



Universidade de Aveiro
2023

MARGARIDA ISABEL DA COSTA ALMEIDA AVALIAÇÃO DA RAZÃO DE RESISTÊNCIA CÍCLICA EM SOLOS GRANULARES ATRAVÉS DE ENSAIOS IN-SITU



**Universidade de
Aveiro**
Ano 2023

**MARGARIDA ISABEL
DA COSTA ALMEIDA**

**AVALIAÇÃO DA RAZÃO DA RESISTÊNCIA
CÍCLICA EM SOLOS GRANULARES ATRAVÉS DE
ENSAIOS IN-SITU**

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 convidado do Departamento de Geociências da Universidade de Aveiro

O júri

Presidente

Prof. Doutora Carla Alexandra de Figueiredo Patinha

Professora auxiliar da universidade de Aveiro

Orientador

Prof. Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz

Professor auxiliar convidado da Universidade de Aveiro

Arguente

Prof. Doutor Carlos Manuel Gonçalves Rodrigues

Professor coordenador sem agregação do Instituto
Politécnico da Guarda

agradecimentos

A realização da presente dissertação só foi possível com o apoio e colaboração de diversas pessoas às quais gostaria de agradecer. Em primeiro lugar ao professor Nuno Cruz, por ter aceitado ser meu orientador e, posteriormente, por todo o apoio, orientação, disponibilidade e conhecimentos transmitidos durante o desenvolvimento da presente dissertação.

Aos meus pais e irmão, agradeço todo o apoio demonstrado ao longo do meu percurso académico, assim como todas as oportunidades que me proporcionaram.

Por último, agradeço a todos os meus amigos pela paciência, amizade e incentivo durante a realização desta dissertação.

palavras-chave

SPT, DMT, CPTu, Vs, Areia, liquefação

resumo

Os sismos são uma das principais causas de prejuízos humanos, materiais e financeiros. Os danos estão relacionados com as condições do solo e como este se movimenta, sendo por isso cada vez mais importante avaliar a razão de resistência cíclica, que nos permite estimar a capacidade do solo resistir à liquefação, que é o fenómeno que conduz à diminuição drástica da resistência efetiva e da rigidez de um material.

Na presente dissertação pretende-se avaliar a razão de resistência cíclica, CRR, em solos granulares, através de diferentes metodologias baseadas em ensaios in-situ correntes. Nesse contexto foram efetuados dois ensaios SPT, três ensaios DMT, quatro ensaios CPTu e durante a realização dos ensaios DMT e CPTu foram obtidas as velocidades das ondas de corte, Vs.

Durante a realização deste trabalho e tendo por base o método "Procedimento simplificado" desenvolvido por Seed & Idriss foi calculada a razão de tensão cíclica (CSR), a razão de resistência cíclica (CRR) para cada ensaio e o conseqüente fator de segurança (FS) relativo à liquefação.

keywords

SPT, DMT, CPTu, Vs, Sand, liquefaction

abstract

Earthquakes are one of the main causes of human, material, and financial damage. The damage is related to soil conditions and how it moves, which is why it is increasingly important to assess the cyclic resistance ratio. This parameter allows us to estimate the capacity of the soil to resist liquefaction, which is the phenomenon that leads to a drastic decrease in the effective strength and rigidity of massifs.

In this dissertation we intend to evaluate the cyclic resistance ratio, CRR, in granular soils throughout different methodologies based in current in-situ tests. In this context, two SPT tests, three DMT tests, four CPTu tests and shear wave velocities (acquired during the execution of DMT and CPTu tests) were performed.

During this work, using the "Simplified procedure" method developed by Seed & Idriss, the Cyclic Stress Ratio (CSR), the Cyclic Resistance Ratio (CRR) for each test and the consequent safety factor (FS) against liquefaction were evaluated and compared.

Índice Geral

1	Introdução	3
2	Organização do documento	9
3	Liquefação de solos	13
3.1	Enquadramento.....	13
3.2	Potencial de liquefação	13
3.3	Eurocódigo 8.....	13
3.4	Avaliação de CSR	18
4	Avaliação de CRR através de ensaios in-situ	23
4.1	Enquadramento.....	23
4.2	Avaliação com base em $(N_1)_{60}$ do ensaio.....	23
4.2.1	Equipamento	24
4.2.2	Modo execução	24
4.2.3	Vantagens e desvantagens.....	25
4.2.4	Parâmetros do ensaio	26
4.2.5	Determinação CRR	29
4.3	Avaliação com base no ensaio CPTu	30
4.3.1	Equipamento	31
4.3.2	Modo execução	32
4.3.3	Vantagens e desvantagens.....	33
4.3.4	Parâmetros de ensaio.....	33
4.3.5	Determinação CRR	36
4.4	Avaliação com base no ensaio DMT.....	37
4.4.1	Equipamento	37
4.4.2	Modo execução	40
4.4.3	Vantagens e desvantagens.....	41
4.4.4	Parâmetros ensaio	42
4.4.5	Determinação CRR	44
4.5	Avaliação com base nas ondas de corte, Vs.....	45
4.5.1	Equipamento	45
4.6	Comparação entre metodologias de análise.....	48
5	Caso prático.....	53
5.1	Enquadramento da zona	53

5.2	Apresentação dos dados dos ensaios realizados	56
5.3	Avaliação de CSR de acordo com o Eurocódigo 8	69
5.4	Avaliação de CRR segundo as metodologias estudadas	70
5.5	Comparação de resultados CRR	76
5.6	Comparação de resultados Vs	79
5.7	Potencial de liquefação	81
5.8	Discussão	87
5.9	Conclusões	91

Índice de figuras

Figura 1- Edifícios em Kawagishi-cho, Niigata, Japão.....	4
Figura 2- Colapso de uma ponte, causado pela liquefação durante 1964 em Niigata	4
Figura 3- Zonas Sísmicas e respetivas acelerações para Portugal Continental.....	14
Figura 4- Exemplo equipamento de perfuração	24
Figura 5- Esquema do ensaio SPT- imagem retirada da Sinergeo.....	25
Figura 6 - Curvas do limite de resistência à liquefação (Youd e Idriss, 2001)	29
Figura 7- Diferentes tipos de pontas para o ensaio CPTU (Robertson & Cabal, 2010)	31
Figura 8- HYSON 200kN sur Chenillard- retirado de www.apvandenbergh.com	32
Figura 9- Filtro: a) aço sinterizado; b) Poliestireno; c) bronze sinterizado	32
Figura 10- Gráficos CPT de tipo de comportamento de solo (SBT) normalizado (Robertson, 2010)	36
Figura 11- Esquema da lâmina DMT	38
Figura 12- Unidade de medição no ensaio DMT	39
Figura 13- Garrafa de gás utilizada no ensaio DMT	39
Figura 14- Medidas de A, B e C (Marchetti, 1997)	41
Figura 15 - Curva CRR- K_D para avaliação à liquefação pelo DMT	44
Figura 16- Equipamento e esquema do ensaio sDMT.	46
Figura 17- Esquema obtenção dos parâmetros de sCPTu.....	46
Figura 18- Cais do Sodré: a) vista aérea da área de estudo; b) vista aérea mais detalhada da zona de estudo.....	53
Figura 19- Carta geológica 34-D	54
Figura 20- Enquadramento geográfico e tectónico da Bacia Lusitana (Kullberg et al., 2013)	54
Figura 21- Carta geológica de Lisboa à escala 1:10000 (Fonte: LNEG)	55
Figura 22-Dados obtidos do ensaio para (N1)60 e N60: a) SPT_S7; b) SPT_S13.....	56
Figura 23- Dados ensaio DMT1	57
Figura 24- Dados ensaio DMT2	58
Figura 25- Dados ensaio DMT3	58
Figura 26- Dados ensaio Cptu_1	60
Figura 27-Dados ensaio Cptu_2	61
Figura 28- Dados ensaio Cptu_4	62
Figura 29- Dados ensaio Cptu_5	63
Figura 30- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SCPTu1.....	64
Figura 31- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SCPTu2.....	65

Figura 32- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SCPTu4	65
Figura 33- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SCPTu5	66
Figura 34- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , dos ensaios CPTU	66
Figura 35- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SDMT1	67
Figura 36- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SDMT2	68
Figura 37-Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SDMT3	68
Figura 38 - Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , dos ensaios SDMT	69
Figura 39- Valor do CSR nos ensaios CPTu_4 para amax tipo 1 e amax tipo2	70
Figura 40- valores de CRR do ensaio SPT para SPT_S7 e SPT_S13	71
Figura 41- Valores de CRR para DMT1	72
Figura 42- Valores de CRR para DMT2	72
Figura 43- Valores de CRR para DMT3	73
Figura 44- Cálculo de CRR nos ensaios DMT1, DMT2 e DMT3 segundo Robertson	74
Figura 45- CRR para os ensaios CPTu	74
Figura 46- Valores de CRR para o ensaio V_s durante os ensaios CPTu	75
Figura 47-Valores de CRR para o ensaio V_s durante o ensaio DMT.....	76
Figura 48- Comparação dos valores de CRR entre o ensaio CPTu e os ensaios DMT	77
Figura 49- Comparação dos valores de CRR entre o ensaio CPTu e os ensaios SPT	78
Figura 50-Comparação dos valores de CRR entre o ensaio DMT e os ensaios SPT.....	79
Figura 51- Comparação dos valores de CRR entre o ensaio SCPTu e os ensaios SDMT.....	80
Figura 52- Fator de segurança do ensaio SPT	81
Figura 53- Fator de segurança para o ensaio DMT1	82
Figura 54- Fator de segurança para o ensaio DMT2	82
Figura 55- Fator de segurança para o ensaio DMT3	83
Figura 56- Fator de segurança do ensaio CPTu_1	84
Figura 57- Fator de segurança do ensaio CPTu_2	84
Figura 58- Fator de segurança do ensaio CPTu_4	85
Figura 59- Fator de segurança do ensaio CPTu_5	85
Figura 60- CCR de todos os ensaios realizados (DMT, CPTu, SPT e V_s).....	86

Índice de Tabelas

Tabela 1- Valores de referência da aceleração máxima (a_{gr}), para o território nacional.....	15
Tabela 2- Valores de referência da aceleração máxima (a_{gr}) do local de estudo.	15
Tabela 3- Coeficientes de importância, γ_i a adotar para Portugal Continental.	15
Tabela 4- Tipos de terreno segundo o EC8 (2010).	16
Tabela 5- Valores do parâmetro S_{max} , EC8 (2010).	17
Tabela 6 - Magnitudes de referência (Eurocódigo 8-P.5 AN I, 2010).....	17
Tabela 7 - Características sísmicas do local em estudo EC8.....	18
Tabela 8- Causas, efeitos e influência no valor do N no ensaio SPT	26
Tabela 9- Correção da variável do comprimento das varas do ensaio SPT.....	28
Tabela 10- Correção da variável do diâmetro do furo do ensaio SPT	28
Tabela 11- Correção do amostrador do ensaio SPT	28
Tabela 12- Medidas da ponteira utilizada no ensaio CPTU.....	31
Tabela 13- Comportamento do tipo de solo nas diferentes zonas com base no índice de comportamento do material (Robertson, 2010).....	35
Tabela 14- Índice de Material para o ensaio DMT (Marchetti, 1980).....	43
Tabela 15 - Aspectos dos ensaios in-situ	49
Tabela 16- Composição do solo nos ensaios DMT e CPTu.	88
Tabela 17- Valores mínimos e máximos de CRR nos intervalos de areia para os diferentes ensaios	91

Capítulo 1

Introdução

Capítulo 1

1. Introdução

1 Introdução

A liquefação de um solo é um fenómeno que conduz a uma diminuição drástica da resistência efetiva e da rigidez de um material por um curto período quando sujeito a ocorrência de eventos sísmicos em depósitos de areia saturada. Existem algumas variáveis que é necessário ter em conta associadas às propriedades do solo tais como a densidade, tensão de confinamento, tamanho do grão e o teor de finos. Esta é uma das mais dramáticas causas de danos em estruturas que podem originar profundas consequências humanas e financeiras (Idriss & Boulanger, 2008).

Robertson and Wride, (1998) consideravam que a ocorrência do fenómeno de liquefação poderia ter origem em dois tipos de solicitações: por carregamentos cíclicos, que promovem a liquefação cíclica, ou por um aumento monotónico do carregamento, que pode levar ao aparecimento da liquefação estática. Esta dissertação limita-se à liquefação produzida por um carregamento cíclico induzido pelo movimento sísmico, ou seja, a liquefação cíclica.

Boulanger and Idriss, (2007) dividiram os solos (para fins práticos) em areno-siltosos e em solos argilosos. Os solos areno-siltosos são propensos a sofrer liquefação cíclica ou estática, enquanto os solos argilosos são suscetíveis a experimentar fluência, quando desenvolvem liquefação por fluxo. Normalmente, todos os solos sofrem deformações quando são sujeitos a solicitações sísmicas.

A liquefação cíclica ocorre maioritariamente em solos granulares. Este tipo de solos quando sujeitos a uma carga cíclica rápida, podem sofrer uma diminuição de volume, o que resulta num aumento da pressão intersticial e na conseqüente redução de tensão efetiva que se traduz na perda de rigidez e de resistência, (Sumer et al., 2007).

Os danos provocados através da liquefação atraíram a atenção de engenheiros e sismólogos em diversos locais do mundo. Em 1964 a costa sul do Alasca foi atingida por um sismo de magnitude entre 8,3 e 8,6, originando deslizamentos de terra, casas, e provocando mortos e fissuras no solo. Alguns meses depois aconteceu o terramoto de Niigata no Japão (Figura 1, Figura 2), onde foram também registados casos de liquefação originados por um sismo de magnitude de 7,3. Apenas após estes eventos começaram a ser desenvolvidos estudos com a intenção de determinar a resistência de um solo à liquefação (Seed et al., 2003).



Figura 1- Edifícios em Kawagishi-cho, Niigata, Japão



Figura 2- Colapso de uma ponte, causado pela liquefação durante 1964 em Niigata

Em Portugal os primeiros relatos aconteceram em 1755, quando Lisboa foi atingida por um sismo de magnitude 9 na escala de Richter, onde morreram mais de 100 000 pessoas.

Em 1971 Seed e Idriss, desenvolveram uma metodologia, designada por “Procedimento Simplificado”, para avaliar a resistência à liquefação. Este método é uma referência na avaliação do potencial de liquefação dos solos não coesivos. Baseia-se na avaliação de duas variáveis fundamentais: a ação sísmica sobre a camada de solo, expressa em $CSR_{7,5}$ designada como razão de tensões cíclicas para a magnitude padrão de 7,5 e a resistência à liquefação do solo, expressa em termos de CRR, designada razão de resistência cíclica à liquefação.

A determinação do valor de CRR permite-nos estimar a capacidade do solo de resistir à liquefação, podendo obter-se com recurso a ensaios laboratoriais ou através de ensaios in-situ. Se CSR (*cyclic stress ratio*) for superior a CRR (*cyclic resistance ratio*) pode ocorrer liquefação.

Os ensaios laboratoriais são normalmente utilizados para solos finos, geralmente os menos suscetíveis a sofrer liquefação. Em solos granulares como é difícil obter boas amostras, tornou-se prática recorrente utilizar ensaios in-situ para averiguar a resistência à liquefação. De entre todos os ensaios destacam-se os ensaios SPT (Sedd et al.1982), CPTu (Robertson and Wride, 1998), DMT (Monaco et al., 2005, Tsai et al., 2009, Robertson, 2012) e PMT (Briaud, 2013) e ainda os baseados na velocidade de propagação de ondas de corte, Vs (Andrus e Stokoe, 2000).

No contexto desta dissertação foram realizados ensaios SPT, DMT, CPTu, os dois últimos com aquisição de Vs, na zona do cais do Sodré.

Capítulo 2

Organização do documento

Capítulo 2

2. Organização do documento

2 Organização do documento

A presente dissertação encontra-se organizada em 5 capítulos.

No primeiro capítulo é realizada uma pequena introdução do tema em estudo e definem-se objetivos para a realização da dissertação.

No segundo capítulo define-se a estrutura da dissertação

No terceiro capítulo caracteriza-se a liquefação dos solos, através da avaliação de CSR, conforme considerado no Eurocódigo 8

No quarto capítulo são apresentados os ensaios in-situ utilizados nesta dissertação. É apresentado o equipamento necessário para a realização de cada ensaio, o modo de execução bem como as normas. São ainda mencionadas vantagens e desvantagens de cada ensaio, os parâmetros retirados de cada ensaio bem como os estimados e ainda a determinação do CRR para cada ensaio, por fim é feita uma comparação entre as metodologias de análise.

No quinto capítulo é apresentado o enquadramento da zona de estudo, são ainda apresentados os dados dos ensaios realizados, bem como a avaliação de CRR segundo as metodologias utilizadas, o potencial de liquefação. Por fim discutem-se os resultados obtidos e apresentam-se as conclusões.

Capítulo 3

Liquefação dos solos

Capítulo 3

- 3. Liquefação de solos
 - 3.1 Enquadramento
 - 3.2 Potencial de liquefação
 - 3.3. Eurocódigo 8
 - 3.4 Avaliação de CSR

3 Liquefação de solos

A liquefação nos solos, de um modo geral, pode ser entendida como sendo o fenómeno que conduz à diminuição drástica da resistência efetiva e da rigidez de um material, induzida por acréscimos de poro-pressões, sob solicitações cíclicas ou monotónicas, em condições não drenadas.

3.1 Enquadramento

O presente capítulo é dedicado à apresentação teórica do potencial de liquefação, do Eurocódigo 8, da avaliação do CSR e ainda a avaliação do CRR através dos ensaios in-situ utilizados nesta dissertação.

3.2 Potencial de liquefação

O estudo da geologia local é essencial na caracterização dos solos suscetíveis à liquefação num determinado local. A liquefação vai depender da distribuição de sedimentos sem coesão dentro do depósito, e esta requer um nível suficientemente alto do nível freático para que os sedimentos estejam amplamente saturados. Os sedimentos mais suscetíveis são aterros e sedimentos aluviais, fluviais e marinhos deltaicos. Os sedimentos são tão mais suscetíveis à liquefação quanto mais recente seja o depósito, tornando-se mais resistentes com o envelhecimento (Youd & Perkins, 1978). Este fenómeno tem ocorrido mais frequentemente a profundidades inferiores a 15,0m.

Segundo Iwasaki, Arakawa and Tokida(1984), o potencial de liquefação foi introduzido para estimar a vulnerabilidade do local aos efeitos da liquefação capaz de causar danos nas fundações de um determinado local. O efeito de liquefação considera-se desprezável para profundidades superiores a 20,0m.

A avaliação da suscetibilidade à liquefação mais comum é a “abordagem simplificada” originalmente proposta por Seed e Idriss (1967), adotada também pelo Eurocódigo 8. Segundo este método, o fator de segurança relativo à suscetibilidade à liquefação, F_s , é calculado entre a razão de resistência cíclica, CRR, e a razão de tensões cíclicas, CSR, segundo a equação:

$$F_s = \frac{CRR}{CSR} \quad (1)$$

3.3 Eurocódigo 8

Segundo o Eurocódigo 8 entende-se por liquefação uma redução da resistência ao corte e/ou da rigidez, devida ao aumento da pressão na água dos poros em solos incoerentes saturados

durante a ocorrência de movimentos sísmicos do terreno, que origine deformações permanentes significativas ou, mesmo, uma quase anulação da tensão efetiva no solo.

Deve realizar-se uma avaliação da suscetibilidade à liquefação quando os solos de fundação incluam estratos extensos ou lentículas espessas de areia solta, com ou sem finos silteosos ou argilosos, sob o nível freático e quando o nível freático está próximo da superfície do terreno. Esta avaliação deve ser efetuada para as condições locais em campo livre (cota da superfície do terreno, cota do nível freático) predominantes durante a vida útil da estrutura.

Para o território nacional o Eurocódigo 8 (EC8) define dois tipos de ações sísmicas:

1. A ação sísmica tipo 1, que apresenta um cenário de geração sísmica interplacas continentais, caracterizando-se por baixas frequências, elevada magnitude e longa duração.
2. A ação sísmica tipo 2, que apresenta um cenário de geração sísmica intraplacas continentais caracterizando-se pela sua elevada frequência, magnitude moderada e curta duração.

A figura 3 representa o zonamento sísmico do território de Portugal Continental para os dois tipos de ação

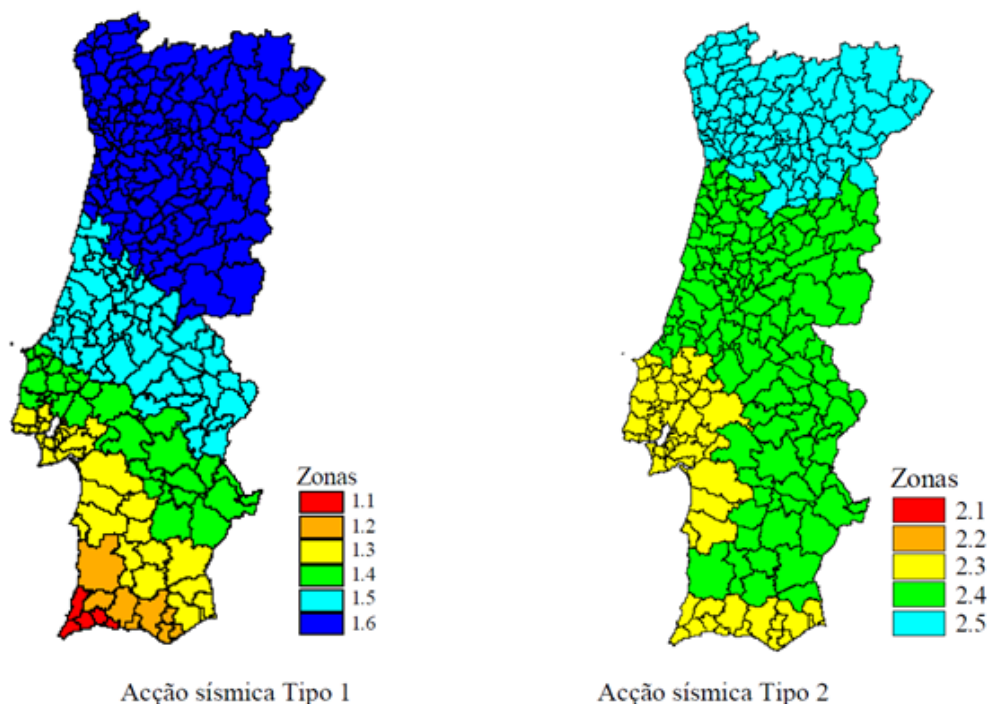


Figura 3- Zonas Sísmicas e respetivas acelerações para Portugal Continental.

A tabela 1 evidencia os correspondentes valores de referência da aceleração máxima (a_{gR}).

Tabela 1- Valores de referência da aceleração máxima (a_{gr}), para o território nacional.

Ação sísmica do tipo 1		Ação sísmica do tipo 2	
Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1.1	2,50	2,1	2,5
1.2	2,00	2,2	2,0
1.3	1,50	2,3	1,7
1.4	1,00	2,4	1,1
1.5	0,60	2,5	0,8
1.6	0,35	-	-

Na tabela 2 apresentam-se os valores da aceleração máxima de referência de acordo com a lista de concelhos com definição do zonamento sísmico, para a área de estudo, que se localiza na zona de Lisboa, está inserida na Zona sísmica 1.3 do tipo 1 e 2.3 do tipo 2.

Tabela 2- Valores de referência da aceleração máxima (a_{gr}) do local de estudo.

Município		Ação sísmica do tipo 1		Ação sísmica do tipo 2	
Código	Designação	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)	Zona sísmica	a_{gR} (m/s ²)
1106	Lisboa	1.3	1,5	2.3	1,7

Para distinguir entre estruturas de importância diferente dos edifícios correntes (edifícios de habitação e escritórios), o EC8 introduz o conceito de classes de importância, que diferenciam níveis de risco aceitáveis em função da importância da estrutura/função/operacionalidade, às quais são atribuídos diferentes valores de coeficiente de importância, γ_i (tabela 3).

Para este caso em estudo o edifício a considerar é um hospital, tendo classe de importância IV.

Tabela 3- Coeficientes de importância, γ_i a adotar para Portugal Continental.

Classe de importância	Edifícios segundo as suas funções	Ação sísmica Tipo 1	Ação sísmica Tipo 2
I	Edifícios de menor importância, por exemplo, edificações destinadas à atividade agrícola.	0,65	0,75
II	Construções correntes: habitação, serviços.	1,00	1,00
III	Edifícios que devem apresentar resistência sísmica de forma a evitar o colapso, por exemplo, escolas, edifícios públicos, museus, teatros.	1,45	1,25
IV	Edifícios cuja integridade durante o sismo é importante para a proteção civil, por exemplo hospitais, quartéis de bombeiros, unidades industriais, barragens.	1,95	1,50

Para efeitos do dimensionamento da estrutura, a ação sísmica de cálculo (a_g) a considerar é obtida pelo produto da aceleração de referência pelo coeficiente de importância (γ_i):

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_i \quad (2)$$

O valor de a_g obtido anteriormente, é multiplicado pelo coeficiente S, (fator que tem em conta a amplificação conferida pelo terreno), o qual depende do tipo de solo presente no local. Para a definição dos espectros de resposta elásticos o valor do parâmetro S é determinado através das seguintes equações.

$$\text{para } a < \frac{1m}{s^2} \quad S = S_{max} \quad (3)$$

$$\text{para } 1 \frac{m}{s^2} < a_g < 4 \frac{m}{s^2} \quad S = S_{max} - \left[\frac{S_{max}-1}{3} \right] (a_g - 1) \quad (4)$$

$$\text{para } a \geq 4 \frac{m}{s^2} \quad S = 1.0 \quad (5)$$

O parâmetro S_{max} é determinado consoante o terreno dos tipos A, B, C, D e E, descritos por perfis estratigráficos e pelos parâmetros apresentados na tabela 4, o valor correspondente ao tipo de solo apresenta-se na tabela 5.

Tabela 4- Tipos de terreno segundo o EC8 (2010).

Tipos de terreno	Descrição do perfil litoestratigráfico	V_{s30} (m/s)	N_{SPT}	c_u (kPa)
A	Rocha ou outra formação geológica de tipo rochoso, que inclua, no máximo, 5 m de material mais fraco a superfície	> 800	-	-
B	Depósitos de areia muito compacta, de seixo (cascalho) ou de argila muito rija, com uma espessura de, pelo menos, várias dezenas de metros, caracterizados por um aumento gradual das propriedades mecânicas com a profundidade	360-800	> 50	> 250
C	Depósitos profundos de areia compacta ou medianamente compacta, de seixo (cascalho) ou de argila rija com uma espessura entre várias dezenas e muitas centenas de metros	180-360	15-50	70-250
D	Depósitos de solos não coesivos de compactidade baixa a média (com ou sem alguns estratos de solos coesivos moles), ou de solos predominantemente coesivos de consistência mole a dura	< 180	< 15	< 70
E	Perfil de solo com um estrato aluvionar superficial com valores de V_s do tipo C ou D e uma espessura entre cerca de 5 m e 20 m, situado sobre um estrato mais rígido com $s > 800$ m/s	-	-	-
S1	Depósitos constituídos ou contendo um estrato com pelo menos 10 m de espessura de argilas ou siltes moles com um elevado índice de plasticidade ($IP > 40$) e um elevado teor em água	< 180 (indicativo)	-	10-20
S2	Depósitos de solos com potencial de liquefação, de argilas sensíveis ou qualquer outro perfil de terreno não incluído nos tipos A – E ou S1	-	-	-

Do produto entre as variáveis a_g e S , obtém-se a aceleração do solo (a_{max}), aceleração espectral para o período nulo, a considerar na análise de estabilidade de taludes e da suscetibilidade à liquefação.

$$a_{max} = a_g \times S \quad (6)$$

Tabela 5- Valores do parâmetro S_{max} , EC8 (2010).

Tipo de terreno	Ação sísmica Tipo 1 e Tipo 2
A	1,00
B	1,35
C	1,60
D	2,00
E	1,80

Para a realização da análise sísmica, é fundamental ter outro dado em conta. A magnitude de referência a cada zona particular, que se encontra descrita no Anexo Nacional da Parte 5 do EC8. Na tabela 6 apresentam-se os valores das magnitudes de referências de acordo com o EC8 referentes à área de estudo, neste caso a zona de Lisboa. Para este caso foi considerado o valor de magnitude para um período de retorno de 1303 anos.

Tabela 6 - Magnitudes de referência (Eurocódigo 8-P.5 AN I, 2010).

Período de retorno / Classe de importância	243 anos/ I (Edifícios e pontes)		475 anos/ II (Edifícios e pontes)		821 anos/ III (Edifícios)		1044 anos/ III (Pontes)		1303 anos/ IV (Edifícios)	
	Magnitude	Magnitude	Magnitude	Magnitude	Magnitude	Magnitude	Magnitude	Magnitude	Magnitude	Magnitude
Código do Município/ Designação	T1	T2	T1	T2	T1	T2	T1	T2	T1	T2
	1106/Lisboa	7,3	5,1	7,5	5,2	7,7	5,3	7,8	5,4	7,9

Na tabela 7 pode visualizar-se um resumo dos valores paramétricos necessários para efeitos de avaliação do potencial de liquefação para a área em estudo.

Tabela 7 - Características sísmicas do local em estudo EC8.

Parâmetro	Ação sísmica do Tipo 1	Ação Sísmica do Tipo 2
Zona sísmica	1,30	2,30
Período de retorno de referência, T_{NCR} (anos)	1303	1303
Magnitude de referência, M_w	7,9	5.40
Aceleração sísmica de referência, a_{gR} (m/s ²)	1,5	1,70
Fator de importância, γ_i	1,95	1,50
Aceleração sísmica de cálculo, a_g (m/s ²)	2,93	2,55
Tipo de Terreno	D	D
Fator de amplificação máximo, S_{max}	2	2
Fator de amplificação, S	1,36	1,48
Aceleração máxima superfície, $a_{máx}$ (g)	0,397	0,378

3.4 Avaliação de CSR

A suscetibilidade de liquefação de um solo pode ser demonstrada através da razão entre o *Cyclic Stress Ratio* (CSR), que expressa a tensão de corte cíclica normalizada induzida e o *Cyclic Resistance Ratio* (CRR), que traduz a tensão de corte resistente normalizada, que é em geral estimada a partir de ensaios de campo.

A avaliação do valor de CSR foi efetuada de acordo com a proposta de Seed e Idriss (1971), tendo-se recorrido à seguinte expressão:

$$\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} = CSR_{7.5} = 0,65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) r_d \left(\frac{1}{MSF} \right) \left(\frac{1}{K_\sigma} \right) \quad (7)$$

em que,

a_{max} - aceleração horizontal de pico na superfície do terreno gerado pela ação sísmica.

g - Aceleração da gravidade.

