

ABORDAGEM À PROBLEMÁTICA DA AMOSTRAGEM EM SOLOS GRANULARES COM ENVELHECIMENTO NATURAL ATRAVÉS DE ONDAS SÍSMICAS

ÁGATA SOFIA DE ALMEIDA PINTO

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

Orientador: Professora Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

Co-Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

Co-Orientador: Professor Doutor Nuno Bravo de Faria Cruz

JUNHO DE 2014

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2013/2014

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

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

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

Este documento foi produzido a partir de versão electrónica fornecida pelo respectivo Autor.

Aos meus Pais e irmão,
pelo apoio e dedicação

“Viver não é necessário. Necessário é criar.”

Fernando Pessoa

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer de forma muito especial:

- À Professora Cristiana Ferreira pela orientação, apoio, conhecimento e amizade transmitidos ao longo de todo o trabalho.
- Ao Professor Viana da Fonseca pela dedicação, acompanhamento e apoio à realização deste trabalho.
- A toda a equipa do Laboratório de Geotecnia, em especial à Daniela pelos ensinamentos transmitidos e por toda a ajuda prestada à realização dos ensaios.
- À Marisa e ao Fabrizio que se mostraram sempre disponíveis no esclarecimento de dúvidas.
- À empresa Mota-Engil por me ter proporcionado a experiência em campo experimental, em especial ao Engenheiro Nuno Cruz e Engenheiro Nuno Pupo pela colaboração, simpatia e facilidades concebidas.
- Ao Zé pelo conforto, apoio incansável e força transmitida.
- Ao Francisco por todo o conhecimento, amizade e apoio transmitidos durante todo o percurso académico.
- A todos os que me acompanharam ao longo destes cinco anos, em especial à Ana, Pedro, Miguel e João.
- Aos meus colegas da opção de geotecnia, em especial à Patrícia, Alexandre e Miguel pelo companheirismo.
- Às minhas amigas de sempre: Filipa, Rita, Maria e Marta por estarem sempre comigo.
- Aos meus pais e ao meu irmão, por todo o carinho e apoio incondicional.

RESUMO

A obtenção de amostras de qualidade para posterior análise em laboratório é determinante na caracterização geotécnica dos solos. Contudo, a perturbação incitada pelas técnicas de amostragem corrente é inevitável (sobretudo a nível de danos na estrutura e estado de tensão), sendo particularmente gravosa no caso de solos com algum envelhecimento natural.

Em alternativa, tem sido corrente a reconstituição em laboratório a partir de amostras remexidas, com vista à determinação das propriedades físicas e mecânicas do solo, e também com o intuito de estudar as causas e consequências de outros fenómenos mais complexos ocorrentes na natureza, como é o caso da liquefação e do fenómeno do envelhecimento.

Deste modo, no presente trabalho, procurou-se restabelecer em laboratório num solo arenoso da região de Aveiro, o envelhecimento observado a partir de resultados de ensaios *in situ* com medição das velocidades sísmicas (SCPT_U e SDMT) realizados nesse solo, numa fase anterior a esta dissertação. A zona arenosa envelhecida foi identificada por denotar maior rigidez e resistência do que o solo envolvente.

Nesse sentido, realizou-se no Laboratório de Geotecnia da FEUP sobre provetes de areia reconstituídos, um conjunto vasto de ensaios recorrendo a diferentes sistemas triaxiais (convencional, do tipo *stress-path*, cíclico e altas pressões), todos eles, à exceção do sistema triaxial de altas pressões, equipados com bender elements (para medição da velocidade das ondas sísmicas), com o intuito de estudar o fenómeno do envelhecimento, bem como caracterizar mecânica e fisicamente a areia de Aveiro.

Atendendo a que os efeitos induzidos nas condições de estado do solo amostrado são particularmente visíveis em termos das velocidades das ondas sísmicas, descreve-se o trabalho experimental realizado em cooperação com a empresa Mota-Engil, relativo à recolha de amostras com diferentes tubos amostradores com posterior medição da velocidade de ondas sísmicas em laboratório diretamente nas amostras contidas no interior do tubo, como forma de avaliar a qualidade da amostragem.

Com estas ferramentas, foi possível estudar e definir um grande número de parâmetros físicos (incluindo os índices de vazios máximo e mínimo) e parâmetros mecânicos de tensão-deformação-rigidez, nomeadamente o módulo de deformabilidade em função da deformação e a sua dependência relativamente ao estado de tensão e ao índice de vazios, e de resistência ao corte, a partir dos quais se identificaram as linhas de estado crítico e normalmente consolidada para um estado isotrópico.

Com vista a restabelecer o envelhecimento nas amostras foram executados ciclos de consolidação, tendo-se constatado que as velocidades de ondas de corte se mantiveram constantes após esses carregamentos. O envelhecimento foi também analisado através da pré-consolidação a altas pressões que, na fase de corte, apontou uma maior resistência de pico comparativamente aos outros ensaios.

Relativamente à amostragem, recorrendo ao método de avaliação de qualidade pela comparação das velocidades medidas em laboratório com as medidas *in situ*, foi possível estimar a perda de estrutura natural induzida pelos processos de amostragem corrente em solos arenosos, onde a normalização das mesmas em relação ao índice de vazios se mostrou imprescindível à avaliação da qualidade.

PALAVRAS-CHAVE: amostragem em geotecnia, qualidade de amostragem, ensaios triaxiais, ondas sísmicas, envelhecimento

ABSTRACT

Obtaining high-quality samples for subsequent laboratory analysis is fundamental for accurate geotechnical characterisation. However, the disturbance induced by current sampling techniques is inevitable (especially in terms of damage to the structure and to the stress state), and even more so for the case of soils with some degree of natural ageing.

Alternatively, laboratory soil reconstitution has become current practice, in order to determine the physical and mechanical properties of the soil, and also to study the causes and consequences of other more complex naturally occurring phenomena, as is the case of liquefaction and ageing.

Thus, in the present work, attempts were made to re-establish ageing on sandy soil specimens from the Aveiro region, which was observed in field geotechnical results with measurement of seismic velocities (SCPTU and SDMT tests), performed at an earlier stage to this dissertation. The aged sand zone was identified by exhibiting higher stiffness and strength than the surrounding soil.

For this purpose, a wide range of tests were carried out at the Geotechnical Laboratory of FEUP reconstituted sand specimens, which included different triaxial (conventional, stress-path, cyclic and high pressure tests) equipped with bender elements (for measuring seismic wave velocities), except for the high pressure triaxial system, in order to study the ageing phenomenon, as well as mechanically and physically characterize Aveiro sand.

Taking into account that the sampling-induced effects on soil state are particularly visible by seismic wave velocities, the experimental work carried out in cooperation with Mota-Engil is described, which involved sample collection with different sampling tubes and subsequent measurement of the seismic wave velocity in the laboratory directly in the samples contained inside the tube, in order to evaluate sampling quality.

With these tools, it was possible to study and define many physical parameters (including maximum and minimum void ratio) and mechanical stress-strain-stiffness parameters, namely shear and Young's moduli as a function of strain and its dependency with stress state and void ratio, as well as shear strength parameters, from which the critical state line and the steady state line were identified.

In order to restore ageing on the sand specimens, consolidation cycles are performed, after which no change has been observed in the shear wave velocities. Ageing was also analysed through high-pressure pre-consolidation, which, during shear, showed greater peak resistance than the other tests.

Regarding sampling, using the method of sampling quality assessment of the comparison of field and laboratory seismic wave velocities, it was possible to estimate the loss of natural structure induced by the current sampling processes on sandy soils, where its normalization in relation to void ratio proved to be essential in the assessment of the sample quality.

KEYWORDS: geotechnical sampling, quality sampling, triaxial tests, seismic waves, natural ageing

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS	1
1.3. ORGANIZAÇÃO	2
2. AMOSTRAGEM EM GEOTECNIA. O CASO DOS SOLOS GRANULARES	3
2.1. A IMPORTÂNCIA DA AMOSTRAGEM	3
2.1.1. INTRODUÇÃO	3
2.1.2. AMOSTRAS INDEFORMADAS	3
2.2. EFEITOS DA AMOSTRAGEM E TIPOS DE AMOSTRADORES	4
2.2.1. ETAPAS DE AMOSTRAGEM	4
2.2.2. PERTURBAÇÕES INDUZIDAS PELO AMOSTRADOR	5
2.2.2.1. Efeitos do tipo de amostrador	5
2.2.2.2. Método da trajetória das deformações	6
2.2.3. EFEITO DO TIPO DE TERRENO NA SELEÇÃO DOS MÉTODOS DE AMOSTRAGEM	9
2.2.4. TIPOS DE AMOSTRADORES MAIS CORRENTES EM PORTUGAL	10
2.3. A PROBLEMÁTICA DA AMOSTRAGEM EM SOLOS GRANULARES	11
2.3.1. EVOLUÇÃO DAS TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM	11
2.3.2. MÉTODO DE CONGELAMENTO	11
2.4. NOVAS TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM	14
2.4.1. AMOSTRADOR <i>GEL PUSH</i>	14
2.4.2. AMOSTRADOR PPI “PISTON-PNEUMATIC-INJECTION”	16
2.5. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM	17
2.5.1. INSPEÇÃO VISUAL DA FÁBRICA	17
2.5.2. MEDIÇÃO DA TENSÃO EFETIVA INICIAL, P'_0	18
2.5.3. MEDIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DURANTE A RECONSOLIDAÇÃO	19
2.5.4. COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DE ONDAS SÍSMICAS EM CAMPO E LABORATÓRIO	20

2.6. AS ONDAS SÍSMICAS	20
2.6.1. A IMPORTÂNCIA DAS ONDAS S	22
2.7. O ENVELHECIMENTO	23
2.7.1. O EFEITO DO ENVELHECIMENTO EM SOLOS GRANULARES	25
3. PROGRAMA EXPERIMENTAL	29
3.1. APRESENTAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL	29
3.1.1. O CAMPO EXPERIMENTAL DO PORTO DE AVEIRO	29
3.1.2. PRIMEIRA CAMPANHA DE SONDAGENS – ENSAIOS DE CAMPO	30
3.1.3. SEGUNDA CAMPANHA DE SONDAGENS – AMOSTRADORES	32
3.1.3.1. Metodologia de amostragem	33
3.1.3.2. Amostrador GMPV	34
3.1.3.3. Amostrador Shelby	35
3.1.3.4. Amostrador Osterberg	36
3.1.3.5. Parâmetros característicos dos diferentes amostradores	38
3.2. PROGRAMA DE ENSAIOS LABORATORIAIS	39
3.2.1. INTRODUÇÃO	39
3.2.2. PLANO DE ENSAIOS	39
3.3. ENSAIOS LABORATORIAIS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	40
3.3.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	40
3.3.2. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	41
3.3.3. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO E MÍNIMO	43
3.4. ENSAIOS LABORATORIAIS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	45
3.4.1. INTRODUÇÃO	45
3.4.2. CÂMARA TRIAXIAL CONVENCIONAL COM PRENSA ESTÁTICA	46
3.4.3. CÂMARA TRIAXIAL <i>STRESS-PATH</i>	49
3.4.4. CÂMARA TRIAXIAL CONVENCIONAL COM PRENSA CÍCLICA	50
3.4.5. CÂMARA TRIAXIAL DE ALTAS PRESSÕES	51
3.4.6. EDÓMETRO	53
3.5. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS	54
3.5.1. TEORIA DOS TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS	54
3.5.2. OS <i>BENDER E EXTENDER ELEMENTS</i>	54
3.5.3. APRESENTAÇÃO DOS SISTEMAS TRIAXIAIS COM <i>BENDER ELEMENTS</i>	56
3.5.4. SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ONDAS	57

3.6. PROCEDIMENTOS ASSOCIADOS AO ENSAIO TRIAXIAL	59
3.6.1. MONTAGEM E PREPARAÇÃO DA AMOSTRA.....	59
3.6.2. PERCOLAÇÃO	60
3.6.3. SATURAÇÃO	61
3.6.4. CONSOLIDAÇÃO.....	62
3.6.5. CORTE	63
3.6.6. DESMONTAGEM E DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS FINAL	64
4. RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE	65
4.1. RESULTADOS DO CAMPO EXPERIMENTAL: TRABALHOS ANTERIORES E ATUAL	65
4.1.1. ENSAIOS DE CAMPO: SCPTU E SDMT	65
4.1.2. IDENTIFICAÇÃO DA ZONA DE AREIA ENVELHECIDA	68
4.1.3. RECOLHA DE AMOSTRAS (MAIO, 2014)	69
4.1.3.1 Avaliação da qualidade de amostragem em laboratório.....	69
4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS	75
4.2.1. FASE DE PLANEAMENTO	75
4.2.2. FASE DE PREPARAÇÃO	76
4.2.3. FASE DE SATURAÇÃO	77
4.2.3.1. A importância das ondas P	78
4.2.4. FASE DE CONSOLIDAÇÃO ESTÁTICA.....	81
4.2.4.1. Consolidação isotrópica	81
4.2.4.2. Consolidação anisotrópica	84
4.2.4.3. Ciclos de consolidação.....	87
4.2.5. FASE DE CONSOLIDAÇÃO CÍCLICA.....	92
4.2.6. FASE DE CORTE ESTÁTICO.....	97
4.2.6.1. Comportamento tensão-deformação	97
4.2.6.2. Comportamento dinâmico	103
5. ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS	107
5.1. ANÁLISE CONJUNTA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	107
5.1.1. CONSOLIDAÇÃO NORMALIZADA	107
5.1.2. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE	110
5.1.3. CORTE NORMALIZADO	115
5.1.4. DETERMINAÇÃO DOS ÂNGULOS DE ATRITO DE PICO E DE VOLUME CONSTANTE DA AREIA DE AVEIRO. 117	

5.1.5. DEFINIÇÕES DE ESTADO: LEC E LNC.....	119
5.2. COMPARAÇÃO COM REFERÊNCIAS (PARAMETRIZAÇÃO COM OUTROS MATERIAIS)	123
5.3. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM	124
5.3.1. NORMALIZAÇÃO E COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DAS ONDAS DE CORTE <i>IN SITU</i> E EM LABORATÓRIO	124
5.3.2. PROBLEMA DA AMOSTRAGEM E DA SENSIBILIDADE DA ESTRUTURA DAS AREIAS	125
5.4. PROBLEMA DO ENVELHECIMENTO	128
6. CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	131
6.1. CONCLUSÕES	131
6.2. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS	132
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	135

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Etapas que constituem uma amostragem clássica de solos (adaptado de Hight, 2000) ...	5
Figura 2.2 – Resultados de ensaios de compressão não confinada de amostras de solo argiloso retiradas com diferentes tipos de amostradores (Tanaka <i>et al.</i> , 1996 e adaptado de Hight, 2000).....	6
Figura 2.3 – Modelação da penetração estática do amostrador simples (adaptado de Baligh <i>et al.</i> , 1985)	6
Figura 2.4 – Trajetória de deformações de um elemento do solo na linha central do amostrador (adaptado de Baligh <i>et al.</i> , 1987)	7
Figura 2.5 – Trajetórias de deformação previstas na linha central de três amostradores distintos (adaptado de Clayton <i>et al.</i> , 1998; Hight, 2000)	8
Figura 2.6 – Geometria de um amostrador típico (Viana da Fonseca e Ferreira, 2004)	8
Figura 2.7 – Esquema de amostragem indeformada de areias por congelação (adaptado de Yoshimi <i>et al.</i> , 1994).....	12
Figura 2.8 – Tubo de congelação adotado num estudo recente (adaptado de Esposito <i>et al.</i> , 2014) .	13
Figura 2.9 – Partes constituintes do tubo amostrador <i>gel Push</i> (Lee <i>et al.</i> , 2012)	14
Figura 2.10 – Desenho esquemático do amostrador nas diferentes fases de amostragem (Lee <i>et al.</i> , 2012)	15
Figura 2.11 – Comparação das velocidades em campo e em laboratório nas amostras colhidas com o amostrador <i>gel push</i> (Taylor <i>et al.</i> , 2012)	15
Figura 2.12 – Desenho esquemático do amostrador PPI nas diferentes fases de amostragem (adaptado de Pineda <i>et al.</i> , 2014)	16
Figura 2.13 – Inspeção visual da fábrica: (a) Perturbação numa argila laminada com camadas de areia e silte espaçadas de 10 mm (Rowe, 1972); (b) perturbação num solo residual (Ferreira, 2003)	18
Figura 2.14 – Medição da tensão efetiva inicial: (a) Comparação de p' <i>in situ</i> e após amostragem; (b) Causas potenciais de alteração de p' (adaptado de Hight, 2000)	19
Figura 2.15 – Representação do movimento de propagação das ondas P e das ondas S (Ferreira, 2003)	21
Figura 2.16 – (a) Dados de campo e laboratório que ilustram o aumento da resistência à liquefação como resultado do envelhecimento (adaptado de Seed, 1979); (b) Dados de campo que mostram um incremento da resistência à penetração do cone com o tempo após a aplicação de uma técnica de melhoramento do solo (adaptado de AGRA, 1995);	24
Figura 2.17 – (a) Exemplo laboratorial do incremento do módulo de deformabilidade de uma areia com o envelhecimento por consolidação secundária; (b) respetiva variação da dilatância (adaptado de Daramola, 1980).....	24
Figura 2.18 – Exemplo do efeito de pré-consolidação induzido pelo efeito da estruturação	26
Figura 2.19 – Plano de ensaios seguido na investigação (adaptado de Wang e Gao, 2014).....	27
Figura 2.20 – Relação do módulo de distorção G antes, durante e após a consolidação secundária para $\sigma'_v=197,21$ kPa (adaptado de Wang e Gao, 2014)	27
Figura 3.1 – Localização do local em estudo – Gafanha da Nazaré	29
Figura 3.2 – Distribuição dos ensaios no terreno em estudo.....	30
Figura 3.3 – Distribuição dos ensaios de campo realizados na primeira campanha de sondagens	31
Figura 3.4 – Perfil lito-estratigráfico (C-C') (Rodrigues <i>et al.</i> , 2014)	31
Figura 3.5 – Identificação do ensaio SDMT e dos locais de recolha de amostras no terreno em estudo	32
Figura 3.6 – Fotografia dos amostradores utilizados para recolha de amostras no campo experimental	32

Figura 3.7 – Equipamento utilizado na realização de sondagens à rotação.....	33
Figura 3.8 – Selagem (a) e identificação (b) do tubo amostrador	34
Figura 3.9 - (a) Amostrador GMPV; (b) Extração do tubo PVC do amostrador; (c) Perfil esquemático do amostrador (Ferreira, 2003)	35
Figura 3.10 – (a) e (b) Amostrador Shelby; (c) perfil esquemático do amostrador (Ferreira, 2003).....	36
Figura 3.11 – Esquema de amostrador Osterberg: (a) posição em que o amostrador é descido até ao fundo do furo de sondagem; (b) cravação estática (c) fim da cravação (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	37
Figura 3.12 – Amostrador Osterberg: (a) partes constituintes; (b) pronto para introdução no terreno; (c) recolha de amostras	37
Figura 3.13 – Representação das curvas granulométricas do solo	40
Figura 3.14 – (a) Material retido no peneiro nº 10; (b) Conchas de maior dimensão retiradas da caixa de ensaio de campo	42
Figura 3.15 – (a) Funil com 30 mm de abertura; (b) Regularização da superfície do solo ao topo do molde; (c) Molde cheio e pronto para pesagem;.....	43
Figura 3.16 – (a) Sobrecarga, molde, alonga e mesa vibratória; (b) conjunto fixo sobre a mesa vibratória; (c) Finos retidos à superfície do prato no final da vibração.....	44
Figura 3.17 – Esquema típico de um ensaio triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	45
Figura 3.18 – (a) Câmara triaxial convencional; (b) painel regulador de pressões	46
Figura 3.19 – (a) Prensa <i>DIGITAL TRITEST</i> da <i>ELE International</i> ; (b) Medidor de volume do LabGeo	47
Figura 3.20 – <i>Software</i> de aquisição de dados – <i>MultiGeo.vi</i> [®]	48
Figura 3.21 – Controlador de pressão da GDS	48
Figura 3.22 –(a) Câmara triaxial <i>stress-path</i> ; b) Programa <i>TRIAX</i> [®]	49
Figura 3.23 – (a) Sistema de aquisição <i>TRIAX</i> [®] ; (b) Motores a passo	49
Figura 3.24 – Câmara triaxial cíclica	50
Figura 3.25 – (a) Equipamento triaxial de altas pressões; (b) Sistema de aquisição <i>DynaTesterV2.0</i> [®]	51
Figura 3.26 – (a) e (b) Diferentes membranas que envolvem a amostra; (c) fixação dos transdutores submersíveis à última membrana.....	52
Figura 3.27 – (a) Esquema simplificado do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2003); (b) edómetro, sistema de alavancas e cargas	53
Figura 3.28 – Esquema de um elemento piezocerâmico duplo em repouso e sob tensão (adaptado de Dyvik e Madshus, 1985)	54
Figura 3.29 – Esquema de funcionamento de um bender element (Ferreira, 2003)	55
Figura 3.30 – Esquema de funcionamento de um extender element (Ferreira, 2003)	55
Figura 3.31 – (a) Placa de topo da câmara <i>stress-path</i> ; (b) Placa de topo e de base da câmara cíclica;	56
Figura 3.32 – (a) Aspeto final do provete depois da instalação dos <i>benders</i> horizontais; (b) <i>Benders</i> horizontais e verticais da camara triaxial cíclica	57
Figura 3.33 – Esquema de ligação dos equipamentos que constituem o ensaio sísmico.....	58
Figura 3.34 – Leitura de ondas sísmicas na camara cíclica (a), <i>stress-path</i> (b), e convencional (c) ...	59
Figura 3.35 – (a) e (b) Aspeto do sistema triaxial <i>Stress-Path</i> no final da fase de montagem.....	60
Figura 3.36 – (a) Tubagem de armazenamento do CO ₂ ; (b) Percolação de CO ₂ sobre a amostra	61
Figura 3.37 – Aspeto de diferentes amostras do solo em estudo no final do corte estático.....	64
Figura 4.1 – Resultados dos ensaios SDMT1-2 e SDMT2-2 (Rodrigues <i>et al.</i> , 2014)	65
Figura 4.2 – Resultados do SCPTU2-1B no terreno de Aveiro (Rodrigues <i>et al.</i> , 2014).....	67

Figura 4.3 – Resultados do SCPTU2-1A no terreno de Aveiro (Rodrigues <i>et al.</i> , 2014)	67
Figura 4.4 – Identificação da posição do nível freático do terreno (SCPTU1-2, CPTU1-1, SCPTU3-1, SCPTU2-1)	68
Figura 4.5 – Resultados do ensaio SCPTU3-1A, destacando-se uma zona com evidencia de algum envelhecimento natural (Rodrigues <i>et al.</i> , 2014)	69
Figura 4.6 – Equipamento necessário à leitura das ondas de corte diretamente nos tubos amostradores	70
Figura 4.7 – Amostras de solo arenoso colhidas com o tubo amostrador GMPV submetidas ao ensaio sísmico	71
Figura 4.8 – Configuração da onda S no amostrador GMPV3-B para as diferentes frequências utilizadas	72
Figura 4.9 – Amostragem: Comparação da velocidade das ondas de corte obtidas em laboratório com as de campo registadas nos ensaios SDMT1 e SDMT2 realizados em trabalhos anteriores	73
Figura 4.10 – Evolução do índice de vazios em profundidade	74
Figura 4.11 – Variação do índice de vazios do final da preparação para o fim da saturação	78
Figura 4.12 – Resultados experimentais da Areia de Aveiro e do solo residual do granito enquadrados com a gama das curvas teóricas da relação entre a velocidade da onda longitudinal e o parâmetro B de Skempton	79
Figura 4.13 – Exemplo da determinação do tempo de chegada da onda P na fase final da saturação	80
Figura 4.14 – Interferência das ondas P na leitura e interpretação no tempo de chegada das ondas S	81
Figura 4.15 – Variação do índice de vazios durante a consolidação dos ensaios de altas pressões ..	83
Figura 4.16 – Índices de vazios assinalados no final da consolidação isotrópica em todos os ensaios	83
Figura 4.17 – Velocidade das ondas S no final da consolidação isotrópica nos diversos ensaios	84
Figura 4.18 – Variação do índice de vazios durante a consolidação nos ensaios conduzidos a um estado de tensão anisotrópico	85
Figura 4.19 – Velocidade das ondas S no final da consolidação anisotrópica	86
Figura 4.20 – O efeito do Cross-talk na configuração das ondas S	88
Figura 4.21 – Relação da tensão de confinamento com o índice de vazios e a velocidade de ondas corte durante os ciclos de consolidação no ensaio TX8	89
Figura 4.22 – Relação da tensão de confinamento com o índice de vazios e a velocidade de ondas de corte durante os ciclos de consolidação no ensaio TX9	90
Figura 4.23 – Identificação dos estados de tensão interessados à definição da função de índice de vazios	91
Figura 4.24 – Relação do índice de vazios com a velocidade de ondas de corte normalizada do estado de tensão	92
Figura 4.25 – Representação gráfica dos ciclos radiais e axiais induzidos no ensaio TXSP4	93
Figura 4.26 – Representação gráfica da consolidação anisotrópica e dos ciclos axiais induzidos no ensaio TXSP6	94
Figura 4.27 – Planeamento e representação gráfica da consolidação anisotrópica e dos ciclos axiais induzidos no ensaio TXC7	94
Figura 4.28 – Consolidação cíclica referente ao ensaio TXSP6: Medição sísmica	95
Figura 4.29 – Consolidação cíclica referente ao ensaio TXC7: Medição sísmica	95
Figura 4.30 – Relação da tensão de desvio com a deformação axial e a tensão de confinamento nos ensaios TXSP6 e TXC7	96

Figura 4.31 - Comportamento tensão-deformação dos ensaios triaxiais estáticos: relação da deformação axial com a tensão de desvio, deformação volumétrica e índice de vazios	98
Figura 4.32 – Comportamento tensão-deformação dos ensaios triaxiais estáticos: Relação da tensão de desvio com a extensão axial e tensão de confinamento	99
Figura 4.33 – Comportamento tensão-deformação dos ensaios triaxiais estáticos de altas pressões: relação da deformação axial com a tensão de desvio, deformação volumétrica e índice de vazios..	100
Figura 4.34 – Estimativa da linha K_f no ensaio de altas pressões AP1	101
Figura 4.35 – Aspecto do solo depois de dois ensaios nas câmara de altas pressões.....	102
Figura 4.36 – Curvas granulométricas dos provetes AP1 e AP2 após ensaio na câmara de altas pressões <i>versus</i> curvas representativas da Areia de Aveiro	102
Figura 4.37 – Determinação do tempo de chegada das ondas S nas diferentes fases do ensaio TX3	103
Figura 4.38 – Relação da deformação axial com a tensão de desvio e a velocidade das ondas de corte	104
Figura 4.39 – Relação da tensão de confinamento com o índice de vazios e a velocidade de ondas corte	105
Figura 5.1 – Consolidação isotrópica: Ajuste de uma curva potencial às velocidades de ondas de corte em relação à tensão efetiva média.....	108
Figura 5.2 – Consolidação isotrópica: Comparação entre as velocidades normalizadas das funções de vazios propostas	108
Figura 5.3 – Consolidação isotrópica: Relação p'_0 e V_s normalizadas da função $F(e)_3$	109
Figura 5.4 – Consolidação anisotrópica: Determinação dos parâmetros α e β da relação V_s <i>versus</i> p'_0	110
Figura 5.5 – Definição dos módulos de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% de resistência (Ensaio TX7).....	111
Figura 5.6 – Comparação das deformações axiais registadas pela instrumentação interna e externa no ensaio AP1 (a) e no ensaio AP2 (b)	112
Figura 5.7 – Curva de degradação do módulo de deformabilidade em função do nível de deformação	114
Figura 5.8 – Curva de degradação do módulo de deformabilidade secante normalizado em relação ao E_0 nos vários ensaios	114
Figura 5.9 – Definição da expressão do E_0 em função da profundidade	115
Figura 5.10 – Relação tensão de confinamento normalizada de p'_0 com a deformação axial.....	116
Figura 5.11 – Relação do índice de vazios com a deformação axial	116
Figura 5.12 – Determinação do ângulo de atrito de pico	118
Figura 5.13 – Determinação do ângulo de atrito a volume constante.....	118
Figura 5.14 – Definição da linha dos estados críticos (LEC)	120
Figura 5.15 – Definição da linha normalmente consolidada isotrópica.....	121
Figura 5.16 – Definição da linha normalmente consolidada isotrópica com inserção do ensaio TX10	121
Figura 5.17 – Definição por estimativa da linha normalmente consolidada anisotrópica	122
Figura 5.18 – Seleção de um valor médio para o índice de vazios de campo.....	124
Figura 5.19 – Análise comparativa das velocidades de ondas de corte	125
Figura 5.20 – Velocidades de ondas corte normalizadas para as diversas amostras colhidas com o GMPV (proposta de classificação adotada por Ferreira, 2001)	128
Figura 5.21 – Ensaios SDMT: Evolução das velocidades V_s e K_{DMT} em profundidade.....	130

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Classes de qualidade de amostras para ensaios laboratoriais (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001).....	4
Tabela 2.2 – Causas de perturbação do solo antes, durante e após a amostragem	5
Tabela 2.3 – Guia de seleção de técnicas de amostragem para a obtenção de amostras indeformadas (adaptado de ASCE, 2000)	9
Tabela 2.4 – Tipos de amostradores mais correntes em Portugal	10
Tabela 2.5 – Critério de avaliação de qualidade a partir da variação volumétrica (adaptado de Lunne et al., 1997).....	19
Tabela 2.6 – Formulações que retratam a evolução da expressão do módulo de distorção	22
Tabela 2.7 – Funções de índice de vazios propostas por diversos autores	23
Tabela 3.1 – Parâmetros e índices geométricos dos diferentes amostradores.....	38
Tabela 3.2 – Plano de ensaios.....	39
Tabela 3.3 – Classificação unificada – parâmetros C_u e C_c	41
Tabela 3.4 – Resultados obtidos do ensaio de determinação do $e_{máx}$ e $e_{mín}$	45
Tabela 3.5 – Ligações da câmara ao exterior e respetivas funções.....	46
Tabela 3.6 – Variáveis adquiridas no ensaio triaxial.....	47
Tabela 3.7 – Equipamentos de apoio à medição sísmica	58
Tabela 4.1 – Estimativa dos parâmetros do solo a partir de ensaios sísmicos realizados em trabalhos posteriores.....	66
Tabela 4.2 – Nº de amostras colhidas por furo por amostrador na segunda campanha de sondagens realizada	69
Tabela 4.3 – Velocidades das ondas S medidas directamente nos tubos amostradores	71
Tabela 4.4 – Condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios triaxiais	75
Tabela 4.5 – Teor em água e índice de vazios real no início da moldagem	76
Tabela 4.6 – Verificação do nível de saturação das amostras em cada ensaio.....	77
Tabela 4.7 – Consolidação isotrópica nos diferentes ensaios	82
Tabela 4.8 – Consolidação anisotrópica nos diferentes ensaios	85
Tabela 4.9 – Cargas e descargas efetuadas num estado isotrópico referentes ao ensaio TX8	89
Tabela 4.10 - Cargas e descargas efetuadas num estado anisotrópico referentes ao ensaio TX9.....	90
Tabela 4.11 – Síntese das diferentes fases dos ensaios triaxiais estáticos	97
Tabela 5.1 – Funções de índice de vazios em análise	107
Tabela 5.2 – Determinação do módulo de deformabilidade secante.....	113
Tabela 5.3 – Determinação do módulo de deformabilidade do solo E_0	113
Tabela 5.4 – Valores indicativos dos ângulos Φ' e Φ'_{cv} em solos granulares (Matos Fernandes, 2006)	119
Tabela 5.5 – Parâmetros caracterizadores da Areia de Aveiro	123
Tabela 5.6 – Comparação paramétrica da Areia de Aveiro com outros solos arenoso ((Cho <i>et al.</i> , 2006)	123
Tabela 5.7 – Qualidade das amostras de areia colhidas com o amostrador GMPV	127

SÍMBOLOS E SIGLAS

- B – Parâmetro de pressões neutras de *Skempton*; Diâmetro do amostrador
- BE – Ensaio com *bender elements*
- BP – *Back Pressure* (Contrapressão)
- C – Características granulométricas e mineralógicas
- CH – Ensaio *Cross-Hole* ou sísmico entre furos
- CP – *Cell Pressure* (Pressão na câmara)
- CPT – Ensaio com o cone penetrómetro estático (cone holandês)
- CPT_U – Ensaio com o piezocone
- C_u – Coeficiente de uniformidade
- D – Diâmetro
- DH – Ensaio *Down-Hole* ou sísmico ao longo de um furo, com fonte à superfície
- DMT – Ensaio com o dilatómetro *Marchetti*
- e – Índice de vazios
- e_o – Índice de vazios do estado inicial
- e_c – Índice de vazios no final da consolidação
- e_{cr} – Índice de vazios no estado crítico
- e_{máx} – Índice de vazios máximo
- e_{min} – Índice de vazios mínimo
- e_p – Índice de vazios pretendido
- e_s – Índice de vazios no final da saturação
- E – Módulo de *Young* ou de deformabilidade
- E₀ – Módulo de deformabilidade inicial
- E_{sec} – Módulo de deformabilidade secante
- E_{tan} – Módulo de deformabilidade tangente
- f – Frequência
- F(e) – Função do índice de vazios
- Fr – Razão artrítica normalizada no ensaio CPT
- G – Módulo de distorção
- G₀ – Módulo de distorção máximo
- G_s – Densidade das partículas sólidas
- H – Altura; História de tensões

i – Índice

I_c – Índice de classificação do solo

I_{DMT} – Índice do material no ensaio DMT

j – Índice

K_0 – Coeficiente de impulso em repouso

K_b – Módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo

K_{DMT} – Índice de tensão horizontal no ensaio DMT

L – Distância

LVDT – *Linearly Variable Differential Transformer*

M – Módulo de elasticidade confinado

n – Expoente genérico

OCR – Grau de sobreconsolidação

p_0 – Pressão de contacto ou de *lift-off* no ensaio DMT

p_1 – Pressão de expansão no ensaio DMT

p' – Tensão média efetiva

p'_{cr} – Tensão média efetiva no estado crítico

p'_f – Tensão média efetiva de rotura

p_a – Pressão atmosférica

P – Onda de compressão

q – Tensão de desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$)

q_c – Resistência de ponta no ensaio CPT

q_{cr} – Tensão de desvio no estado crítico

q_f – Tensão de desvio de rotura

Q_{tN} – Resistência de ponta normalizada no ensaio CPT

r – Raio

R_I – Razão de folga interna

R_E – Razão de folga externa

R_A – Razão de áreas

R^2 – Coeficiente de correlação

s' – Semi-soma das maior e menor tensões efetivas principais

S – Onda de corte

S_r – Grau de saturação

SCPT_U – Ensaio com o cone penetrómetro estático ou piezocone sísmico

SDMT – Ensaio com o dilatômetro *Marchetti* sísmico

SH – Onda de corte polarizada horizontalmente

SV – Onda de corte polarizada verticalmente

t – Tempo; Espessura do amostrador; Semidiferença da maior e da menor tensão principal

t_p – Tempo de propagação das ondas P

t_s – Tempo de propagação das ondas S

u_0 – Pressão de água hidrostática

u_2 – Pressão de água nos poros

V_p – Velocidade da onda de compressão

V_s – Velocidade da onda de corte

V_s^* – Velocidade da onda de corte normalizada (estado de tensão ou índice de vazios)

w – Teor em água

z – Profundidade

Δ – Incremento finito ou variação

Δt – Intervalo de tempo

Γ – Parâmetro de estado crítico (interceção);

α – Ângulo genérico; Ângulo de bisel cortante em relação à face externa do amostrador; Parâmetro do estado de consolidação (declive ou potência)

β – Ângulo de bisel cortante em relação à face interna do amostrador; Parâmetro do estado de consolidação (interceção)

ε_a – Extensão axial

ε_v – Extensão volumétrica

ϕ' – Ângulo de atrito efetivo; ângulo de atrito de pico

ϕ'_{cv} – Ângulo de atrito a volume constante

γ – Peso volúmico

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas

λ – Parâmetro de estado crítico (declive)

ν – Coeficiente de *Poisson*

ρ – Massa volúmica

σ – Tensão total

σ' – Tensão efetiva

σ'_{v0} – Tensão efetiva vertical de repouso

σ'_h – Tensão efetiva horizontal

σ'_v – Tensão efetiva vertical

1

INTRODUÇÃO

1.1. MOTIVAÇÃO

O processo de amostragem desempenha um papel decisivo na caracterização dos solos em laboratório. A qualidade com que este processo é executado incide sobretudo na fiabilidade dos parâmetros geotécnicos deduzidos de ensaios, conduzindo na maioria das situações a uma depreciação das características do solo, quer ao nível da capacidade resistente, quer ao nível da sua deformabilidade. A problemática da amostragem assume ainda maior relevância em solos incoerentes, como os solos arenosos, que exibem uma grande sensibilidade a estas técnicas, quer pela maior dificuldade de recuperação da amostra no interior do amostrador, quer pelas condições *in situ*, principalmente quando situados abaixo do nível freático e/ou a grandes profundidades.

Os efeitos destes processos de amostragem traduzem-se sobretudo no alívio do estado de tensão e em danos na estrutura, sendo especificamente gravosos no caso de solos com algum envelhecimento natural. Sendo o envelhecimento conhecido como um fenómeno que incita uma melhoria do comportamento mecânico e uma maior estruturação dos solos, e uma vez que não foi ainda possível preservar essas condições pelos processos de amostragem corrente, têm sido inúmeras as tentativas de indução deste fenómeno em laboratório, com o intuito de investigar a razão e as implicações do seu aparecimento e quais os métodos experimentais e os parâmetros capazes de o detetar.

A amostragem perfeita, já por si difícil de alcançar em solos coesivos, tem-se mostrado um dos maiores desafios da prática geotécnica neste tipo de solos.

1.2. OBJETIVOS

No âmbito desta dissertação será objetivo primordial o estudo de um solo arenoso da região de Aveiro, cuja caracterização *in situ* foi anteriormente realizada, tendo-se identificado nesses resultados algum envelhecimento natural, evidenciado por uma maior rigidez e resistência. Nesse sentido, será avaliada a capacidade de indução de envelhecimento natural em provetes reconstituídos em laboratório desse solo, bem como a sua deteção através das velocidades de ondas sísmicas.

Para isso, realizou-se uma série de ensaios no Laboratório de Geotecnia da FEUP recorrendo a um vasto conjunto de equipamentos de ensaio, nomeadamente sistemas triaxiais convencionais, do tipo *stress-path* e triaxiais cíclicos, todos equipados com *bender elements* (para medição da velocidade das ondas sísmicas), bem como triaxiais de altas pressões, em provetes reconstituídos da areia de Aveiro para diferentes estados de tensão, visando a caracterização mecânica do solo.

Como forma de restabelecer o envelhecimento natural, foram seguidos dois procedimentos propostos na literatura, designadamente: a) indução de ciclos de consolidação, de frequência variável, nas câmaras

triaxiais apropriadas para executar esse tipo de carregamento; b) pré-consolidação através de carga-descarga a altas pressões.

Além dos ensaios triaxiais, realizaram-se ensaios de identificação e caracterização física do solo compreendendo a análise granulométrica, a determinação da densidade das partículas sólidas, e a determinação do índice de vazios máximo e mínimo.

Em cooperação com a empresa Mota-Engil, realizou-se sobre o campo experimental uma campanha de sondagens visando a recolha de amostras de solo arenoso com diferentes tipos de amostradores. Sobre as amostras colhidas, mediram-se em laboratório as velocidades de ondas sísmicas (sobretudo ondas de corte) com vista à avaliação da qualidade da amostragem através da comparação com as velocidades medidas *in situ* em estudos anteriores. Nesta campanha tentou-se também a realização de um SDMT mas sem sucesso, tendo o equipamento de reação apresentado grandes dificuldades na cravação do solo a partir dos 3,5 m de profundidade, devido ao elevado nível freático e à compacidade do solo.

1.3. ORGANIZAÇÃO

Esta dissertação encontra-se dividida em seis capítulos. Neste primeiro capítulo apresenta-se a motivação geotécnica que deu origem ao tema em questão, bem como os objetivos previstos e as metas alcançadas e a estrutura de organização dos mesmos.

No capítulo 2 é feito um breve enquadramento histórico relativo às questões de amostragem. Neste capítulo são realçadas as perturbações induzidas durante a amostragem, sendo identificadas as técnicas de amostragem correntes e os métodos atualmente disponíveis de avaliação da qualidade de amostragem. Neste capítulo é também abordada a problemática da amostragem em solos granulares, com particular ênfase no fenómeno do envelhecimento e apresentadas duas técnicas de amostragem recentes visando a sua implementação em solos arenosos.

No capítulo 3 é apresentado o campo experimental e os trabalhos realizados sobre o mesmo, especificando o procedimento adotado na recolha de amostras numa campanha de sondagens atual realizada em cooperação com a empresa Mota-Engil. No mesmo capítulo são identificados os tipos de equipamentos utilizados e os procedimentos seguidos no Laboratório de Geotecnia da FEUP na realização dos ensaios de caracterização física e mecânica.

No capítulo 4 são apresentados os resultados experimentais, nomeadamente a caracterização *in situ* efetuada anteriormente, a partir da qual foi possível identificar a zona arenosa com algum envelhecimento natural, e a caracterização laboratorial, que constitui o cerne deste trabalho. A apresentação dos resultados de laboratório foi feita de modo sistemático de acordo com as diversas fases de ensaio, de modo a permitir comparações diretas entre os diferentes ensaios realizados.

No capítulo 5 é feita uma discussão mais global e conjunta de todas as questões abordadas, integrando os resultados em termos de tensão-deformação com a rigidez, com grande destaque para a importância do nível de deformação nesta análise. Este capítulo é finalizado com a comparação dos parâmetros deduzidos neste trabalho, com referências de outros materiais arenosos semelhantes, outrora caracterizados e disponíveis na literatura.

Por fim, no capítulo 6 são sintetizadas as principais conclusões obtidas ao longo da realização deste trabalho, bem como apresentadas algumas sugestões para eventuais trabalhos futuros de investigação.

2

AMOSTRAGEM EM GEOTECNIA. O CASO DOS SOLOS GRANULARES

2.1. A IMPORTÂNCIA DA AMOSTRAGEM

2.1.1. INTRODUÇÃO

A amostragem geotécnica desempenha um papel determinante na correta caracterização dos maciços. A caracterização, para além de poder ser feita *in situ* a partir de ensaios de campo, é também complementada com base em resultados provenientes de ensaios laboratoriais, como é o caso de ensaios triaxiais e edométricos. Para que os ensaios laboratoriais possam fornecer resultados que conduzam a previsões aproximadas do comportamento mecânico dos solos, devem ser realizados sobre amostras indeformadas de alta qualidade.

A amostragem corrente induz inevitavelmente um maior ou menor grau de perturbação nas amostras recolhidas, fazendo com os resultados obtidos em laboratório sejam pouco representativos da realidade, subestimando os parâmetros mecânicos do solo e obrigando a que em futuras construções sobre o mesmo sejam introduzidos fatores de segurança superiores, acarretando custos mais elevados.

A amostragem perfeita tem sido assim um dos objetivos fundamentais e, simultaneamente, um dos maiores desafios da engenharia geotécnica.

2.1.2. AMOSTRAS INDEFORMADAS

Designa-se idealmente por amostra indeformada aquela que em relação ao maciço de onde foi retirada só sofreu alteração relativamente ao estado de tensão a que estava submetido. No entanto, por mais cuidado que se tenha, haverá sempre alguma perturbação associada às diversas etapas de amostragem desde da furação até à preparação da amostra para ensaio. Para efeitos práticos, considera-se uma amostra indeformada aquela que, não tendo sofrido variações de volume e de teor de água, preserva a integridade estrutural do solo. Estas amostras são assim indispensáveis para a determinação das características de resistência e da deformabilidade dos solos em laboratório (Matos Fernandes, 2006).

A recolha de amostras para análise laboratorial pode ser efetuada quer por acesso direto quer por meio de furos de sondagem, sendo que quando se tem acesso direto ao solo a amostrar (por meio de poços, valas ou galerias), se consegue na maioria dos casos, amostras com melhor qualidade. O inconveniente do processo de amostragem através de acesso direto é que está limitado a profundidades muito pequenas, o que obriga a que na maioria das situações a amostragem seja realizada por via indireta ao abrigo de um furo de sondagem com intervenção de amostradores – tubos metálicos cilíndricos cravados no solo a amostrar.

No que se refere às características que se mantêm inalteradas durante a amostragem e manuseamento das mesmas, definem-se cinco classes de amostras (Viana da Fonseca e Ferreira, 2004). As classes estão definidas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 – Classes de qualidade de amostras para ensaios laboratoriais (Viana da Fonseca e Ferreira, 2001)

Propriedades/Classes	1	2	3	4	5
Características inalteradas:					
Dimensões das partículas	X	X	X	X	
Teor em água	X	X	X		
Peso volúmico; permeabilidade	X	X			
Compressibilidade; resistência	X				
Propriedades determináveis:					
Sequência estratigráfica	X	X	X	X	X
Fronteiras de estrato	X	X	X	X	
Fronteiras de estrato com pormenor	X	X			
Limites, densidade, matéria orgânica	X	X	X	X	
Teor em água	X	X	X		
Peso volúmico, porosidade, permeabilidade	X	X			
Compressibilidade, resistência	X	X	X		

Constata-se que quanto menor a numeração da classe, maior a qualidade da amostra obtida. A amostra de classe 1 será aquela que ao ser ensaiada produzirá resultados mais representativos do estado *in situ* e mais satisfatórios ao nível dos parâmetros mecânicos deduzidos dos ensaios. Como se compreenderá, a obtenção de amostras desta qualidade nem sempre é possível. A prática geotécnica tem que assegurar um equilíbrio (instável) entre o custo da técnica da amostragem e a precisão dos parâmetros constitutivos deduzidos dos ensaios laboratoriais.

2.2. EFEITOS DA AMOSTRAGEM E TIPOS DE AMOSTRADORES

2.2.1. ETAPAS DE AMOSTRAGEM

O método mais comum de recolha de amostras consiste na execução de um furo e posterior introdução de um tubo amostrador no solo, abrangendo as etapas ilustradas na Figura 2.1. As diversas etapas de amostragem, mesmo admitindo que preservam a constituição física dos solos, induzem perturbações significativas que afetam o seu estado de tensão e originam deformações significativas (volumétricas e distorcionais), comprometendo a estrutura, fábrica e comportamento mecânico do solo (Hight, 2000). Na Tabela 2.2 estão resumidas as principais causas de perturbação do solo antes, durante e após a amostragem.

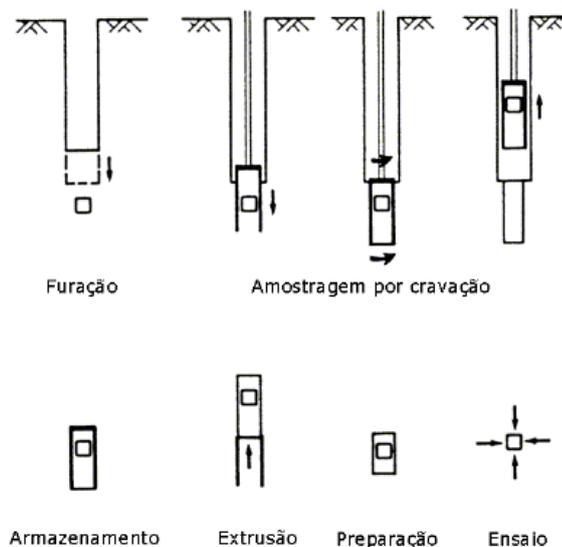


Figura 2.1 – Etapas que constituem uma amostragem clássica de solos (adaptado de Hight, 2000)

Tabela 2.2 – Causas de perturbação do solo antes, durante e após a amostragem

Antes da amostragem	Durante a amostragem	Após a amostragem
<ul style="list-style-type: none"> • Empolamento da base • “Piping”- Instabilidade hidráulica • Furação • Dilatação • Alívio de tensão • Deslocamento 	<ul style="list-style-type: none"> • Falha na recolha • Segregação • Remodelagem • Alívio de tensão • Deslocamento • Pedras no fundo 	<ul style="list-style-type: none"> • Alterações químicas e alterações no teor em água • Migração da mistura • Alívio de tensão • Congelamento ou sobreaquecimento • Vibração • Perturbações induzidas na extrusão, transporte, armazenamento e preparação da amostra

2.2.2. PERTURBAÇÕES INDUZIDAS PELO AMOSTRADOR

2.2.2.1. Efeitos do tipo de amostrador

Durante o processo de amostragem são induzidas várias perturbações nas amostras. O tipo de amostrador utilizado no processo influencia significativamente o grau de perturbação induzido e este assunto tem vindo a ser abordado por diversos autores.

Hight (2000) apresenta uma sistematização de resultados de ensaios de compressão não confinados executados sobre amostras de argila mole marinha recolhidas à mesma profundidade (10 m) mas com recurso a diferentes tipos amostradores – ver Figura 2.2. Dos resultados é possível constatar que há uma diferença significativa em termos de resistência decorrente do grau de perturbação induzido pelo amostrador na amostra.

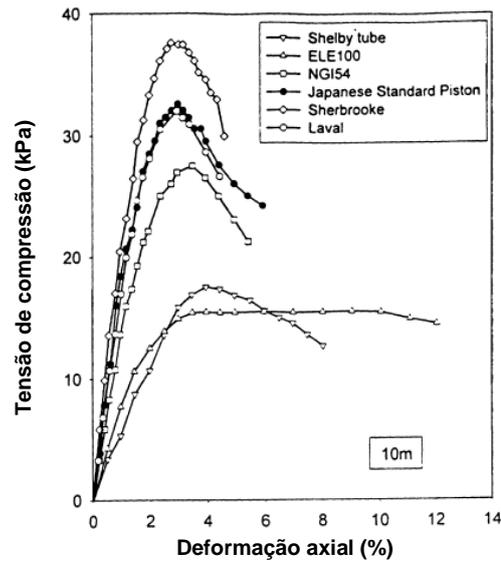


Figura 2.2 – Resultados de ensaios de compressão não confinada de amostras de solo argiloso retiradas com diferentes tipos de amostradores (Tanaka *et al.*, 1996 e adaptado de Hight, 2000)

2.2.2.2. Método da trajetória das deformações

Diversos investigadores têm vindo a estudar o método da amostragem e observando os seus efeitos. O método da trajetória das deformações – *Strain-Path method*, introduzido por Baligh (1985) e Baligh *et al.* (1987), e mais tarde reutilizado por Clayton *et al.* (1998), constitui um avanço significativo na compreensão dos danos causados pela amostragem por cravação estática de tubos cilíndricos (Baligh, 1985, Baligh *et al.*, 1987, Clayton *et al.*, 1998).

Numa primeira fase, Baligh (1985) esboçou a forma de um tubo amostrador simples e apresentou um modelo da deformação padrão induzida durante a penetração desse mesmo amostrador num solo argiloso saturado – ver Figura 2.3.

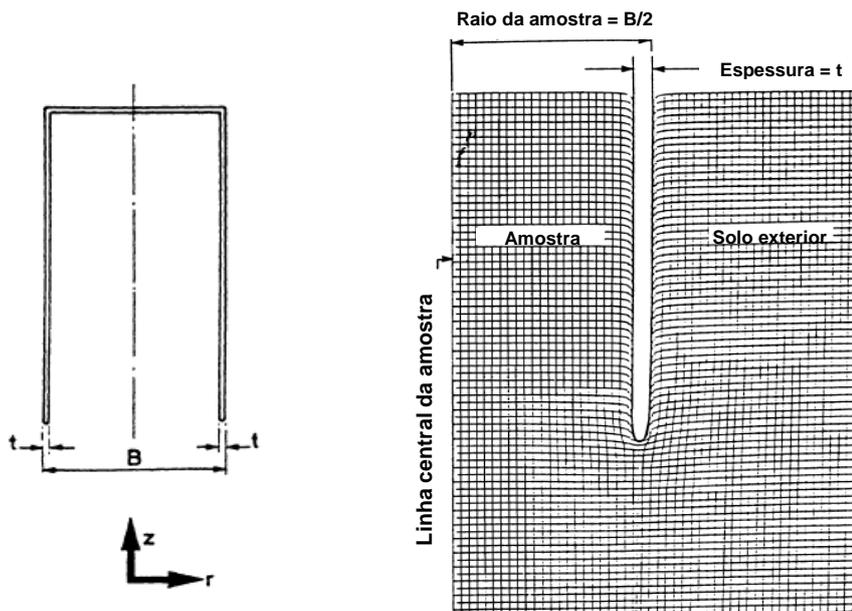


Figura 2.3 – Modelação da penetração estática do amostrador simples (adaptado de Baligh *et al.*, 1985)

Baligh *et al.* (1987) demonstraram que uma amostra de solo experimenta uma série de deformações ao longo de uma linha vertical central do amostrador, desde que é introduzido até atingir o topo – ver Figura 2.4:

- A amostra de solo recolhida pelo tubo experimenta uma sequência de deformações de compressão triaxial, seguida de deformações de extensão triaxial, por sua vez seguida de descargas em extensão;
- No tubo amostrador, à medida que a razão diâmetro/espessura (B/t) aumenta, a magnitude de deformação máxima de compressão diminui;
- Na periferia, existe uma zona de intenso corte, cuja espessura é controlada mais pela espessura do tubo, t , do que pelo diâmetro, B ;

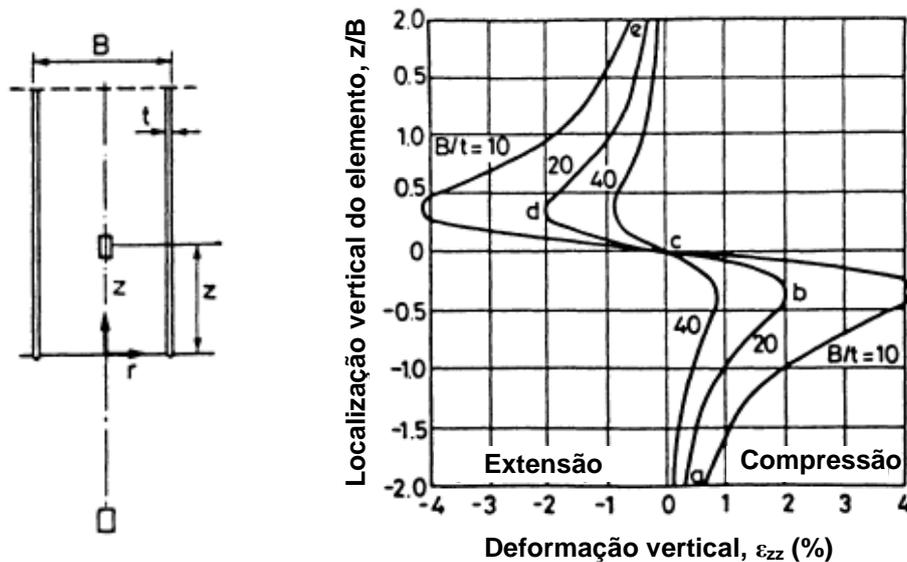


Figura 2.4 – Trajetória de deformações de um elemento do solo na linha central do amostrador (adaptado de Baligh *et al.*, 1987)

O método que simula numericamente a amostragem por cravação considerando um amostrador simples, foi assim reutilizado em trabalhos posteriores (Clayton *et al.*, 1998) com o intuito de estudar a influência da geometria do amostrador. Clayton (1998) utilizando uma diferente abordagem, comparou as trajetórias de deformação na linha central de três amostradores - amostrador de pistão convencional inglês, amostrador modificado em aço inox e o amostrador *Laval*. As trajetórias de deformação estimadas para cada tipo de amostrador estão representadas na Figura 2.5 e mostram que sem folga interior, não há deformações de extensão quando a amostra entra ou se move dentro do tubo e que a extensão máxima na linha central é fortemente influenciada pelo bisel cortante.

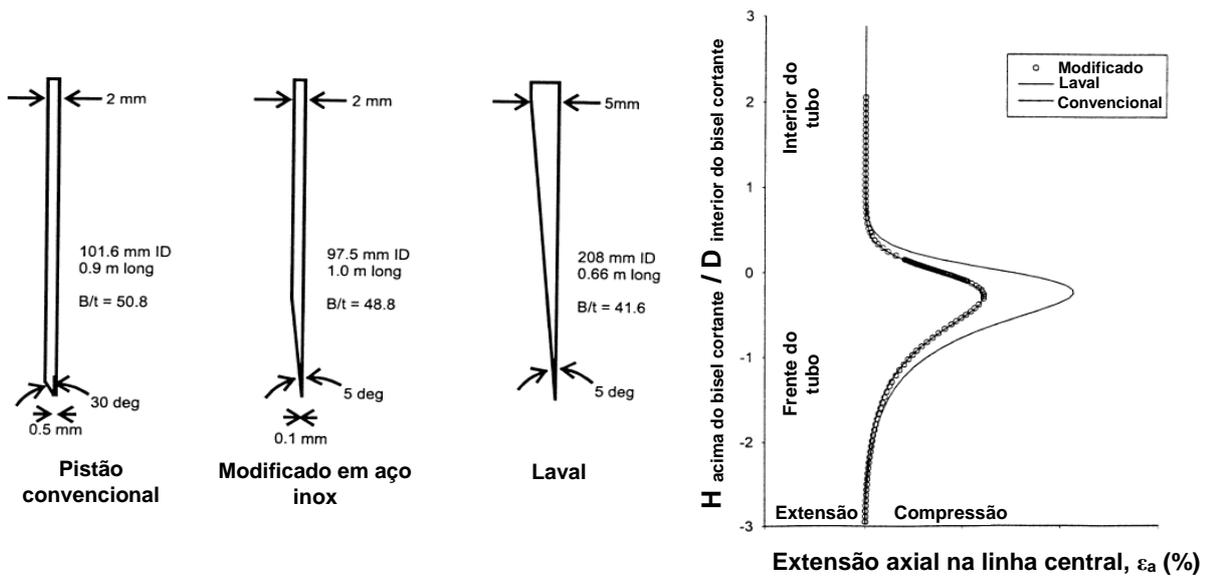


Figura 2.5 – Trajetórias de deformação previstas na linha central de três amostradores distintos (adaptado de Clayton *et al.*, 1998; Hight, 2000)

Clayton *et al.* (1998) estenderam assim o trabalho de Baligh *et al.* (1987) para examinar diferentes detalhes da geometria do tubo amostrador, nomeadamente:

- Ângulo de bisel cortante (α , em relação à face externa e β , em relação à face interna do amostrador);
- Razão de folga interna R_I e externa R_E , que controla o atrito interno e externo, respectivamente;
- Razão de áreas R_A , que relaciona o volume de solo deslocado com o volume da amostra;

Estes investigadores concluíram que quanto maior os ângulos de bisel e as razões R_I e R_A , mais acentuadas serão as deformações de pico em compressão e extensão do solo, no interior do próprio amostrador. Na Figura 2.6 está representada a geometria de um amostrador típico, bem como as expressões de cálculo das razões de folga interna, de folga externa e de área.

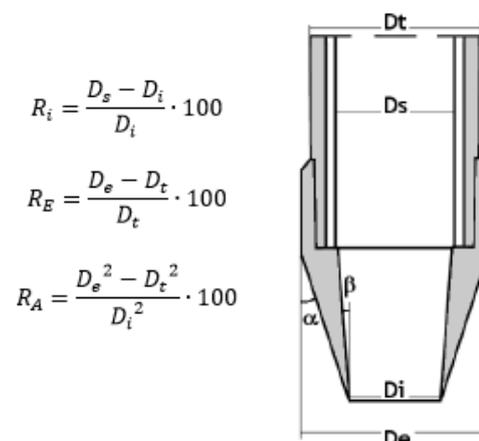


Figura 2.6 – Geometria de um amostrador típico (Viana da Fonseca e Ferreira, 2004)

2.2.3. EFEITO DO TIPO DE TERRENO NA SELEÇÃO DOS MÉTODOS DE AMOSTRAGEM

Com vista à obtenção de amostras indeformadas, o manual “Soil Sampling” (ASCE, 2000) expõe um guia preliminar de seleção de técnicas de amostragem em função do tipo de solo a amostrar – ver Tabela 2.3. Naturalmente, fatores como as condições do solo, equipamento disponível, custos e experiência do operador podem ditar a seleção de outra técnica mais apropriada.

Tabela 2.3 – Guia de seleção de técnicas de amostragem para a obtenção de amostras indeformadas (adaptado de ASCE, 2000)

Tipo de solo	Métodos sugeridos
Solos coesivos muito moles; Solos orgânicos; Argilas	Amostrador de pistão fixo
Solos coesivos moles a medianamente moles	Amostrador de pistão fixo
Areias finas a medianamente finas abaixo do N.F.	Amostrador de pistão fixo encamisado; Talhamento manual com recurso a um tubo com técnica avançada de talhamento
Areias finas a medianamente finas acima do N.F.	Congelamento e furação; Amostrador de pistão fixo num furo de sondagem estabilizado com lama
Camadas alternadas de solo e rocha; Solos coesivos densos; Rochas	Amostrador cravado à rotação

A norma inglesa “CODE OF PRACTICE FOR SITE INVESTIGATION (BS-5930)”, com vista à obtenção de amostras com menor ou maior grau de perturbação, distingue as técnicas de amostragem mais apropriadas em função do solo, especificando a qualidade de amostra que se consegue alcançar consoante a técnica utilizada.

No caso das areias, a norma sugere três técnicas de amostragem:

- Furação à percussão com limpadeiras;
- Cravação de amostradores bipartidos;
- Cravação de amostradores de pistão fixo;

As sondagens de furação à percussão baseiam-se na técnica de desagregação por fadiga sendo o esforço desagregador conseguido por impactos sucessivos de um trépano, e a evacuação do material desagregado realizado por uma limpadeira (Matos Fernandes, 2006). Este tipo de furação só é possível de concretizar com água e a sua operação é geralmente apoiada por um sistema de cabo e roldana. A necessidade de adição de água para que a limpadeira possa atuar conduz a amostras com teores em água não representativos. Neste tipo de furação a areia abaixo do nível freático tende a afluir ao fundo do furo tornando solta a areia abaixo deste. A utilização de limpadeiras mais pequenas e o sustento do furo com água até à superfície do terreno atenua essa tendência mas nunca elimina a rotura hidráulica no furo de sondagem. As amostras remexidas colhidas por limpadeiras vêm assim desprovidas de finos por ação de água sendo portanto consideradas amostras de classe 5.

