

DEFINIÇÃO DE CONDIÇÕES DE LIQUEFAÇÃO EM TRIAXIAL À LUZ DA TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS E AVALIAÇÃO DE RISCO POR RAZÃO DE VELOCIDADES DE ONDAS SÍSMICAS NUMA AREIA DUNAR

JOSÉ MIGUEL MARQUES DA ROCHA

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

Orientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da
Fonseca

MARÇO DE 2010

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2009/2010

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 - 2009/20109 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.*

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

*O que ouço, esqueço
O que vejo, recordo
O que faço, aprendo.
Confúcio*

AGRADECIMENTOS

Gostaria de agradecer a todas as pessoas que, directa ou indirectamente, me ajudaram a concluir este trabalho, com especial destaque:

Ao Professor António Viana da Fonseca pela oportunidade de realizar uma tese baseada em trabalhos laboratoriais e por toda a disponibilidade, dedicação e apoio demonstrados ao longo da realização da mesma.

A todo o pessoal do Laboratório de Geotecnia. Especialmente ao Sr. Armando Pinto, pela grande ajuda e disponibilidade na realização de todos os ensaios, à Sara e ao Miguel pela ajuda com os registos da velocidade das ondas e com os ensaios cíclicos.

Ao Marco por toda a bibliografia e elementos de apoio disponibilizados, para além das muitas dúvidas esclarecidas.

À Raquel pelo constante apoio e ajuda na parte escrita do trabalho.

Aos meus pais pelo apoio, força e compreensão, não só ao longo deste trabalho como ao longo de todo o meu percurso académico.

Muito obrigado a todos!

RESUMO

Neste trabalho avaliou-se a susceptibilidade à liquefacção de uma areia dunar proveniente de Ain Beniam na Argélia onde, em 2003, ocorreu o sismo Boumerdès que causou graves danos a nível estrutural, muitos deles associados a este fenómeno.

Este estudo veio complementar uma série de trabalhos já elaborados, sob o mesmo material, por Tahar Ghili (doutorando na Faculdade de Engenharia Civil da “*Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène*”), André Pinheiro e Marco Fonseca (ex-alunos do Mestrado Integrado em Engenharia Civil, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto).

Esta avaliação vem sendo efectuada no LabGeo da FEUP, incorporando ensaios de compressão isotrópica e edométrica para definição das linhas de compressibilidade em condições de primeira carga (LNC,Iso e LNC,K₀), com vista à boa identificação da Linha dos Estados Críticos (LEC), ou Critical State Line (CSL), deste material, e eventuais zonas de comportamento diferenciado, assim como ensaios triaxiais cíclicos, não drenados, para aferição das condições que induzem mobilidade cíclica para acções sísmicas equivalentes às registadas aquando do evento referido. Todas as amostras ensaiadas foram preparadas, com recurso à técnica “*moist tamping*”, para o mesmo valor do teor em água, mas fazendo variar o índice de vazios de forma a ser possível definir quais as condições de compacidade limite para a ocorrência do fenómeno em estudo. Os ensaios foram, neste trabalho, conduzidos com instrumentação local/interna de grande precisão, permitindo controlar com grande rigor as condições de compacidade.

Foram utilizados transdutores piezoeléctricos, do tipo *bender-extender elements*, que permitiram a medição de ondas de compressão (“P”) e distorcionais ou de corte (“S”), possibilitando assim, uma alternativa à avaliação do estado de saturação da amostra e a determinação do módulo de distorção dinâmico do solo (parâmetro com grande potencial para caracterização da estabilidade estrutural do material e, assim mesmo, para a avaliação da sensibilidade à instabilização induzida por acções geradoras de anulação de estados de tensão efectiva, sejam monotónicas - de “fluxo” – ou de origem vibratória – como as sísmicas).

Desta forma foi possível avaliar a susceptibilidade à liquefacção estática e cíclica, para diferentes condições de estado, utilizando diferentes metodologias, como o critério da composição do material, a teoria dos estados críticos, a correlação entre a razão de resistência cíclica e a velocidade normalizada das ondas de corte e também o parâmetro de estado.

PALAVRAS-CHAVE: Liquefacção, ondas sísmicas, teoria dos estados críticos, ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, Boumerdès, Argélia.