σ_{vo} - tensão vertical total à profundidade considerada

σ'_{vo} - tensão vertical efetiva à profundidade considerada

r_d - coeficiente de redução de tensões que tem em consideração a flexibilidade da coluna de solo

MSF - fator de escala de magnitude

K_σ - fator de correlação do nível de tensão efetiva

O valor de r_d foi avaliado de acordo com a proposta formulada por Idriss (1999), que estabelece o seguinte:

$$r_d = \left[(-1,012 - 1,12 \sin(\frac{z}{11,73} + 5,133)) + (0,106 + 0,118 \sin(\frac{z}{11,28} + 5,142))M \right] \quad (8)$$

em que,

Z representa a profundidade e M a magnitude sísmica.

Várias relações entre o fator de escala da magnitude (MSF) e a magnitude de momento do sismo de referência têm sido propostas, sendo adotada a proposta de Idriss (1999) que sugeriu que o fator de escala de magnitude se pode definir como:

$$MSF = 6,9 \left(-\frac{M}{4} \right) - 0,058 \leq 1,8 \quad (9)$$

$$K_\sigma = 1 - C_\sigma \ln \frac{\sigma'_v}{P_a} \quad (10)$$

$$C_\sigma = \frac{1}{18,9 - 17,3 \times D_R} \quad (11)$$

Onde,

MSF - fator de escala de magnitude

K_σ – fator de correlação do nível de tensão efetiva

D_R – densidade relativa

P_a - pressão atmosférica

Capítulo 4

Avaliação de CRR através de ensaios “in-situ”

Capítulo 4

4 Avaliação de CRR através de ensaios in-situ

4.1 Enquadramento

4.2 Avaliação com base em $(N_1)_{60}$ do ensaio

4.2.1 Equipamento

4.2.2 Modo execução

4.2.3 Vantagens e desvantagens

4.2.4 Parâmetros do ensaio

4.2.5 Determinação CRR

4.3 Avaliação com base no ensaio CPTu

4.3.1 Equipamento

4.3.2 Modo execução

4.3.3 Vantagens e desvantagens

4.3.4 Parâmetros de ensaio

4.3.5 Determinação CRR

4.4 Avaliação com base no ensaio DMT

4.4.1 Equipamento

4.4.2 Modo execução

4.4.3 Vantagens e desvantagens

4.4.4 Parâmetros ensaio

4.4.5 Determinação CRR

4.5 Avaliação com base nas ondas de corte, V_s

4.5.1 Equipamento

4.6 Comparação entre metodologias de análise

4 Avaliação de CRR através de ensaios in-situ

4.1 Enquadramento

O presente capítulo é dedicado à apresentação dos ensaios SPT, CPTu, DMT e V_s , ao cálculo da razão de resistência cíclica (CRR) que permite estimar a capacidade do solo para resistir à liquefação.

4.2 Avaliação com base em $(N_1)_{60}$ do ensaio

O ensaio de Penetração Normalizada (SPT) é o ensaio mais utilizado na prática de engenharia de fundações, principalmente devido à sua simplicidade de execução e interpretação. O ensaio surgiu da necessidade de padronização de um sistema que era vulgarmente utilizado na avaliação de capacidade de carga de terrenos de fundação: cravação de um elemento no terreno a fim de avaliar a sua resistência. O objetivo do ensaio é a determinação da resistência do solo à custa da penetração dinâmica de um amostrador normalizado, assim como a obtenção de amostras representativas.

Ao longo das últimas décadas o ensaio SPT foi sofrendo algumas alterações, originalmente foi desenvolvido para identificar as propriedades do solo em camadas subsuperficiais. Durante o início do século até 1920 Charles R. Gow introduziu um amostrador cravado por processo dinâmico, tornando possível relacionar os parâmetros geotécnicos com os solos onde são obtidos.

Da década de 20 até 40 aparece o amostrador do tipo Raymond que melhora a qualidade das amostras. No início da década de 30 apareceram as primeiras tentativas de padronização da cravação do amostrador. Dos anos 40 até aos 70 James D. Parson realizou as primeiras tentativas de padronização do ensaio, surgindo posteriormente a 1ª Norma. Desde a década de 70 que a principal preocupação está relacionada com as perdas de energia.

A American Society for Testing Materials, introduziu em 1958 a normalização do ensaio SPT, a que se seguiram outras normalizações, destacando-se as seguintes:

- Eurocode 7, Geotechnical design part 3
- EN ISO 22476-3
- BS 1377: Part 9, 1990
- ASTM D1586, 1984 ratificada em 1992
- JIS-A219, 1976
- NBR-6484/1980

4.2.1 Equipamento

Para a realização do ensaio é necessária uma máquina de perfuração, varas de perfuração, dispositivo de queda e amostrador normalizado.

A máquina de perfuração é utilizada na abertura de sondagem, pode ser manual ou mecanizado. Na Figura 4 observa-se um exemplo de um equipamento de perfuração utilizado no ensaio SPT.



Figura 4- Exemplo equipamento de perfuração

O dispositivo de queda é constituído por três partes: batente, martelo e sistema de elevação do martelo.

O amostrador normalizado é constituído por três partes de aço indeformável: a cabeça, o corpo central e a boca. O diâmetro externo do corpo central é de 51mm e o diâmetro interno de 35mm com um comprimento superior a 450mm. O diâmetro da boca e da cabeça é igual ao do corpo, mas com um comprimento de 76mm para a boca e 165mm para a cabeça. O amostrador tem um peso aproximadamente de 6,8 kg.

4.2.2 Modo execução

Para a realização do ensaio é necessário primeiramente abrir um furo de seção circular e, caso se verifique que é necessário para garantir a estabilidade das paredes do furo, a colocação de um tubo de revestimento seguida da limpeza do fundo do furo.

O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado (anteriormente colocado no fundo do furo), de 51 cm de diâmetro externo, ligado a um conjunto de varas (devem possuir um diâmetro entre 40 e 60 mm), sobre as quais, são desferidos repetidos golpes, através de um martelo de 63,5 kg que cai de uma altura de 762 mm. A cravação é realizada em três etapas, tendo cada etapa uma cravação de 150 mm. O número necessário para realizar a primeira fase é desprezado, pretende apenas ultrapassar os solos perturbados pela sondagem, o valor obtido

é apenas indicativo, porém se o valor for igual ou superior a 60 golpes, o ensaio termina nesta fase.

Na segunda e terceira fases de cravação, é contabilizado o número de golpes necessário para cada 150 mm de cravação, este valor vai determinar o valor de N_{SPT} . O número máximo de golpes é de 30 por minuto.

Na Figura 5, pode observar-se um esquema do modo de execução do ensaio.

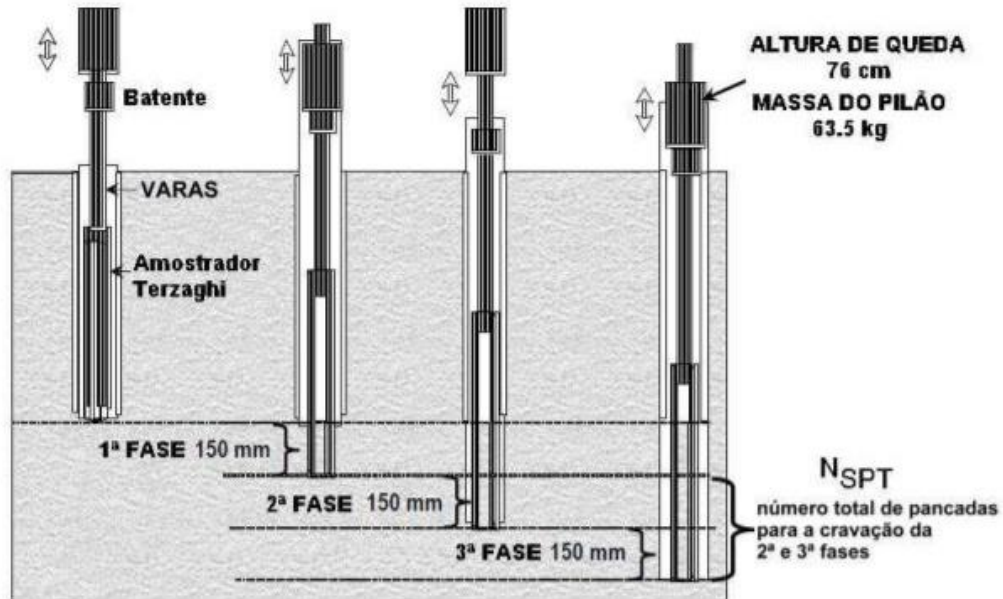


Figura 5- Esquema do ensaio SPT- imagem retirada da Sinergéo

De salientar que, em terrenos demasiados resistentes à cravação, o ensaio deve ser parado quando a soma do número de golpes da segunda e terceira fase exceder o valor de 60.

Após a conclusão do ensaio, o amostrador é extraído e a amostra armazenada, podendo ser utilizada em ensaios laboratoriais.

4.2.3 Vantagens e desvantagens

Algumas vantagens deste ensaio é o facto de poder ser executado em todo o tipo de solos e rochas brandas, permitir a obtenção de amostra e de um valor ao mesmo tempo e está disponível em todo o mundo. Por outro lado a sua execução é realizada no decorrer da sondagem o que resulta em má qualidade e os resultados podem ser influenciados pelo tipo de equipamento, modo de execução do ensaio e profissionalismo do operador.

4.2.4 Parâmetros do ensaio

Diversos fatores afetam os resultados do ensaio SPT. Na Tabela 8 encontra-se uma síntese das causas, efeitos e a influência que provoca no valor de N.

Tabela 8- Causas, efeitos e influência no valor do N no ensaio SPT

Causa	Efeito	Influencia no valor de N
Limpeza do furo inadequada	O ensaio não é realizado sobre o solo natural	Aumenta ou diminui
Não manutenção do nível adequado da água do furo	Instabilidade do fundo do furo	diminui
Altura de queda inadequada	Energia varia	Aumenta ou diminui
Massa do martelo inadequada	Energia varia	Aumenta ou diminui
Sistema de golpe excêntrico	Redução de energia	Aumenta
Queda do martelo condicionada	Redução de energia	Aumenta
Ensaio iniciado acima do pé do revestimento	Amostrador cravado em solo adensado artificialmente	Aumenta significativamente
Pouco cuidado na leitura de N	Resultados pouco precisos	Aumenta ou diminui
Utilização de amostradores não padronizados	Correlações não válidas	Aumenta ou diminui
Solos cascalhentos	Amostrador fica obstruído ou encravado	Aumenta
Utilização de varas flexíveis ou dobradas	Transmissão da energia ao amostrador deficiente	Aumenta

Após a obtenção dos resultados do ensaio SPT (N_{SPT}) os respectivos valores deverão ser corrigidos para obter uma resistência normalizada N60 onde 60 é a percentagem de energia cinética do martelo em queda livre.

A comunidade geotécnica (ISSMFE, 1989) estabeleceu para efeitos de normalização uma eficiência de 60 % para o sistema de cravação, ou seja, só 60 % da energia potencial, relativo à queda livre do martelo de massa igual a 63.5 kg de uma altura de 760 mm, correspondente aproximadamente a 474 J, (E_{60}), atinge o extremo inferior do equipamento. É atualmente reconhecida, nas mais recentes abordagens do ensaio SPT, a necessidade fundamental de proceder à medição da energia no SPT como meio de aferir o nível de energia disponível no dispositivo SPT utilizado, e, portanto, de avaliar o grau de eficiência do equipamento. Esta medição permite ainda a integração das diferentes experiências relativas à execução do ensaio em diferentes locais.

A correção é obtida através das seguintes expressões:

$$N1(60) = NSPT \times CE \times CB \times CR \times CS \times CN \quad (12)$$

Com base nas diversas medições de energia, a prática internacional sugere que os valores NSPT sejam, sempre que possível, convertidos na resistência à penetração equivalente (N60) relativa a 60 % da energia teórica.

$$C_E = \frac{ER_r}{60} \quad (13)$$

$$ER_r = \frac{E_R}{E_P} \times 100 \quad (14)$$

Onde,

C_E é a energia transmitida às varas,

ER_r é o rácio de energia transferida às varas (valor padrão de 60%),

E_R é a energia transmitida efetivamente às varas que pode ser medida através de um equipamento apropriado

E_P é a energia potencial do martelo ($63,5 \text{ kgf} \times 0,76 = 48,26 \text{ kgm} = 474\text{J}$).

O valor da correção relacionada com o comprimento de trem de varas (CR) é obtido através da Tabela 9. enquanto o valor da correção relativa ao diâmetro do furo, CB, obtém-se através da tabela 10 e por fim, o valor de correção do amostrador, Cs, apresenta-se na tabela 11.

Tabela 9- Correção da variável do comprimento das varas do ensaio SPT

Comprimento das varas (m)	Coefficiente corretivo
>10	1,00
6 – 10	0,95
4 - 6	0,85
0 - 4	0,75

Tabela 10- Correção da variável do diâmetro do furo do ensaio SPT

Diâmetro do furo (mm)	Coefficiente corretivo
65 – 115	1,00
150	1,05
200	1,15

Tabela 11- Correção do amostrador do ensaio SPT

Condição	Coefficiente corretivo
Sem liner	1,00
Com liner (areias densas e argilas)	0,80
(areias soltas)	0,90

Em solos granulares é ainda introduzido a correção relacionada com o efeito da tensão geostática (CN).

$$(N1)_{60} = C_N N_{60} \quad (15)$$

$$C_N = \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}}\right)^{0,5} \quad (16)$$

Em que,

Pa é a pressão atmosférica igual a 1 atmosfera

σ'_{v0} é a tensão efetiva à profundidade do ensaio a que N_{SPT} foi obtido

4.2.5 Determinação CRR

A avaliação de CRR a partir do ensaio SPT foi efetuada recorrendo ao modelo de Idriss & Boulanger (2008), que considera o cálculo da razão de resistência cíclica (CRR) a partir de valores normalizados do número de pancadas do SPT, $(N_1)_{60}$. Estes autores introduziram na análise da suscetibilidade à liquefação um aspeto importante, a percentagem de finos que o solo contém e o comportamento do mesmo quando sujeito a ações sísmicas. A suscetibilidade à liquefação reduz-se com o aumento da percentagem de finos como se pode visualizar na Figura 6. A percentagem de finos utilizada no ensaio SPT foi obtida através da análise granulométrica da amostra, sendo de 25%.

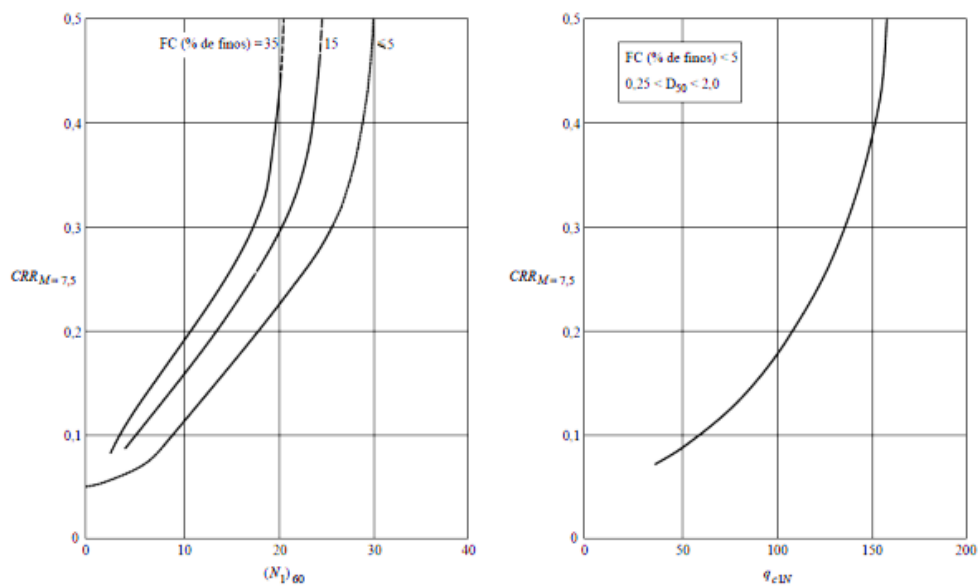


Figura 6 - Curvas do limite de resistência à liquefação (Youd e Idriss, 2001)

De acordo com estes autores, a resistência cíclica exibida pelo solo pode ser determinada com base no ensaio SPT através das expressões seguintes:

$$CRR_{7,5} = \left[\left(\frac{N1(60-cs)}{14,1} \right) + \left(\frac{N1(60-cs)}{126} \right)^2 - \left(\frac{N1(60-cs)}{23,6} \right)^3 + \left(\frac{N1(60-cs)}{25,4} \right)^4 - 2,8 \right] \quad (17)$$

$$N1(60 - cs) = N1(60) + \Delta N \quad (18)$$

$$\Delta N = EXP \left[1,63 + \left(\frac{9,7}{PF+0,01} \right) - \left(\frac{15,7}{PF+0,01} \right)^2 \right] \quad (19)$$

Se $N1(60-cs) < 37.5$, utiliza-se a fórmula seguinte:

$$CRR = MSF \times K\sigma \times CRR_{7,5} < 2 \quad (20)$$

Se $N1(60-cs) > 37.5$, utiliza-se a fórmula seguinte:

$$CRR = 2 \quad (21)$$

Em que,

$N1(60-cs)$ - número de pancadas SPT normalizado

ΔN - fator de correção de percentagem de finos

$CRR_{7,5}$ – resistência cíclica para as condições locais

MSF - fator de escala de magnitude

$K\sigma$ - fator de correção do nível de tensão efetiva

PF – percentagem de finos

4.3 Avaliação com base no ensaio CPTu

O ensaio CPT (cone penetration test) foi inicialmente desenvolvido nos Países Baixos na década de 1930 e é atualmente um dos ensaios in-situ mais utilizados na caracterização in-situ de solos.

O ensaio CPT foi evoluindo ao longo do tempo. Em 1932 P. Barentsen desenvolve o cone mecânico holandês que permite realizar medições de ponta em solo holandês. Em 1935 no laboratório de Mecânica dos solos de Delft (DSML) aparece o primeiro equipamento operado manualmente.

Mais tarde em 1953 houve a adição da manga de atrito, que permite a medição do atrito lateral unitário.

Na década de 60 vulgarizou-se o uso do penetrómetro elétrico. Em 1974 desenvolveu-se o piezocone (CPTu), baseado na introdução de transdutores de pressão intersticial, o que permitiu realizar medições da pressão intersticial, e três leituras independentes: a resistência de ponta do cone (q_c), o atrito lateral (f_s) e a pressão na água dos poros (u).

Na década de 80 houve o desenvolvimento do piezocone, sísmico (SCPTu) com a adição de geofones passou a ser possível realizar medições das ondas sísmicas e juntou-se a velocidade de propagação das ondas sísmicas de corte (v_s) às medições independentes já existentes.

O ensaio encontra-se normalizado, pelo que para a sua execução devem seguir-se as normas estipuladas. Entre as várias normas existentes destacam-se as seguintes:

- International- Internacional Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test and the Cone Penetration Test with Porepressure (1999)

- Europeia- CEN Standart EN ISO 22476-15 for mechanical cone
- Europeia- CEN- standart EN-ISO22476-1-(2012) for eletrical piezocone

4.3.1 Equipamento

O equipamento do ensaio consiste em três componentes: um Penetrómetro elétrico, um sistema de aquisição e armazenamento de dados e um sistema hidráulico de cravação.

O Penetrómetro contém uma ponteira com ângulo apical de 60°. A área de ponteira e a área da manga são interdependentes conforme a tabela 12. Em regra, a ponteira mais utilizada é a de 10cm² de área. Na figura 7 pode visualizar-se os diferentes tamanhos da ponteira utilizadas no ensaio, os diferentes tamanhos da esquerda para a direita são 2 cm², 10 cm², 15 cm² e 40 cm²

Tabela 12- Medidas da ponteira utilizada no ensaio CPTU

Ponta cónica (cm ²)	Área da ponta (cm ²)	Área da manga (mm ²)
< 10	2	3,004
	5	7,510
10	10	15,000
>10	15	22,532
	40	60,85



Figura 7- Diferentes tipos de pontas para o ensaio CPTU (Robertson & Cabal, 2010)

O sistema de aquisição e armazenamento de dados é constituído por uma caixa de controlo de profundidade que permite registar a posição do cone sincronizar a informação com a resistência de ponta, atrito lateral e poro-pressão. Um data-logger é uma caixa eletrónica onde é armazenada toda a informação registada. As ligações e varas, ligam os diversos transdutores da ponteira ao equipamento de aquisição e armazenamento de dados.

O equipamento de cravação é constituído por um sistema hidráulico capaz de fornecer a força necessária para a cravação da ponteira. Nos dias de hoje existem vários equipamentos de cravação para utilizar tanto em terra como em fundo marinho. Na figura 8 visualiza-se um exemplo deste tipo de equipamento.



Figura 8- HYSOON 200kN sur Chenillard- retirado de www.apvandenbergh.com

A fonte sísmica pode ser manual ou automática e necessita ainda de diferentes tipos de fonte para as velocidades V_s e V_p .

4.3.2 Modo execução

A execução do ensaio CPTu é realizada de acordo com as normas mencionadas anteriormente. Antes da execução do ensaio é necessário fazer a preparação do mesmo. É necessário escolher o tipo de filtro e a sua localização, o filtro pode ser de aço ou bronze, poliestireno ou cerâmica (Figura 9).

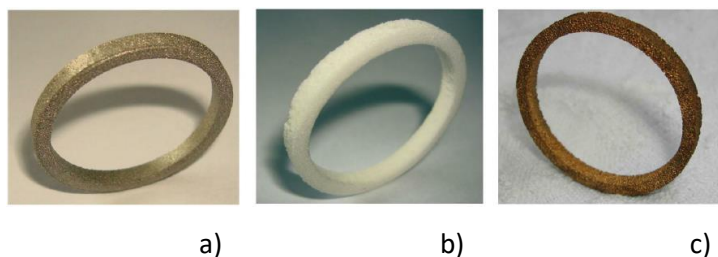


Figura 9- Filtro: a) aço sinterizado; b) Poliestireno; c) bronze sinterizado

Saturar o filtro poroso é fundamental para a aquisição de resultados de qualidade, o que pode ser realizado com glicerina ou parafina líquida. Este procedimento permite realizar a avaliação da poro-pressão durante a fase de penetração ou durante as fases de dissipação.

O ensaio consiste na cravação estática contínua no solo de um cone, de ângulo apical de 60º, a uma velocidade constante de 2cm/s, assegurado por sistemas hidráulicos e sem alterações de carga. Os dados são adquiridos automaticamente.

4.3.3 Vantagens e desvantagens

Segundo Robertson (2015) o ensaio apresenta algumas vantagens e desvantagens descritas em seguida:

Vantagens

- Rápida execução
- Registo rápido e contínuo do perfil geológico.
- Não depende dos operadores o que provoca um alto grau de confiabilidade dos dados.
- Forte base teórica para interpretação.
- Obtenção e processamento automático de dados em tempo real
- Permite registo de resistência de ponta, atrito lateral e pressões neutras

Desvantagens

- Elevado Investimento de capital
- Requer operadores qualificados
- Não é possível colher amostras
- Dificuldade de cravação em camadas de solo resistência elevada
- Pequeno volume de solo envolvido no ensaio

4.3.4 Parâmetros de ensaio

Durante a execução do ensaio são obtidas leituras simultâneas a cada 1 cm de penetração na célula de carga da ponteira (F_c), na célula de carga da manga lateral (F_s), no transdutor de poro-pressão (u_2), registo na célula incliométrica (T) e a profundidade (D). Em consequência obtêm-se diretamente três parâmetros ao longo da profundidade ensaiada: a resistência de ponta (q_c), a resistência de atrito lateral (f_s) e a poro pressão (u_2).

A resistência de ponta é a resistência oferecida pelo solo a penetração estática de um conjunto de hastes com uma ponteira cónica

$$q_c = \frac{F_c}{A_c} \text{ (em MPa)} \quad (22)$$

Onde, A_c é a área da secção do cone

A resistência lateral depende da célula de carga da manga lateral (F_s) e da área circunferencial da manga (A_s), calcula-se pela seguinte formula

$$f_s = \frac{F_s}{A_s} \text{ (em KPa)} \quad (23)$$

A razão de atrito é a percentagem da resistência lateral pela resistência de ponta.

$$F_R = \frac{f_s}{q_c} \text{ (em \%)} \quad (24)$$

O efeito da poro-pressão influencia as medidas de resistência, pelo que é necessário conhecer as pressões neutras na base do cone, para calcular a resistência real mobilizada no ensaio, pelo que é necessário fazer uma correção na resistência de ponta.

$$q_t = q_c + \frac{(A_t - A_n)}{A_t} \times u \quad (25)$$

Onde, u é a pressão intersticial, A_n a área da seção da célula de carga e A_t a área da seção nominal do cone. Em solos arenosos $q_c = q_t$ (Robertson & Cabal, 2010). A relação de áreas expressa na equação anterior é um dado disponibilizado pelos fornecedores de equipamento.

Os resultados são normalizados relativamente à tensão efetiva vertical, visto que, tanto a resistência à penetração como a resistência lateral aumentam com a profundidade, devido ao efeito da tensão efetiva vertical (Robertson, 1990). Deste modo, partindo dos parâmetros de base determinam-se a resistência de ponta normalizada (Q_t), razão de atrito normalizada (F_R), razão poro-pressão normalizada (B_q) e resistência de ponta normalizada (Q_{tn}).

A resistência de Ponta Normalizada, Q_t , representa a normalização simples com um expoente de tensão de 1,0. É uma resistência de cone expressa na forma adimensional e calcula-se pela seguinte fórmula

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (26)$$

A razão de poro-pressão normalizada (B_q) relaciona a poro-pressão normalizada e a resistência à penetração do cone, em função de q_t e u .

$$B_q = \frac{u - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (27)$$

Resistência de ponta normalizado (Q_{tn}) é a resistência de ponta expressa de forma adimensional. Este parâmetro permite avaliar a possibilidade de ocorrer liquefação (Robertson & Wride, 1998). Se $n=1$, então $Q_{tn} = Q_t$. Calcula-se pela seguinte formula:

$$Q_{tn} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{Pa} \right) \left(\frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (28)$$

$$n = 0,381 \times I_c + 0,05 \times \left(\frac{\sigma'_{v0}}{Pa} \right) - 0,15 \quad (29)$$

Onde, n é de stress que varia com o tipo de solo, Pa- pressão atmosférica

A razão de atrito normalizada, Fr, é a relação do atrito lateral para a resistência de ponta, em percentagem. A equação para calcular a razão de atrito normalizada é a seguinte:

$$F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_{v0}} \times 100 \% \quad (30)$$

Como não é possível recolher amostras durante a realização do ensaio para uma classificação física apoiada na granulometria e plasticidade do material, alguns autores como Robertson (1990, 2010, 2015) desenvolveram diagramas de classificação utilizando os parâmetros do ensaio CPTu. É definido pela sigla SBT (Soil Behavior Type Classification Chart), determinado com base em padrões de comportamento do material. O Índice de comportamento do material (Ic) calcula-se pela seguinte equação:

$$I_c = [(3,47 - \log Q_{tn})^2 + (\log F_R - 1,22)^2]^{0,5} \quad (31)$$

Na Tabela 13, pode visualizar-se o número da zona, respetivo comportamento de tipo de solo e o índice de comportamento proposto por Robertson, 2010. Na figura 10 encontra-se o respetivo gráfico SBT para a análise e interpretação dos resultados CPTu.

Tabela 13- Comportamento do tipo de solo nas diferentes zonas com base no índice de comportamento do material (Robertson, 2010)

Zona	Comportamento tipo do solo	I _c
1	Solos finos sensíveis	NA
2	Solos orgânicos	I _c >3,60
3	Argilas a argilas Siltosas	2,95 < I _c < 3,60
4	Misturas siltosas- siltes argilosas a argilas	2,60 < I _c < 2,95
5	Misturas arenosas- areias siltosas a siltes arenosos	2,05 < I _c < 2,60
6	Areias a areias siltosas	1,31 < I _c < 2,05
7	Areias com cascalho a areias	I _c < 1.31
8	Areias muito compactadas a areias argilosas	NA
9	Solos finos muito duros	NA

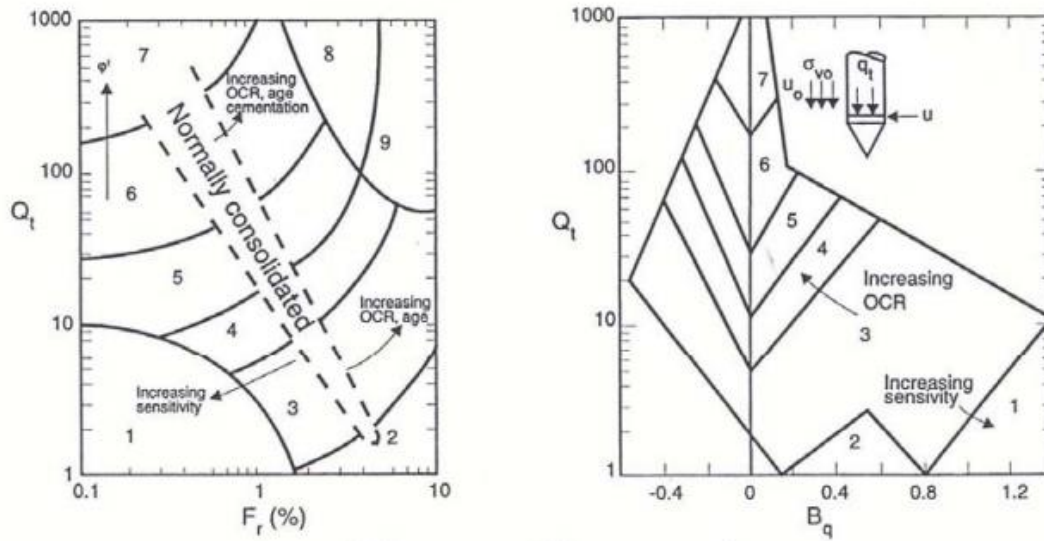


Figura 10- Gráficos CPT de tipo de comportamento de solo (SBT) normalizado (Robertson, 2010)

4.3.5 Determinação CRR

Robertson & Wride, (1998) propõem o procedimento simplificado indicado em seguida para avaliação da resistência cíclica de materiais de natureza granular.

Se $50 \leq (Q_{tn})_{cs} < 160$

$$CRR = 93 \left[\frac{(Q_{tn})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,08 \quad (32)$$

Se $(Q_{tn})_{cs} < 50$

$$CRR = 0,833 \left[\frac{(Q_{tn})_{cs}}{1000} \right]^3 + 0,05 \quad (33)$$

$$(Q_{tn})_{cs} = K_c q_{cIN} \quad (34)$$

Se $I_c \leq 1,64$

$$K_c = 1 \quad (35)$$

Se $I_c > 1,64$

$$K_c = -0,403I_c^4 + 5,581I_c^3 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88 \quad (36)$$

4.4 Avaliação com base no ensaio DMT

O ensaio com dilatómetro de Marchetti (DMT), foi desenvolvido pelo professor Silvano Marchetti em 1980.