Para a obtenção de amostras de classe superior à 4 é necessário o recurso a amostradores bipartidos com retentores acima dos anéis cortantes. Em alguns casos a utilização de um amostrador de pistão pode ser

eficiente permitindo ocasionalmente a recolha de amostras de classe 2 ou nos casos extremos – os de areias soltas ou muito densas – amostras de classe 3, mas com teores de água possivelmente não representativos (Viana da Fonseca e Ferreira, 2004).

2.2.4. TIPOS DE AMOSTRADORES MAIS CORRENTES EM PORTUGAL

No mercado há uma grande diversidade de tipos de amostradores e a sua escolha deve ter em consideração o tipo de solo a amostrar. Da experiência em ambiente empresarial, foi possível definir na Tabela 2.4 os tipos de amostradores mais correntes em Portugal

Tabela 2.4 – Tipos de amostradores mais correntes em Portugal

Amostrador	Bisel	Liner	Cravação	Tipo de solo
GMPV	30°	PVC cinzento	Dinâmica	Solos arenosos e argilosos;
ST85	5-6°	PVC transparente	Dinâmica	Solos argilosos, siltosos, areno-siltosos; Areias médias a grosseiras;
NT81	5-6°	PVC transparente	Dinâmica	Solos argilosos, siltosos, areno-siltosos; Areias médias a grosseiras;
MAZIER	*	PVC azul	Rotação	Todo o tipo de solos (exceto lodos) e rochas brandas;
OSTERBERG	30°	(-)	Estática ⁽¹⁾	Lodos muito moles e fluídos;
SHELBY	30°	(-)	Estática ⁽²⁾	Solos argilosos, siltosos e areno-argilosos; Solos moles a muito moles;

(1) Por pressão de água ou ar comprimido;

(2) por pressão hidráulica ou mecânica;

* com cortante biselado, avançado em relação à cabeça de rotação

Os amostradores GMPV, Osterberg e Shelby serão detalhados mais adiante no Capítulo 3, dada a implementação dos mesmos no campo experimental em estudo.

Dos amostradores referidos, todos têm naturalmente as suas desvantagens e vantagens no que diz respeito à indução de maior ou menor grau de perturbação na amostra. Compreende-se que os amostradores de parede fina, como é o caso do Shelby, serão favoráveis à redução de perturbação das amostras dada a sua baixa razão de área, mas que em solos rijos a sua operação será impraticável dada a elevada resistência do solo à cravação.

A amostragem com ferramentas convencionais em solos pouco coesivos e de baixa resistência abaixo do nível freático tem sido muito complexa, pois apresentam grandes dificuldades à furação. Os solos granulares, quando localizados abaixo do nível freático, são facilmente desagregados ou erodidos durante a amostragem, condicionando naturalmente a utilização de alguns processos de furação como a percussão, exigindo assim uma seleção cuidadosa e extensa das ferramentas a utilizar, bem como os fluidos de circulação e estabilização, do entubamento e dos procedimentos a seguir.

Neste tipo de solos, os amostradores correntes não têm mostrado bom desempenho, daí a necessidade de os modificar e/ou renovar com vista a ultrapassar estes obstáculos.

A escolha da técnica de amostragem, além do tipo de solo, depende também de fatores como:

- As condições de acesso;
- Os meios operacionais e equipamentos;
- Os fatores económicos e os fatores de prazo;

Compreende-se que a conjugação de todos estes fatores com vista à qualidade de amostragem é bastante difícil de otimizar, e como tal, a prática geotécnica tem que assegurar um equilíbrio entre o custo e a qualidade pretendida, qualidade essa que ditará a caracterização geotécnica em laboratório.

2.3. A PROBLEMÁTICA DA AMOSTRAGEM EM SOLOS GRANULARES

2.3.1. EVOLUÇÃO DAS TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM

A amostragem de qualidade em solos granulares tem sido bastante complexa e elusiva. A perturbação induzida nos amostradores correntes e o manuseamento após a extração tem conduzido a alterações significativas na fábrica, índice de vazios, história de tensão e no grau de saturação das amostras.

Hvorslev (1949) sugeriu várias técnicas de amostragem abordando o uso de amostradores de pistão fixo de paredes finas, amostradores de tubo aberto acionados por ar comprimido e congelamento em campo . As técnicas de amostragem têm vindo a ser estudadas e aperfeiçoadas por diferentes investigadores.

Marcuson III e Franklin (1979) apresentaram um estudo evidenciando as mudanças de densidade antes e após a amostragem. Ao introduzir um tubo amostrador sobre um solo granular em diferentes estados de densidade (solta, medianamente densa e densa) mostraram que a extensão volumétrica induzida pelo corte durante a amostragem é dependente da densidade inicial. Por outras palavras, concluíram que uma areia no estado solto tende a contrair e aumentar de densidade, enquanto uma areia no estado denso tende a dilatar e reduzir de densidade .

Singh, Semente e Chan (1982) mostraram que as características de um solo granular (incluindo as tensões *in situ*) podem ser conservadas ao congelar o solo a amostrar. Os investigadores revelaram que o método de congelamento constitui um bom método de obtenção de amostras de qualidade em areias para ensaios laboratoriais .

2.3.2. MÉTODO DE CONGELAMENTO

As amostras verdadeiramente indeformadas de areias apenas podem ser obtidas se a estrutura do solo arenoso é de alguma forma estabilizada anteriormente à realização da amostragem. O método mais comum de preservar essa estrutura e que tem assegurado excelentes resultados foi desenvolvido por investigadores japoneses e consiste no congelamento do solo antes de talhar o diâmetro das amostras por furação à rotação (Yoshimi *et al.*, 1994).

A sequência de operações que utilizam um único tubo de congelação está ilustrada na Figura 2.7 e é descrita por Yoshimi *et al.* (1994) que compreende as seguintes fases:

1. Execução de um furo com 830 mm de diâmetro até a uma profundidade muito próxima da camada de solo a amostrar. O furo é revestido e um anel de betão cónico é colocado na sua base.
2. Um furo de menor diâmetro, de tamanho suficiente para acomodar o tubo de congelação, é executado até uma profundidade superior à da amostragem prevista.
3. O tubo de congelação é inserido no furo de menor diâmetro.
4. Um tubo de aço de fundo aberto com 34 mm é inserido no interior do tubo de congelação com uma folga de 100 mm na base.
5. Azoto líquido (-196°C) ou cloreto de cálcio é refrigerado e introduzido no interior do tubo. Segundo Yoshimi *et al.* (1994) são necessárias cerca de 30 horas ou 12 dias para congelar uma coluna de solo de 800 mm de diâmetro consoante se utilize azoto líquido ou cloreto de cálcio, respetivamente.
6. a) O tubo interior e a parte superior do tubo de congelação são removidos e a coluna de solo congelada é extraída por meio de um amostrador (610 mm) com avanço à rotação utilizando água fria com anticongelante como fluido de circulação.
6. b) Como alternativa, uma amostra de solo congelado pode ser extraída lateralmente ao tubo de refrigeração com um amostrador com avanço à rotação com 150 mm de diâmetro.

A amostra recuperada é isolada, e, em seguida, armazenada num congelador. Para o processo ser bem-sucedido, as seguintes condições devem ser atendidas:

- O solo deve estar saturado ou próximo da saturação completa ($S_r > 80\%$);
- O teor de finos do solo deve ser baixo;
- O solo deve estar confinado durante a congelação e a água dos poros deve ter possibilidade de drenagem;
- A amostra deve ser extraída a uma certa distância a partir do tubo de congelação.

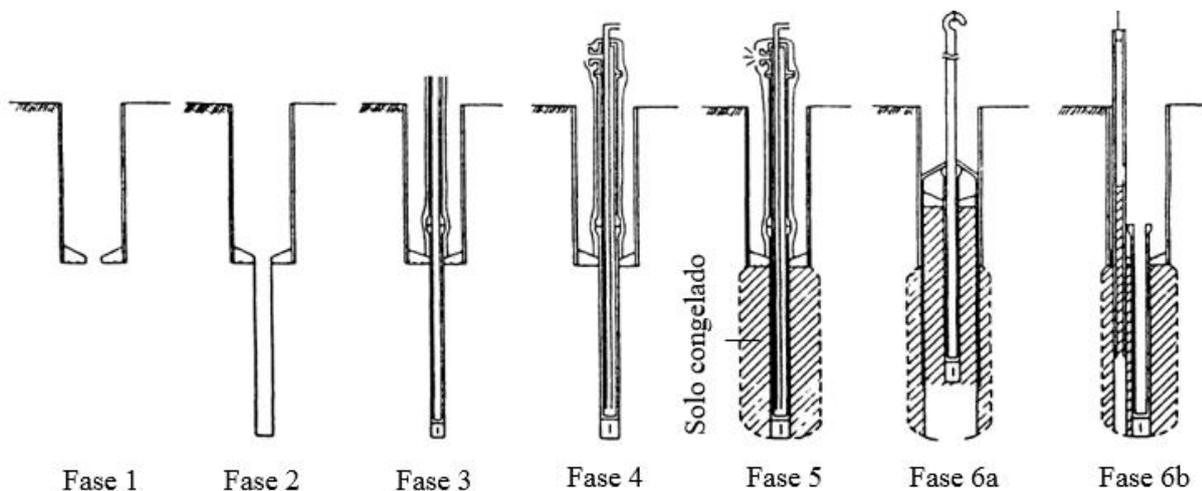


Figura 2.7 – Esquema de amostragem indeformada de areias por congelação (adaptado de Yoshimi *et al.*, 1994)

Embora uma técnica excelente para a obtenção de amostras indeformadas, o processo de congelação é de execução complexa e envolve custos muito elevados, só se justificando em estudos excepcionais de elevada importância. Este método é contudo limitado a pequenas profundidades, além de que proporciona ao solo alterações volumétricas ao congelar a água circundante entre as partículas.

Este método foi recentemente aplicado num depósito arenoso pleistoceno na Carolina do Sul com o objetivo de preservar a estrutura natural do solo, de modo a estudar os efeitos de diagénese. A Figura 2.8 ilustra o tubo de congelação concebido particularmente para a utilização no solo em causa.

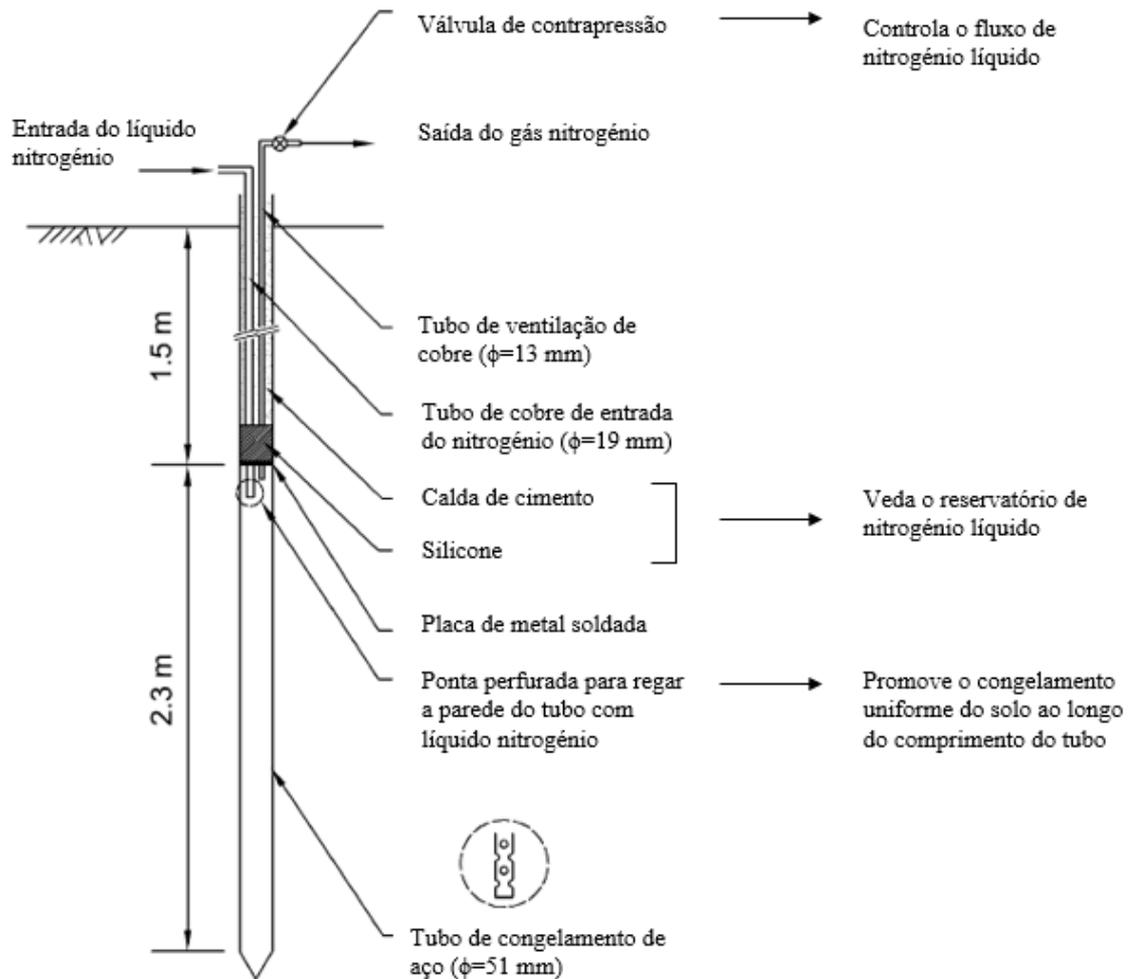


Figura 2.8 – Tubo de congelação adotado num estudo recente (adaptado de Esposito *et al.*, 2014)

Este tubo, especificamente concebido para isolar um reservatório de azoto líquido entre as profundidades de 1,5 e 3,8 m abaixo da superfície de solo, foi projetado para promover um congelamento mais uniforme que não se conseguiu alcançar em investigações anteriores (Biggar e Segó, 1996; Hofmann, 1997). No entanto, o tubo congelador, em vez de proporcionar um congelamento uniforme conduziu a um congelamento mais acentuado na zona envolvente do topo do reservatório afilando em direção ao fundo da zona de congelamento.

Deste estudo, salienta-se que embora a congelação seja o método mais favorável à obtenção de amostras indeformadas, carece ainda de alguns ajustes visando o aperfeiçoamento da técnica.

2.4. NOVAS TÉCNICAS DE AMOSTRAGEM

2.4.1. AMOSTRADOR *GEL PUSH*

O desenvolvimento do amostrador *gel push* surgiu numa investigação orientada para o estudo de potencial de liquefação de solos areno-siltosos com alto teor em finos. A dificuldade em obter amostras indeformadas neste tipo de solos e a excessiva fricção gerada durante a penetração dos amostradores convencionais conduziram assim ao desenvolvimento desta nova técnica de amostragem para obtenção de amostras indeformadas.

A técnica deste amostrador foi desenvolvida primeiramente para recuperar cascalho como alternativa de substituição do método de congelamento do solo. Foi apresentado recentemente por Lee e Ishihara (2006) numa tentativa de obtenção de amostras indeformadas de areia siltosa com alto teor em finos e recentemente modificado com o objetivo de aperfeiçoar o seu desempenho.

De um modo genérico, a geometria do *gel push* é equiparada a de um amostrador Osterberg, sendo que em vez de um sistema de tubos duplo apresenta um triplo que possibilita a penetração de um gel polimérico lubrificante nas paredes do amostrador reduzindo a fricção das paredes, e uma base cortante que auxilia na penetração e na retenção da amostra no interior do tubo.

As partes constituintes do amostrador estão representadas na Figura 2.9. É constituído por três tubos, um tubo exterior, um tubo intermédio e um tubo de recolha. O tubo exterior protege o furo e mantém o alinhamento do êmbolo estacionário e do pistão fixo durante a penetração, o tubo intermediário opera como guia durante a penetração e o tubo de recolha é fixo dentro do tubo guia para recuperar a amostra. Além do sistema de tubos triplo apresenta um cortador flexível fixo ao tubo guia que possibilita uma penetração suave do amostrador e que encerra a amostra no interior do amostrador, no momento da ascensão do tubo passando a operar como um *core catcher*.



Figura 2.9 – Partes constituintes do tubo amostrador *gel Push* (Lee *et al.*, 2012)

A Figura 2.10 mostra os desenhos esquemáticos do amostrador nas diferentes fases do processo de amostragem. No momento de penetração do amostrador no solo por pressão hidráulica, um polímero lubrificante é expelido para fora da câmara e introduzido na folga existente entre o tubo de recolha e o tubo guia. O uso deste gel reduz efetivamente a fricção ao longo da parede do tubo, no entanto pode por vezes contaminar uma pequena porção superficial da amostra.

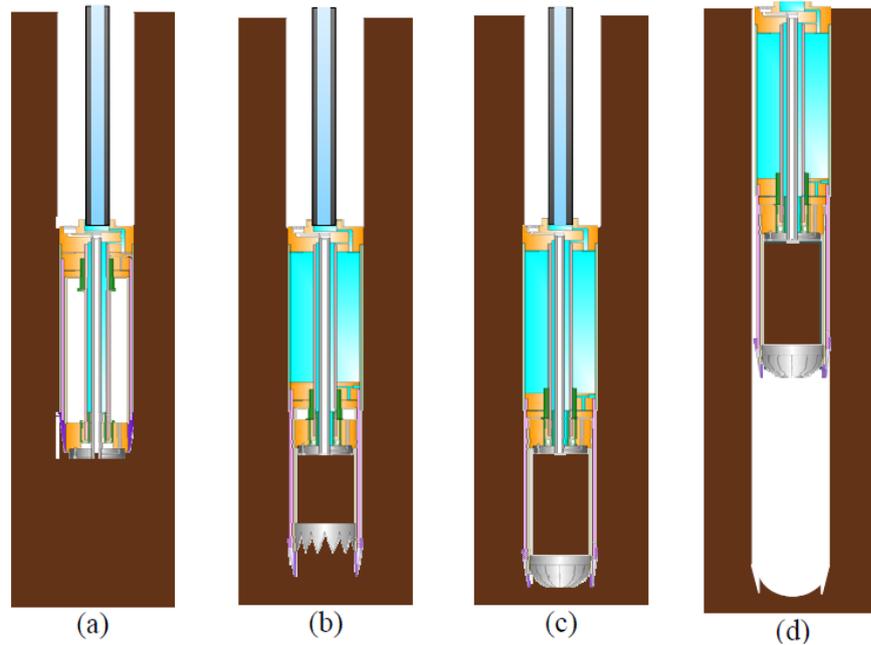


Figura 2.10 – Desenho esquemático do amostrador nas diferentes fases de amostragem (Lee *et al.*, 2012)

Taylor *et al.* (2012) apresentaram uma sistematização de resultados de ensaios sísmicos executados em campo e em laboratório sobre uma areia siltosa. Uma comparação entre as velocidades das ondas de corte obtidas diretamente no campo (através de ensaios do tipo Down-hole) e as velocidades determinadas em laboratório utilizando *bender elements* em amostras indeformadas, recolhidas por este processo de amostragem, está representada na Figura 2.11.

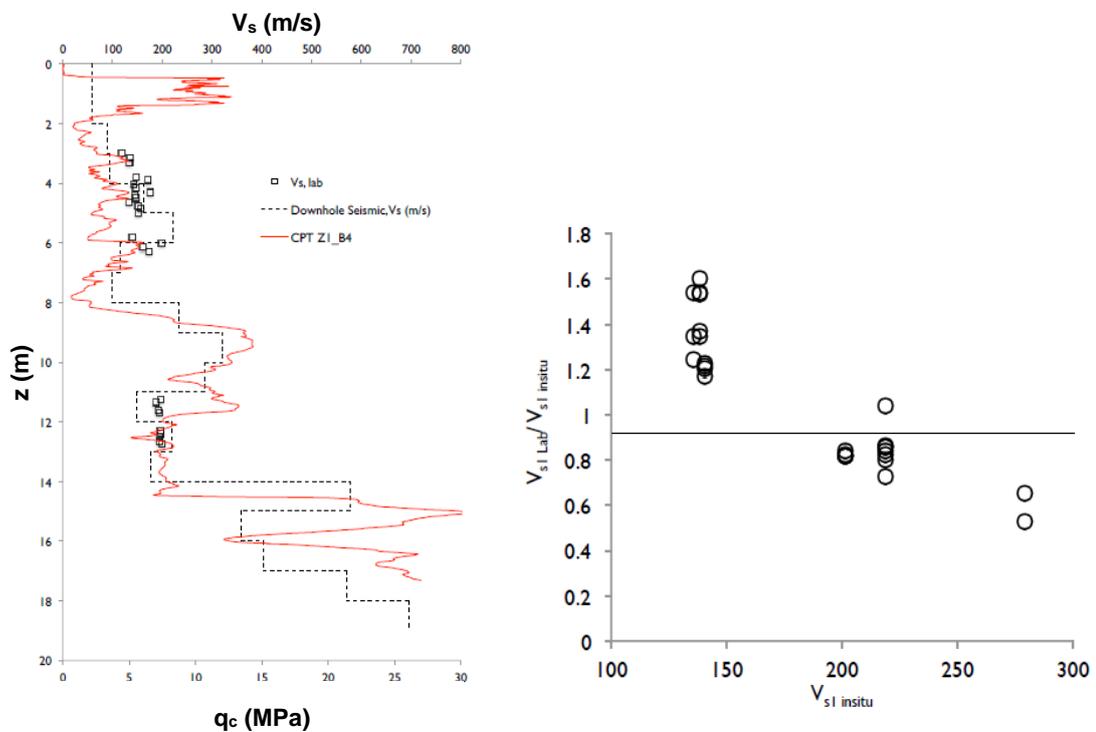


Figura 2.11 – Comparação das velocidades em campo e em laboratório nas amostras colhidas com o amostrador *gel push* (Taylor *et al.*, 2012)

As velocidades determinadas mostram uma boa concordância entre si realçando a boa qualidade de amostragem. No entanto, quando normalizadas, parece ainda existir perturbações indesejadas sobre a amostra induzida pelo processo de amostragem ($V_{s1 \text{ lab}}/V_{s1 \text{ in situ}} \neq 1$), o que sugere que a perturbação é, até certo grau, devida essencialmente às altas deformações de compressão induzidas pela geometria da base cortante do amostrador.

2.4.2. AMOSTRADOR PPI “PISTON-PNEUMATIC-INJECTION”

O amostrador PPI ou de injeção pneumática do pistão, ainda em desenvolvimento, foi concebido para maximizar a retenção de amostras e reduzir a perturbação induzida durante a amostragem. Este amostrador recentemente utilizado na amostragem em solos argilosos moles, no norte da Nova Gales do Sul (Austrália), demonstrou bom desempenho na obtenção de amostras de boa qualidade (Pineda *et al.*, 2014).

O amostrador é constituído por um tubo de recolha de aço inoxidável com 880 mm de comprimento, 1,6 mm de espessura de parede e 63 mm de diâmetro externo. O ângulo de bisel é de 5° e a razão de área é de 11% sem folga no interior. O princípio de funcionamento é apresentado esquematicamente na Figura 2.12. O avanço em profundidade de amostragem é feita por cravação direta com recurso a um equipamento CPT. Durante o avanço, o tubo encontra-se obturado na base por êmbolo cónico fixo no seu interior e no momento de cravação é mantido estacionário enquanto o tubo avança 880 mm no solo para recolher a amostra. O tubo é avançado sobre o pistão usando um cilindro projetado atrás do tubo, acionado por uma pressão da água de aproximadamente 100 bar. O seu funcionamento é assim similar ao de um amostrador de pistão fixo convencional até ao momento precedente à retirada do solo.

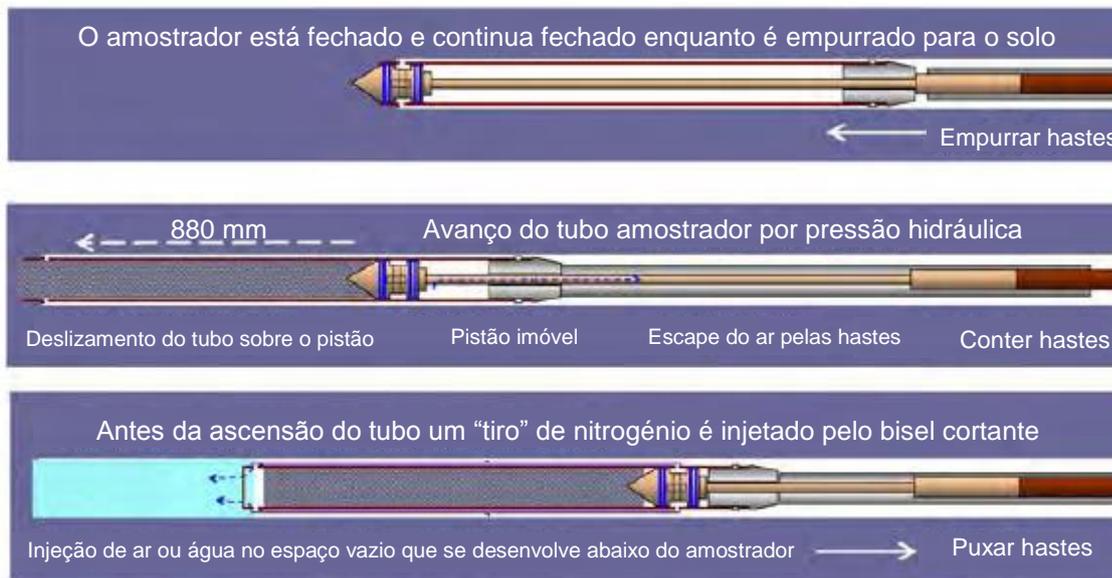


Figura 2.12 – Desenho esquemático do amostrador PPI nas diferentes fases de amostragem (adaptado de Pineda *et al.*, 2014)

A amostra é cortada do solo através da injeção horizontal de nitrogénio a alta pressão (70 bar) na base do tubo. A pressão é aplicada por intermédio de dois tubos de aço inoxidável (6mm de diâmetro) externamente soldados ao tubo. Durante a subida do amostrador, uma pressão de ar ou de água reduzida é

injetada no espaço vazio que se desenvolve abaixo do amostrador para superar a sucção que se desenvolveria no momento em que o amostrador inicia a subida. Este procedimento reduz a tração na amostra e impede a queda da mesma do tubo.

A variação do índice de vazios durante a reconsolidação e a comparação das velocidades de ondas sísmicas no campo e em laboratório foram os métodos implementados para avaliar a qualidade das amostras colhidas com este amostrador sobre um solo argiloso mole no norte da Nova Gales do Sul.

As amostras utilizadas nos ensaios laboratoriais, quando avaliadas pelo primeiro método mostram uma qualidade boa a excelente em quase todos os casos. No entanto, a comparação entre as velocidades de laboratório e de campo, indicaram uma pequena alteração na estrutura do solo induzida pela amostragem.

Curiosamente, a alteração foi visível não só a nível de perda de estrutura mas também de ganho, uma vez que a velocidade obtida em laboratório superou a de campo. Os autores explicaram este incomum aumento como fruto de uma sobrecrevação devida à pressão de azoto injetada no corte e da sucção do tubo removível do pistão que devido ao revestimento de baixa aderência é transferida para o solo. Um desenvolvimento futuro para o sistema será a inclusão de um parafuso sem-fim no êmbolo para aliviar a pressão de sucção quando o tubo é removido do êmbolo.

2.5. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM

A necessidade de minimizar a perturbação associada a estes processos de amostragem tem levado ao aparecimento de novas técnicas de recolha de amostras e de métodos de avaliação da qualidade proporcionada por essas mesmas técnicas, com o objetivo de tornar os parâmetros deduzidos dos ensaios laboratoriais mais representativos das condições do solo *in situ*.

Dos métodos que visam a avaliação da qualidade da amostragem, destacam-se os propostos por Hight (2000) que focam essencialmente os efeitos da amostragem nas seguintes características:

- Redução da tensão efetiva média;
- Danos na estrutura demonstrados pela diminuição da superfície de cedência do solo;
- Alteração e redistribuição dos teores em água no interior da amostra;

Em consequência da necessidade de avaliar o grau de perturbação das amostras, surgem assim os seguintes métodos:

- Inspeção visual da fábrica;
- Medição da tensão média efetiva inicial, p'_0 ;
- Medição das deformações durante a reconsolidação;
- Comparação das velocidades de ondas sísmicas ou do módulo de distorção dinâmico em campo e em laboratório.

2.5.1. INSPEÇÃO VISUAL DA FÁBRICA

A inspeção visual da fábrica constitui um dos métodos mais expeditos de identificação de perturbações induzidas pela amostragem. Na Figura 2.13 são apresentados dois exemplos onde a perturbação causada pela penetração de um tubo amostrador é nitidamente perceptível a olho nu.

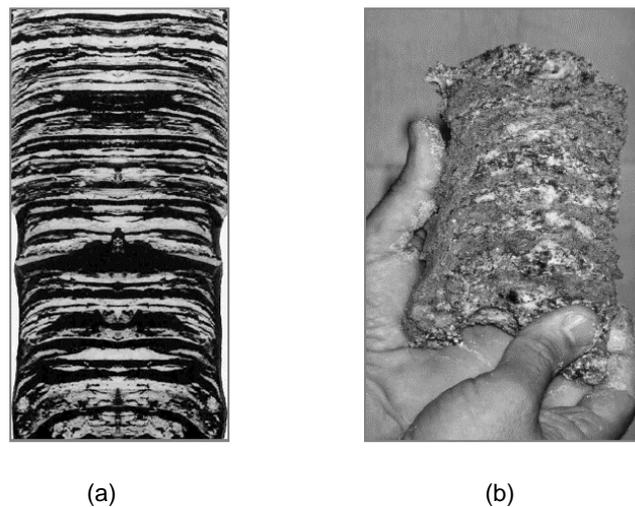


Figura 2.13 – Inspeção visual da fábrica: (a) Perturbação numa argila laminada com camadas de areia e silte espaçadas de 10 mm (Rowe, 1972); (b) perturbação num solo residual (Ferreira, 2003)

Embora seja um método de grande importância, particularmente em termos de avaliação da redistribuição dos teores em água entre camadas adjacentes de areia e argilas, não é suficiente para determinar o grau de perturbação da amostra. De uma forma geral, este método apenas possibilita a identificação de grandes distorções na zona periférica da amostra sendo que a história de deformações na linha central passada despercebida.

2.5.2. MEDIÇÃO DA TENSÃO EFETIVA INICIAL, p'_0

A medição da tensão efetiva inicial p'_0 em amostras extraídas de solos para ensaios laboratoriais tem sido defendida durante muitos anos (Ladd e Lambe, 1963, Skempton e Sowa, 1963) como um indicador do grau de perturbação do solo induzido pela amostragem.

As amostras colhidas com recurso a técnicas de amostragem menos eficientes tendem a exibir valores de p'_0 mais reduzidos relativamente ao p'_0 medido *in situ*. Um exemplo disso é ilustrado na Figura 2.14 (a) onde é notória a discrepância de tensões efetivas para amostras colhidas com o amostrador Laval e amostrador de pistão inglês. A comparação de p' com o valor de p'_0 (coincidente com p'_s em amostras perfeitas) fornece indicações ao nível de perturbação da amostra mas não é suficiente uma vez que não pode indicar a quantidade de desestruturação que ocorreu durante a amostragem.

A Figura 2.14 (b) apresenta uma lista de potenciais influências na tensão média efetiva inicial associada às diferentes etapas de amostragem descritas em 2.2.1. Naturalmente, quanto maior a qualidade de amostragem pretendida, maior deverá ser o controlo associado a estes métodos de armazenamento, manuseamento, preparação da amostra.

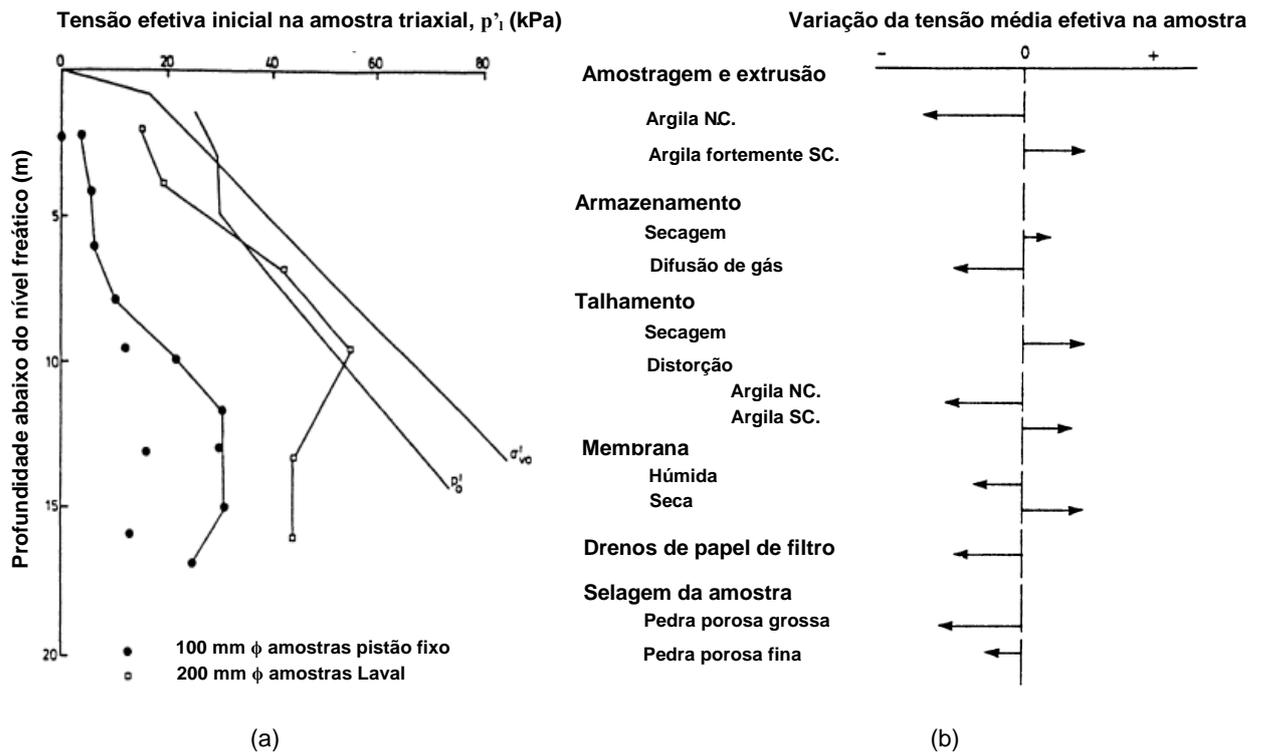


Figura 2.14 – Medição da tensão efetiva inicial: (a) Comparação de p' *in situ* e após amostragem; (b) Causas potenciais de alteração de p' (adaptado de Hight, 2000)

2.5.3. MEDIÇÃO DAS DEFORMAÇÕES DURANTE A RECONSOLIDAÇÃO

As deformações observadas durante a reconsolidação da amostra para as tensões *in situ* dependem tanto da redução da tensão efetiva como da quantidade de desestruturação induzida durante a amostragem. A este respeito, as deformações funcionam como termo comparativo da qualidade entre diversas amostras. Contudo, o valor absoluto das deformações depende não apenas do caminho seguido na reconsolidação mas também da compressibilidade do solo.

Para ter em conta o último fator, Lunne *et al.* (1997) propuseram um outro método alternativo baseado na variação do índice de vazios durante a reconsolidação. Os autores apontaram que o índice de vazios é sistematicamente mais afetado durante a perturbação e definiram algumas gamas de deformações para os solos finos as quais estão associadas a diferentes níveis de qualidade da amostra – ver Tabela 2.5.

Tabela 2.5 – Critério de avaliação de qualidade a partir da variação volumétrica (adaptado de Lunne et al., 1997)

$\Delta e/e_0$	OCR	1-2	2-4
QUALIDADE	Muito boa a excelente	< 0,04	< 0,03
	Boa a média	0,04 – 0,07	0,03 – 0,05
	Fraca	0,07 – 0,14	0,05 – 0,10
	Muito fraca	> 0,14	> 0,10

2.5.4. COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DE ONDAS SÍSMICAS EM CAMPO E LABORATÓRIO

A comparação da velocidade de ondas sísmicas (em particular, das ondas de corte ou ondas S) ou do módulo de distorção medidas *in situ* e em laboratório vem surgindo como um método muito promissor na avaliação da qualidade da amostragem. Este é de facto o único método que permite considerar os fatores marginais associados ao processo de restabelecimento das condições naturais, nomeadamente no que diz respeito à fábrica, estrutura, estado de tensão *in situ*, entre outros (Ferreira, 2003).

A determinação da velocidade das ondas de corte para o solo intacto pode ser feito diretamente em campo através de ensaios sísmicos como o ensaio sísmico entre furos ou *Cross-Hole* (CH), o ensaio sísmico ao longo do furo ou *Down-Hole* (DH), o piezocone sísmico (SCPTU) ou o dilatómetro de *Marchetti* sísmico (SDMT). No laboratório, a medição das velocidades das ondas sísmicas pode ser efetuada com recurso a transdutores piezoelétricos como os *bender/extender elements* instalados diretamente sobre a amostra de solo.

Dados experimentais indicados por Anderson e Woods (1975) mostram um ajuste razoável entre as velocidades de ondas S no campo e em laboratório para diferentes tipos de solo. Um fator de grande importância na comparação das velocidades é a direção de polarização das ondas já que esta varia consoante o tipo de ensaio realizado.

2.6. AS ONDAS SÍSMICAS

As ondas sísmicas são geradas por sismicidade, explosão ou vibração e propagam-se através de qualquer corpo elástico como é o caso dos solos. Estes movimentos bruscos representam solicitações dinâmicas onde o equilíbrio natural do meio é perturbado e substituído por movimentos que originam a propagação de ondas volumétricas – ondas longitudinais e ondas transversais - e ondas superficiais – ondas *Rayleigh* e ondas *Love*.

De seguida proceder-se-á à descrição mais detalhada das ondas volumétricas relevantes na compreensão e avaliação dos parâmetros elásticos do solo não só no campo, como em laboratório.

As ondas longitudinais, designadas também por ondas de dilatação, primárias e de compressão, mais conhecidas essencialmente pela designação de ondas P, propagam-se através de movimentos de compressão e extensão, segundo a direção longitudinal, paralelamente à direção de propagação da onda. O movimento compreende assim dilatações e compressões de toda a massa apenas numa direção (Ferreira, 2003). Dentre todas as ondas sísmicas mencionadas, as ondas P são as mais rápidas e como tal as mais elevadas. A velocidade de propagação deste tipo de ondas varia consoante o meio em que se propagam, sendo típicos os valores de 330 m/s no ar e de 1500 m/s na água. Quanto mais rígido o material, maior a velocidade de propagação destas ondas.

As ondas transversais, designadas identicamente por ondas de distorção, secundárias e de corte, mas conhecidas no âmbito geotécnico por ondas S, propagam-se através de movimentos distorcionais sem indução de variação volumétrica, segundo a direção perpendicular à direção de propagação da onda. A direção do movimento pode distinguir-se de duas formas independentes do movimento, conforme a sua direção de polarização seja vertical ou horizontal (Ferreira, 2003).

Na Figura 2.15 apresenta-se o modo de propagação de ambas as ondas.

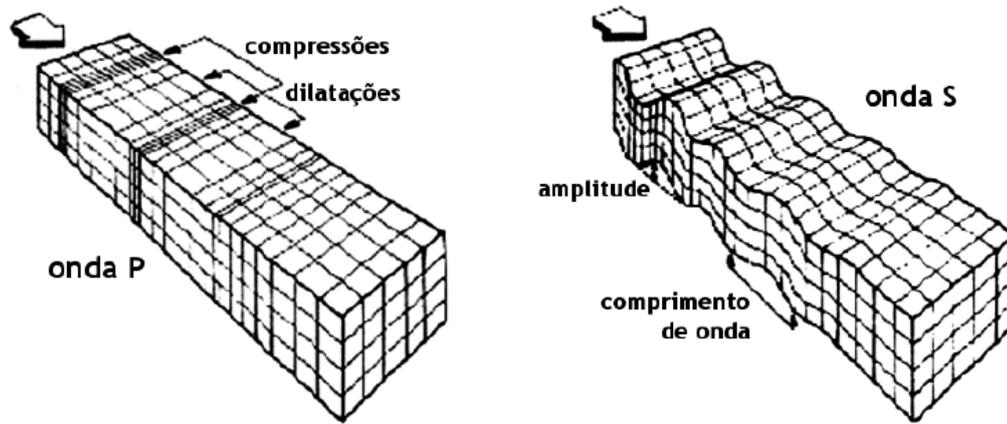


Figura 2.15 – Representação do movimento de propagação das ondas P e das ondas S (Ferreira, 2003)

A velocidade de propagação das ondas P e S dependem diretamente das características do meio onde se propagadas. As expressões seguintes deduzidas a partir das equações gerais do movimento traduzem essa dependência – ver equações 2.1 e 2.2.

$$V_p = \sqrt{\frac{E}{\rho} \cdot \frac{(1 - \nu)}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.1)$$

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho} \cdot \frac{1}{(1 + \nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.2)$$

Em que:

- E é o módulo de elasticidade;
- ρ é a massa específica;
- ν é o coeficiente de *Poisson*;
- M é o módulo confinado; e
- G é o módulo de distorção.

Sabendo as velocidades das ondas P e S, bem como a massa específica, é assim possível determinar e avaliar os parâmetros elásticos do meio. Tendo conhecimento das velocidades, as expressões acima mencionadas quando combinadas, permitem também a determinação do coeficiente de *Poisson* do meio:

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad (2.3)$$

2.6.1. A IMPORTÂNCIA DAS ONDAS S

Hardin e Richart (1963) realizaram uma das primeiras investigações laboratoriais sobre os fatores que influenciam a velocidade de propagação da onda de corte em areias. Estes investigadores concluíram que dentro dos vários fatores que foram estudados, a tensão efetiva de confinamento e o índice de vazios eram os dois principais parâmetros a serem considerados (Hardin e Richart Jr, 1963).

Em 1969, Hardin e Black alargaram a sua pesquisa e sistematizaram numa função tipo todos os fatores que influenciam a velocidade das ondas corte e por consequência o módulo de distorção (Hardin e Black, 1969):

$$G = f(\sigma'_0, e, H, S, \tau_{oct}, C, f, t, \xi, T) \quad (2.4)$$

Em que:

- σ'_0 corresponde à tensão efetiva normal média;
- e é o índice de vazios;
- H representa a história de tensões;
- S é o grau de saturação;
- τ_{oct} é a tensão de corte octaédrica;
- C representa as características granulométricas e mineralógicas;
- f é a frequência de excitação;
- t é o tempo;
- ξ representa a estrutura;

Em investigações posteriores, Barros (1996) definiu os parâmetros mais influentes na velocidade das ondas S, nomeadamente, a tensão principal efetiva na direção da propagação da onda, a tensão principal efetiva na direção da vibração da partícula, o índice de vazios, o grau de saturação e o grau de cimentação (natural ou artificial).

Diversos autores, atendendo aos trabalhos pioneiros de Hardin e Richart (1963), investigaram a dependência do módulo relativamente ao índice de vazios e as tensões de confinamento. Ao longo do tempo e à medida que as investigações eram validadas, as formulações foram sendo refinadas e estão apresentadas por ordem cronológica na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Formulações que retratam a evolução da expressão do módulo de distorção

Referência	Expressão	Observações
Hardin (1965)	$G = A \cdot \frac{(B - e)^2}{(1 + e)} \cdot \sigma'_0{}^n$	Expressão inicial tipo
Hardin (1978)	$G = A \cdot OCR^k \cdot F(e) \cdot p_a^{1-n} \cdot \sigma'_0{}^n$	Com $F(e) = \frac{1}{0,3+0,7 e^2}$
Hardin (1980)	$G = A \cdot OCR^k \cdot F(e) \cdot p_a^{1-n} \cdot (\sigma'_a \cdot \sigma'_b)^{\frac{n}{2}}$	Introdução das tensões*
Hardin e Blandford (1989)	$G_{ij} = S_{ij} \cdot F(e) \cdot OCR^k \cdot p_a^{(1-n_i-n_j)} \cdot \sigma'_i{}^{n_i} \cdot \sigma'_j{}^{n_j}$	Expressão generalizada

(*) Importância das tensões principais nas direções de propagação de onda (σ'_a) e de vibração das partículas (σ'_b)

A expressão generalizada apresentada por Hardin e Blandford (1989) incorpora todos os parâmetros fundamentais de maior influência no módulo de distorção. A função do índice de vazios que consta na expressão pode tomar diferentes aspetos sendo necessária ajustá-la ao solo em questão. As formulações de referência mais correntes encontram-se expressas na Tabela 2.7 e serão objeto de estudo no âmbito deste trabalho.

Tabela 2.7 – Funções de índice de vazios propostas por diversos autores

Referência	Função
Hardin e Richart (1963); Iwasaki <i>et al.</i> (1978)	$F(e)_1 = \frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)}$
Hardin (1978); Chung <i>et al.</i> (1984)	$F(e)_2 = \frac{1}{(0,3 + 0,7 \cdot e^2)}$
Lo Presti (1995); Jamiolkowski <i>et al.</i> (1995)	$F(e)_3 = e^{-x}$

2.7. O ENVELHECIMENTO

O envelhecimento é um processo dependente do tempo, que provoca alterações nas propriedades mecânicas do solo de tal magnitude que se justifica a sua consideração na pesquisa e prática de engenharia geotécnica (Schmertmann, 1991). Embora algumas dessas alterações possam produzir resultados negativos segundo o ponto de vista de um engenheiro geotécnico (Mitchell, 1986), na maioria dos casos o envelhecimento resulta numa melhoria do comportamento do solo em cerca de 50 a 100%.

As alterações das propriedades mecânicas do solo que ocorrem com o passar do tempo são conhecidas como efeitos do envelhecimento. Estas alterações têm sido observadas em diferentes ensaios de campo e de laboratório sob várias formas, tais como o aumento da resistência ao corte (Daramola, 1980), dilatação (Bowman e Soga, 2003, Daramola, 1980), um ganho na resistência à penetração do cone (Dowding e Hryciw, 1986, Mitchell e Solymar, 1984, Thomann e Hryciw, 1992), um aumento na resistência ao deslocamento de estacas, um incremento na rigidez (Anderson e Stokoe, 1978, Baxter e Mitchell, 2004, Gao *et al.*, 2012, Howie *et al.*, 2002, Wang e Tsui, 2009), um aumento na resistência à liquefação (Ishihara, 1985, Seed, 1979, Wang *et al.*, 2006), entre outros.

De seguida apresentam-se, como consequência do envelhecimento, três casos distintos de melhoria de propriedades mecânicas. Na Figura 2.16 (a) ilustra-se um exemplo de ganho de resistência à liquefação com o tempo, e na Figura 2.16 (b) um exemplo de ganho na resistência à penetração do cone após a aplicação de uma técnica de melhoramento do solo. Na Figura 2.17, para um solo arenoso, podem observar-se as alterações na resistência e dilatação induzidas no decorrer do envelhecimento, apontando para um incremento de rigidez com o passar do tempo.

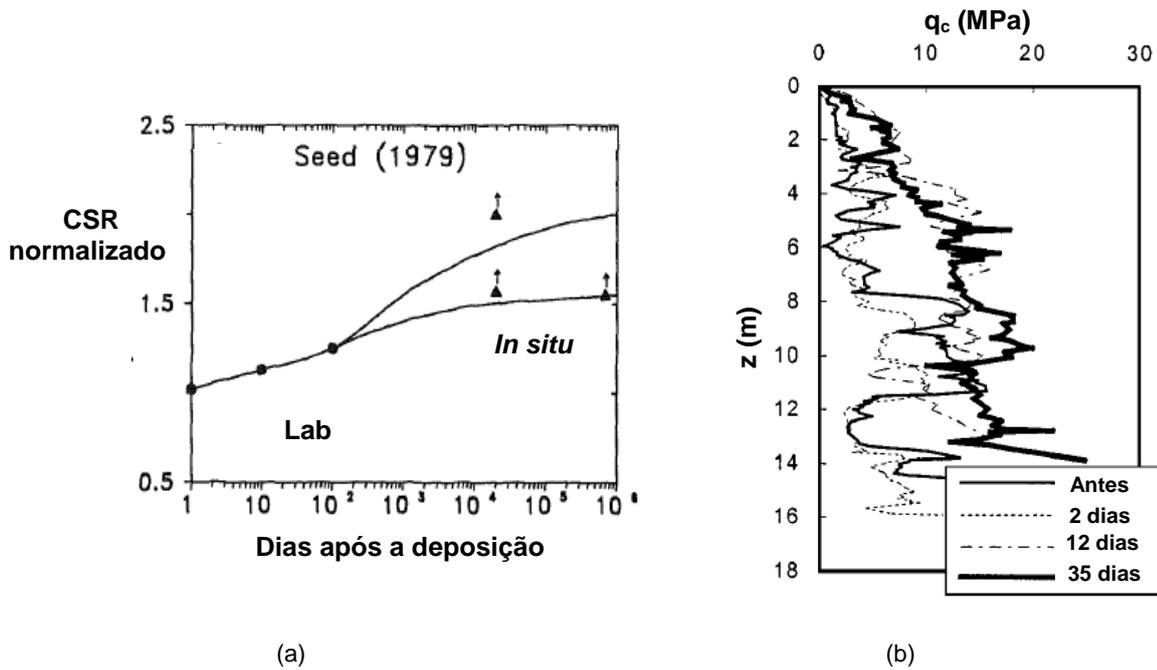


Figura 2.16 – (a) Dados de campo e laboratório que ilustram o aumento da resistência à liquefação como resultado do envelhecimento (adaptado de Seed, 1979); (b) Dados de campo que mostram um incremento da resistência à penetração do cone com o tempo após a aplicação de uma técnica de melhoramento do solo (adaptado de AGRA, 1995);

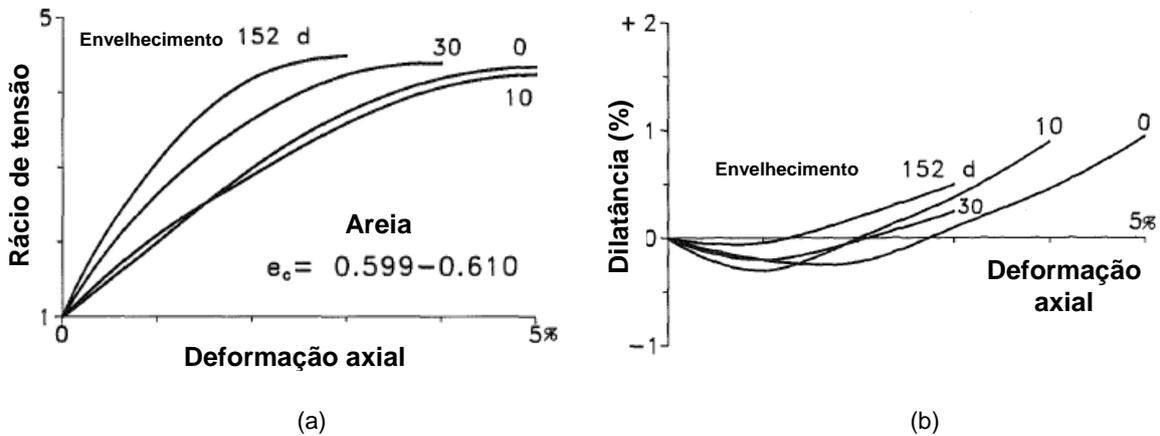


Figura 2.17 – (a) Exemplo laboratorial do incremento do módulo de deformabilidade de uma areia com o envelhecimento por consolidação secundária; (b) respectiva variação da dilatância (adaptado de Daramola, 1980)

É de notar que apesar de na maioria dos estudos, e nos exemplos ilustrados, se ter verificado um aumento nas propriedades, há estudos de campo (Charlie *et al.*, 1992, Human, 1992, Jefferies e Rogers, 1993, Jefferies *et al.*, 1988) e estudos laboratoriais (Human, 1992, Miller, 1994) nos quais não foram observados efeitos significativos do envelhecimento.

Algumas evidências de campo e um número limitado de resultados laboratoriais têm sido apresentados para suportar hipóteses específicas relativas à causa do envelhecimento, mas até ao momento, não há consenso ou provas incontestáveis que permitam a validação de qualquer uma das hipóteses.

2.7.1. O EFEITO DO ENVELHECIMENTO EM SOLOS GRANULARES

Na literatura, os efeitos de envelhecimento em solos granulares são descritos como alterações no comportamento tensão-deformação do material com o tempo como resultado de alterações na configuração e ligação dos grãos (estruturação e/ou formação de ligações de cimentação interparticulares), e/ou como consequência de alterações na matéria provocada por agentes químicos e/ou atmosféricos.

O projeto da barragem Jelba sobre o rio Niger foi um dos primeiros casos de campo bem documentados, onde os efeitos de envelhecimento em areias foram significativos e generalizados (Mitchell e Solymar, 1984). A medição de resistência à penetração após a densificação de depósitos profundos de areia solta através de técnicas de melhoramento do solo como a vibrocompactação e a compactação dinâmica, revelaram um aumento de resistência de 100% após 124 dias. Mitchell e Solymar (1984) concluíram que o ganho de resistência em função do tempo em areias recentemente depositadas ou densificadas resulta de um mecanismo químico referente à formação de películas de gel de sílica como agente de cimentação no contacto dos grãos.

Charlie *et al.* (1992) e Thomann e Hryciw (1992) mostraram que os depósitos de areia recentes ou densificados ganham resistência e rigidez com o tempo que se reflete num aumento da resistência à penetração do cone. Baxter e Mitchell (2004) realizaram uma série de experiências sob condições controladas com intuito de investigar os mecanismos responsáveis pelos efeitos de envelhecimento em areias e, de acordo com os resultados, afirmaram que não é provável que a dissolução e a precipitação sejam os responsáveis pelo aumento da resistência à penetração observada em campo após a implementação de técnicas de melhoramento do solo, como previamente concluído por Mitchell e Solymar (1984).

Schmertmann (1987) afirmou que o ganho na tensão horizontal e o aumento de rigidez e da resistência de atrito desenvolvidos nas areias com o tempo, observados no aumento da resistência ao cone, estão associados com um rearranjo gradual entre as partículas do solo para um sistema estável durante a consolidação secundária. Esta hipótese foi também mencionada por Mesri *et al.* (1990). Adicionalmente, Schmertmann (1991) referenciou o efeito de arco devido à distribuição não uniforme das tensões internas nos materiais granulares, como possível resultado do aumento registado da resistência à penetração com o tempo. De modo similar, Bowman e Soga (2003) concluíram que a cadeia de forças e a redistribuição de tensões na estrutura do solo explicam o comportamento dos materiais granulares com o tempo.

É de notar que nenhuma das investigações mencionadas identificaram o porquê do fator tempo estar envolvido na redistribuição de tensões, reorientação dos grãos ou na alteração das cadeias de força.

Mitchell (2008) propôs que os rearranjos entre as partículas, o ajuste e redistribuição das tensões entre os grãos juntamente com pequenas contrações volumétricas são as principais raízes do fenómeno envelhecimento. Referiu que o tipo de areia, o estado de tensão inicial e o estado de tensão aplicado podem ter efeitos consideráveis, dependendo do tipo de propriedade medida e que os processos microbiológicos podem explicar o fenómeno do envelhecimento.

Apesar dos diferentes mecanismos de estruturação e envelhecimento propostos, a fluência, o rearranjo interparticular e as alterações nas forças de contacto aparentam ser o mecanismo subjacente mais aceite pelos investigadores para solos arenosos secos. Lade *et al.* (2009) realizaram uma série de ensaios triaxiais sobre um solo arenoso e observaram um ganho de resistência induzido pelos efeitos de estruturação para uma carga adicional após a fluência do solo. Contudo, este fenómeno não surgiu em experimentações semelhantes e os autores fundamentaram esta incongruência no comportamento distinto de deformação das areias.

Leonards e Altschaeffl (1964) foram os primeiros a apontar que a “quase pré-consolidação” induzida pela estruturação/envelhecimento não pode ser explicada em termos da redução do índice de vazios,

mas sim pela consolidação secundária. Resultados experimentais demonstraram um aumento da tensão de pré-consolidação em cerca de 40% em solos normalmente consolidados submetidos apenas à consolidação secundária, e que esse efeito de pré-consolidação-envelhecimento também ocorre em solos arenosos. Estes autores referiram que existe uma diferença inerente entre a alteração estrutural induzida pelo carregamento e a induzida pela consolidação secundária, uma vez que ambas permitem o alcance do mesmo índice de vazios. Um exemplo desse efeito encontra-se ilustrado na Figura 2.18.

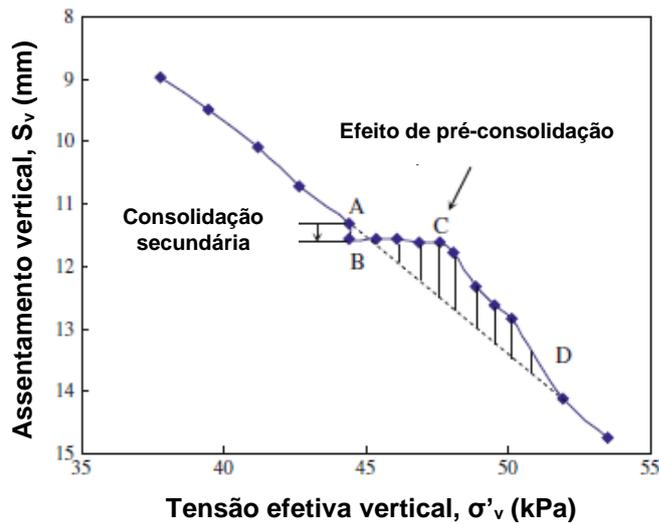


Figura 2.18 – Exemplo do efeito de pré-consolidação induzido pelo efeito da estruturação

Da figura constata-se que a estruturação desenvolvida durante a consolidação secundária sob uma tensão vertical constante pode fortalecer o solo e em seguida desenvolver uma tensão de quase pré-consolidação que é gradualmente apagada pela carga adicional.

Recentemente Wang e Gao (2014) realizaram estudos experimentais com o propósito de estudar os mecanismos de estruturação em areias. Os resultados experimentais desta investigação mostraram que a tensão de pré-consolidação em solos arenosos sob condições \$K_0\$ pode ser observada em amostras densas, e que o desenvolvimento desse envelhecimento e seus efeitos pode ser bem captado pelos parâmetros \$\alpha\$ e \$\beta\$ resultantes de bom ajuste potencial aos resultados experimentais que relacionam o módulo de distorção, \$G_o\$, com a tensão de confinamento, \$p'\$ – ver equação 2.5 e 2.6. Os parâmetros \$\alpha\$ e \$\beta\$ podem capturar o comportamento de contacto entre as partículas, bem como o forma e as propriedades das partículas.

$$G_{hv} = \alpha \left(\frac{\sigma'_h + \sigma'_v}{2 \text{ kPa}} \right)^\beta = \alpha \left(\frac{\sigma'_{média}}{1 \text{ kPa}} \right)^\beta \quad (2.5)$$

$$G_{hh} = \alpha \left(\frac{\sigma'_h + \sigma'_h}{2 \text{ kPa}} \right)^\beta = \alpha \left(\frac{\sigma'_{média}}{1 \text{ kPa}} \right)^\beta \quad (2.6)$$

A Figura 2.19 mostra o plano de ensaio seguido nessa investigação e a Figura 2.20 os resultados do carregamento inicial e final em termos da relação da tensão de confinamento com o módulo G_{hv} (direção da propagação horizontal e polarização vertical) e G_{hh} (direção da propagação horizontal e polarização horizontal), em que a linha a tracejado apresenta a relação original de G obtido sob carregamento monotónico.