ABSTRACT

In this work it was done an evaluation of the liquefaction susceptibility for the case of a sand from Ain Beniam in Algeria, where in 2003, occurred the Boumerdès earthquake which caused serious damage to several infrastructures, some of them related to the phenomenon in study.

This study is a complement to other studies carried out by Tahar Ghili from “*Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène*”, André Pinheiro and Marco Fonseca (ex-students from FEUP).

This evaluation has been carried out in LabGeo, incorporating isotropic compression tests and edometer tests to define the compressibility lines in terms of the first charge (NCL_{iso} and NCL_{K0}) to ensure proper identification of the Critical State Line (CSL) of this material and the areas of different behaviour, as well as cyclic triaxial tests, undrained, for measuring the conditions that lead to cyclic mobility order seismic loading equivalent to. All specimens were prepared using the moist tamping technique for the same moisture content but with variation of the void ratio, to define what are the limit conditions of compactness that allow the phenomenon of liquefaction to occur. The tests were conducted with local/internal high precision instrumentations allowing the very precisely control of the compactness conditions.

Were used piezoelectric transducers, bender-extender elements, which measures the compression waves (P) and the distortion or cutting waves (S), used as an alternative to evaluate the saturation state of the sample and determinate the dynamic distortion model of the soil (parameter with great potential for characterization the structural stability of the material and to evaluate the instability induced by monotonic actions (flow liquefaction) or vibrations, such as seismic actions (cyclic mobility).

This made it is possible to evaluate the susceptibility to flow liquefaction and cyclic mobility for different state conditions, using different criteria's such as material compositions, critical states theory, the correlations between the cyclic resistance ratio and the S wave speed and also the state parameter.

KEYWORDS: Liquefaction, seismic waves, critical state theory, static and cyclic triaxial tests, Boumerdès, Algeria.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJECTIVOS	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. ESTADO DA ARTE	3
2.1. SISMOS	3
2.1.1. REGISTO HISTÓRICO	3
2.1.2. ONDAS SÍSMICAS	7
2.2. O QUE É A LIQUEFACÇÃO	10
2.3. DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFACÇÃO	11
2.3.1. LIQUEFACÇÃO ESTÁTICA	11
2.3.2. LIQUEFACÇÃO CÍCLICA	12
2.4. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO	14
2.4.1. CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO MATERIAL	14
2.4.2. TEORIA DOS ESTADOS CRÍTICOS	15
2.4.3. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO EM ENSAIOS CÍCLICOS	18
2.4.4. ÁBACO DE LIQUEFACÇÃO COM BASE NO PARÂMETRO DE ESTADO: EXTENSÃO DA METODOLOGIA DE BERKELEY	
2.5. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO	23
2.5.1. ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO	23
2.5.2. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO	24
3. Caso de estudo: Sismo de Boumerdès, Argélia (2003)	27
3.1. DESCRIÇÃO DO CASO	27
3.2. MATERIAL	29

3.3. ESTUDOS ANTERIORES	33
--------------------------------	----

4. Programa experimental 41

4.1. EQUIPAMENTO 41

4.1.1. CÂMARA TRIAXIAL..... 41

4.1.2. GDS 42

4.1.3. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ESPECTROS DE ONDAS SÍSMICAS 43