O ensaio DMT pode ser visto como uma combinação entre dois ensaios, o ensaio Cone Penetration Test (CPT) e o ensaio Menard Pressuremeter Test (PMT), visto que, combina o modo de cravação do ensaio CPT com a medida de expansão de uma membrana contra o solo do ensaio PMT.

O ensaio encontra-se normalizado, pelo que para a sua execução devem seguir-se as normas estipuladas, destacando-se as seguintes:

- ASTM- Standard Test Method for Performing the Flat Plate Dilatometer Test- D6635-01
- Eurocode 7 – Geotechnical Design -Part 3- Design assisted by field testing- Section 9- Flat Dilatometer Test (DMT)

Este ensaio pode ser usado em diferentes tipos de solos, desde granulares a coesivos, soltos a densos e moles a duros, tendo as suas principais limitações associadas à capacidade de cravação dos equipamentos (a lâmina de ensaio aguenta penetrações equivalentes às de rochas brandas). Os solos argilosos podem ser testados desde coesões não drenadas na ordem dos 2KPa até 1000 KPa (margas) e o campo de registo do módulo de deformabilidade confinado (M) enquadra-se normalmente entre 0.4 a 400 MPa (Marchetti, 1997).

4.4.1 Equipamento

O equipamento de ensaio é composto por uma lâmina biselada na extremidade inferior sensivelmente plana em aço-inox, com 220 mm de comprimento, 94 mm de largura e 14 mm de espessura, com um ângulo apical com cerca de 16º, uma membrana flexível de 60 mm de diâmetro e 0.2 mm de espessura montada numa das faces e fixada através de um anel (Figura 11). O dispositivo sensor é composto por uma membrana metálica, um sensor, um cilindro metálico com mola, um cilindro de acrílico, isolamento e fio condutor.

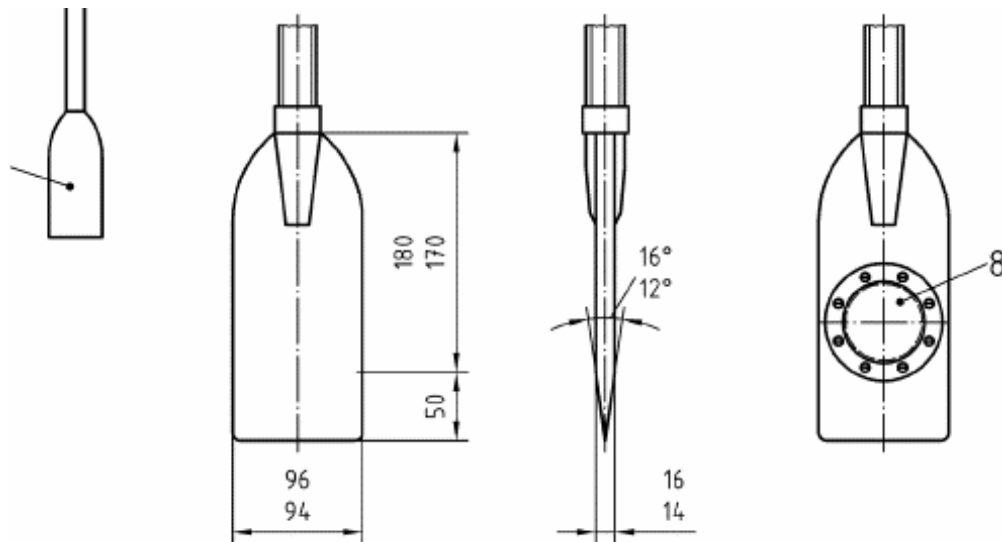


Figura 11- Esquema da lâmina DMT

Para realizar este ensaio é necessário o uso de um meio de cravação, ou seja, uma máquina de sondagens ou um equipamento de ensaios estáticos, preferencialmente.

Além da lâmina são ainda necessárias varas de aço (para realizar a penetração no solo), cabos electropneumáticos que correm no interior das varas, uma unidade de controlo ligada à lâmina através de um cabo que permite efetuar as medições das pressões instaladas ao nível do solo, equipada com manómetros de pressão, um emissor de sinal audiovisual e válvulas de ventilação (Figura 8) e uma garrafa de gás para efetuar a expansão da membrana. Para garantir uma penetração e um registo contínuo de dados todas as varas são previamente preparadas, passando o cabo electropneumático pelo seu interior.

O painel de unidade de controlo é constituído por dois manómetros, um com 6MPa da capacidade 0.05 bar e, outro manómetro até 60 Mpa de capacidade, com precisão de 0.5 bar (Figura 12).



Figura 12- Unidade de medição no ensaio DMT

A garrafa de gás comprimido (Figura 13) é equipada com reguladores de pressão, válvulas e cabos pneumáticos para estabelecer a ligação à unidade de controlo. As garrafas mais utilizadas neste procedimento são as garrafas de nitrogénio ou de ar comprimido.



Figura 13- Garrafa de gás utilizada no ensaio DMT

Os cabos electropneumáticos fornecem a continuidade elétrica e pneumática entre a unidade de controlo e a lâmina do dilatómetro, com anilhas em cada ponte de forma a impedir a fuga de gás. As ligações são feitas de aço inoxidável com fios isoladores, impedem a ocorrência de curto-circuito. De mencionar que objetivo principal é o uso do menor comprimento de cabo, de forma a minimizar as perdas de pressão.

4.4.2 Modo execução

O ensaio consiste na cravação da lâmina DMT a uma velocidade compreendida entre 2 a 4 cm/s, interrompendo a penetração a cada 20 cm para realizar a medição das seguintes leituras (Marchetti, 1980)

- A- Pressão necessária para que a membrana comece a pressionar o solo, especificamente 0,05mm, é designada de pressão lift-off
- B- Pressão necessária para que o centro da membrana se expanda 1,1 mm contra o solo.
- C- Pressão existente na descarga correspondente ao nível de expansão associada à leitura A; esta leitura está associada à pressão de água nos poros, pelo que o solo não tem tempo de recuperar para a posição inicial.

Um sinal sonoro é ativado na unidade de controlo, resultando numa medição, sempre que a lâmina entra em contacto com o cilindro, visto que a mesma funciona como um condutor. A primeira leitura (Leitura A) acontece no momento em que se inicia a expansão da membrana contra o solo, quando o contacto entre a membrana e o disco sensor é quebrado, interrompendo assim o sinal sonoro ao qual está associada uma pequena expansão da membrana de 0.05mm. Conforme a expansão da membrana aumenta, o cilindro metálico posicionado por trás do cilindro plástico vai-se aproximando do disco sensor, até entrarem em contacto, é neste momento que acontece a leitura B (o sinal sonoro volta a ativar-se), estando associado uma expansão do centro da membrana de 1,1mm. Após se ter atingido esta posição, a expansão é interrompida e passa-se a uma fase de descarga lenta, o sinal volta-se a desativar, caindo para valores inferiores à leitura B e permanece inativa até atingir uma posição equivalente à leitura A, neste momento o sinal sonoro é ativado , correspondendo assim à obtenção da leitura C (Marchetti et al., 2001). Na Figura 14 observa-se um esquema das medidas de A, B e C.

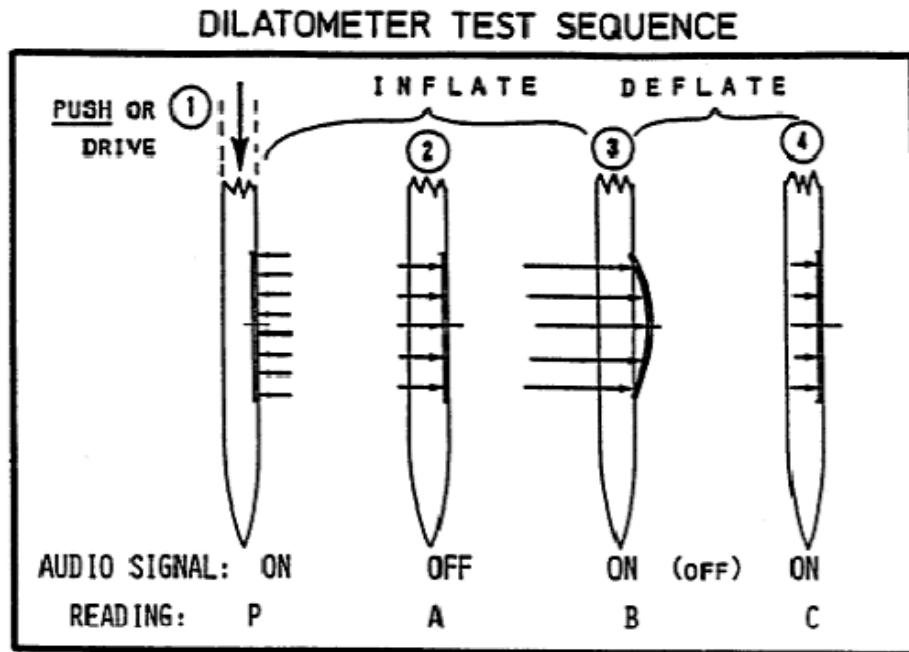


Figura 14- Medidas de A, B e C (Marchetti, 1997)

4.4.3 Vantagens e desvantagens

Tal como os ensaios referidos anteriormente, o ensaio DMT apresenta algumas vantagens e desvantagens durante a sua utilização, são referidas algumas em seguida:

Vantagens:

- Execução rápida
- Equipamento de grande precisão
- Equipamento portátil e fácil de manusear
- Boa confiabilidade dos resultados e altamente reproduzíveis
- Tratamento de dados relativamente rápido
- Perturbações reduzidas na cravação da lâmina no solo, devido à geometria da lâmina
- Perfil contínuo do solo com leitura a cada 20 cm
- Pode-se correlacionar com outros ensaios

Desvantagens:

- Não são obtidas amostras do solo
- Se a lâmina não se mantiver vertical durante a penetração, os resultados podem ser afetados
- Impenetrável em solos com elementos muito grosseiros

4.4.4 Parâmetros ensaio

É necessário corrigir as leituras do efeito da rigidez da membrana, para que estas correspondam a pressões resultantes dos solos. Para isso, antes do início do ensaio é necessário calcular duas constantes ΔA e ΔB , que correspondem ao deslocamento do centro da membrana no vazio (Marchetti et al., 2001)

P_0 corresponde à pressão de reação do solo, contra a membrana, quando inicia a expansão (0,05mm) contra o terreno.

P_1 , leitura B corrigida, é a pressão necessária para expandir (1,10mm) contra o terreno, a membrana da lâmina.

P_2 , leitura C corrigida, é a pressão final na descarga

P_0 , P_1 e P_2 podem-se calcular pelas seguintes equações:

$$P_0 = 1,05(A - \Delta A) - 0,05(B - \Delta B) \quad (37)$$

$$P_1 = B - \Delta B \quad (38)$$

$$P_2 = C + \Delta A \quad (39)$$

A interpretação do ensaio DMT é principalmente baseada em correlações semi-empíricas relacionadas com quatro parâmetros intermédios, o índice de material (I_D), o módulo Dilatométrico (E_D), o índice de tensão horizontal (K_D) e o índice de tensão neutra (U_D) que podem deduzidos a partir das pressões fundamentais corrigidas.

O índice de material é um indicador do tipo de solo, que reflete o comportamento mecânico do solo, por isso corresponde a um índice de rigidez. Permite estabelecer um perfil estratigráfico dos solos, com base no índice de Material (Tabela 14). Pode ser calculado pela seguinte equação:

$$I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_0 - u_0} \quad (40)$$

Onde, u_0 é a pressão intersticial;

Tabela 14- Índice de Material para o ensaio DMT (Marchetti, 1980)

Tipo de solo	ID
Solos arenosos	$I_D > 3,30$
Solos arenosos- siltosos	$1,80 < I_D < 3,30$
Solos silto- arenosos	$1,20 < I_D < 1,80$
Solos siltosos	$0,90 < I_D < 1,20$
Solos silto- argilosos	$0,60 < I_D < 0,90$
Solos argilo -siltosos	$0,35 < I_D < 0,60$
Solos argilosos	$0,10 < I_D < 0,35$
Argilas sensíveis	$I_D < 0,10$

O módulo dilatométrico representa a relação tensão-deformação existente na expansão da membrana do dilatômetro no solo. Permite determinar as características de compressibilidade dos solos. Quanto maior for o valor do E_D menor será a compressibilidade do solo. Este índice é obtido diretamente das leituras P_0 e P_1 pela aplicação da teoria da elasticidade pela seguinte equação:

$$S_0 = \frac{2D(P_1 - P_0)(1 - \nu^2)}{\pi E} \quad (41)$$

Em que,

S_0 - deslocamento na direção normal ao plano da membrana, igual a 1,1 mm

D-Diâmetro da membrana, corresponde a 60mm

E-Modulo de young

ν - Coeficiente de poisson

Resolvendo a equação anterior para o caso do DMT obtemos a seguinte equação:

$$E_D = 34,7(P_1 - P_0) \quad (42)$$

O índice de tensão neutra, U_D , relaciona a pressão P_2 com a pressão inicial P_0 , ambas corrigidas da pressão hidrostática e reflete as condições de drenagem dos solos.

O valor de U_D calcula-se pela seguinte equação:

$$U_D = \frac{P_2 - u_0}{P_0 - u_0} \quad (43)$$

Avaliação da razão da resistência cíclica em solos granulares através de ensaios in-situ

Através do ensaio DMT é possível retirar um parâmetro adequado para avaliar a resistência das areias à liquefação, trata-se do índice de tensão horizontal, K_D , que relaciona a pressão efetiva inicial e a tensão efetiva vertical inicial.

O parâmetro K_D pode ser calculado através da seguinte equação

$$K_D = \frac{P_0 - u_0}{\sigma'_{v0}} \quad (44)$$

onde:

P_0 - pressão horizontal inicial do dilatômetro

u_0 - Pressão intersticial

σ'_{v0} - Tensão efetiva vertical

4.4.5 Determinação CRR

Um conjunto de correlações foram desenvolvidas por (Monaco et al., 2005) para estimar CRR a partir do parâmetro K_D , segundo curvas limite que separam domínios de liquefação e não liquefação (Figura 15).

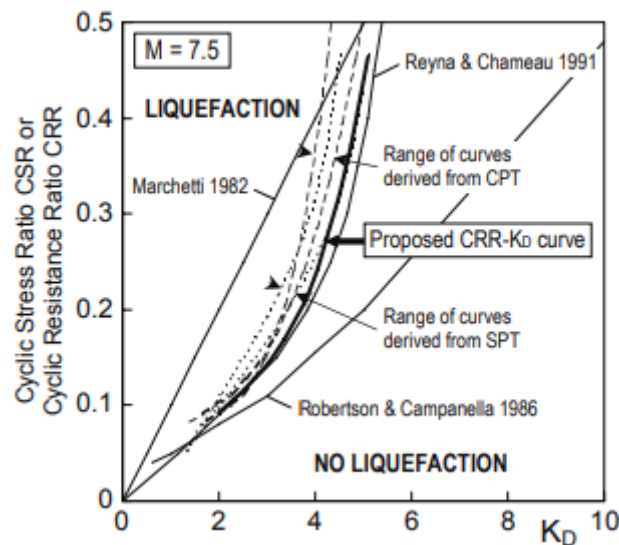


Figura 15 - Curva CRR- K_D para avaliação à liquefação pelo DMT

A expressão apresentada por Monaco et al., (2005) é expressa pela equação 44.

$$CRR = 0,0107 K_D^3 - 0,0741 K_D^2 + 0,2169 K_D - 0,1306 \quad (45)$$

Existem ainda outras fórmulas com vista à avaliação do valor de CRR via K_D .

(Tsai et al., 2009)

$$CRR = \exp \left[\left(\frac{K_D}{8,8} \right)^3 - \left(\frac{K_D}{6,5} \right)^2 + \left(\frac{K_D}{2,5} \right) - 3,1 \right] \quad (46)$$

Robertson (2012)

$$CRR = 93(0,025K_D)^3 + 0,08 \quad (47)$$

4.5 Avaliação com base nas ondas de corte, Vs

Uma alternativa aos testes realizados por penetração é o uso de dados baseados em medições in situ de velocidade de ondas de corte de pequena deformação, Vs. O uso de Vs como um índice de resistência à liquefação tem uma base sólida porque tanto a Vs como a resistência à liquefação são similarmente influenciadas por muitos dos mesmos fatores, como o índice de vazios, estado de tensão, histórico de tensões e idade geológica.

Algumas das vantagens da utilização de Vs são as seguintes (Dobry et al. 1981; H. B. Seed et al., 1983; Stokoe et al. 1988a; Tokimatsu & Uchida, 1990) :

1. As medições são possíveis em solos de difícil amostragem, onde os testes de penetração podem não ser confiáveis.
2. As medições também podem ser realizadas em pequenas amostras de laboratório
3. Vs é uma propriedade mecânica básica dos materiais do solo, diretamente relacionada com o módulo de distorsional de pequenas deformações, G_{max}

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (48)$$

onde ρ representa a densidade de massa do solo

4. Vs pode ser medido pela técnica de análise espectral de ondas de superfície (SASW) em locais onde não são permitidas perfurações.

4.5.1 Equipamento

No caso do ensaio SDMT durante a realização do ensaio DMT acima da lâmina do dilatômetro, encontram-se dois geofones, que permitem medir a velocidade de propagação das ondas sísmicas geradas a partir da superfície. Na figura 16 observa-se o material utilizado durante o ensaio.

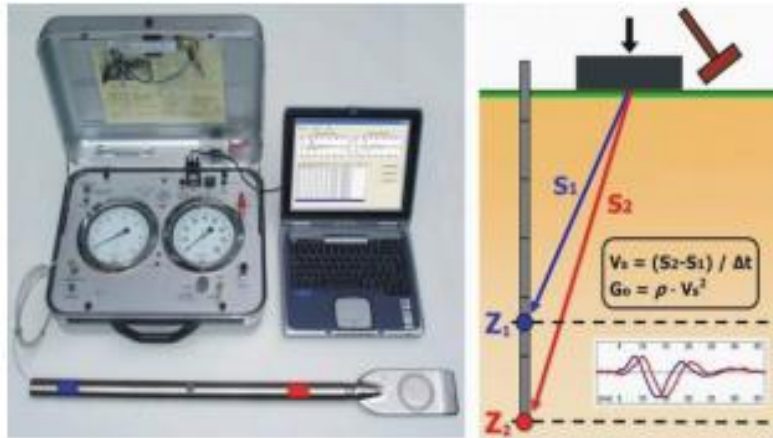


Figura 16- Equipamento e esquema do ensaio sDMT.

Para a realização do ensaio sísmico SCPTU são colocados acelerómetros na ponteira de cravação do ensaio CPTU, dispostos triaxialmente que permitem a determinação da velocidade de propagação das ondas sísmicas de tipo S (ondas de corte) e do tipo P (ondas primárias) através da diferença de tempos de chegada para uma profundidade.

As ondas sísmicas são geradas à superfície, por um martelo que efetua o impacto e que está ligado às fontes por um cabo elétrico. Quando acontece o impacto na fonte, este dá o sinal à caixa de aquisição como o tempo inicial de aquisição. Nas ondas de corte o impacto é efetuado horizontalmente, numa altura de queda constante, no caso das ondas primárias o impacto é realizado na vertical sobre a fonte sísmica. As ondas propagam-se desde a superfície até à profundidade onde se encontra a ponteira com os acelerómetros (Figura 17).

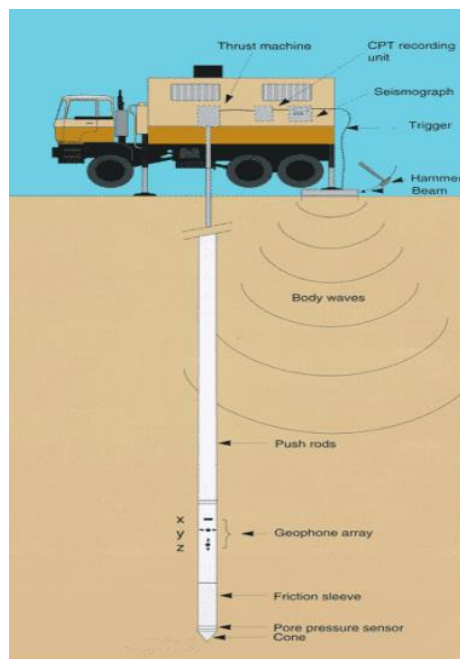


Figura 17- Esquema obtenção dos parâmetros de sCPTu

Andrus and Stokoe II (2000) desenvolveram uma metodologia para a avaliação da resistência à liquefação a partir de valores da velocidade normalizada de propagação das ondas de corte ou distorcionais. A resistência do solo à liquefação expressa pela razão de resistência cíclica (CRR), que neste caso é função da rigidez do solo para muito baixas deformações é determinada através de uma relação direta com a velocidade de onda de corte normalizada do estado de tensão efetivo presente (V_{s1}). Segundo Andrus and Stokoe II (2000) esta normalização pode efetuar-se da seguinte forma:

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{pa}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} \quad (49)$$

em que,

V_s é a velocidade da onda de corte registada,

pa é a pressão atmosférica (≈ 100 KPa)

σ'_{v0} é a tensão vertical efetiva (nas mesmas unidades de pa)

O parâmetro CRR pode ser avaliado através da seguinte equação.

$$CRR = \left[0.022 \left(\frac{K_{a1} V_{s1}}{100} \right)^2 + 2.8 \left(\frac{1}{V_{s1}^* - K_{a1} V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \right] K_{a2} \quad (50)$$

em que,

K_{a1} e K_{a2} são fatores que corrigem o efeito da idade em V_s e CRR, respetivamente, os valores destes parâmetros tomam valores iguais a 1,0 no caso de solos não cimentados recentes (Holocénico),

V_{s1}^* é o limite superior de V_{s1} para que ocorra liquefação.

Andrus and Stokoe II, (2000) para estimar os valores limites para V_{s1} (que designaram por V^*S1), para os quais não se espera que ocorra liquefação, propuseram as seguintes condições baseadas nas correlações de $N_{SPT} - V_s$:

$$V_{s1}^* = 215; (m/s); \text{ para } PF = 5\% \quad (51)$$

$$V_{s1}^* = 215 - 0,5(PF - 5); (m/s); \text{ para } 5\% < PF \leq 35\% \quad (52)$$

$$V_{s1}^* = 200; (m/s); \text{ para } PF = 35\% \quad (53)$$

Onde, PF é a percentagem de finos.

4.6 Comparação entre metodologias de análise

A utilização de ensaios geotécnicos in-situ tem como principal objetivo a determinação das propriedades do solo necessárias para o dimensionamento de estruturas geotécnicas (Viana da Fonseca, 1996).

Cada ensaio apresenta vantagens e desvantagens, dependendo do tipo de solo a caracterizar e da qualidade dos parâmetros a inferir. Por essa razão torna-se interessante combinar vários tipos de ensaios nas campanhas geotécnicas, em que as desvantagens de um ensaio podem ser ultrapassadas pelas vantagens de outro. A realização de campanhas combinando vários tipos de ensaios aumentam o nível de eficiência do conjunto (Cruz, 2010). Nesta dissertação foram utilizados os ensaios SPT, DMT, CPTu e Vs durante os ensaios DMT e CPTu.

Os ensaios realizados apresentam algumas semelhanças entre si, principalmente o SPT, DMT e CPTu, que são ensaios de penetração realizada de forma sistemática e permitem avaliar parâmetros geomecânicos do terreno. No entanto, é importante notar que o ensaio SPT seja realizado através de uma penetração dinâmica enquanto o DMT e CPTu são de penetração estática. Por seu lado, os ensaios SPT, DMT e CPTu são ensaios destrutivos enquanto a determinação da Vs pode ser feita de modo não destrutivo.

Embora os ensaios SPT, DMT e CPTu consistam da cravação no solo, utilizam diferentes equipamentos. O SPT utiliza um amostrador, o CPTu um Penetrómetro, o DMT embora utilize o método de cravação do CPTu baseia-se numa lâmina biselada. No caso de módulos sísmicos acoplados, juntam-se geofones e acelerómetros durante a realização do ensaio DMT e CPTu, respetivamente.

Durante a realização dos ensaios comparando os parâmetros medidos pelos ensaios, o ensaio SPT é o que retira menos parâmetros, apenas consegue retirar um (N_{SPT}), o DMT e a Vs conseguem retirar dois parâmetros, p_0 e p_1 no DMT e Vs, V_p durante o ensaio Vs. O ensaio CPTu consegue retirar três parâmetros (q_t), f_s , u).

Devido a algumas limitações dos ensaios é necessário fazer correções e estimar alguns parâmetros. O ensaio CPTu consegue-se estimar cinco parâmetros (I_C , E , c_u , c_v , Φ'). O ensaio com mais parâmetros estimados é o DMT com um total de sete (I_{DMT} , K_{DMT} , E_{DMT} , K_0 , E , c_u , Φ'). Em relação ao SPT e Vs ambos possibilitam que dois parâmetros sejam estimados, I_D , Φ' no SPT e G_0 , v na Vs.

Para além do já mencionado anteriormente, com exceção do ensaio SPT, os restantes ensaios referidos não permitem a identificação direta da natureza do solo ensaiado, visto que não implicam a recolha de amostra do mesmo.

Por sua vez, o ensaio CPTu é o único que fornece um registo contínuo em profundidade, permitindo detetar camadas finas de diferentes solos intercalados em estratos. É o mais recomendado para aterros e solos moles.

Para concluir, na Tabela 15 pode visualizar-se algumas características dos ensaios SPT, DMT e CPTu adaptados de Matos Fernandes (2011) e Cruz (2010).

Tabela 15 - Aspetos dos ensaios in-situ

Ensaio	SPT	CPTU	DMT	Vs
Equipamento	Simple e robusto	Complexo e robusto	Simple e robusto	Complexo e robusto
Execução	Elevado	Fácil	Fácil	Fácil
Tipo Perfil	Contínuo/ descontínuo	Contínuo	Contínuo	Contínua
Custo	Baixo	Médio a elevado	Médio	Médio a elevado
Solos apropriados	Argilas a cascalhos finos	Argilas a areias grossas	Argilas a areias	Todos
Tipo de Informação	Qualitativa	Quantitativa	Quantitativa	Quantitativa
Interpretação	Empírica	Empírica ou teórica	Empírica ou teórica	Teórica
Parâmetros medidos	N_{SPT}	q_c (q_t), f_s , u	A, B, C (P_0 , P_1 , P_2)	Tempos de chegadas e distâncias
Parâmetros intermédios de ensaio	N_{60}	Q_t , FR , B_q	I_D , K_D , E_D , U_D	V_s , V_p
Parâmetros geotécnicos	I_D , Φ' , c_u	DR , E , c_u , c_v , Φ'	I_{DMT} , K_{DMT} , E_{DMT} , K_0 , E , c_u , Φ'	G_0 , v

Capítulo 5

Caso práctico

Capítulo 5

5 Caso prático

- 5.1 Enquadramento da zona
- 5.2 Apresentação dos dados dos ensaios realizados
- 5.3 Avaliação de CSR de acordo com o Eurocódigo 8
- 5.4 Avaliação de CRR segundos as metodologias estudadas
- 5.5 Comparação de valores CRR
- 5.6 Comparação de valores V_s
- 5.7 Potencial de liquefação
- 5.8 Discussão
- 5.7 Conclusões

5 Caso prático

5.1 Enquadramento da zona

A área de estudo onde se realizaram os ensaios utilizados nesta dissertação é a zona do cais do Sodré, situa-se em Portugal continental, no distrito de Lisboa, junto ao rio Tejo. Na figura 18 pode-se visualizar a zona onde os ensaios foram realizados, as imagens foram retiradas do google maps em novembro de 2022. Por motivos de sigilo é apenas indicado a zona onde os ensaios foram realizados e não o local exato.

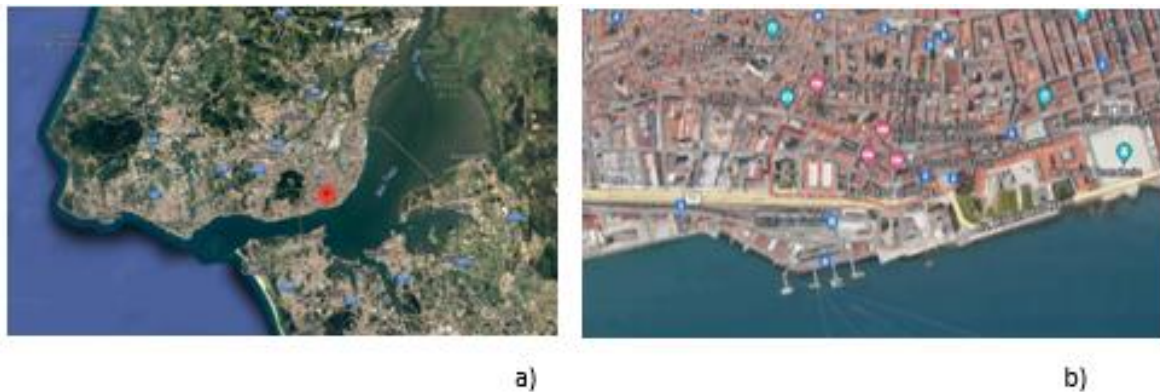
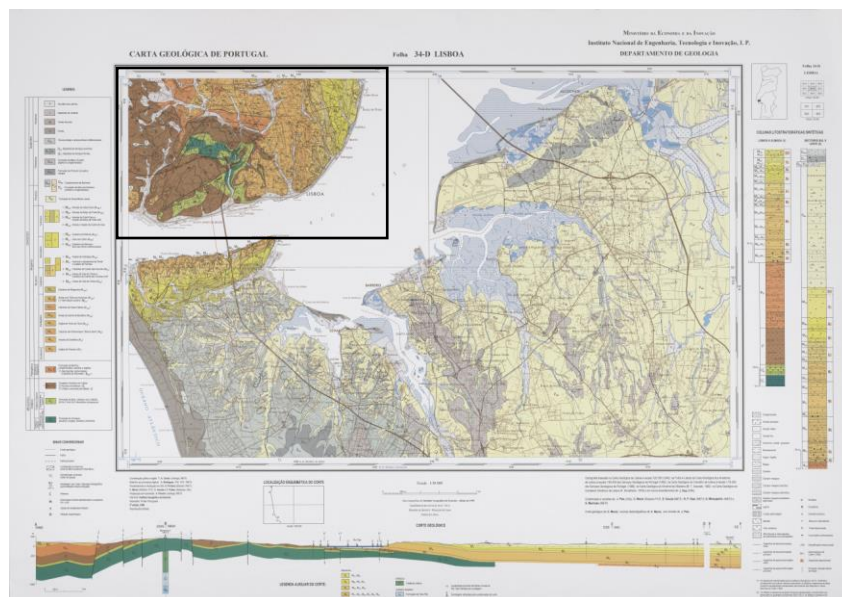


Figura 18- Cais do Sodré: a) vista aérea da área de estudo; b) vista aérea mais detalhada da zona de estudo

A área corresponde à carta 34-D dos serviços cartográficos do exército. Na figura 19 visualiza-se a carta geológica onde se enquadra a zona de estudo na escala de 1:50000. É uma área onde predominam aluviões e aterros.