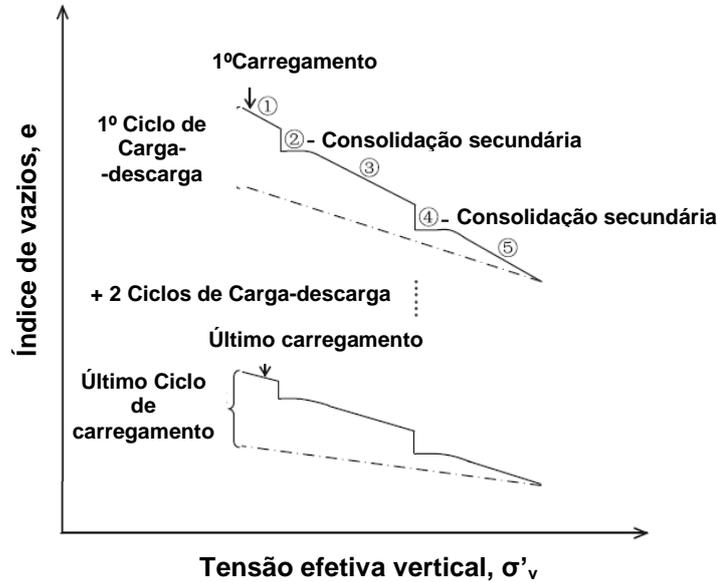


Figura 2.19 – Plano de ensaios seguido na investigação (adaptado de Wang e Gao, 2014)

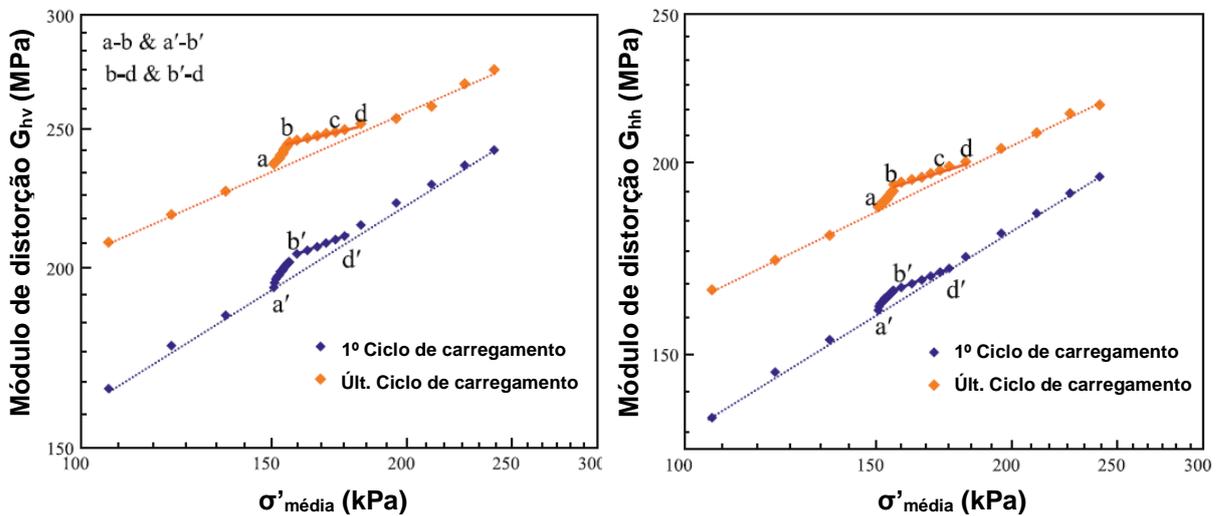


Figura 2.20 – Relação do módulo de distorção G antes, durante e após a consolidação secundária para $\sigma'_v=197,21$ kPa (adaptado de Wang e Gao, 2014)

Da análise gráfica, constata-se que durante a consolidação secundária (a-b, a'-b') a amostra exibe um α inferior e um β superior relativamente aos inicialmente determinados durante o carregamento inicial, o que sugere o desenvolvimento de contactos interparticulares mais deformáveis, isto é, que ocorre fluência no contacto. Por outro lado, no carregamento subsequente à consolidação secundária (b-d, b'-d'), a

amostra exibe um α superior e um β inferior relativamente ao carregamento “original”, o que sugere que a amostra se tornou mais rígida com a resposta à elevada tensão vertical. Note-se que uma vez que a análise é efetuada sob condições K_0 , isto é, $\sigma'_v > \sigma'_h$, o módulo G_{hv} é necessariamente superior ao G_{hh} .

Os autores apontam a estrutura desenvolvida durante a consolidação secundária, como resultado da redistribuição das forças interparticulares causada pela fluência que ocorre no contacto entre as partículas. Tais redistribuições conduzem a uma redução da taxa de forças fracas e reforçam a estrutura do solo, dando origem a um aumento contínuo do módulo de distorção durante a consolidação secundária. Conhecida a dependência do módulo com o índice de vazios teria sido interessante apresentar estes resultados normalizados de uma das funções de índice de vazios propostas em 2.6.1 e assim eliminar este fator que pode, ou não, ter tido uma grande influência no incremento do módulo ilustrado por esses autores.

3

PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1. APRESENTAÇÃO DO CAMPO EXPERIMENTAL

3.1.1. O CAMPO EXPERIMENTAL DO PORTO DE AVEIRO

O campo experimental situa-se na Gafanha da Nazaré junto à ria de Aveiro (Figura 3.1) e sobre o mesmo situam-se importantes unidades industriais que, se submetidas a sismos de magnitude considerável, poderão desencadear sérios problemas, colocando em risco a estabilidade das estruturas. Este campo experimental da região de Aveiro tem sido assim objeto de algumas investigações de avaliação da resistência à liquefação.



Figura 3.1 – Localização do local em estudo – Gafanha da Nazaré

Sobre o local em análise, foram realizadas duas campanhas de sondagens, sendo que a primeira foi realizada em duas fases distintas (primeira fase 1A e 1B e segunda fase 2) e a segunda apenas numa fase (fase 3). A primeira campanha foi realizada numa fase precedente a este trabalho mas foi com base na mesma que surgiu parte do tema da dissertação – “... solos granulares com envelhecimento natural”.

A primeira campanha consistiu na realização de diversos ensaios de campo, designadamente: ensaios SCPTU e CPTU (5+3), ensaios SDMT+DMT (2+4) e uma vasta campanha de sondagens com ensaios SPT. A segunda campanha, realizada no âmbito da dissertação, constou na recolha de amostras com diferentes tipos de amostradores, nomeadamente: amostrador GMPV, amostrador Shelby e amostrador Osterberg. Nesta segunda campanha foi também realizado um SDMT, no entanto apenas foi possível a cravação e recolha de dados até aos três metros e meio de profundidade. A Figura 3.2 mostra a distribuição dos ensaios no terreno correspondente a cada fase.

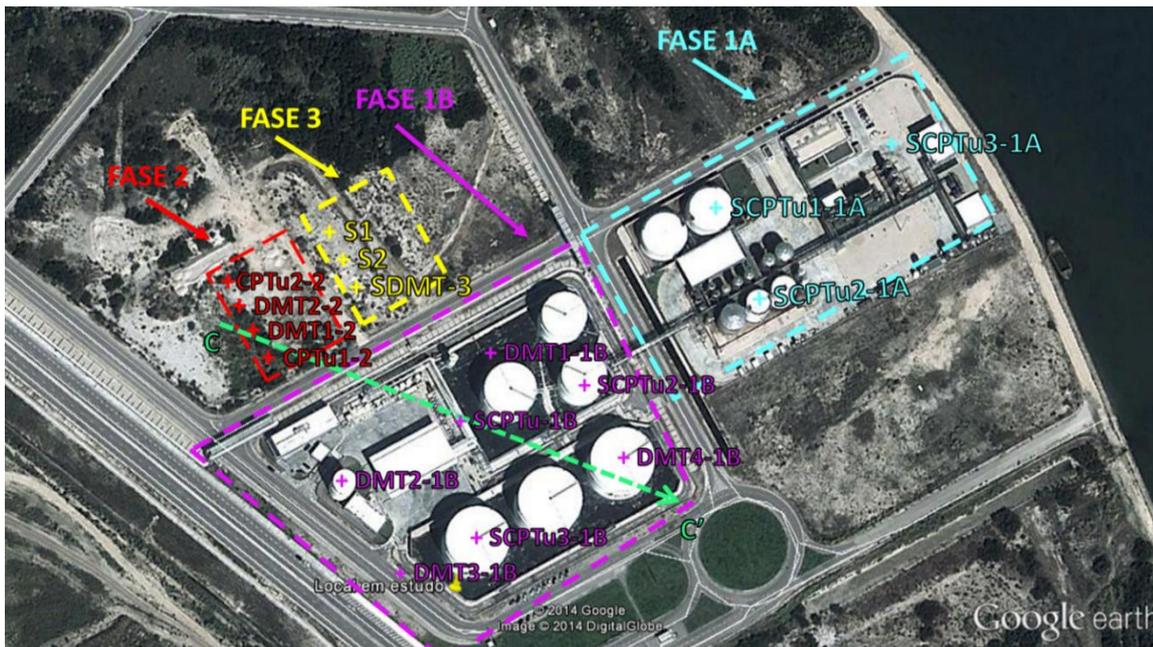


Figura 3.2 – Distribuição dos ensaios no terreno em estudo

As campanhas de sondagem foram realizadas pela empresa de construções *Mota-Engil*, tendo a furação e extração de amostras ficado a seu encargo, recorrendo para tal, ao uso dos seus próprios amostradores e adotando os seus procedimentos correntes.

Os solos de fundação que suportam as unidades industriais em causa consistem em espessas camadas arenosas intercaladas por camadas de natureza lodosa por vezes lenticulares.

Em termos geológicos, os solos da área de investigação são parte integrante da unidade geológica “depósitos modernos” e caracterizam-se como sendo depósitos aluvionares e/ou dunares recentes. A génese dos depósitos aluvionares está associada aos processos de preenchimento por aluviões finas dos vales, por vezes muito profundos, escavados pelas fases regressivas que antecederam a transgressão pós-glaciária em curso, estando a génese dos depósitos dunares associados ao transporte e deposição de sedimentos arenosos através dos agentes vento e rio.

3.1.2. PRIMEIRA CAMPANHA DE SONDAGENS – ENSAIOS DE CAMPO

A primeira campanha de sondagens, realizada numa fase precedente ao desenvolvimento desta dissertação, permitiu a recolha de uma série de dados, fundamentais à caracterização física e mecânica do terreno em estudo, por intermédio de ensaios CPTu/SCPTu e DMT/SDMT, identificados na Figura 3.3.

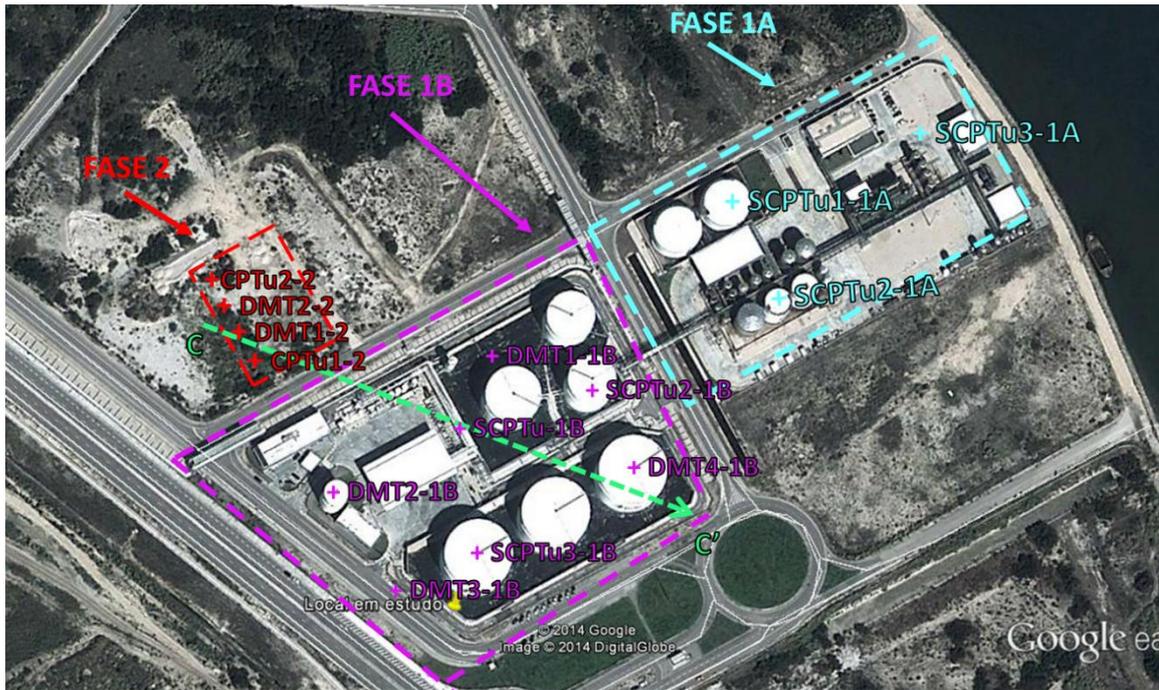


Figura 3.3 – Distribuição dos ensaios de campo realizados na primeira campanha de sondagens

Dos resultados obtidos, ilustra-se na Figura 3.4 o perfil lito-estratigráfico C-C' (ver Figura 3.2) interpretativo da área em investigação.

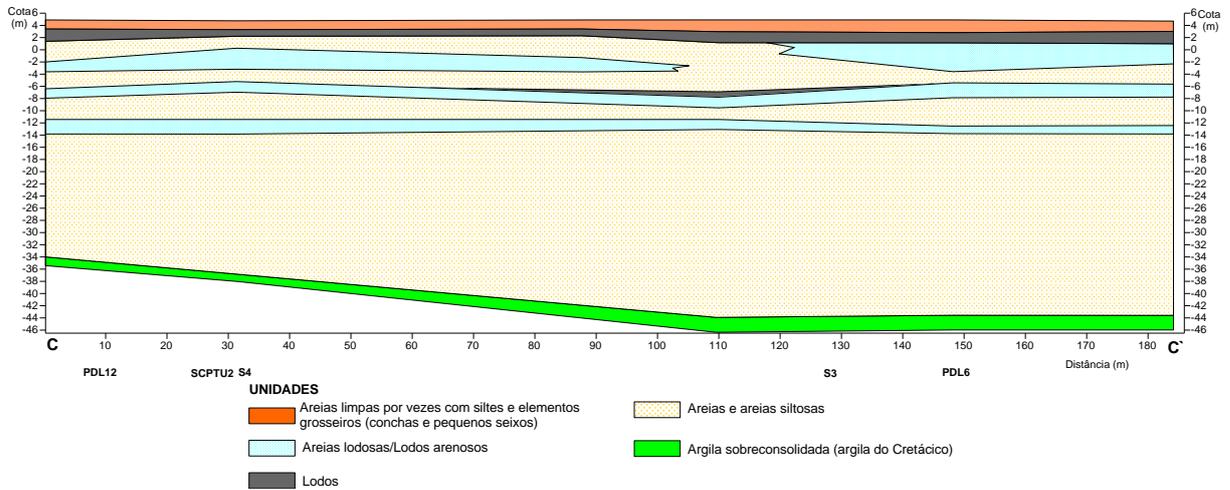


Figura 3.4 – Perfil lito-estratigráfico (C-C') (Rodrigues *et al.*, 2014)

O perfil geotécnico evidencia uma grande heterogeneidade dos solos que compõem o local em estudo:

- Camada superficial ($\pm 1,5$ m de espessura) preenchida por areias limpas por vezes com conchas e pequenos seixos;
- Camada de lodos imediatamente abaixo da superfície (± 2 m de espessura);
- Camada intercalada de areias siltsosas e lodosas (± 14 m de espessura);
- Camada de areias limpas a siltsosas (± 22 m de espessura);
- E, por fim, camada de argila sobreconsolidada (± 2 m de espessura);

3.1.3. SEGUNDA CAMPANHA DE SONDAGENS – AMOSTRADORES

A segunda campanha de sondagens correspondente à fase 3 consistiu na recolha de amostras no terreno com recurso a diferentes amostradores e na realização de um ensaio sísmico (SDMT) até 3,5 m de profundidade, cuja localização se apresenta na Figura 3.5.

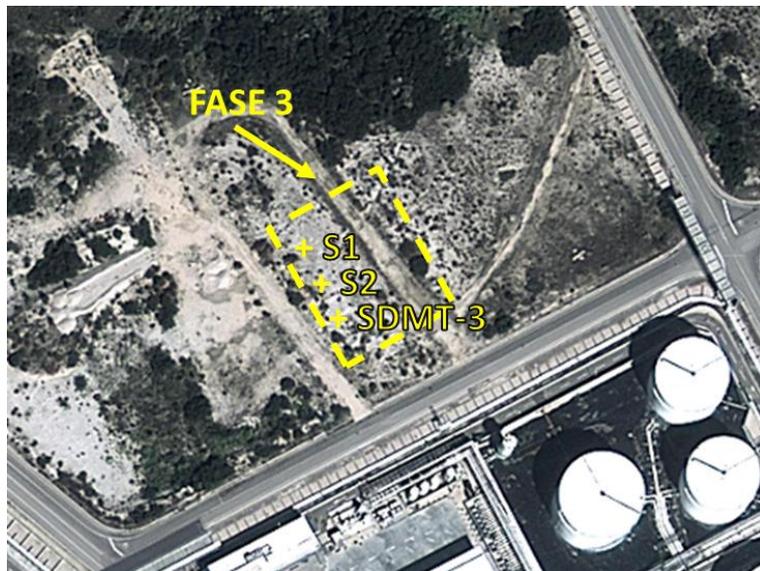


Figura 3.5 – Identificação do ensaio SDMT e dos locais de recolha de amostras no terreno em estudo

Esta campanha surgiu da necessidade de obter amostras de areia com o menor grau de perturbação possível para posterior avaliação da qualidade de amostragem, através da comparação das velocidades das ondas sísmicas no laboratório. A recolha de amostras foi executada com recurso a três tipos de amostradores: GMPV, Shelby e Osterberg, cujas características serão descritas adiante (Figura 3.6).



Figura 3.6 – Fotografia dos amostradores utilizados para recolha de amostras no campo experimental

3.1.3.1. Metodologia de amostragem

A metodologia empregue para a amostragem exige três etapas distintas: abertura de pré-furo, cravação do amostrador e, por fim, proteção da amostra para transporte.

A abertura do pré-furo é realizada com equipamento de sondagem à rotação utilizando um tubo de revestimento de diâmetro superior ao do amostrador. O avanço é feito por lavagem até atingir a camada de solo à cota desejada para recolha de amostra (Figura 3.7).

Após a limpeza do furo, o amostrador é fixo à última haste da coluna de sustentação (trem de varas) e introduzido no terreno cuidadosamente e sem contactar com as paredes do furo, até apoiar sobre a camada de solo. A cravação do amostrador no terreno é feita de diversos modos (cravação estática ou dinâmica), consoante o sistema utilizado pelo tipo do amostrador.



Figura 3.7 – Equipamento utilizado na realização de sondagens à rotação

Quando o tubo amostrador está totalmente preenchido, é transportado até ao topo e o tubo de recolha é retirado do amostrador e selado para transporte. Sempre que o tubo não possuir 100% de amostra no seu interior, deve ser preenchido por sacos plásticos para assegurar que a amostra não se move dentro do mesmo, minimizando assim o risco de uma perda adicional da integridade ou eventualmente de liquefação da amostra (Figura 3.8 (a)).

O tubo deve ser devidamente identificado, indicando o furo, profundidade e sentido da profundidade (Figura 3.8 (b)). É importante que até ao transporte a amostra não seja exposta à luz solar para não perder água.



(a)

(b)

Figura 3.8 – Selagem (a) e identificação (b) do tubo amostrador

3.1.3.2. Amostrador GMPV

O amostrador GMPV é um amostrador seccionado de paredes grossas de 600 mm de comprimento. O diâmetro externo deste amostrador pode variar entre 65 e 105 mm de diâmetro exterior, e entre 50 e 90 mm de diâmetro interior. O GMPV utilizado na recolha de amostras desta campanha possui 78 e 63 de diâmetro externo e interno, respetivamente, e um ângulo de corte em bisel na base de 30°.

O sistema do amostrador é de facto muito simples (comparativamente aos que serão apresentados de seguida) e utiliza um *liner* em PVC cinzento que acolhe a amostra no seu interior no momento da cravação. O *liner* em PVC possui um diâmetro interno de 58 mm e encontra-se dentro de um tubo de aço seccionado em três tramos que permite a extração da amostra com grande facilidade.

O amostrador é cravado dinamicamente através da energia fornecida pela queda de um martelo. A altura de cravação deverá ser equivalente à altura útil do tubo interior de PVC de modo a não comprimir e perturbar a amostra no seu interior.

O facto do tubo de recolha ser em PVC permite um melhor manuseamento em laboratório na medida em que pode ser cortado em duas ou três partes para instalação da instrumentação necessária à leitura de ondas diretamente no mesmo ou para simplesmente cortar a parte do solo interessada em estudo.

Na Figura 3.9 são apresentadas fotografias deste amostrador durante a campanha de amostragem realizada e ainda um perfil esquemático do amostrador.

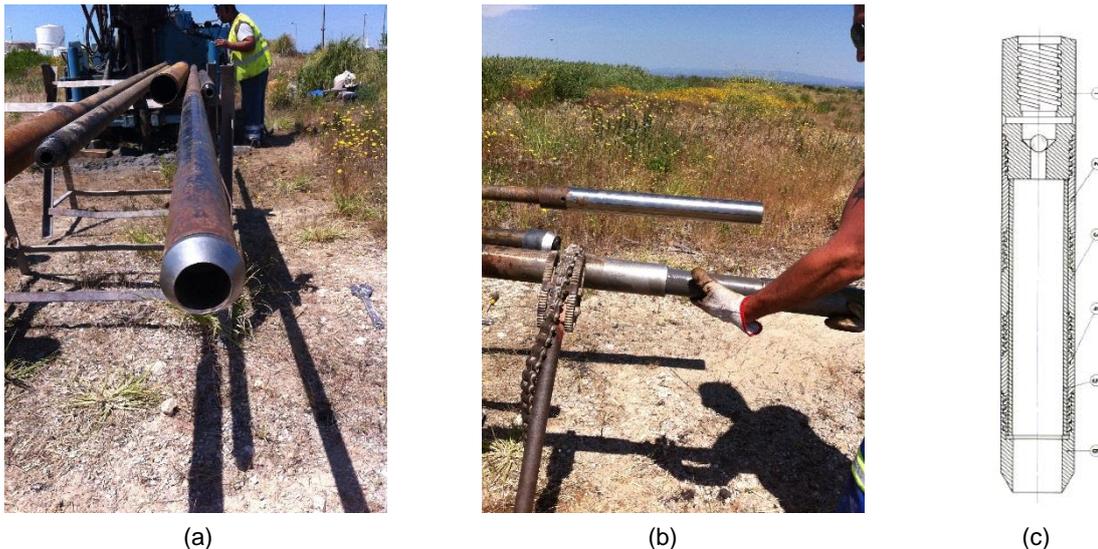


Figura 3.9 - (a) Amostrador GMPV; (b) Extração do tubo PVC do amostrador; (c) Perfil esquemático do amostrador (Ferreira, 2003)

3.1.3.3. Amostrador Shelby

O Shelby é um amostrador de pistão estacionário de paredes finas muito utilizado em Portugal. Este amostrador, desenvolvido para solos finos (sem partículas grossas), é de uso frequente na recolha de amostras em:

- Solos argilosos orgânicos de consistência mole;
- Solos silte-argilosos de consistência mole;
- Solos arenosos ou silte-arenosos, de compactidade solta a medianamente compacta.

Em termos de geometria, este amostrador tem 600 mm de comprimento e o seu diâmetro externo pode variar entre 61,50 e 108,50 mm, proporcionando às amostras um diâmetro entre 57,50 e 104 mm.

O amostrador Shelby utilizado nesta campanha apresenta um diâmetro exterior e interior de 71,50 e 70,50, respetivamente, e utiliza tubo interior de recolha em aço, sem costura nem folga interior, com 500 mm de interior e 67,50 de diâmetro interno. O seu ângulo de corte em bisel é aproximadamente de 30°.

O sistema de isolamento dos tubos é constituído por uma tampa de borracha de diâmetro ligeiramente superior ao tubo na base e uma tampa dupla de aço com o-ring no topo de diâmetro ligeiramente inferior ao interno que o permite ajustar à face superior da amostra (Ferreira, 2003).

A introdução do amostrador no terreno é executada a partir de uma pressão hidráulica exercida no topo. O topo é provido de uma válvula esférica que possibilita a saída de ar e água, à medida que o amostrador é cravado no terreno e a amostra de solo é acolhida no seu interior. No interior do corpo do amostrador existe um êmbolo que permanece estacionário durante toda a operação de cravação.

O amostrador é cravado estaticamente sobre o terreno até o tubo interno estar completamente preenchido pela amostra de solo. Durante a operação da cravação é importante que o amostrador não penetre mais do que o seu comprimento a fim de evitar que a amostra seja comprimida no seu interior, perdendo portanto as características de amostra indeformada.

Quando totalmente preenchido, executa-se uma torção na coluna de sustentação para cortar a base da amostra, e toda a coluna é elevada cuidadosamente até à superfície. As válvulas de esfera aliviam toda

a pressão durante a subida do conjunto e provocam um vácuo, que permite reter a amostra coletada no tubo interno.

Atingida a superfície, a camisa do Shelby é removida desparafusando os parafusos de fixação do topo do amostrador e a extremidade do tubo de recolha que possui a amostra é selada para transporte.

Na Figura 3.10 são apresentadas fotografias deste amostrador durante a campanha de amostragem realizada e ainda um perfil esquemático do amostrador

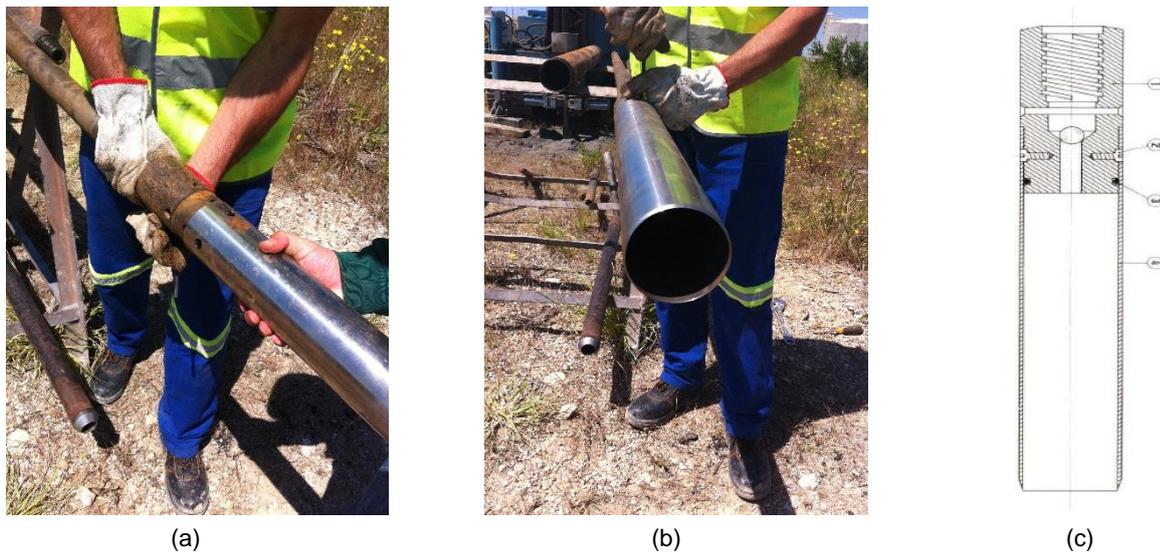


Figura 3.10 – (a) e (b) Amostrador Shelby; (c) perfil esquemático do amostrador (Ferreira, 2003)

3.1.3.4 Amostrador Osterberg

O amostrador Osterberg é também um amostrador de êmbolo estacionário muito utilizado em Portugal. Este amostrador é particularmente apropriado para a amostragem em solos moles de baixa consistência mas no âmbito desta campanha foi tentada a sua utilização na recolha de areias.

Este amostrador difere do anterior essencialmente no modo como executa a cravação e fixa a amostra no seu interior. É composto essencialmente por um tubo interno de parede fina, um tubo central, um êmbolo estacionário e um pistão fixo. O tubo interno é fixo ao êmbolo estacionário e o tubo central apresenta uma abertura na base que permite o alívio do vácuo no interior do tubo externo pelo topo do amostrador.

O sistema utiliza um amostrador de 906 mm de comprimento biselado na base (30°) e é constituído por um tubo de recolha de 660 mm, cujo diâmetro interno pode variar entre 127 e 72 mm. Nesta campanha utilizou-se um amostrador Osterberg com 114 mm de diâmetro externo e como tubo interno, uma camisa Shelby com 104 mm de diâmetro interno e cerca de 3 mm de espessura de parede.

A operação consiste basicamente na cravação do tubo interno por pressão hidráulica enquanto o pistão se mantém fixo. Depois de revestido o furo, o amostrador é colocado à cota desejada (Figura 3.11 (a)), e por meio de um sistema de bombagem de água adequado, uma pressão hidráulica é exercida sobre o êmbolo obrigando ao deslocamento e cravação do tubo interno sobre o terreno (Figura 3.11 (b)). A pressão hidráulica é aplicada sobre o trem de varas e o ar existente entre o êmbolo e o pistão fixo na base escapa pelo tubo central.

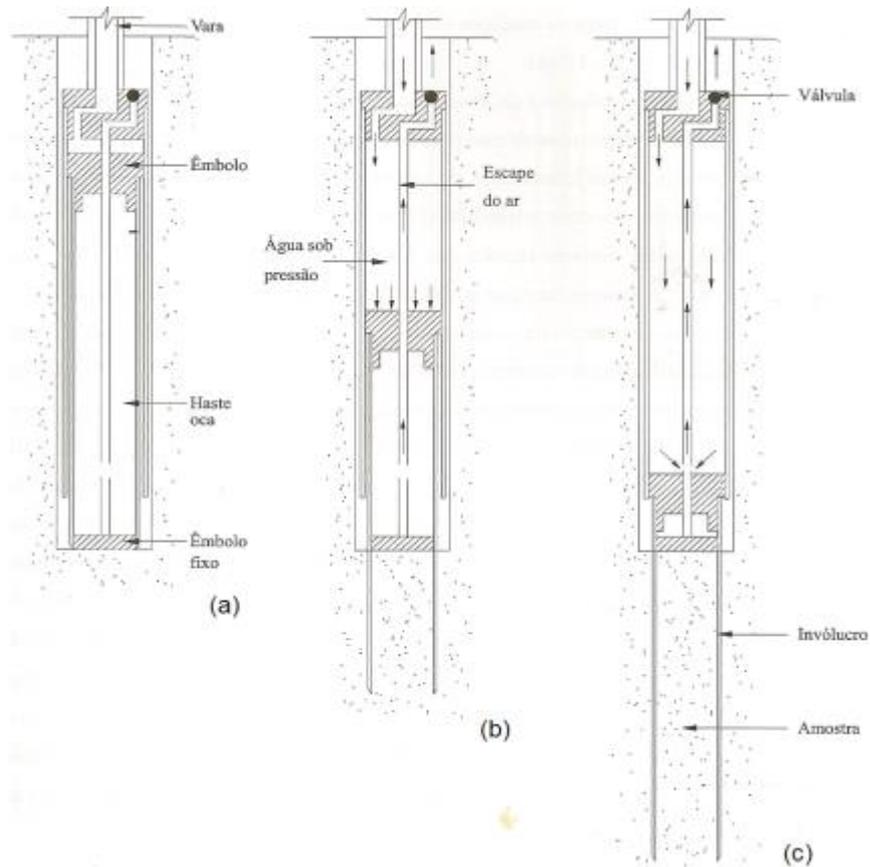


Figura 3.11 – Esquema de amostrador Osterberg: (a) posição em que o amostrador é descido até ao fundo do furo de sondagem; (b) cravação estática (c) fim da cravação (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Quando totalmente preenchido, a válvula de topo é acionada e a cravação é automaticamente suspensa pois a água passa a escapar-se pelo tubo central, deixando de atuar sobre o êmbolo móvel (Figura 3.11 (c)). Como a cravação é automaticamente suspensa, este sistema evita a chamada de sobre cravação da amostra no interior do tubo amostrador.

Na Figura 3.12 são apresentadas fotografias do Osterberg durante a campanha de amostragem realizada.



Figura 3.12 – Amostrador Osterberg: (a) partes constituintes; (b) pronto para introdução no terreno; (c) recolha de amostras

3.1.3.5 Parâmetros característicos dos diferentes amostradores

Como referido em 2.2.2, há uma série de perturbações induzidas pelo tipo de amostrador, perturbações essas que comprometem não só a qualidade, mas a própria retenção da amostra no interior do amostrador durante o processo de amostragem. As deformações induzidas sobre a amostra durante a cravação estão relacionadas não são com o modo de cravação, estático ou dinâmico, mas também com a geometria do amostrador. Consoante o tipo de solo que se pretende amostrar, há uma série de limites geométricos que os amostradores devem respeitar com vista a provocar a menor perturbação possível. Nas areias, o limites aconselhados são sensivelmente os seguintes:

$$R_A < 25 \% \quad (3.1)$$

$$6 < \frac{L}{\phi_{amostra}} < 12 \quad (3.2)$$

$$\frac{\phi_{amostra}}{t} < 20 \quad (3.3)$$

Na Tabela 3.1 apresentam-se os parâmetros e índices geométricos dos três amostradores em estudo.

Tabela 3.1 – Parâmetros e índices geométricos dos diferentes amostradores

	Amostrador	GMPV	Shelby	Osterberg
Parâmetros geométricos	φ externo (mm)	78	71,5	114
	φ interno (mm)	63	68,5	111
	t (mm)	15	3	3
	L amostrador (mm)	600	600	906
	L amostra (mm)	600	500	660
	φ amostra (mm)	58	67,5	104
Índices	R_A (%)	80,86 ✘	12,20 ✔	20,16 ✔
	L / φ amostra	10,34 ✔	7,41 ✔	6,35 ✔
	φ amostra / t	3,87 ✔	22,50 ✘	34,67 ✘

✘ Não respeita o limite indicado para as areias; ✔ respeita o limite indicado para as areias

Constata-se que nenhum dos amostradores respeita na totalidade os índices determinados, sendo assim notório que nenhum deles é especialmente adequado para amostrar em solos arenosos. Contudo, importa realçar que o amostrador GMPV foi dos três amostradores, o que proporcionou mais colheitas de amostra representativas da areia em estudo.

3.2. PROGRAMA DE ENSAIOS LABORATORIAIS

3.2.1. INTRODUÇÃO

De forma a estudar o comportamento da areia de Aveiro, foram realizados diversos ensaios de caracterização mecânica no Laboratório de Geotecnia da FEUP, doze na totalidade, recorrendo a quatro sistemas triaxiais diferentes e ao equipamento edométrico. Os sistemas triaxiais implementados, que serão apresentados com algum detalhe mais adiante, foram os seguintes:

- Câmara triaxial convencional;
- Câmara triaxial *stress-path*;
- Câmara triaxial cíclica;
- Câmara triaxial de altas pressões;

Os três primeiros sistemas apresentados estão equipados com transdutores piezoelétricos – *bender elements* – que permitem a determinação direta da velocidade de ondas sísmicas em qualquer fase do ensaio triaxial.

3.2.2. PLANO DE ENSAIOS

O plano de ensaios encontra-se resumido na Tabela 3.2 e foi elaborado com intuito de definir as linhas LEC e LNC, de estudar a variação da velocidade das ondas de corte com as tensões, e de avaliar o comportamento do solo perante carregamentos estáticos e cíclicos de diferentes magnitudes.

Tabela 3.2 – Plano de ensaios

Ensaio	Tipo de ensaio	Equipamento	D (mm)	BE*	e_p	w (%)	K_0	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)
1	CID	TX	50	X	0,85	5	1	20	20
2	CID	TX	50	X	0,85	5	1	150	150
3	CID	TX	50	X	0,85	5	1	75	75
4	CK ₀ D	TX SP	50	X	0,50	5	0,5	400	200
5	CID	TX	50	X	0,50	5	1	150	150
6	CK ₀ D	TX SP	50	X	0,80	5	0,5	400	200
7	CK ₀ D	TX C	70	X	0,80	5	0,5	400	200
8	CID	TX	50	X	0,95	5	1	150	150
9	CK ₀ D	TX	70	X	0,90	5	0,5	300	150
AP1	CID	TX HP	70	(-)	0,50	5	1	7400	7400
AP2	CID	TX HP	70	(-)	0,50	5	1	7400	7400
EDO	CK ₀ D	EDO	50	(-)	0,85	5	0,5	6400	3200

* Medição das ondas sísmicas através de BE: (x) realizada; (-) não realizada

Para além dos ensaios apresentados, foram também realizados ensaios laboratoriais de caracterização física do solo, nomeadamente:

- Análise granulométrica;
- Densidade das partículas sólidas;
- Índice de vazios máximo e mínimo;

3.3. ENSAIOS LABORATORIAIS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

3.3.1. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A análise granulométrica é um processo que visa definir, para determinadas faixas pré-estabelecidas de tamanho de grãos, a percentagem em peso que cada fração possui em relação à massa total da amostra em análise (Costa, 2008).

A análise granulométrica iniciou-se com a homogeneização do solo e posteriormente com a passagem do mesmo no peneiro n.º 200 que apresenta uma malha (0,075 mm de abertura) coincidente na prática com a dimensão que separa as areias dos siltes.

Como a quantidade de finos aparentou não ser significativa e atendendo a que a análise granulométrica exige diferentes metodologias de ensaio para a fração de solo passada e para a fração de solo retida no peneiro n.º 200 – peneiração e sedimentação, respetivamente – optou-se por definir a curva granulométrica apenas para a fração retida.

A análise granulométrica por peneiração foi executada quatro vezes para o mesmo tipo de solo recolhido a diferentes profundidades *in situ* (desde 1,5 a 4,60 m) e as respetivas curvas granulométricas obtidas encontram-se representadas na Figura 3.13.

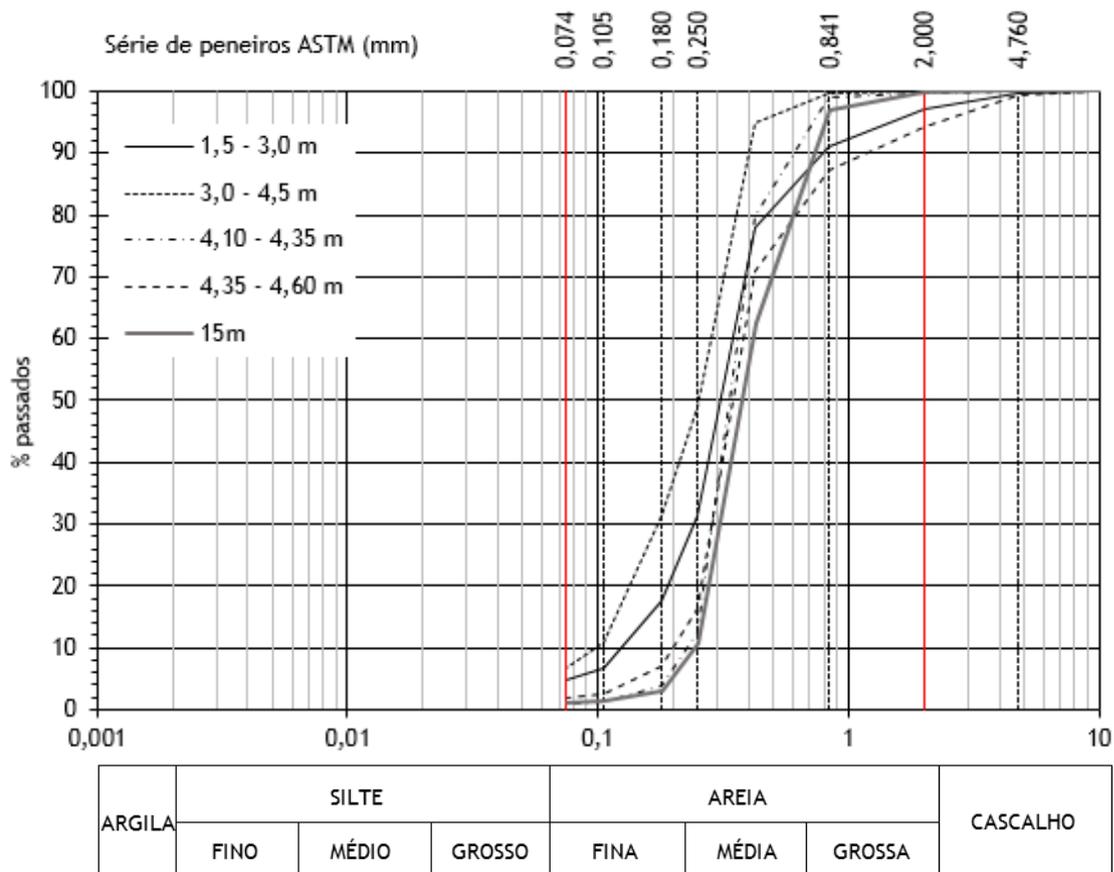


Figura 3.13 – Representação das curvas granulométricas do solo

Visualmente pode constatar-se que o solo é constituído essencialmente por 90% de areia, dos quais cerca de 65% corresponde a uma areia mediana a grossa.

Para avaliar a graduação do solo, recorreu-se à classificação unificada que tem como base a composição granulométrica e compreende dois grandes grupos de solos: solos grossos (mais de 50% de retidos no peneiro nº 200) e solos finos (mais de 50% de passados no peneiro nº 200). À medida que se procede com a classificação, os grandes grupos vão sendo divididos em mais pequenos até uma classificação final. O procedimento seguido na classificação foi o seguinte:

- Mais de 50% retido no peneiro 200 → Solos grossos
- Solos grossos → Mais de 40% da fração grossa retida no peneiro 4 → Areias
- Areias → $C_u < 6$; $C_c < 1$

Em que:

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad e \quad C_D = \frac{D_{30}^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (3.4)$$

Os valores de C_U e C_C foram determinados para a curva mais à esquerda (3,0 - 4,5m) e para a curva mais direita (15 m) e os resultados obtidos encontram-se na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Classificação unificada – parâmetros C_u e C_c

Curva	D_{60}	D_{30}	D_{10}	C_U	C_C
3,0 - 4,5 m	0,28	0,18	0,10	2,75	1,11
15 m	0,41	0,30	0,25	1,64	0,88

Dos valores de C_U e C_C obtidos, constata-se que segundo a classificação unificada a areia em estudo se insere num grupo de areias mal graduadas.

3.3.2. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

A densidade das partículas sólidas (G_s) ou, alternativamente, o peso volúmico das partículas sólidas (γ_s) é um parâmetro característico do solo, imprescindível para a determinação do índice de vazios.

A determinação deste parâmetro pode ser feito sobre amostras previamente secas em estufas ou sobre amostras húmidas. Para solos arenosos é recomendado o primeiro método e os materiais necessários à sua realização são os seguintes:

- Balança;
- Água destilada;
- Picnómetro;
- Estufa;
- Termómetro;

O método é baseado na determinação do volume de uma massa de solo conhecido pelo método de deslocamento de fluidos, sendo a densidade das partículas sólidas calculada a partir da massa do solo e do volume.

O método consiste resumidamente nos seguintes passos:

- Determinação do peso do picnómetro com água destilada até o nível de calibração (m_3);
- Transferência da amostra de solo para o interior do picnómetro e determinação do respetivo peso (m_5);
- Secagem da amostra em estufa e determinação do peso seco (m_4);

O cálculo da densidade das partículas resume-se assim na seguinte equação:

$$\gamma_s = k \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} 9,81 \rightarrow G_s = \frac{\gamma_s}{9,81} \quad (3.5)$$

Em que k corresponde à razão entre as densidades da água à temperatura do ensaio e a 20°C.

O solo em estudo apresenta algumas conchas na sua constituição (Figura 3.14 (a) e (b)) e de modo a averiguar essa influência na densidade das partículas sólidas, realizaram-se dois ensaios: um sobre uma amostra de solo natural (com conchas) e outro sobre uma amostra de solo com exclusão das partículas retidas no peneiro nº 10 (sem conchas), obtendo-se um G_s de 2,69 e 2,67, respetivamente. Atendendo a que na prática o parâmetro G_s toma valores entre 2,6 e 2,8, esta diferença de 10% torna-se significativa.

No tratamento dos dados provenientes dos ensaios triaxiais, nomeadamente no cálculo do índice de vazios, utilizou-se o G_s de 2,69 como referência, dado o facto de os ensaios terem sido realizados sobre amostras de solo no seu estado natural (com conchas).



(a)



(b)

Figura 3.14 – (a) Material retido no peneiro nº 10; (b) Conchas de maior dimensão retiradas da caixa de ensaio de campo

3.3.3. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS MÁXIMO E MÍNIMO

O ensaio para determinação destes parâmetros foi executado no Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção (LGMC) do CICCOPN, seguindo como referência um documento resumo da norma ASTM D 4253. A determinação das baridades máximas e mínimas do solo, e consequentemente do e_{\min} e e_{\max} respetivamente, pode ser feita sobre amostras previamente secas em estufas ou sobre amostras húmidas. Independentemente do método, a realização do ensaio exige uma quantidade suficiente de solo que garanta o enchimento total de um molde cilíndrico.

No presente trabalho optou-se por realizar o ensaio sobre amostras previamente secas, executando primeiro o ensaio de determinação do e_{\max} e só depois o ensaio de determinação do e_{\min} a partir do produto obtido da determinação do primeiro.

O procedimento a adotar para a determinação do índice de vazios máximo consiste no seguinte:

- a) Pesagem do molde vazio (m_0) e determinação do volume do molde (V_0);
- b) Enchimento do molde com um dispositivo de vazamento escolhido em função da dimensão máxima das partículas (D_{\max} do solo $\leq 4,75$ mm \rightarrow funil com abertura de 13 mm);
 - o funil deve ser movimentado em espiral, da periferia para o centro, de modo a uniformizar cada camada de solo;
 - a altura de queda das partículas deve ser mantida constante ao longo do enchimento e tão pequena quanto possível, tomando sempre o cuidado de nunca remexer o solo já depositado;
- c) Nivelamento do solo à superfície do molde com auxílio de um nivelador e pesagem (m_1);
- d) Cálculo do índice de vazios máximo por meio da expressão:

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d,\min}}{\gamma_{d,\min}} \quad \text{com,} \quad \gamma_{d,\min} = \frac{m_1 - m_0}{V_0} \quad \text{e} \quad \gamma_s = 2,69 \quad (3.6)$$

Na Figura 3.15 encontram-se algumas fotografias referentes ao procedimento e alguns dos equipamentos necessários à determinação do e_{\max} .

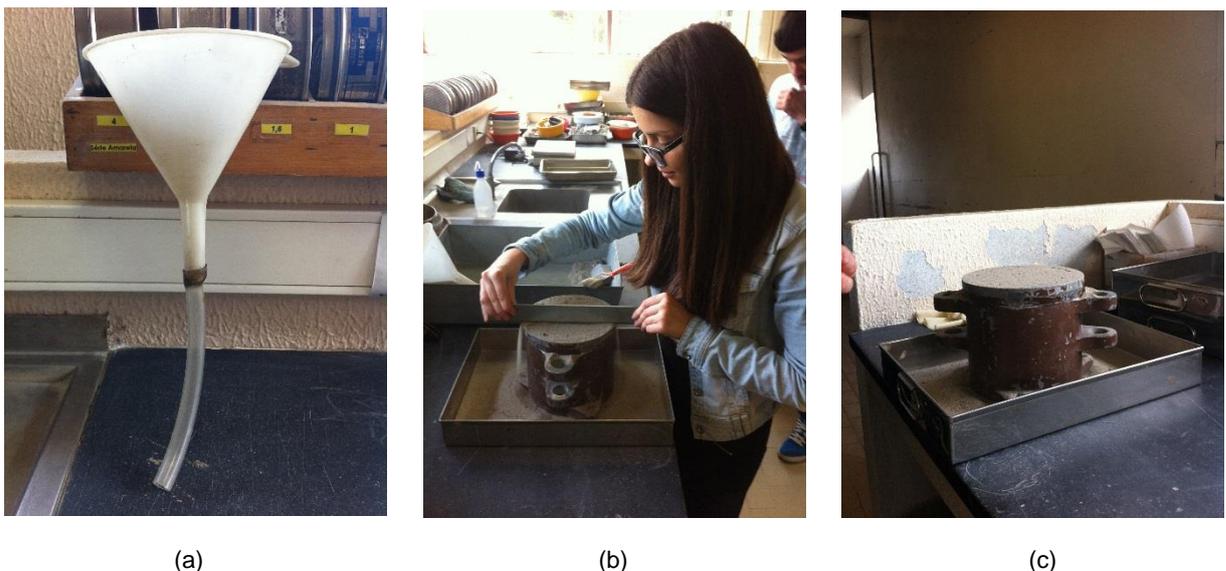


Figura 3.15 – (a) Funil com 30 mm de abertura; (b) Regularização da superfície do solo ao topo do molde; (c) Molde cheio e pronto para pesagem;

O processo de enchimento, nivelamento e pesagem é executado três vezes de modo a minimizar erros de medição e/ou de operação do ensaio. Depois de cada pesagem, o ensaio prossegue para determinação do índice de vazios mínimo seguindo os seguintes passos:

- Montagem e fixação do conjunto molde, prato e alonga sobre uma mesa vibratória – ver Figura 3.16.
- Aplicação de uma sobrecarga de 14 kg sobre o prato colocado à superfície do solo;
- Vibração do conjunto na direção vertical a uma frequência de 50 ± 2 Hz durante $12 \text{ min} \pm 1/4$ min;
- Finalizada a vibração, retirar cuidadosamente a alonga e a sobrecarga.
- Medição do abaixamento do provete com um paquímetro (H médio) e determinação do volume do provete (V_1) - a norma exige que sejam registadas pelo menos 6 medições em 6 pontos diametralmente opostos pois é comum o assentamento não ser constante ao longo de toda a superfície;
- Cálculo do índice de vazios mínimo por meio da expressão:

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s - \gamma_{d,\max}}{\gamma_{d,\max}} \quad \text{com,} \quad \gamma_{d,\min} = \frac{m_1 - m_0}{V_1} \quad \text{e} \quad \gamma_s = 2,69 \quad (3.7)$$

Na Figura 3.16 ilustra-se o material utilizado para a determinação do índice de vazios mínimo.

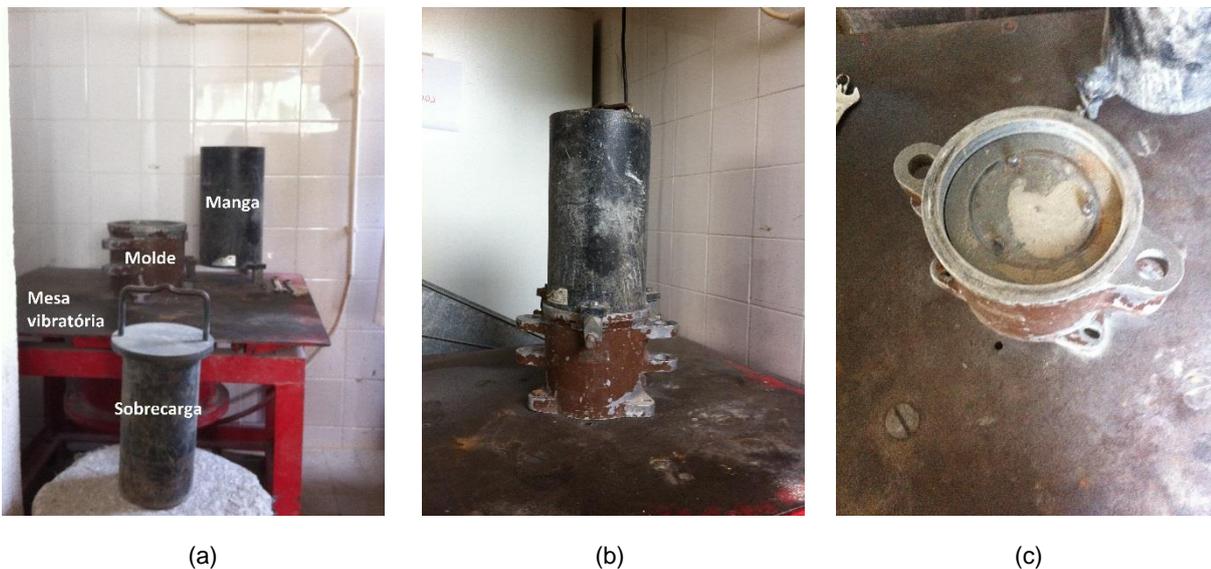


Figura 3.16 – (a) Sobrecarga, molde, alonga e mesa vibratória; (b) conjunto fixo sobre a mesa vibratória; (c) Fios retidos à superfície do prato no final da vibração

A necessidade de obtenção destes parâmetros resultou da invariância duvidosa do índice de vazios de uma amostra de solo quando submetida a ciclos de extensão-compressão de amplitude significativa. Na verdade, os resultados obtidos (Tabela 3.4) explicam essa invariância na medida em que revelam que a gama de índice de vazios desta areia é de facto muito pequena.

Tabela 3.4 – Resultados obtidos do ensaio de determinação do $e_{\text{máx}}$ e $e_{\text{mín}}$

Índice de vazios	1º	2º	3º	Média
$e_{\text{máx}}$	0,88	0,88	0,87	0,88
$e_{\text{mín}}$	0,54	0,53	0,52	0,53

3.4. ENSAIOS LABORATORIAIS DE CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

3.4.1. INTRODUÇÃO

O ensaio triaxial é o ensaio de laboratório mais utilizado para determinar a resistência ao corte dos solos (Matos Fernandes, 2006). Consiste essencialmente numa câmara acrílica (separada por um topo e uma base) sobre a qual é colocada uma amostra cilíndrica no centro, protegida por uma membrana impermeável de latex que garante a estanquidade entre o interior e o exterior da amostra ao ser fixada por dois *o-rings* no topo e na base. Sobre a base e o topo da amostra são também colocadas pedras porosas protegidas por filtros de papel que evitam a passagem de finos provenientes do provete que possam colmatar estas pedras. O topo da câmara possui um êmbolo que ligado a uma prensa estática permite carregar a amostra verticalmente.

A câmara triaxial apresenta um sistema de torneiras que permite a ligação da amostra ao exterior. Essas ligações estão identificadas na figura Figura 3.17 por **a**, **b**, **c** e **d** cuja função e equipamento de ligação se encontram definidos na Tabela 3.5.

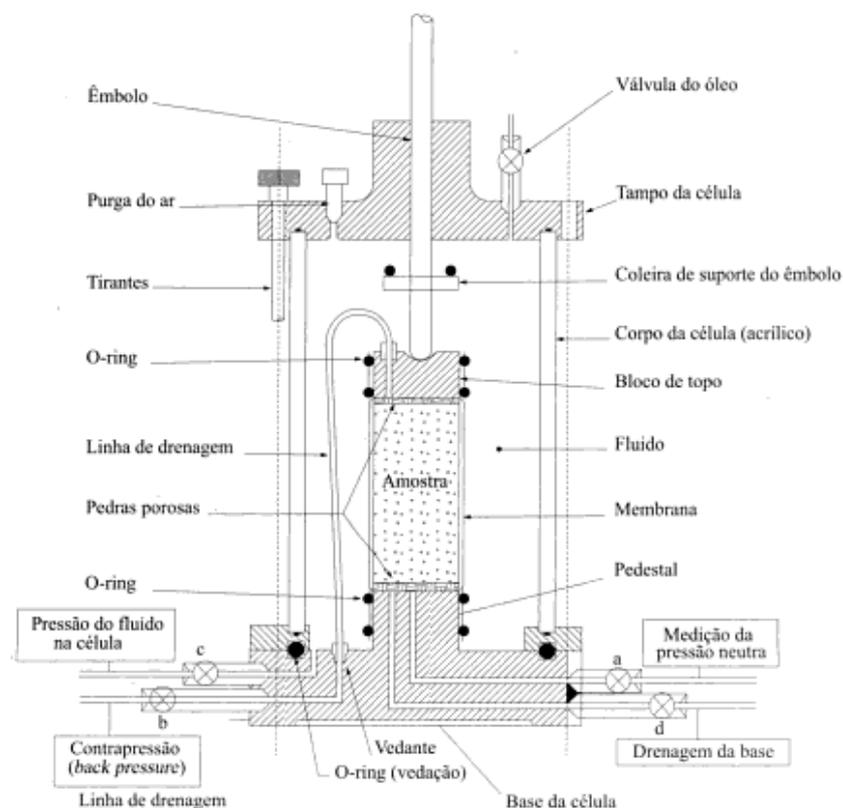


Figura 3.17 – Esquema típico de um ensaio triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

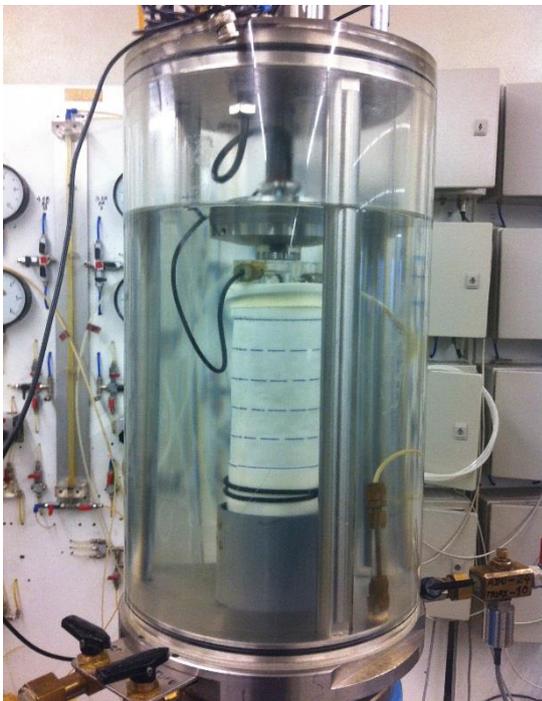
Tabela 3.5 – Ligações da câmara ao exterior e respetivas funções

Ligação	Função	Equipamento
a	Medição da pressão na água dos poros	Transdutor de pressão
b	Definição da pressão no interior da amostra (BP)	Compressor
c	Definição da pressão de água na câmara (CP)	Compressor
d	Volume de água que sai e/ou entra na câmara	Medidor de volume

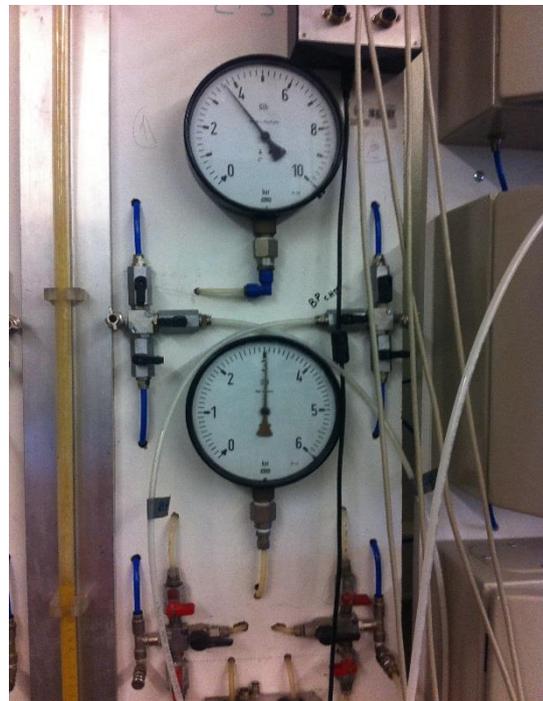
3.4.2. CÂMARA TRIAXIAL CONVENCIONAL COM PRENSA ESTÁTICA

A câmara triaxial convencional é dos sistemas mais empregues no LabGeo da FEUP para a realização de ensaios estáticos (Figura 3.18 (a)). Este equipamento desenvolvido para provetes entre 50 mm e 100 mm de diâmetro, dispõe de um painel regulador de pressões de utilização simples, que permite definir as pressões desejadas por via de introdução de ar comprimido (Figura 3.18 (b)).

As pressões que atuam no sistema são designadas em todos os equipamentos triaxiais por CP (*cell-pressure*) - pressão de água na câmara ou pressão de confinamento - e BP (*back pressure*) - pressão de contrapressão ou pressão de água nos poros da amostra. As ligações da câmara ao exterior que permitem a introdução dessas pressões encontram-se associadas a transdutores de pressão que ao possuírem um diagrama sensível à variação de pressão na água, emitem sinais elétricos proporcionais. Esses sinais são lidos por instrumentos eletrónicos digitais, nomeadamente por um sistema computacional com um *software* adequado.



(a)



(b)

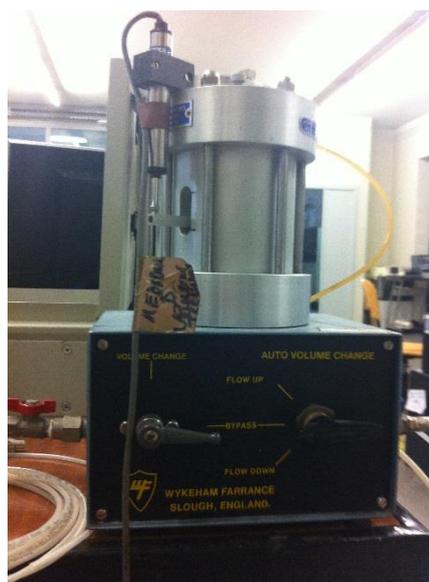
Figura 3.18 – (a) Câmara triaxial convencional; (b) painel regulador de pressões

Além das pressões mencionadas, existe ainda a pressão axial que pode ser aplicada sobre a amostra através de um carregamento vertical. Esse carregamento é executado por um pistão fixo no centro do topo da câmara, por meio de uma prensa que controla o deslocamento do pistão por unidade de tempo. A força aplicada é medida por meio de uma célula de carga fixa ao pistão e o deslocamento induzido é medido por meio de um transdutor de deslocamento externo designado LVDT (*Linear Variable Differential Transformers*) fixo ao êmbolo. A prensa utilizada na realização de ensaios estáticos suporta forças até 100 kN e encontra-se representada na Figura 3.19 (a).

Um outro dispositivo essencial à realização de qualquer ensaio triaxial drenado é o medidor de volume (Figura 3.19 (b)) que regista a variação volumétrica sofrida pela amostra no interior do provete.



(a)



(b)

Figura 3.19 – (a) Prensa DIGITAL TRITEST da ELE International; (b) Medidor de volume do LabGeo

O conjunto de dispositivos necessário à realização de qualquer ensaio triaxial encontra-se resumido na Tabela 3.6 e o *software* desenvolvido para leitura e aquisição dos sinais emitidos pelos transdutores, é o *MultiGeo.vi*[®] em ambiente LabVIEW (Figura 3.20).

Tabela 3.6 – Variáveis adquiridas no ensaio triaxial

Parâmetro	Nomenclatura	Unidade	Transdutor
Pressão de água na camara	CP	kPa	Trandutor de pressão
Pressão de água nos poros da amostra	BP	kPa	Trandutor de pressão
Força	F	N	Célula de carga
Deslocamento	LVDT	Mm	LVDT
Variação volumétrica	<i>VolumeChange</i>	cm ³	Medidor de volume

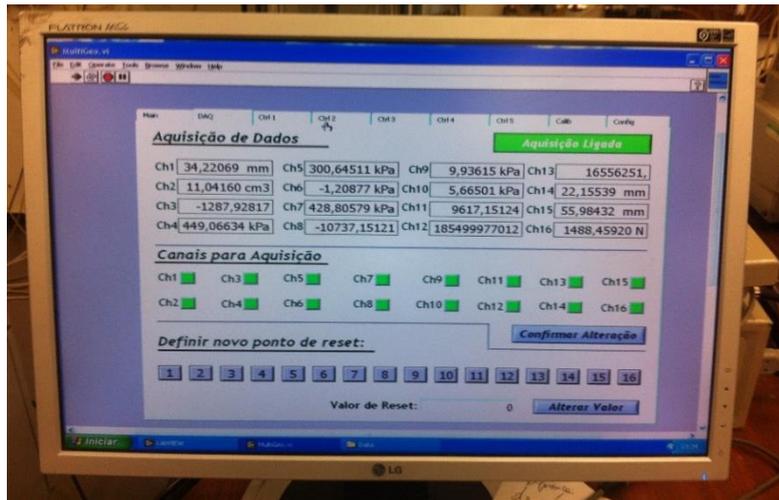


Figura 3.20 – Software de aquisição de dados – MultiGeo.vi®

Num ensaio em que seja necessário atingir pressões superiores a 700 kPa e/ou estar constantemente a subir ou a descer a força axial medida na célula de carga, mantendo a pressão no interior da amostra constante, é habitual utilizar o equipamento GDS em detrimento do regulador de pressões – ver Figura 3.21.