4.2. INSTRUMENTAÇÃO 45

4.2.1. EXTERNA 45

4.2.1.1. INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS EXTERNOS, LVDT 45

4.2.2. INTERNA 45

4.2.2.1. TRANSDUTORES INTERNOS DE MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO, HALL-EFFECTS..... 45

4.2.2.2. TRANSDUTORES PIEZOELECTRICOS (BENDER/EXTENDER ELEMENTS) 46

4.3. SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ONDAS..... 48

4.3.1. ONDAS P 48

4.3.2. ONDAS S 50

4.4. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS 52

4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS 54

4.5.1. FASES DO ENSAIO 54

4.5.1.1. PERCOLAÇÃO 54

4.5.1.2. SATURAÇÃO..... 55

4.5.1.3. CONSOLIDAÇÃO 56

4.5.2. CORTE TRIAXIAL ESTÁTICO 57

4.5.3. CORTE TRIAXIAL CÍCLICO 58

4.6. ENSAIO EDOMETRICO 59

4.7. ENSAIO DE CORTE DIRECTO 61

4.8. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA 62

4.9. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO 62

5. Apresentação e análise de resultados 67

5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS 67

5.1.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS 67

5.1.2. ANÁLISE GRÁFICA DOS RESULTADOS 71

5.1.3. ENSAIOS ESTÁTICOS NÃO FINALIZADOS	77
5.2. ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	78
5.2.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS	78
5.2.2. ANÁLISE GRÁFICA DOS RESULTADOS	84
5.2.3. ENSAIOS CÍCLICOS NÃO FINALIZADOS	92
5.3. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL	93
5.3.1. ÂNGULO DE ATRITO	93
5.3.2. CURVA DE COMPACTAÇÃO	95
5.3.3. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE YOUNG	97
5.4. ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO	98
5.4.1. CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO MATERIAL	98
5.4.2. DEFINIÇÕES DE ESTADO: LINHA DE CONSOLIDAÇÃO NORMAL (LNC) E LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS (LEC)	99
5.4.3. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO NOS ENSAIOS CÍCLICOS	102
5.4.4. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO A PARTIR DO PARÂMETRO DE ESTADO	105
 6. Conclusões	 109

ÍNDICE DE FIGURAS

Fig. 2.1 – Localização dos epicentros dos sismos ocorridos entre 1963 e 1998 (Fonte: NASA).....	3
Fig. 2.2 – Danos provocados pelo sismo de 1964 no Alasca	4
Fig. 2.3 – Sala de aulas da Universidade de Agrarian, Peru, após o sismo de 1974.....	5
Fig. 2.4 – Danos provocados pelo sismo de Loma Prieta de 1989	5
Fig. 2.5 – Estragos provocados pelo sismo no porto de Kobe e numa via rodoviária.....	6
Fig. 2.6 – Liquefacção resultante do sismo de Chi Chi, 1999 (adaptado de Fonseca, 2009)	6
Fig. 2.7 – Danos devidos ao sismo de 2005, Sumatra, Indonésia.....	7
Fig. 2.8 – Esquema de propagação das ondas P (Ferreira, 2003).....	8
Fig. 2.9 – Esquema de propagação das ondas S (Ferreira, 2003).....	8
Fig. 2.10 – Esquema de propagação das ondas de superfície, R e L (Ferreira, 2003).....	10
Fig. 2.11 – Edifícios que ruíram devido ao fenómeno da liquefacção em Niigata, 1964 (Earthquake Engineering Research Center, University of California Berkeley, USA	10
Fig. 2.12 – Esquema simplificado de Ishihara para explicar a liquefacção: a) antes da liquefacção; b) durante a liquefacção; c) após a liquefacção (Matos Fernandes, 2006)	11
Fig. 2.13 – Falha devida à liquefacção estática na barragem de resíduos do ouro (Merriespruit, Africa do Sul, Fevereiro 2004).....	12
Fig. 2.14 – a) Danos devidos à mobilidade cíclica no porto de Kobe, Japão (1995); b) Erupções de areia (<i>sand boils</i>) Niigata, Japão (1964)	13
Fig. 2.15 – Resultados de ensaios triaxiais não drenados em areias saturadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977)	13
Fig. 2.16 – Faixas limite de distribuição granulométrica com potencial para desenvolver liquefacção (adaptado de Tsuchida, 1970)	14
Fig. 2.17 – Comportamento de solos soltos e densos para a mesma tensão efectiva de confinamento. e_s – índice de vazios inicial do solo solto; e_d – índice de vazios inicial do solo denso (compacto); e_c – índice de vazios crítico (adaptado de Kramer, 1996).....	15
Fig. 2.18 – Linha LVC; a) comportamento de solos soltos e densos sob condições drenadas e não drenadas; b) fronteira entre materiais susceptíveis e não susceptíveis à liquefacção (adaptado de Kramer, 1996))	16
Fig. 2.19 – Comportamento típico dos ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Bendin, 2008).....	16
Fig. 2.20 – Definição do parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985, adaptado de Fonseca (2009)	17
Fig. 2.21 – Relação entre o valor de $(N_1)_{60}$ e CSR para sismos com uma magnitude de 5,7 (Seed et al., 1975, Kramer, 1996).....	18
Fig. 2.22 – Relação entre CRR e V_{S1} (Andrus e Stokoe, 1997, Youd et al., 2000)	20
Fig. 2.23 – Relação entre V_{S1} e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).....	21