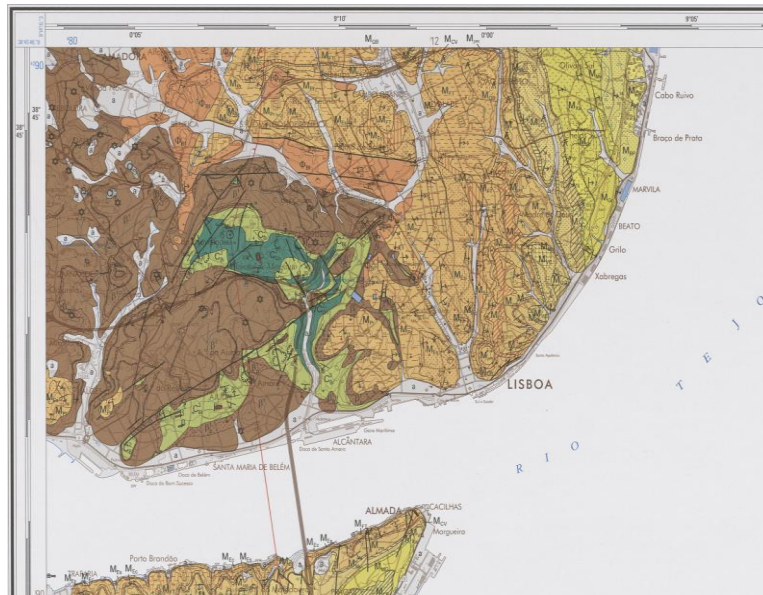


Figura 19- Carta geológica 34-D

A zona de amostragem situa-se na bacia lusitana, é uma bacia sedimentar que se desenvolveu na Margem Ocidental Ibérica (MOI) durante parte da era Mesozóico, durante a fragmentação da pangeia, em específico durante a abertura do Atlântico Norte. Caracteriza-se como uma bacia distensiva. Na figura 20 pode visualizar-se o enquadramento da bacia lusitana, e verifica-se que com base em variações de fácies e espessura das unidades litoestratigráficas do jurássico inferior dividiram a Bacia em três setores: Setentrional, Central e Meridional.

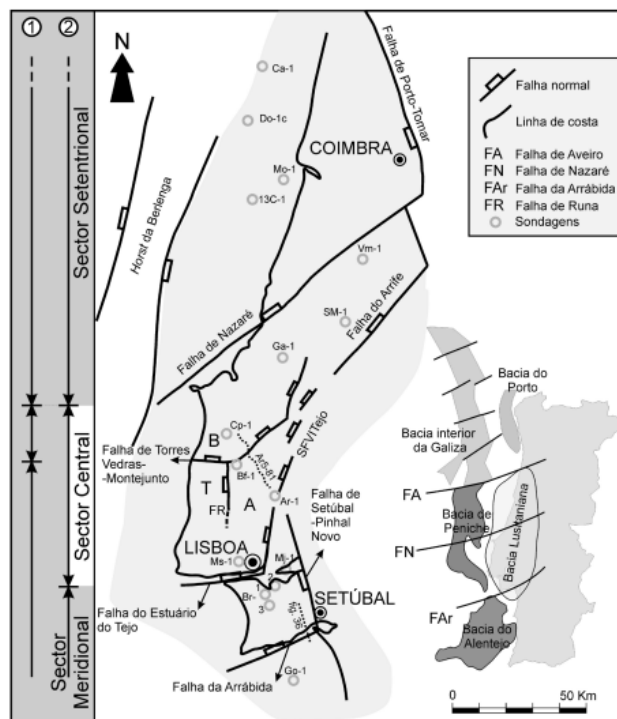


Figura 20- Enquadramento geográfico e tectónico da Bacia Lusitana (Kullberg et al., 2013)

No início do Miocénico o Atlântico invadiu a bacia, a partir daí, a sedimentação na região de Lisboa ocorreu na interface oceano- continente, com oscilações da linha de costa dependendo das variações do nível do mar e dos efeitos da tectónica (Dias & Pais, 2009).

Na Figura 21 pode visualizar-se que, como já foi referido anteriormente, a zona de estudo é constituída por aluviões e aterros formados durante a época Holocénica. A espessura destes materiais é muito variável podendo ir desde valores inferiores a 1m, a valores superiores a 40m. A litologia dos aluviões é composta principalmente por lodos com abundante matéria orgânica, ou areias lavadas, relativamente aos aterros, estes são depósitos mais heterógenos, predominantemente argilosos, arenosos ou argilo-siltosos, e que por vezes contém vestígios de atividade humana.

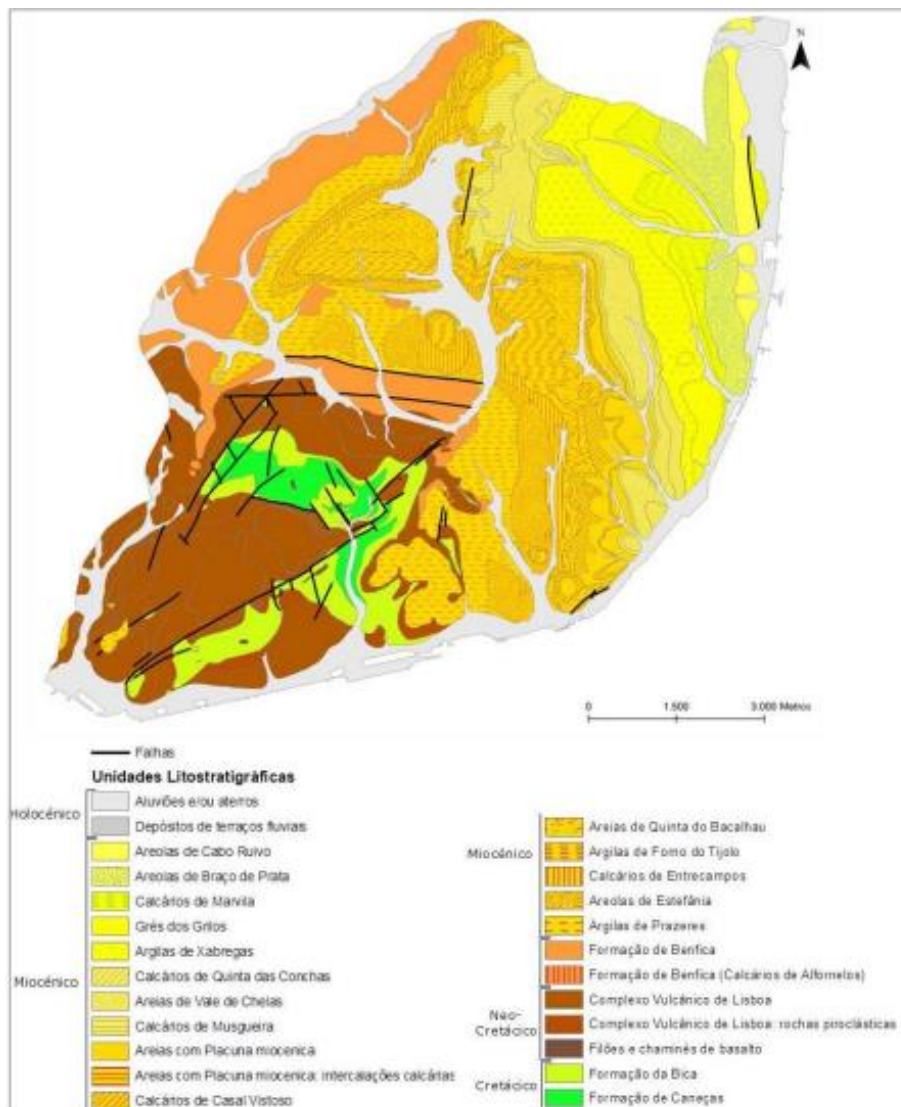


Figura 21- Carta geológica de Lisboa à escala 1:10000 (Fonte: LNEG)

5.2 Apresentação dos dados dos ensaios realizados

Neste subcapítulo serão apresentados os dados recolhidos dos ensaios que permitiram a realização do cálculo de CSR e CRR e posteriormente a determinação do fator de segurança, F_s .

Foram realizados dois ensaios SPT (SPT_S7 e SPT_S17), quatro ensaios CPTu (CPTu_1, CPTu_2, CPTu_4 e CPTu_5) e três ensaios DMT (DMT1, DMT2 e DMT3). Foram ainda obtidos valores de velocidade das ondas de corte, V_s , adquiridos durante os ensaios (S)CPTU e (S)DMT.

Na Figura 22 visualiza-se o valor de N_{SPT} corrigido para $E_R=60\%$ e para uma tensão efetiva vertical de 1atm, $(N_1)_{60}$ para os resultados obtidos nas sondagens SPT_S7 e para o ensaio SPT_S13. O valor de $(N_1)_{60}$ corresponde a areias (cor azul) e N_{60} a argilas (cor de laranja). De acordo com a Figura pode observar-se que os dois conjuntos de ensaios, SPT_S7 e SPT_S13, apresentam o mesmo tipo de solo para a mesma profundidade exceto entre os 5 m e 8 m no conjunto SPT_S7, o qual é constituído por argila.

De salientar ainda que o nível freático em SPT_S7 localiza-se à profundidade de 4,5m, enquanto em SPT_S13 encontra-se aos 5,1m de profundidade.

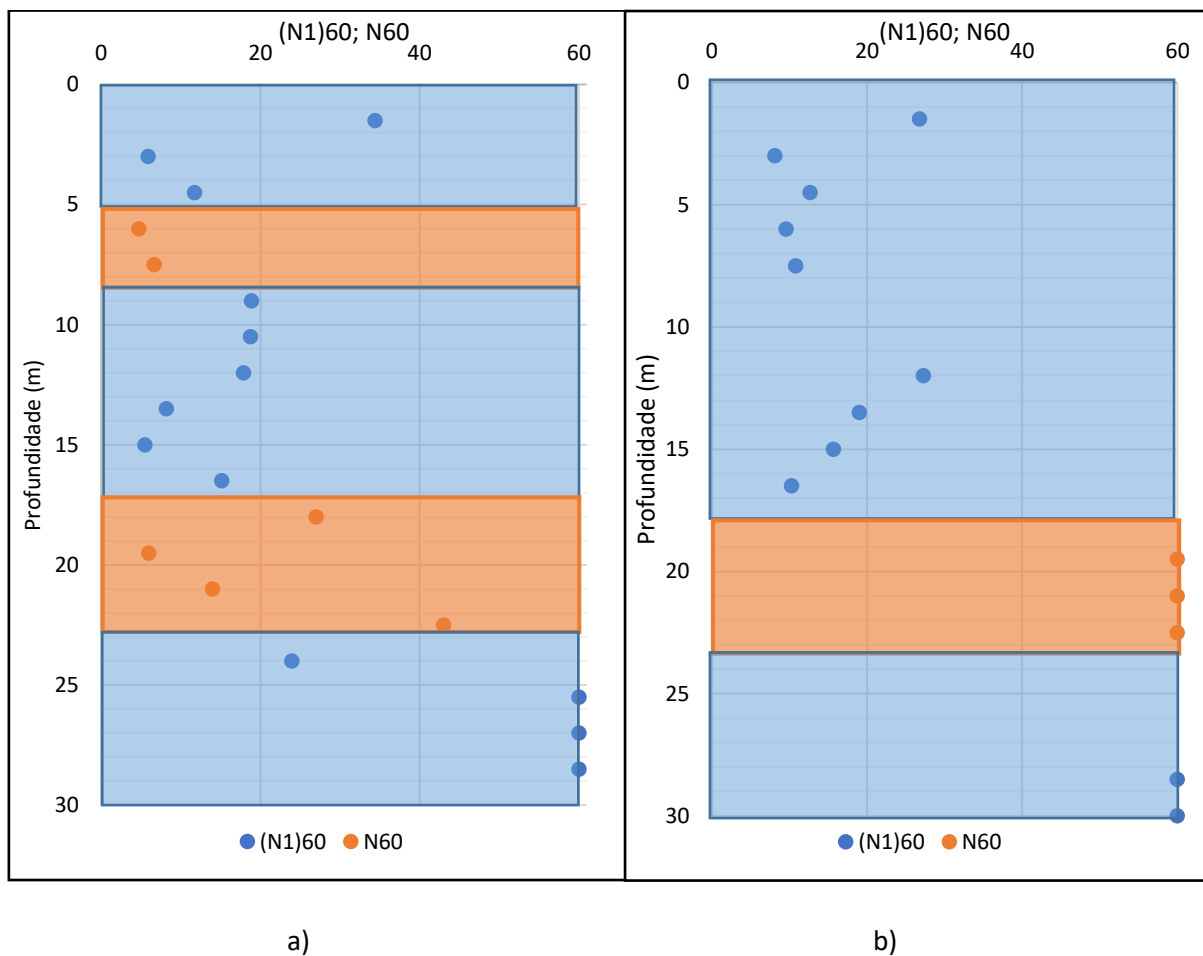


Figura 22-Dados obtidos do ensaio para $(N_1)_{60}$ e N_{60} : a) SPT_S7; b) SPT_S13

Como já vimos anteriormente o ensaio DMT permite retirar alguns parâmetros. Nas figuras seguintes pode observar-se o índice de material, I_D , a densidade relativa, D_r , o índice de tensão horizontal, K_D , e as tensões verticais totais e efetivas.

O índice de material permite estabelecer um perfil estratigráfico do solo, obtendo-se assim o tipo de solo que corresponde a cada profundidade. A cor vermelha corresponde a argila, azul a argila siltosa, cinzento a silte argiloso, verde a silte, verde claro a silte arenoso, amarelo a areia siltosa e cor de laranja a areia. No ensaio DMT1 os dados foram recolhidos desde os 1,8m aos 18m de profundidade, com o nível freático localizado aos 5,02m. O ensaio DMT2 apresenta dados desde os 4,6 m de profundidade até aos 19,2 m, o nível freático não se encontra representado, visto que acontece aos 3,05 m. Por sua vez, o ensaio DMT3 apresenta dados mais superficiais, começa na profundidade de 0,2m, mas atinge apenas a profundidade de 12,2 m, sendo o nível freático aos 4,05 m de profundidade.

Na Figura 23 observa-se que a maioria do solo é constituído por silte arenoso, areia siltosa e areia, assim como no ensaio DMT2 (Figura 24). Por sua vez o ensaio DMT3 a partir do nível freático o solo é constituído na sua maioria por argila, fazendo com que o parâmetro D_r seja zero, uma vez que não se aplica a este tipo de materiais (Figura 25).

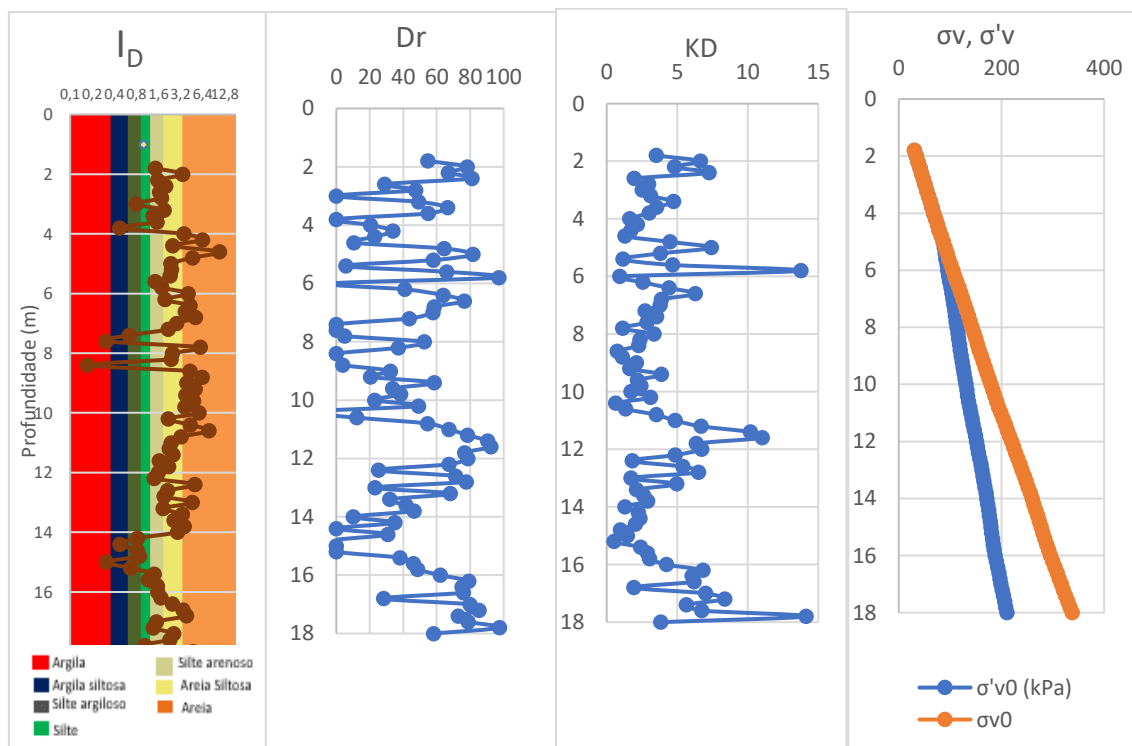


Figura 23- Dados ensaio DMT1

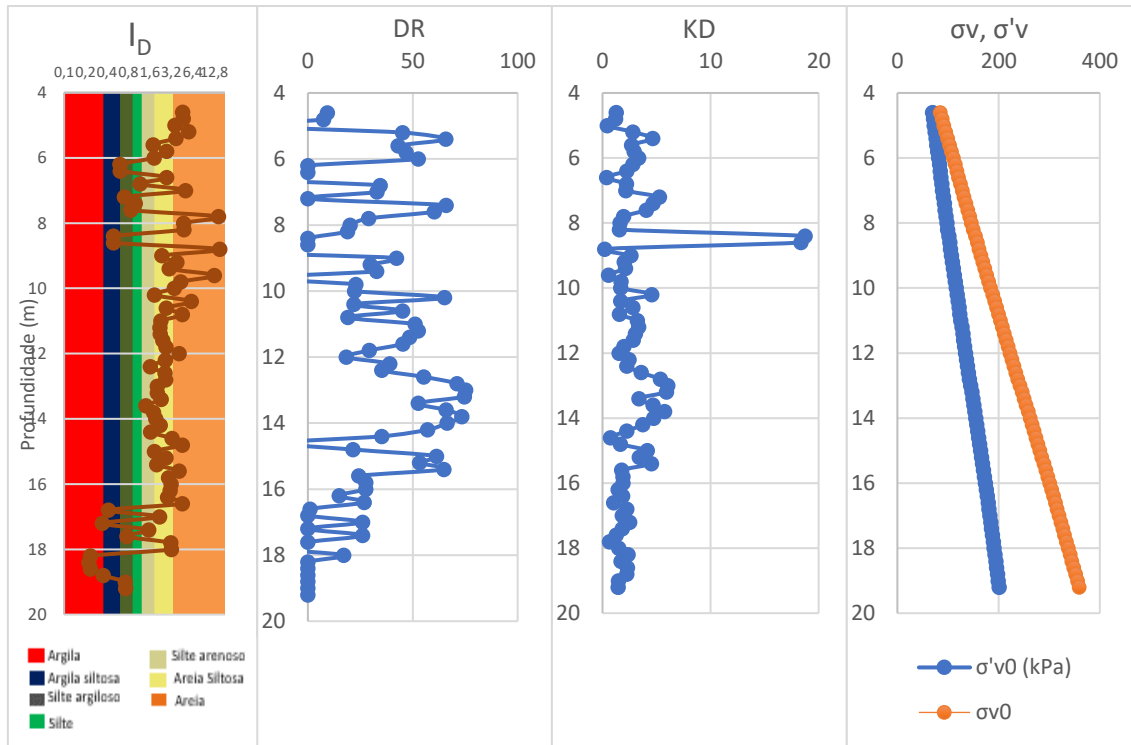


Figura 24- Dados ensaio DMT2

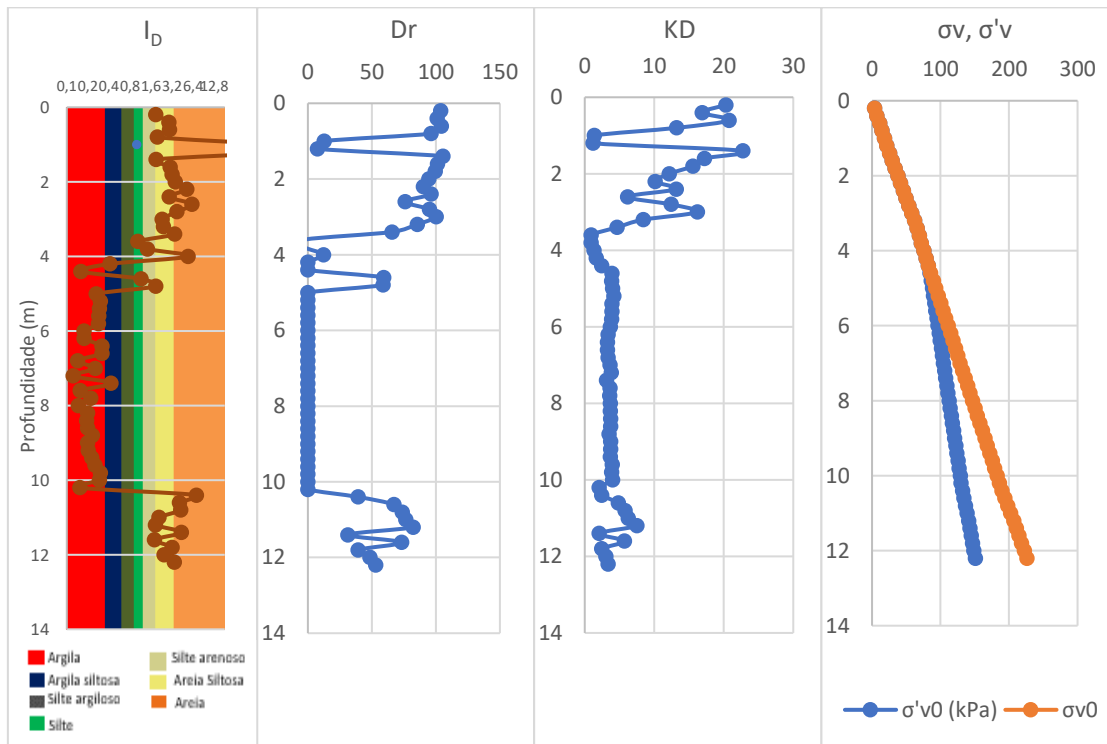


Figura 25- Dados ensaio DMT3

Assim como no ensaio DMT, obtiveram-se também para o ensaio CPTu os parâmetros de tensão total vertical, σ_v , tensão efetiva vertical, σ'_v e densidade relativa DR, tal como índice de compactação I_c , a resistência de cone do ensaio CPTU, q_t , a razão de atrito. F_R e a poro-pressão, u_2 .

Os ensaios CPTu atingiram diferentes profundidades. No ensaio CPTu_1 foram recolhidos dados entre 0,01 m e 21,14 m de profundidade, o ensaio CPTu_2 contém dados desde 0,01m de profundidade até aos 22,39m e o ensaio CPTu_4 abrange profundidades entre 0,01m e 25,09m. No ensaio CPTu_5 foram apenas recolhidos dados a partir dos 3m de profundidade até aos 22,38m. À semelhança do ensaio DMT, o ensaio CPTu também tem um parâmetro que permite classificar o tipo de solo, I_c .

Na Figura 26 observam-se os dados referentes ao ensaio CPTu_1, onde se pode visualizar que o tipo de solo varia com a profundidade.

Na figura 27, visualizam-se os dados do ensaio CPTu_2, através do parâmetro I_c constata-se que o solo é constituído na sua maioria por silte argilosa a argila siltosa, só contendo areia a argila siltosa até ao nível freático.

Na figura 28, observa-se os resultados dos dados retirados do ensaio CPTu_4, onde a maioria do solo, ao contrário dos restantes ensaios CPTu, é constituído por areia a argila siltosa, sendo por isso os valores de q_t , Dr e FR menores do que nos restantes ensaios, sendo o Dr zero em praticamente toda a profundidade e fazendo com que o valor de u_2 seja menos disperso a partir do nível freático.

Na figura 29, visualiza-se os dados referentes ao ensaio CPTu_5, que à semelhança dos ensaios CPTu_1 e CPTu_2 o solo é constituído por areia a areia siltosa e ainda areia a argila siltosa.