O GDS consiste num atuador hidráulico que controla a pressão e volume, através de água (destilada e desaerada). É constituído por um motor passo-a-passo e um fuso que atua sobre o pistão pressurizando diretamente a água num reservatório cilíndrico. O parafuso desloca-se sobre uma calha e varia a sua posição em função da pressão de água pretendida, definida através de um comando manual. Se a pressão pretendida for baixa, o parafuso vai estar distendido, deslocando-se no sentido do aumento do volume de água no reservatório. Caso se pretenda aumentar a pressão, o parafuso movimenta-se no sentido da diminuição do volume do cilindro.

O seu esquema de funcionamento é habitualmente equiparado ao funcionamento de uma seringa: ligado a um depósito de água, o recuo de um pistão dentro de um tubo cria sobre este uma sucção que leva ao enchimento do próprio tubo e se executado o movimento contrário o fluido é expulso (Silva, 2012).

Este atuador consegue operar até 1 MPa/cm³ e o seu controlo pode ser efetuado através de um computador com um software adequado (MultiGeo.vi®), ou de forma autónoma, por meio de introdução de ordens de referência, para um valor objetivo em pressão ou volume, em rampa ou ciclo, no painel de controlo.



Figura 3.21 – Controlador de pressão da GDS

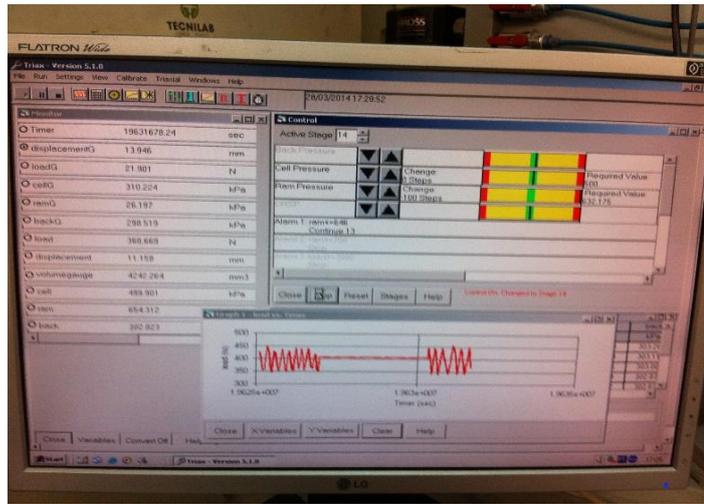
3.4.3. CÂMARA TRIAXIAL *STRESS-PATH*

O sistema triaxial *stress-path* (Figura 3.22 (a)) dimensionado para provetes de 38 a 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura, é dotado de uma célula de carga do tipo *stress-path* controlada por um sistema computacional que permite a realização de ensaios sob qualquer trajetória de tensões.

O sistema recorre ao programa TRIAX[®] (Figura 3.22 (b)) que por meio de motores passo-a-passo, controla e introduz as pressões na célula (*cell*), a contra-pressão (*back-pressure*) e a pressão na câmara inferior (RAM), sendo através da variação desta última que se aplica a deformação axial por meio hidráulico. O uso do programa facilita o operador na medida em que os incrementos de tensão são feitos de modo automático e suspendem quando o valor desejado é atingido.



(a)



(b)

Figura 3.22 –(a) Câmara triaxial *stress-path*; b) Programa TRIAX[®]

Os motores a passo (Figura 3.23 (a) e (b)) necessitam de ser vigiados de modo a controlar se estão ou não a realizar a operação pretendida. Caso não estejam a cumprir a sua função, o sistema deve ser reiniciado e/ou o número de ‘steps’ deve ser alterado.



(a)



(b)

Figura 3.23 – (a) Sistema de aquisição TRIAX[®]; (b) Motores a passo

3.4.4. CÂMARA TRIAXIAL CONVENCIONAL COM PRENSA CÍCLICA

O sistema triaxial cíclico (Figura 3.24) foi desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial da Universidade do Porto, sob especificações do Laboratório de Geotecnia da FEUP. Este sistema consiste essencialmente numa prensa com possibilidade de aplicação de cargas axiais (quer de uma forma quase estática e monótona, ou de uma forma cíclica), numa câmara triaxial convencional (dimensionada para provetes de 70 mm de diâmetro por 140 mm de altura) e em dispositivos de medição.

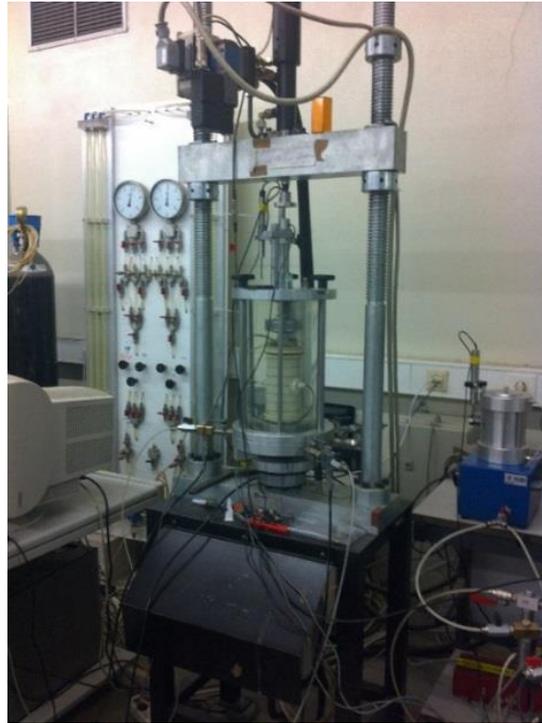


Figura 3.24 – Câmara triaxial cíclica

Em termos de *hardware*, o sistema possui os seguintes elementos:

- Um motor e uma bomba com pressão máxima de 250 bar que permite:
 - a aplicação de cargas axiais de uma forma quase estática ou monótona até uma carga máxima de 100 kN;
 - a aplicação de cargas de uma forma cíclica até uma carga máxima de 10 kN até pelo menos 5 Hz a uma pressão menor cerca de 160 bar;
- Uma unidade hidráulica;
- Um quadro elétrico com proteção do motor e um botão de emergência;
- Um servo atuador que contém um cilindro hidráulico com transdutor de posição, uma válvula associada e um transdutor de força. A força do atuador é determinada pelo produto entre a pressão hidráulica e a área do cilindro.

O sistema é controlado pelo *software DynaTesterV2.0*[®] que controla o carregamento vertical, estático e cíclico e monitoriza as pressões e deslocamentos. Na realização de ensaios cíclicos ou estáticos, o *software* requer a criação de um *template* onde se pré-definem todas as etapas do ensaio e respetivas ordens de controlo, não permitindo efetuar qualquer tipo de alteração no plano depois de iniciado o sistema que dá origem ao carregamento.

A instrumentação de medição utilizada neste ensaio é fundamentalmente a seguinte:

- Célula de carga interna (capacidade de 10 kN) – medição da carga vertical;
- Célula de pressão (CP) – medição da pressão no interior da célula;
- Célula de contra-pressão (BP) – medição da pressão na parte inferior da amostra;
- Transdutor de deslocamento axial (def_act544) – medição do deslocamento vertical do pistão;
- Transdutor de deslocamento externo (def_ext_50mm) – medição local de deformação axial;
- Medidor de volume (LVDTvol) – medição da alteração de volume;

3.4.5. CÂMARA TRIAXIAL DE ALTAS PRESSÕES

A câmara de altas pressões (Figura 3.25 (a)), também desenvolvida pelo Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, corresponde a uma melhoria do sistema relativamente ao descrito anteriormente.

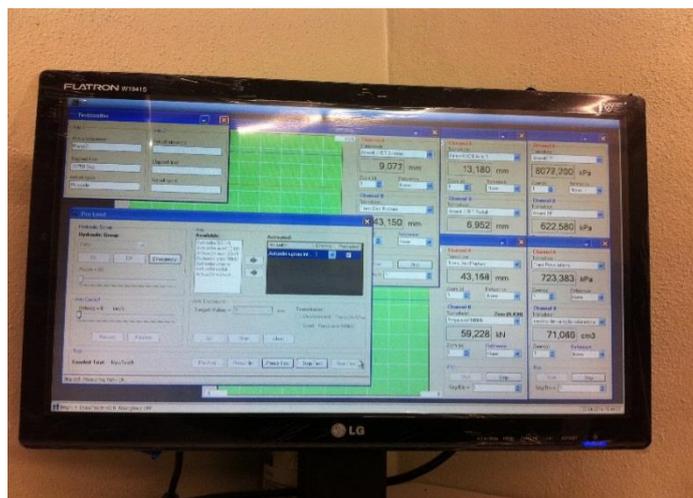
Este sistema é usado para ensaios triaxiais cíclicos em deformação axial e/ou ciclos de carga radiais e para ensaios de altas pressões de forma monótona, pois está equipado com dispositivos (célula triaxial, controlador de pressão/volume e tubos de conexão) apropriados para atingir uma pressão máxima de 10 MPa.

A célula triaxial empregue no aparelho é uma célula triaxial de alta pressão, o que obriga naturalmente à utilização de um material mais resistente que o acrílico, correntemente usado na câmara triaxial convencional. Assim, o sistema consta de uma câmara opaca de aço inoxidável (dimensionada para provetes de 70 mm por 140 mm) que não permite visualizar o seu interior durante as diferentes etapas do ensaio, obrigando o operador a controlar frequentemente as saídas dos transdutores, a fim de verificar a integridade da amostra.

Todo o sistema é controlado pelo um computador que faz o registo de todos os dados através do *software DynaTesterV2.0*[®] (Figura 3.25 (b)) e é equipado com dois conjuntos de dispositivos de medição consoante o ensaio seja programado para conduzir a amostra até altas pressões ou para aplicar cargas de uma forma cíclica.



(a)



(b)

Figura 3.25 – (a) Equipamento triaxial de altas pressões; (b) Sistema de aquisição DynaTesterV2.0[®]

No presente trabalho apenas se recorreu a este sistema de ensaio com o intuito de estudar o comportamento da amostra quando submetida a altas pressões, sobretudo para definição das linhas normalmente consolidada e dos estados críticos. O conjunto de dispositivos usado consistiu no seguinte:

- Célula de carga de compressão com carga máxima de 100 kN;
- Transdutores de pressão para medição da pressão na célula (CP) e pressão neutra (BP);
- Transdutor de deslocamento externo (LVDT);
- Transdutores submersíveis (LVDT_{radial1}, LVDT_{radial2} e LVDT_{axial}) para medição direta da deformação axial e radial da amostra durante o ensaio;
- Medidor de volume (LVDT);

A fase de montagem da amostra na câmara e a percolação da mesma é executada de modo distinto relativamente aos equipamentos já referidos.

A amostra é envolvida não por uma, mas por três membranas (duas de latex e outra de maior espessura e resistência), cada uma fixa por quatro *o-rings* (dois no topo e dois na base) perfazendo um total de doze *o-rings* (Figura 3.26 (a) e (b)). À última membrana são colados os transdutores submersíveis como mostra a Figura 3.26 (c). Antes de fechar a câmara, dá-se início à fase de percolação (câmara sem água e amostra sem tensão de confinamento).

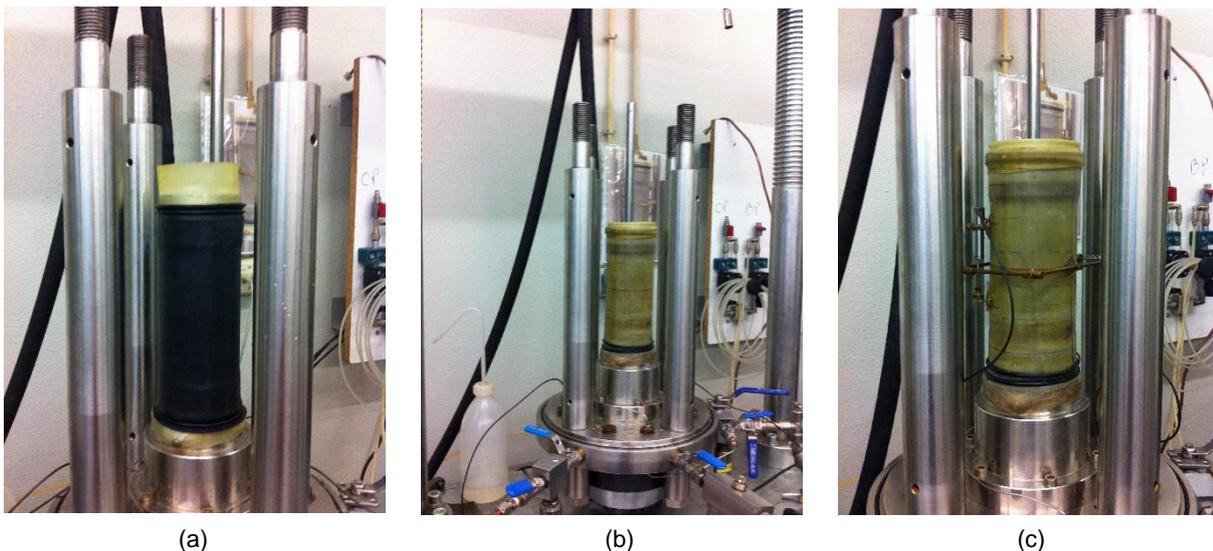


Figura 3.26 – (a) e (b) Diferentes membranas que envolvem a amostra; (c) fixação dos transdutores submersíveis à última membrana

A percolação é feita no sentido descendente (por gravidade) exigindo um volume mínimo de água percolada de 600 mL. A colocação de água no topo faz-se por meio de um tubo cilíndrico com o mesmo diâmetro do provete e com o auxílio de um funil. Nesta fase é importante que o operador vá repondo a água no topo e controle o volume de água percolado na amostra. Naturalmente esta fase é mais demorada neste tipo de equipamento pois não permite a introdução de CO₂ na amostra, que como será mostrado mais adiante, acelera esta etapa, nem oferece a vantagem de percolar no sentido ascendente que evita as condições propícias à formação de *piping* (arrastamento das partículas pela força de percolação).

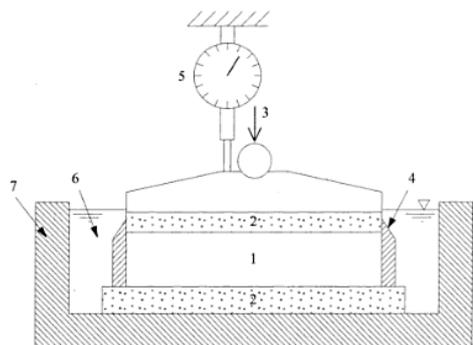
Estas alterações são devidas ao facto deste equipamento permitir levar a amostra a altas pressões, pressões essas que exigem equipamentos, dispositivos e procedimentos apropriados.

3.4.6. EDÓMETRO

Segundo Matos Fernandes (2006), o carregamento pela natureza de um depósito sedimentar através da deposição de novas camadas corresponde muito aproximadamente a um carregamento em condições de confinamento lateral. O ensaio edométrico permite simular esse carregamento e consiste no carregamento por escalões de uma amostra indeformada e saturada impedida por meio de um anel rígido de se deformar lateralmente, sendo a aplicação dos escalões realizada de 24 em 24 horas de maneira a garantir a dissipação dos excessos de pressão neutra.

A realização deste ensaio permite levar a amostra a elevadas tensões, tensões essas que não se conseguem atingir no ensaio triaxial convencional. Esta vantagem face aos triaxiais permite definir a linha dos estados críticos para índices de vazios mais baixos e avaliar a eventual quebra de grãos que resulta num aumento da percentagem de finos.

Como mostra a Figura 3.27 (a), o edómetro é constituído por um contentor que suporta duas pedras porosas e um anel rígido envolvido por água que confina a amostra lateralmente. Além disto, apresenta também um sistema de alavancas onde são colocados os pesos associados à carga vertical a introduzir sobre a amostra e um transdutor de deslocamentos que mede os deslocamentos verticais (Figura 3.27 (b)). Toda a informação relativa à carga aplicada e ao respetivo deslocamento é armazenada a partir de um sistema computacional que permite além do registo, a obtenção da curvas $e - p'$ correspondente a cada incremento.



- 1 – Amostra indeformada e saturada
- 2 – Pedras porosas
- 3 – Carga (aplicada por escalões)
- 4 – Anel rígido (impede deformações laterais)
- 5 – Transdutor (mede deslocamentos verticais)
- 6 – Água
- 7 – Contentor

(a)



(b)

Figura 3.27 – (a) Esquema simplificado do ensaio edométrico (Matos Fernandes, 2003); (b) edómetro, sistema de alavancas e cargas

Relativamente ao ensaio realizado no solo em questão, foi utilizado um anel de 50 mm de diâmetro por 19,7 mm de altura e a amostra (preparada para um índice de vazios inicial de 0,85) foi colocada sobre o mesmo recorrendo à técnica de *moist tamping*. Atendendo a que o ensaio envolve em regra um ciclo de descarga – recarga, a amostra foi carregada até 6400 kPa e após atingido este valor, descarregada até 6 kPa.

Os diagramas retirados no fim do ensaio edométrico expressam a compressibilidade do solo, relacionando o índice de vazios com a tensão efetiva vertical. A apresentação, análise e interpretação dos resultados obtidos deste ensaio será feita mais adiante nos capítulos 4 e 5.

3.5. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS

3.5.1. TEORIA DOS TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS

Os transdutores piezoelétricos têm uma propriedade piezoelétrica que lhes permite converter energia elétrica em energia mecânica e vice-versa, funcionando como atuadores ou sensores respetivamente, sendo que, na maior parte dos casos, o mesmo transdutor pode realizar ambas as funções (Ferreira, 2003).

Um elemento piezocerâmico polarizado pode gerar movimentos de extensão-compressão ou de flexão dependendo da forma, da composição, da direção de polarização e do modo de aplicação do campo elétrico (Brignoli et al., 1996).

Os elementos podem ser simples ou duplos, quer sejam constituídos por uma ou duas placas piezocerâmicas, respetivamente. Os elementos simples podem deformar-se longitudinalmente em qualquer uma das 3 direções ortogonais, produzindo movimentos de extensão ou compressão nessas direções. Os elementos duplos, dada a sua configuração mais versátil podem produzir além de movimentos de extensão-compressão, movimentos de flexão (Piezo Systems, 1994).

A deformação em curvatura dos elementos duplos dá-se quando sob uma determinada tensão, uma placa contrai e a outra dilata, exibindo o comportamento ilustrado na Figura 3.28.



Figura 3.28 – Esquema de um elemento piezocerâmico duplo em repouso e sob tensão (adaptado de Dyvik e Madshus, 1985)

3.5.2. OS BENDER E EXTENDER ELEMENTS

Os transdutores piezoelétricos, nomeadamente os *bender* e *extender elements*, são elementos que permitem a transmissão e receção de ondas e que têm sido recentemente adaptados a câmaras triaxiais para determinação direta da velocidade de propagação de ondas sísmicas.

Os *bender elements*, tal como o nome indica, deformam-se em flexão propagando ondas de corte durante a sua deformação. Este transdutor eletromecânico é constituído por duas placas finas piezocerâmicas rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eléctrodos na face exterior. A ligação das placas em relação às suas direções de polarização deve ser tal que origine um movimento conjunto em flexão de modo a propagar ondas de corte ou ondas S (Ferreira, 2003).

A Figura 3.29 ilustra o tipo de movimento sofrido pelo transdutor associado à aplicação de um impulso sinusoidal.

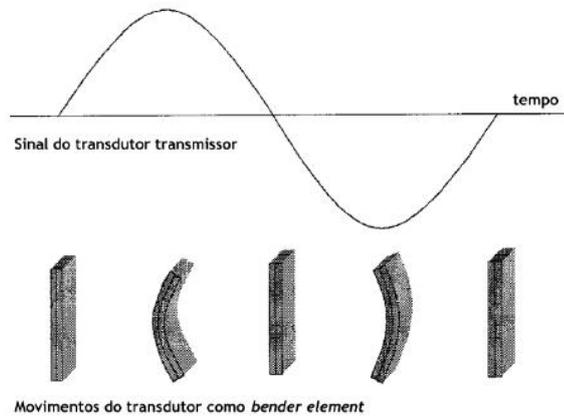


Figura 3.29 – Esquema de funcionamento de um bender element (Ferreira, 2003)

Os *extender elements* são transdutores idênticos aos *bender elements* mas deformam-se em extensão-compressão propagando ondas de compressão durante a sua deformação. Estes transdutores são constituídos igualmente por duas placas piezocerâmicas mas a sua ligação em relação às suas direções de polarização é efetuada de forma a originar um movimento conjunto em extensão-deformação propagando ondas de compressão volumétrica ou ondas P.

Na Figura 3.30 apresenta-se o esquema do movimento do *extender element* quando submetido a um impulso sinusoidal.

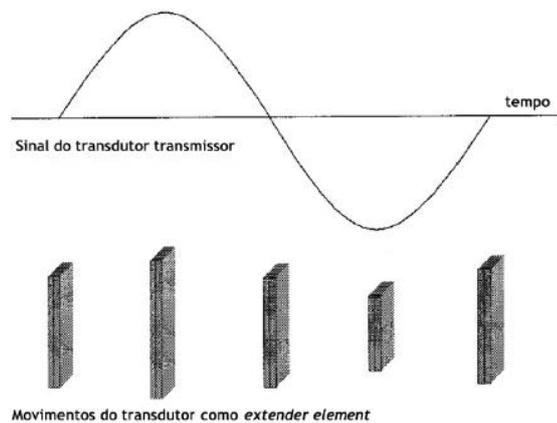


Figura 3.30 – Esquema de funcionamento de um extender element (Ferreira, 2003)

No decurso de uma investigação na *University of Bristol* (Reino Unido) conduzida por Dr. David Nash e colegas, constatou-se que os mesmos transdutores, se adequadamente ligados, poderiam ser utilizados para a propagação dos dois tipos de ondas. Esta constatação rapidamente levou à criação de um único transdutor híbrido, designado de *bender/extender element*, no qual a partir da alternância dos modos

ligação é possível a geração de ondas corte e de compressão. Ensaio sobre amostras de areias em câmaras triaxiais vieram autenticar a veracidade destes elementos híbridos.

No decorrer destas investigações, as câmaras triaxiais do Laboratório de Geotecnia da FEUP têm sido reajustadas para a adaptação destes elementos inovadores e novos sistemas de aquisição e gestão de resultados têm sido desenvolvidos.

3.5.3. APRESENTAÇÃO DOS SISTEMAS TRIAXIAIS COM *BENDER ELEMENTS*

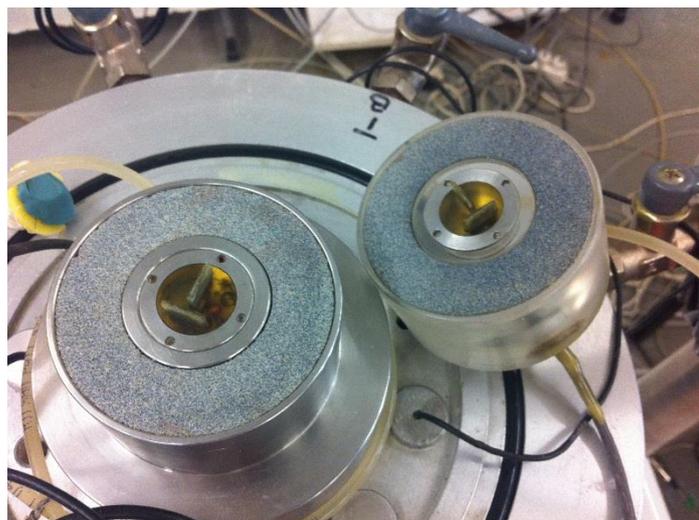
A geração de ondas de corte ou de compressão do elemento *bender/extender* é dependente do modo de ligação dos cabos elétricos. No entanto, um único modo de ligação é suficiente para gerar os dois tipos de ondas, sacrificando-se apenas algum desempenho dos transdutores, dada a não-otimização das ligações. Essa ligação veio proporcionar ao elemento piezocerâmico um movimento predominante de flexão para uma gama baixa de frequências entre 2 e 8 Hz, e um movimento predominante de extensão-compressão para uma gama de frequências mais elevada (desde 20 Hz a 100Hz).

Com esta nova descoberta e atendendo a que o *extender element* apenas difere do *bender element* no modo como são executadas as ligações, é razoável designar os elementos piezocerâmicos implementados nos sistemas triaxiais do LabGeo por apenas *bender elements*.

Dos sistemas triaxiais já referidos, a câmara convencional, a câmara *stress-path* e a câmara cíclica possuem estes elementos instalados na placa de base e de topo. Estes transdutores, produzidos na *University of Western Australia*, foram instalados em cápsulas numa disposição em forma de T, como mostra a Figura 3.31. Esta disposição em T permite a propagação das ondas S em duas direções ortogonais, o que se revela particularmente útil na avaliação da anisotropia dos solos, quando instalados nas faces laterais dos provetes. Nos sistemas utilizados, as ligações estão efetuadas de modo que os elementos instalados na base funcionem como transmissores e os instalados no topo funcionem como recetores. Nesta configuração de propagação de ondas na direção vertical, a medição das ondas de corte pelos dois transdutores é redundante, pelo que em regra apenas foi apenas feito o registo para um par transmissor-recetor.



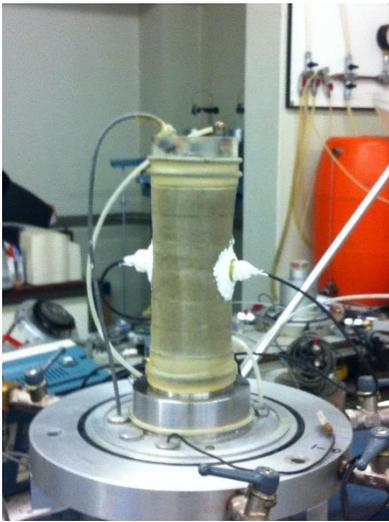
(a)



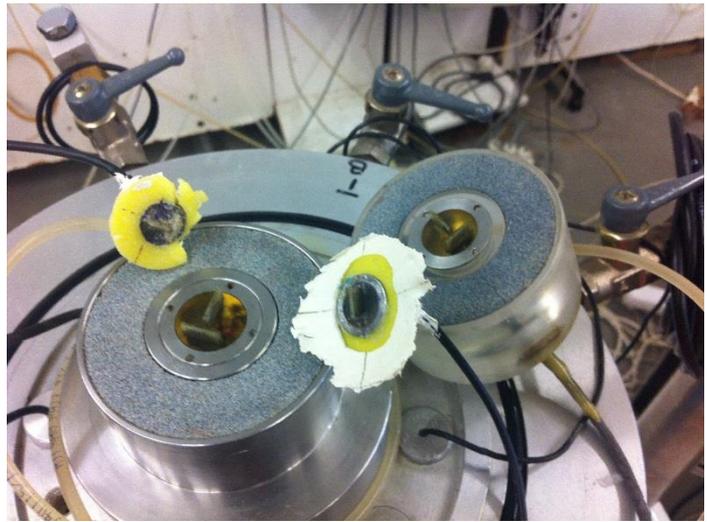
(b)

Figura 3.31 – (a) Placa de topo da câmara stress-path; (b) Placa de topo e de base da câmara cíclica;

A câmara triaxial cíclica é provida de quatro pares de *benders*, dos quais dois pares se encontram instalados sobre as placas, permitindo a propagação de ondas na direção vertical, e mais dois pares de *benders* que instalados sobre a face lateral do provete permitem a propagação de ondas sísmicas na direção horizontal (Figura 3.32). A instalação destes *benders* laterais obriga a que antes da instalação da membrana sobre o pedestal, sejam efetuados dois cortes na membrana a meia altura do provete, correspondentes à ranhura dos transdutores. A fixação dos transdutores no provete é feita através de uma cola de secagem rápida e impermeável. O contacto perfeito dos transdutores em relação à amostra é imprescindível para que a propagação do sinal apenas se efetue sobre a mesma. A Figura 3.32 (a) mostra o aspeto do provete depois de colados os transdutores horizontais.



(a)



(b)

Figura 3.32 – (a) Aspeto final do provete depois da instalação dos *benders* horizontais; (b) *Benders* horizontais e verticais da camera triaxial cíclica

3.5.4 SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ONDAS

A adaptação dos sistemas de aquisição e gestão dos resultados provenientes do ensaio sísmico foi desenvolvido no LabGeo-FEUP (Viana da Fonseca et al., 2008 e Ferreira, 2009). O sistema de aquisição consta de uma série de equipamentos de apoio que permitem a geração, amplificação e aquisição das ondas – ver Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Equipamentos de apoio à medição sísmica

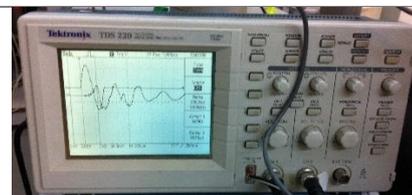
Um gerador de funções (TTi– *Thurlby Thandar Instruments*) programável, capaz de criar variadas configurações de sinal – sinusoidal, quadrada, rampa ou outra – de modo contínuo ou sob a forma de impulsos repetidos a uma dada frequência, podendo armazenar funções pré-definidas, para uma utilização mais rápida (Ferreira, 2003);



Dois amplificadores de sinal, desenvolvidos na *University of Western Australia* por equipa liderada pelo Dr. Martin Fahey em colaboração com o LabGeo, que permitem a amplificação e deteção dos sinais de entrada e resposta, e o controlo dos canais de ligação associados a cada par de *benders*;



Um osciloscópio de elevada resolução e precisão (modelo *Tektronix TDS220*) que regista os sinais enviados pelo gerador de funções e permite a identificação imediata do intervalo de tempo das ondas sísmicas;



A aquisição das ondas é feita num computador com um *software* adequado – *Wavestar* - que permite o registo das ondas para posterior análise e interpretação.

O esquema de ligações dos diversos equipamentos que constituem o sistema está representado na Figura 3.33.

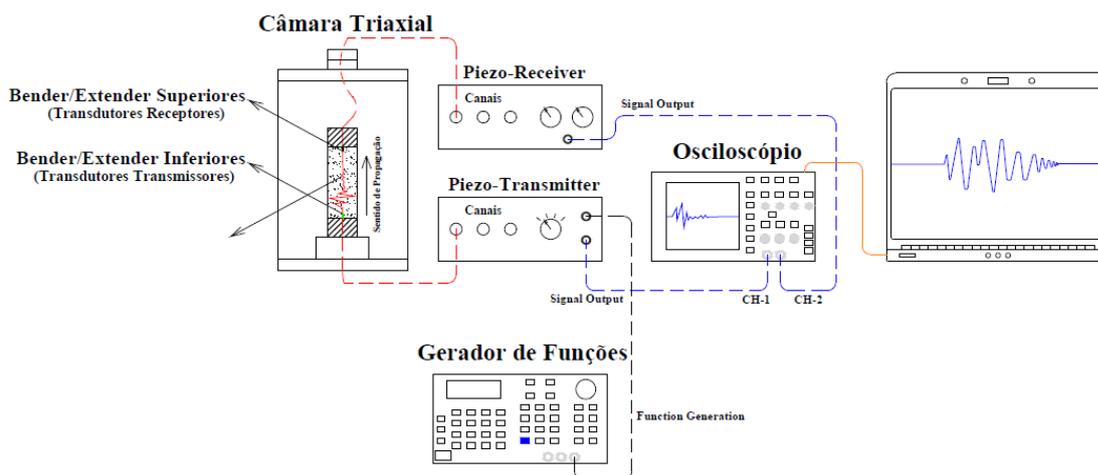


Figura 3.33 – Esquema de ligação dos equipamentos que constituem o ensaio sísmico

A realização do ensaio mecânico convencional em simultâneo com o ensaio das ondas sísmicas permite a correlação dos resultados entre si, trazendo evidentes vantagens ao nível do volume de informação útil. Deste modo, sempre que possível, procedeu-se à leitura das ondas sísmicas no final da saturação, no final da consolidação isotrópica e/ou anisotrópica e no decorrer do corte de cada ensaio. A Figura 3.34 mostra os diferentes equipamentos triaxiais em funcionamento simultâneo com o ensaio das ondas sísmicas.

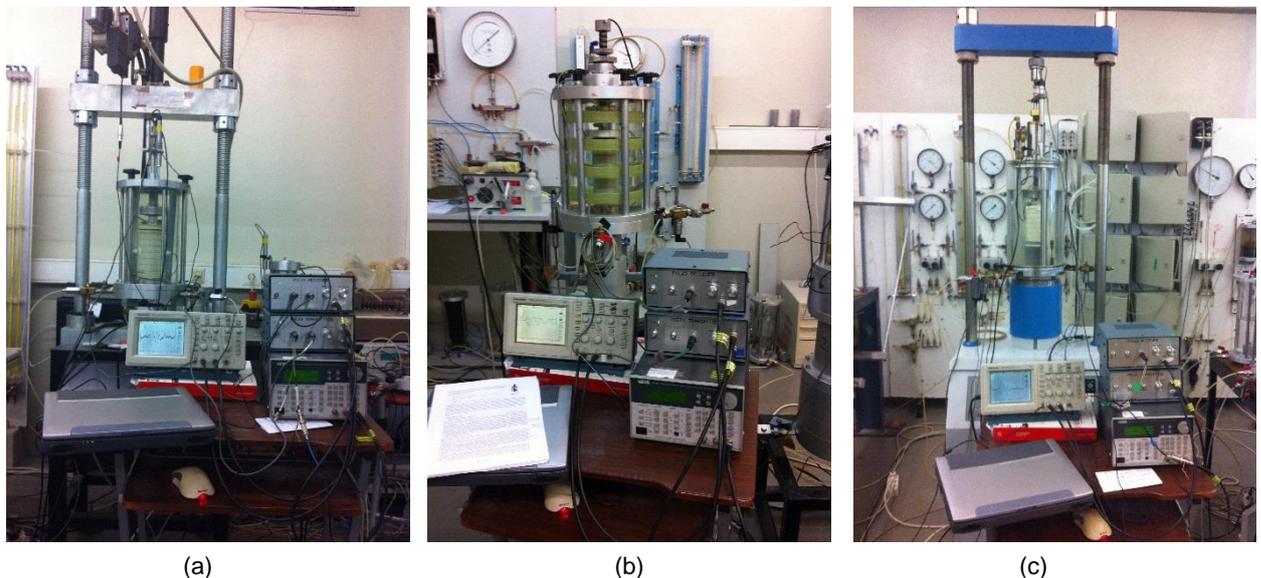


Figura 3.34 – Leitura de ondas sísmicas na câmara cíclica (a), stress-path (b), e convencional (c)

3.6. PROCEDIMENTOS ASSOCIADOS AO ENSAIO TRIAXIAL

3.6.1. MONTAGEM E PREPARAÇÃO DA AMOSTRA

Antes de preparar a amostra, a câmara triaxial e os elementos necessários à fixação da amostra sobre a câmara são devidamente preparados. Esta fase de montagem e adaptação compreende os seguintes passos:

- a) Introdução de um papel de filtro sobre o pedestal de forma a evitar a passagem de finos provenientes do provete que possam colmatar a pedra porosa. O papel deve ser previamente recortado com o mesmo diâmetro do provete, deixando um recorte no centro com o formato do *bender* de modo a garantir o contacto direto entre o solo e o transdutor;
- b) Divisão e marcação na membrana de látex da espessura das 5 ou 6 camadas, de modo a orientar o operador durante a moldagem do provete na câmara;
- c) Colocação da membrana no pedestal e fixação desta com dois *o-rings* de forma a evitar a entrada de água pela base do provete;
- d) Colocação de um molde metálico cilíndrico sobre a base e ajuste da membrana ao seu topo;
- e) Aplicação de uma pressão de vácuo de 0,5 bar diretamente ao molde de modo a tirar todo o ar que fica entre este e a membrana;

A Figura 3.35 mostra o aspeto típico de uma câmara devidamente preparada à colocação da amostra no interior do molde.

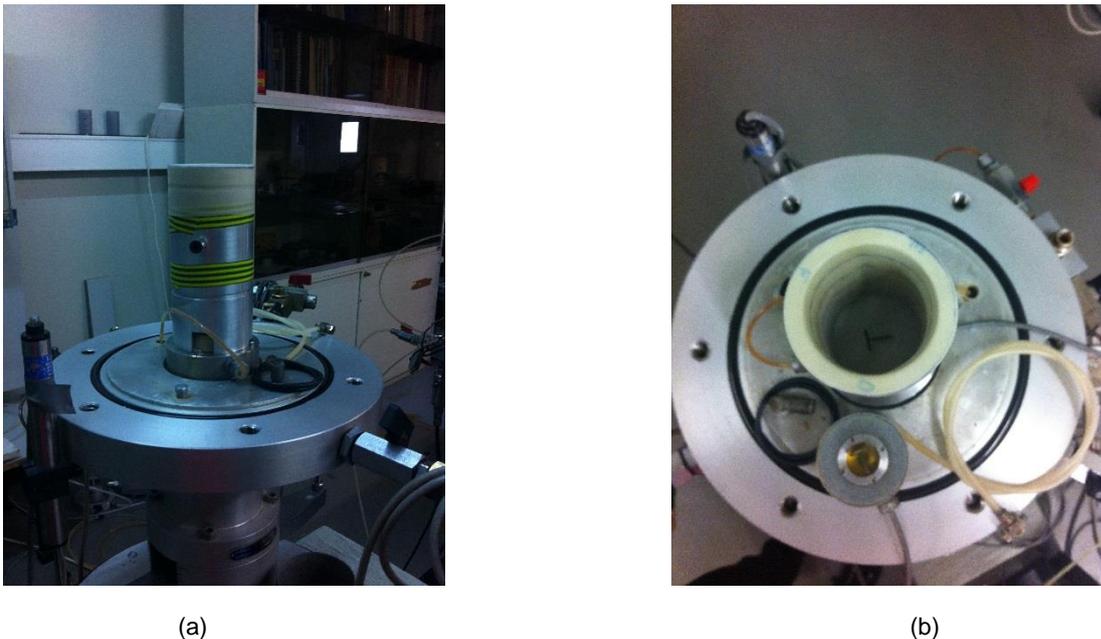


Figura 3.35 – (a) e (b) Aspeto do sistema triaxial Stress-Path no final da fase de montagem

A moldagem da amostra no provete da câmara pode ser feito de diversas formas. No presente trabalho todas as amostras foram preparadas por *moist tamping*.

A preparação da amostra exige um cálculo prévio do peso de solo para o índice de vazio inicial desejado. Esse cálculo é efetuado por meio de uma folha de *EXCEL* onde a partir do volume do provete e do índice de vazios pretendido, se determina o peso de solo a introduzir por camada para um teor de água pré-definido, neste caso de 5%. Calculado o peso, procede-se do seguinte modo:

- a) Preparação de 0,5 kg de material seco (ou 1kg para provetes de 70 mm de diâmetro);
- b) Homogeneização do material e adição de 30 mL (ou de 55 mL para provetes de 70 mm de diâmetro) de água destilada para um teor em água de 5% (junção de 5 mL a mais para ter em conta as perdas de água durante a preparação);
- c) Colocação do solo por camadas no molde, tendo o cuidado de colocar o recipiente que possui o solo na totalidade dentro de um saco plástico para perder o mínimo de humidade possível;
- d) Preenchidas todas as camadas, redução do vácuo para 0,1 bar na parte de cima do provete, colocar dois *o-rings* duplos no topo e retirar o molde;
- e) Medição da altura e diâmetro da amostra com o paquímetro;

3.6.2. PERCOLAÇÃO

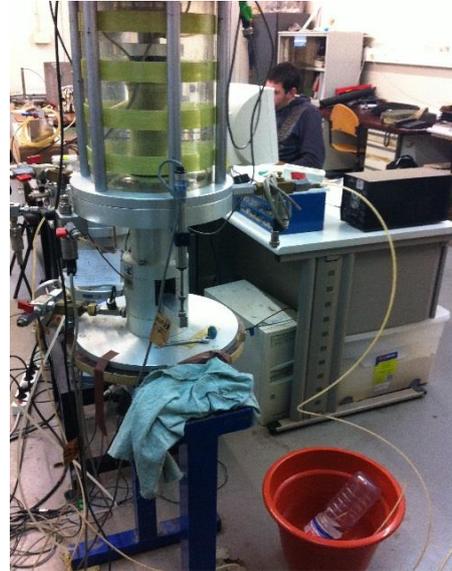
A percolação consiste na expulsão do ar existente entre as partículas através do preenchimento dos vazios intraparticulares com água. Segundo Viana da Fonseca (1996), este processo permite obter, em materiais com permeabilidade média a elevada, graus de saturação muito próximos de 90%.

Em solos arenosos pode constatar-se processos de arraste de finos e a criação de condições propícias ao “*piping*” que introduzem heterogeneidades nos provetes. De forma a evitar as condições propícias a esse fenómeno, a percolação é feita no sentido ascendente (da base para o topo do provete) com contra-pressão de 10 kPa, mantendo o estado de tensão efetiva inicial nunca superior a 10 kPa.

No solo em estudo, realizou-se numa primeira fase a percolação de um gás inerte sobre o provete e só depois foi feita a percolação com água. A percolação do CO₂ (Figura 3.36) foi realizada com o intuito de favorecer o arraste das bolhas de ar presentes nos vazios do solo e assim facilitar o percurso da água dentro do provete, diminuindo o tempo associado a esta fase que pode ser por vezes muito morosa.



a)



b)

Figura 3.36 – (a) Tubagem de armazenamento do CO₂; (b) Percolação de CO₂ sobre a amostra

No início da percolação o provete encontra-se sob uma tensão de confinamento de 10 kPa (pressão de vácuo de 0,1bar) e o procedimento a seguir é o seguinte:

- a) Introdução do CO₂ na amostra;
- b) Ligação do tubo que sai do topo do provete a um balde com uma garrafa de água;
- c) Aumento da pressão de CO₂ até saírem bolhas da garrafa;
- d) Enchimento da garrafa com água, esperando que ela esvazie naturalmente (cerca de 15 a 20 minutos);
- e) Remoção do tubo de CO₂ e percolação com água;
- f) Aplicação das pressões, 20 kPa na câmara e 10 kPa no interior da amostra (contra-pressão);
- g) Colocação de um recipiente plástico graduado para recolha da água percolada no mesmo sentido de percolação do CO₂;

Como regra, a percolação deverá ser mantida até que o volume de água percolado seja equivalente ao dobro do volume de vazios inicial.

3.6.3. SATURAÇÃO

A saturação tem como objetivo remover as bolhas de ar de menor dimensão que permaneceram dentro da amostra e nas linhas de pressão neutra do sistema de ensaio após a percolação. A saturação é realizada por contrapressão e consiste no aumento progressivo da pressão no interior da amostra (BP). De modo a não consolidar a amostra, este aumento da pressão é acompanhado pelo aumento da pressão na câmara

(CP) mantendo assim a tensão efetiva constante (10 kPa). No presente trabalho, o incremento de tensões foi realizado a uma taxa de 50 kPa por hora até um valor de contrapressão de 300 kPa à exceção dos ensaios realizados na câmara de altas pressões, nos quais a saturação apenas se verificou para uma contrapressão na célula de 600 kPa.

A verificação da saturação pode ser feita através da medição do parâmetro B de Skempton (a partir do qual é possível estimar o grau de saturação) e/ou através da leitura das ondas de compressão (ondas P). O parâmetro B é dado pela equação 3.8, onde Δu corresponde à variação da pressão intersticial e $\Delta\sigma_3$ à variação de tensão de confinamento.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta\sigma_3} \quad (3.8)$$

Numa amostra totalmente saturada, em que a compressibilidade do esqueleto sólido é muito superior à da água dos poros, todo o incremento de tensão de confinamento é equilibrado por meio de um excesso de pressão neutra ($\Delta u = \Delta\sigma_3$) conduzindo a um parâmetro B igual à unidade. A determinação deste parâmetro é assim conseguida através da medição da variação da pressão intersticial originada pela aplicação de uma pequena variação da pressão de confinamento (por exemplo, $\Delta\sigma_3 = 30$ kPa), sendo que para um solo completamente saturado, a variação da pressão intersticial medida tem que ser igual à variação da pressão de confinamento ($B = 1$). Em termos práticos, registando os valores da pressão na câmara (CP) e da pressão neutra (BP) antes e depois do incremento de pressão de confinamento, determina-se o valor de B que, na experiência de ensaios em areias, deverá ser igual ou superior a 0,95.

A leitura do tempo de propagação das ondas P pode também fornecer uma indicação complementar relativamente ao estado de saturação da amostra, pois a velocidade de propagação destas ondas corresponde à velocidade do som na água, ou seja, aproximadamente 1500 m/s.

Nas fases que se seguem (consolidação e corte), estando perante um solo saturado, as variações de volume do provete corresponderão a variações de volume de entrada ou saída de água da amostra. Se a amostra não estiver completamente saturada, essas variações não serão realistas e resultarão em erros mais ou menos grosseiros, com implicações diretas na análise e interpretação dos resultados.

3.6.4. CONSOLIDAÇÃO

A consolidação compreende a passagem do estado de tensão efetiva no final da fase de saturação (10 kPa) para um estado de tensão isotrópico de tensão efetiva superior e deste para um estado de tensão anisotrópico. É nesta fase que se reproduz em laboratório os diversos estados de tensão representativos das condições a que o solo se encontra “*in situ*”. Sendo a tensão efetiva dependente da profundidade e tendo conhecimento do peso volúmico, optou-se por alcançar diferentes tensões em cada ensaio com o objetivo de simular diferentes profundidades e assim estudar o comportamento do solo para diferentes estados de tensão.

O aumento da tensão efetiva é conseguido através do incremento da pressão de confinamento (CP) e simultaneamente, da fixação da contrapressão (BP) que deverá permanecer com o mesmo valor que atingiu no final da saturação. Perante uma consolidação isotrópica, a tensão efetiva vertical e horizontal apresentam o mesmo valor ($\sigma'_v = \sigma'_h = CP - BP$), enquanto perante uma consolidação anisotrópica, a relação entre as tensões verticais e horizontais dependem do coeficiente de impulso de repouso ($K_0 = 0,5$ admitido para todos os ensaios realizados em condições anisotrópicas).

A consolidação anisotrópica é conseguida partindo da consolidação isotrópica, aplicando através do êmbolo, uma força de direção vertical sobre a amostra. A aplicação desta força pode ser executada por meio de uma prensa, recorrendo ou não a um controlo automático através de um *software* que permita o registo e ajuste da força aplicada.

O valor da força é calculado previamente a partir da equação 3.9 em que A corresponde à área do provete e σ'_v e σ'_h à tensão efetiva vertical e horizontal, respetivamente.

$$F = A \times (\sigma'_v - \sigma'_h) \quad (3.9)$$

Atingido o estado de tensão efetivo desejado, esta fase dá-se por terminada quando a variação volumétrica estabiliza. A fase de consolidação é realizada em condições drenadas, de modo a evitar a geração de excessos de pressão neutra, do que resulta uma redução de volume e, conseqüentemente, uma redução do índice de vazios.

Segundo Matos Fernandes (2006) facilmente se compreende que a amostra ao ser ensaiada parte de um estado de tensão efetiva igual ao que possuía “*in situ*” mas de estado de tensão total e neutra naturalmente diferentes. No entanto, uma vez que são as tensões efetivas que comandam o comportamento do solo, esta diferença não tem conseqüências nos resultados dos ensaios.

No decorrer da consolidação é imprescindível o registo do volume e do deslocamento vertical (medido através de um LVDT). Segundo a norma CEN ISO/TS 17892-9, sempre que o deslocamento vertical não for registado durante a consolidação, deve ser calculado a partir da expressão 3.10 em que ΔV_c corresponde à variação de volume durante a consolidação, V_i e H_i ao volume e altura da amostra no início do ensaio, respetivamente.

$$\Delta H_c = \frac{1}{3} \frac{\Delta V_c}{V_i} \times H_i \quad (3.10)$$

3.6.5. CORTE

O corte consiste na aplicação de uma força axial crescente que conduz o provete até à rotura. A aplicação de tensões de corte é realizada mantendo a tensão na câmara constante e o seu controlo pode ser feito em termos de deformação ou tensão. Nos ensaios realizados optou-se por realizar o corte com deformação controlada, impondo na prensa um deslocamento por unidade de tempo (cerca de 0,02 mm/minuto – velocidade máxima admitida pela norma CEN ISO/TS 17892-9 para solos arenosos) calculado de forma a amostra atingir cerca de 20% ou 30% de deformação axial, e procurando evitar a geração de excessos de pressão neutra.

Antes de iniciar o corte, o êmbolo da célula de carga deve ser encostado ao topo da amostra lentamente sem impor qualquer deformação, e os dispositivos de medição da força e transdutores de deslocamento devem ser zerados. O registo inicial dos transdutores deve ser efetuado em intervalos de tempo reduzidos para que durante o tratamento dos dados seja possível determinar o módulo secante (E_{50}), rejeitando as leituras de deslocamento erróneas. Para além das variáveis mencionadas, também os valores relativos à variação de volume e pressões na célula e neutra devem ser registados.

Nesta fase é imprescindível manter as ligações da amostra ao exterior sempre abertas para que o medidor de volume registre todas as variações de volume a partir da água que sai ou entra na amostra. O registo desta variável possibilita ao operador a correção do índice de vazios do fim para o início do corte. É de notar que a variação de volume pode ser positiva ou negativa, consoante a amostra se encontre com um índice de vazios solto ou compacto, respetivamente.

A Figura 3.37 mostra uma série de fotografias do solo em estudo em final da fase de corte.

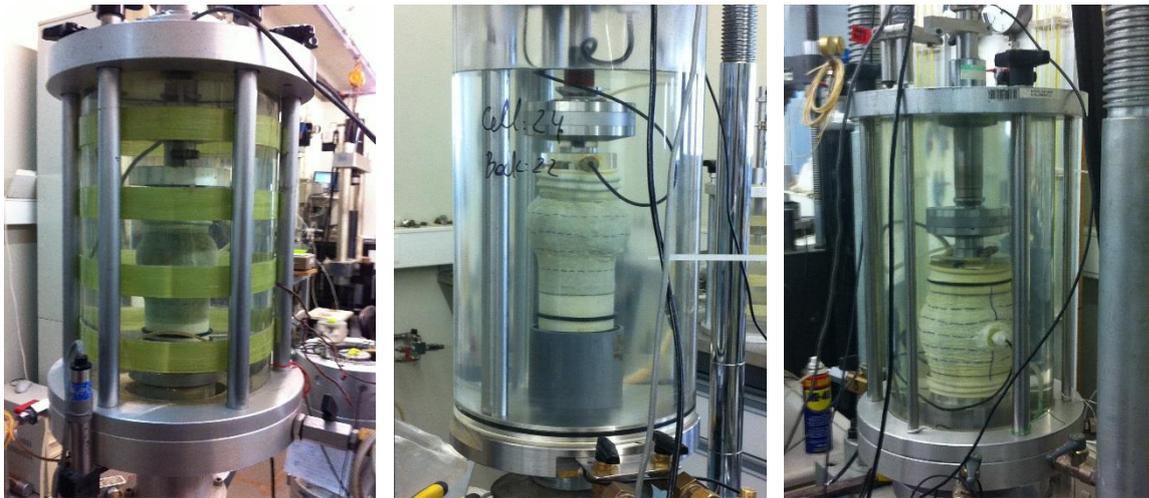


Figura 3.37 – Aspeto de diferentes amostras do solo em estudo no final do corte estático

3.6.6. DESMONTAGEM E DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS FINAL

Terminado o corte, registam-se à mão todos os valores apontados pelos transdutores referentes às diversas variáveis e desliga-se a aquisição automática dos mesmos no computador. Posto isto, fecham-se todas as ligações da amostra ao exterior para que esta não perca água e o grau de saturação medido seja o real. De seguida procede-se com a desmontagem, expulsando toda a água e retirando posteriormente, a parte superior da câmara.

Geralmente a amostra é retirada da câmara, ainda contendo os *o-rings*, membranas e papéis de filtro, e pesada juntamente com os mesmos para facilitar o cálculo do teor em água da amostra. Naturalmente, a este peso é descontado o peso do material que é lavado para o mesmo recipiente de modo a não haver perda de solo. O recipiente contendo o solo ensaiado é colocado na estufa durante pelo menos 24 horas e novamente pesado para a obtenção do peso seco.

É importante que todos os pesos correspondam à realidade pois é a partir destes pesos que se determina o volume e índice de vazios final da amostra. O volume correspondente às fases de corte e consolidação é calculado com base no volume final e nas variações de volumes registadas no decorrer do ensaio.

4

RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE

4.1. RESULTADOS DO CAMPO EXPERIMENTAL: TRABALHOS ANTERIORES E ATUAL

4.1.1. ENSAIOS DE CAMPO: SCPTU E SDMT

Os ensaios de campo realizados numa fase anterior a esta dissertação permitiram fazer, a partir dos resultados fornecidos, uma estimativa de alguns parâmetros mecânicos da areia em estudo, bem como identificar as profundidades de interesse em amostrar na segunda campanha de sondagens.

Os resultados dos ensaios SDMT1 e SDMT2 realizados na segunda fase da primeira campanha de sondagens encontram-se sintetizados na Figura 4.1.

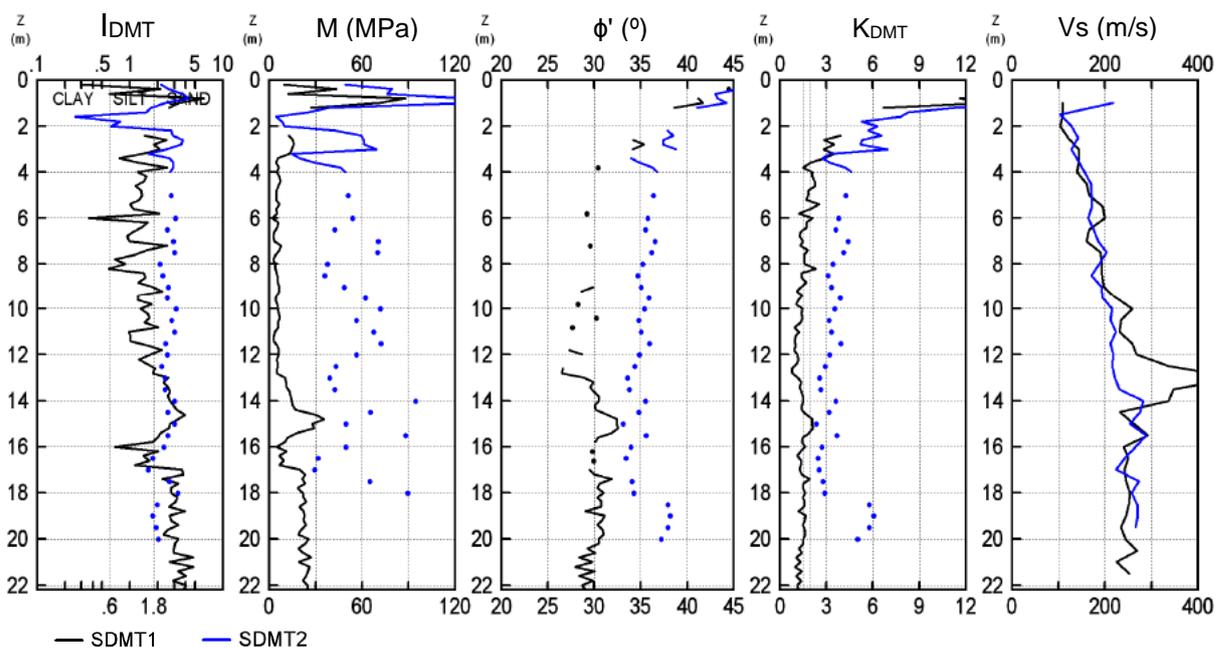


Figura 4.1 – Resultados dos ensaios SDMT1-2 e SDMT2-2 (Rodrigues *et al.*, 2014)

A partir destes dois ensaios foi possível estimar um valor para o ângulo de atrito e peso volúmico do solo. Relativamente ao peso volúmico, uma vez registado em profundidade, selecionou-se as camadas referentes ao solo arenoso e efetuou-se uma média. A determinação do ângulo de atrito foi efetuada com base na relação de natureza empírica estabelecida entre este e o índice do material, I_{DMT} (parâmetro deduzido do ensaio DMT).

As expressões que permitiram o cálculo de ϕ' , bem como do I_{DMT} indispensável à sua utilização, estão indicadas nas equações 4.1 e 4.2, respetivamente.

$$I_{DMT} = \frac{p_1 - p_0}{p_0 - u_0} \quad (4.1)$$

$$\phi'(^{\circ}) = 28 + 14,6 \log K_{DMT} - 2,1 (\log K_{DMT})^2 \quad I_{DMT} > 1,8 \quad (4.2)$$

No que diz respeito à velocidade de ondas sísmicas e consequentemente ao módulo de distorção da areia em estudo constata-se uma variação mais significativa, tendo sido assim estimados intervalos para os mesmos. Na Tabela 4.1 encontram-se sintetizados todos estes parâmetros que compreendem não só areia mas também solo areno-siltoso.

Tabela 4.1 – Estimativa dos parâmetros do solo a partir de ensaios sísmicos realizados em trabalhos posteriores

Ensaio	ϕ'	γ (kN/m ³)	Vs (m/s)	G ₀ (MPa)
SDMT1	31°	19	150 a 350	100 a 200
SDMT2	37°	21	200 a 250	100 a 150

Dois dos resultados obtidos dos ensaios SCPTU realizados na primeira campanha de sondagens encontram-se sintetizados na Figura 4.2 e na Figura 4.3. Os resultados ilustram a evolução do índice de classificação (I_c), da resistência de ponta normalizada (Q_{tN}), da pressão de água nos poros (u_2) e das velocidades de ondas de corte (V_s) em profundidade. As expressões utilizadas no cálculo de I_c e Q_{tN} encontram-se definidas nas equações 4.3 e 4.4, respetivamente.

$$I_c = ((3,47 - \text{Log} Q_{tN})^2 + (\text{Log} Fr + 1,22)^2)^{0,5} \quad (4.3)$$

$$Q_{tN} = \left(\frac{q_t - \sigma_{v0}}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad \text{com} \quad n = 0,38 \cdot I_c + 0,05 \cdot \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} - 0,15 \quad (4.4)$$

A interpretação e análise dos ensaios CPTU teve por base a abordagem unificada proposta nos últimos anos por alguns autores, nomeadamente por Robertson (2009, 2010 e 2012).

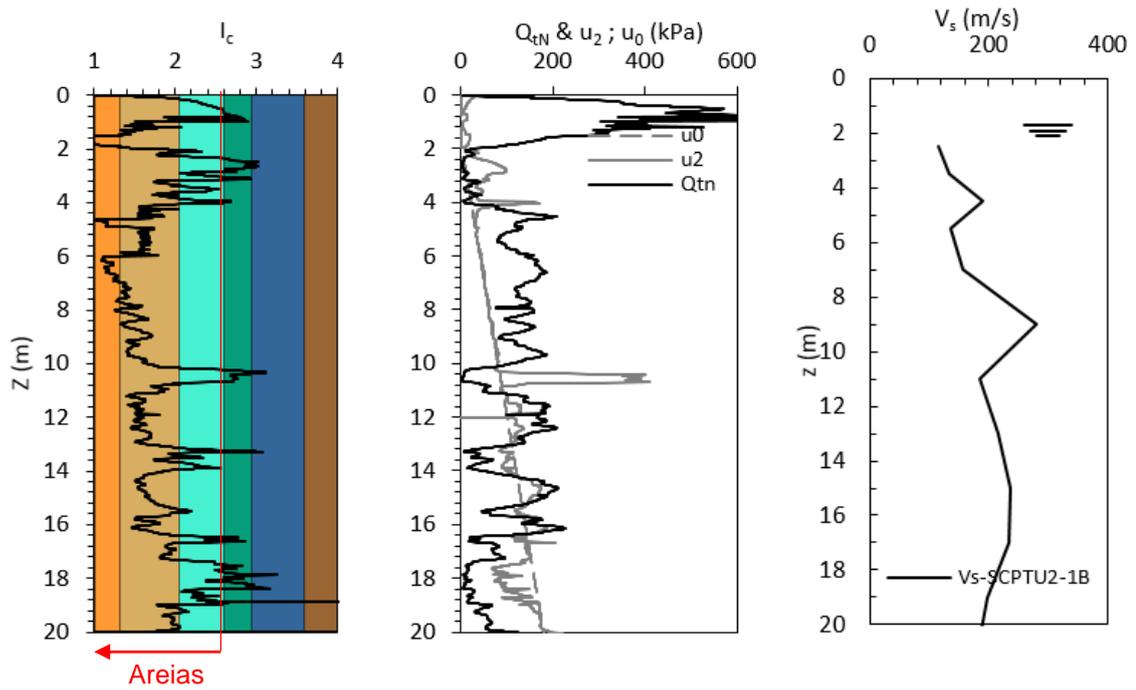


Figura 4.2 – Resultados do SCPTU2-1B no terreno de Aveiro (Rodrigues *et al.*, 2014)

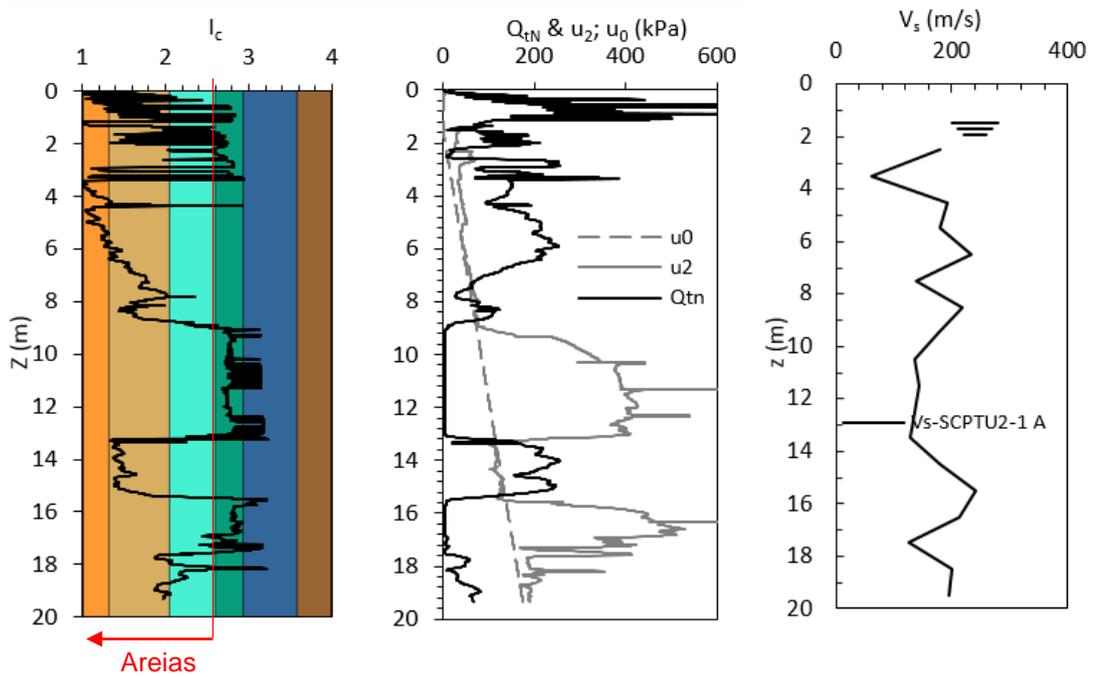


Figura 4.3 – Resultados do SCPTU2-1A no terreno de Aveiro (Rodrigues *et al.*, 2014)

Este conjunto de resultados permitiu identificar com rigor as camadas arenosas ($I_c < 2,6$) e validar os parâmetros definidos pelos ensaios SDMT.