Fig. 2.24 – Relação entre ψ e CRR ou CSR (Been e Jefferies, 2006).....	22
Fig. 2.25 – Ensaio triaxiais estáticos com areia de Erkaak (Jefferies & Been, 2006)	23
Fig. 2.26 – Espectro sísmico registado em Keddara.....	26
Fig. 3.1 – Fronteira entre as placas tectónicas Africana e Euro-asiática (Fonseca, 2009).....	27
Fig. 3.2 – Danos estruturais causados pelo sismo (EERI, 2003).....	28
Fig. 3.3 – Regiões onde se verificou o fenómeno de liquefacção durante o sismo de 21 de Maio de 2003, Argélia (Bouhadad et al).....	28
Fig. 3.4 – a) Fendas observadas na margem do rio Isser devido ao sismo; b) Pormenor das fendas; (EERI, 2003)	29
Fig. 3.5 – a) Erupções de areia, <i>sand boils</i> , registadas após o abalo; b) Pormenor das <i>sand boils</i> (EERI, 2003)	29
Fig. 3.6 – Ilustração do caudal sólido de areia do rio Isser, 22/05/20003 (Google).....	30
Fig. 3.7 – a) e b) Assentamentos diferenciais no cais de Alger; c) e d) Cavidades devidas à liquefacção (EERI, 2003).....	30
Fig. 3.8 – Praia “Les Dunes” de onde foi recolhida a areia utilizada neste trabalho (Foto: Viana da Fonseca).....	31
Fig. 3.9 – Curvas granulométricas do material em estudo	32
Fig. 3.10 – Trajectórias de tensões, $s'-t$ obtidas nos ensaios de Pinheiro (2009) e Fonseca (2009) e aproximação de recta aos pontos de rotura (adaptado de Pinheiro, 2009)	35
Fig. 3.11 – Trajectórias de tensões, $p'-q$, obtidas nos ensaios triaxiais cíclicos (adaptado de Fonseca, 2009).....	36
Fig. 3.12 – Relação entre os excessos de pressão e a deformação axial (adaptado de Fonseca, 2009)	37
Fig. 3.13 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos (adaptado de Fonseca, 2009).....	38
Fig. 3.14 – Relação de CSR_{TX} com V_{S1} e o número de ciclos (adaptado de Fonseca, 2009).....	38
Fig. 4.1 – Pormenor da câmara triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	42
Fig. 4.2 – Controlador de pressão GDS (GDS Instruments, 2001)	43
Fig. 4.3 – Diagrama de controlo (GDS Instruments, 2001)	43
Fig. 4.4 – a) Gerador de Funções; b) Amplificadores de sinal; c) Osciloscópio	43
Fig. 4.5 – Esquema de ligação entre os equipamentos referidos e os <i>bender/extender elements</i> (adaptado de Amaral, 2009).....	44
Fig. 4.6 – Aspecto de um LVDT (adaptado de Costa, 2008)	45
Fig. 4.7 – a) Calibração de um transdutor de deformação axial; b) calibração do transdutor de deformação radial	46
Fig. 4.8 – a) Medidor de deformação radial; b) Medidores de deformação axial e radial.....	46