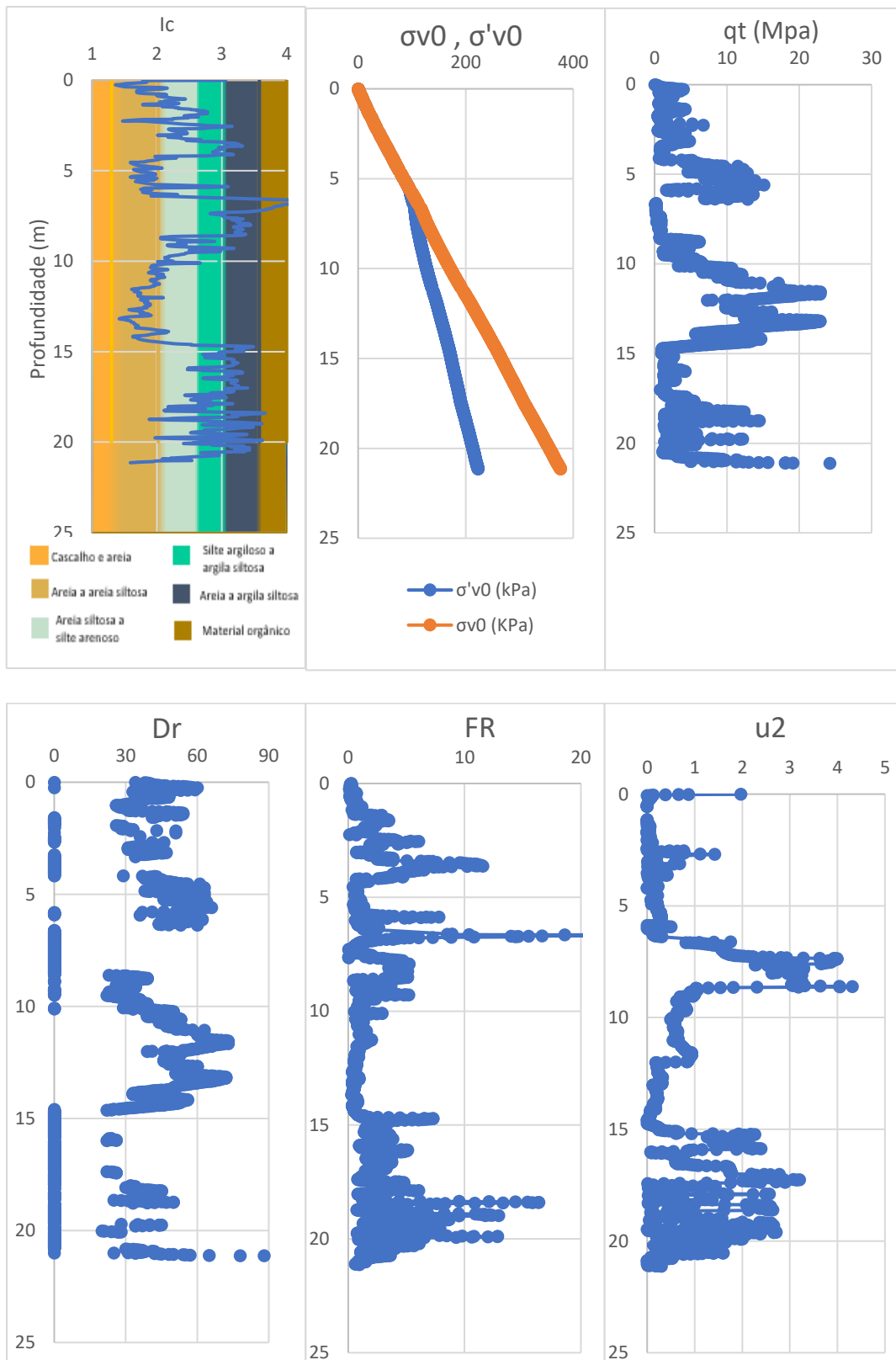


Figura 26- Dados ensaio Cptu_1

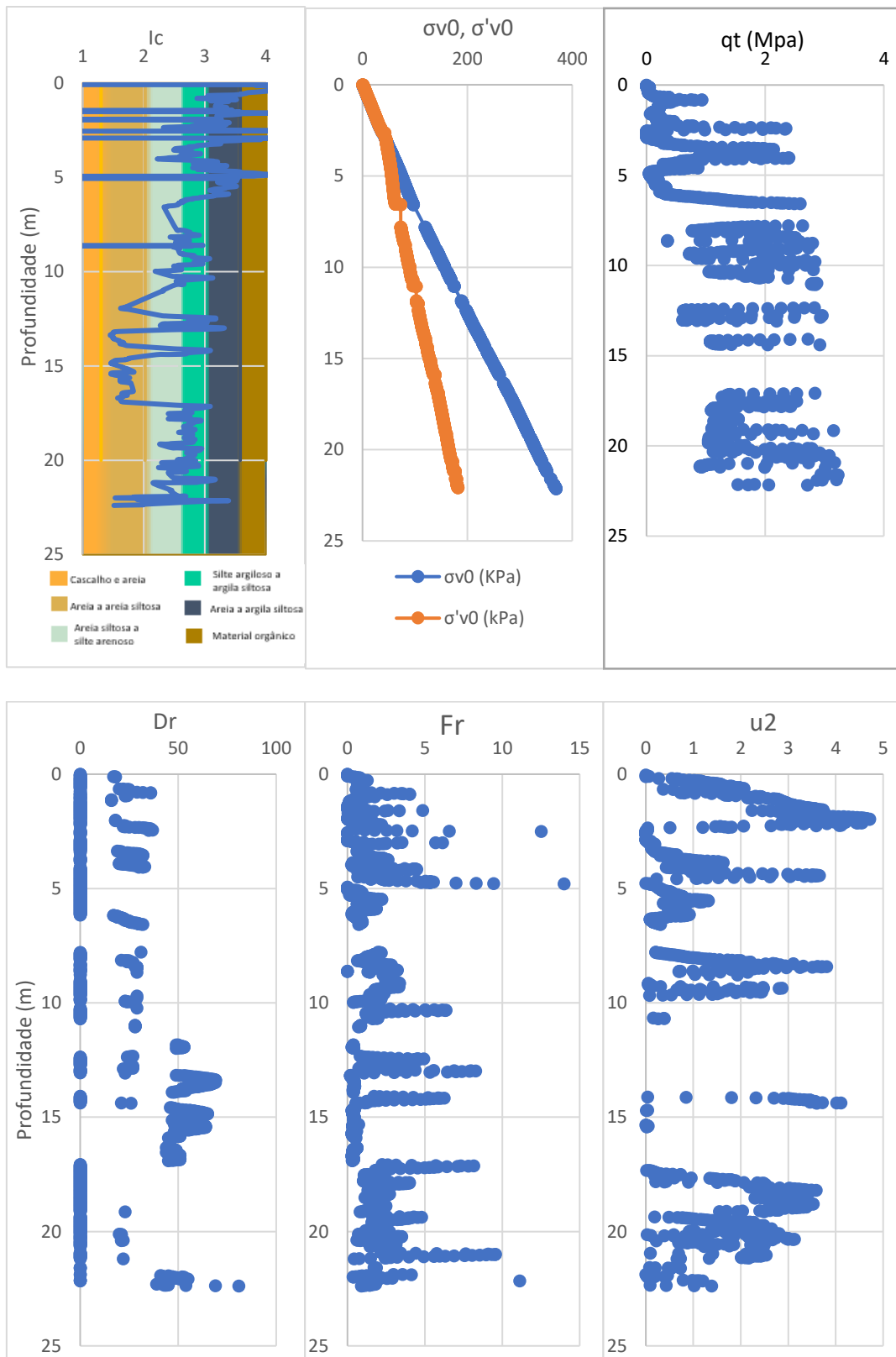


Figura 27-Dados ensaio Cptu_2

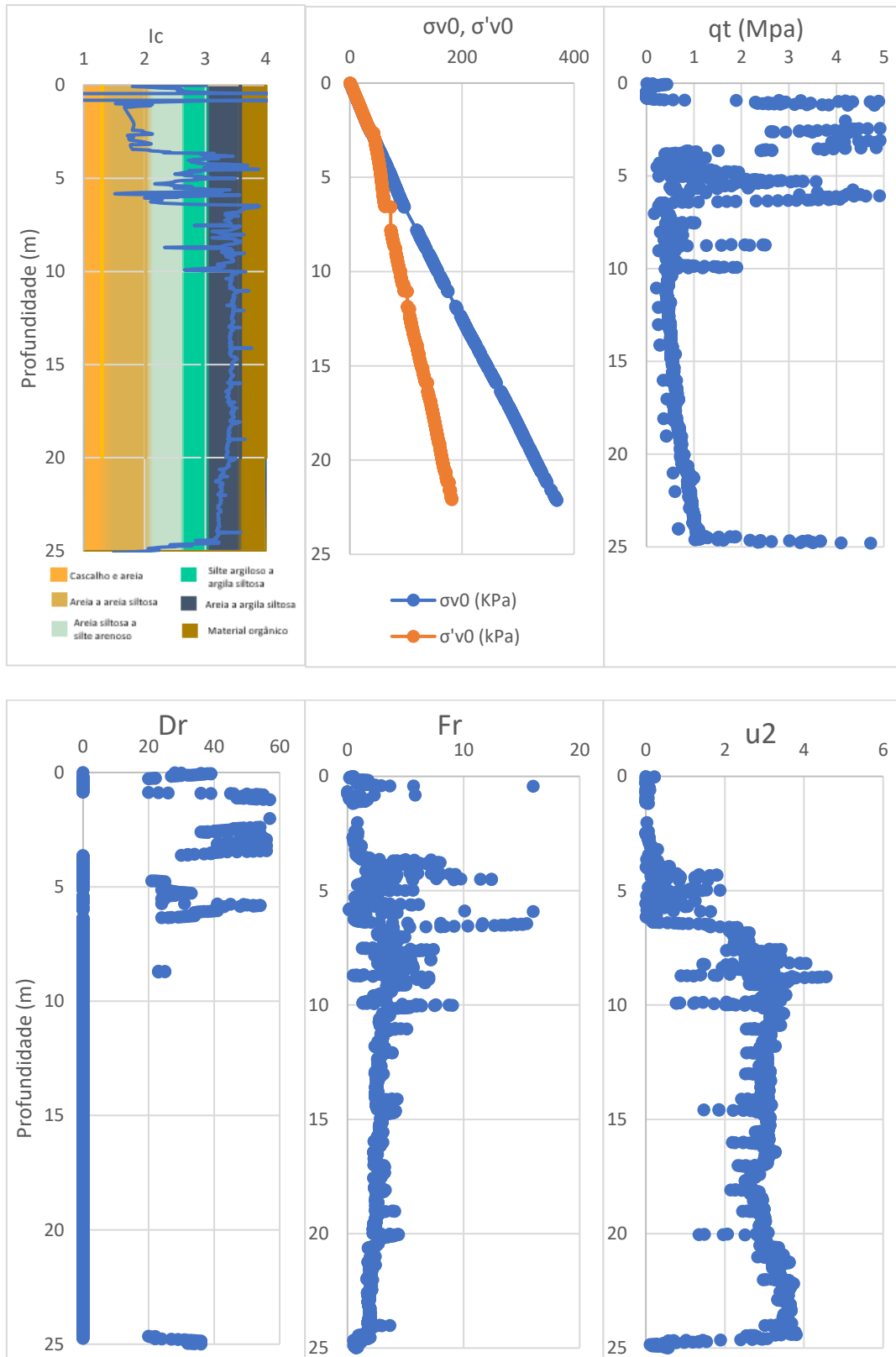


Figura 28- Dados ensaio Cptu_4

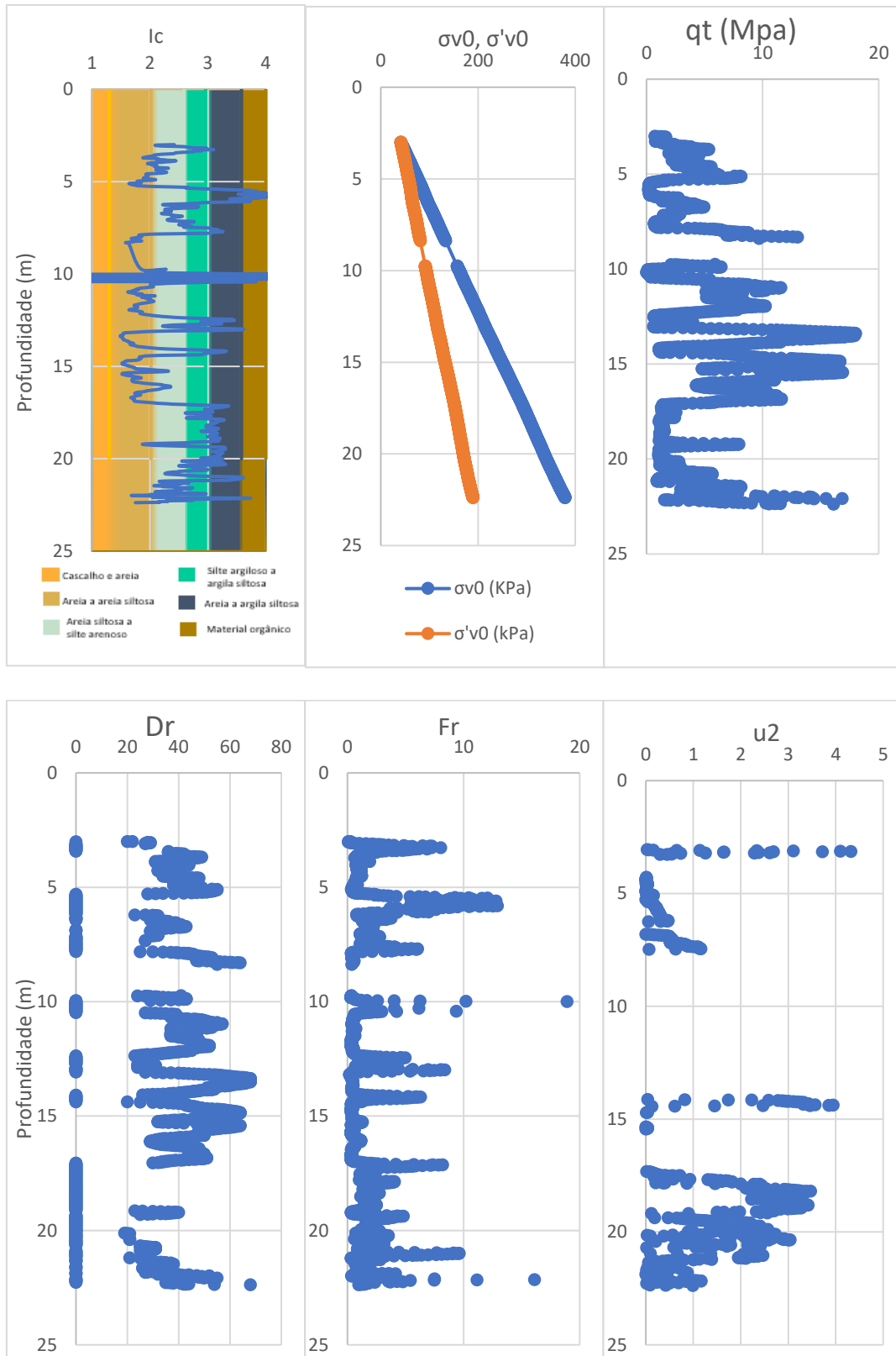


Figura 29- Dados ensaio Cptu_5

Na figura 30 visualizam-se os valores de velocidade de ondas de corte Vs em função da profundidade para o ensaio SCPTu_1. A velocidade de ondas de corte varia entre 120 m/s a 268 m/s.

Na figura 31 observa-se os valores de V_s para o ensaio SCPTu_2, onde à semelhança do ensaio SCPTu_1 existe uma grande variedade na velocidade de ondas de corte, porém, este ensaio apresenta valores apenas entre a profundidade de 2,75m e 13,92m, sendo o ensaio com menos dados. O valor mais baixo de V_s acontece aos 2,75m de profundidade com 150,15 m/s, mas sendo este valor inferior ao nível freático que como já vimos anteriormente se apresenta aproximadamente aos 3,5m de profundidade. Por sua vez, o valor de V_s mais elevado é de 267,12 m/s que se localiza aos 11,75 m de profundidade.

O ensaio SCPTu_4 (Figura 32) é o ensaio que apresenta menor variação de valor de V_s , variando entre os 100 m/s e 197 m/s. A partir dos 5m de profundidade o solo é constituído maioritariamente por areia a argila siltosa, sendo a variação de valores de V_s ainda menor, variando apenas entre os 100 m/s e os 150m/s.

Na figura 33 encontra-se o ensaio com maiores variações de valores de V_s (SCPTu_5). Os valores variam entre 79 m/s para a profundidade de 6,15m e 285,5m/s para a profundidade de 21,75m.

Na figura 34 observam-se os valores de V_s para os quatro ensaios CPTu.

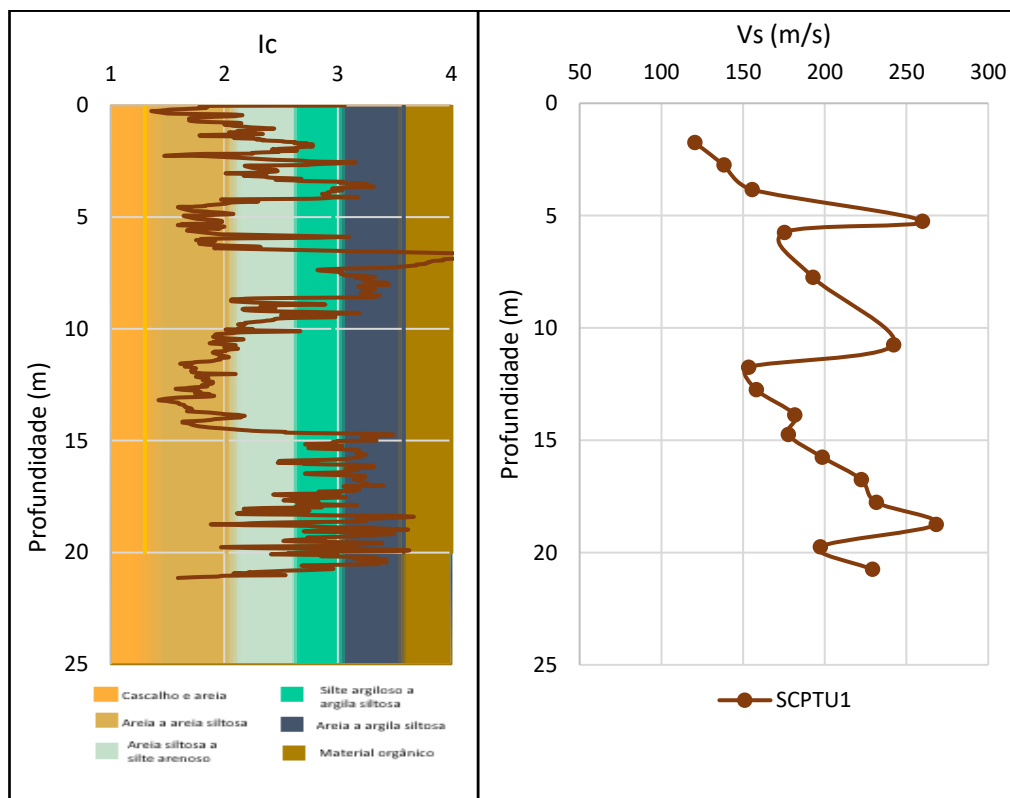


Figura 30- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SCPTu1

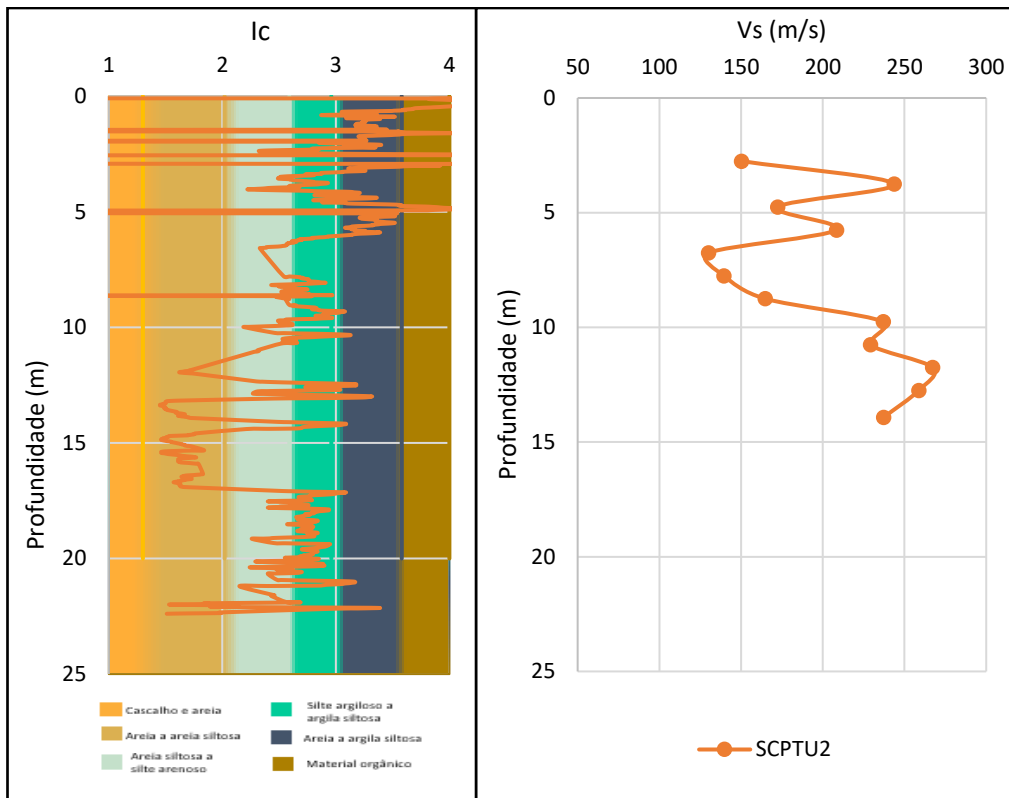


Figura 31- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SCPTu2

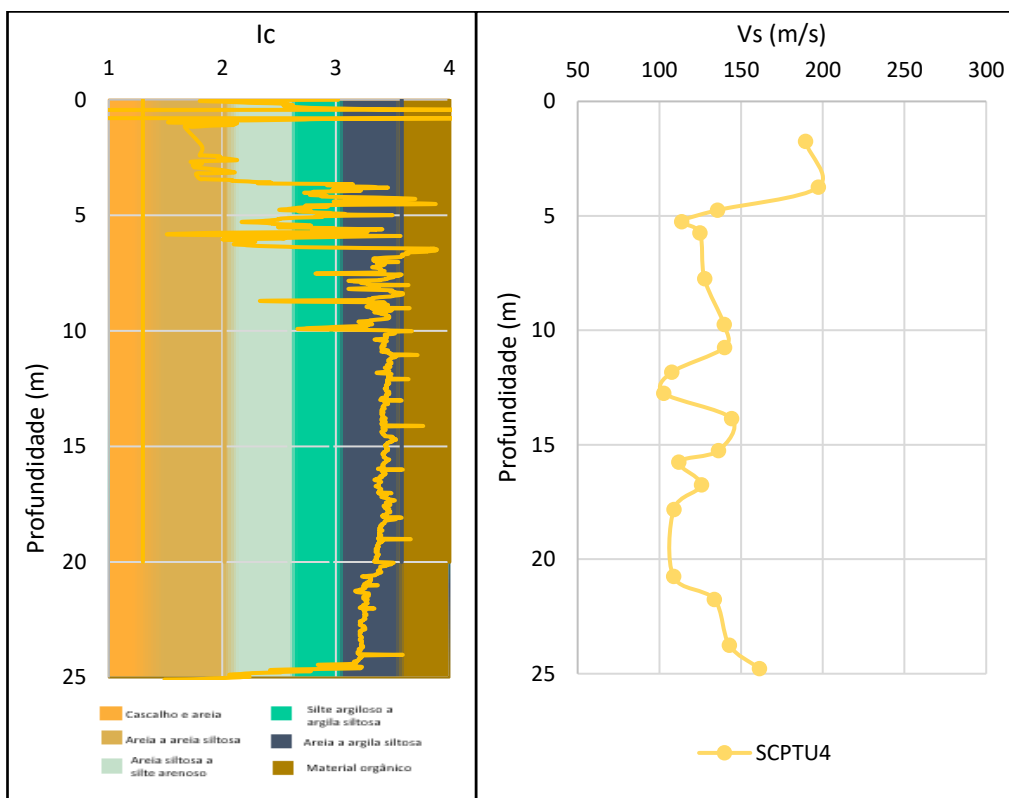


Figura 32- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SCPTu4

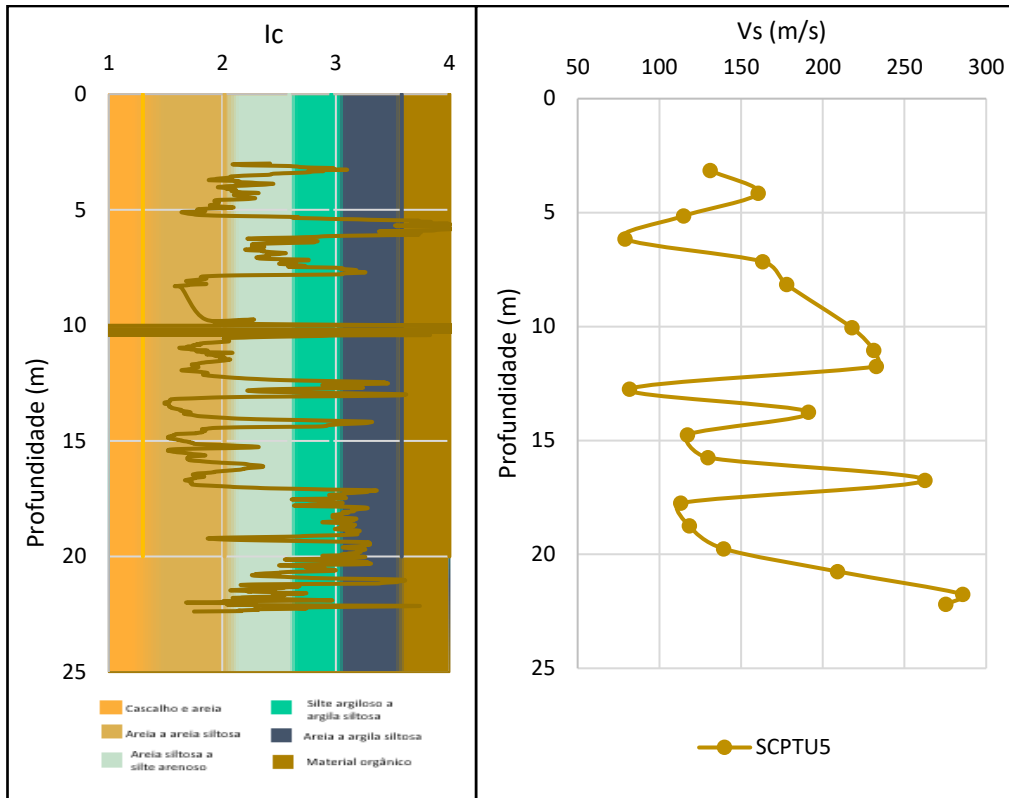


Figura 33- Valores de velocidade de ondas de corte, Vs, do ensaio SCPTu5

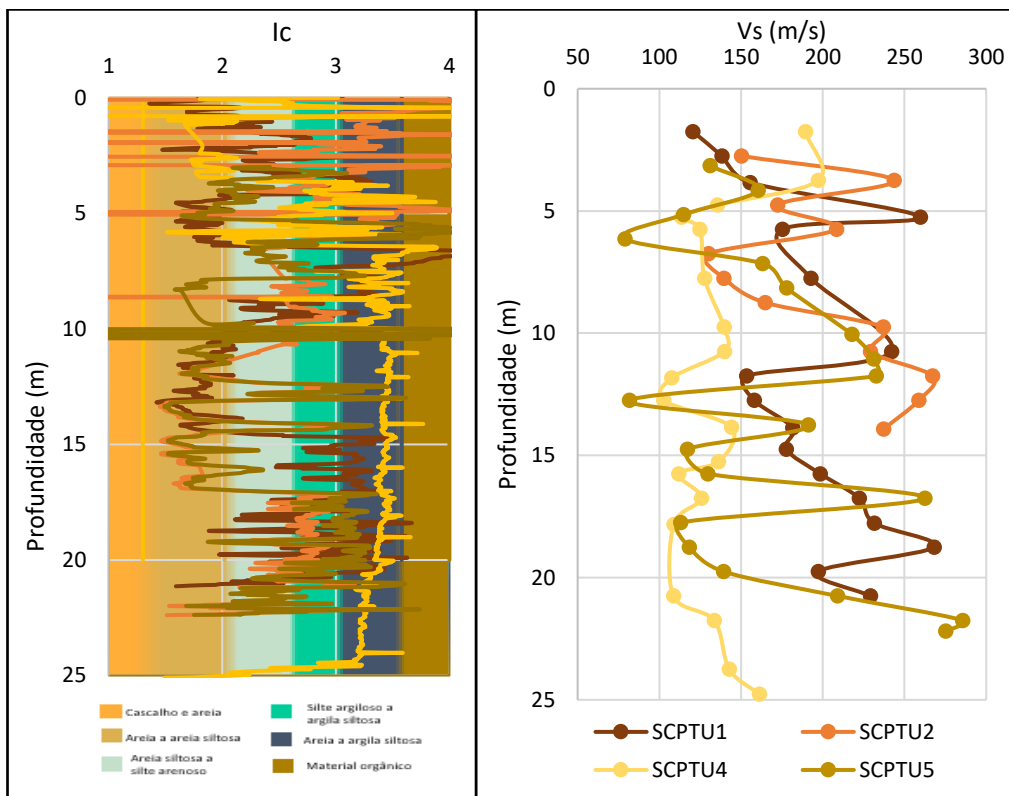


Figura 34- Valores de velocidade de ondas de corte, Vs, dos ensaios CPTU

À semelhança do ensaio CPTu também para o ensaio DMT foram recolhidos valores da velocidade de ondas de corte. Na figura 35 apresentam-se os valores de velocidade de ondas de corte, V_s , para o ensaio SDMT1. O menor valor de V_s encontra-se aos 1,5m de profundidade, sendo de 187 m/s, que à semelhança do ensaio SCPTu_2 se encontra a uma profundidade inferior ao nível freático, por sua vez o valor mais elevado de V_s é superior a 500m/s à profundidade de 17,5m/s.

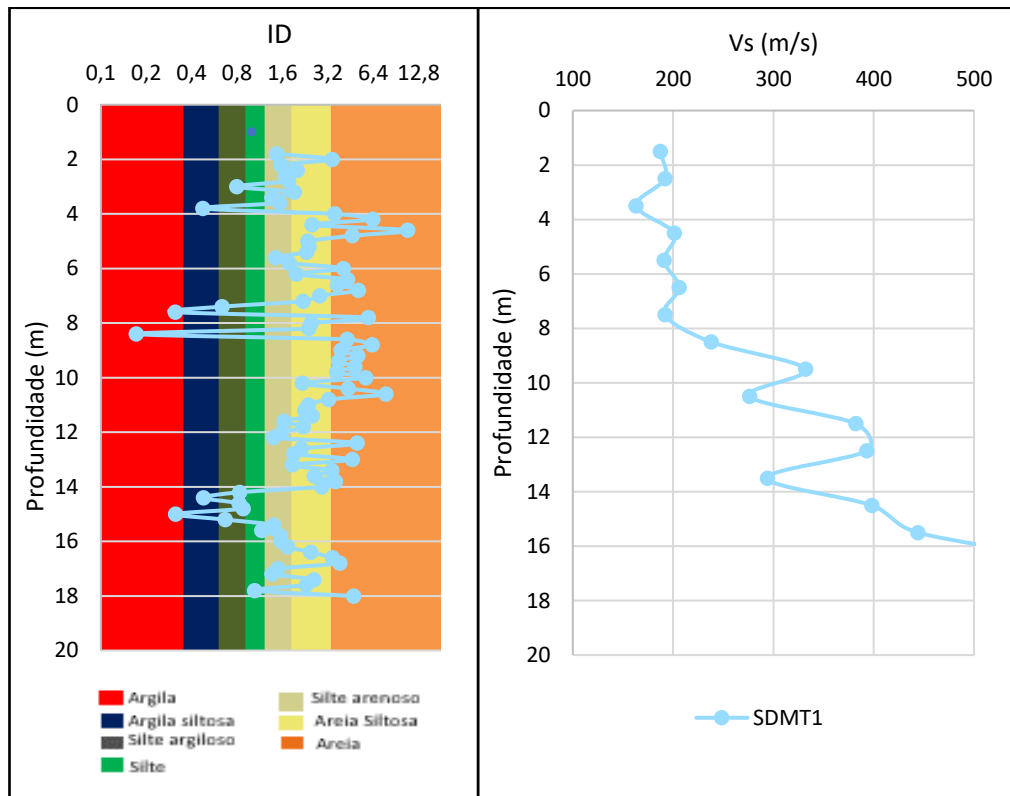


Figura 35- Valores de velocidade de ondas de corte, V_s , do ensaio SDMT1

Na Figura 36 visualizam-se os dados do ensaio SDMT2, ensaio este que apresenta a maior amostra de dados, desde os 1,15m até aos 20,06m de profundidade. As velocidades das ondas de corte variam entre os 122m/s para a profundidade de 19,15m e os 411,76 m/s para a profundidade de 1,15m.

O ensaio SDMT3 representado na Figura 37 contém a menor amostra de dados das velocidades de onda de corte para o ensaio DMT. Entre os 4m e os 10m de profundidade o solo é maioritariamente constituído por argila fazendo com o valor da velocidade de ondas de corte seja inferior ao valor que apresenta quando o solo é constituído por areia.

Na figura 38 visualizam-se as velocidades de ondas de corte obtidas durante a realização dos três ensaios DMT.