Dos ensaios CPTU/SCPTu foi também possível averiguar as diferentes posições do nível freático do terreno que pelo facto de estar junto à ria de Aveiro toma posições desde 0,8 a 4,3 metros de profundidade como mostra a Figura 4.4.

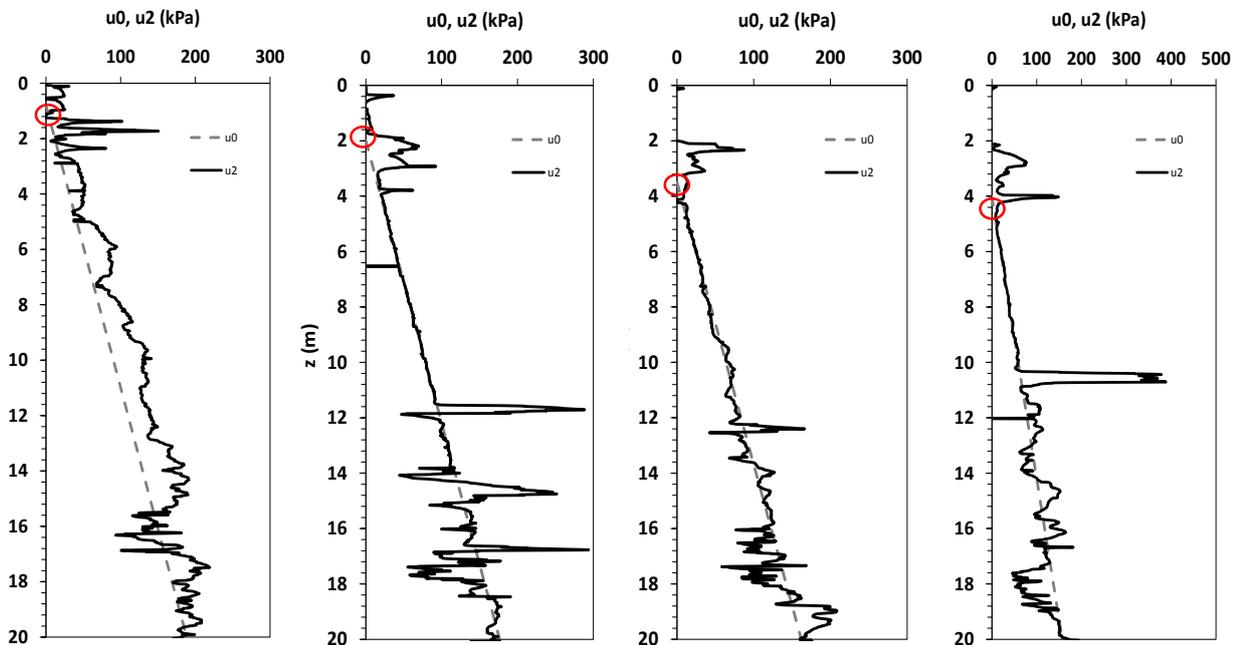


Figura 4.4 – Identificação da posição do nível freático do terreno (SCPTU1-2, CPTU1-1, SCPTU3-1, SCPTU2-1)

4.1.2. IDENTIFICAÇÃO DA ZONA DE AREIA ENVELHECIDA

Alguns dos resultados de ensaios de campo da primeira campanha de prospeção permitiram identificar uma zona arenosa ($I_c < 2,6$) com excessos de pressão neutra negativa apontando algum envelhecimento natural por volta dos 15 metros de profundidade. Ensaios de ondas sísmicas realizados sobre o mesmo local reforçaram a mesma ideia ao apontarem uma velocidade mais elevada na mesma zona. Na Figura 4.5 encontra-se identificada a zona em questão.

Desta análise surgiu o tema da dissertação referente à abordagem do envelhecimento e com esse propósito foi realizado um conjunto de ensaios laboratoriais destinados a restabelecer esse envelhecimento com avaliação da velocidade das ondas sísmicas com vista à deteção desse efeito.

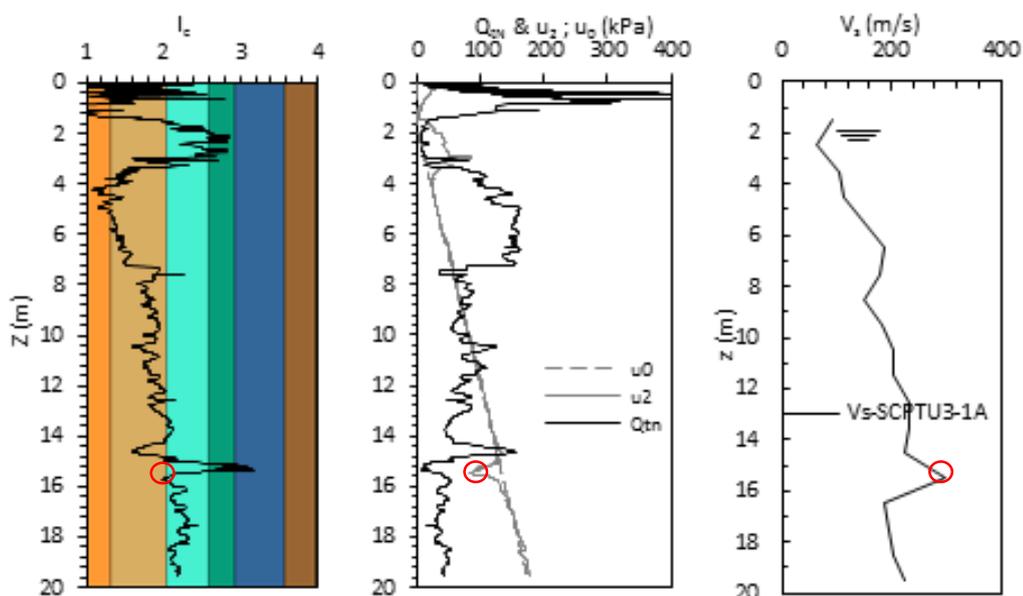


Figura 4.5 – Resultados do ensaio SCPTU3-1A, destacando-se uma zona com evidencia de algum envelhecimento natural (Rodrigues *et al.*, 2014)

4.1.3. RECOLHA DE AMOSTRAS (MAIO, 2014)

A campanha de sondagens que abrangeu a recolha de amostras no terreno em estudo durou cerca de duas semanas e envolveu dois furos de sondagem (S1 e S2) onde foram utilizados os amostradores correntes da empresa Mota-Engil referidos em 3.1.3. Na Tabela 4.2 apresenta-se número de amostras colhidas por furo por amostrador.

Tabela 4.2 – N° de amostras colhidas por furo por amostrador na segunda campanha de sondagens realizada

Furo \ Amostrador	Shelby	GMPV	Osterberg	Total
S1	1	2	1	4
S2	0	2	1	3

Nesta campanha tiveram lugar condições climáticas complexas (chuva forte) que naturalmente afetaram a recolha bem como a integridade das amostras. O número de amostras colhidas ao longo de duas semanas assinala que este tipo de amostradores são muito pouco exequíveis neste tipo de terreno. É de notar que das poucas amostras colhidas, a maioria não preencheu a totalidade do tubo amostrador (75% de amostra no máximo) e que nem sempre as amostras colhidas foram representativas do material em estudo reforçando mais uma vez a pouca eficiência destes amostradores em solos arenosos.

4.1.3.1 Avaliação da qualidade de amostragem em laboratório

Como referido em 2.5.4, o método de comparação das velocidades das ondas sísmicas em campo com as de laboratório constitui um dos métodos mais eficientes na avaliação da qualidade de amostragem. Com esse propósito, sobre as amostras colhidas no campo experimental, realizaram-se medições das

velocidades das ondas de corte diretamente nos diferentes tubos amostradores com recurso aos equipamentos disponíveis no Laboratório de geotecnia da FEUP.

Na medição das velocidades utilizou-se um outro amplificador de sinal distinto do utilizado nos ensaios triaxiais que se mostrou muito mais eficiente a nível da nitidez e qualidade do sinal recebido. Este amplificador, além de proporcionar uma melhor amplificação do sinal, possui dois canais, um para leitura das ondas P e outro para leitura das ondas S.

Sendo estas medições efectuadas no solo dentro do tubo amostrador sobre a bancada, o procedimento de medição envolveu também a utilização de um outro par de *benders* em T uma vez que todos os outros referidos em 3.5.3 se encontram fixos ao topo e à base das câmaras triaxiais. Na Figura 4.6 destaca-se esse novo par de *benders* e todo o equipamento adoptado na medição das ondas, nomeadamente o osciloscópio, o gerador de funções e computador referidos em 3.5.4, bem como o novo amplificador de sinal.



Figura 4.6 – Equipamento necessário à leitura das ondas de corte diretamente nos tubos amostradores

A primeira amostra a ser ensaiada foi a amostra retirada com o amostrador Shelby. Este tipo de amostrador revelou-se muito complicado de ensaiar, uma vez que a onda volumétrica sofre reflexão na parede metálica do tubo. É importante realçar que este tubo apenas continha 30% de amostra e que dada a impossibilidade de se encurtar, tornou ainda mais complexo o procedimento. Tendo sido apenas uma amostra colhida com este amostrador, prosseguiu-se com o ensaio nos tubos amostradores GMPV. O primeiro GMPV ensaiado apenas mostrou clareza no sinal depois de encurtada a amostra. Nesse sentido, e sendo possível o corte do tubo PVC por serragem, optou-se por repartir os tubos seguintes de modo a facilitar a aquisição do sinal, bem como proporcionar um maior número de leituras de ondas sísmicas no tubo amostrador – ver Figura 4.7. Relativamente às amostras colhidas com o amostrador Osterberg, não se efectuou a leitura das ondas de corte, uma vez que se constatou que material recolhido (lodos) não era representativo do solo em estudo.



Figura 4.7 – Amostras de solo arenoso colhidas com o tubo amostrador GMPV submetidas ao ensaio sísmico

Além da medição das ondas, determinou-se sempre que possível o teor em água no topo e na base do amostrador e o peso volúmico do solo, com o intuito de definir com o maior rigor possível o índice de vazios das diferentes amostras. Na Tabela 4.3 apresentam-se todos esses parâmetros em função do amostrador e da profundidade a que amostra foi colhida identificando o respetivo furo em que foi amostrada.

Tabela 4.3 – Velocidades das ondas S medidas directamente nos tubos amostradores

Furo	Amostrador	z (m)	w (%)	γ (kN/m ³)	e	L* (mm)	ts (μ s)	Vs (m/s)
S1	GMPV1	6,2	22,57	-	-	252,9	1328	190
	GMPV2_A	7,3	19,98	22,6	0,399	124,7	600	208
	GMPV2_B	7,4	19,98	22,6	0,401	118,9	644	185
	GMPV2_C	7,5	19,98	22,1	0,435	119,5	644	185
	Shelby	7,9	19,72	-	-	162,9	1770	92
S2	GMPV3_A	4,7	23,86	20,1	0,626	140,2	711	198
	GMPV3_B	4,8	23,86	20,1	0,630	139,1	644	216
	GMPV4_A	6,2	13,44	20,2	0,485	139,5	817	171
	GMPV4_B	6,3	13,44	20,2	0,479	132,4	967	134
	GMPV4_C	6,5	13,44	19,4	0,542	135,4	1660	82

(*)Distância da amostra descontada da altura penetração dos *bender* elements

No que diz respeito às amostras colhidas no furo S1, estas exibiram um teor de água semelhante, no entanto o mesmo não sucedeu no furo S2. Relativamente ao amostrador GMPV4, o teor em água determinado foi significativamente baixo (13,44%). Tal valor poderá estar associado a um erro de medição mas o facto de se ter determinado um teor de água idêntico em dois pontos distintos (topo e base do amostrador) torna pouco provável ter existido erro na sua determinação. Este valor reduzido leva a crer que a amostra foi mal acondicionada ou que o tubo amostrador foi exposto ao sol antes de sofrer o seu transporte e armazenamento em câmara húmida, conduzindo a uma perda de água significativa. No que diz respeito ao outro amostrador GMPV3, pensa-se que o teor em água ligeiramente superior a todos os outros poderá estar associado ao facto de este furo ter sido executado sobre condições climáticas diferentes, compreendendo tanto dias de grande chuvada como de sol.

Relativamente ao peso volúmico γ obteve-se valores muito próximos entre as amostras, o que espontaneamente, quando relacionados com os teores de água respetivos, conduziram a índices de vazios muito distintos. Os valores de índice de vazios determinados mostraram coerência com a profundidade, isto é, exibiram índices mais reduzidos consoante se amostrava a maior profundidade. No entanto, e relembrando que o índice de vazios mínimo adotado como representativo da areia de Aveiro foi de 0,53, obteve-se valores de índice de vazios muito inferiores ao esperado.

Apesar de não haver dados suficientes para uma conclusão mais sustentada, existem duas explicações lógicas e complementares para este sucedido:

- *In situ*, o material não compreende apenas areia mas sim areia siltosa em que os finos proporcionam um melhor rearranjo das partículas e conseqüentemente um menor índice de vazios;
- O amostrador, neste caso o GMPV de paredes grossas, perturba e condiciona de tal forma a amostra no seu interior que acaba por induzir uma sobrecompressão da mesma no seu interior;

Relativamente à geração das ondas S utilizaram-se as seguintes frequências: 0,5, 1, 2, 3 e 4 Hz. A frequência de 1Hz foi a que se mostrou mais adequada em termos de configuração ao proporcionar uma onda bastante nítida e limpa de interferências. Na Figura 4.8 ilustra-se um exemplo das configurações obtidas na leitura e interpretação das ondas sísmicas. Uma descrição detalhada do processo de interpretação dos resultados das ondas sísmicas será feita mais adiante neste capítulo na secção 4.2.3.

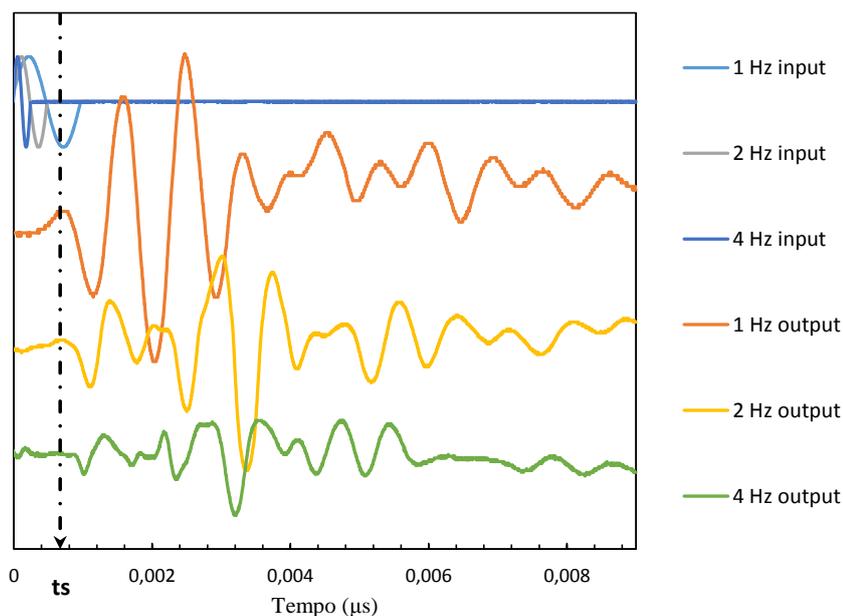


Figura 4.8 – Configuração da onda S no amostrador GMPV3-B para as diferentes frequências utilizadas

Uma vez que não foi possível concretizar o ensaio SDMT nas proximidades dos furos de sondagem realizados, a comparação relativamente às velocidades obtidas será feita em relação aos ensaios SDMT1 e SDMT2 realizados na primeira campanha de sondagens. A diferença de cotas entre o local onde foi realizada a amostragem e o local onde foram realizados os ensaios sísmicos é cerca de 1,5 m. Para que essa diferença fosse contabilizada alterou-se os valores das profundidades de amostragem de modo a igualar as profundidades registadas nos ensaios sísmicos. Na Figura 4.9 apresenta-se assim a comparação entre as velocidades das ondas de corte medidas em laboratório com as velocidades obtidas dos ensaios sísmicos SDMT.

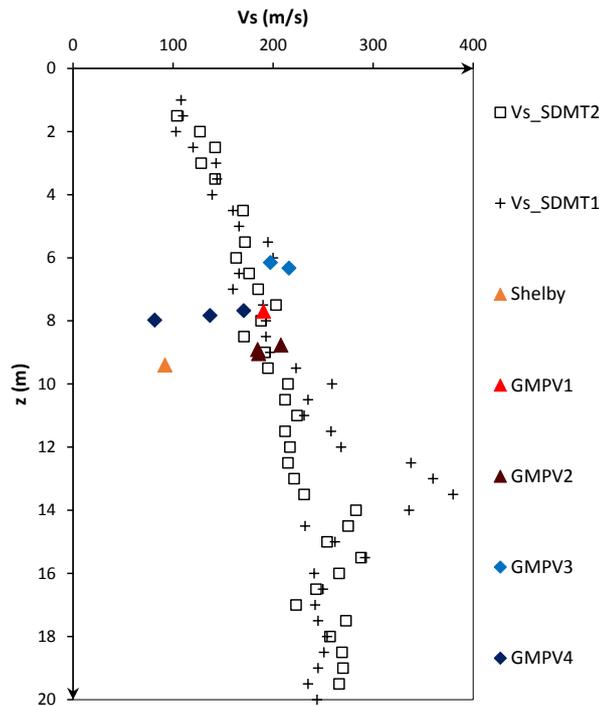


Figura 4.9 – Amostragem: Comparação da velocidade das ondas de corte obtidas em laboratório com as de campo registadas nos ensaios SDMT1 e SDMT2 realizados em trabalhos anteriores

Constata-se uma boa aproximação das velocidades obtidas em laboratório às de campo, no entanto duas amostras mais perturbadas mostraram uma velocidade significativamente menor, nomeadamente o amostrador Shelby e o GMPV4_C. Apesar de as amostras retiradas com o GMPV terem exibido velocidades que indicam boa qualidade há que ter em conta que para a leitura das mesmas foi desprezado solo tanto do topo como da base do amostrador que se encontrava mais perturbado. Além de que as ondas de corte são muito influenciadas pelo índice de vazios na amostra, isto é, quanto menor o índice de vazios, maior a rigidez do solo e consequentemente, maior a velocidade.

De modo a analisar o efeito da amostragem no índice de vazios do solo procurou-se fazer uma estimativa da sua evolução em profundidade com base nos ensaios sísmicos. O cálculo do índice de vazios foi efetuado como mostra a equação 4.5, sendo que para o teor de água foi admitido um valor constante baseado na média dos registos de teor em água das amostras e para o peso volúmico das partículas sólidas o valor determinado em 3.3.2.

$$e = \frac{\gamma_s + \gamma_s \cdot w}{\gamma} - 1 \quad \text{com,} \quad \gamma_s = 26,40 \text{ kN/m}^3 \text{ e } w = 20 \% \quad (4.5)$$

Em que:

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas;

w – Teor em água do solo;

γ – Peso volúmico do solo;

A evolução do índice de vazios com a profundidade encontra-se representada na Figura 4.10 juntamente com os valores apontados pelas amostras.

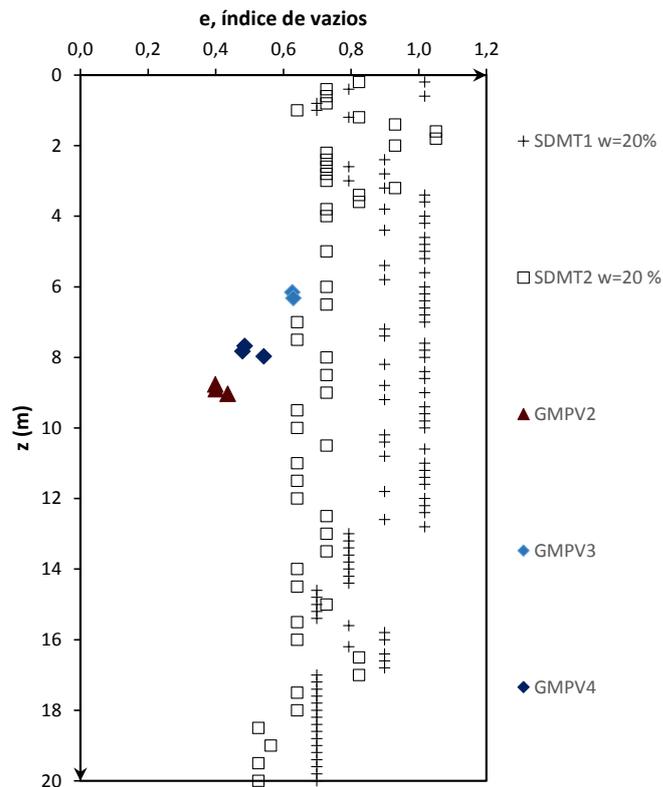


Figura 4.10 – Evolução do índice de vazios em profundidade

Constata-se que entre ensaios sísmicos o índice de vazios foi bastante discrepante como consequência da variância do peso volúmico. Apesar de tudo, nota-se que os índices de vazios das amostras se afastam dos ensaios sísmicos, em particular do ensaio SDMT2 que registou os valores de índice de vazios mais elevados, o que reforça a ideia de que o amostrador comprime de facto o solo no seu interior.

4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

4.2.1. FASE DE PLANEAMENTO

As condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios triaxiais estão representadas na Tabela 4.4, e no anexo A4 apresentam-se as folhas de anotação de dados utilizadas em cada ensaio, imprescindíveis no cálculo do índice de vazios e teor em água, no início e no final do ensaio.

Tabela 4.4 – Condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios triaxiais

Ensaio	w (%)	e_p	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	Condição do ensaio
TX1	5	0,85	20	1	20	Estático
TX2	5	0,85	150	1	150	Estático
TX3	5	0,85	75	1	75	Estático
TXSP4	5	0,50	200	0,5	400	Cíclico
TX5	5	0,50	150	1	150	Estático
TXSP6	5	0,80	200	0,5	400	Cíclico
TXC7	5	0,80	200	0,5	400	Cíclico
TX8	5	0,95	150	1	150	Estático *
TX9	5	0,90	150	0,5	300	Estático *
TXAP1	5	0,50	7400	1	7400	Estático
TXAP2	5	0,50	7400	1	7400	Estático *

(*) Envolvendo cargas e descargas na fase anterior ao corte

Os ensaios TX1, TX2, e TX3 foram os primeiros ensaios realizados sobre a areia em estudo e foram planeados com o intuito de definir as linhas normalmente consolidada (LNC) e dos estados críticos (LEC) para os estados de tensão 20, 150 e 75 kPa partindo do mesmo índice de vazios ($e_p=0,85$). Com o mesmo propósito foi realizado o ensaio TX5 mas partindo de um índice de vazios inferior ($e_p=0,50$). Os ensaios TX8 e TX9 foram preparados para índices de vazios superiores, 0,95 e 0,90 respetivamente, com o objetivo de submeter a amostra a ciclos de carga e descarga de grande amplitude deformacional e assim estudar a variação da velocidade das ondas de corte com o índice de vazios.

Os ensaios cíclicos, TXSP4, TXSP6 e TXC7 foram planeados com o objetivo de estudar o comportamento da areia quando submetida a ciclos de pequena e grande amplitude, numa tentativa de induzir envelhecimento.

Por último foram realizados dois ensaios de altas pressões, sendo que o ensaio TXAP1 foi executado com o intuito de completar a definição das linhas LNC e LEC para tensões mais elevadas, enquanto o ensaio TXAP2 foi planeado com a intenção de induzir sobreconsolidação, através do carregamento a altas pressões, à qual se poderia associar algum grau de envelhecimento sobre o solo, para depois realizar o corte à tensão de referência de 150 kPa. Embora o índice de vazios pretendido para a realização dos ensaios de altas pressões esteja referido na tabela como 0,50, este não foi de facto o valor proposto na planificação. O ideal teria sido realizar ambos os ensaios para o índice de vazios máximo mas dadas as restrições da câmara, especialmente na fase de percolação, foi admitido como inexecutável.

4.2.2. FASE DE PREPARAÇÃO

Na fase de preparação, como foi referido em 3.6.1, é calculado o peso de solo necessário para atingir o índice de vazios desejado e no fim são anotadas algumas medidas da altura e do diâmetro da amostra. Com essas medidas e com o teor de água determinado a partir do solo sobrando e posteriormente seco em estufa, é calculado o índice de vazios no início do ensaio. Na Tabela 4.5 encontram-se as dimensões reais da amostra bem como o teor em água e o índice de vazios determinados no final da preparação.

Tabela 4.5 – Teor em água e índice de vazios real no início da moldagem

Ensaio	H (mm)	D (mm)	V (cm ³)	w (%)	W (g)	γ (kN/m ³)	e_0
TX1	108,21	50,51	216,83	5,24	340,32	15,40	0,805
TX2	109,45	50,09	215,67	5,59	330,15	15,02	0,856
TX3	109,23	49,82	212,90	5,50	345,14	15,90	0,751
TXSP4	111,80	50,68	225,48	5,59	394,50	17,16	0,624
TX5	112,93	50,66	227,61	5,55	404,45	17,43	0,599
TXSP6	108,84	50,05	214,08	5,53	338,00	15,49	0,799
TXC7	138,18	68,90	515,18	5,29	816,30	15,54	0,788
TX8	107,37	50,16	212,17	5,34	312,10	14,43	0,927
TX9	138,16	67,54	494,99	4,98	754,02	14,94	0,855
TXAP1	138,42	69,31	522,18	5,15	977,55	18,36	0,511
TXAP2	140,26	69,64	534,16	4,88	979,61	17,00	0,539

Como se pode constatar, o teor em água e os índices de vazios alcançados são ligeiramente diferentes dos inicialmente admitidos. Esta discordância é no entanto natural. No cálculo do peso de solo a introduzir são estimados valores de altura e de diâmetro para o provete que não corresponderão necessariamente à realidade e, além disso, uma vez que a introdução da amostra no provete depende do operador, muitas vezes é necessário acrescentar e/ou desprezar material para que a última camada da amostra coincida com a linha que assinala a altura final do provete. Todos estes fatores reunidos influenciam na obtenção do índice de vazios inicial (e_0) desejado e mostram o quão é importante ser-se cuidadoso na preparação desta fase.

4.2.3. FASE DE SATURAÇÃO

Como referido em 3.6.6, o índice de vazios é calculado do final para o início do ensaio. Esta análise pode ser feita do início para o fim, mas uma vez que nas fases de percolação e saturação não se utilizou instrumentação interna que permitisse o cálculo da variação volumétrica sofrida pela amostra, optou-se por fazer a análise no sentido inverso e assim determinar um índice de vazios mais fiável correspondente ao final da saturação (e_s). O cálculo do índice de vazios foi efetuado com base nas variações volumétricas registadas pelo medidor de volume que é ligado à câmara no final da saturação/início da consolidação.

Na Tabela 4.6 encontram-se os valores de tensões para o qual se alcançou a saturação, o parâmetro B e a velocidade das ondas P medidas nesta fase que permitiram certificar o grau de saturação da amostra, e o respetivo índice de vazios.

Tabela 4.6 – Verificação do nível de saturação das amostras em cada ensaio

Ensaio	CP (kPa)	BP (kPa)	B	t_p (μ s)	H benders (mm)	V_p (m/s)	e_s
TX1	510	500	1,00	69	95,1	1378	0,702
TX2	310	300	0,97	72	95,7	1329	0,720
TX3	310	300	0,98	69	96,4	1397	0,669
TXSP4	310	300	1,00	60	99,2	1653	0,580
TX5	310	300	1,00	-	-	-	0,566
TXSP6	310	300	1,00	62	96,5	1577	0,729
TXC7	310	300	1,00	79	125,7	1623	0,741
TX8	310	300	1,00	70	92,3	1318	0,724
TX9	310	300	0,99	80	125,9	1574	0,710
TXAP1	610	600	0,92	-	-	-	0,540
TXAP2	610	600	0,92	-	-	-	0,539

A maioria dos ensaios verificou a saturação para 310 e 300 kPa de tensão de confinamento (CP) e contrapressão (BP), respetivamente, respeitando as condições de saturação exigidas: $B > 0,95$ e $V_p \cong 1500$ m/s. A saturação da amostra no ensaio de altas pressões apenas foi alcançada para 610 e 600 kPa de CP e BP, respetivamente, para um B de 0,92, que embora inferior ao 0,95 admitido como mínimo nos ensaios anteriores, foi considerado como suficiente para o tipo de ensaio em questão.

Confrontando os índices de vazios obtidos no final da saturação (e_s) representados na Tabela 4.5, calculados a partir do índice de vazios final, com os índices de vazios determinados no final da preparação (e_p) é possível observar uma grande disparidade entre os mesmos. Com o intuito de estudar esta discrepância, fez-se uma seleção dos ensaios preparados para os índices de vazios mais soltos ($e \cong 0,8$) e representou-se graficamente a variação sofrida entre a preparação e o final da saturação das amostras – ver Figura 4.11.

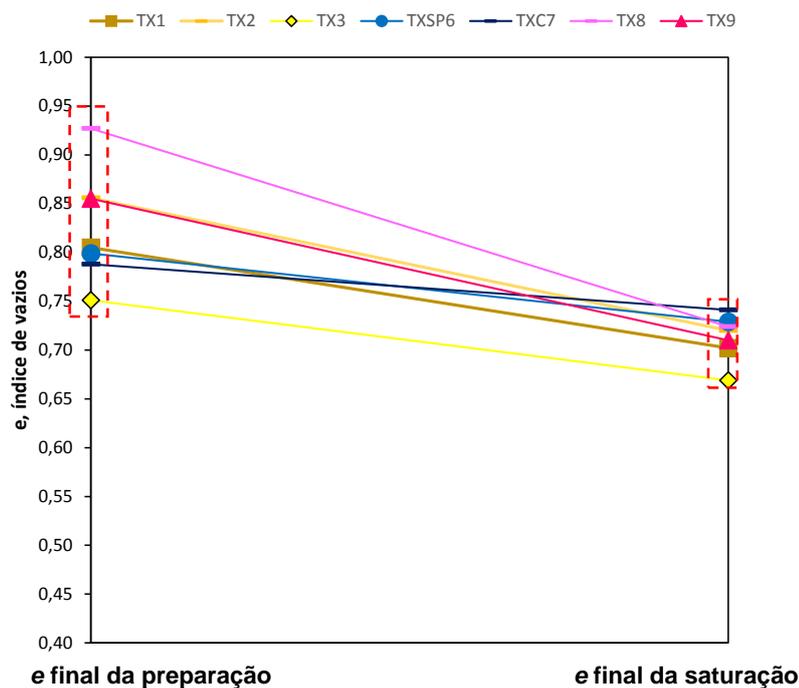


Figura 4.11 – Variação do índice de vazios do final da preparação para o fim da saturação

Da análise gráfica é perceptível o decaimento do índice de vazios de uma gama mais alargada para uma gama mais diminuta. Esta queda incitada durante a fase de percolação e saturação provoca uma acomodação das partículas, tal que acaba por conduzir as várias amostras preparadas para índices de vazios distintos, sensivelmente para o mesmo índice. Por outro lado, esta constatação permite justificar a dificuldade em ensaiar amostras com índice de vazios elevados.

4.2.3.1. A importância das ondas P

Como foi referido em 3.6.3, as ondas de compressão constituem um meio de verificação da saturação e, em particular, da distinção entre o estado de saturação parcial e total. A velocidade deste tipo de ondas varia consoante o meio em que se propaga, sendo que na água o seu valor ronda cerca de 1500 m/s, o que faz deste valor o de referência para a verificação da saturação da amostra.

Atendendo a que o parâmetro B de Skempton cuja determinação também constitui um meio de verificação da saturação, Ishihara *et al* (2001) e Yang (2002) definiram uma curva teórica que correlaciona a velocidade das ondas P com o parâmetro B:

$$V_p = \left[\frac{4G}{3} + \frac{K_b}{(1-B)} \right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{com,} \quad K_b = \frac{2G \cdot (1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.6)$$

De um estudo anterior realizado sobre um solo residual do granito, foram admitidos três valores distintos do coeficiente de Poisson do esqueleto sólido – 0,2, 0,3 e 0,4, e enquadrados os resultados experimentais com a gama das curvas teóricas propostas (Ferreira, 2003).

Na Figura 4.12 apresenta-se o enquadramento dos resultados experimentais da areia em estudo com os obtidos no solo residual do granito.

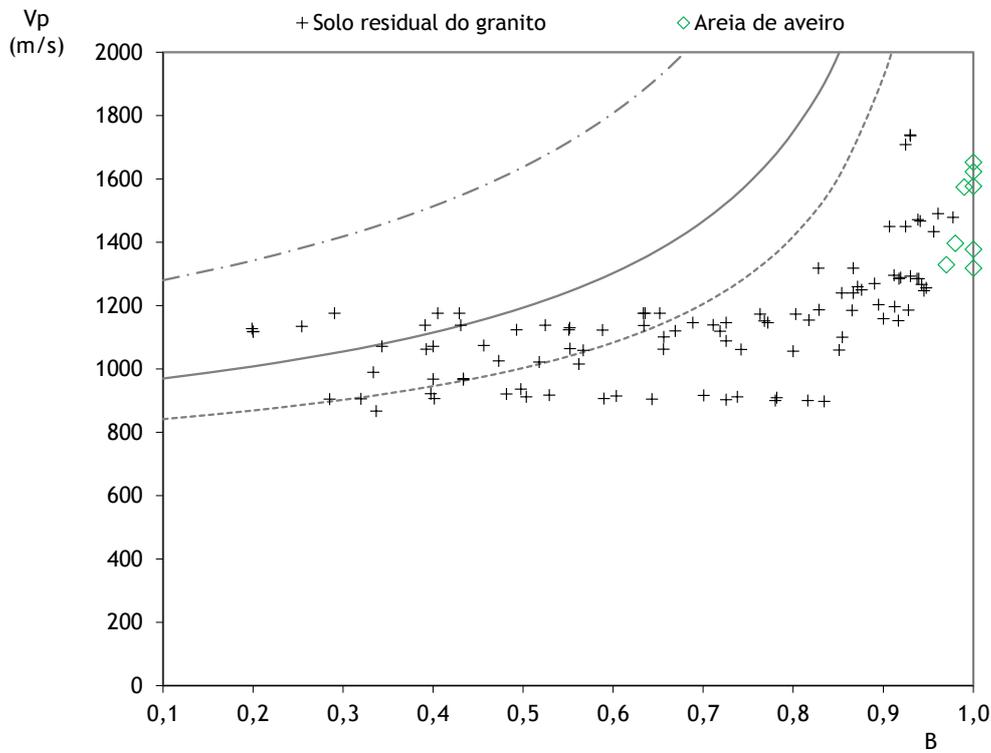


Figura 4.12 – Resultados experimentais da Areia de Aveiro e do solo residual do granito enquadrados com a gama das curvas teóricas da relação entre a velocidade da onda longitudinal e o parâmetro B de Skempton

Constata-se um bom enquadramento entre os dois solos, no entanto reconhece-se um afastamento dos resultados em relação às curvas teóricas. A velocidade média das ondas P no final da saturação ronda os 1500 m/s, confirmando a saturação da amostra. Este valor de referência indica de certa forma que o solo em estudo é pouco denso e possui uma matriz sólida pouco rígida, pois caso contrário, as velocidades das ondas P seriam influenciadas pelo esqueleto sólido, indicando valores significativamente superiores a 1500 m/s.

As ondas P, bastante úteis na verificação da saturação, são também representativas em materiais secos, uma vez que não existindo água, elas são comandadas pelo esqueleto sólido. Em laboratório, o procedimento dos ensaios exige que a amostra esteja saturada, sendo portanto necessário recorrer as ondas S para estudar o comportamento do solo.

Dada a distinta ordem de grandeza das velocidades de propagação de ondas sísmicas, as frequências de excitação utilizadas para a emissão destas ondas são diferentes e variam tipicamente entre 1 e 10 kHz para as ondas S e entre 25 e 100 kHz para ondas P. Neste trabalho optou-se quase sempre por usar as frequências de 2, 4, 6 e 8 kHz na medição das ondas S e as frequências de 25, 50, 75 e 100 para ondas P, para as quais os sinais se revelaram mais nítidos.

Como referido no capítulo 5, a leitura dos tempos de propagação destas ondas é feita num osciloscópio. Este osciloscópio possibilita o ajustamento da escala horizontal e vertical com intuito de identificar

visualmente o tempo de chegada das ondas. Naturalmente, em qualquer escala utilizada na medição das ondas S, as ondas P estão sempre presentes (mesmo que não visualmente) pelo facto de possuírem uma velocidade superior e conseqüentemente um menor tempo de chegada.

As ondas P assumem preponderância crescente com o aumento da frequência e como tal, para frequências mais baixas, a sua configuração torna-se muito menos evidente. No entanto, mesmo para frequências reduzidas, a onda P tende por vezes a aparecer com maior intensidade impedindo a leitura clara do ponto de chegada das ondas S. Neste casos, torna-se fundamental a informação adquirida no registo das ondas P com o intuito de eliminar as dúvidas relativamente à identificação das ondas S. Na Figura 4.13 apresenta-se um exemplo desta situação onde se pode visualizar numa escala mais ampliada e para frequências elevadas a onda P, e para a mesma amostra e fase de ensaio, na Figura 4.14, a respetiva onda S para frequências significativamente mais baixa, onde ainda é notória a presença da onda P.

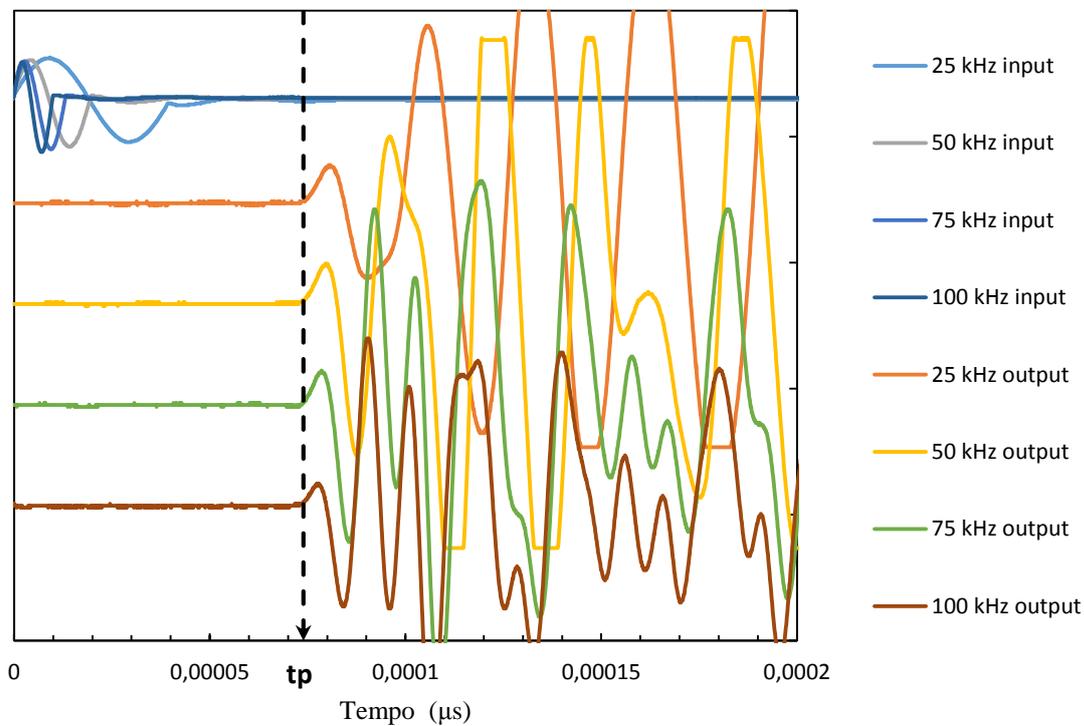


Figura 4.13 – Exemplo da determinação do tempo de chegada da onda P na fase final da saturação

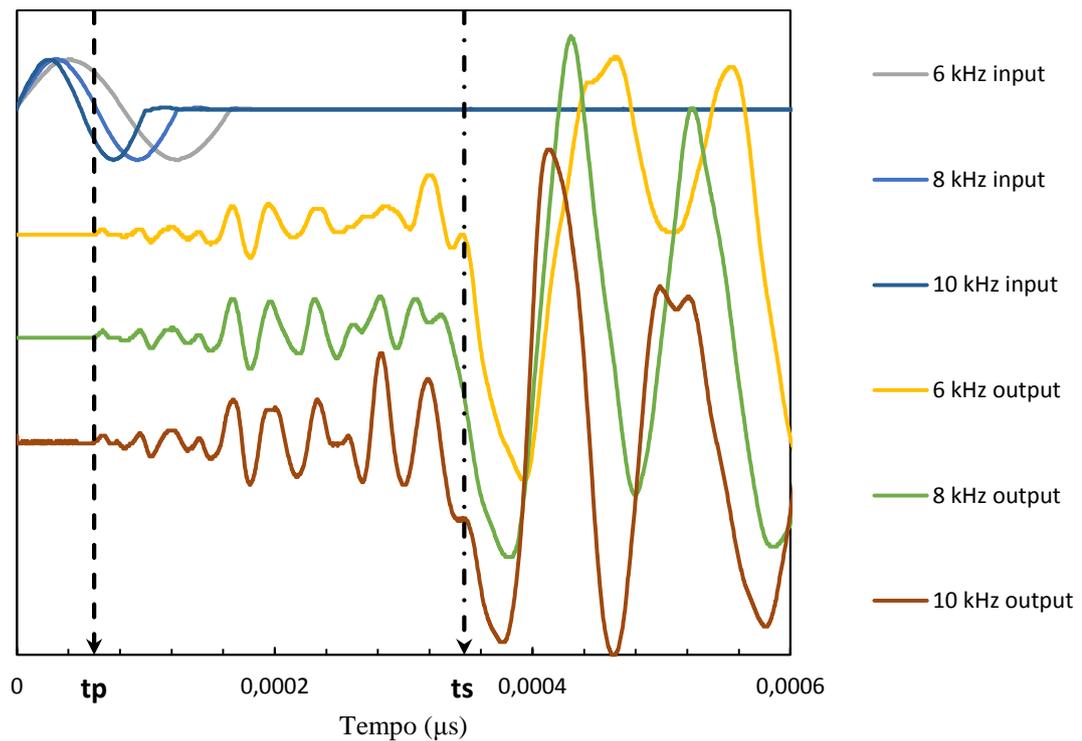


Figura 4.14 – Interferência das ondas P na leitura e interpretação no tempo de chegada das ondas S

4.2.4. FASE DE CONSOLIDAÇÃO ESTÁTICA

Nesta fase as amostras são consolidadas para as tensões efetivas desejadas. Independentemente do estado de tensão que se pretende atingir, isotrópico ou anisotrópico, todos os ensaios passam pelo primeiro estado.

4.2.4.1. Consolidação isotrópica

Na Tabela 4.7 encontram-se os valores de índices de vazios obtidos no final da consolidação de cada provete, marcados pela tensão média de confinamento p'_0 . Na mesma tabela foi introduzida a variação do índice de vazios (Δe) que ocorreu da fase anterior para esta, bem como a variação de volume sofrida (ϵ_v).

Tabela 4.7 – Consolidação isotrópica nos diferentes ensaios

Ensaio	p'_0 (kPa)	e_s	e_c	Δe	$\Delta e/e_s$	ε_v cons (%)
TX1	20	0,702	0,700	0,002	0,003	0,113
TX2	150	0,720	0,684	0,036	0,050	2,123
TX3	75	0,669	0,658	0,011	0,016	0,618
TXSP4	200	0,580	0,567	0,013	0,022	0,833
TX5	150	0,566	0,539	0,027	0,048	1,752
TXSP6	200	0,729	0,703	0,026	0,036	1,523
TXC7	200	0,741	0,700	0,041	0,055	2,312
TX8	150	0,724	0,701	0,023	0,032	1,289
TX9	150	0,710	0,693	0,017	0,024	1,019
TXAP1	7400	0,540	0,481	0,059	0,109	3,830
TXAP2	7400	0,539	0,485	0,054	0,100	3,532

Como seria de esperar a deformação volumétrica sofrida foi superior para os estados de tensão mais elevados. No entanto, seria de esperar também, que partindo de um valor relativamente próximo de índice de vazios e conduzindo o ensaio ao mesmo estado de tensão, a variação volumétrica fosse a mesma. Tal não se verificou entre o ensaio TX2 e os ensaios TX8 e TX9 não se tendo encontrado uma explicação para este facto.

Os ensaios que obtiveram maior deformação volumétrica foram os ensaios de altas pressões, preparados para o mesmo índice de vazios e conduzidos isotropicamente até à tensão máxima de 7400 kPa, que mostraram sensivelmente a mesma variação volumétrica como se pode verificar graficamente na Figura 4.15.

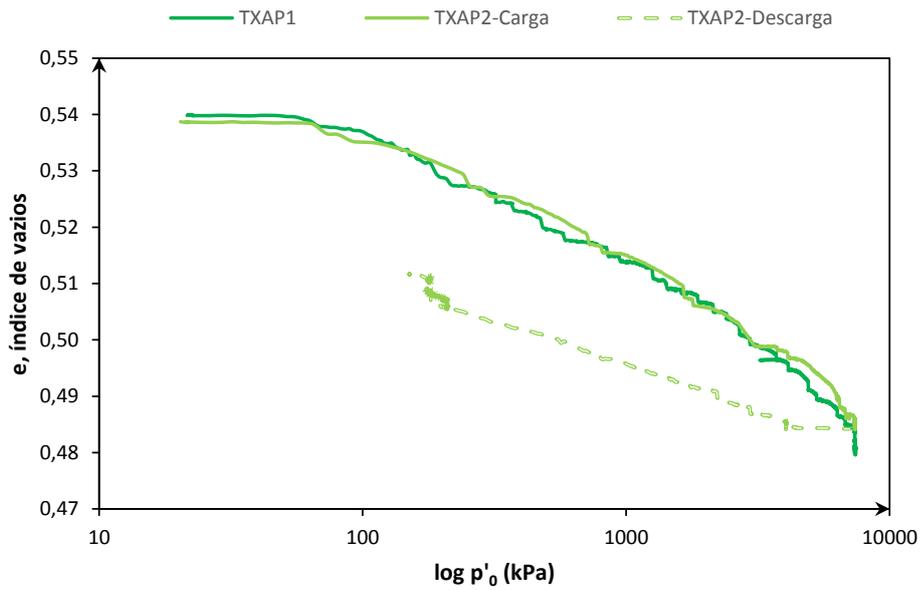


Figura 4.15 – Variação do índice de vazios durante a consolidação dos ensaios de altas pressões

Os índices de vazios assinalados no final da consolidação isotrópica estão representados graficamente na Figura 4.16 em função da tensão efetiva média de confinamento p' e serão tidos em consideração mais à frente na definição da linha normalmente consolidada isotrópica do solo (LNC_ISO).

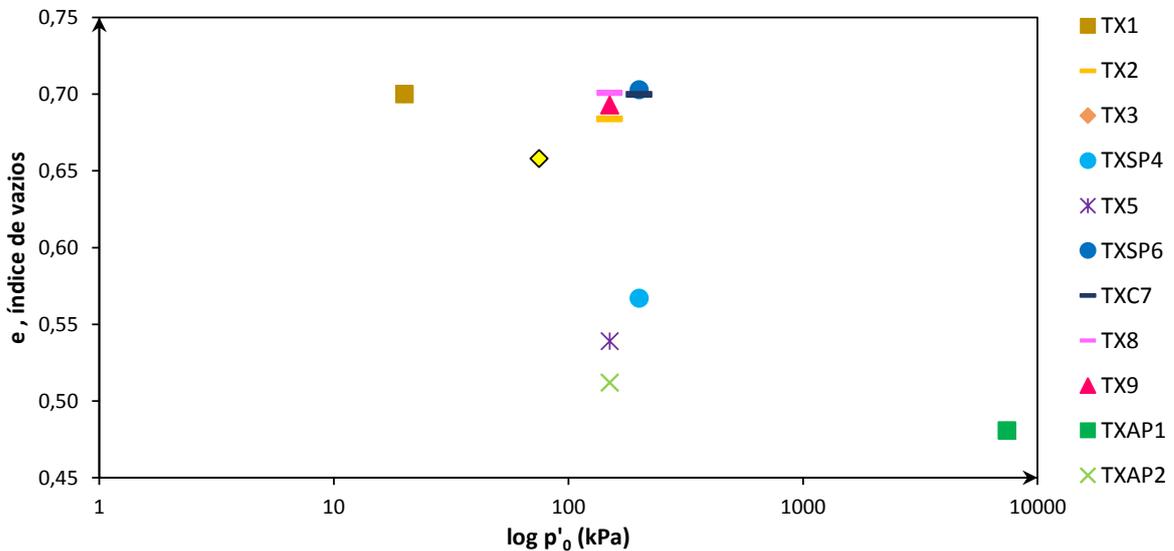


Figura 4.16 – Índices de vazios assinalados no final da consolidação isotrópica em todos os ensaios

A maioria das amostras preparadas para índices de vazios soltos tenderam de um modo geral para o mesmo índice de vazios. Uma vez que os ensaios TX1 e TX2 foram conduzidos a estados de tensão menores comparativamente aos restantes, seria de esperar índices de vazios mais elevados. Uma explicação plausível para tal não ter acontecido diz respeito a um colapso localizado da estrutura do solo durante as fases de saturação e percolação, ou um sobreadensamento da amostra na fase de preparação.

Relativamente às amostras preparadas para índices de vazios menores, constata-se que o índice de vazios assumido como mínimo não foi de todo “respeitado” pelos ensaios de altas pressões. No entanto, uma vez que as amostras dos ensaios de altas pressões foram preparadas para um índice de vazios muito próximo do mínimo e depois conduzidas a tensões extremamente elevadas, é natural que as partículas ao serem carregadas se tenham ajustado de tal forma que tenham vencido esse valor admitido como mínimo.

A Figura 4.17 assinala as velocidades de corte obtidas nesta fase também em função do estado de tensão.

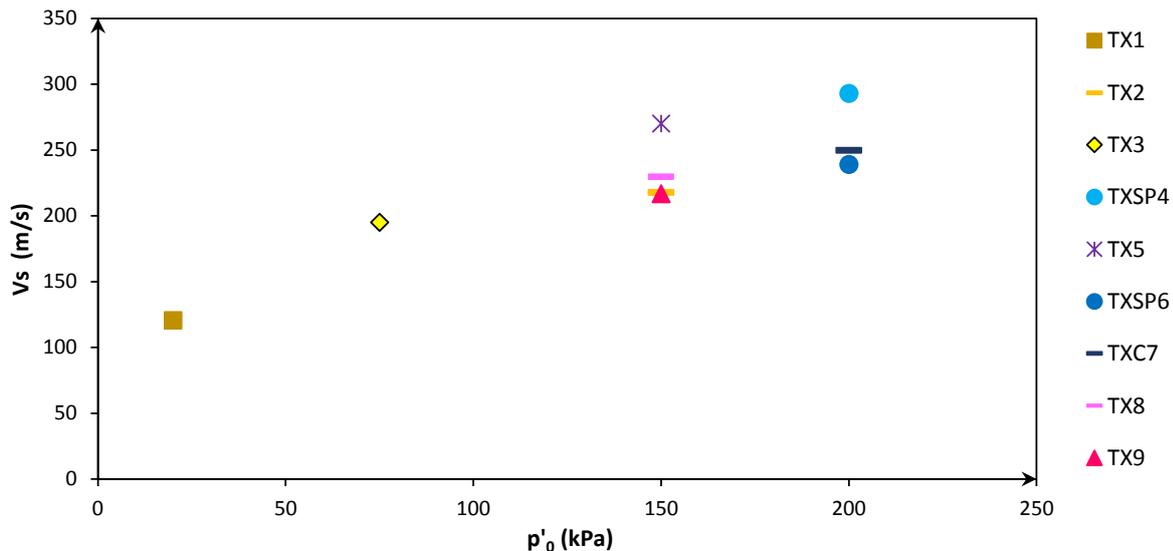


Figura 4.17 – Velocidade das ondas S no final da consolidação isotrópica nos diversos ensaios

Como seria de esperar, verifica-se uma concordância entre a velocidade V_s e os diferentes estados de tensão, isto é, um aumento da velocidade com o aumento de estado de tensão. Relativamente ao mesmo estado de tensão, tanto para 150 kPa como para 200kPa, também se verificou uma conformidade com o índice de vazios, isto é, uma maior velocidade para índices de vazios mais baixos.

4.2.4.2. Consolidação anisotrópica

Dos ensaios mencionados, os únicos submetidos a um estado de tensão anisotrópico ($K_0=0,5$) foram os ensaios TXSP4, TXSP6, TXC7 e TX9. Para tal, carregou-se a amostra verticalmente por meio de um pistão comandado por uma prensa de carga, até atingir a força vertical necessária ao incremento de $\Delta \sigma_v^2$.

Relativamente ao ensaio TX9, o cálculo da força vertical foi efetuado incorretamente ao ser considerado no cálculo um diâmetro de 50 mm quando a amostra se encontrava sobre um provete de 70mm. Este equívoco fez com que a amostra fosse consolidada anisotropicamente para um K_0 de 0,46, em vez do valor pretendido de 0,5.

Na Tabela 4.8 apresentam-se as tensões verticais e horizontais atingidas no final da consolidação anisotrópica e a variação de índice de vazios sofrida pela amostra desde da saturação até ao final desta etapa. Na mesma tabela foi introduzido o ensaio edométrico que, tendo sido carregado sobre condições anisotrópicas até tensões mais elevadas, torna imprescindível a sua consideração nesta fase.

Tabela 4.8 – Consolidação anisotrópica nos diferentes ensaios

Ensaio	σ'_v (kPa)	σ'_h (kPa)	p' (kPa)	e_s	e_c aniso	Δe	$\Delta e/e_s$	ε_v tot. cons (%)
TXSP4	400	200	270	0,580	0,565	0,015	0,026	0,927
TXSP6	400	200	270	0,729	0,694	0,035	0,048	2,049
TXC7	400	200	270	0,741	0,690	0,051	0,069	2,898
TX9	325	150	210	0,710	0,687	0,023	0,032	1,351
EDO	6400	3200	4267	0,851*	0,684	0,167	0,196	-

* não corresponde ao e no final da saturação mas sim ao e real da moldagem

Na Figura 4.18 é possível observar a variação do índice de vazios com a evolução das tensões com distinção da fase isotrópica da anisotrópica.

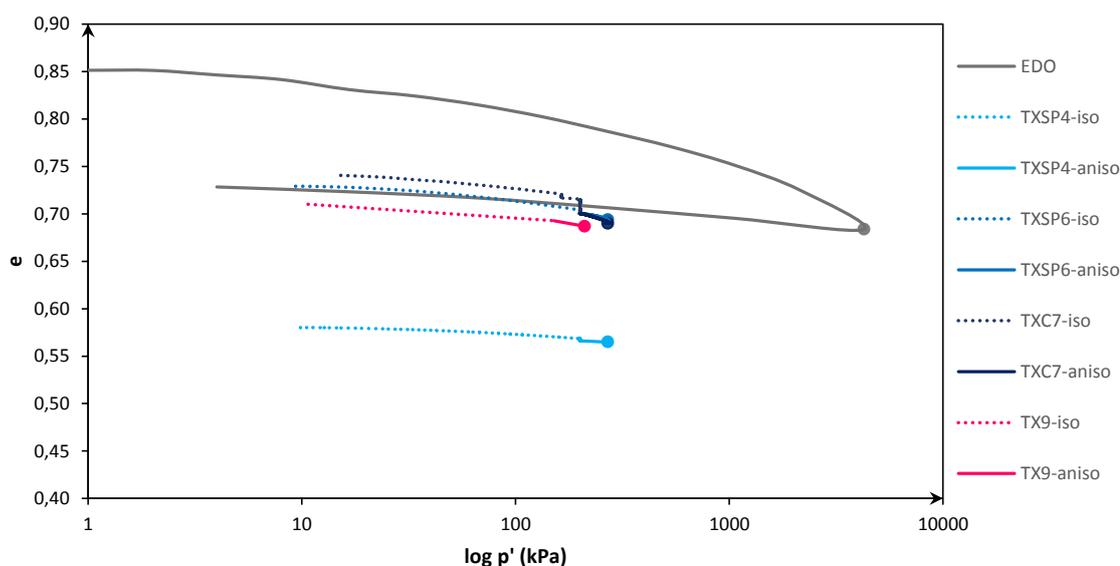


Figura 4.18 – Variação do índice de vazios durante a consolidação nos ensaios conduzidos a um estado de tensão anisotrópico

Analisando primeiramente os ensaios triaxiais, observa-se um declive cada vez menos acentuado à medida que se caminha para índices de vazios inferiores, isto é, um decréscimo mais acentuado do índice de vazios com a consolidação para as amostras que partem da fase de saturação com índices de vazios mais altos. O ensaio TXSP4, preparado para um índice de vazios muito próximo do mínimo, quase não exhibe variação durante a consolidação, o que de certa forma confirma o índice de vazios mínimo definido como 0,53. Os ensaios TXSP6 e TXC7 preparados para o mesmo índice de vazios e ensaiados em câmaras distintas indicaram sensivelmente a mesma variação do índice de vazios exibindo no final da consolidação valores de índice de vazios idênticos entre si.

Relativamente ao ensaio edométrico, este não mostra qualquer coerência com os triaxiais. Preparado para o índice de vazios máximo, exhibe uma curva de consolidação muito mais acentuada alcançado, para uma tensão de consolidação bastante alta, um índice de vazios ainda superior ao dos ensaios preparados para índices de vazios semelhantes.

Pensa-se que esta discordância com os ensaios triaxiais pode ter duas causas. Uma delas reside na hipótese do colapso parcial da estrutura do solo verificada entre as fases de preparação e de final da saturação nos ensaios triaxiais, não se verificar no ensaio edométrico. Por outro lado, pode estar relacionado com erros de medição na determinação do índice de vazios. No entanto, mesmo que o índice de vazios não corresponda, em valor absoluto, ao real, a sua variação foi corretamente determinada, pelo que a grande variação de índice de vazios sofrida pela amostra não pode ser justificada por este facto. É de notar que foi considerado um K_0 de valor 0,5 no ensaio edométrico para efetuar a comparação entre este ensaio e os ensaios triaxiais em termos de tensão de confinamento, o que pode não ser realista. De modo a confirmar estas hipóteses, será necessária a realização de um novo ensaio edométrico que será certamente efetuado em trabalhos futuros sobre o mesmo material.

No final da consolidação anisotrópica foram também registadas as velocidades de ondas corte. Na Figura 4.19 apresenta-se a variação da velocidade sofrida pela amostra da fase de consolidação isotrópica para a anisotrópica.

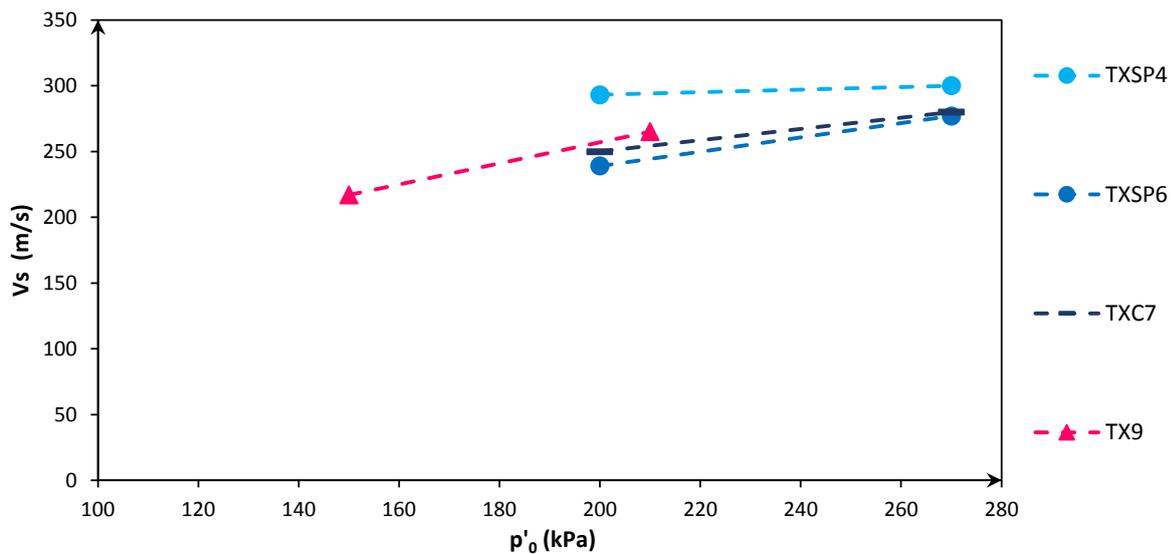


Figura 4.19 – Velocidade das ondas S no final da consolidação anisotrópica

A variação mais acentuada da velocidade verificou-se para o ensaio TX9. Os ensaios TXSP6 e TXC7 da mesma forma que convergiram para o mesmo índice de vazios, também o fizeram relativamente à velocidade V_s . O ensaio TXSP4 que quase não sofreu variação volumétrica mostrou apenas um ligeiro acréscimo da velocidade.