Fig. 4.9 – Elementos piezoeléctricos em repouso e sob tensão /Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).....	47
Fig. 4.10 – Esquema de funcionamento de um <i>bender element</i> (Ferreira, 2003)	47
Fig. 4.11 – Esquema de funcionamento de um <i>extender element</i> (Ferreira, 2003)	48
Fig. 4.12 – Curvas teóricas que relacionam o parâmetro B de Skempton com a velocidade das ondas longitudinais, P (Yang, 2002 e Ferreira, 2003)	49
Fig. 4.13 – Registo do tempo de chegada das ondas P na fase final da saturação do ensaio LDC50.50	
Fig. 4.14 – Registo do tempo de chegada das ondas S no início da fase de corte do ensaio LD44	51
Fig. 4.15 – Definição da distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003)	52
Fig. 4.16 – a) Ajuste da membrana ao molde; b) introdução de uma camada de areia; c) fase final da colocação da areia no molde	53
Fig. 4.17 – a) Colocação do topo; b) remoção do molde e alteração do vácuo	54
Fig. 4.18 – Fase de percolação.....	55
Fig. 4.19 – Sequência cronológica das condições iniciais do ensaio (adaptado de Fonseca, 2009)....	57
Fig. 4.20 – Interface do software MULTIGEO (adaptado de Fonseca, 2009)	58
Fig. 4.21 – Esquema simplificado do ensaio edométrico (adaptado de Matos Fernandes, 2003)	60
Fig. 4.22 – a) Edómetros; b) caixa e anel de 50 mm; c) caixa e anel de 75 mm.....	60
Fig. 4.23 – Esquema de um aparelho de corte directo (adaptado de Matos Fernandes, 2003)	61
Fig. 4.24 – Curva de compactação de uma areia com granulometria uniforme (adaptado de Matos Fernandes, 2003)	62
Fig. 4.25 – a) Equipamentos: agueta, molde e peso; b) mesa vibratória.....	63
Fig. 4.26 – Relação entre o teor em água e o índice de vazios máximo	63
Fig. 4.27 – a) Preparação da amostra; b) Martelo Kango.....	64
Fig. 4.28 – a) Colocação do material no molde; b) Material no final da compactação	64
Fig. 5.1 – Relação entre q e p' nos ensaios não drenados em condições de carregamento vertical monotónico	71
Fig. 5.2 – Trajectórias de tensão normalizadas	72
Fig. 5.3 – Relação entre q e ε_a	72
Fig. 5.4 – Relação entre Δu e ε_a	73
Fig. 5.5 – Relação entre (σ'_1/σ'_3) e ε_a	73
Fig. 5.6 – Relação entre V_s e ε_a	74
Fig. 5.7 – Relação entre q e ε_a do ensaio LD62.....	75
Fig. 5.8 – Relação entre Δu e ε_a do ensaio LD62	75
Fig. 5.9 – Relação entre q e p' do ensaio LD62.....	76
Fig. 5.10 – Relação entre V_s e ε_a para o ensaio LD62	76

Fig. 5.11 – Pressões BP superiores às pressões CP no ensaio LD42	77
Fig. 5.12 – Velocidade das ondas S para diferentes tensões efectivas de consolidação	78
Fig. 5.13 – Condições iniciais admitidas (adaptado de Fonseca, 2009).....	80
Fig. 5.14 – Espectro sísmico utilizado para ponderação do valor do parâmetro α (sismo de Boumerdes em 2003: adaptado por Fonseca, 2009)	81
Fig. 5.15 – Evolução do CRS em profundidade: em laboratório (a cheio); <i>in situ</i> (a traço interrompido) (Fonseca, 2009).....	83
Fig. 5.16 – Evolução da amplitude de carga cíclica em profundidade: em laboratório (a cheio); <i>in situ</i> (a traço interrompido) (Fonseca, 2009)	83
Fig. 5.17 – Relação entre q - p' dos ensaios LDC49 e LDC50.	84
Fig. 5.18 – Relação entre q - ϵ_a dos ensaios LDC49 e LDC50.	85
Fig. 5.19 – Amplitude de carga do ensaio LDC49.....	85
Fig. 5.20 – Relação entre q e p' do ensaio LDC51.	86
Fig. 5.21 – Relação entre q e p' do ensaio LDC52.	86
Fig. 5.22 – Relações entre p' e q dos ensaios LDC54 e LDC55.....	87
Fig. 5.23 – Relação entre q e ϵ_a dos ensaios LDC54 e LDC55.	88
Fig. 5.24 – Relação entre p' e q do ensaio LDC56.	88
Fig. 5.25 – Relação entre q e ϵ_a do ensaio LDC56.	89
Fig. 5.26 – Amplitude de carga do ensaio LDC56.....	89
Fig. 5.27 – Relação entre q e p' do ensaio LDC59	90
Fig. 5.28 – Relação entre q e ϵ_a do ensaio LDC59	90
Fig. 5.29 – Amplitude de carga do ensaio LDC56.....	91
Fig. 5.30 – Relação entre q e p' do ensaio LDC60.	91
Fig. 5.31 – Relação entre q e ϵ_a do ensaio LDC60	92
Fig. 5.32 – Amplitude de carga do ensaio LDC60.....	92
Fig. 5.33 – Relação entre F e δ_h	93
Fig. 5.34 – Relação entre δ_v e δ_h	94
Fig. 5.35 – Relação entre Tensão de Consolidação e Tensão de Corte.	94
Fig. 5.36 – Relação entre o teor em água e o peso volúmico seco máximo do material	96
Fig. 5.37 – Relação entre o teor em água e o índice de vazios mínimo do material.	96
Fig. 5.38 – Evolução de E em profundidade.	98
Fig. 5.39 – Evolução de Módulo Dinâmico com a tensão efectiva média de confinamento.	99
Fig. 5.40 – Verificação do critério da composição do material.....	99
Fig. 5.41 – Resultados dos ensaios edométricos.....	100