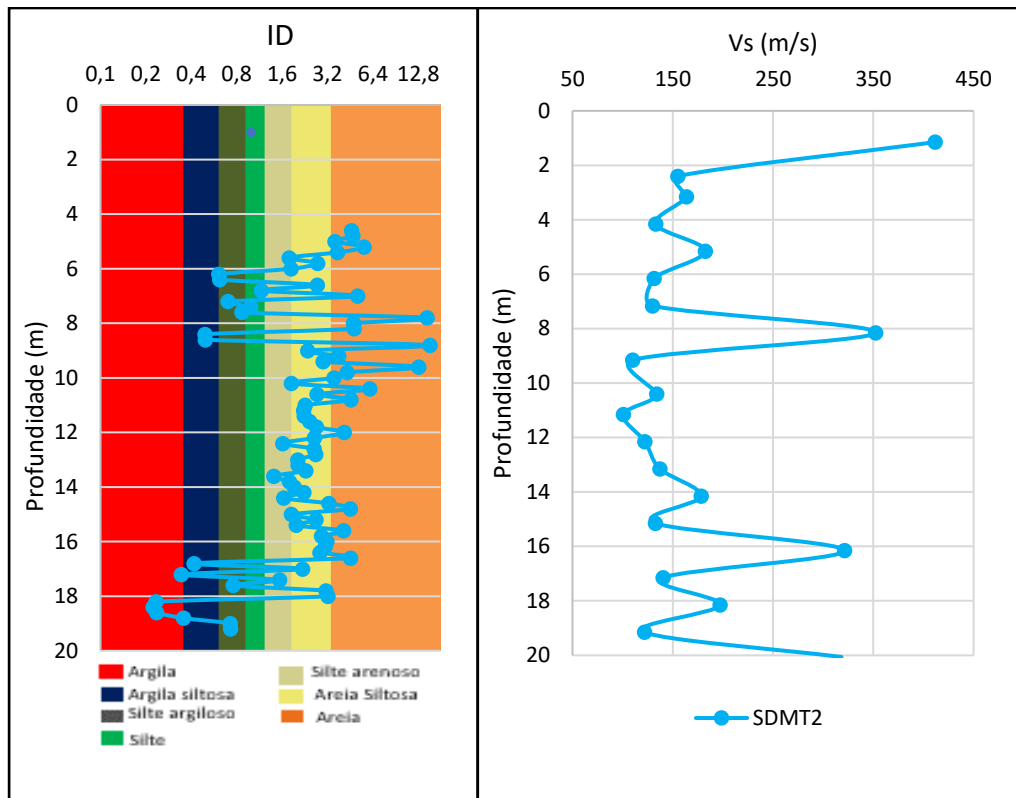


Figura 36- Valores de velocidade de ondas de corte, Vs, do ensaio SDMT2

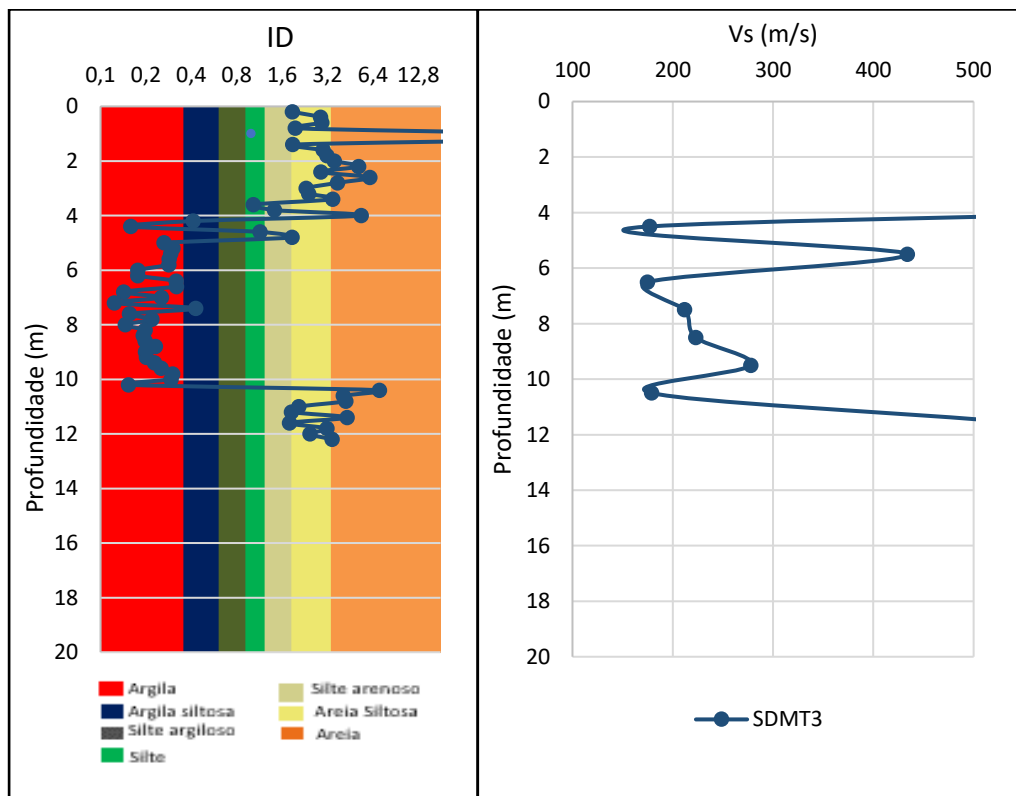


Figura 37-Valores de velocidade de ondas de corte, Vs, do ensaio SDMT3

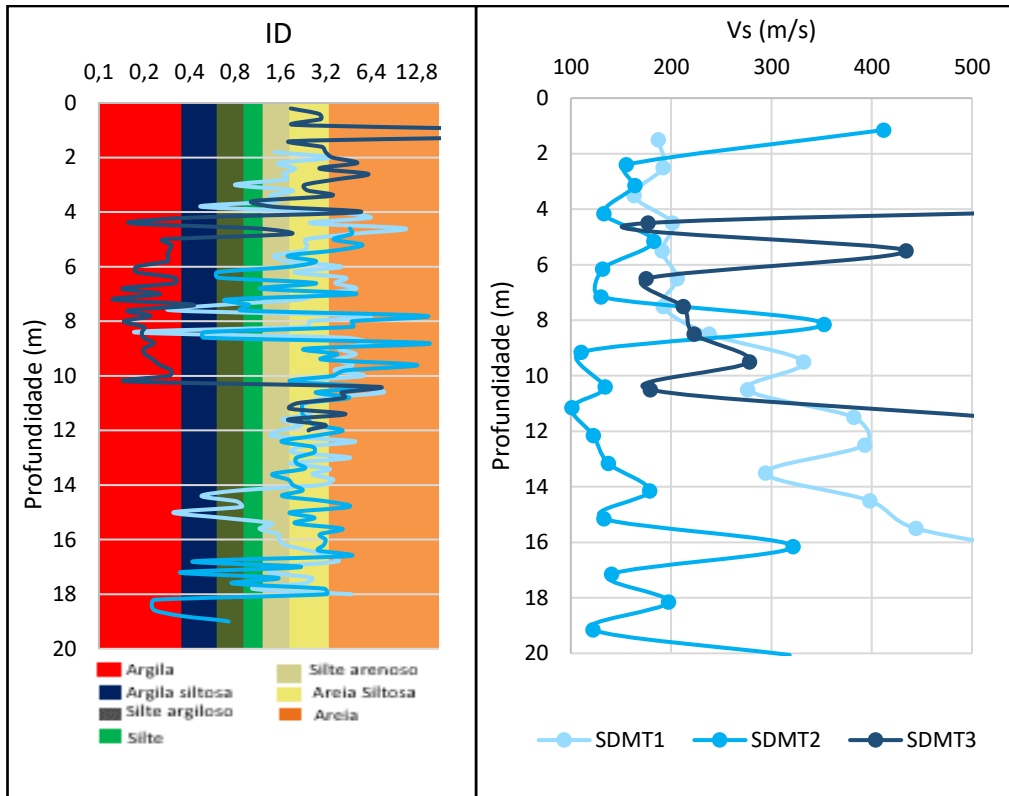


Figura 38 - Valores de velocidade de ondas de corte, Vs, dos ensaios SDMT

5.3 Avaliação de CSR de acordo com o Eurocódigo 8

Para o cálculo do valor da razão de tensões cíclicas, CSR, é necessário ter em consideração alguns fatores como a profundidade, magnitude, tensão normal (σ_0), tensão efetiva (σ'_{v0}) e aceleração máxima de referência. O CSR é um parâmetro que se obtém a partir da magnitude do sismo e da aceleração, parâmetros que não se obtém através dos ensaios, ao contrário dos restantes parâmetros.

Para realizar o cálculo do valor de CSR_{7,5}, foram utilizados os parâmetros do ensaio CPTu_4, uma vez que se verifica que este ensaio abrange uma maior profundidade. Como se pode visualizar pela figura 39 foram calculados os valores de CSR para a_{max} do tipo 1 e a_{max} do tipo 2 do ensaio CPTu_4, onde se verifica que os resultados são próximos. Desta forma, utiliza-se um CSR de referência, neste caso, do ensaio CPTu_4 para a a_{max} do tipo1, uma vez que é o mais desfavorável.

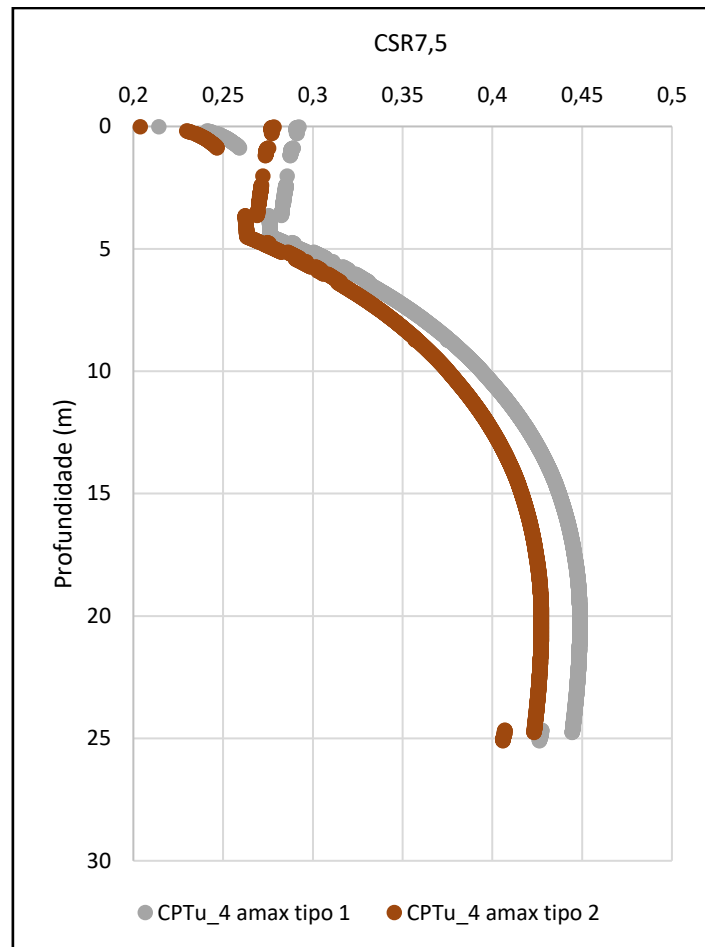


Figura 39- Valor do CSR nos ensaios CPTu_4 para amax tipo 1 e amax tipo2

5.4 Avaliação de CRR segundo as metodologias estudadas

O valor da razão da resistência cíclica, CRR foi calculado tendo em conta as fórmulas mencionadas no capítulo 3.

Na figura 40 observam-se os valores de CRR para o ensaio SPT_S7 e SPT_S13. Os valores são coincidentes exceto aos 12,0m de profundidade onde o SPT_S13 é superior. São ainda visíveis os valores de CSR. A valor de CRR é superior ao valor de CSR apenas no ensaio SPT_S13 para a profundidade entre 10m e 13,5m.

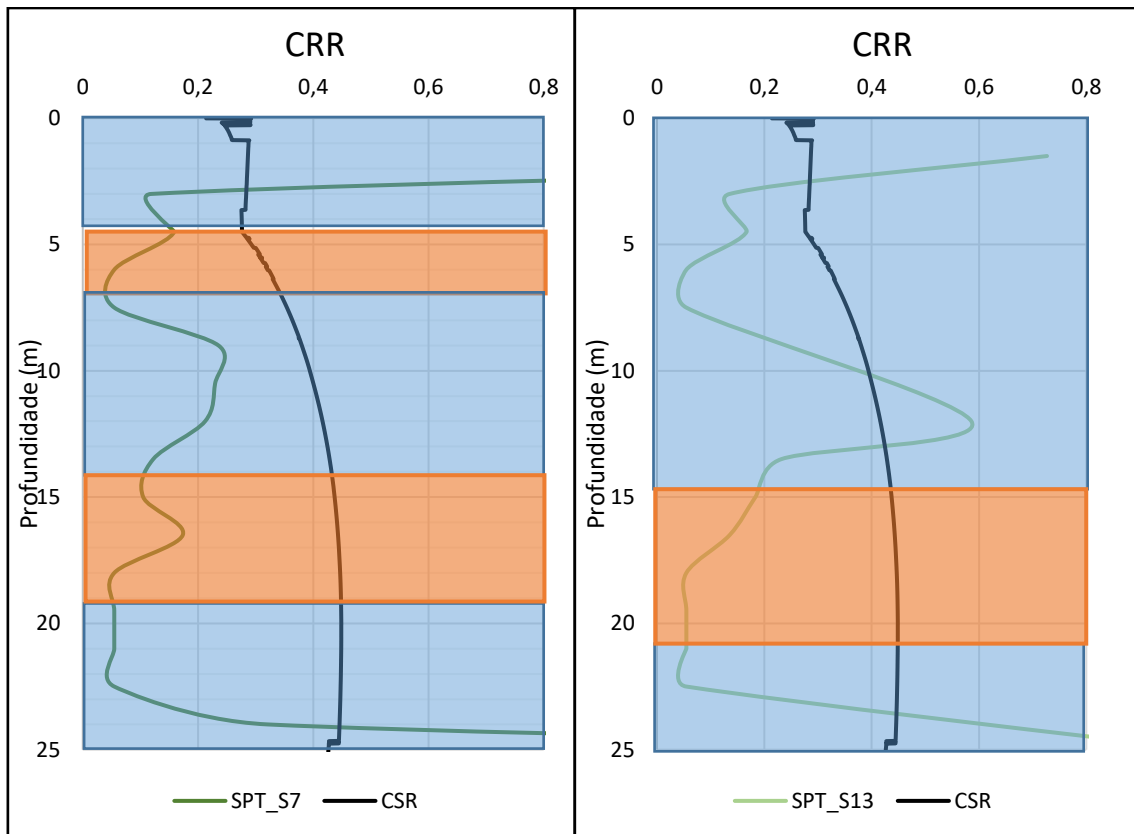


Figura 40- valores de CRR do ensaio SPT para SPT_S7 e SPT_S13

Para o ensaio DMT inicialmente calculou-se o valor de CRR segundo três autores diferentes (Monaco et al., Tsai et al., e Robertson), sendo posteriormente utilizado o CRR obtido através da formulação de Robertson para comparação com os restantes ensaios, uma vez que as diferenças de resultados obtidas pelas diferentes metodologias são insignificantes.

Na figura 41 visualiza-se o CRR obtido pelos três autores para o ensaio DMT1. Através da sua visualização verifica-se que se obtêm valores idênticos, parecendo existir uma maior dispersão de valores segundo a autora Monaco.

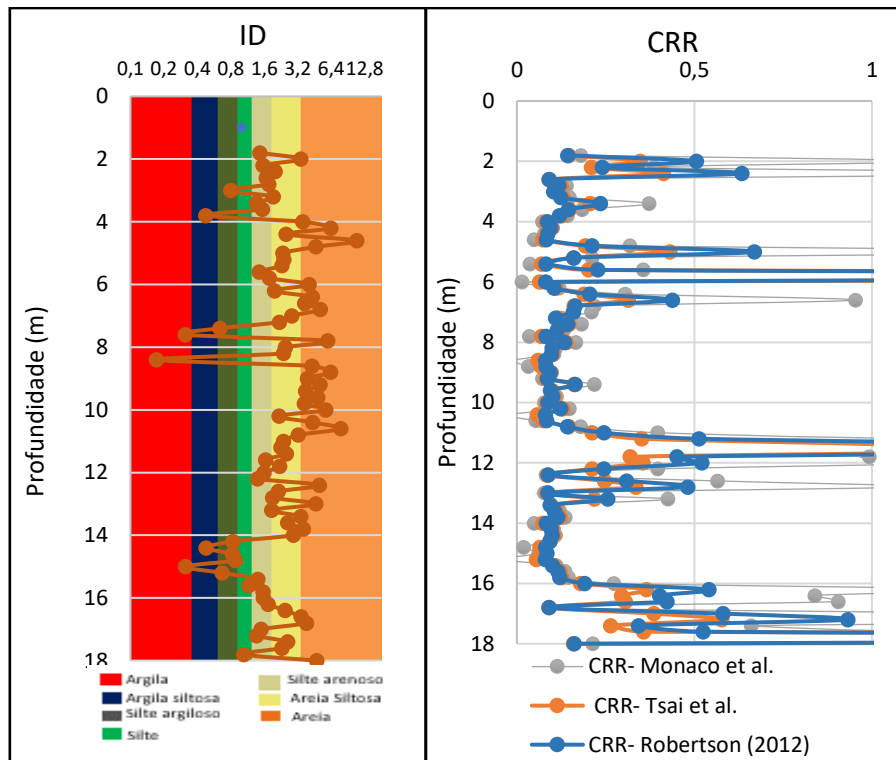


Figura 41- Valores de CRR para DMT1

À semelhança do ensaio DMT1, também os valores do CRR no ensaio DMT2 são ligeiramente mais dispersos segundo a autora Monaco, como se observa na figura 42. Apesar disso, os valores são coincidentes quando apresentam o solo constituído pelo mesmo material.

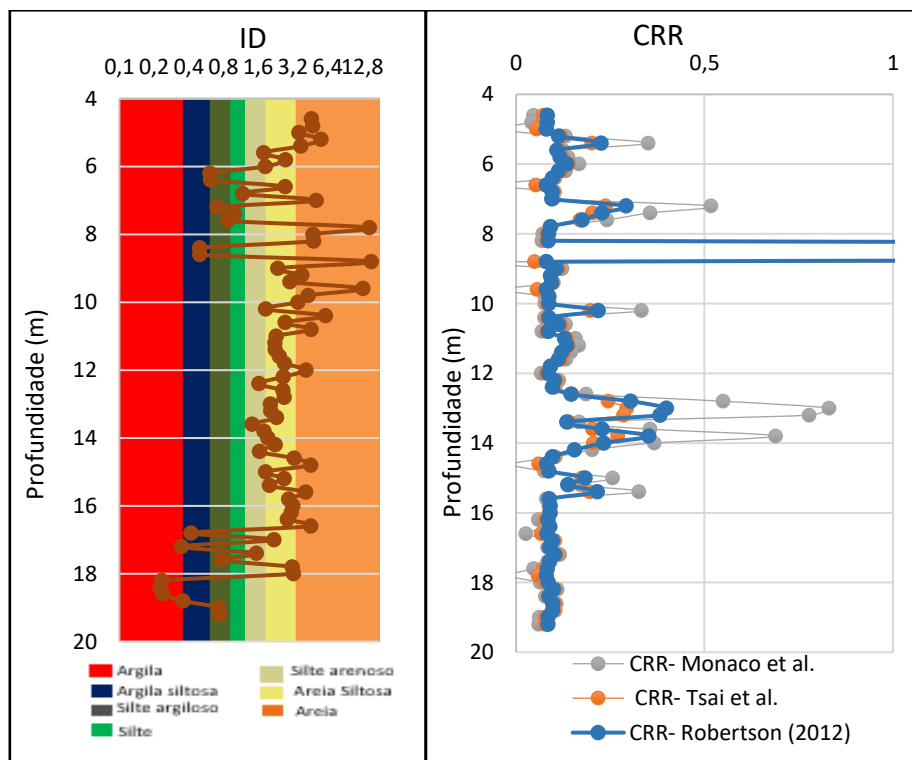


Figura 42- Valores de CRR para DMT2

No ensaio DMT3, os valores de CRR apresentam muitas semelhanças principalmente entre a profundidade de 4,0m e os 10,0m. À semelhança dos ensaios anteriores o CRR segundo Monaco apresenta valores mais dispersos.

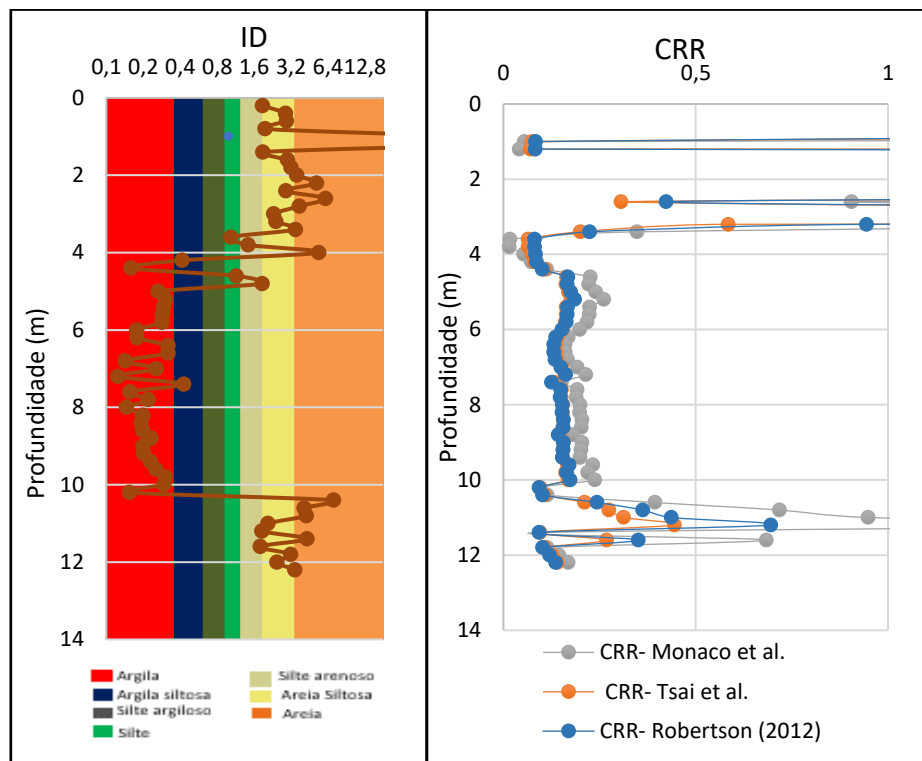


Figura 43- Valores de CRR para DMT3

Na figura 44 observam-se os valores de CRR para os ensaios DMT1, DMT2 e DMT3 segundo a formulação de Robertson. Existem ligeiras diferenças principalmente no DMT1, onde os valores se apresentam ligeiramente superiores.

Os três ensaios não apresentam valores na mesma profundidade. Todos os ensaios mostram valores de 0,20m em 0,20m, contudo o DMT1 tem profundidade dos 1,8m até aos 18m. O DMT2 apenas apresenta valores os 4,6m aos 19,2m, enquanto o DMT3 mostra valores dos 0,2m aos 12,2m.

Através da figura 44 pode visualizar-se os valores de CRR para os três ensaios DMT segundo o autor Robertson. Os valores apresentam-se maioritariamente coincidentes exceto principalmente a partir dos 16m de profundidade em que o DMT1 apresenta valores ligeiramente superiores que o ensaio DMT2.

Na figura 45 visualizam-se os valores de CRR para os quatro ensaios CPTu. Através da sua observação verifica-se que o ensaio CPTu_4 apresenta valores menos dispersos do que os restantes ensaios, principalmente a partir dos 7,0m de profundidade, onde o solo é constituído

por areia a argila siltosa. Para restantes ensaios os valores são semelhantes, visto que contém o mesmo tipo de solo para cada profundidade, apresentando na maioria os mesmos picos.

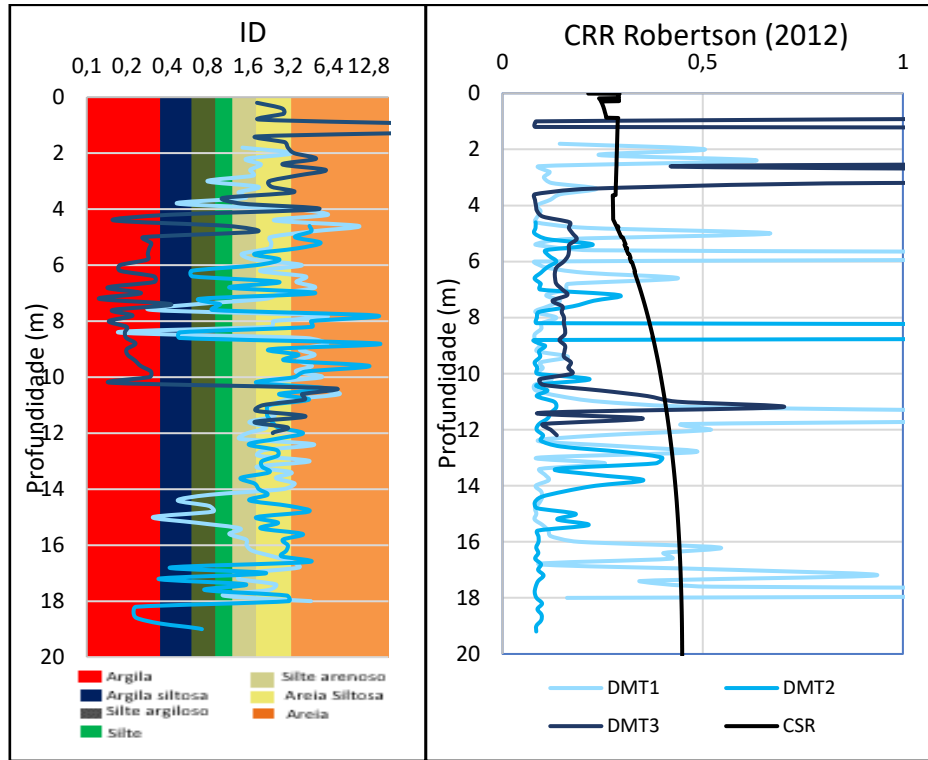


Figura 44- Cálculo de CRR nos ensaios DMT1, DMT2 e DMT3 segundo Robertson

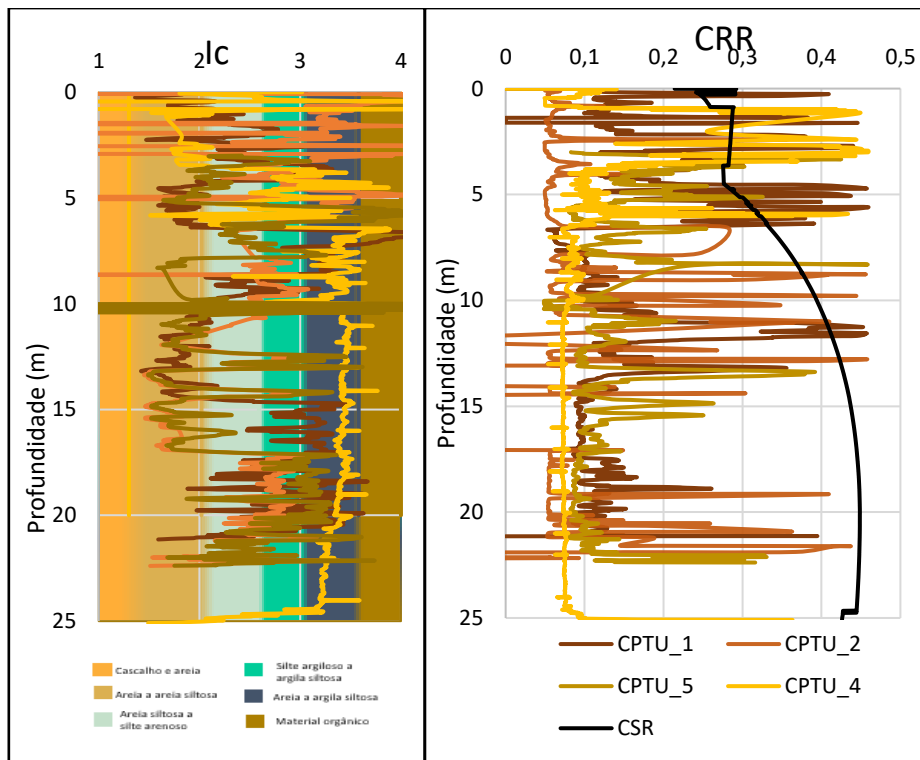


Figura 45- CRR para os ensaios CPTu

Durante a realização dos ensaios DMT e CPTu retiraram-se os valores de velocidade de ondas de corte, V_s .

Na Figura 46 é possível visualizar-se os valores de CRR para a velocidade de ondas de corte, V_s , obtida nos ensaios CPTu, os valores variam entre 0 e 0,4, valor máximo obtido pelo ensaio CPTu_1, na profundidade de 17,7m, sendo também o ensaio em que os valores contêm uma maior variação, ao contrário do ensaio CPTu_4, em que os valores se mantêm praticamente constantes ao longo de toda a profundidade, sendo o solo constituído por areia a argila siltosa.

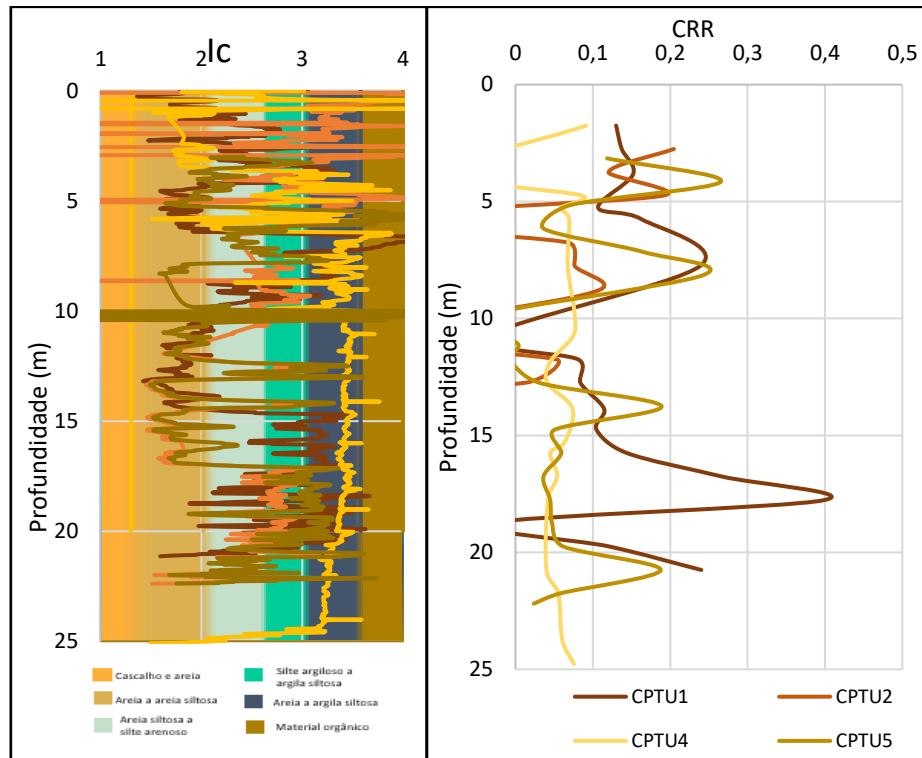


Figura 46- Valores de CRR para o ensaio V_s durante os ensaios CPTu

Na figura 47 é possível observar os dados das ondas de corte V_s , recolhidos durante o ensaio DMT1, DMT2 e DMT3. Os dados são coincidentes quando o solo é constituído pelo mesmo material.

