lunne, T.; Robertson, P.; Powell, J. (1997). "Cone penetration testing in geotechnical practice". E & FN Spon.

Lunne, T. Christophersen, H. (1983). "Interpretation of piezocone data for offshore sands". Proc. of the Offshore Technology Conference, Paper no 4464. Richardson, Texas, USA.

Lutenegger, A. J., Kabir, M. G. (1988). "Dilatometer C-reading to help determine stratigraphy". Proc. ISoPT-1, Orlando, FL, Vol. 1, pp. 549-554.

Malandraki, V.; Toll, D.G. (1994). "Yielding of a weakly bonded artificial soil". Proc. Int. Symp. on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials. Hokkaido, Japan. Eds Shibuya, Mitachi & Miura, Vol. 1, pp. 315-320.

Malandraki, V.; Toll, D. (2000). "Drained probing triaxial tests on a weakly bonded artificial soil". Geotechnique, Vol. 50, No 2, pp. 141-151.

Marchetti, S. (1980). "In-situ tests by flat dilatometer". J. Geotechnical. Eng. Div. ASCE, 106, GT3, pp. 299-321.

Marchetti, S. (1997). The flat dilatometer design applications. III Geotechnical Engineering Conference, Cairo University.

## Bibliografia

Marchetti, S. (1999). "The flat dilatometer and its applications to geotechnical design" Japanese geotechnical society International seminar. Tokyo.

Marchetti, S. & Crapps, D.K. (1981). "Flat dilatometer manual". Internal report of GPE Inc., distributed to purchasers of DMT equipment.

Marchetti S., Monaco P., Totani G. & Calabrese M. (2001). "The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations". Report of the ISSMGE Technical Committee 16. Int Conf. On In-situ Measurement of Soil Properties, Bali, Indonesia. Document also available in Proc. 2nd International Flat Dilatometer Conference, Washington D.C. (2006).

Mateus, C. (2008), "Determinação dos erros de medição associados ao ensaio DMT" Tese de Mestrado no Departamento Geociências da Universidade de Aveiro.

Mayne, P.W. (2007). "Synthesis on cone penetration testing: state-of-practice". NCHRP Project 20-05, task 37-14. Transportation Research Board. National Academies Press, Washington D.C.

Mayne, P.; Rix, J. (1993). "Gmax-q(c) relationships for clays". Geotechnical Testing Journal, ASTM, 16(1), pp. 54-60.

Mayne, P. W., & R. G. Campanella. Versatile Site Characterization by Seismic Piezocone, Proceedings 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Vol. 2 Rotterdam, 2005.

Mitchell, J., Gardner, W. (1975). "In-situ measurements of volume change characteristics". Proc. of ASCE Specialty Conf. on In-situ Measurement of Soil Properties. Raleigh, North Carolina, USA.

Robertson, P.K., Campanella, R.G., (1983). "Guidelines for geotechnical design using CPT and CPTU data". Report No FHWA-PA-87-014-84-24. Vol. II, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Robertson, P. (1990). "Soil classification using the cone penetrometer test". Canadian Geotechnical J., 27, pp. 151 – 158.

Robertson, P.K. (2009). "CPT-DMT correlations". Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, pp. 1762-1772.

Robertson, P.K., 2010. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the Cone Penetration Test. ASCE, Journal of Geotechnical & Geoenvironmental Engineering, Vol. 136, No. 6, 842-853.

Robertson, P., Campanella, D.; Gillespie, D.; Grieg, J. (1986). "Use of Piezometer Cone Data". Proc. of ASCE Specialty Conference In-situ' 86. Blacksburg, USA.

Robertson, P. K; & Cabal K. L. Guide to Cone Penetration Testing For Geotechnical Engineering, 4th Edition, July 2010.

Rocha, M. (1981). "Mecânica das rochas". LNEC, Portugal.

Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A. & Zettler, T.E. (2002). "Evaluation of soil and rock properties". Technical Manual. FHWA-IF-02-034. Federal Highway Admin., Washington.

Schnaid, F. (2005). "Geo-characterisation and properties of natural soils by in-situ tests". Keynote Lecture. 16th ICSMGE, Osaka, (1), pp. 3-45. Millpress, Rotterdam.

## Bibliografia

- Schnaid, F. & Coutinho, R.Q. (2005). "Pressuremeter Tests in Brazil (National Report)". International Symposium 50 Years of Pressuremeters, (2), pp. 305-318.
- Senneset, K.; Janbu, N.; Svano, G. (1982). "Strength and deformation parameters from cone penetrometer tests". Proc. 2nd European Symposium on Penetration Testing, ESOPT-II, Vol. 2, pp. 863 – 870. Amsterdam. Balkema.
- Senneset, K., Sandven, R., Lunne, T., By, T., Amundsen, T. (1988). "Piezocone tests in silty soils". Proc. of Int. Symposium on Penetration Testing, ISOPT-I, Vol. 2, pp. 955 – 966. Orlando (USA). Balkema.
- Silva, F. (2010). "Nova metodologia de execução do ensaio SCPTu com avaliação da influência da fonte sísmica quanto à sua dimensão e afastamento". Departamento de Engenharia Geotécnica. Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Topa Gomes, A. (2009). "Elliptical shafts by the sequential excavation method. The example of Metro do Porto". Tese de Doutoramento na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal.
- Veiga, A. (2011). "Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros - Leiria". Departamento de Ciências da Terra. Universidade de Coimbra.
- Viana da Fonseca, A. and Coutinho, R. Q. (2008). "Characterization of residual soils". Keynote paper – 3rd International Conference on Site Characterization. Taiwan.
- 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.
- 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.