Fig. 5.42 – Resultados dos ensaios edométricos e trajectórias de consolidação dos ensaios triaxiais	100
Fig. 5.43 – Construção da linha de consolidação normal dos ensaios triaxiais e da linha dos estados críticos.	101
Fig. 5.44 – Definição da linha dos estados críticos.....	102
Fig. 5.45 – Definição da zona de Potencial de Liquefacção de Fluxo (estática ou monotónica).	103
Fig. 5.46 – Relação entre V_{S1} e CSR, adaptado para ensaios triaxiais (adaptado de Andrus e Stokoe, 2000).	104
Fig. 5.47 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos.	106
Fig. 5.48 – Relação entre o número de ciclos e o valor de CSR_{TX}	106
Fig. 5.49 – Relação entre o parâmetro de estado, ψ , e o valor de CSR_{TX}	107

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1. – Valores do factor correctivo, c_r	25
Tabela 3.1. – Densidades e índices de vazios da areia Les Dunes (Ghili, 2003)	33
Tabela 3.2. – Resumo da fase de preparação das amostras	33
Tabela 3.3. – Resumo das fases de saturação e consolidação	34
Tabela 3.4. – Resumo da fase de corte	34
Tabela 3.5. – Resumo dos ensaios triaxiais estáticos (Pinheiro, 2009)	35
Tabela 3.6. – Condições dos ensaios triaxiais cíclicos (Fonseca, 2009).....	36
Tabela 3.7. – Determinação da amplitude relacionada com o CRS (Fonseca, 2009).....	37
Tabela 5.1. – condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios estáticos	67
Tabela 5.2. – Condições antes e após a moldagem dos ensaios estáticos	68
Tabela 5.3. – Volume percolado face ao volume requerido nos ensaios estáticos.....	69
Tabela 5.4. – Avaliação do grau de saturação nos ensaios estáticos	69
Tabela 5.5. – Deformações volumétricas nas diferentes fases dos ensaios	70
Tabela 5.6. – Condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios cíclicos.....	78
Tabela 5.7. – Condições antes e após a moldagem dos ensaios cíclicos.....	79
Tabela 5.8. – Volume percolado face ao volume requerido nos ensaios cíclicos	79
Tabela 5.9. – Avaliação do grau de saturação nos ensaios cíclicos	80
Tabela 5.10. – Relação da amplitude de carga com CRS.....	82
Tabela 5.11. – Peso volúmico mínimo e índice de vazios máximo do material em estudo para as condições, seco e saturado.....	96
Tabela 5.12. – Determinação do módulo de elasticidade, E	97
Tabela 5.13. – Correlações de G_0 com a tensão efectiva média de confinamento	98
Tabela 5.14. – Condições antes e após a moldagem dos ensaios LD63 e LD64	103
Tabela 5.15. – Valores de CSR_{TX} e V_{S1}	105

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

$(N_1)_{60}$ – valor normalizado dos resultados do ensaio SPT

A – área da amostra [cm^2]

$a_{\text{máx}}$ – aceleração máxima do terreno [m/s^2]

B – parâmetro B de Skempton

C_c – coeficiente de curvatura

c_r – factor correctivo que depende de K_0

CRR – Razão de Resistência Cíclica

CRR_{SS} – resistência à liquefacção no ensaio de corte cíclico simples

CRR_{TX} – resistência à liquefacção no ensaio de corte triaxial cíclico

C_u – coeficiente de uniformidade

D – diâmetro da amostra [mm]