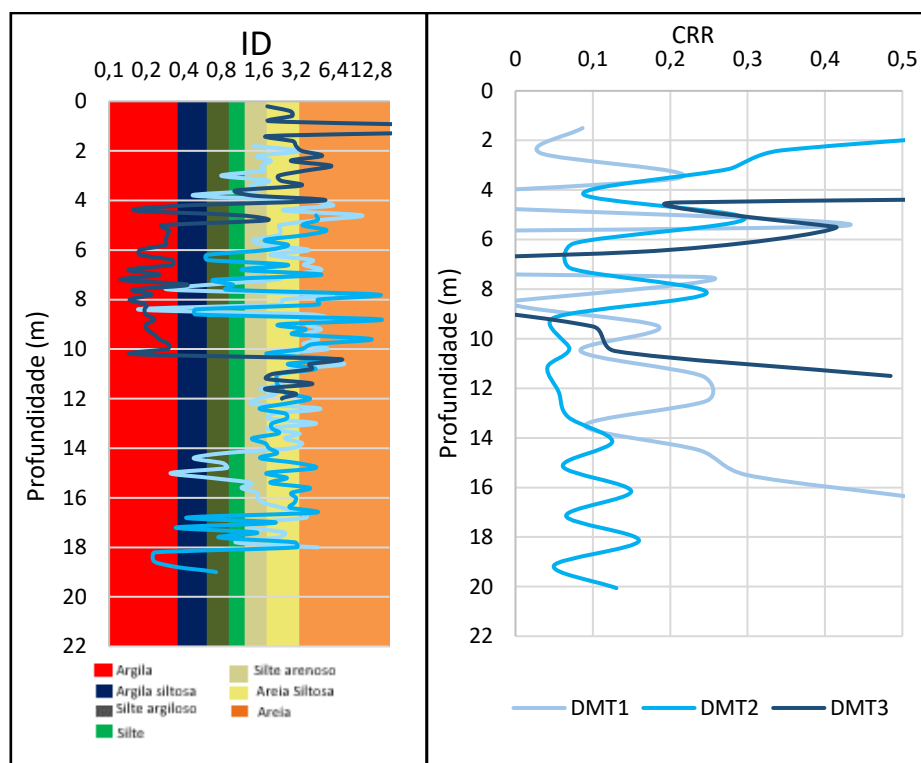


Figura 47-Valores de CRR para o ensaio Vs durante o ensaio DMT

5.5 Comparação de resultados CRR

Neste subcapítulo serão apresentadas comparações entre os diferentes ensaios para os valores de CRR mencionados no subcapítulo anterior.

Para uma melhor e mais fácil comparação entre os valores e o tipo de solo correspondente a cada profundidade no início serão ainda apresentadas o gráfico I_c para o ensaio CPTu e o I_D para o ensaio DMT.

Na figura 48 visualiza-se a comparação entre o ensaio CPTu e DMT, cada gráfico contém um ensaio CPTu e os três ensaios DMT.

Na figura 49 observa-se a comparação entre o ensaio CPTu e o ensaio SPT. Ao comparar o ensaio CPTu_1 com os ensaios SPT, verifica-se que até aproximadamente aos 5m de profundidade o solo é constituído pelo mesmo material. Relativamente ao ensaio CPTu_2 e os ensaios SPT, os dados de CRR variam entre 0,0 e 0,6. Em relação ao ensaio CPTu_4, neste ensaio a partir dos 8m de profundidade o solo é constituído por argila siltosa o que no ensaio SPT_S7 apenas acontece entre as profundidades de 5m aos 12m e dos 17m aos 23m, profundidades estas em que o valor de CRR é coincidente. Para o ensaio CPTu_5 o valor de CRR varia entre 0,0 e 0,4 assim como nos ensaios SPT, exceto no ensaio SPT_S13 à profundidade de 12m onde o valor de CRR é de 0,6.

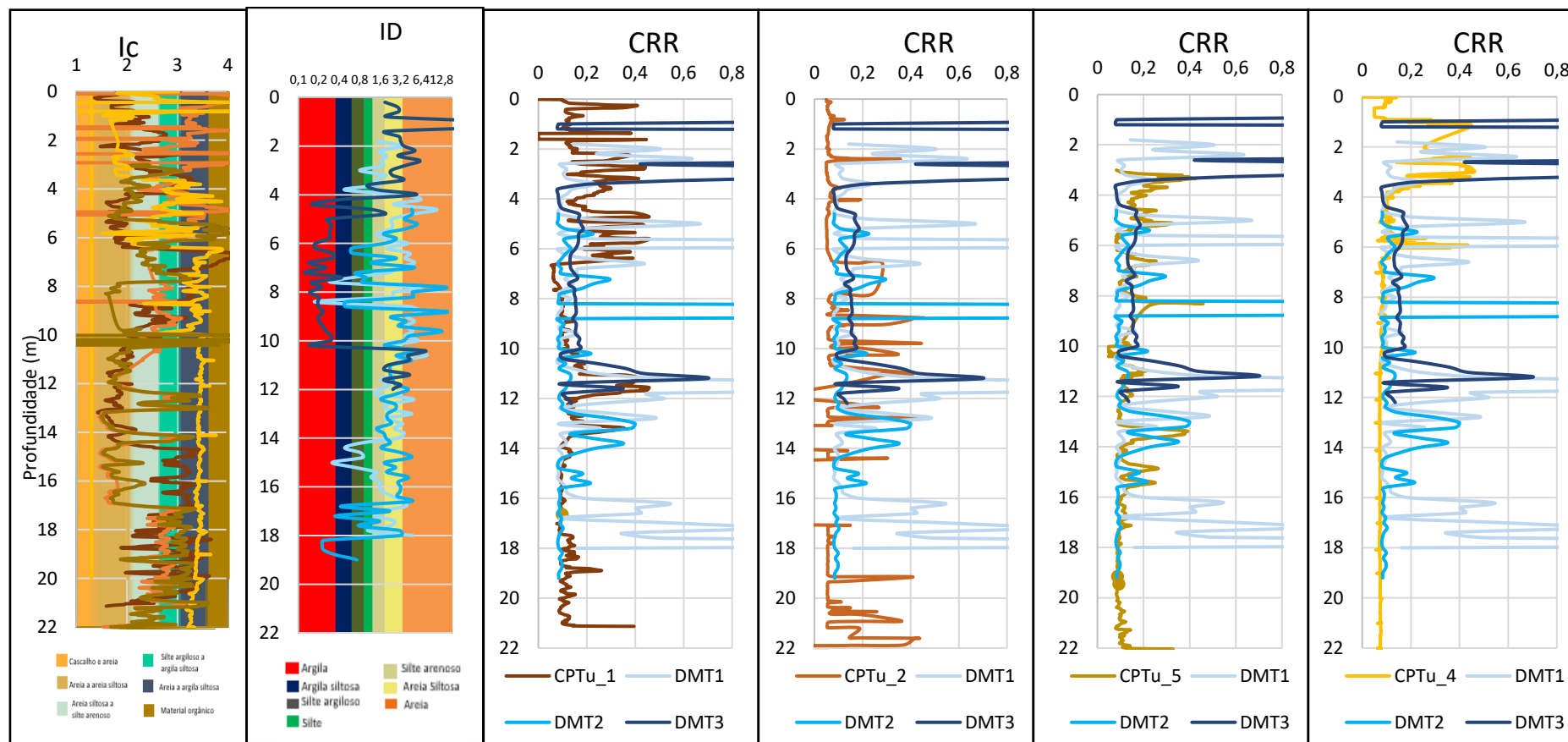


Figura 48- Comparação dos valores de CRR entre o ensaio CPTu e os ensaios DMT

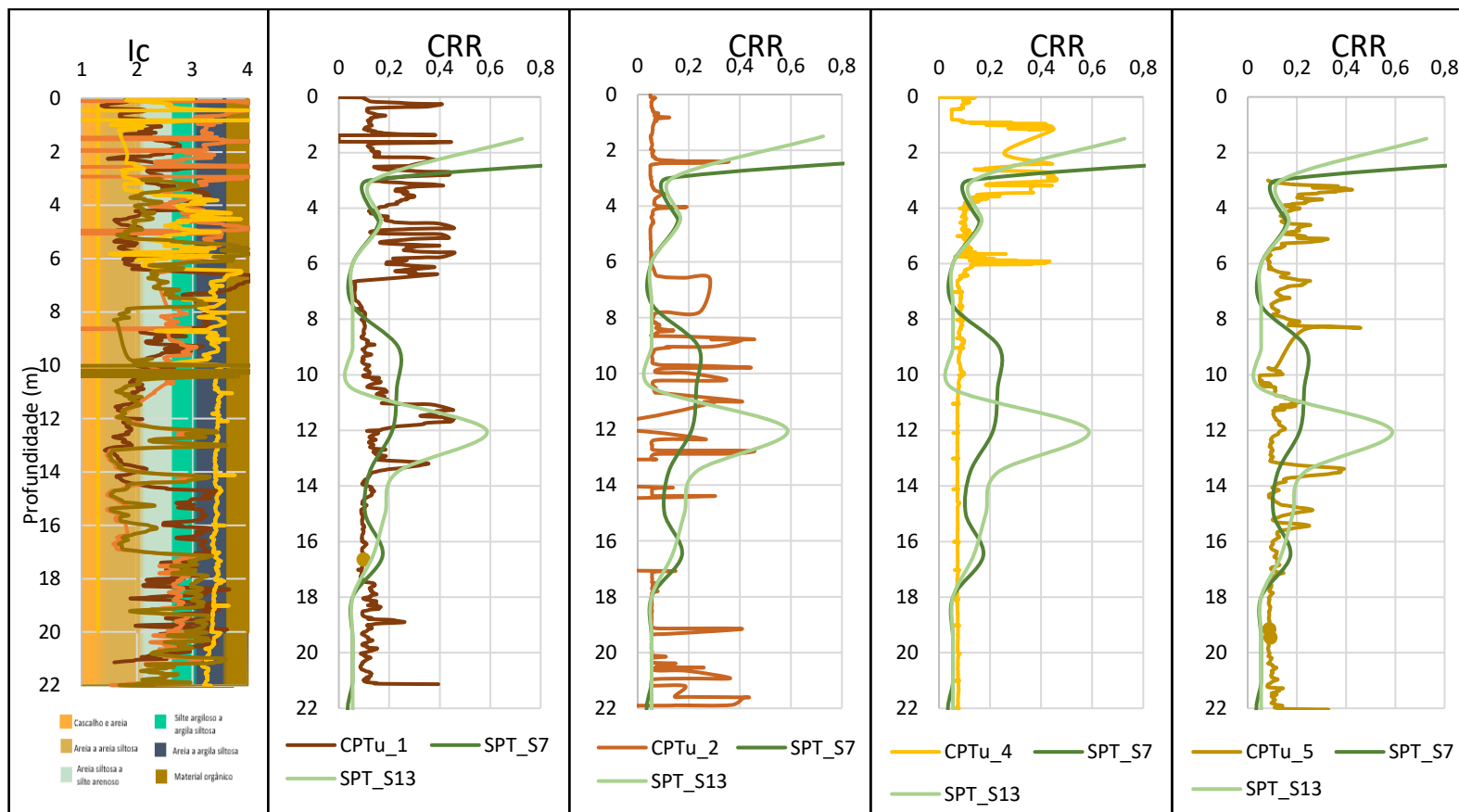


Figura 49- Comparação dos valores de CRR entre o ensaio CPTu e os ensaios SPT

Na figura 50 observam-se os valores de CRR para o ensaio DMT e SPT, estando a comparar simultaneamente os dois ensaios SPT (SPT_S7 e SPT_S13) com o ensaio DMT. Em relação ao ensaio DMT1 os valores de CRR apresentam uma maior dispersão do que ambos os ensaios SPT, o mesmo já não se verifica com o ensaio DMT2, que embora apresente alguns picos os valores variam entre 0,0 e 0,4, exceto na profundidade de 12m para o ensaio SPT_S13 onde atinge um valor de 0,6. O ensaio DMT3 apenas apresenta valores até aos 12 m de profundidade, mas para o mesmo tipo de solo os valores de CRR não apresentam uma grande dispersão.

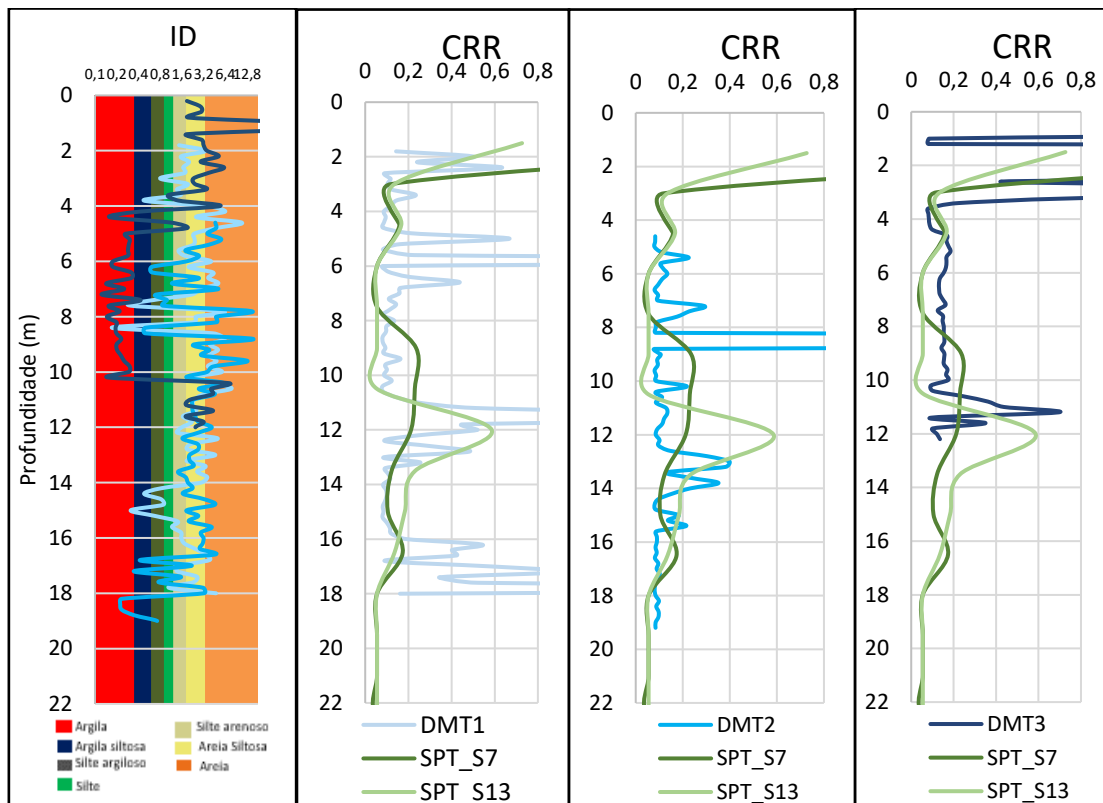


Figura 50-Comparação dos valores de CRR entre o ensaio DMT e os ensaios SPT

5.6 Comparação de resultados Vs

Como mencionado anteriormente o uso de dados de valores de Vs é uma boa alternativa aos dados adquiridos por penetração. Neste subcapítulo serão demonstradas comparações entre os valores de CRR para as velocidades de corte adquiridas durante a realização dos ensaios CPTu e DMT.

Na figura 51 observam-se os valores de CRR para os ensaios SDMT comparados com cada um dos ensaios SCPTu.

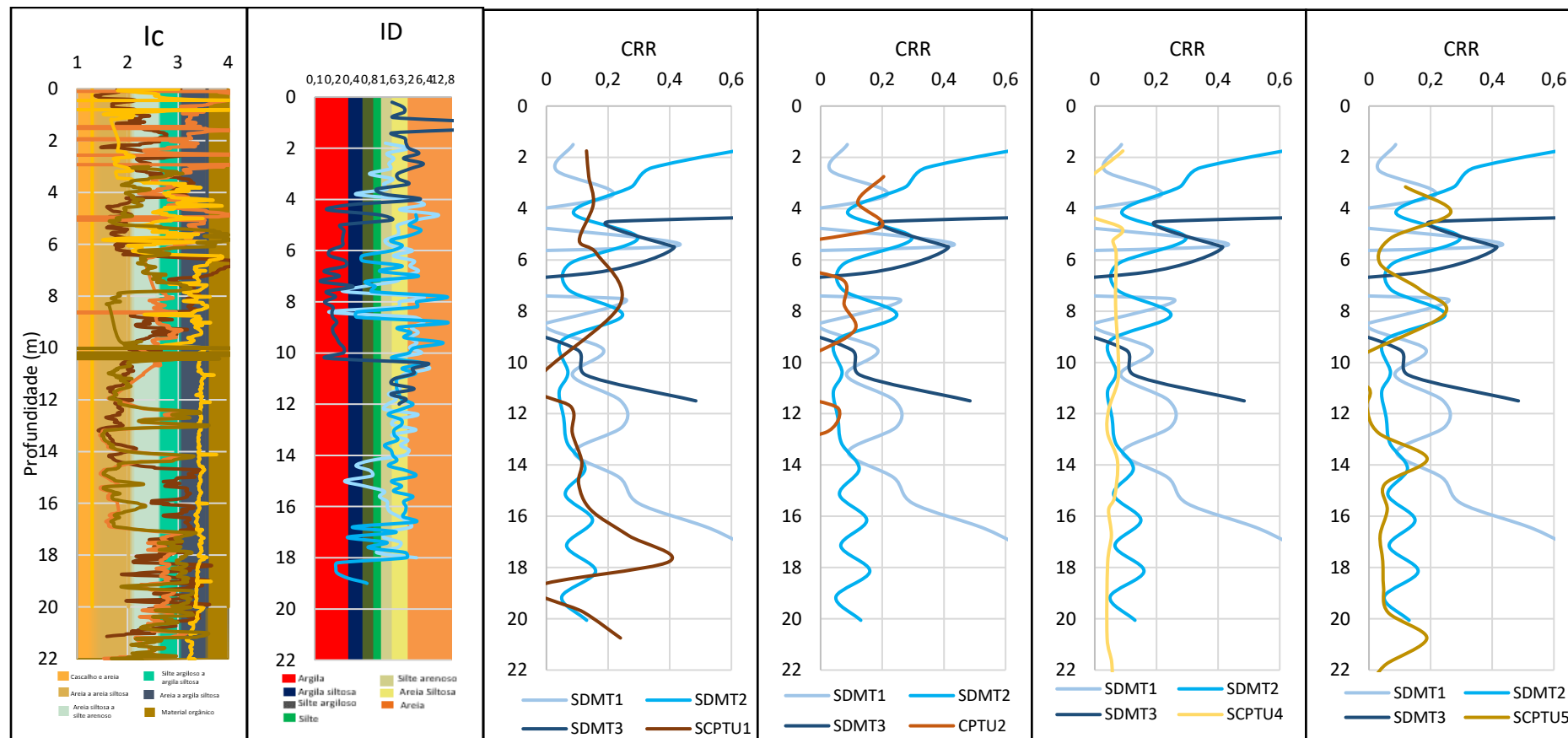


Figura 51- Comparação dos valores de CRR entre o ensaio SCPTu e os ensaios SDMT

5.7 Potencial de liquefação

Com base no valor de CSR e CRR calculou-se o fator de segurança (F_s), pelo qual se avalia a segurança à liquefação.

A figura 52 demonstra os resultados do fator de segurança, F_s , para o ensaio SPT, sendo em praticamente toda a profundidade o valor do fator de segurança inferior a 1,25 (valor que o Eurocódigo 8 considera para o fator de segurança à liquefação como o valor limite entre solos suscetíveis a sofrer liquefação sísmica e solos em que tal não é suscetível de acontecer), exceto no ensaio SPT_S13 na profundidade de 12m.

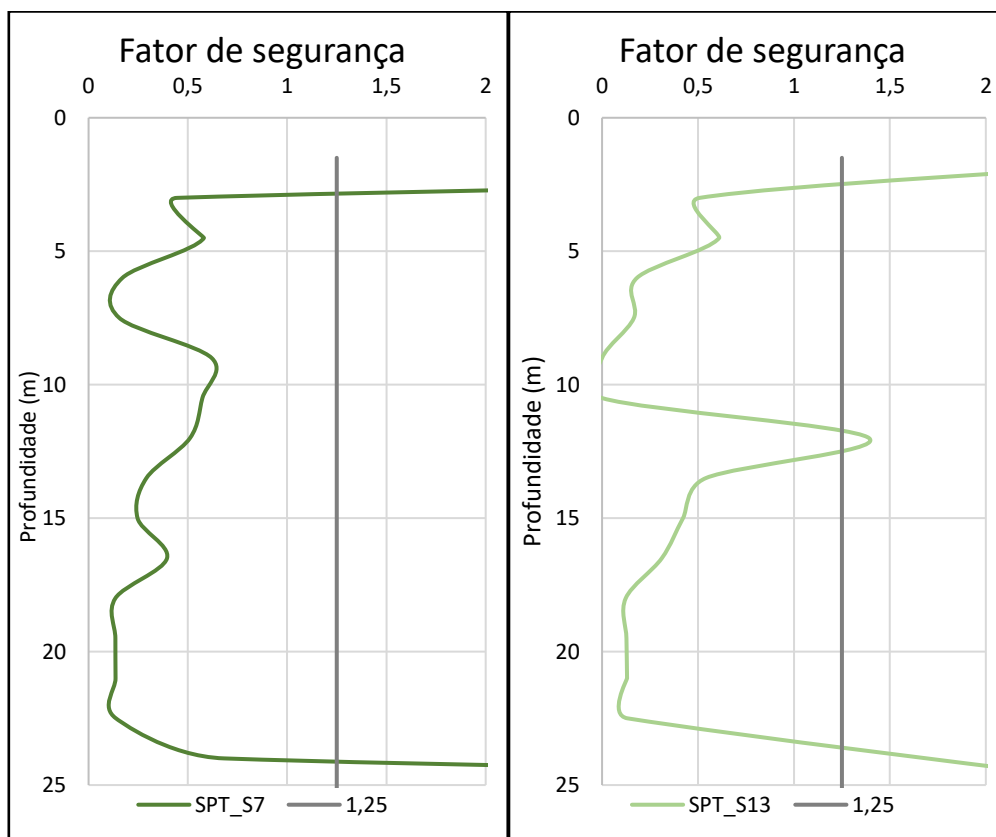


Figura 52- Fator de segurança do ensaio SPT

No caso do ensaio DMT o fator de segurança, F_s , determinou-se com base no CRR de Robertson.

O fator de segurança para o ensaio DMT1 pode visualizar-se na Figura 54, para DMT2 na Figura 55 e para DMT3 na Figura 56.

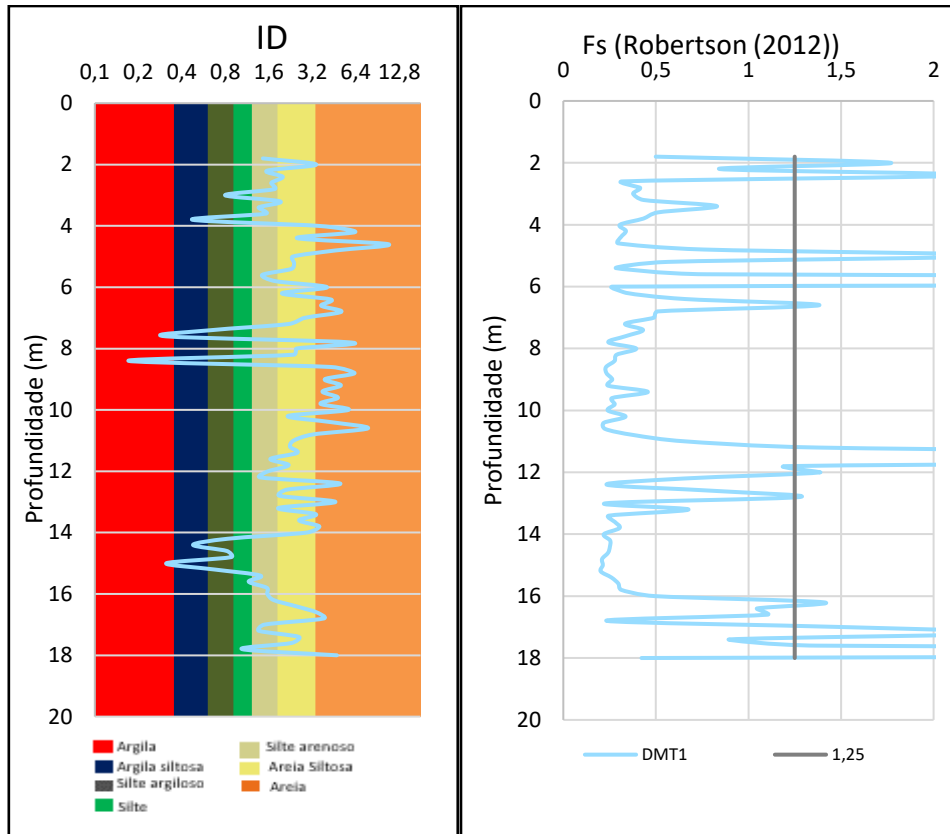


Figura 53- Fator de segurança para o ensaio DMT1

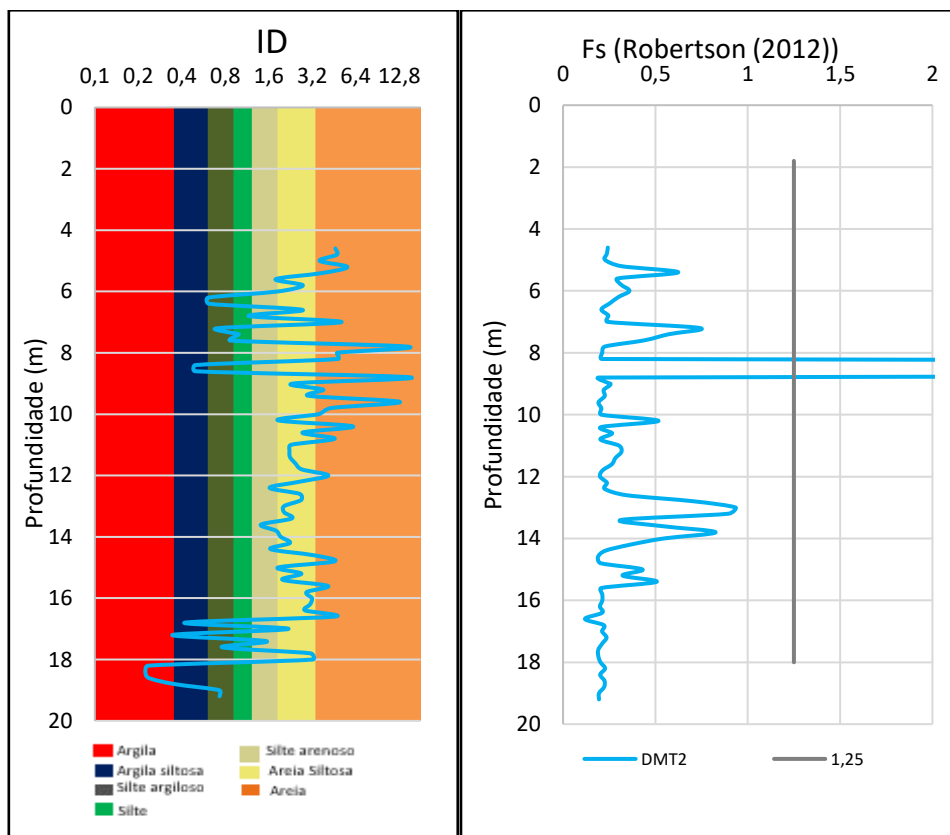


Figura 54- Fator de segurança para o ensaio DMT2

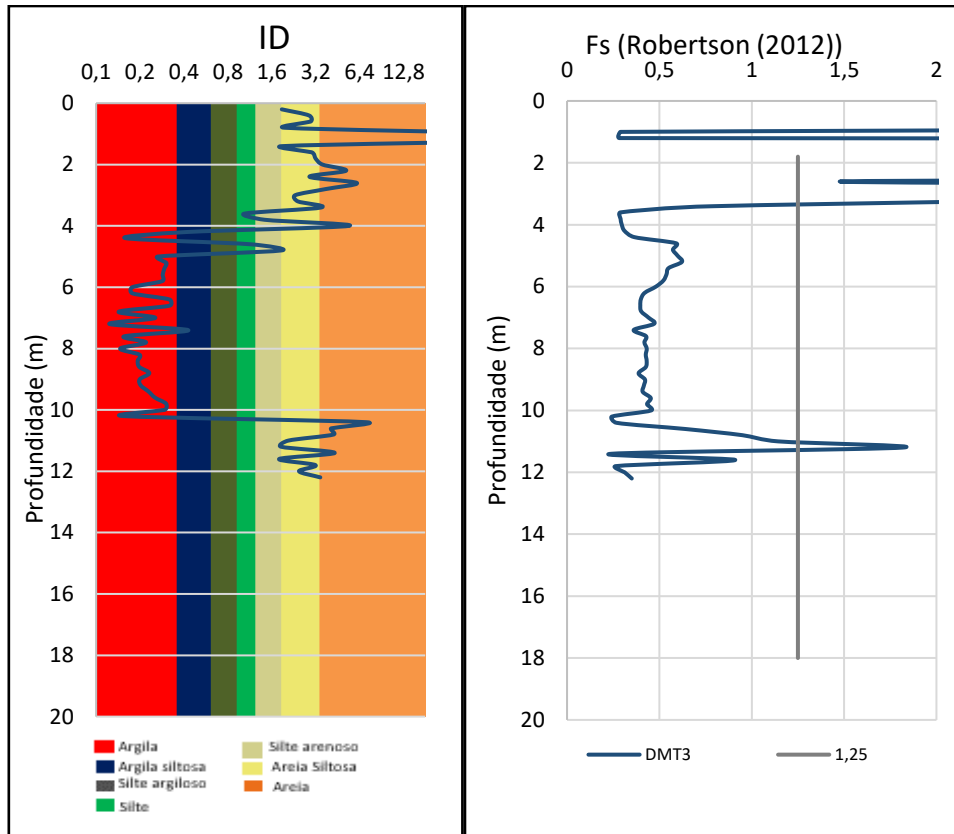


Figura 55- Fator de segurança para o ensaio DMT3

Os resultados do fator de segurança, F_s , para os ensaios CPTu realizados observam-se na Figura 56 (CPTu_1), na Figura 57 (CPTu_2), na Figura 58 (CPTu_4) e na Figura 59 (CPTu_5) onde se constata que a partir dos 6 m de profundidade nenhum valor ultrapassa o valor de 1,25, sendo os valores dos ensaios coincidentes, visto que apresentam para a mesma profundidade o mesmo tipo de solo exceto o ensaio CPTu_4 em que o solo é constituído praticamente apenas por areia a argila siltosa, apresentando assim um valor de fator de segurança menor e menos disperso que os restantes ensaios.