4.2.4.3. Ciclos de consolidação

Com o intuito de estudar a relação do índice de vazios com a velocidade das ondas de corte, quer num estado isotrópico, quer num estado anisotrópico, foram realizados os ensaios TX8 e TX9, respetivamente.

Para esclarecer o planeamento destes ensaios interessa aqui simplificar a expressão genérica introduzida em 2.6.1, referente à determinação do módulo de distorção que, como já foi discutido, depende de uma série de fatores. Recorde-se assim a expressão generalizada, apresentada por Hardin e Blandford (1989) :

$$G_{ij} = S_{ij} \cdot F(e) \cdot OCR^k \cdot p_a^{(1-n_i-n_j)} \cdot \sigma'_i{}^{n_i} \cdot \sigma'_j{}^{n_j} \quad (4.7)$$

Em que:

- S_{ij} é uma constante adimensional, refletindo as propriedades do solo, incluindo a estrutura (variando conforme a direção considerada)
- $F(e)$ é a função de índice de vazios
- OCR é o grau de sobreconsolidação
- k é um parâmetro empírico

Esta expressão, reescrita em função da velocidade das ondas corte fica:

$$Vs_{ij} = \sqrt{\frac{G_{ij}}{\rho}} = \sqrt{\frac{S_{ij} \cdot F(e) \cdot OCR^k \cdot p_a^{(1-n_i-n_j)} \cdot \sigma'_i{}^{n_i} \cdot \sigma'_j{}^{n_j}}{\rho}} \quad (4.8)$$

Como mencionado em 2.6, a velocidade das ondas depende das direções em que a onda se propaga e que é polarizada, podendo ser polarizada horizontal ou verticalmente, e como tal, procurou-se isolar e estudar a velocidade nas duas direções. No entanto, na leitura das ondas S transmitidas horizontalmente deparou-se com uma interferência denominada na literatura como *cross-talk* que associada à reduzida distância (largura do provete) impossibilitou a identificação do tempo de chegada das ondas S.

O *cross-talk* tende a surgir de duas formas:

- i) Como efeito da capacidade excessiva de armazenamento elétrico e/ou conexões elétricas, interferindo na resposta elétrica dos *bender* elements recetores;
- ii) Como fruto da transmissão de ondas mecânicas a elementos vizinhos induzida pela excitação do *bender* transmissor, criando uma zona “morta” próxima ao transdutor, ocultando a verdadeira configuração da onda.

Na Figura 4.20 apresenta-se um exemplo deste fenómeno ilustrando a mesma onda S com e sem *cross-talk*, a verde e a azul, respetivamente.

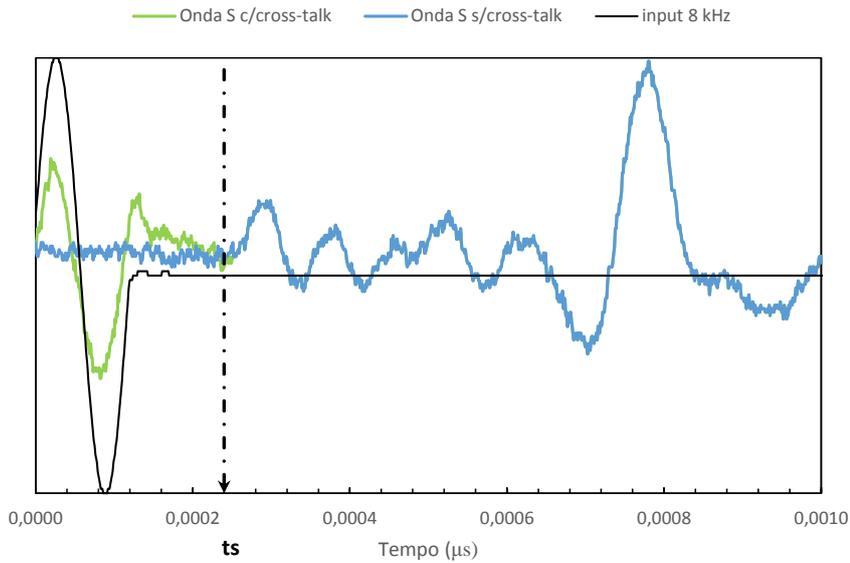


Figura 4.20 – O efeito do Cross-talk na configuração das ondas S

Uma vez que não se obtiveram leituras na direção horizontal (propagação das ondas sísmicas apenas longitudinal) e atendendo a que o solo em estudo é uma areia (OCR=1), a expressão genérica toma o seguinte aspeto:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = A \cdot \sqrt{F(e)} \cdot \sigma'_v{}^{nv/2} \cdot \sigma'_h{}^{nh/2} \quad \text{com,} \quad A = \sqrt{\frac{C \cdot p_a^{(1-nv-nh)}}{\rho}} \quad (4.9)$$

A expressão simplificada mostra a forte dependência das ondas em relação ao estado de tensão e ao índice de vazios. Como tal, propôs-se a execução de dois ensaios envolvendo ciclos de consolidação para diferentes estados de tensão, isotrópico e anisotrópico, moldados de início para o mesmo índice de vazios, com o intuito de isolar estes fatores e assim diferenciar os expoentes n_v e n_h , abrindo caminho à determinação da função de índice de vazios do solo em questão.

Importa referir que a definição da função de índice de vazios a partir de resultados de ensaios em provetes reconstituídos é adequada uma vez que não existe cimentação ou estrutura induzida, reduzindo assim o número de fatores de dependência da velocidade das ondas corte.

Posto isto, passar-se-á agora à apresentação do plano efetuado nos dois ensaios e dos resultados obtidos com a realização dos mesmos.

➤ Ensaio TX8

O ensaio TX8 realizado em consolidação isotrópica compreendeu três ciclos de carga-descarga entre 150 e 400 kPa. Na Tabela 4.9 encontram-se os resultados referentes à deformação volumétrica, índice de vazios e velocidade das ondas de corte durante os ciclos de consolidação, e a Figura 4.21 ilustra

graficamente a variação de índice de vazios medida, bem como as velocidades de ondas de corte registadas para os diferentes estados de tensão a que a amostra foi submetida.

Tabela 4.9 – Cargas e descargas efetuadas num estado isotrópico referentes ao ensaio TX8

		1ª Carga-Descarga			2ª Carga-Descarga			3ª Carga-Descarga		
σ'_v	σ'_h	ϵ_{v1}	e	V_s	ϵ_{v2}	e	V_s	ϵ_{v3}	e	V_s
(kPa)	(kPa)	(%)		(m/s)	(%)		(m/s)	(%)		(m/s)
150	150	0,000	0,701	191	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)	(-)
200	200	0,124	0,699	206	0,193	0,698	206	0,253	0,697	206
300	300	0,344	0,695	236	0,387	0,695	236	0,435	0,694	236
400	400	0,554	0,692	249	0,580	0,691	249	0,629	0,691	249
300	300	0,408	0,694	236	0,451	0,694	236	0,511	0,693	236

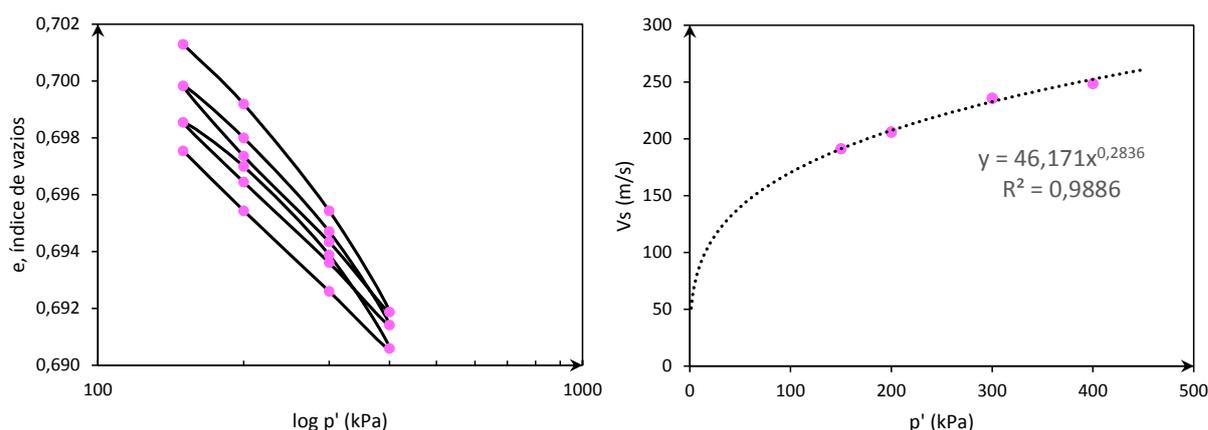


Figura 4.21 – Relação da tensão de confinamento com o índice de vazios e a velocidade de ondas corte durante os ciclos de consolidação no ensaio TX8

Como se pode constatar, os volumes registados durante o ensaio, necessários à determinação do e , não mostraram grande variância entre os diferentes estados de tensão. Contra este facto, apontam as velocidades de ondas de corte registadas que, embora se tenham mantido constantes para a mesma tensão após a indução dos vários ciclos, variaram entre os diferentes estados. Um dos motivos desta versatilidade entre os parâmetros pode estar relacionada com o incorreto funcionamento do medidor de volume utilizado no ensaio ou até mesmo com o tempo de drenagem admitido como suficiente entre os diferentes estados de tensão.

➤ **Ensaio TX9**

O ensaio TX9 realizado em condições anisotrópicas ($K_0=0,46$) compreendeu uma carga-descarga entre 326kPa e 867kPa de tensão vertical, seguido de uma recarga até 2597kPa e uma descarga novamente até 326kPa. Na Tabela 4.10 de certa forma semelhante à anterior, mostra agora os resultados referentes à deformação volumétrica, índice de vazios e velocidade das ondas de corte durante os ciclos de consolidação anisotrópica, e a Figura 4.22 ilustra graficamente a variação de índice de vazios registrada, bem como as velocidades de ondas de corte registradas para os diferentes estados de tensão a que a amostra foi submetida.

Tabela 4.10 - Cargas e descargas efetuadas num estado anisotrópico referentes ao ensaio TX9

σ'_h (kPa)	σ'_v (kPa)	ϵ_{v1} (%)	e	Vs (m/s)
150	326	0,000	0,687	262
200	434	0,174	0,684	281
300	651	0,524	0,678	315
400	867	0,841	0,673	335
300	651	0,821	0,673	314
200	433	0,683	0,676	284
150	325	0,580	0,677	270
200	433	0,663	0,676	286
300	650	0,814	0,673	314
400	867	0,964	0,671	334
1200	2597	2,338	0,648	442
400	865	1,702	0,658	344
300	648	1,611	0,660	325
200	432	1,470	0,662	294
150	324	1,415	0,663	275

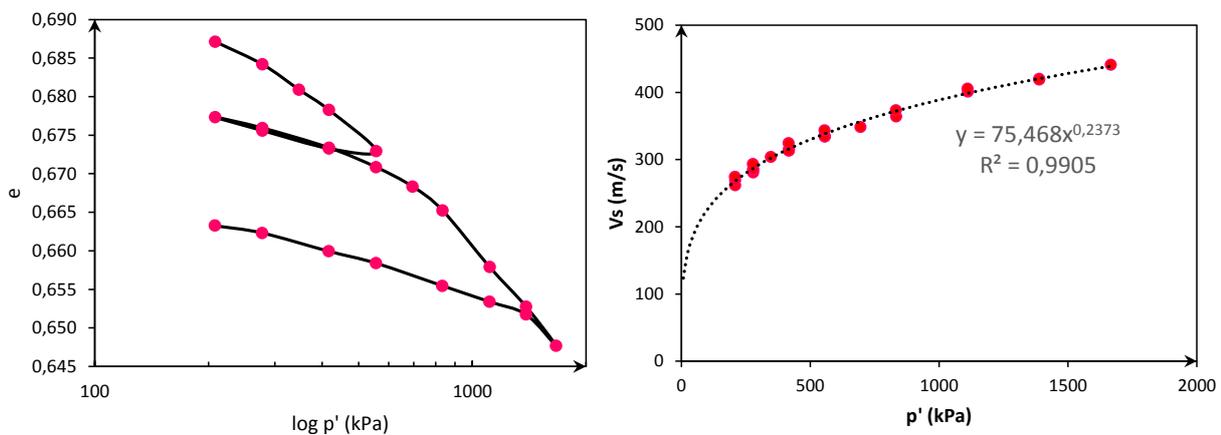


Figura 4.22 – Relação da tensão de confinamento com o índice de vazios e a velocidade de ondas de corte durante os ciclos de consolidação no ensaio TX9

Este ensaio, carregado para tensões mais elevadas acabou por mostrar uma variação mais acentuada do índice de vazios, e mostrou que quando a amostra é levada a altas tensões e descarregada novamente, a velocidade e o índice de vazios não atingem os valores iniciais. Muito pelo contrário, o índice de vazios decresce e a velocidade das ondas de corte aumenta.

➤ Definição da função de índice de vazios (F_e)

Não se tendo obtido uma variação de índice de vazios significativa no ensaio TX8 e sendo corrente em solos arenosos os expoentes das tensões efetivas serem aproximadamente iguais ($n_i=n_v$), optou-se por assumir um valor de n que melhor se ajustasse aos ciclos de consolidação anisotrópica realizados no ensaio TX9 com vista à determinação de uma função de índice de vazios para o solo em questão.

Assim sendo, isolando os primeiros estados de tensão onde foram registadas pelo menos três a quatro vezes a velocidade das ondas e o índice de vazios, procedeu-se com a normalização da velocidade relativamente à tensão média efetiva de confinamento, adotando um expoente da tensão de 0,25 corrente em solos arenosos. A Figura 4.23 mostra os estados de tensão analisados com vista à determinação da função de índice de vazios.

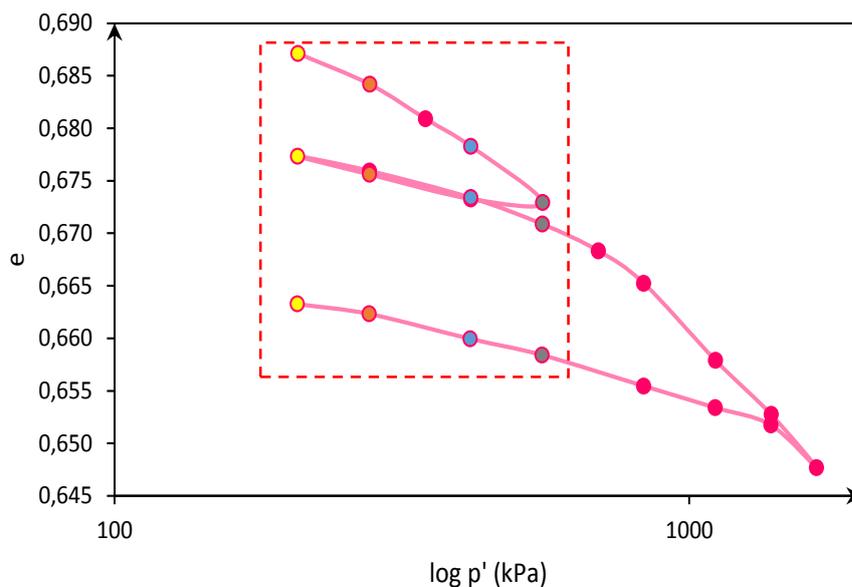


Figura 4.23 – Identificação dos estados de tensão interessados à definição da função de índice de vazios

Aos resultados experimentais foram assim ajustadas curvas potenciais, sendo que por iterações se deduziu o expoente de 0,22 que conduziu a valores de R^2 mais elevados. Na Figura 4.24 apresentam-se as curvas obtidas, bem como as equações que as definem.

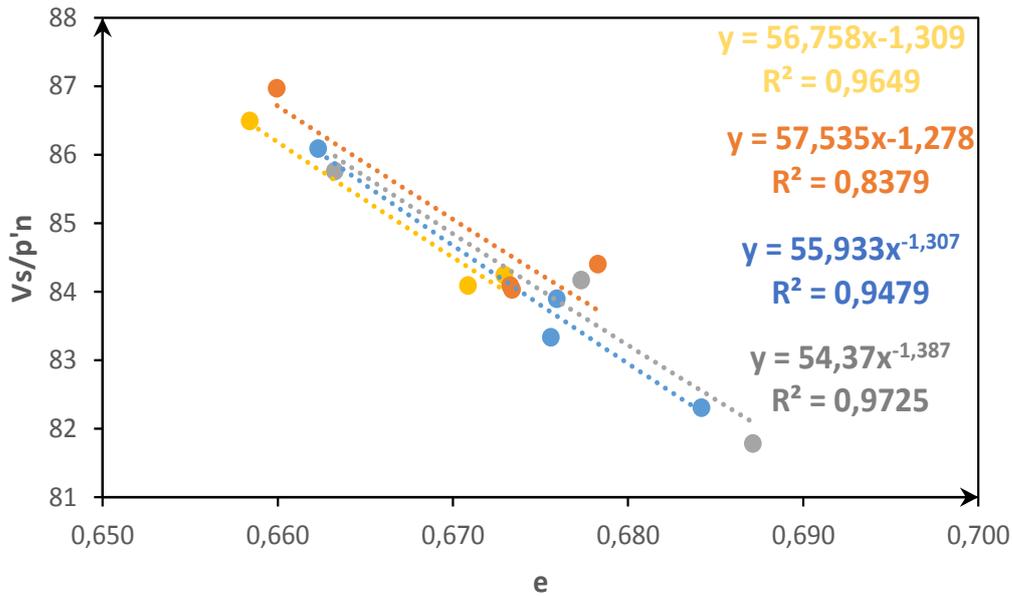


Figura 4.24 – Relação do índice de vazios com a velocidade de ondas de corte normalizada do estado de tensão

Das expressões obtidas efetuou-se uma média do expoente do índice de vazios, identificado como x nessas expressões, de onde resultou a seguinte proposta de função de índice de vazios:

$$\sqrt{F(e)} = e^{-1,3} \rightarrow F(e) = e^{-2,6} \quad (4.10)$$

4.2.5. FASE DE CONSOLIDAÇÃO CÍCLICA

É extremamente complexo e dispendioso obter amostras indeformadas para ensaios laboratoriais, e como tal o recurso à reconstituição de amostras em laboratório tem sido cada vez mais frequente. Wang (2006) expôs o método da consolidação cíclica sobre amostras reconstituídas em laboratório como um método eficaz para ajustar as velocidades das ondas de corte em laboratório com as obtidas *in situ*. De certa forma, o autor mostrou que a partir da combinação de ciclos e sobreconsolidação, é possível induzir sobre a amostra uma espécie de envelhecimento detetável pelas ondas sísmicas, envelhecimento esse obtido apenas à custa da fábrica e não por meio de cimentação. Com base neste estudo, e com o objetivo de induzir o envelhecimento, implementou-se este método sobre três ensaios através de ciclos radiais e/ou ciclos axiais com frequência de 1Hz, sobre diferentes estados de tensão.

A consolidação cíclica sobre um estado de tensão isotrópico foi realizada apenas no ensaio TXSP4 e na Figura 4.25 ilustra-se os ciclos radiais (ΔCP) e axiais (ΔF) realizados sobre a amostra.

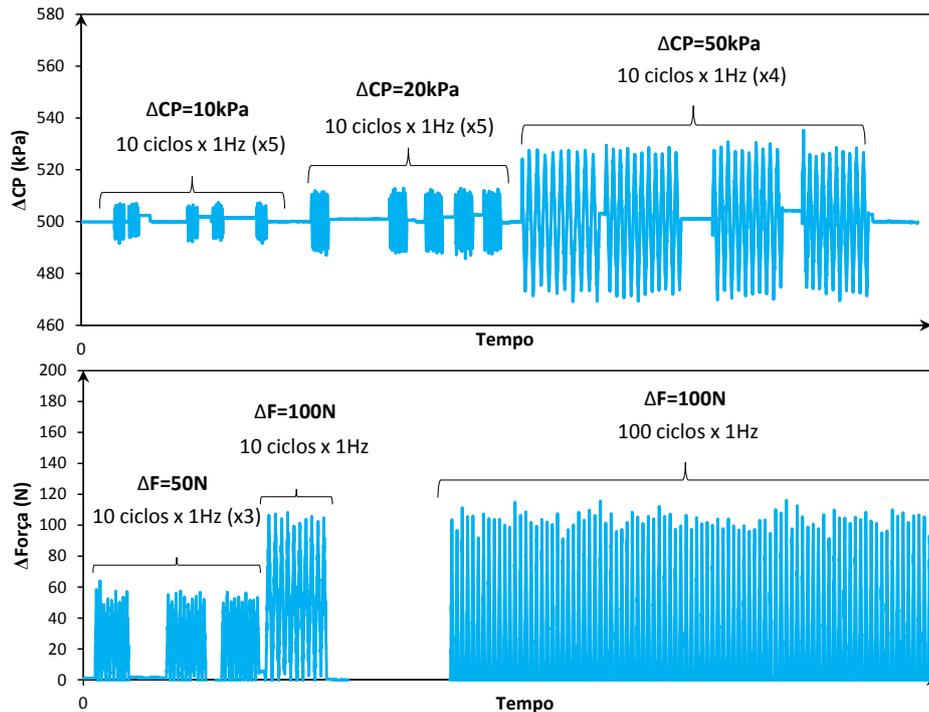


Figura 4.25 – Representação gráfica dos ciclos radiais e axiais induzidos no ensaio TXSP4

Os ciclos foram realizados em condições não drenadas e no fim de cada ciclo foram registadas as velocidades de ondas de corte quer em condições não drenadas, quer em condições drenadas depois de o volume estabilizar, com o intuito de averiguar se os ciclos induziram algum envelhecimento na amostra que pudesse ser detetável pela velocidade das ondas de corte (menor tempo de chegada e consequentemente uma maior velocidade).

Apesar dos vários ciclos induzidos sobre a amostra, não se notou uma alteração significativa nem no tempo de chegada das ondas S, nem na variação volumétrica. No entanto, o facto de a amostra ter sido preparada para o índice de vazios de 0,5 e depois da indução dos ciclos não se ter notado alterações na velocidade, levantou a discussão do índice de vazios mínimo do solo. Veio comprovar-se a partir do ensaio de determinação do $e_{\text{máx}}$ e e_{min} descrito no capítulo 3, que a amostra se encontrava de facto muito próxima do e_{min} de 0,53, e que naturalmente as partículas já estavam de tal forma acomodadas no solo, constituindo um esqueleto compacto e muito imbricado, que a ação cíclica não surtiu efeito.

Assim, com o mesmo propósito mas para índice de vazios superiores (0,8), realizaram-se os ensaios TXSP6 e TXC7. Ambos os ensaios foram conduzidos para a mesma tensão anisotrópica, e só depois foi executada a consolidação cíclica como mostra a Figura 4.26 e Figura 4.27.

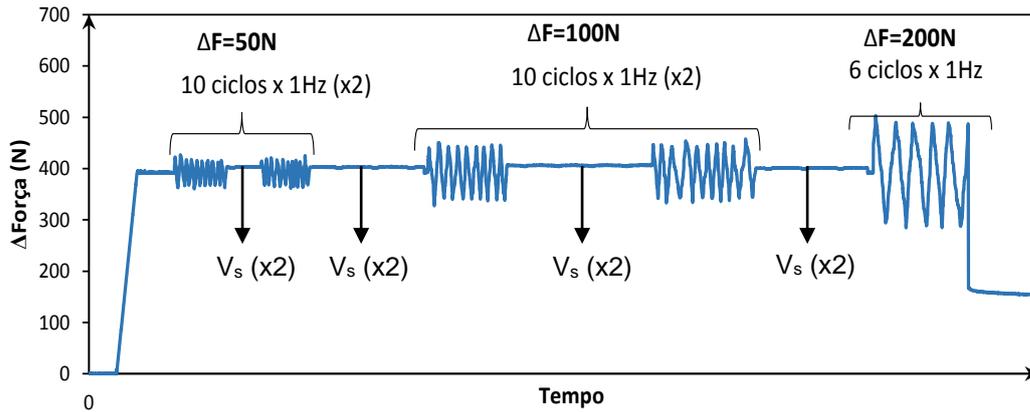


Figura 4.26 – Representação gráfica da consolidação anisotrópica e dos ciclos axiais induzidos no ensaio TXSP6

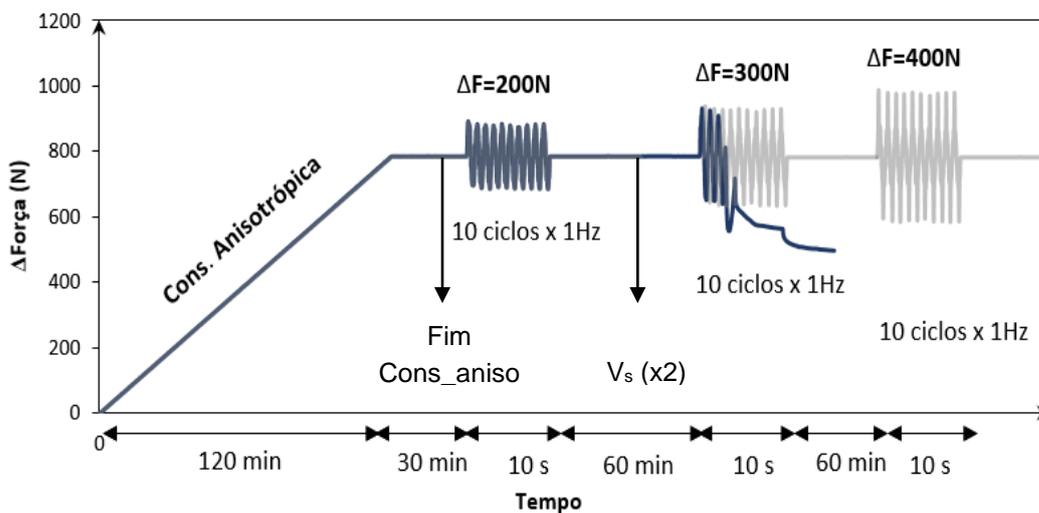


Figura 4.27 – Planeamento e representação gráfica da consolidação anisotrópica e dos ciclos axiais induzidos no ensaio TXC7

Entre os diferentes ciclos foram registadas as velocidades das ondas sísmicas em condições drenadas e não drenadas. A identificação do tempo de chegada das ondas S entre os diferentes ciclos nos ensaios TXSP6 e TC7 encontra-se representado na Figura 4.28 e Figura 4.29, respetivamente.

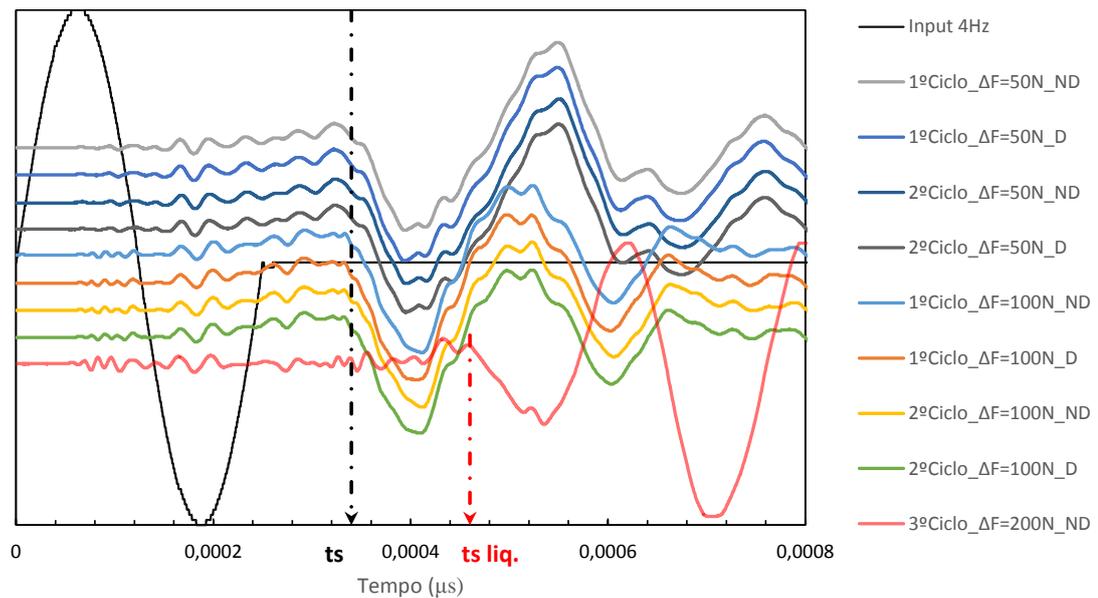


Figura 4.28 – Consolidação cíclica referente ao ensaio TXSP6: Medição sísmica

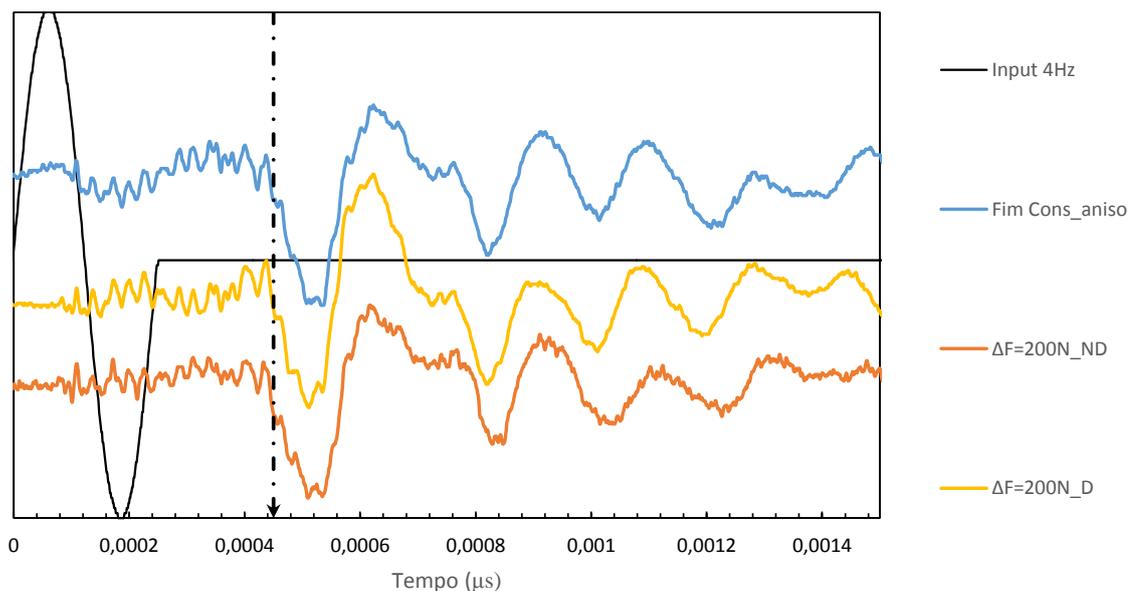


Figura 4.29 – Consolidação cíclica referente ao ensaio TXC7: Medição sísmica

Constata-se que em ambos os ensaios, as velocidades de ondas corte medidas ao longo da consolidação cíclica apontaram o mesmo valor registado no final da consolidação anisotrópica, o que leva a assumir, que segundo as ondas sísmicas, não se conseguiu induzir qualquer envelhecimento na amostra, ou alternativamente, que o envelhecimento produzido por este processo não foi detectado pelas ondas sísmicas. Com o aumento da amplitude dos ciclos acabou mesmo por se induzir a liquefacção. Na Figura 4.28 encontra-se também o registo da velocidade apontada pela amostra após ter sofrido rotura por liquefacção onde se verifica uma perda de resistencia significativa. Na Figura 4.30 relaciona-se as

tensões de desvio com as deformações axiais e a tensão de confinamento desde da fase de consolidação anisotrópica até rotura da amostra por liquefacção cíclica.

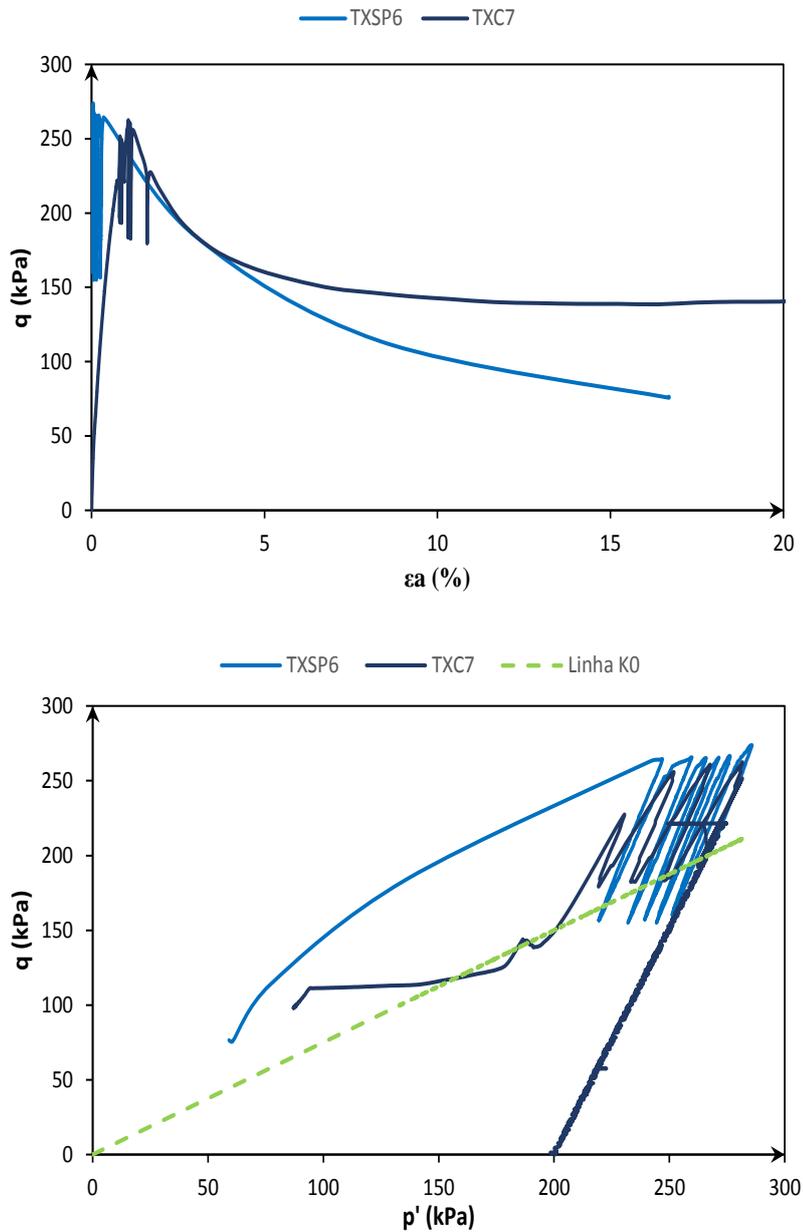


Figura 4.30 – Relação da tensão de desvio com a deformação axial e a tensão de confinamento nos ensaios TXSP6 e TXC7

Constata-se que ambos os ensaios seguiram a linha K_0 e que o ensaio TXC7 alcançou a rotura para um valor de tensão ligeiramente inferior ao do ensaio TXSP6 (≈ 270 kPa).

4.2.6. FASE DE CORTE ESTÁTICO

4.2.6.1. Comportamento tensão-deformação

A fase de corte estático corresponde à última etapa dos ensaios triaxiais e foi efetuada como descrito em 3.6.5. Na Tabela 4.11 apresentam-se os valores de estado de tensão e índice de vazios alcançados no final da consolidação correspondentes aos do início do corte, bem como os valores para o qual se alcançou a rotura (f) e posteriormente o estado crítico (cr).

Tabela 4.11 – Síntese das diferentes fases dos ensaios triaxiais estáticos

Ensaio	Consolidação				Corte					
	K_0	σ'_h (kPa)	σ'_v (kPa)	e_c	p'_f (kPa)	q_f (kPa)	p'_{cr} (kPa)	q_{cr} (kPa)	e_{cr}	
TX1	1	20	20	0,700	42	53	35	47	0,674	
TX2	1	150	150	0,684	253	300	246	285	0,644	
TX3	1	75	75	0,658	131	165	130 *	162 *	0,656	
TXSP4	0,5	200	400	0,563	432	693	355 *	464 *	0,651	
TX5	1	150	150	0,539	331	542	247	285	0,614	
TX8	1	150	150	0,698	271 +	365 +	264	347	0,687	
TX9	0,46	150	325	0,663	274	367	269	357	0,657	
AP1	1	7400	7400	0,481	11847	13412	11067	10983	0,567	
AP2	1	150	150	0,512	360 +	589 +	300	437	0,609	

(*) < 20% de deformação axial; (+) Rotura para um valor mais elevado devido às cargas e descargas antes do corte estático

Antes de proceder à análise gráfica desta fase, interessa aqui abordar alguns dos resultados em destaque (a negrito azul) na tabela anterior, para os quais o corte estático foi iniciado partindo do mesmo estado de tensão isotrópico, $p'=150$ kPa, com diferentes densidades.

Constata-se que as amostras densas, nomeadamente as do ensaio TX7 e AP2, dilataram e atingiram a rotura para valores elevados e ligeiramente próximos. No entanto, para a mesma deformação (cerca de 30%), o ensaio TX7 mostrou uma queda mais pronunciada, tendo atingido o estado crítico para valores significativamente inferiores ao do ensaio de altas pressões. Mais adiante será retomado este assunto com o intuito de abordar a questão de envelhecimento que se procurou induzir sobre o ensaio AP2.

No caso das amostras mais soltas, designadamente as do ensaio TX2 e TX8, a rotura deu-se naturalmente para valores inferiores aos das amostras densas, sendo que o ensaio TX8, para um valor de índice de vazios ligeiramente superior ao do TX2, atingiu a rotura para valores de tensão superiores ao mesmo. O facto de o ensaio TX8 ter sido submetido a ciclos durante a consolidação, pode ter conferido à amostra um arranjo das partículas significativamente compacto, que acabou por se refletir no comportamento da amostra durante o corte, ao necessitar de uma tensão superior para atingir a rotura. Relativamente ao estado crítico, enquanto o ensaio TX2 foi carregado até atingir 33% de deformação axial, o ensaio TX8 foi conduzido apenas até 22%, não sendo assim comparáveis os valores atingidos no final do corte referentes ao estado crítico.

- Análise gráfica dos ensaios triaxiais estático

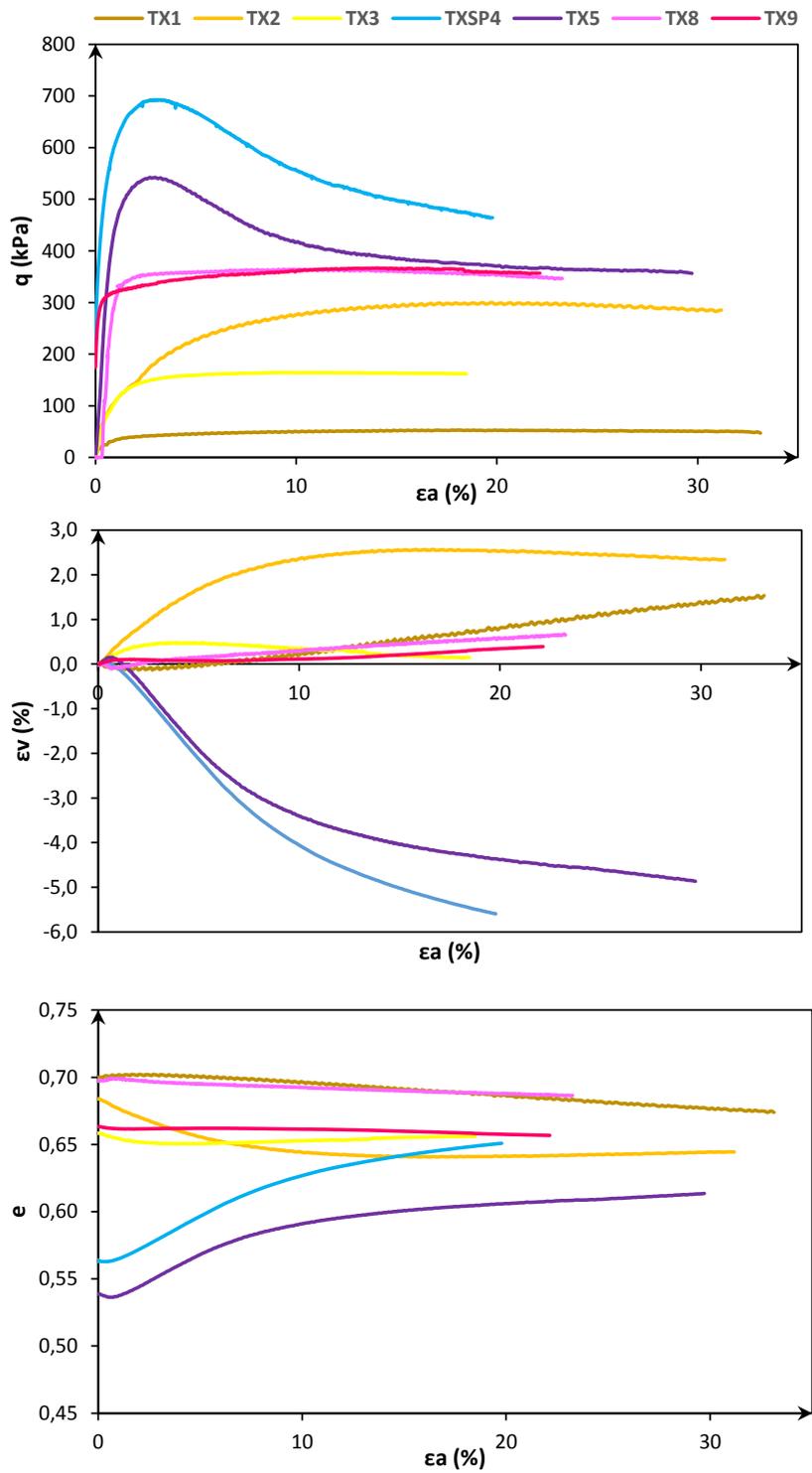


Figura 4.31 - Comportamento tensão-deformação dos ensaios triaxiais estáticos: relação da deformação axial com a tensão de desvio, deformação volumétrica e índice de vazios

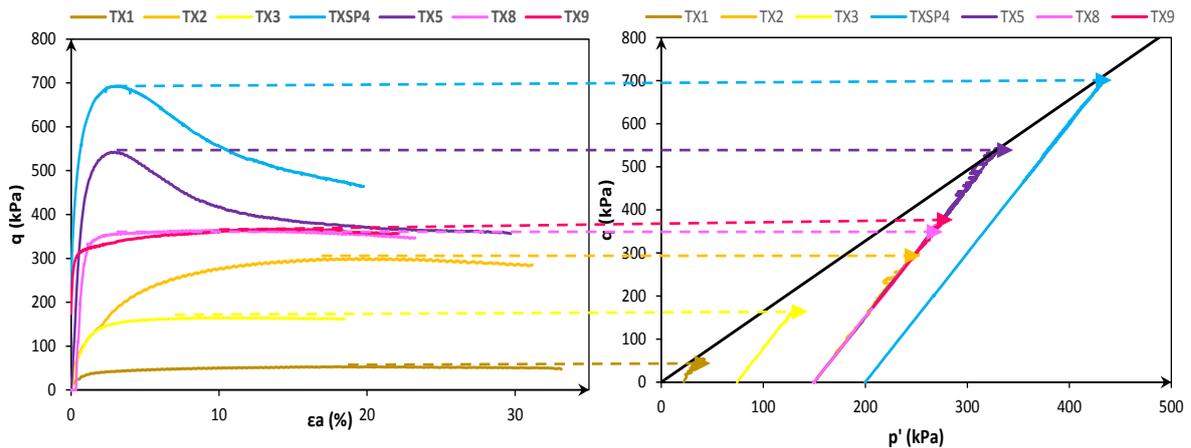


Figura 4.32 – Comportamento tensão-deformação dos ensaios triaxiais estáticos: Relação da tensão de desvio com a extensão axial e tensão de confinamento

Constata-se que os ensaios TX3 e TXSP4 atingiram um pouco menos de 20% de deformação axial, não sendo razoável a aceitação de que atingiram o estado crítico.

Da análise gráfica da Figura 4.31, é notório o comportamento típico de uma areia solta nos ensaios TX1, TX2, TX3, TX8 e TX9 – sem pico na tensão de desvio, dilatância negativa (diminuição do volume) e consequente diminuição do índice de vazios – e o comportamento de uma areia densa nos ensaios TXSP4 e TX5 – evidência de pico na tensão de desvio, dilatância positiva (aumento de volume) e consequente aumento do índice de vazios. No entanto, não se pode deixar de notar o comportamento inabitual da variação volumétrica relativa ao ensaio TX1 que, embora tenha sofrido um aumento de volume como se estaria à espera, o modo como aumentou foi algo inesperado, não se tendo encontrado justificação para tal ter acontecido. O mesmo parece ter sucedido no ensaio TX8 mas para uma variação de volume bastante inferior. É de salientar que nos ensaios TX1 e TX5, apesar de terem atingido cerca de 30% de deformação axial, não ocorreu estabilização volumétrica, o que leva a querer que não atingiram o estado crítico.

Na Figura 4.32 encontra-se identificada a envolvente de rotura máxima que ocorreu no ensaio TX7, que embora coincidente com o ensaio TXSP4, não apresenta uma boa coerência com os restantes ensaios que aparentam ter seguido uma linha de rotura de menor declive.

De seguida segue-se a análise do comportamento tensão-deformação dos ensaios triaxiais de altas pressões – ver Figura 4.33. Relembre-se que o ensaio AP1 foi submetido ao corte estático em altas pressões, enquanto o ensaio AP2 depois de carregado a altas pressões, foi descarregado até 150 kPa e só depois submetido ao corte, de modo a permitir estudar o efeito da sobreconsolidação na resposta tensão-deformação no corte à tensão de confinamento de referência (150 kPa).

➤ Análise gráfica dos ensaios triaxiais estáticos de altas pressões

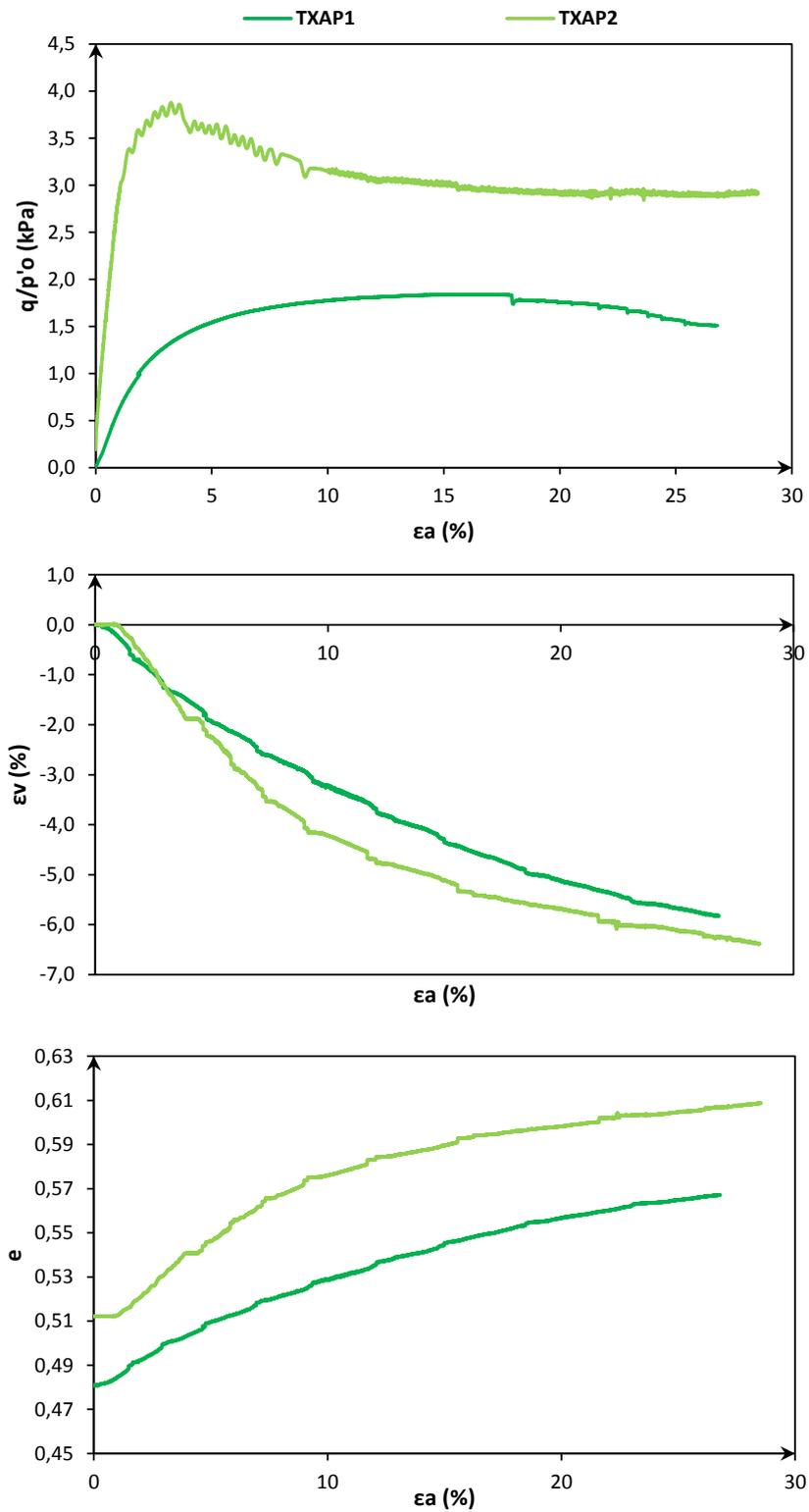


Figura 4.33 – Comportamento tensão-deformação dos ensaios triaxiais estáticos de altas pressões: relação da deformação axial com a tensão de desvio, deformação volumétrica e índice de vazios

Constata-se que os ensaios de altas pressões atingiram cerca de 28% de deformação axial mas que não atingiram o estado crítico (instabilização volumétrica no final).

Em termos de densidade, verifica-se um comportamento típico de areia densa nos dois ensaios (diminuição do índice de vazios) com uma deformação volumétrica sensivelmente da mesma ordem. Contudo, em termos de tensão, o ensaio AP1 sofreu de uma queda de resistência veloz e sem pico de tensão contestando o comportamento que seria de prever numa areia densa.

Com vista a estudar este comportamento inesperado, apresenta-se na Figura 4.34 uma análise mais detalhada da trajetória de tensões seguida por estes ensaios. Note-se que, como os ensaios partiram de tensões muito distintas, houve necessidade de normalizar as tensões p' e q pela tensão p'_0 correspondente ao final da consolidação para tornar possível a correta comparação entre os mesmos.

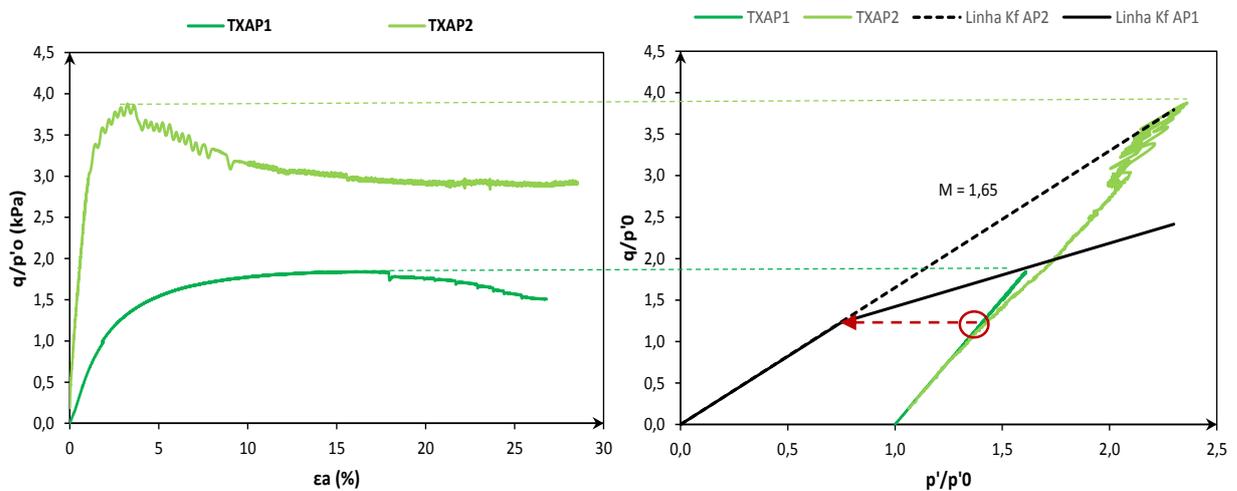


Figura 4.34 – Estimativa da linha K_f no ensaio de altas pressões AP1

Para pequenas deformações é notória uma sobreposição dos ensaios em termos de tensão, o que sugere que até um determinado ponto os ensaios seguiram a mesma linha de rotura e que depois tomaram caminhos distintos (ponto assinalado a vermelho). Tendo o ensaio AP2 atingido o máximo valor de q/p'_0 , então, a linha de rotura seguida inicialmente por ambos os ensaios foi a relativa ao AP2, o que incute ao ensaio AP1 uma linha de rotura de menor declive para deformações superiores. Esta interpretação aliada ao comportamento de uma amostra solta sugere que o corte a altas pressões pode estar associado a uma quebra de grãos e a uma consequente perda de resistência.

Com o intuito de validar esta suposição, procedeu-se com a análise granulométrica dos dois solos ensaiados. Na Figura 4.35 encontra-se uma fotografia dos solos AP1 e AP2 depois de ensaiados e imediatamente antes de submetidos à análise granulométrica.



Figura 4.35 – Aspecto do solo depois de dois ensaios nas câmara de altas pressões

A coloração dos dois provetes é bastante distinta, o que por si só, já questiona se as duas amostras representam de facto o mesmo material arenoso.

Na Figura 4.36 encontra-se a representação da distribuição granulométrica do solo destes dois provetes, após ensaio. Na mesma figura foram introduzidas as curvas granulométricas já apresentadas em 3.3.1 representativas do solo em estudo.

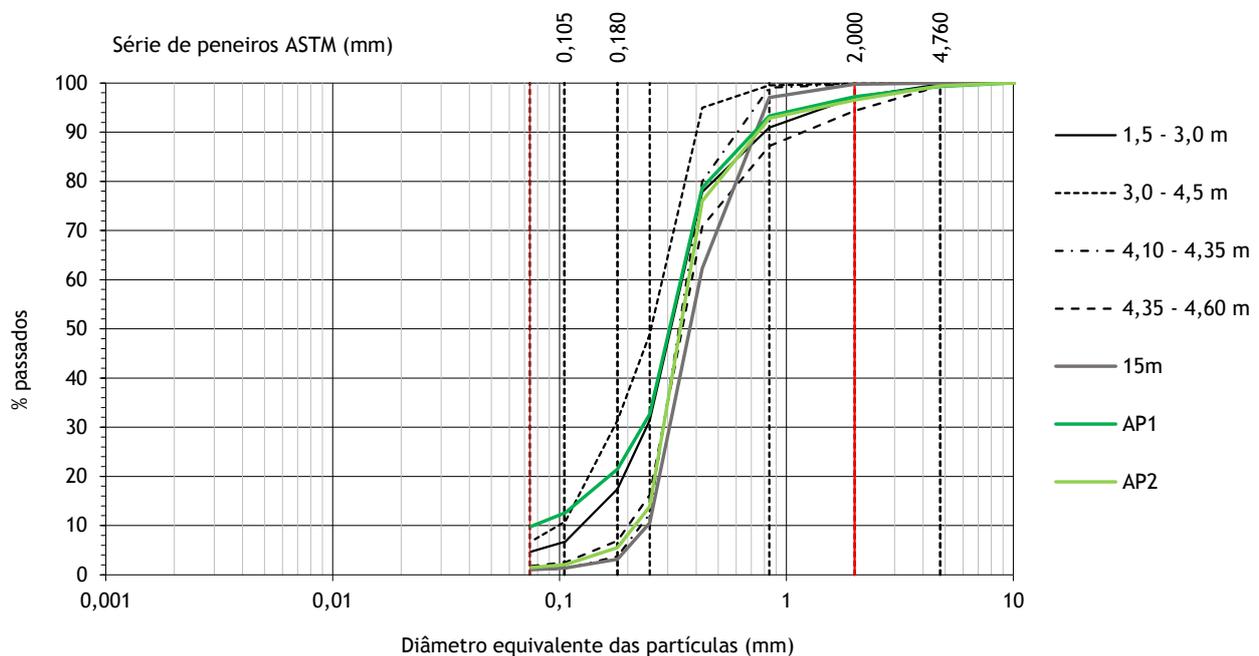


Figura 4.36 – Curvas granulométricas dos provetes AP1 e AP2 após ensaio na câmara de altas pressões *versus* curvas representativas da Areia de Aveiro

De todas as curvas observa-se a máxima quantidade de finos no solo do provete AP1 (cerca de 10%) e uma aproximação do solo do provete AP2 às curvas com uma quantidade de finos inferiores a 2%. Desta

análise comprova-se que o corte a altas pressões provocou de facto uma quebra acentuada de partículas que teve como consequência uma perda significativa da rigidez e resistência do solo.

4.2.6.2. Comportamento dinâmico

No decorrer das diferentes fases do ensaio triaxial procurou-se, sempre que possível, registar os tempos de chegada das ondas S. Na Figura 4.37 observa-se o registo de ondas de corte referente ao ensaio TX3 desde do final da saturação até ao final do corte.

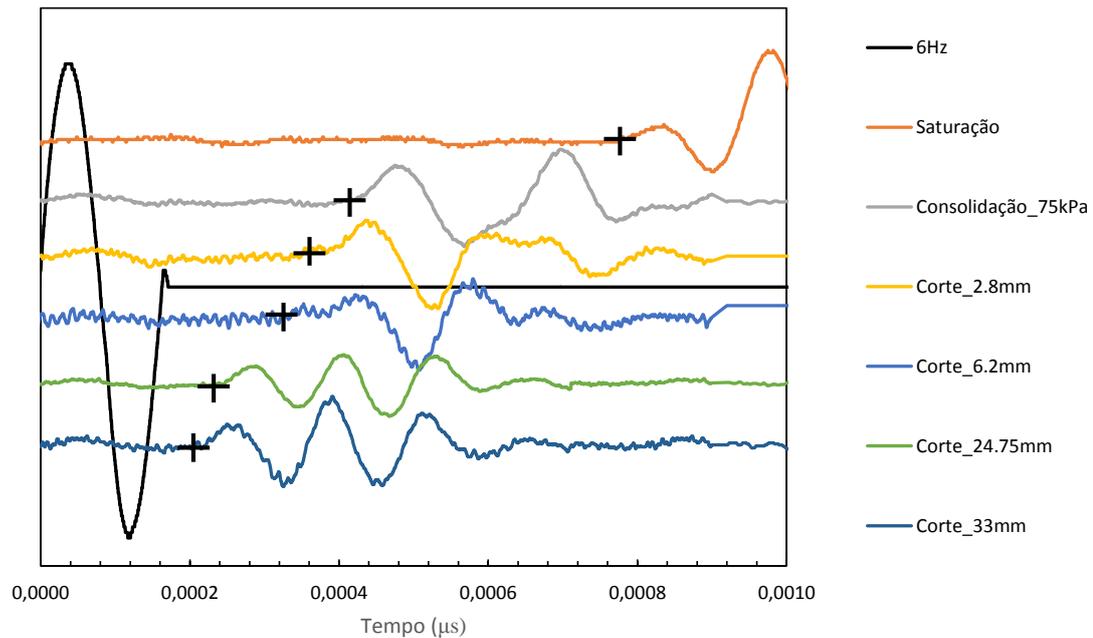


Figura 4.37 – Determinação do tempo de chegada das ondas S nas diferentes fases do ensaio TX3

Constata-se uma diminuição do tempo de propagação e um conseqüente aumento da velocidade das ondas de corte, indicando um aumento de rigidez no solo no decorrer das diferentes fases. É de salientar que ao aumento do tempo de propagação das ondas S na fase de corte, está também associada ao rearranjo das partículas induzido pelo carregamento axial, que resulta numa diminuição do índice de vazios com a deformação.

Durante o corte estático, nomeadamente nos ensaios TX3, TX5, TXSP6 e TX7, foram registadas as velocidades das ondas S para diferentes estados de deformação axial. Na Figura 4.38 apresenta-se a relação entre a tensão de confinamento e a velocidade das ondas S com a deformação axial.