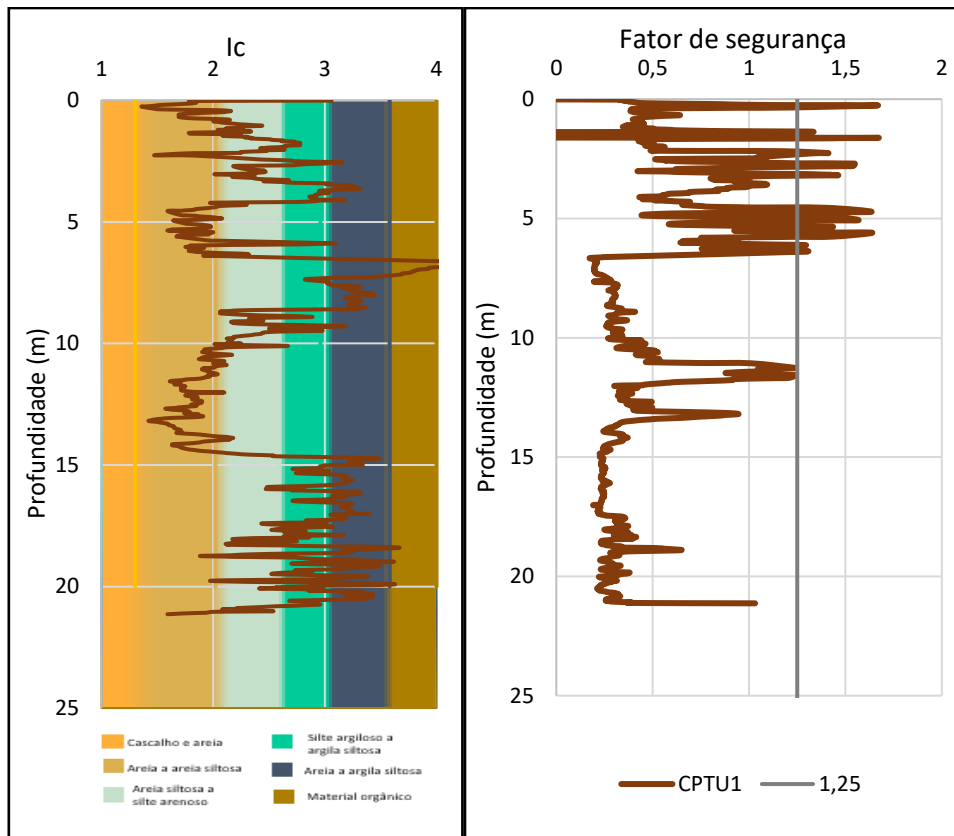


Figura 56- Fator de segurança do ensaio CPTu_1

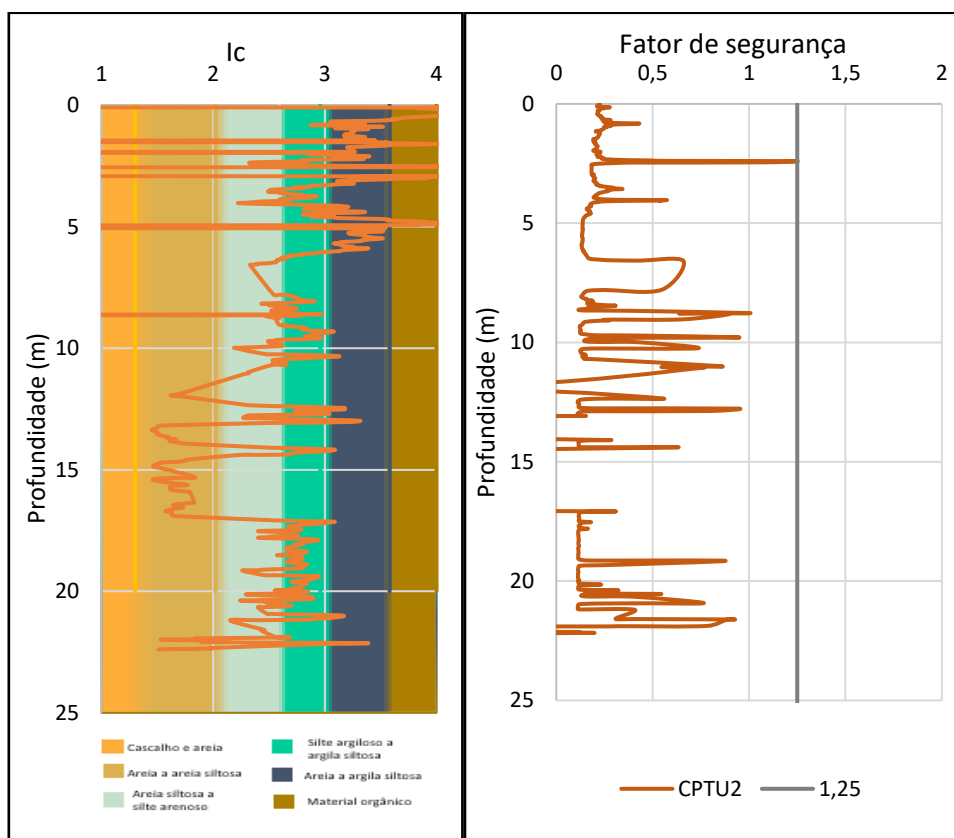


Figura 57- Fator de segurança do ensaio CPTu_2

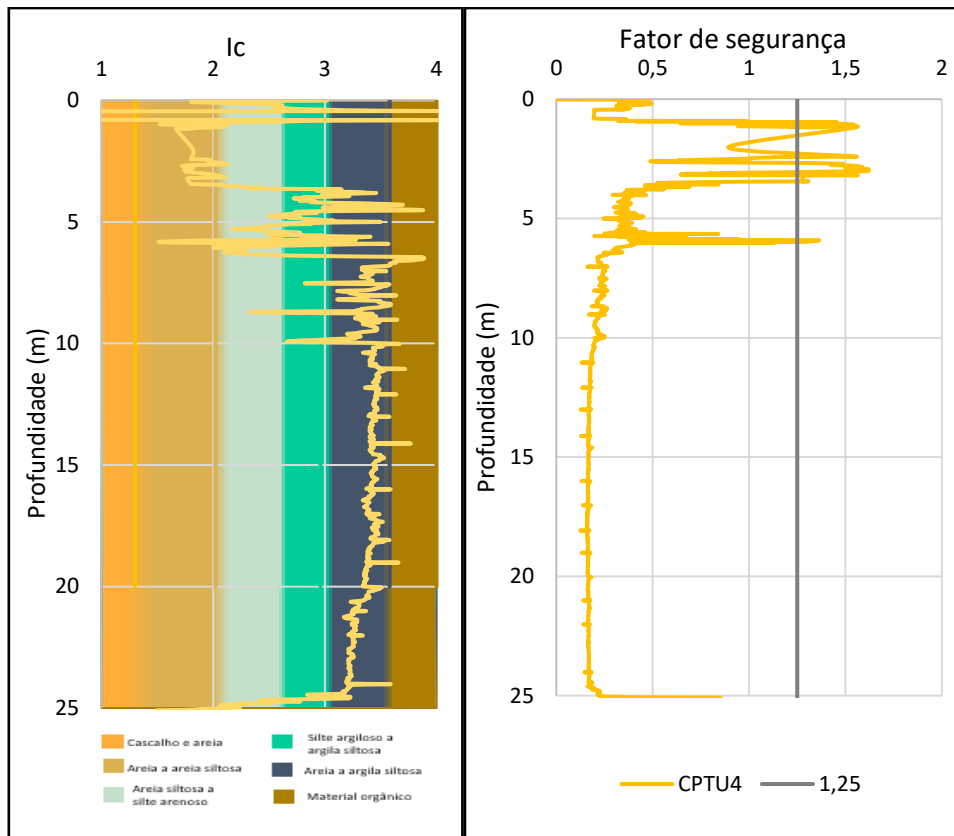


Figura 58- Fator de segurança do ensaio CPTu_4

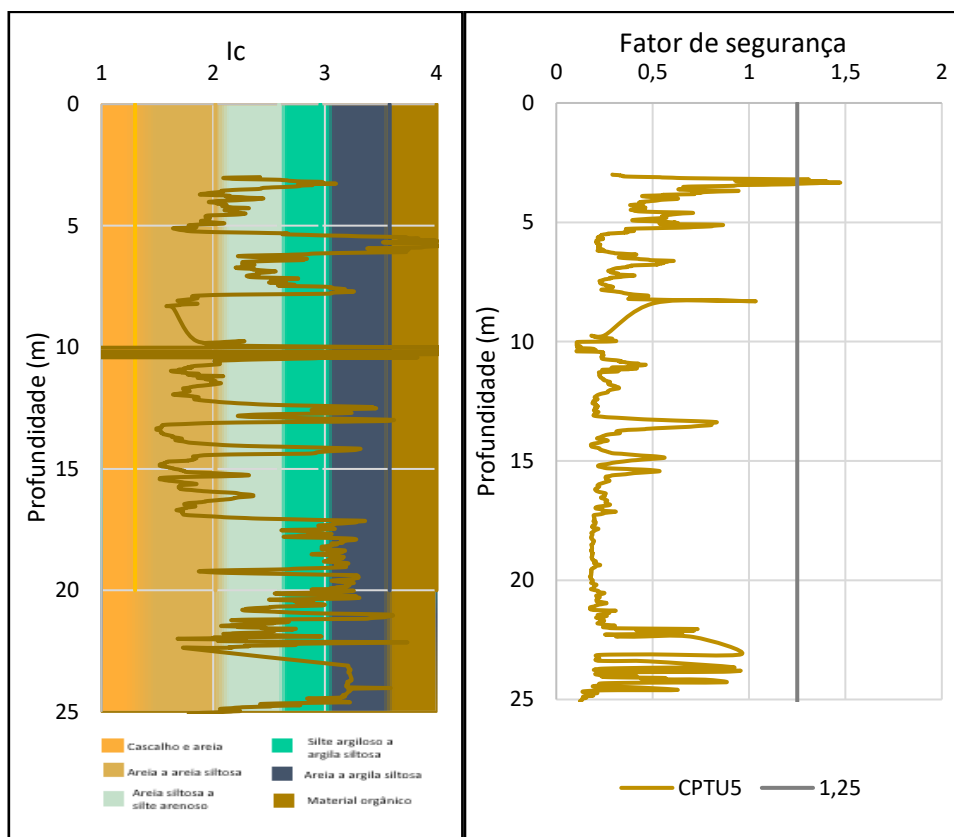


Figura 59- Fator de segurança do ensaio CPTu_5

Na figura 60 observa-se o resultado do cálculo do CRR para os ensaios SPT, DMT e CPTu, bem como o valor de CSR de referência, sendo que neste caso corresponde ao do ensaio CPTu_4. Como se pode visualizar os resultados na sua maioria são coincidentes e menores que o valor de CSR.

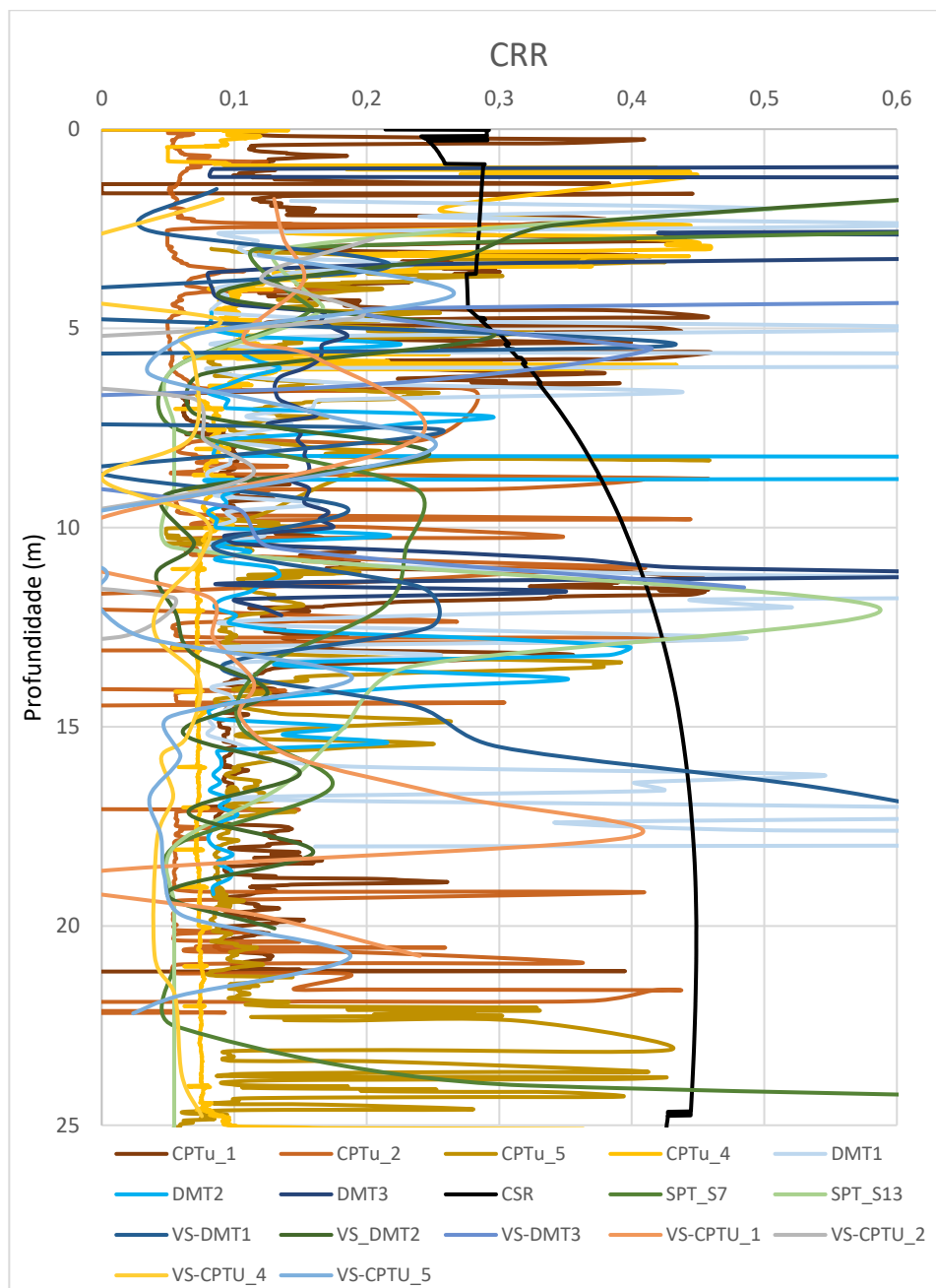


Figura 60- CCR de todos os ensaios realizados (DMT, CPTu, SPT e Vs)

5.8 Discussão

Para avaliar a razão de resistência cíclica foram comparados valores de CRR de quatro tipos de ensaios (SPT, CPTU, DMT, Vs) de maneira a posteriormente avaliar o potencial de ocorrência de liquefação, isto é a razão entre CSR e CRR. Os ensaios foram realizados na zona do cais do Sodré maioritariamente constituída por solos granulares.

Para o tipo de ensaio SPT realizaram-se dois ensaios ao longo de dois furos de sondagem (SPT_S7 e SPT_S13). Durante a sondagem SPT_S7 entre as profundidades de 1,5m e 16,5m verificou-se que o tipo de solo é integralmente constituído por areia siltosa. Entre a profundidade dos 16,6m e 28,5m profundidade máxima até onde se realizou o ensaio o tipo de solo é composto por silte arenoso. Por sua vez durante a realização da sondagem SPT_S13 entre a profundidade de 1,5m e 7,5m verificou-se que o tipo de solo consistia em areia, entre a profundidade de 9m e 10,5m argila siltosa e, posteriormente até à profundidade de 18m areia siltosa. Entre a profundidade de 19,5m e 22,5m encontra-se rocha branda e por fim dos 28,5m até ao fim da sondagem (30m) encontra-se silte arenoso.

Enquanto o ensaio SPT permite determinar diretamente a composição do solo através da sondagem, para os ensaios DMT e CPTu a composição do solo foi obtida indiretamente através de índices de material. O ensaio DMT utiliza o índice de material I_D , o ensaio CPTu utiliza o índice de comportamento de material I_C .

A tabela 16 apresenta os diferentes tipos de solos e os respetivos ensaios onde foram encontrados. O solo orgânico apenas foi detetado nos ensaios CPTu, enquanto solos arenosos, solos areno siltosos, solos silto argilosos e solos argilosos foram encontrados em todos os ensaios DMT e CPTu, embora em profundidades e com predominância diferente.

Os ensaios DMT1 e DMT2 são maioritariamente constituídos por areia e areia siltosa não existindo praticamente argila. Existe algum solo silto argiloso e argiloso até aos 10m em ambos os ensaios, aos 15m em DMT1 e a partir dos 16m em DMT2. No ensaio DMT3 o solo predominante é argila que se encontra dos 5m de profundidade aos 10,2m. De salientar que o ensaio termina aos 12m.

Em relação aos ensaios CPTu, o CPTu_1, CPTu_2 e CPTu_5, são os que apresentam mais semelhanças. Nos primeiros 5m os solos arenosos e os solos areno siltosos são predominantes em CPTu_1 e CPTu_5, enquanto em CPTu_2 predominam os solos silto argilosos a argilosos. Posteriormente em CPTu_1 existe algum solo silto argiloso e argiloso, voltando ao solo arenoso e areno siltoso e por fim, a partir dos 15m volta o solo silto argiloso e argiloso à semelhança do que acontece em CPTu_2 e CPTu_5.

O ensaio CPTu_4 até ao nível freático é constituído maioritariamente por areia a areia siltosa, posteriormente por solos siltosos argilosos a argilosos.

Tabela 16- Composição do solo nos ensaios DMT e CPTu.

Tipo de solo	Ensaio
Solo orgânico	CPTu_1, CPTu_2, CPTu_4, CPTu_5
Solos arenosos	DMT1, DMT2, DMT3, CPTu_2, CPTu_4, CPTu_5, SPT_S13
Solos arenosos siltosos	DMT1, DMT2, DMT3, CPTu_2, CPTu_4, CPTu_5; SPT_S7; SPT_S13
Solos siltosos argilosos	DMT1, DMT2, DMT3, CPTu_2, CPTu_4, CPTu_5; SPT_S7; SPT_S13
Argilosos	DMT1, DMT2, DMT3, CPTu_2, CPTu_4, CPTu_5

O valor de CRR é superior ao valor de CSR na profundidade de 12,0m apenas no ensaio SPT_S13 e em ambos os ensaios a partir da profundidade de 25,5m o que origina a possibilidade de não ocorrer liquefação nessas profundidades o que vai de encontro ao fator de segurança, uma vez que este é superior a 1,25 nas mesmas profundidades.

Em relação ao ensaio DMT, realizaram-se 3 ensaios (DMT1, DMT2 e DMT3), na mesma zona onde se realizaram os ensaios SPT. Para este estudo apenas o solo constituído por areia é relevante. Portanto os intervalos de profundidade de interesse para o ensaio DMT1 são os seguintes:

- 5,0m a 7,2m;
- 7,8m a 14,0m;
- 15,4m a 18,0m.

No ensaio DMT2 o solo é constituído por areia siltosa entre as seguintes profundidades:

- 4,6m a 6m;
- 6,6m a 7,0m;
- 7,8m a 16,6m;
- 17,4m a 18m

O ensaio DMT3 apenas tem dois intervalos de profundidade em que o solo é composto por areia e areia siltosa:

- 4,6m a 4,8m
- 10,4m aos 12,2m.

Ao avaliar a probabilidade de ocorrer liquefação verifica-se que o valor de CRR é superior ao valor de CSR nos intervalos de 11,2m a 12,0m e em 16,2 a 17,8m para o ensaio DMT1 onde não existe possibilidade de ocorrer liquefação. No ensaio DMT2 o valor de CRR não é superior ao de CSR. No ensaio DMT3 essa possibilidade apenas existe na profundidade de 11,0m a 11,6m. Em relação ao fator de segurança no ensaio DMT1 a liquefação não ocorre aos 5,0m, aos 5,8m e no intervalo de 11,2m aos 12m e ainda dos 17,0m e aos 17,8m. No DMT2 em todas as profundidades o fator de segurança é inferior a 1,25 onde existe potencial de ocorrer liquefação. Essa possibilidade não acontece na profundidade de 11,2m para o ensaio DMT3.

Relativamente ao tipo de ensaio CPTu, realizaram-se quatro ensaios (CPTu_1, CPTu_2, CPTu_4 e CPTu_5). Assim como nos ensaios mencionados anteriormente foram encontrados solos do tipo areias, argilas e siltes.

A partir da profundidade de 12,77m em todos os ensaios CPTu os valores de CRR apresentam-se inferiores aos valores de CSR, bem como o fator de segurança que é inferior a 1,25. Apesar disso nem todo o solo a partir dos 12,77m apresenta probabilidade de ocorrer liquefação uma vez que, nem todo é composto por areia. Para o ensaio CPTu_1 os intervalos de profundidade que podem originar problemas são os seguintes:

- 5,10m a 5,80m;
- 5,94m a 6,40m;
- 8,62m a 9,20m;
- 9,54m a 14,64m;
- 18,01m a 18,30m;
- 18,66m a 18,80m;
- 20,83m a 21,13m.

No ensaio CPTu_2 os intervalos de interesse são entre as profundidades seguintes:

- 13,17m a 13,92m;
- 14,60m a 15,15m;
- 15,32m a 15,90m;

Avaliação da razão da resistência cíclica em solos granulares através de ensaios in-situ

- 16,34m a 16,90m;
- 22,31m a 22,39m.

O ensaio CPTu_4 apresenta dois intervalos em que o solo é composto por areia entre as seguintes profundidades:

- 5,15m a 5,40m;
- 5,74m a 5,87m;
- 6,03m a 6,35m;
- 24,65m a 25,0m.

Por fim, o ensaio CPTu_5 apresenta o solo constituído por areia nos seguintes intervalos:

- 3,44m a 5,3m;
- 6,45m a 7,13m;
- 7,80m a 8,30m;
- 9,75m a 9,95m;
- 10,49m a 12,37m;
- 12,77m a 14,10m;
- 14,39m a 17,06;
- 19,15m a 19,31m;
- 20,68m a 20,87m;
- 21,2m a 22,38m.

Dos intervalos mencionados anteriormente para o ensaio CPTu, apenas no ensaio CPTu_1 existe probabilidade de não ocorrer liquefação, ou seja, o CRR é superior ao CSR nos seguintes intervalos:

- 5,30m a 5,40m;
- 5,55m a 5,80m;
- 6,08m a 6,20m;
- 11,07m a 11,70m.

Em relação ao fator de segurança apenas no ensaio CPTu_1 o valor de F_s é superior a 1,25. Tal acontece nos seguintes intervalos:

- 5,58m a 5,76m;
- 6,10m a 6,13m

Na tabela 17, observam-se os valores mínimos e máximos de CRR no solo constituído por areia para os ensaios realizados. Relativamente ao valor mínimo de CRR todos os valores têm a mesma ordem de grandeza exceto a sondagem SPT_S7, mas apesar disso os valores convergem, visto que se aproximam uns dos outros, embora tenham sido obtidos por ensaios diferentes. No caso dos valores de CRR máximo, pertencem todos à mesma ordem de grandeza, sendo o valor mais disperso obtido em DMT1, com um valor de 0,9321, valor que acontece aos 17,2m de profundidade, sendo superior ao valor de CSR que varia entre 0,2141 e 0,4487.

Tabela 17- Valores mínimos e máximos de CRR nos intervalos de areia para os diferentes ensaios

Ensaio	CRR Mínimo	CRR Máximo
SPT_S13	0,0547	0,5858
SPT_S7	0,1049	0,2356
DMT1	0,0803	0,9321
DMT2	0,0800	0,3988
DMT3	0,0927	0,6955
CPTu_1	0,0877	0,4597
CPTu_2	0,0587	0,4513
CPTu_4	0,0623	0,3634
CPTu_5	0,0791	0,4256

Em relação ao parâmetro V_s , apenas os ensaios SDMT1 e SDMT3 apresentam valores em que o valor de CRR é superior ao valor de CSR. No ensaio SDMT1 ocorre às profundidades de 5,5m e 16,5m, os valores de CSR e CRR são respetivamente de 0,3074, 0,3740, e 0,4430, 0,5358. No ensaio SDMT3 apenas ocorre aos 11,5m de profundidade com valores CSR e CRR de 0,4113 e 0,4848. Apesar do valor de CRR ser superior ao de CSR, os valores são próximos.

5.9 Conclusões

Esta dissertação teve como objetivo avaliar a razão de resistência cíclica (CRR) em solos granulares através de ensaios in-situ e a comparação entre os mesmos. Com base neste objetivo, foram realizados ensaios SPT, DMT, CPTu e ensaios com aquisição de ondas sísmicas de corte, V_s , durante a realização dos ensaios DMT e CPTu. A avaliação da resistência à liquefação dos solos foi realizada usando o “procedimento Simplificado” proposto por Seed e Idriss em 1971. Para a análise do Cyclic Stress Ratio (CSR) foi utilizado o método descrito no eurocodigo-8 (EC-8). Os valores de CRR foram determinados com base nas equações mencionadas o capítulo 4.

No presente estudo, considerou-se apenas o potencial de liquefação em solos de natureza arenosa. Ao analisar o resultado dos diferentes ensaios, podemos concluir que não houve diferenças significativas nos resultados obtidos. O ensaio SPT permite identificar diretamente o tipo de solo, enquanto os ensaios DMT e CPTu, fornecem essa informação indiretamente através do I_D e I_C . Apesar destas diferenças, ambos os ensaios identificam que o tipo de solo da área de estudo é constituído por areia, areia siltosa, silte argiloso e argila, os quais convergem para os resultados obtidos por classificação direta das sondagens.

Todos os ensaios convergem para a existência de liquefação no solo arenoso, exceto a sondagem SPT_S13, o ensaio DMT1 e o ensaio CPTu_1. No caso do ensaio CPTu_1 embora existam intervalos em que o CRR é superior ao CSR, o valor correspondente de F_s é inferior a 1,25, isto é, são valores próximos do equilíbrio limite.

Com base na análise dos resultados obtidos por diferentes métodos, na sua maioria, os mesmos convergiram para as mesmas conclusões. Assim, considera-se que os ensaios DMT e CPTu são mais eficientes na avaliação do potencial de liquefação do que os ensaios SPT ou ensaios sísmicos, uma vez que os primeiros permitem o estabelecimento de um perfil contínuo de avaliações enquanto nos restantes a avaliação é descontínua. Mais ainda, no caso dos ensaios sísmicos, é importante destacar que os resultados resultam da avaliação da velocidade média resultante do atravessamento de todas as camadas até ao ponto de ensaio o que pode mascarar algumas camadas caracterizadas com menor velocidade de propagação (e consequentemente superior potencial de liquefação).

Referências bibliográficas

- Andrus, R. D., & Stokoe II, K. H. (2000). Liquefaction Resistance of Soils from Shear-Wave Velocity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(11), 1015–1025. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2000\)126:11\(1015\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2000)126:11(1015))
- Boulanger, R. W., & Idriss, I. M. (2007). Evaluation of Cyclic Softening in Silts and Clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(6), 641–652. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:6\(641\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:6(641))
- Briaud, J. L. (2013, September). Ménard lecture: The pressuremeter test: Expanding its use. In *Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Paris, France (pp. 107-126).
- Cruz, N. (2010). Modelling geomechanics of residual soils with DMT tests. PhD. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Dias, R., & Pais, J. (2009). Homogeneização da Cartografia Geológica do Cenozóico da Área Metropolitana de Lisboa (AML) Homogenization of the Cenozoic Geological Mapping of the Lisbon Metropolitan Area (AML). In *Comunicações Geológicas*.
- Idriss, I. M. (1999). An update to the seed-idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. Proc. TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction, Publ. No. FHWA-RD-99-165, Federal Highway Administration.
- Idriss, I. M., & Boulanger, R. W. (2008). Soil Liquefaction During Earthquakes. EERI Publication, Monograph MNO-12, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland.
- Iwasaki, T., Arakawa, T., & Tokida, K.-I. (1984). Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes. *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 3(1), 49–58. [https://doi.org/10.1016/0261-7277\(84\)90027-5](https://doi.org/10.1016/0261-7277(84)90027-5)
- Kullberg, J. C., Rocha, R. B., Soares, A. F., Rey, J., Terrinha, P., Azerêdo, A. C., Callapez, P., Duarte, L. V., Kullberg, M. C., Martins, L., Miranda, R., Alves, C., Mata, J., Madeira, J., Mateus, O., Moreira, M., & Nogueira, C. R. (2013). III.3. A Bacia Lusitaniana: Estratigrafia, Paleogeografia e Tectónica. *Geologia de Portugal*, 29-166.
- Marchetti, S. (1980). In situ tests by flat dilatometer. *Journal of the geotechnical engineering division*, 106(3), 299-32. <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0000934>
- Marchetti, S. (1997). Geotechnical Engineering Division Third Geotechnical Engineering Conference the Flat Dilatometer Design Applications the Flat Dilatometer: Design Applications. *Test*, 421–488.

- Marchetti, S., Monaco, P., Totani, G., & Calabrese, M. (2001). The flat dilatometer test (DMT) in soil investigations. In-Situ 2001, International Conference On In Situ Measurement of Soil Properties, 95–131. [https://www.marchetti-dmt.it/conference/dmt15/papers DMT 2015 \(pdf\)/TC16 DMT Report 2001.pdf](https://www.marchetti-dmt.it/conference/dmt15/papers%20DMT%202015%20(pdf)/TC16%20DMT%20Report%202001.pdf)
- Matos Fernandes, M. de. (2011). *Mecânica dos Solos - Introdução à Engenharia Geotécnica* (1ª, Vol. 2). FEUP edições. Porto, Portugal.
- Monaco, P., Marchetti, S., Totani, G., & Calabrese, M. (2005). Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test (DMT). *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*, September, 2693–2697.
- Robertson, P. K. (2012). Interpretation of in-situ tests - some insights. *Mitchell Lecture-ISC*, 4, 1-22.
- Robertson, P. K. (2015). Comparing CPT and Vs Liquefaction Triggering Methods. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 141(9). [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001338](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001338)
- Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2010). *Guide to Cone Penetration Testing for Geo-Environmental Engineering* (2nd ed.). Gregg Drilling & Testing, Inc.
- Robertson, P. K., & Wride, C. (Fear). (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442–459. <https://doi.org/10.1139/t98-017>
- Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations division*, 97(9), 1249-1273.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., & Arango, I. (1983). Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 458–482. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1983\)109:3\(458\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1983)109:3(458))
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E. S., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D., Kayen, R. E., & Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, Keynote Presentation, H. M. S. Queen Mary, Long Beach, California

- Sumer, B. M., Ansal, A., Cetin, K. O., Damgaard, J., Gunbak, A. R., Hansen, N.-E. O., Sawicki, A., Synolakis, C. E., Yalciner, A. C., Yuksel, Y., & Zen, K. (2007). Earthquake-Induced Liquefaction around Marine Structures. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering*, 133(1), 55–82. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-950X\(2007\)133:1\(55\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-950X(2007)133:1(55))
- Tokimatsu, K., & Uchida, A. (1990). Correlation Between Liquefaction Resistance and Shear Wave Velocity. *Soils and Foundations*, 30(2), 33–42. https://doi.org/10.3208/sandf1972.30.2_33
- Tsai, P. H., Lee, D. H., Kung, G. T. C., & Juang, C. H. (2009). Simplified DMT-based methods for evaluating liquefaction resistance of soils. *Engineering Geology*, 103(1–2), 13–22. <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2008.07.008>
- Youd, T., & Perkins, D. (1978). Mapping liquefaction-induced ground failure potential. *International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences & Geomechanics Abstracts*, 15(5), A102. [https://doi.org/10.1016/0148-9062\(78\)91029-X](https://doi.org/10.1016/0148-9062(78)91029-X)