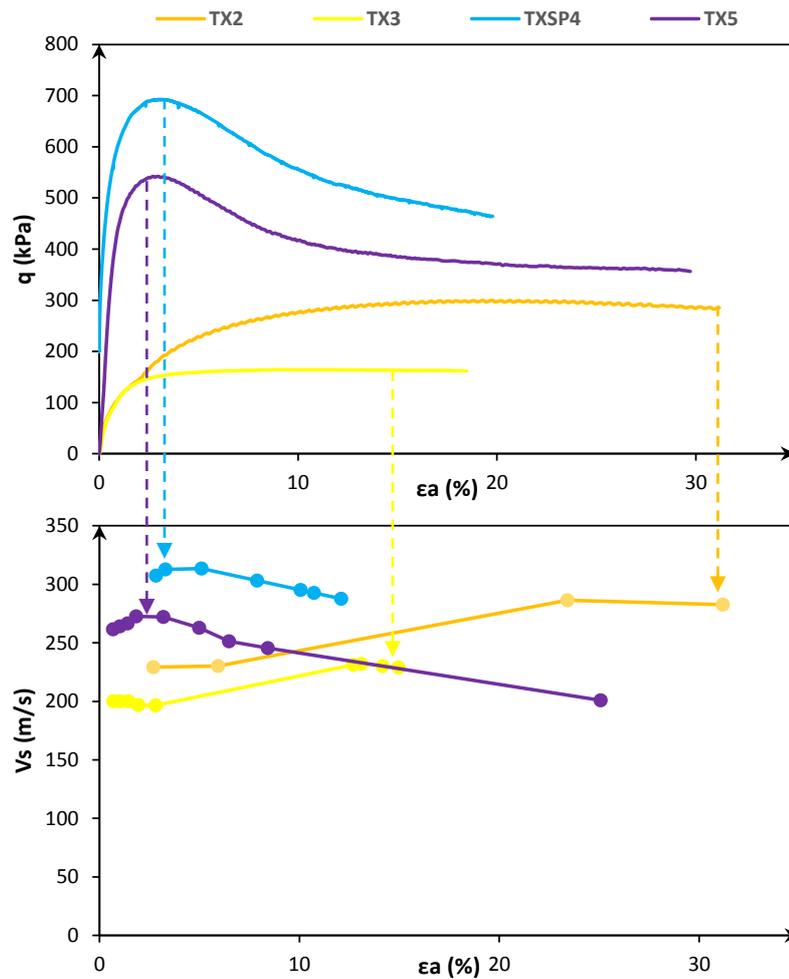


Figura 4.38 – Relação da deformação axial com a tensão de desvio e a velocidade das ondas de corte

Conforme se pode observar nos gráficos da figura anterior, constata-se uma forte correlação entre os dois parâmetros. Nos ensaios TXSP4 e TX7, verifica-se um ligeiro acréscimo inicial da velocidade coincidente com o pico da tensão de desvio, seguido de um decréscimo tanto da tensão como da velocidade. Nos ensaios TX2 e TX3, nota-se um acréscimo ligeiro da velocidade, coincidente também com a evolução do estado de tensão. Desta análise, constata-se que a tensão de desvio e a velocidade das ondas são diretamente comparáveis entre si e que o seu acréscimo ou decréscimo resulta de um consequente aumento ou redução da rigidez, respetivamente.

De certa forma, o mesmo comportamento reflete-se quando se compara a variação do índice de vazios e da velocidade das ondas corte com o estado de tensão de confinamento como mostra a Figura 4.39.

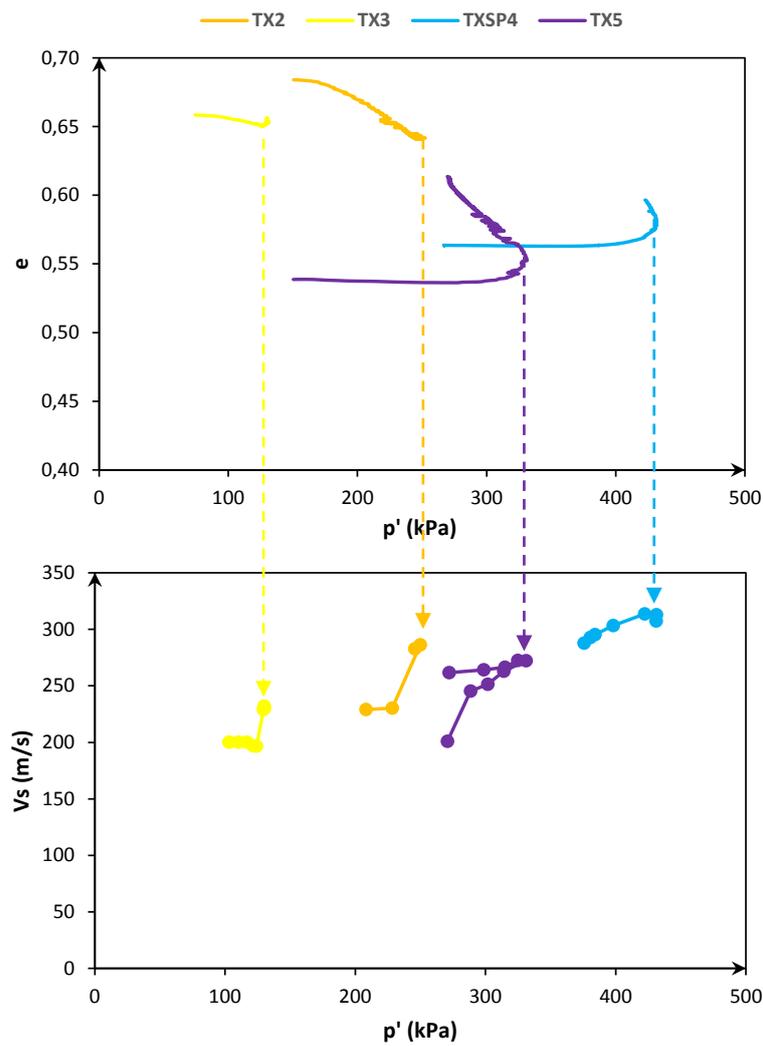


Figura 4.39 – Relação da tensão de confinamento com o índice de vazios e a velocidade de ondas corte

O aumento do índice de vazios, resultante de um comportamento dilatante, conduz a um acréscimo inicial da velocidade seguida de uma redução resultante da perda de rigidez pós-pico, enquanto a diminuição do índice de vazios, resultante de um comportamento contrátil, conduz a um aumento da velocidade resultante de um aumento de rigidez proporcionado por uma melhor arrumação das partículas.

5

ANÁLISE E DISCUSSÃO DE RESULTADOS

5.1. ANÁLISE CONJUNTA DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

5.1.1. CONSOLIDAÇÃO NORMALIZADA

Em todos os ensaios triaxiais apresentados, com exceção dos ensaios de altas pressões que não possuem *bender elements* instalados no equipamento de ensaio, foram registadas as velocidades de ondas de corte no final da consolidação isotrópica e anisotrópica.

Como referido em 2.6, a velocidade de ondas de corte v_s , conseqüentemente, o módulo de distorção depende de uma série de fatores, sendo o estado de tensão e o índice de vazios os mais relevantes. De modo a isolar este último fator, definiu-se uma função em 4.2.4 que retrata a dependência das velocidades em relação ao índice de vazios. Essa função será aplicada a todos os resultados experimentais relativos ao final da consolidação, isotrópica e anisotrópica, e confrontada com as três funções propostas ao longo da literatura já referidas em 2.6.1 e definidas como de grande aplicabilidade a um grande número de solos, com o intuito de definir a que melhor se ajusta à areia de Aveiro.

Na Tabela 5.1 encontra-se a expressão geral das quatro funções de índice de vazios em análise. Note-se que a nova função determinada em 4.2.4 se encontra designada por $F(e)_4$.

Tabela 5.1 – Funções de índice de vazios em análise

Função	Expressão	Referência
$F(e)_1$	$\frac{(2,17 - e)^2}{(1 + e)}$	Hardin e Richart (1963); Iwasaki et al. (1978)
$F(e)_2$	$\frac{1}{(0,3 + 0,7 \cdot e^2)}$	Hardin (1978); Chung et al. (1984)
$F(e)_3$	e^{-x} com $x = 1,3$	Lo Presti (1995); Jamiolkowski et al. (1991)
$F(e)_4$	$e^{-2,6}$	Subcapítulo 4.2.4.

Na Figura 5.1 apresentam-se as velocidades determinadas no final da consolidação isotrópica para os diferentes estados de tensão e o ajuste de uma curva potencial a todos os pontos.

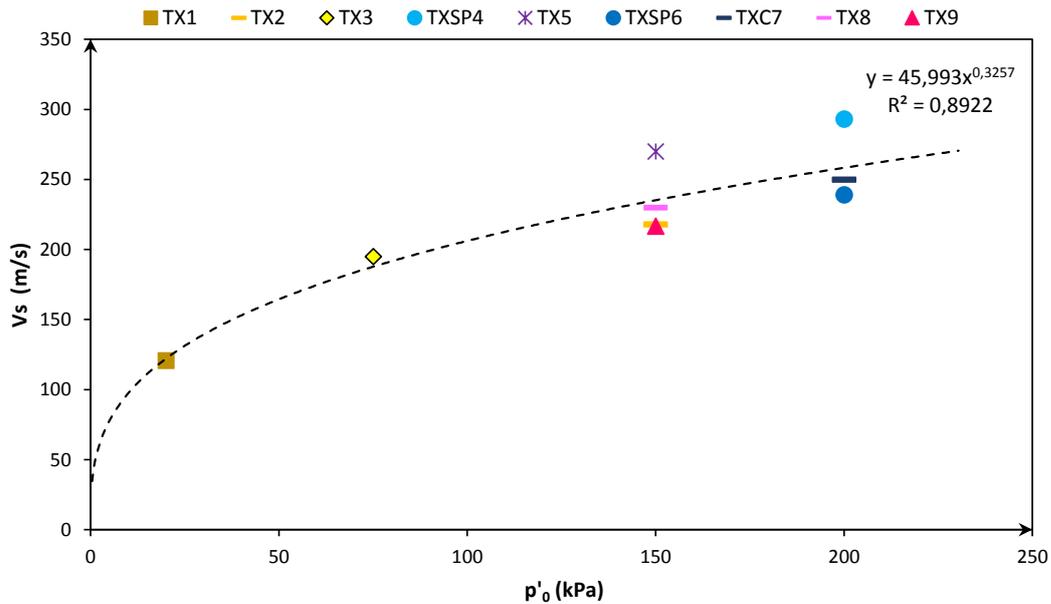


Figura 5.1 – Consolidação isotrópica: Ajuste de uma curva potencial às velocidades de ondas de corte em relação à tensão efetiva média

Constata-se um bom ajuste entre os pontos, traduzido pelo elevado valor do coeficiente de determinação ($R^2=0,89$). Observe-se agora o mesmo gráfico de pontos após a normalização das velocidades pelas diferentes funções de índice de vazios em análise – ver Figura 5.2.

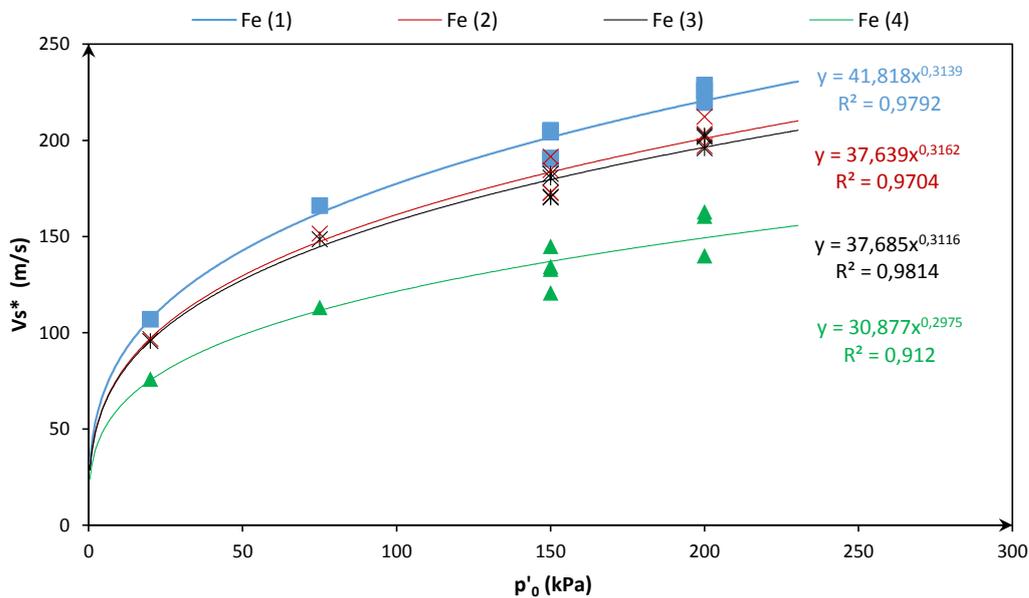


Figura 5.2 – Consolidação isotrópica: Comparação entre as velocidades normalizadas das funções de vazios propostas

Verifica-se que a introdução de qualquer uma das funções faz elevar o R^2 de 0,89 indicando um melhor ajuste das velocidades após a normalização. Pelos novos valores deste coeficiente, constata-se que a

função de melhor ajuste aos pontos é a função $F(e)_3$ quase coincidente com a função $F(e)_2$. A função $F(e)_4$ proposta no ambiente deste trabalho, embora de um R^2 superior a 0,90, é das quatro funções a que resulta num menor ajuste aos resultados globais deste solo. Naturalmente, a definição de tal função requereria a análise de uma série muito mais vasta de resultados experimentais com vista à minimização dos erros durante as medições registadas ao longo do ensaio.

Na Figura 5.3 ilustra-se a velocidade das ondas de corte não normalizada (V_s) e normalizada (V_s^*) em relação à função de índice de vazios $F(e)_3$ no final da fase de consolidação. É notório o efeito da normalização no alinhamento quase perfeito dos pontos para o mesmo estado de tensão, ou seja, a dispersão das velocidades medidas em cada estado de tensão é claramente reduzida quando são normalizadas desta função de índice de vazios.

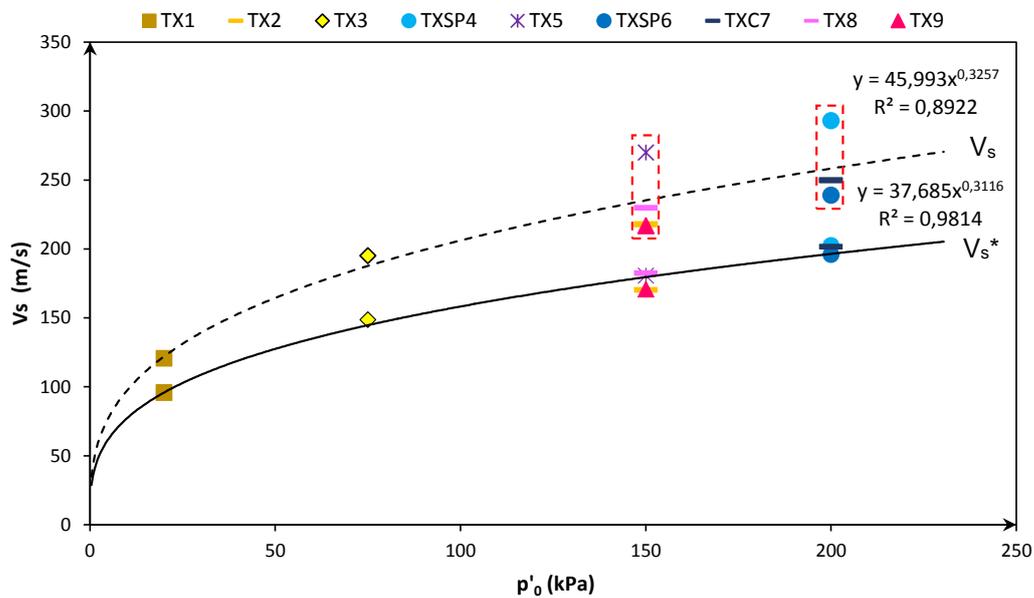


Figura 5.3 – Consolidação isotrópica: Relação p'_0 e V_s normalizadas da função $F(e)_3$

Relativamente ao estado anisotrópico, uma vez que apenas foram realizados quatro ensaios sob estas condições, dos quais três foram submetidos à mesma tensão, as velocidades registadas no final desta fase não serão normalizadas pela função de índice de vazios. Contudo, uma vez que o ensaio TXC9 compreendeu o registo de ondas S em diferentes estados de tensão anisotrópico, ajustou-se uma curva potencial aos valores registados na primeira carga deste ensaio, juntamente com os assinalados pelos ensaios TXSP4, TXSP6 e TXC7, para a definição dos parâmetros α e β da relação V_s versus p'_0 , como se mostra na Figura 5.4.

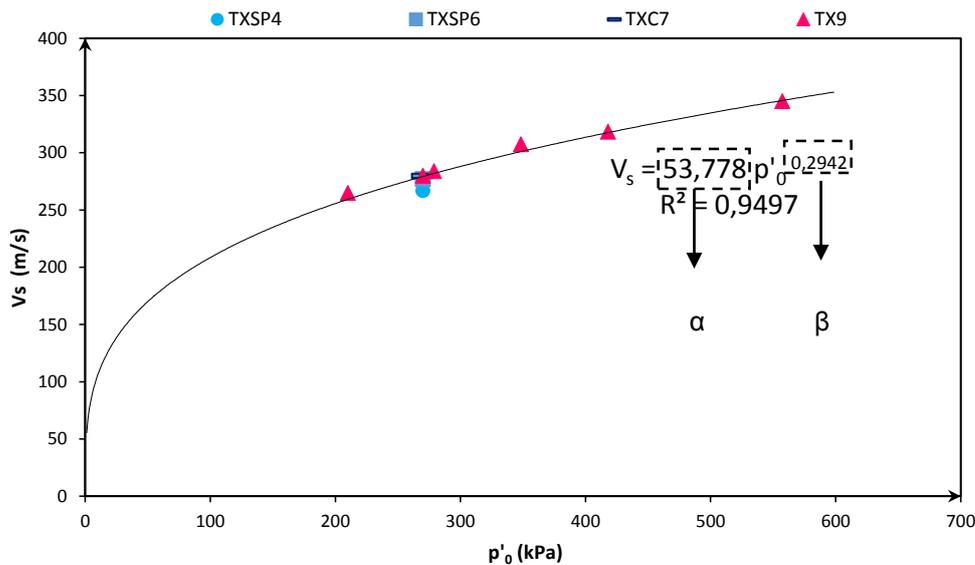


Figura 5.4 – Consolidação anisotrópica: Determinação dos parâmetros α e β da relação V_s versus p'_0

5.1.2. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Na prática da engenharia geotécnica, numerosos problemas abrangem uma variedade de situações que envolvem amplitudes de deformação desde gamas muito baixas (dimensionamento sísmico, estruturas e maquinaria sensível) a amplitudes muito elevadas (terramotos destrutivos), e como tal interessa estudar, consoante o tipo de problema, a gama de deformações associada. Em campo, o método sísmico permite produzir no terreno somente deformações inferiores a 10^{-5} , determinando assim o módulo de deformabilidade máximo do solo, associado a baixas deformações de corte, e assim, a propriedades elásticas (Viana da Fonseca, 1996).

Em laboratório, nomeadamente nos ensaios triaxiais, existem várias formas de determinar o módulo de deformabilidade do solo, dependendo para além dos importantes fatores de nível tensão-deformação associado à sollicitação, do tipo de instrumentação utilizada (Viana da Fonseca, 1996).

Uma das formas mais correntes e diretas de obter uma estimativa do módulo de deformabilidade é a partir das curvas tensão-deformação, designadamente, da tensão de desvio, q , versus extensão axial, ϵ_a , determinadas na fase de corte. No instante inicial do corte, para muito pequenas deformações, a amostra exibe um comportamento elástico linear como resposta ao carregamento, sendo que com a continuidade do carregamento e o aumento do nível de deformação, o comportamento passa a ser não linear, verificando-se uma perda contínua da rigidez com a deformação. A partir do declive de uma reta tangente aos primeiros pontos do diagrama $q - \epsilon_a$ é assim possível a determinação do módulo de deformabilidade inicial do solo, E_i como mostra a Figura 5.5. Da mesmo modo, é possível determinar o módulo de deformabilidade correspondente à mobilização de metade da resistência, E_{50} , traçando um reta secante ao ponto correspondente a metade da tensão máxima de desvio ($q_{m\acute{a}x}/2$), também ilustrado na Figura 5.5.

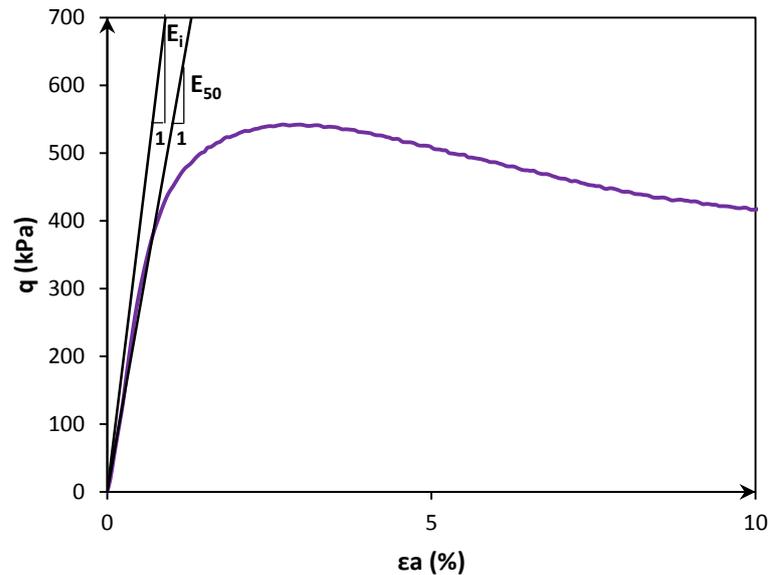


Figura 5.5 – Definição dos módulos de deformabilidade tangente inicial e secante a 50% de resistência (Ensaio TX7)

Note-se que o comportamento não linear com a deformação permite a determinação de uma série de módulos associados a um determinado nível de deformação e a um determinado nível de tensão.

Nestes ensaios foi utilizada instrumentação externa, que permite medir o deslocamento vertical sofrido na amostra devido ao carregamento, do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer). Estes conseguem medir deformações da ordem dos 10^{-4} pelo que consegue medir módulos de elasticidade que ocorre para níveis de deformação da ordem dos 5×10^{-4} . Contudo, esta instrumentação, pelo facto de ser exterior à câmara, é menos representativa do que a instrumentação interna, possuindo alguns erros associados e conduzindo pontualmente a medições erróneas. Os erros de medição são principalmente visíveis se a amostra, no momento antecedente ao corte, se encontrar sob estado de tensão isotrópico. Nestas condições, o êmbolo contendo a célula de carga é apenas colocado em contacto com a amostra no início do corte, o que faz com que nos primeiros instantes de carregamento o contacto perfeito entre a célula e o provete não esteja de todo assegurado, conduzindo a medições erróneas das deformações, as quais afetam a definição da curva tensão-deformação e, conseqüentemente, do módulo de deformabilidade.

Muitas das vezes, esta instrumentação externa é complementada por instrumentação interna que regista diretamente as deformações na amostra, podendo ser instalada quer na direção axial, quer na direção horizontal.

Sendo o ensaio de altas pressões provido destas duas instrumentações, LVDT externo e LVDT interno, apresenta-se na Figura 5.6 as diferenças registadas pelas duas leituras sob o diagrama q - ϵ_a nos ensaios AP1 e AP2.

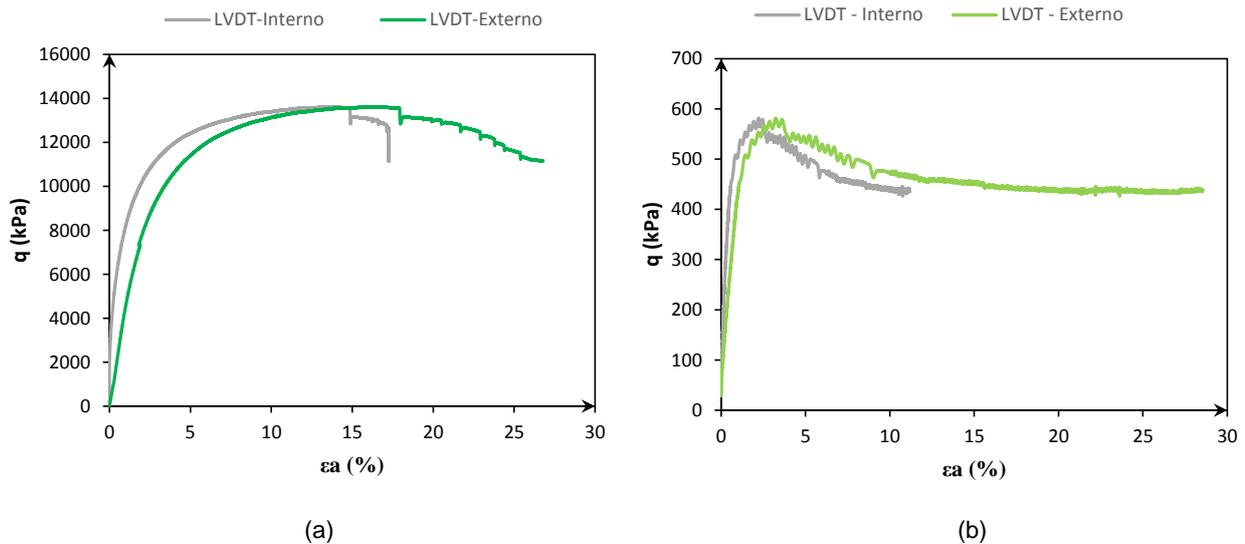


Figura 5.6 – Comparação das deformações axiais registadas pela instrumentação interna e externa no ensaio AP1 (a) e no ensaio AP2 (b)

Constata-se que a instrumentação interna permite detetar, nos instantes iniciais de deformação, uma maior rigidez, e conseqüentemente um módulo de deformabilidade superior. Verifica-se também que com o seguimento do carregamento, e com o conseqüente encurtamento da amostra, os LVDT estão limitados entre 10 e 15 % de deformação, sendo sempre necessário recorrer aos LVDT externos para estudar o comportamento tensão-deformação da amostra para maiores níveis de deformação.

Um outro método complementar na determinação da rigidez do solo é o método sísmico. A medição das velocidades de ondas sísmicas V_s e V_p no final da consolidação permite deduzir o módulo de deformabilidade do solo a partir da determinação do coeficiente de *Poisson* e do módulo de distorção. A determinação de G_0 e do coeficiente de *Poisson* é efetuada pela expressão 2.2 e 2.1, respetivamente, e por sua vez, a determinação do E é efetuada pela expressão 5.1.

$$E = 2G \cdot (1 + \nu) \tag{5.1}$$

O par de *bender elements* instalado no interior da câmara e em perfeito contacto com o solo permite a medição de rigidez de forma não destrutiva para diversas condições de solitação em tensão e em deformação, sendo que a amplitude de deformação é bastante mais baixa comparativamente à do LVDT, de 10^{-7} a 10^{-5} , permitindo assim a determinação do módulo de deformabilidade máximo do solo, E_0 (Gomes Correia *et al.*, 2006).

Na Tabela 5.2 e na Tabela 5.3 apresentam-se os parâmetros e resultados referentes às duas abordagens, onde se distingue por E_{sec} e E_0 os módulos obtidos pelos diferentes métodos.

Tabela 5.2 – Determinação do módulo de deformabilidade secante

Ensaio	ρ (kg/m ³)	z (m)	$E_{tan i}$ (MPa)	ϵ inicial	$E_{sec 50}$ (MPa)	ϵ_{50}
TX1	1580	2,1	12,4	1,0E-03	4,4	6,1E-03
TX2	1600	23,9	29,9	1,0E-03	6,9	6,2E-03
TX3	1620	10,6	19,7	5,1E-04	13,7	6,0E-03
TXSP4	1720	55,4	249,2	1,7E-04	55,7	6,2E-03
TX5	1750	19,1	60,3	4,4E-03	59,6	4,8E-03
TX8	1580	24,6	20,0	2,6E-03	18,0	3,1E-03
TX9	1600	54,1	108,1	3,6E-04	62,5	1,6E-03

Tabela 5.3 – Determinação do módulo de deformabilidade do solo E_0

Ensaio	ρ (kg/m ³)	z (m)	V_s (m/s)	V_p (m/s)	G_0 (MPa)	ν_0	E_0 (MPa)
TX1	1580	2,1	119	1400	23	0,50	68
TX2	1600	23,9	215	1319	74	0,49	221
TX3	1620	10,6	193	1435	61	0,49	180
TXSP4	1720	55,4	289	1679	144	0,48	429
TX5	1750	19,1	257	1670	116	0,49	345
TXSP6	1590	69,9	282	1660	127	0,49	376
TXC7	1590	70,7	280	1659	125	0,49	371
TX8	1580	24,6	195	1312	60	0,49	180
TX9	1600	54,1	258	1671	106	0,49	316

Dos resultados apresentados é notória uma grande discrepância entre os módulos de deformabilidade E_{tan} e E_0 determinados. No entanto, uma vez que estão associados a diferentes gamas de deformação, essa diferença é perfeitamente justificável. Assim, na Figura 5.7 apresenta-se, para os diversos ensaios, as curvas de degradação do módulo de deformabilidade em função da deformação para o qual foi determinado e na Figura 5.8 pode observar-se a curva de degradação do módulo secante em relação ao módulo de deformabilidade máximo E_0 , novamente em função da deformação respetiva. Na representação destas curvas admitiu-se a deformação de 10^{-6} nos valores de E_0 derivados das velocidades das ondas sísmicas e introduziu-se os módulos de deformabilidades secantes correspondentes à mobilização de metade da resistência E_{sec50} indicados na Tabela 5.2.

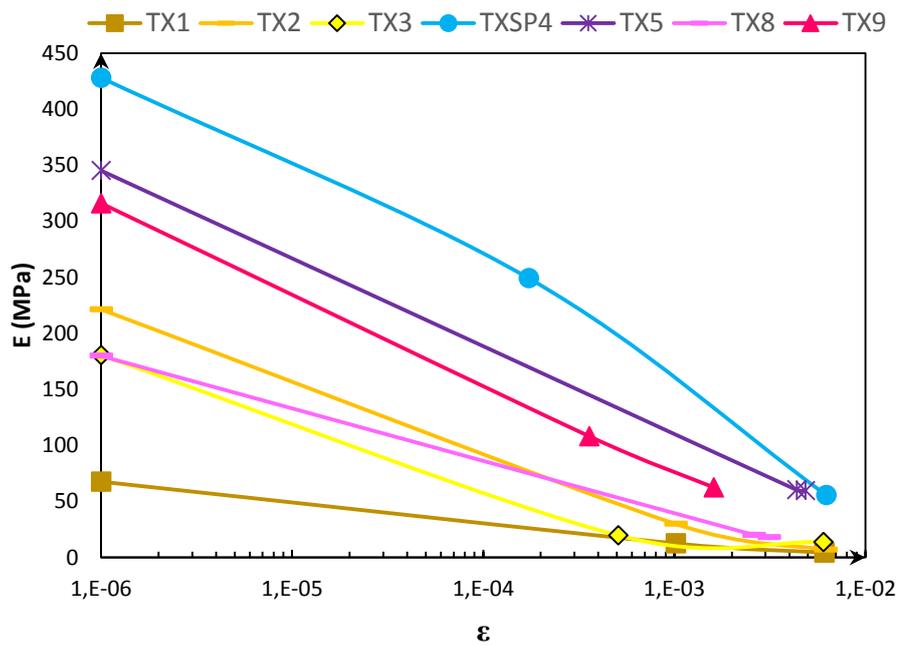


Figura 5.7 – Curva de degradação do módulo de deformabilidade em função do nível de deformação

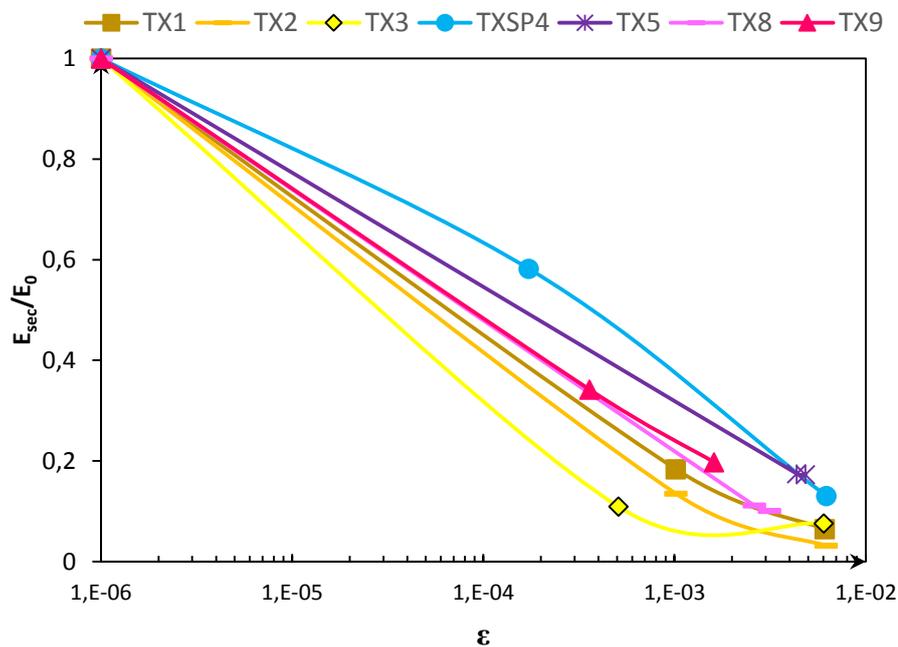


Figura 5.8 – Curva de degradação do módulo de deformabilidade secante normalizado em relação ao E_0 nos vários ensaios

Pelo facto do método sísmico assegurar a medição do módulo de deformabilidade para uma gama de deformações mais baixas, considerar-se-á os valores determinados por este método na análise que se segue referente à evolução do módulo de deformabilidade em profundidade.

Considerando os valores determinados pelo método sísmico introduzidos na Tabela 5.3, e atendendo aos valores respetivos do índice de vazios no final da consolidação, representou-se o módulo de deformabilidade E_0 normalizado da função de índice de vazios (Fe_3) em profundidade, como se ilustra na Figura 5.9.

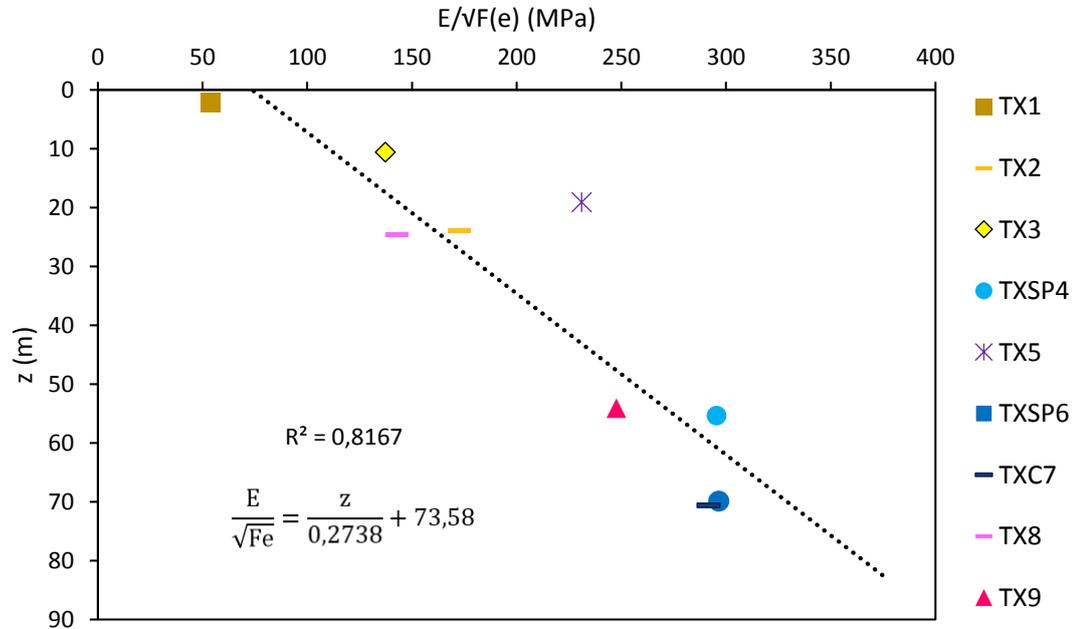


Figura 5.9 – Definição da expressão do E_0 em função da profundidade

Ajustando uma regressão linear aos vários pontos, definiu-se uma expressão para o solo em causa que permite a determinação do E a qualquer profundidade. É de referir que embora se tenha obtido um ajuste razoável, demonstrado por um R^2 de 0,8167, apenas os módulos referentes ao final da consolidação anisotrópica traduzem as condições *in situ*, e como tal, seria necessário um maior número de ensaios em condições anisotrópicas na definição de tal expressão característica do solo.

5.1.3. CORTE NORMALIZADO

Na Figura 5.10 representa-se para todos os ensaios submetidos ao corte estático, a relação entre a tensão de desvio normalizada da tensão de confinamento com a deformação axial, e na Figura 5.11 a evolução do índice de vazios com a deformação axial.

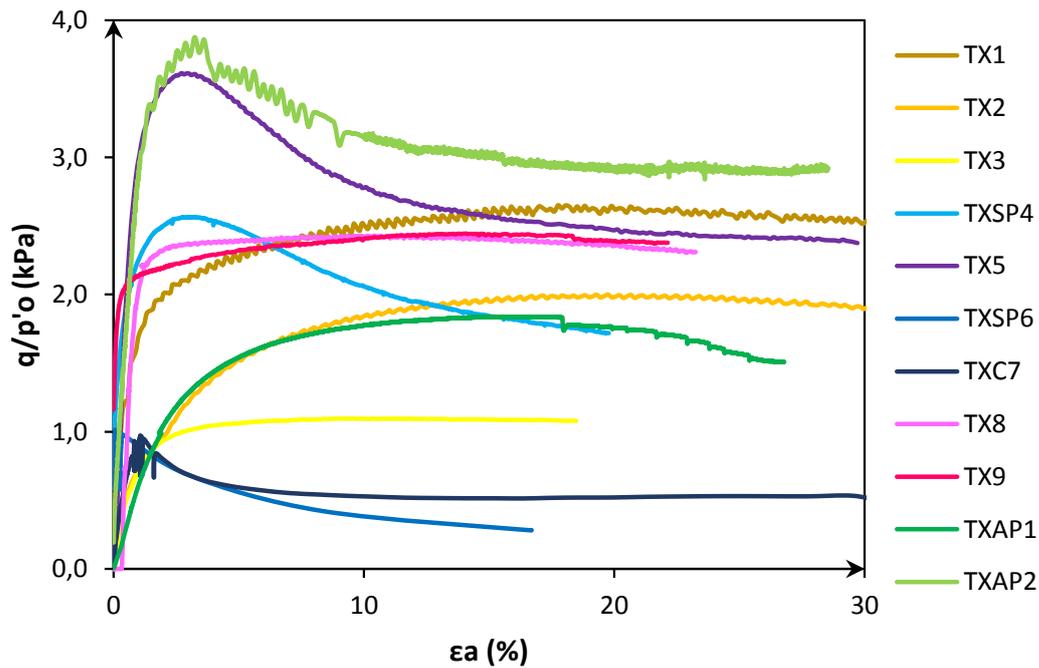


Figura 5.10 – Relação tensão de confinamento normalizada de p'_{0} com a deformação axial

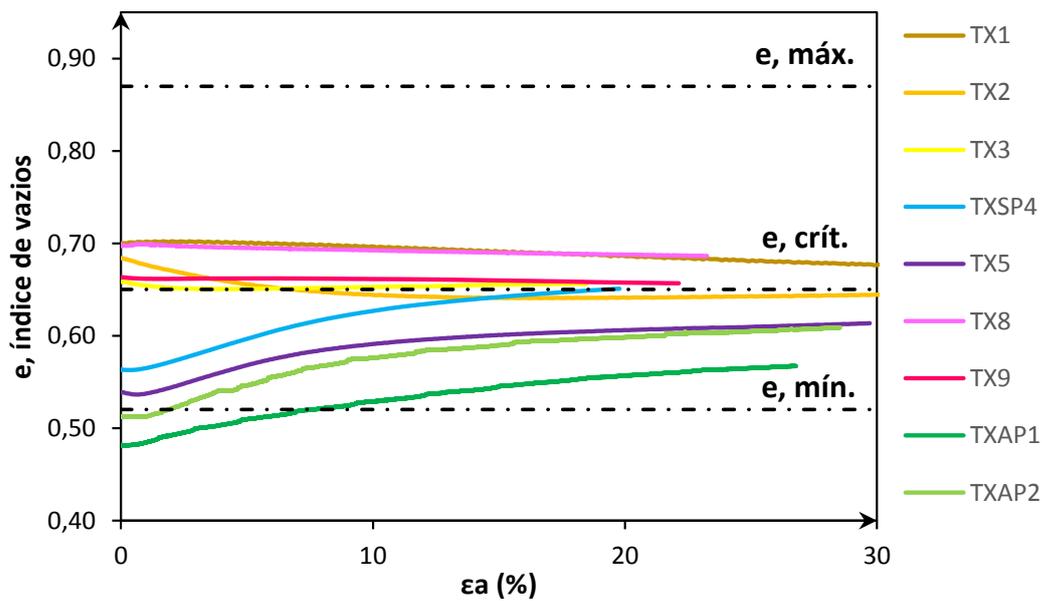


Figura 5.11 – Relação do índice de vazios com a deformação axial

Da análise gráfica constata-se que o ensaio AP2 atingiu o pico de tensão mais elevado. O ensaio TX5 preparado e conduzido sobre as mesmas condições do ensaio AP2, isto é, preparado para o índice de vazios mínimo e submetido ao corte com tensão de confinamento inicial de 150 kPa, revelou um pico de tensão ligeiramente mais baixo e uma queda mais pronunciada da tensão de desvio. Relembrando que o ensaio AP2 antes de submetido ao corte foi conduzido a altas pressões com o intuito de conferir sobre a amostra alguma espécie de envelhecimento, da análise de tensões, este feito aparenta ter sido

alcançado com sucesso. Contudo, não se pode esquecer que este pico de resistência, uma vez que resulta do imbricamento das partículas, pode estar associado à diferença inevitável de índice de vazios no início do corte, em que o ensaio AP2 revelou um índice de vazios ligeiramente inferior.

Relativamente aos restantes ensaios note-se a aproximação do ensaio AP1 ao ensaio TX2. O ensaio AP1 preparado para o índice de vazios mínimo, associado ao corte a altas pressões, acabou por igualar a resistência de um ensaio preparado para um índice de vazios solto e submetido ao corte com tensão de confinamento de valor 150 kPa. É de facto bastante interessante averiguar que a perda de resistência de um solo bastante denso quando combinado com carregamento a altas pressões pode igualar a de um solto submetido ao corte a baixas pressões.

Na Figura 5.11 encontra-se representado o índice de vazios máximo e mínimo determinados em 3.3.3, bem como o índice de vazios estimado como o crítico. Note-se que o índice de vazios mínimo não foi de todo verificado nos ensaios de altas pressões e que o índice de vazios máximo se distanciou bastante de todos os ensaios. Uma explicação para o índice de vazios medido ter sido inferior ao índice de vazios mínimo está no facto de o ensaio de determinação deste parâmetro, que consiste na aplicação de uma sobrecarga de 14 quilos sobre a amostra seguida de vibração, não ser de todo representativo das pressões a que se eleva a amostra nos ensaios de altas pressões, em especial quando esta inicia o ensaio sob um índice de vazios já muito próximo do mínimo. Para além disso, a quebra de grãos a altas pressões e a consequente evolução granulométrica fazem reduzir o valor do índice de vazios mínimo, como se observou nestes ensaios.

5.1.4. DETERMINAÇÃO DOS ÂNGULOS DE ATRITO DE PICO E DE VOLUME CONSTANTE DA AREIA DE AVEIRO

O ângulo de resistência ao corte, ϕ' , é o ângulo que o solo exhibe com o crescimento da tensão de confinamento sobre um estado medianamente denso a muito denso (índice de vazios inicial inferior ao crítico), enquanto o ângulo de atrito a volume constante, ϕ'_{cv} , é o ângulo que o solo exhibe quando possui o índice de vazios crítico, sendo por isso também denominado ϕ'_{cr} . O ϕ'_{cv} é assim uma característica intrínseca de solo que apenas depende da curva granulométrica.

A determinação de ϕ' foi executada com base nos ensaios TXSP4, TX5 e AP2 que, ao possuírem um índice de vazios inferior ao crítico, exibiram uma resistência de pico com o crescimento das tensões efetivas aplicadas durante o corte. A determinação de ϕ'_{cv} foi realizada com base em todos os ensaios que compreenderam a fase de corte estático (à exceção dos ensaios de altas pressões) na medida em que todos atingiram a deformação axial de aproximadamente 20%, deformação admitida como suficiente para assegurar o pressuposto de deformação a volume constante em solos arenosos.

O ensaio de altas pressões AP1 não foi considerado na determinação destes parâmetros devido à quebra dos grãos induzida durante o corte a altas pressões que, ao diminuir significativamente a resistência da amostra inicialmente densa, não exibiu pico durante a deformação. Na definição do ϕ'_{cv} também não foi considerado o ensaio de altas pressões AP2 que ao ser carregado a altas pressões, exibiu um ϕ'_{cv} superior ao dos restantes ensaios.

As envolventes de rotura necessárias à determinação destes parâmetros encontram-se identificadas na Figura 5.12 e Figura 5.13 por duas retas de regressão linear com coeficientes de R^2 muito próximos da unidade.

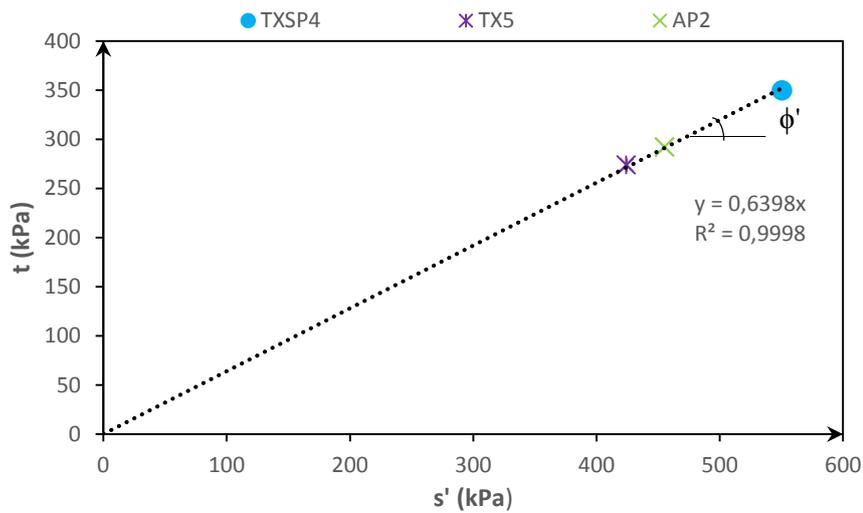


Figura 5.12 – Determinação do ângulo de atrito de pico

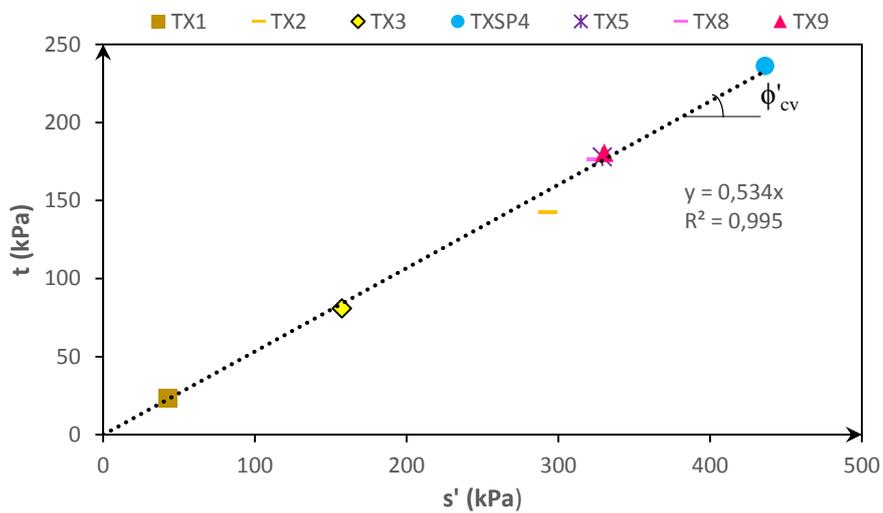


Figura 5.13 – Determinação do ângulo de atrito a volume constante

Como a inclinação das retas no espaço s' - t corresponde ao seno do ângulo de atrito, definem-se os valores dos ângulos de atrito respetivo pelas expressões 5.2 e 5.3, bem como o coeficiente de impulso de repouso a partir do ϕ'_{cv} pela expressão 5.4. Como se pode constatar, o valor obtido para o K_0 é muito próximo do 0,5 confirmando o valor inicialmente admitido na realização da consolidação anisotrópica.

$$\phi' = \arcsin(0,6398) = 39,8^\circ \quad (5.2)$$

$$\phi'_{cv} = \arcsin(0,5340) = 32,3^\circ \quad (5.3)$$

$$K_0 = 1 - \sin(32,3) = 0,46 \quad (5.4)$$

A Tabela 5.4 indica valores típicos do ângulo de resistência ao corte de alguns solos granulares, que servirá para enquadrar o solo em estudo.

Tabela 5.4 – Valores indicativos dos ângulos Φ' e Φ'_{cv} em solos granulares (Matos Fernandes, 2006)

Tipo de solo	ϕ' (°)		
	ϕ'_{cv} (°)	Medianamente compacto	Compacto
Siltes (não plásticos)	26	28	30
Areias finas a mal graduadas	26 a 30	30 a 34	32 a 36
Areia bem graduadas	30 a 34	34 a 40	38 a 46
Areias e cascalhos	32 a 36	36 a 42	40 a 48

Dos valores obtidos em 5.2 e 5.3, observa-se que a areia de Aveiro se encaixa no grupo de areias bem graduadas ao compreender um ϕ'_{cv} entre 30 e 34 e um ϕ'_p entre 38 e 46, o que contraria a classificação definida através das análises granulométricas como areia mal graduada. Há que ter em conta que estes valores indicativos do ângulo em areias são pouco representativos da areia de Aveiro que apresenta na sua constituição um número significativo de conchas com diferentes dimensões, que influenciam certamente a determinação destes parâmetros. Atendendo a que os ensaios de determinação destes parâmetros foram realizados sobre provetes de solo com 50 a 70 mm de diâmetro, então, apenas existe representatividade se as dimensões de partículas não ultrapassarem 5 e 7 mm, respetivamente. Na presença de conchas, dificilmente se assegura essa representatividade dada as suas dimensões.

5.1.5. DEFINIÇÕES DE ESTADO: LEC E LNC

Para a definição da linha de estados críticos (LEC), da linha normalmente consolidada isotrópica (LNC_iso) e da linha normalmente consolidada anisotrópica (LNC_aniso) da Areia de Aveiro, recorreu-se a um gráfico que relaciona o índice de vazios com o estado de tensão inicial, correspondente ao final da consolidação, e o estado de tensão final alcançado no final de cada ensaio, correspondente ao estado crítico. Numa primeira fase, com base no percurso seguido pelos ensaios durante a fase de corte definiu-se a LEC. É de salientar que na definição desta linha se teve em consideração os ensaios que iniciaram a fase de corte já sob um estado denso, que como se constatou em 4.2.6, não atingiram o estado crítico.

A LEC representa o lugar crítico das condições de estado num espaço $e - p' - q$ e a sua projeção sob um diagrama $e - \log p'$ define os parâmetros de estado conhecidos na literatura como λ (declive) e Γ (interceção) (Cho *et al.*, 2006). De maneira a obter estes parâmetros de imediato é corrente o ajuste dos pontos a uma regressão logarítmica (que no gráfico de base \log surge naturalmente como linear). No entanto, uma vez que este método não permite atribuir pesos aos resultados, que neste tipo de análises é imprescindível dada a dispersão de pontos, optou-se por traçar a linha a olho nu atendendo às devidas limitações, e só apenas depois de definida é que se ajustou uma reta com o objetivo de definir os parâmetros de estado. É de salientar que o parâmetro ϕ'_{cv} determinado em 5.1.4 na equação 5.3 define também o estado crítico e como tal constitui também um dos parâmetros do mesmo.

Na Figura 5.14 apresenta-se a vermelho a LEC definida em função do índice de vazios e do estado de tensão. Na mesma figura encontra-se assinalado por setas o percurso seguido pelos ensaios do início para o final do corte.

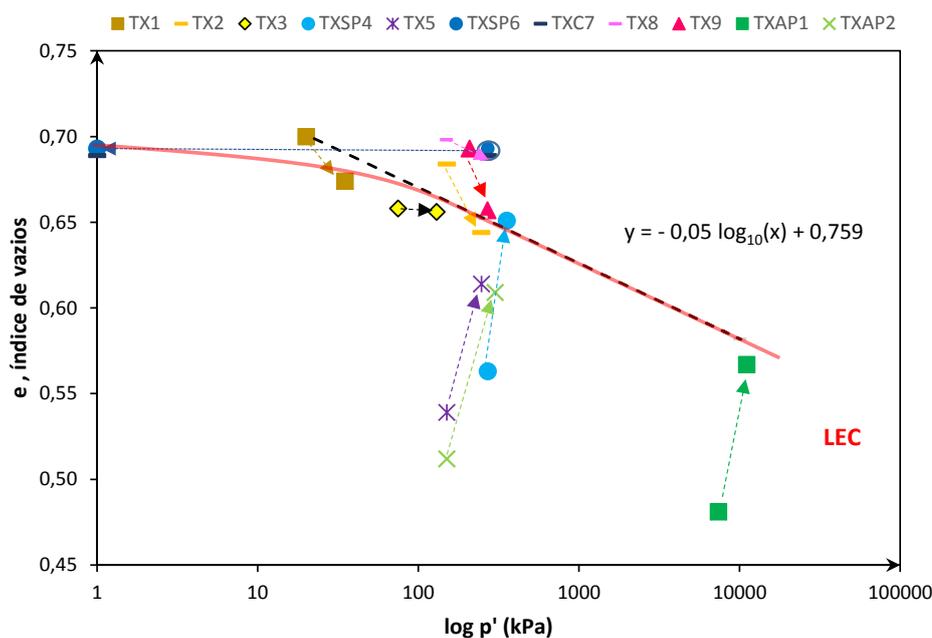


Figura 5.14 – Definição da linha dos estados críticos (LEC)

Constata-se uma boa aproximação da LEC aos resultados, com exceção dos ensaios TX5, TX8, TXAP1 e TXAP2. Uma explicação plausível para o ensaio TX5 não ter atingido a linha dos estados críticos está no facto de ter sido preparado para um índice de vazios muito próximo do mínimo, o que revela um sinal claro de sobreconsolidação na preparação da amostra. O ensaio TXAP2, além de ter sido preparado para o índice de vazios mínimo, foi também conduzido a uma carga-descarga a altas pressões que conferiu uma maior resistência ao solo, um melhor rearranjo das partículas e naturalmente uma maior dificuldade em atingir o estado crítico. O ensaio TXAP1, também preparado para o índice de vazios mínimo, sofreu quebra de grãos no corte a altas pressões que alterou certamente o rearranjo das partículas. Relativamente ao ensaio TX8, as únicas explicações plausíveis para este não ter atingido a LEC são: a leitura efetuada pelo medidor de volume não tenha sido efetuada corretamente, uma vez que durante as cargas e descargas anteriores à fase de corte, a variação do índice de vazios foi insignificante; e/ou que a determinação do peso da amostra no final do ensaio necessária ao cálculo do índice de vazios final tenha sido incorreta.

Na definição da LNC considerou-se apenas os ensaios preparados para o índice de vazios solto, isto é, situados no lado húmido da LEC (TX1, TX2, TXSP6, TXC7, TX8, TX1 e EDO) e procurou-se definir uma linha normalmente consolidada isotrópica e outra anisotrópica.

É sabido que, na maioria dos casos, a LNC é paralela à LEC e como tal, tendo a linha LEC já definida, procurou-se traçar uma linha sensivelmente paralela à mesma, de modo a aproximar os resultados correspondentes ao final da consolidação isotrópica. Essa aproximação dos resultados por uma reta encontra-se ilustrada na Figura 5.15.

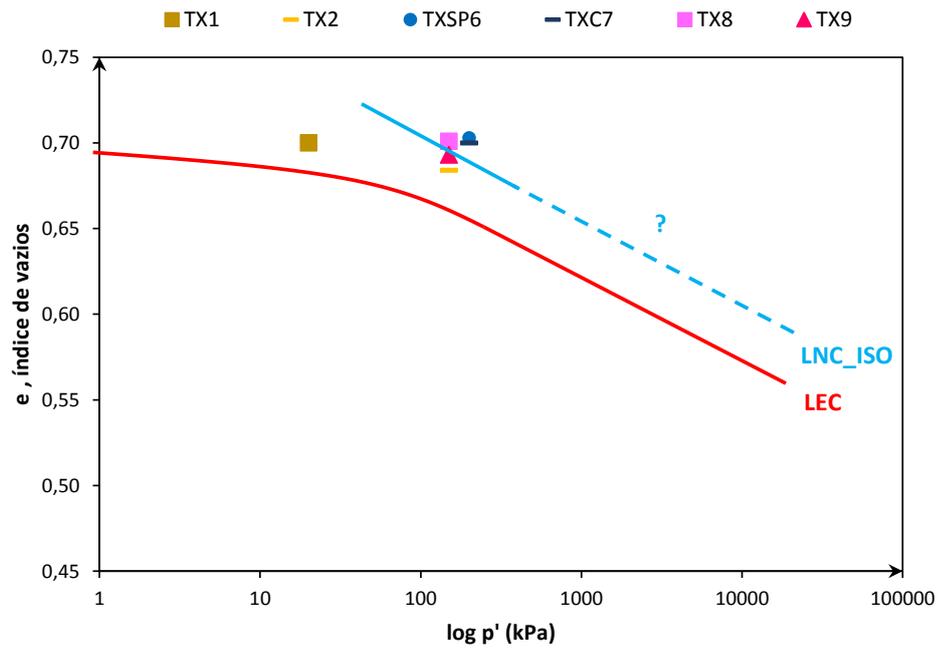


Figura 5.15 – Definição da linha normalmente consolidada isotrópica

Constata-se um ajuste razoável entre os resultados, no entanto, não existindo qualquer informação relativamente a tensões superiores a 200 kPa torna-se difícil a validação da mesma para tensões elevadas. Desse modo, optou-se por realizar um ensaio extra denominado por TX10, conduzido isotropicamente a 1200 kPa com o intuito de confirmar a localização da linha anteriormente traçada – ver

Figura 5.16.

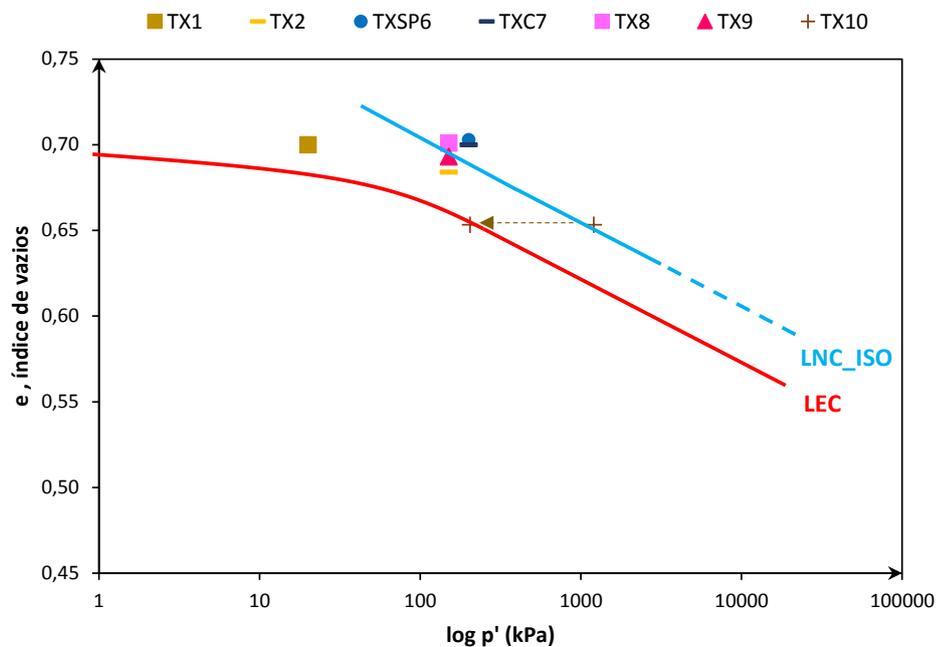


Figura 5.16 – Definição da linha normalmente consolidada isotrópica com inserção do ensaio TX10

O ensaio TX10 foi preparado para um índice de vazios de 0,85, que de modo semelhante aos ensaios anteriores, revelou uma quebra da estrutura do solo na fase de percolação e saturação ao atingir um índice de vazios de 0,718. No final do ensaio revelou um índice de vazios de 0,653 demonstrando assim estar em plena concordância com ambas as linhas admitidas, como se pode verificar na Figura 5.16. É de salientar que neste ensaio o corte foi efetuado em condições não drenadas e, como tal, o índice de vazios manteve-se constante entre o final da consolidação e o final do corte.

Relativamente à LNC_ANISO considerou-se os ensaios TXSP6, TXC7, TX9 e EDO conduzidos sob tensões anisotrópicas na sua definição. Contudo, como se pode constatar na Figura 5.17, o ensaio edométrico consolidado para uma tensão máxima p' de 4267 kPa (muito superior a todos os outros ensaios realizados sob condições anisotrópicas) mostrou-se muito distante dos restantes resultados ao exibir um índice de vazios muito elevado. Deste modo, não foi possível traçar qualquer linha referente a este estado. Uma explicação para o facto do ensaio edométrico se ter afastado dos restantes pode estar no colapso da estrutura sofrida na fase de saturação e percolação nos ensaios triaxiais que pode não suceder no ensaio edométrico, ou então, uma possível falha na determinação do índice de vazios inicial.

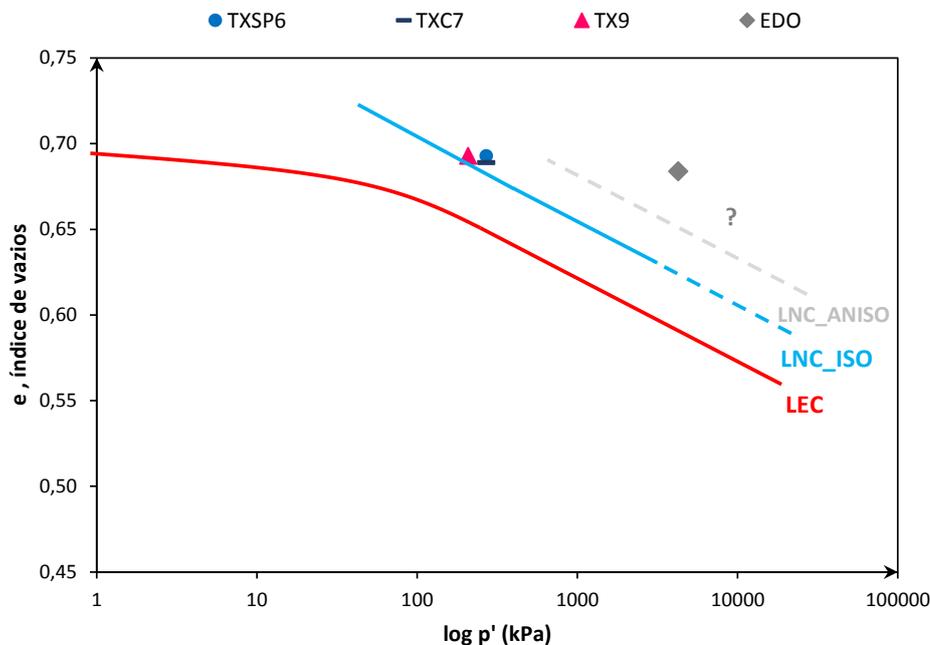


Figura 5.17 – Definição por estimativa da linha normalmente consolidada anisotrópica

Há que ter em conta que a determinação destas linhas foi baseada num pequeno número de ensaios e como tal, este critério de estado definido não pode ser admitido como absolutamente caracterizador do solo em questão mas servirá certamente de apoio a futuros trabalhos a realizar sobre o mesmo.

5.2. COMPARAÇÃO COM REFERÊNCIAS (PARAMETRIZAÇÃO COM OUTROS MATERIAIS)

Ao longo deste trabalho foram definidos parâmetros relevantes relacionados com a granulometria, índice de vazios, estado crítico e resistência que caracterizam o solo de Aveiro. Esses parâmetros encontram-se sintetizados na Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Parâmetros caracterizadores da Areia de Aveiro

Granulometria		Índice de vazios		Parâmetros EC			Relação Vs-p'	
D ₅₀	C _u	e _{máx}	e _{min}	Φ' _{cv}	λ	Γ	α	β
0,26-0,38	1,6-2,8	0,88	0,53	32	0,05	0,759	53,79	0,294

Note-se que relativamente aos parâmetros granulométricos, uma vez que foram feitas várias análises, estes se encontram definidos em intervalos, compreendendo assim toda a extensão de curvas definidas. Na relação Vs-σ, uma vez que é o estado anisotrópico que mais se assemelha as condições *in situ*, assumiu-se como α e β os parâmetros resultantes do ajuste potencial aos pontos do final da consolidação anisotrópica determinados em 5.1.1. sem a normalização da função de índice de vazios.

Com base nos parâmetros definidos, bem como nas propriedades de outros materiais arenosos outrora caracterizados, selecionou-se os que possuíam uma maior semelhança com o material em estudo. Na Tabela 5.6 encontra-se uma base de dados relativa às propriedades das areias selecionadas, a partir da compilação reportada por (Cho *et al.*, 2006), onde se incluiu também a areia de Aveiro.

Tabela 5.6 – Comparação paramétrica da Areia de Aveiro com outros solos arenoso ((Cho *et al.*, 2006)

Tipo de areia	Granulometria		Índice de vazios		Parâmetros EC			Relação Vs-σ	
	D ₅₀	C _u	e _{máx}	e _{min}	φ' _{cv}	λ	Γ	α	β
Aveiro	0,26-0,38	1,6-2,8	0,88	0,53	32	0,05	0,759	53,79	0,294
ASTM graduada	0,35	1,7	0,82	0,50	30	0,08	0,869	-	-
Michigan dunar	0,33	1,5	0,80	0,56	29	-	-	-	-
Sandboil	0,36	2,4	0,79	0,51	33	-	-	-	-
9F1- "crushed"	0,33	3,5	0,90	-	36	-	-	41,8	0,310
Erksak 330^a	0,33	1,8	0,75	0,53	31	0,03	0,850	-	-
Monterey^b	0,38	1,6	0,86	0,53	33	0,04	0,905	-	-
Sydney^b	0,30	1,5	0,86	0,57	31	0,07	0,969	-	-

^a 0,7% de finos; ^b 0% de finos;

5.3. AVALIAÇÃO DA QUALIDADE DE AMOSTRAGEM

5.3.1. NORMALIZAÇÃO E COMPARAÇÃO DAS VELOCIDADES DAS ONDAS DE CORTE *IN SITU* E EM LABORATÓRIO

Em 4.1.3 comparou-se a velocidade de ondas de corte *in situ* e em laboratório, onde foi notório um bom ajuste entre as mesmas, apontando uma boa qualidade as amostras colhidas com o amostrador GMPV. Porém, o índice de vazios, variável conhecida por ser muito influenciável na velocidade de ondas de corte, mostrou-se muito inconstante, não só entre os ensaios de campo, como na comparação de campo com laboratório onde a maioria das amostras apontou valores de índice de vazios bastante inferiores ao mínimo deduzido de ensaios laboratoriais.

Sabida a lei de dependência das velocidades das ondas de corte com o índice de vazios, introduzida e definida em 5.1.1 como $F(e)_3$, e apontando um valor médio para o índice de vazios de campo como ilustra a Figura 5.18, fez-se a normalização das velocidades medidas em laboratório.

A expressão que define a velocidade normalizada, $V_s^\#$, é apresentada em 5.5 e reflete a transformação dos valores V_s obtidos para as amostras, para o mesmo índice de vazios do solo *in situ*.

$$V_s^\# = V_s \cdot \frac{\sqrt{F(e_{amostras})}}{\sqrt{F(e_{in situ})}} \text{ com } e_{in situ} = 0,80 \quad (5.5)$$

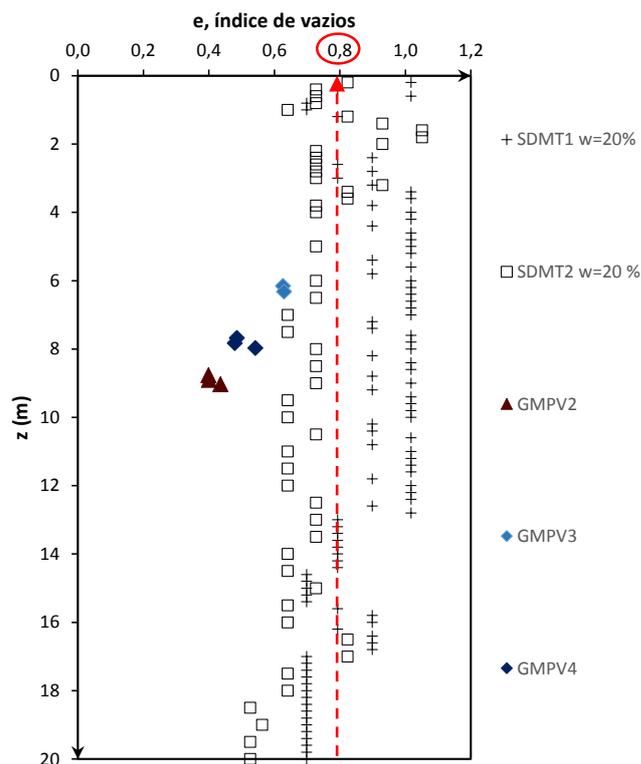


Figura 5.18 – Seleção de um valor médio para o índice de vazios de campo

Na Figura 5.19 sintetiza-se esta análise comparativa ilustrando a velocidade das amostras antes, V_s , (anteriormente apresentada em 4.1.4 na Figura 4.9) e depois de normalizada, $V_s^\#$.

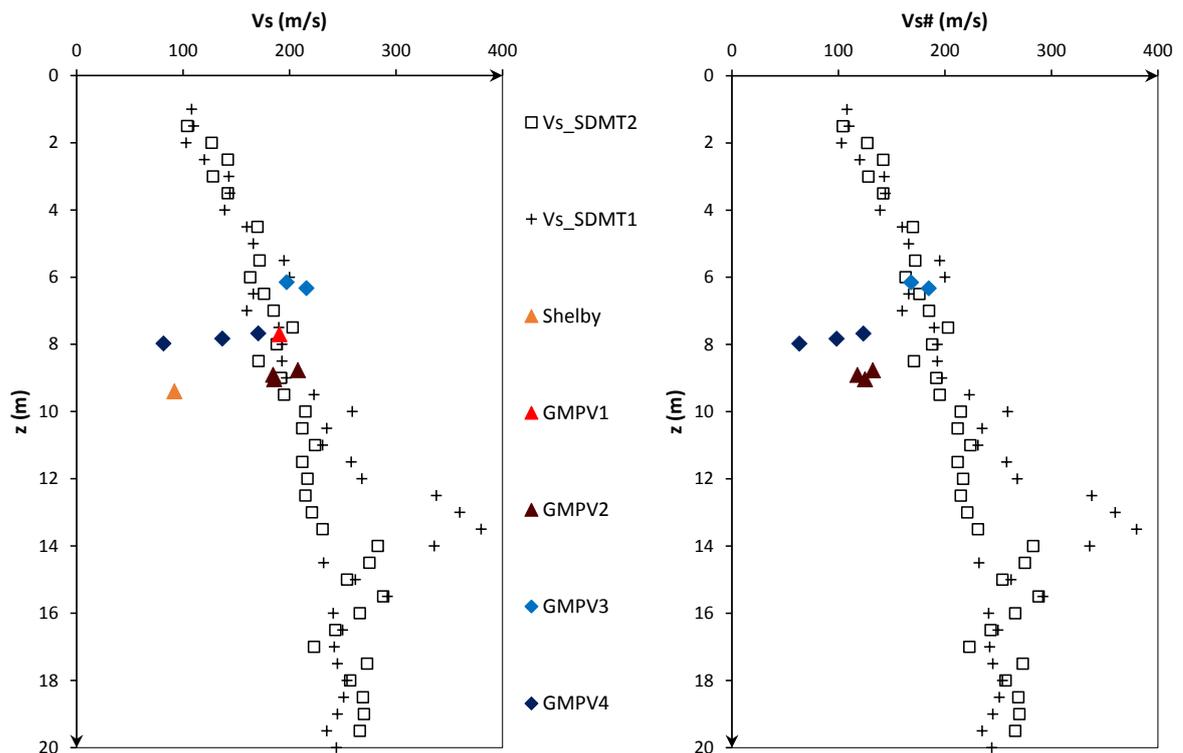


Figura 5.19 – Análise comparativa das velocidades de ondas de corte

Dos gráficos apresentados na Figura 5.19, verifica-se um aumento de rigidez do solo induzido pelo processo de amostragem, resultado de uma sobrecompressão do solo no interior do tubo amostrador e da perturbação induzida pelo processo de cravação do amostrador. Quando normalizadas em relação ao índice de vazios de campo, as velocidades decrescem, assinalando assim uma perda de rigidez e da qualidade atribuída inicialmente às amostras. Conclui-se que a avaliação da qualidade de amostragem não se pode rever apenas num parâmetro, como se demonstra na comparação entre valores diretos e normalizados. Com efeito, é apenas possível avaliar corretamente a qualidade de amostragem e o dano induzido pela amostragem, caso as velocidades das ondas sísmicas sejam normalizadas relativamente ao índice de vazios.

5.3.2. PROBLEMA DA AMOSTRAGEM E DA SENSIBILIDADE DA ESTRUTURA DAS AREIAS

A amostragem tem-se mostrado como uma técnica relevante na caracterização física e mecânica dos solos em laboratório. Quanto melhor a qualidade da amostragem, maior a representatividade da amostra em relação ao solo de onde foi retirada, e consequentemente, uma maior confiança na definição dos parâmetros físicos e mecânicos determinados em laboratório.

Os ensaios de campo, embora muito importantes na definição dos parâmetros mecânicos, acarretam custos elevados e apresentam limitações no número de parâmetros medidos. Como tal, tem sido cada vez mais frequente o recurso a ensaios triaxiais que, ao permitirem o restabelecimento das tensões *in situ* e, nalguns casos, a leitura das ondas sísmicas, possibilitam a definição de um grande número de parâmetros num mesmo ensaio. No entanto, para que estes parâmetros deduzidos de ensaios laboratoriais assegurem uma boa representatividade do solo, devem ser realizados sobre amostras de qualidade.

No que diz respeito aos solos granulares, estes são muito complexos de amostrar em especial quando situados abaixo do nível freático e/ou em grandes profundidades. Na presença de água, estes solos são facilmente desagregados durante o processo de amostragem, e a grandes profundidades, a sua elevada compacidade e resistência é extremamente difícil de vencer pela amostragem corrente.

O método de amostragem conhecido como o mais apropriado para a obtenção de amostras indeformadas neste tipo de solos é o método de congelamento seguido de cravação à rotação. Contudo, este método não é perfeito e como em qualquer sistema, apresenta as suas desvantagens. A principal desvantagem reside no facto de ser extremamente caro, o que naturalmente não compensa na prática geotécnica, a não ser em casos muito específicos. Também a alteração de volume de solo induzida inevitavelmente pelo congelamento das águas intersticiais, o condicionamento do sistema a pequenas profundidades e o facto de até ao momento não existir um sistema que proporcione um congelamento uniforme em toda a extensão de solo a amostrar são apontados como inconvenientes do processo.

Em Portugal, não há documentação referente à aplicação do método de congelamento em obras geotécnicas e até ao momento não foi identificado nenhum amostrador capaz de proporcionar amostras de qualidade em solos arenosos.

A preocupação na obtenção de amostras de qualidade neste tipo de solos teve início no estudo do fenómeno da liquefação. A liquefação de um solo é geralmente induzida por sismos e origina uma perda parcial ou total da resistência do solo por um período curto de tempo que, na maioria das situações, conduz a consequências desastrosas desde a perda de vidas humanas a uma série de complicações estruturais. Daí a necessidade de obtenção de amostras de qualidade para a análise e estudo deste fenómeno em laboratório.

Com o intuito de investigar a perturbação induzida pelos amostradores correntes neste tipo de solos foi realizada uma segunda campanha de sondagens no terreno de Aveiro em cooperação com a empresa Mota-Engil que providenciou os amostradores e todo o equipamento necessário à realização dos trabalhos.

A investigação foi limitada a um número restrito de amostradores, de acordo com a sua disponibilidade em Portugal. Assim, recorreu-se a três tipos diferentes amostradores, dois deles conhecidos pela sua aplicabilidade em solos moles, Shelby e Osterberg, e o outro pela sua aplicabilidade na obtenção de amostras remexidas em solos arenosos, GMPV.

Em campo foi visível a enorme dificuldade em colher amostras neste tipo de solos. Em dois furos com cerca de 15 metros de profundidade, foram colhidas apenas cinco amostras representativas do solo arenoso em estudo, não tendo sido possível amostrar abaixo dos 8 metros, dada a elevada resistência do terreno, agravada pela presença do nível freático próximo da superfície.

O amostrador Osterberg revelou-se um amostrador muito eficaz na obtenção de solos lodosos a baixas profundidades mas muito pouco eficaz na obtenção de solos arenosos, para o qual não se obteve qualquer tipo de amostra.

O amostrador Shelby de paredes finas apresentou também grande dificuldade na recolha de amostras de areia, sendo que no único caso em que se adquiriu amostra, o tubo amostrador apenas possuía 30% de solo no seu interior.

Apenas o amostrador seccionado de parede grossa GMPV mostrou alguma eficiência na colheita de amostras deste tipo de solo ao preencher cerca de 75% do tubo amostrador. Contudo, nalguns casos, sobretudo para profundidades superiores a 8 metros, este amostrador nada trouxe até à superfície.

Na avaliação da integridade das amostras colhidas recorreu-se ao método de comparação das velocidades em laboratório, determinadas diretamente sobre as amostras ainda no interior do amostrador, com as velocidades registadas nos ensaios de campo anteriores à realização deste trabalho.

As amostras colhidas com o amostrador GMPV, surpreendentemente, exibiram velocidades elevadas ajustando-se com as determinadas em campo, apontando, aparentemente, uma boa qualidade às amostras colhidas. No entanto, sabida a grande influência do índice de vazios na velocidade das ondas S, determinou-se para cada amostra este parâmetro, tendo-se verificado valores claramente inferiores aos de campo, apontando na maioria dos casos um valor de índice de vazios inferior ao mínimo determinado.

O índice de vazios registado sobre as amostras sugere que o amostrador GMPV durante a cravação, forçou a entrada do solo para o seu interior exercendo sobre o mesmo uma compressão excessiva e daí provocando uma diminuição significativa do índice de vazios. Esta sobrecompressão induzida durante a amostragem aparenta ser a única justificação para um amostrador deste tipo alojar o solo no seu interior e sustentar a sua permanência no tubo durante a ascensão do amostrador até à superfície.

Sabida a lei de dependência da velocidade de ondas de corte em relação ao índice de vazios, normalizaram-se as velocidades obtidas nas amostras para o índice de vazios do solo *in situ*, de onde resultou um decréscimo notório das velocidades, apontando para uma evidente perda de rigidez do solo. Na Tabela 5.7 encontra-se quantificada essa perda de rigidez incitada pelo processo de amostragem, bem como a qualidade atribuída a cada amostra, deduzida da normalização das velocidades das amostras para as de campo.

Tabela 5.7 – Qualidade das amostras de areia colhidas com o amostrador GMPV

	S1 - GMPV2		S2 – GMPV3		S2 – GMPV4			
Qualidade (%)	63,62	63,82	67,34	85,27	85,61	72,27	71,68	77,69
Perda (%)	36,38	36,18	32,66	14,73	14,39	27,73	28,32	22,31

Na Figura 5.20 apresenta-se de forma mais intuitiva a classificação das amostras em função da velocidade, onde se verificam níveis distintos de qualidade para as diferentes amostras colhidas com o GMPV.

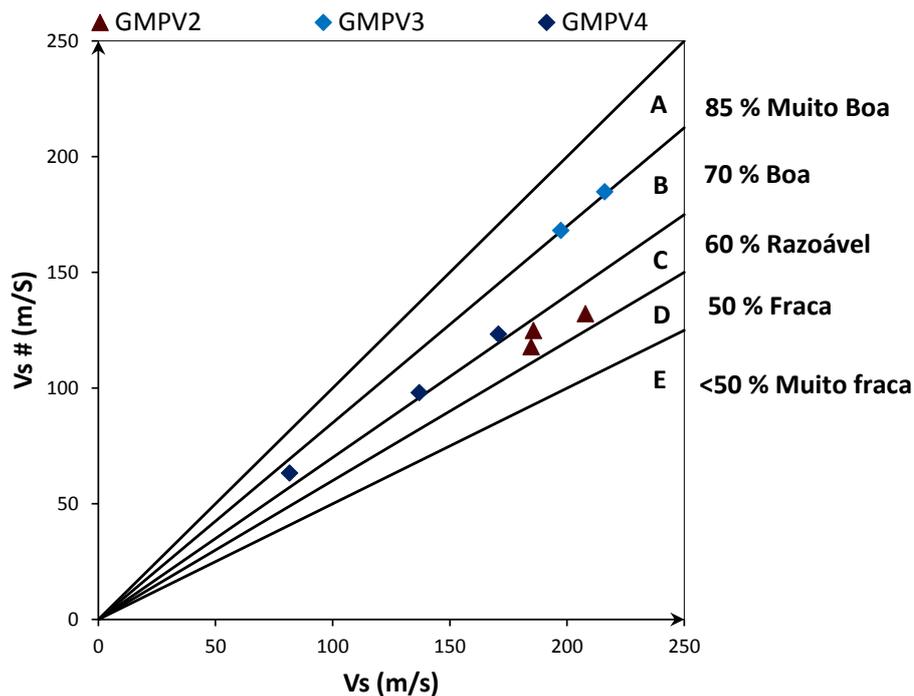


Figura 5.20 – Velocidades de ondas corte normalizadas para as diversas amostras colhidas com o GMPV (proposta de classificação adotada por Ferreira, 2001)

Desta análise conclui-se que na avaliação da qualidade a comparação das velocidades de laboratório com as de campo não é suficiente. Isto é, uma vez que a velocidade depende de uma série de fatores, como é o caso do índice de vazios, as velocidades devem ser sempre normalizadas, pois caso exista uma sobrecompressão do solo induzida pelo processo de amostragem, esta vai conduzir ao incremento de velocidade de ondas de corte dado o rearranjo mais compacto das partículas e consequente diminuição do índice de vazios, que acaba por compensar a verdadeira perturbação.

Para uma avaliação mais rigorosa, a análise deve ser sempre que possível complementada por outros métodos, como o da medição da tensão média efetiva inicial e o da medição de deformações durante a reconsolidação. Neste trabalho, por questões de tempo, não foi possível a implementação destes métodos.

Apesar de não terem sido testados todos os tipos de amostradores nem implementados os restantes métodos de avaliação de qualidade das amostras, da experiência empresarial e de todo o conhecimento adquirido na investigação acerca do tipo de amostradores empregues na atualidade neste tipo de solos, conclui-se que é impreterível o desenvolvimento e dimensionamento de um amostrador para solos arenosos que minimize a perturbação da amostra, sobretudo no que diz respeito à sua integridade estrutural.

5.4. PROBLEMA DO ENVELHECIMENTO

Resultados de ensaios sísmicos SCPTU e SDMT realizados anteriormente a este trabalho sobre o terreno em estudo revelaram em algumas das sondagens um aumento de resistência por volta dos 15 metros de profundidade compreendendo uma camada arenosa. Esse aumento de resistência foi observado num aumento de resistência de ponta associado a um aumento de velocidade de ondas S. Tendo em consideração que o processo de envelhecimento é um processo que conduz a um aumento significativo dos

valores das propriedades do solo, pode argumentar-se que existe uma relação causa-efeito entre este fenómeno e o aumento de resistência evidenciado em campo.

É sabido que a amostragem corrente induz inevitavelmente um maior ou menor grau de perturbação nas amostras que incide sobretudo em danos na estrutura, sendo esse efeito da amostragem especialmente gravoso no caso de solos com algum envelhecimento natural. Como tal, tem sido cada vez mais frequente a análise e estudo deste fenómeno em laboratório.

Neste trabalho, com o objetivo de induzir alguma espécie de envelhecimento sobre amostras reconstituídas em laboratório, realizaram-se três ensaios cíclicos e um ensaio de altas pressões. Os três ensaios cíclicos envolveram uma série de ciclos radiais e axiais com medição de velocidade de ondas sísmicas, com o intuito de verificar a aptidão da velocidade das ondas de corte na deteção do fenómeno do envelhecimento. Em nenhum dos ensaios se verificou uma alteração relevante da velocidade. Em relação ao ensaio das altas pressões, foi notório um pico mais acentuado em termos do diagrama tensão de desvio *versus* tensão axial comparativamente a outro ensaio realizado sob as mesmas condições. Aparentemente, apenas o ensaio de altas pressões concebeu ao solo uma maior resistência e rigidez, podendo portanto admitir-se que se conseguiu de facto induzir alguma espécie de envelhecimento na amostra. No entanto, seria necessário um maior número de ensaios para validar esta suposição.

Como resposta ao facto de não se ter conseguido provocar o envelhecimento nos provetes de modo visível e detetável, apresenta-se de seguida uma série de hipóteses que sustentam a complexidade de indução e deteção deste fenómeno em laboratório:

- É possível que ensaios laboratoriais sobre amostras reconstituídas não possam capturar fenómenos de envelhecimento porque estes são conferidos ao solo sob condições encontradas na natureza e cimentação;
- Em laboratório, as amostras são preparadas de modo a reproduzir um meio homogéneo. A variabilidade inerente dos depósitos naturais e a alteração inevitável da posição do nível freático podem contribuir para o fenómeno de envelhecimento.
- Embora estejam publicados na literatura, exemplos de efeitos de envelhecimento em laboratório detetados através de um aumento do valor do módulo de distorção (Daramola, 1980, Schmertmann 1991, Wang, 2006), há também outros artigos demonstrando que não foram observados efeitos significativos de envelhecimento (Human, 1992, Miller, 1994). Como tal, há que ter em consideração que este fenómeno pode não ser de facto visível em termos de velocidade de ondas de corte.

Embora este trabalho tenha foco na deteção do envelhecimento pela velocidade das ondas de corte, interessa aqui abordar a deteção do envelhecimento em campo pelo parâmetro K_{DMT} (índice de tensão horizontal) deduzido do ensaio SDMT/DMT. Na Figura 5.21 apresenta-se, para os dois ensaios SDMT já introduzidos anteriormente, a evolução da velocidade de ondas de corte e do parâmetro K_{DMT} em profundidade.

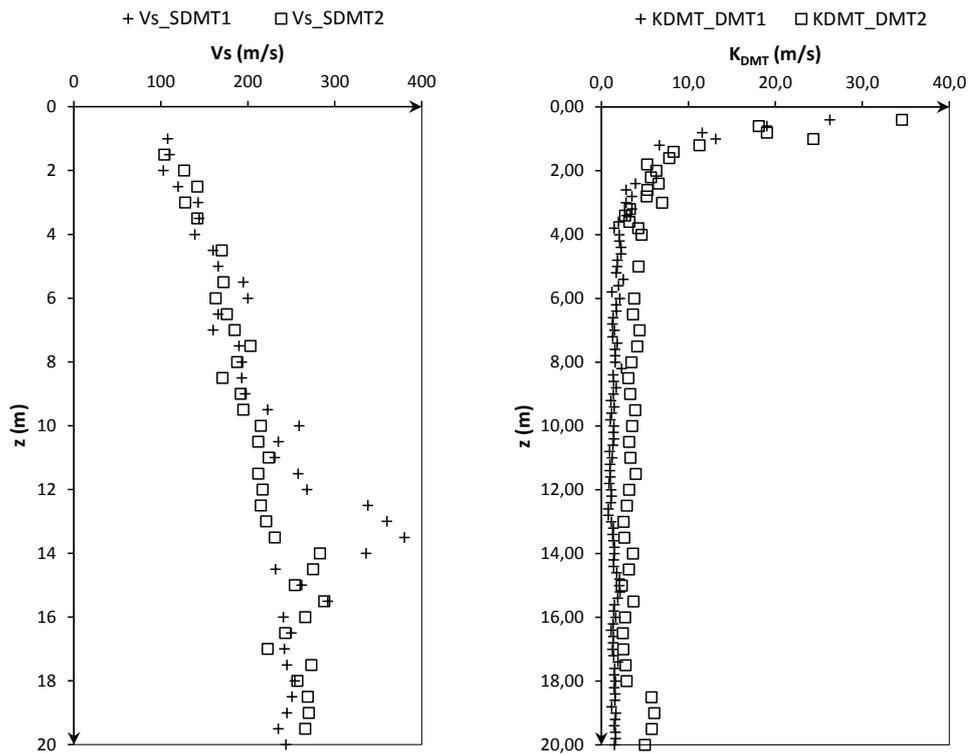


Figura 5.21 – Ensaio SDMT: Evolução das velocidades V_s e K_{DMT} em profundidade

Constata-se que à superfície o valor de K_{DMT} vai reduzindo significativamente, mas que ao longo da profundidade se mantém constante, exceto entre os 18 e 20 metros onde assinala um ganho de rigidez. Esse ganho não se verifica de facto em termos de velocidade. Pelo contrário, a maior profundidade, onde as velocidades aparentam ganho de resistência, os valores de K_{DMT} não assinalam qualquer variação. Esta discordância entre parâmetros usualmente indicativos da estrutura do solo vai de encontro à conclusão deste trabalho de que as ondas sísmicas não permitiram efetivamente detetar o aumento de rigidez incitada ao solo pelo envelhecimento.

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

6.1. CONCLUSÕES

No âmbito deste trabalho, estudou-se uma areia da Gafanha da Nazaré situada junto da ria de Aveiro, cuja caracterização *in situ* já tinha sido efetuada em trabalhos anteriores, tendo-se identificado algum envelhecimento natural, tratando-se assim de um solo granular de grande sensibilidade aos processos de amostragem.

Nesse sentido, foram realizados diversos ensaios triaxiais sobre provetes reconstituídos de amostras deste solo arenoso recolhidas no local, com o intuito de complementar a sua caracterização *in situ*. A execução destes ensaios envolveu várias fases, nomeadamente: i) preparação das amostras por *moist tamping*; ii) percolação seguida de saturação para expulsar toda a fase gasosa da amostra; iii) consolidação isotrópica ou anisotrópica para reposição do estado de tensão desejado; iv) corte - carregamento vertical da amostra até à rotura. Em todos estes ensaios, foi possível a medição das ondas sísmicas, através de *bender elements* instalados nas câmaras, em simultâneo com o decurso do ensaio mecânico.

Além destas fases, que constituem as etapas habituais de qualquer ensaio triaxial, foram também introduzidas duas fases particulares: i) ciclos estáticos, envolvendo cargas e descargas na amostra; ii) ciclos de consolidação radiais e axiais.

Os ciclos estáticos permitiram a definição de uma função de índice de vazios que, embora de boa aptidão ao solo em causa, comparativamente a outras funções de referência, exibiu um ajuste menos favorável quando aplicada na normalização das velocidades de ondas de corte medidas no final da fase de consolidação.

Os ciclos de consolidação radiais e axiais foram elaborados com o intuito de restabelecer, sobre os provetes de areia reconstituídos, algum envelhecimento natural e avaliar a aptidão da velocidade de ondas sísmicas na confirmação desse efeito. Uma vez que a velocidade das ondas corte medidas antes e depois da indução de uma série de ciclos sobre a amostra apontaram velocidades semelhantes, apenas se pode concluir que, ou as ondas não detetam o envelhecimento, ou que os ciclos não foram capazes de induzir qualquer espécie de envelhecimento sobre a Areia de Aveiro.

Por sua vez, a reconsolidação na câmara de altas pressões apontou algum envelhecimento, uma vez que na fase de corte estático se constatou um pico de tensão mais elevado, apontando uma maior resistência comparativamente a todos os outros ensaios.

Além destes ensaios, foram também realizados ensaios de caracterização física onde se determinou a densidade das partículas sólidas, curvas granulométricas e índice de vazios máximo e mínimo do solo em questão.

Com esta gama de ensaios, foi possível definir a linha dos estados críticos e a linha normalmente consolidada para um estado isotrópico, bem como determinar os ângulos de resistência ao corte do solo. Para além disso, definiram-se ainda duas expressões: uma que relaciona o estado de tensão com a velocidade das ondas S e outra que apresenta a evolução do módulo de deformabilidade com a profundidade.

Com vista à compreensão e análise dos efeitos de amostragem corrente em solos arenosos, esta dissertação compreendeu também uma parte dirigida sobre o campo experimental, onde foram realizados dois furos de sondagens com recolha de amostras com recurso a três amostradores distintos (GMPV, Shelby e Osterberg).

Dentre os três amostradores, o GMPV foi o único que mostrou alguma competência em amostrar este tipo de solo, ao proporcionar a recolha de quatro amostras que asseguraram o preenchimento do tubo quase na sua totalidade (75 a 80%). Convém salientar que a colheita destas amostras compreendeu uma série de tentativas fracassadas em que o amostrador nada ou pouco trouxe até à superfície.

Das amostras colhidas, a comparação das velocidades medidas em laboratório com as de ensaios de campo indicou uma boa qualidade ao amostrador ao apontarem velocidades idênticas. Contudo, depois de determinado o índice de vazios das amostras colhidas, deparou-se com valores maioritariamente inferiores ao mínimo determinado em laboratório, que indicam que houve uma compressão induzida sobre a amostra.

Sabida a dependência do índice de vazios na velocidade das ondas S e definida a função de índice de vazios que melhor se ajusta à Areia de Aveiro, as velocidades lidas nas amostras foram transformadas e normalizadas para o índice de vazios de campo, tendo-se deparado com um decréscimo significativo da qualidade atribuída inicialmente às amostras antes da normalização, indicando diferentes níveis de qualidade, desde muito boa a razoável.

Desta análise conclui-se que a avaliação de qualidade de amostragem pelo método da comparação das velocidades de laboratório com as de campo, uma vez que depende fortemente do índice de vazios, deve integrar sempre a normalização deste parâmetro, para que não haja conclusões precipitadas e erróneas acerca da qualidade de amostragem. Para minimizar os erros associados a esta avaliação, sugere-se que esta análise seja sempre que possível complementada por outros métodos de avaliação de qualidade.

6.2. FUTUROS DESENVOLVIMENTOS

Reconhece-se que o número de ensaios triaxiais realizado com vista à indução de envelhecimento e à caracterização mecânica do solo não é de todo representativo, uma vez que inevitavelmente há sempre erros associados às medições que conduzem a resultados imprecisos e conseqüentemente, a conclusões erróneas.

Desse modo, é importante que futuramente sejam realizados um maior número de ensaios com vista a uma melhor definição das condições de estado (LNC e LEC), sendo particularmente essencial o recurso ao processo de congelamento antes e após dos ensaios para uma avaliação mais rigorosa do volume do provete e do respetivo índice de vazios. Por outro lado, o recurso a instrumentação interna nos ensaios triaxiais convencionais permitirá aferir de forma mais completa a evolução da variação axial e volumétrica do provete, desde a sua montagem e até praticamente ao final do corte. A hipótese de colapso, ainda que parcial e localizado, da estrutura do solo do provete durante as fases de percolação e saturação poderia então ser validada, com base nas medições locais da deformação.

Sugere-se também a continuação do estudo de envelhecimento, não só pela indução de ciclos de amplitudes intermédias, mas também a partir do simples repouso da amostra na fase de consolidação com

medição de ondas sísmicas em intervalos de tempo definidos e mais prolongados. De facto, constata-se que a fluência é, nestes materiais granulares, ainda pouco conhecida e o seu impacto nas velocidades das ondas sísmicas ao longo do tempo poderá ser muito significativo.

Finalmente e talvez mais importante, dada a sensibilidade das areias às técnicas de amostragem, mesmo as mais recentes e avançadas, quer experimentadas no âmbito deste trabalho, quer aquelas discutidas por outros autores na literatura, sugere-se o desenvolvimento e dimensionamento detalhado de um amostrador para solos granulares. Tal amostrador terá necessariamente que minimizar os efeitos gravosos e perturbantes da amostragem, sobretudo ao nível da preservação da sua estrutura natural. Esse processo de dimensionamento deverá naturalmente ser feito em articulação com o saber prático adquirido em campo, o conhecimento técnico dos operadores e dos engenheiros, e ainda com as capacidades laboratoriais disponíveis, do qual este trabalho constitui uma primeira abordagem.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Anderson, D., Stokoe, K. (1978). *Shear modulus: a time-dependent soil property*. Dynamic Geotechnical Testing, ASTM STP. Vol. 654. p. 66-90.
- Anderson, D. G., Woods, R. D. (1975). *Comparison of field and laboratory shear moduli*. In Situ Measurement of Soil Properties. Vol. 1. p. 69-92.
- ASCE. (2000). *Soil sampling*. ASCE Press, Reston, Virgínia.
- Baligh, M. M. (1985). *Strain path method*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 111. n.º 9 p. 1108-1136.
- Baligh, M. M., Azzouz, A. S., Chin, C.-T. (1987). *Disturbances due to "ideal" tube sampling*. Journal of geotechnical engineering. Vol. 113. n.º 7 p. 739-757.
- Barros, J.M.C. (1996). *Factores que afectam o módulo de distorção dinâmico dos solos*. Tese de doutoramento em Engenharia, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Brasil.
- Baxter, C. D., Mitchell, J. K. (2004). *Experimental study on the aging of sands*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 130. n.º 10 p. 1051-1062.
- Biggar, K., Sego, D. (1996). *In-situ ground freezing and sampling*. CANLEX Tech.Rep., Phase IV, Univ. of Alberta, Edmonton, AB, Canada.
- Bowman, E. T., Soga, K. (2003). *Creep, ageing and microstructural change in dense granular materials*. Soils and foundations. Vol. 43. n.º 4 p. 107-117.
- BS 5930. (1981). *Code of practice for site investigation*. British Standards Institution, London.
- Charlie, W. A., Rwebyogo, M. F., Doehring, D. O. (1992). *Time-dependent cone penetration resistance due to blasting*. Journal of geotechnical engineering. Vol. 118. n.º 8 p. 1200-1215.
- Cho, G.-C., Dodds, J., Santamarina, J. C. (2006). *Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 132. n.º 5 p. 591-602.
- Chung, R. M., Yokel, F. Y., Wechsler, H. (1984). *Pore pressure buildup in resonant column tests*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 110. n.º 2 p. 247-261.
- Clayton, C., Siddique, A., Hopper, R. (1998). *Effects of sampler design on tube sampling disturbance—numerical and analytical investigations*. Geotechnique. Vol. 48. n.º 6 p. 847-867.
- Costa, C. F. G. d. (2008). *Desenvolvimento de um sistema de monitorização e controlo para ensaios triaxiais de solos*. Universidade do Porto.
- Daramola, O. (1980). *Effect of consolidation age on stiffness of sand*. Geotechnique. Vol. 30. n.º 2 p. 213-216.

- Dowding, C. H., Hryciw, R. D. (1986). *A laboratory study of blast densification of saturated sand*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 112. n.º 2 p. 187-199.
- Esposito, M., Andrus, R., Camp, W. (2014). *Ground Freezing and Sampling of Pleistocene Sand near Charleston, South Carolina*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 140. n.º 1 p. 185-193.
- Ferreira, C., VIANA DA FONSECA, A., Nash, D. F. (2011). *Shear wave velocities for sample quality assessment on a residual soil*. Soils and foundations. Vol. 51. n.º 4 p. 683-692.
- Ferreira, C. M. d. F. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoeléctricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. FEUP, Porto.
- Gao, Y., Wang, Y.-H., Su, J. C. (2012). *Mechanisms of aging-induced modulus changes in sand under isotropic and anisotropic loading*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 139. n.º 3 p. 470-482.
- Gomes Correia, A., Reis Ferreira, S., Araújo, N. (2006). *Triaxiais de precisão para determinação das características de deformabilidade*. 10º Congresso Nacional de Geotecnia. p. 317-326.
- Hardin, B. (1965). *Dynamic versus static shear modulus for dry sand*. Materials Research and Standards.
- Hardin, B., Richart Jr, F. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div. Vol. 89. n.º Proc. Paper 3407
- Hardin, B. O. (1978). *The nature of stress-strain behavior for soils*. From Volume I of Earthquake Engineering and Soil Dynamics--Proceedings of the ASCE Geotechnical Engineering Division Specialty Conference, June 19-21, 1978, Pasadena, California. Sponsored by Geotechnical Engineering Division of ASCE in cooperation with:.
- Hardin, B. O., Black, W. (1969). *Closure on vibration modulus of normally consolidated clay*. Journal of Soil Mechanics & Foundations Div.
- Hardin, B. O., Blandford, G. E. (1989). *Elasticity of particulate materials*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 115. n.º 6 p. 788-805.
- Hight, D. (2000). *Sampling methods: evaluation of disturbance and new practical techniques for high quality sampling in soils*. Proc. of the 7th Portuguese Conference on Geotechnics, Porto, Portugal.
- Hofmann, B. A. (1997). *In-situ ground freezing to obtain undisturbed samples of loose sand for liquefaction assessment*. Univ. of Alberta, Edmonton, AB, Canada.
- Howie, J., Shozen, T., Vaid, Y. (2002). *Effect of ageing on stiffness of very loose sand*. Canadian geotechnical journal. Vol. 39. n.º 1 p. 149-156.
- Human, C. A. (1992). *Time dependent property changes of freshly deposited or densified sands*. University of California, Berkeley.

- Hvorslev, M. J. (1949). *Subsurface exploration and sampling of soils for civil engineering purposes*.
- Ishihara, K. (1985). *Stability of natural deposits during earthquakes*. Proceedings of the 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering. Vol. 1. p. 321-375.
- Iwasaki, T., Tatsuoka, F., Takagi, Y. (1978). *Shear moduli of sands under cyclic torsional shear loading*. Soils and foundations.
- Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., Lo Presti, D. (1995). *Remarks on the stiffness at small strains of six Italian clays*. Pre-failure deformation of geomaterials. Proceedings of the international symposium, 12-14 September 1994, Sapporo, Japan. 2 Vols.
- Jefferies, M., Rogers, B. (1993). *Discussion of "Time-Dependent Cone Penetration Resistance due to Blasting" by Wayne A. Charlie, Mutabirwa FJ Rwebyogo, and Donald O. Doehring (August, 1992, Vol. 118, No. 8)*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 119. n.º 12 p. 2008-2012.
- Jefferies, M., Rogers, B., Stewart, H. (1988). *Island construction in the Canadian Beaufort Sea*. Hydraulic Fill Structures. p. 816-883.
- Ladd, C. C., Lambe, T. W. (1963). *The strength of "undisturbed" clay determined from undrained tests*. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology,
- Lade, P. V., Liggio Jr, C. D., Nam, J. (2009). *Strain rate, creep, and stress drop-creep experiments on crushed coral sand*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 135. n.º 7 p. 941-953.
- Lee, W. F., Ishihara, K., Chen, C.-C. (2012). *Liquefaction of Silty Sand—Preliminary Studies From Recent Taiwan, New Zealand and Japan Earthquakes*. Proceedings of International Symposium on Engineering Lessons Learned from the Giant Earthquake, Tokyo, Japan.
- Leonards, G., Altschaeffl, A. (1964). *Compressibility of clay*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Vol. 90. n.º 5 p. 133-156.
- Lo Presti, D. (1995). *Measurement of shear deformation of geomaterials in the laboratory*. Proc., International Symposium, Prefailure Deformation Characteristics of Geomaterials. Vol. 2.
- Lunne, T., Berre, T., Strandvik, S. (1997). *Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay*. Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics.
- Marcuson III, W. F., Franklin, A. G. (1979). *State of the art of undisturbed sampling of cohesionless soils*. DTIC Document.
- Matos Fernandes, M. d. (2006). *Mecânica dos Solos Volume I*. FEUP Edições, Porto.
- Mesri, G., Feng, T., Benak, J. (1990). *Postdensification penetration resistance of clean sands*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 116. n.º 7 p. 1095-1115.

- Miller, H. J. (1994). *Development of instrumentation to study the effects of aging on the small strain behavior of sands*. University of New Hampshire.
- Mitchell, J. (2008). *Aging of sand—A continuing enigma?*, 6th Int. Conf. on Case Histories in Geotechnical Engineering, p. 11-16.
- Mitchell, J. K. (1986). *Practical problems from surprising soil behavior*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 112. n.º 3 p. 259-289.
- Mitchell, J. K., Solymar, Z. V. (1984). *Time-dependent strength gain in freshly deposited or densified sand*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 110. n.º 11 p. 1559-1576.
- Pineda, J.A., McConnell, A., Kelly, R.B. (2014). *Performance of an innovative direct-push piston sampler in soft clay*. 3rd Int. Symposium and Cone Penetration Testing. Las Vegas, Nevada, USA - 2014. p. 279-288
- Robertson, P. (2009). *Performance based earthquake design using the CPT*. Proceedings of IS-Tokyo 2009: International Conference on Performance-Based Design in Earthquake Geotechnical Engineering—From Case History to Practice, Tokyo, Japan. p. 15-18.
- Robertson, P. (2010). *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 136. n.º 6 p. 842-853.
- Robertson, P. (2012). *Interpretation of in-situ tests—some insights. Mitchell Lecture*. Proceedings of the 4th International Conference on Geotechnical and Geophysical Site Characterization (ISC'4). Porto de Galinhas, Pernambuco, Brazil.
- Rodrigues, Carlos., Amoroso, Sara., Viana da Fonseca, António., Cruz, Nuno (2014). *Estudo do risco de liquefação das areias de Aveiro a partir de ensaios SCPTU e SDMT*. Actas do 14º Congresso Nacional de Geotecnia. Cavaleiro, V. e Machado do Vale, J. (Eds.). UBI, Covilhã, Portugal.
- Schmertmann, J. H. (1987). *Discussion of “Time-Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand” by James K. Mitchell and Zoltan V. Solymar (November, 1984)*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 113. n.º 2 p. 173-175.
- Schmertmann, J. H. (1991). *The mechanical aging of soils*. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 117. n.º 9 p. 1288-1330.
- Seed, H. B. (1979). *Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes*. Journal of the Geotechnical Engineering Division. Vol. 105. n.º 2 p. 201-255.
- Silva, J. M. S. d. A. (2012). *Estudo de liquefação estática e cíclica de um silte com recurso a ensaios triaxiais com Bender Elements*.
- Singh, S., Seed, H. B., Chan, C. (1982). *Undisturbed sampling of saturated sands by freezing*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 108. n.º GT2
- Skempton, A., Sowa, V. (1963). *The behaviour of saturated clays during sampling and testing*. Geotechnique. Vol. 13. n.º 4 p. 269-290.

- Taylor, M., Cubrinovski, M., Haycock, I. (2012). *Application of new 'Gel push' sampling procedure to obtain high quality laboratory test data for advanced geotechnical analyses*. 2012 New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference. Christchurch, New Zealand, NZSEE.
- Thomann, T. G., Hryciw, R. D. (1992). *Stiffness and strength changes in cohesionless soils due to disturbance*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 29. n.º 5 p. 853-861.
- Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos Solos Residuais do Granito do Porto*. Critérios para dimensionamento de fundações directas. Departamento de Engenharia Civil. Porto, Universidade do Porto.
- Viana da Fonseca, A., Ferreira, C. (2004). *Técnicas de amostragem em solos e rochas brandas e controlo de qualidade*.
- Wang, Y.-H., Tsui, K.-Y. (2009). *Experimental characterization of dynamic property changes in aged sands*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Vol. 135. n.º 2 p. 259-270.
- Wang, Y.-H., Gao, Y. (2014). *Examining the behavior and mechanisms of structuration in sand under the k_0 condition*. Granular Matter. Vol. 16. n.º 1 p. 55-68.
- Wang, Y.-H., Yan, W. M., Lo, K. F. (2006). *Damping-ratio measurements by the spectral-ratio method*. Canadian geotechnical journal. Vol. 43. n.º 11 p. 1180-1194.
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, J., Ohara, A. (1994). *In situ liquefaction resistance of clean sands over a wide density range*. Geotechnique. Vol. 44. n.º 3 p. 479-494.

Anexos



Ensaio TXI

Data 20/01/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.85
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	330.04
W _{CAMADA} (g)	66.01
nº camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	7H	C2
W _{cáp.} (g)	28.84	28.51
W _{cáp.+solo} (g)	115.91	116.85
W _{cáp.+solo_seco} (g)	111.58	112.44

Camadas reais

W ₁ (g)	66.02
W ₂ (g)	66.05
W ₃ (g)	66.02
W ₄ (g)	66.04
W ₅ (g)	66.08
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	+10.11

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	107.74	φ ₁ (mm)	50.52
H ₂ (mm)	108.00	φ ₂ (mm)	50.54
H ₃ (mm)	108.01	φ ₃ (mm)	50.52
H ₄ (mm)	109.10	φ ₄ (mm)	50.46
		φ ₅ (mm)	—
		φ ₆ (mm)	—
		φ ₇ (mm)	—
		φ ₈ (mm)	—

Parâmetro B de Skempton:

B = 1.00

CP	509.1	539.9	KPa
BP	499.2	530.0	KPa

Consolidação : isotrópica 20 KPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	173.39
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	602.28
W _{extras} (g)	25.43
W _{rec.+solo seco} (g)	496.05

Notas:

Corte drenado

Ficheiro de dados : Sample number 2 (B)



Ensaio TX2

Data 29/01/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.85
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	330.04
W _{CAMADA} (g)	66.01
nº camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	J	M
W _{cáp.} (g)	27.01	24.80
W _{cáp.+solo} (g)	124.96	117.83
W _{cáp.+solo_seco} (g)	119.77	112.92

Camadas reais

W ₁ (g)	66.03
W ₂ (g)	66.02
W ₃ (g)	66.06
W ₄ (g)	66.03
W ₅ (g)	66.01
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	109.44	φ ₁ (mm)	50.04
H ₂ (mm)	109.42	φ ₂ (mm)	50.02
H ₃ (mm)	109.42	φ ₃ (mm)	50.12
H ₄ (mm)	109.50	φ ₄ (mm)	50.18
		φ ₅ (mm)	—
		φ ₆ (mm)	—
		φ ₇ (mm)	—
		φ ₈ (mm)	—

Parâmetro B de Skempton:

$B = 0.97$

CP	310.3	340.1	kPa
BP	300.2	329.2	kPa

Consolidação : isotrópica 150 kPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	158.16
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	571.47
W _{extras} (g)	26.98
W _{rec.+solo seco} (g)	469.85

Notas:

Corte drenado
 Ficheiro de dados : Sample number 3(A)



Ensaio TX3

Data 18/02/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.85
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	330.04
W _{CAMADA} (g)	66.01
nº camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	E2	100
W _{cáp.} (g)	29.08	28.20
W _{cáp.+solo} (g)	112.59	111.73
W _{cáp.+solo_seco} (g)	108.23	107.38

Camadas reais

W ₁ (g)	66.03
W ₂ (g)	66.02
W ₃ (g)	66.01
W ₄ (g)	66.04
W ₅ (g)	66.01
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	+15.03

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	109.32	φ ₁ (mm)	50.08
H ₂ (mm)	109.16	φ ₂ (mm)	50.10
H ₃ (mm)	109.32	φ ₃ (mm)	49.56
H ₄ (mm)	109.10	φ ₄ (mm)	49.68
		φ ₅ (mm)	49.48
		φ ₆ (mm)	49.92
		φ ₇ (mm)	49.72
		φ ₈ (mm)	50.00

Parâmetro B de Skempton:

B = 0.98

CP	309.7	341.5	kPa
BP	300.2	331.5	kPa

Consolidação : isotropica 75 kPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	118.20
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	539.59
W _{extras} (g)	15.90
W _{rec.+solo seco} (g)	444.22

Notas:

Corte drenado

Ficheiro de dados : sample number 5(A)



Ensaio TXSP4

Data 25/02/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.50
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	405.59
W _{CAMADA} (g)	81.12
nº camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	4M	6M
W _{cáp.} (g)	29.59	29.30
W _{cáp.+solo} (g)	83.76	86.54
W _{cáp.+solo_seco} (g)	80.90	83.50

Camadas reais

W ₁ (g)	81.12
W ₂ (g)	81.12
W ₃ (g)	81.12
W ₄ (g)	81.12
W ₅ (g)	81.12
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	-11.09

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	111.80	φ ₁ (mm)	50.66
H ₂ (mm)	111.68	φ ₂ (mm)	50.70
H ₃ (mm)	111.98	φ ₃ (mm)	50.72
H ₄ (mm)	111.72	φ ₄ (mm)	50.50
		φ ₅ (mm)	50.70
		φ ₆ (mm)	50.72
		φ ₇ (mm)	50.72
		φ ₈ (mm)	50.68

Parâmetro B de Skempton:

B = 1.00

CP	309.475	339.951	MPa
BP	299.684	330.487	MPa

Consolidação : isotropica 200 kPa
 : anisotrópica → $k_0 = 0.5$ (F = 392.7 N)

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	211.54
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	680.08
W _{extras} (g)	9.10
W _{rec.+solo seco} (g)	581.50

Notas:

Corte drenado

Ficheiro de dados : Sample number 6 (stress-path)



Ensaio TX5

Data 06/03/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.5
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	404.47
W _{CAMADA} (g)	80.89
nº camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	12M	13M
W _{cáp.} (g)	29.13	28.88
W _{cáp.+solo} (g)	78.34	92.37
W _{cáp.+solo_seco} (g)	75.16	89.02

Camadas reais

W ₁ (g)	80.89
W ₂ (g)	80.89
W ₃ (g)	80.89
W ₄ (g)	80.89
W ₅ (g)	80.89
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H (mm)	φ (mm)
H ₁ (mm)	φ ₁ (mm)
H ₂ (mm)	φ ₂ (mm)
H ₃ (mm)	φ ₃ (mm)
H ₄ (mm)	φ ₄ (mm)
	φ ₅ (mm)
	φ ₆ (mm)
	φ ₇ (mm)
	φ ₈ (mm)

Parâmetro B de Skempton:

B = 0.99

CP	311.8	343.4	kPa
BP	302.1	333.6	kPa

Consolidação : isotrópica 150 kPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	209.36
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	609.76
W _{extras} (g)	15.34
W _{rec.+solo seco} (g)	588.89

Notas:

Corte denado
 Ficheiro de dados : Sample number 7 (B)



Ensaio TXSP6

Data 20/03/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.80
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	338.02
W _{CAMADA} (g)	67.60
nº camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	4H	E2
W _{cáp.} (g)	29.58	29.08
W _{cáp.+solo} (g)	120.46	121.18
W _{cáp.+solo_seco} (g)	115.76	116.29

Camadas reais

W ₁ (g)	67.60
W ₂ (g)	67.60
W ₃ (g)	67.60
W ₄ (g)	67.60
W ₅ (g)	67.60
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	108.82	φ ₁ (mm)	50.04
H ₂ (mm)	108.90	φ ₂ (mm)	50.26
H ₃ (mm)	108.78	φ ₃ (mm)	50.20
H ₄ (mm)	108.84	φ ₄ (mm)	50.10
		φ ₅ (mm)	49.60
		φ ₆ (mm)	49.94
		φ ₇ (mm)	50.18
		φ ₈ (mm)	50.04

Parâmetro B de Skempton:

B = 1.00

CP	310.065	340.050	KPa
BP	300.027	330.290	KPa

Consolidação : isotrópica 200 KPa
 : anisotrópica $k_0 = 0.5$ (F=392N)

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	211.61
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	627.06
W _{extras} (g)	15.94
W _{rec.+solo seco} (g)	529.29

Notas:

Liquefação cíclica
 Ficheiro de dados : Sample number 8 (Stress-path)



Ensaio TXC7

Data 25/03/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.80
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	816.30
W _{CAMADA} (g)	136.05
nº camadas	6

Determinação do w real

Cápsulas	B1	D
W _{cáp.} (g)	25.10	24.55
W _{cáp.+solo} (g)	132.98	133.83
W _{cáp.+solo_seco} (g)	127.53	128.37

Camadas reais

W ₁ (g)	136.05
W ₂ (g)	136.05
W ₃ (g)	136.05
W ₄ (g)	136.05
W ₅ (g)	136.05
W ₆ (g)	136.05
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	138.80	φ ₁ (mm)	69.08
H ₂ (mm)	138.24	φ ₂ (mm)	68.80
H ₃ (mm)	137.96	φ ₃ (mm)	69.08
H ₄ (mm)	137.70	φ ₄ (mm)	68.24
		φ ₅ (mm)	69.62
		φ ₆ (mm)	69.30
		φ ₇ (mm)	69.94
		φ ₈ (mm)	69.22

Parâmetro B de Skempton:

B = 0.97

CP	309.21	340.0	KPa
BP	299.91	229.85	KPa

Consolidação : isotrópica 200 KPa
 : anisotrópica → K₀ = 0.5 (F = 770 N)

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	210.01
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	1213.15
W _{extras} (g)	34.72
W _{rec.+solo seco} (g)	981.07

Notas:

Liquefação cíclica
 Ficheiro de dados : Sample number 9



Ensaio TX8

Data 28/03/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.95
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	312.11
W _{CAMADA} (g)	62.42
nº camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	124	124
W _{cáp.} (g)	29.14	28.88
W _{cáp.+solo} (g)	136.99	128.47
W _{cáp.+solo_seco} (g)	131.50	123.44

Camadas reais

W ₁ (g)	62.42
W ₂ (g)	62.42
W ₃ (g)	62.42
W ₄ (g)	62.42
W ₅ (g)	62.42
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	107.50	φ ₁ (mm)	50.60
H ₂ (mm)	106.79	φ ₂ (mm)	49.52
H ₃ (mm)	107.60	φ ₃ (mm)	49.82
H ₄ (mm)	107.58	φ ₄ (mm)	50.90
		φ ₅ (mm)	50.10
		φ ₆ (mm)	50.0
		φ ₇ (mm)	50.12
		φ ₈ (mm)	50.22

Parâmetro B de Skempton:

B = 1.00

CP	310.3	341.2	kPa
BP	299.4	330.7	kPa

Consolidação : isotropica cíclica : 150 a 400 kPa (x3)
 fim da consolidação : 150 kPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	173.58
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	574.86
W _{extras} (g)	31.88
W _{rec.+solo seco} (g)	467.90

Notas:

Corte drenado
 Ficheiro de dados : Sample number 10



Ensaio TX9

Data 15/04/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.90
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	753.99
W _{CAMADA} (g)	125.67
nº camadas	6

Determinação do w real

Cápsulas	B1	I
W _{cáp.} (g)	25.12	25.25
W _{cáp.+solo} (g)	169.66	169.64
W _{cáp.+solo_seco} (g)	162.81	162.78

Camadas reais

W ₁ (g)	125.67
W ₂ (g)	125.67
W ₃ (g)	125.67
W ₄ (g)	125.67
W ₅ (g)	125.67
W ₆ (g)	125.67
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	138.64	φ ₁ (mm)	67.60
H ₂ (mm)	138.48	φ ₂ (mm)	66.40
H ₃ (mm)	137.62	φ ₃ (mm)	65.30
H ₄ (mm)	137.90	φ ₄ (mm)	70.28
		φ ₅ (mm)	68.00
		φ ₆ (mm)	66.54
		φ ₇ (mm)	65.80
		φ ₈ (mm)	70.40

Parâmetro B de Skempton:

B = 0.99

CP	309.87	339.66	KB
BP	299.18	328.53	KB

Consolidação : isotrópica 150 kPa
 ; anisotrópica cíclica : K₀ = 0.46

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	211.48
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	1128.90
W _{extras} (g)	28.03
W _{rec.+solo seco} (g)	926.40

Notas:

Corte drenado
 Ficheiro de dados : Sample number 12



Ensaio TX10

Data 01/08/2014

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.90
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	835.64
W _{CAMADA} (g)	139.27
nº camadas	6

Determinação do w real

Cápsulas	I	100
W _{cáp.} (g)	28.37	28.18
W _{cáp.+solo} (g)	135.47	85.18
W _{cáp.+solo_seco} (g)	130.52	82.36

Camadas reais

W ₁ (g)	136.49
W ₂ (g)	127.60
W ₃ (g)	138.72
W ₄ (g)	129.23
W ₅ (g)	140.95
W ₆ (g)	142.06
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	143.80	φ ₁ (mm)	69.26
H ₂ (mm)	143.68	φ ₂ (mm)	69.48
H ₃ (mm)	143.66	φ ₃ (mm)	69.30
H ₄ (mm)	143.70	φ ₄ (mm)	69.50
		φ ₅ (mm)	69.44
		φ ₆ (mm)	69.30
		φ ₇ (mm)	69.56
		φ ₈ (mm)	69.20

Parâmetro B de Skempton:

B = 0.96

CP	310.072	340.660	kPa
BP	299.443	328.804	kPa

Consolidação: isotrópica 1200 kPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	157.55
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	1179.09
W _{extras} (g)	33.45
W _{rec.+solo seco} (g)	952.53

Notas:

Corte não drenado
 Ficheiro de dados: A_Aveiro-2



Ensaio **API**

Data **10/04/2014**

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.50
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	983.15
W _{CAMADA} (g)	196.63
n ^o camadas	5

Determinação do w real

Cápsulas	I	A1
W _{cáp.} (g)	25.17	15.73
W _{cáp.+solo} (g)	46.88	43.52
W _{cáp.+solo_seco} (g)	45.81	42.17

Camadas reais

W ₁ (g)	196.63
W ₂ (g)	196.63
W ₃ (g)	196.63
W ₄ (g)	196.63
W ₅ (g)	196.63
W ₆ (g)	—
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	140.92	φ ₁ (mm)	73.24
H ₂ (mm)	—	φ ₂ (mm)	73.00
H ₃ (mm)	—	φ ₃ (mm)	72.12
H ₄ (mm)	—	φ ₄ (mm)	73.12
		φ ₅ (mm)	72.66
		φ ₆ (mm)	72.33
		φ ₇ (mm)	—
		φ ₈ (mm)	—

espessura da membrana: 1.72 mm

↳ c/membrana

Parâmetro B de Skempton:

B = 0.92

CP	620.71	651.30	KPa
BP	601.06	629.09	KPa

Consolidação: isotópica 7400 KPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	211.94
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	1757.70
W _{extras} (g)	420.34
W _{rec.+solo seco} (g)	1141.39

Notas:

Corte drenado
 Ficheiro de dados : altas pressões 1



Ensaio **AP2**

Data **05/05/2014**

Areia de Aveiro

Início do ensaio

e	0.50
w (%)	5
W _{TOTAL} (g)	923.15
W _{CAMADA} (g)	163.86
nº camadas	6

Determinação do w real

Cápsulas	I	D
W _{cáp.} (g)	28.38	27.78
W _{cáp.+solo} (g)	51.78	52.98
W _{cáp.+solo_seco} (g)	50.67	51.83

Camadas reais

W ₁ (g)	163.86
W ₂ (g)	163.86
W ₃ (g)	163.86
W ₄ (g)	163.86
W ₅ (g)	163.86
W ₆ (g)	163.86
W _{adicional} (g)	—

Dimensões reais do provete

H ₁ (mm)	140.23	φ ₁ (mm)	73.50
H ₂ (mm)	—	φ ₂ (mm)	73.34
H ₃ (mm)	—	φ ₃ (mm)	73.04
H ₄ (mm)	—	φ ₄ (mm)	72.24
espessura da membrana: 1.72mm		φ ₅ (mm)	73.80
		φ ₆ (mm)	73.36
		φ ₇ (mm)	73.02
		φ ₈ (mm)	72.30

Parâmetro B de Skempton:

$B = 0.92$

CP	621.158	650.402	kPa
BP	599.458	626.108	kPa

↳ c/membrana

Consolidação : isotropica c/carga a 7400 kPa seguida de descarga a 150 kPa

Final do ensaio

W _{rec.} (g)	209.34
W _{rec.+solo sat.+extras} (g)	1800.20
W _{extras} (g)	445.82
W _{rec.+solo seco} (g)	1143.20

Notas:

Colte drenado
 Ficheiro de dados : a Has pressões 2.