D_{10} – diâmetro correspondente a 10% de retidos

D_{100} – diâmetro correspondente a 100% de retidos

D_{30} – diâmetro correspondente a 30% de retidos

D_{60} – diâmetro correspondente a 60% de retidos

DEC – Departamento de Engenharia Civil

E – módulo de Young [MPa]

e_0 – índice de vazios do estado inicial

e_c – índice de vazios crítico

e_d – índice de vazios inicial do solo denso (compacto)

e_s – índice de vazios inicial do solo solto

e_{ss} – índice de vazios do estado permanente

F0 – força vertical sobre a amostra [N]

g – aceleração da gravidade [m/s^2]

G_0 – módulo de distorção [MPa]

H – altura da amostra [mm]

K_0 – coeficiente de impulso em repouso

M – magnitude (relativa a sismos)

M – módulo confinado

p_a – pressão atmosférica [kPa]

q – tensão de desvio [kPa]

s' – tensão efectiva média de confinamento [kPa]

V_0 – volume inicial da amostra [cm³]

V_P – velocidade das ondas P [m/s]

V_S – velocidade das ondas S [m/s]

V_{S1} – velocidade das ondas de corte normalizada [m/s]

V_{S1}^* – limite superior de V_{S1} para a ocorrência de liquefacção [m/s]

w – teor em água [%]

α – razão entre $a_{m\acute{a}x}$ e g

$\gamma_{d,m\acute{a}x}$ – peso volúmico seco máximo [kN/m³]

$\gamma_{d,min}$ – peso volúmico seco mínimo [kN/m³]

ΔF – amplitude de carga sísmica [kN]

Δu – excesso de pressão neutra [kPa]

ΔV – variação volumétrica [cm³]

ϵ_a – deformação axial

ν – coeficiente de Poisson

ρ – massa específica [kN/m³]

σ'_d – tensão de desvio cíclica [kPa]

σ'_{h0} – tensão efectiva horizontal inicial [kPa]

σ'_{v0} – tensão efectiva vertical inicial [kPa]

σ'_3 – tensão efectiva principal menor [kPa]

ψ – parâmetro de estado

τ_{av} – tensão média de corte [kPa]

τ_d – tensão de corte num ciclo

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

Esta dissertação integra-se numa linha de investigação mais vasta que o Laboratório de Geotecnia da FEUP, sob coordenação do Prof. Viana da Fonseca vem conduzindo para estudos de maciços susceptíveis à liquefacção, sua caracterização *in situ* e em laboratório e desenvolvimento de ferramentas para avaliação de risco e dimensionamento de estruturas neles construídos. Em particular, os resultados que se esperavam deste trabalho experimental e subsequente análise visam complementar outros já desenvolvidos em anteriores teses de Mestrado Integrado em Engenharia Civil da FEUP (Pinheiro, 2009, e Fonseca, 2009) e incorporam-se num trabalho mais completo que vem sendo desenvolvido pelo doutorando, Ghili Mohand Tahar, da *Faculté de Génie Civil, da Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène – USTHB – de Alger, na Argélia*, cuja dissertação se intitula “*Analyse du comportement non linéaire d’un sable sous chargement cyclique: cas de la liquéfaction*”.

1.2. OBJECTIVOS

O objectivo do presente trabalho consiste na avaliação da susceptibilidade ao fenómeno da liquefacção de uma areia dunar, proveniente de Ain Benian na Argélia, onde a 21 de Maio de 2003 ocorreu o sismo de Boumerdès, com perdas e danos catastróficos, associados a este fenómeno.

Para tal, foi realizada uma série de ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, em condições não drenadas, preparados através do método “*moist tamping*”, para diferentes valores do índice de vazios, de forma a verificar e identificar níveis de sensibilidade distintos, consoante a compacidade e estado de tensão. Os ensaios triaxiais foram complementados com ensaios de registo de velocidades de ondas longitudinais, “P”, e distorcionais, “S”, com recurso à utilização de *bender/extender elements*, nas próprias câmaras, que permitiram a avaliação das condições de estado e índices de rigidez dinâmica no solo estudado, associados a eventuais instabilidades por acções estáticas ou cíclicas com anulação de confinamento efectivo (liquefacção).

Os ensaios triaxiais estáticos foram realizados com um índice de vazios de 0,9 e um teor em água de 5%, com o objectivo de obter uma melhor caracterização da linha dos estados críticos, que foi definida com alguma incerteza nos trabalhos precedentes. Valores do índice de vazios mais baixos na preparação destes provetes não haviam denunciado potencial de liquefacção estática, o que aliás foi agora confirmado. Como ferramenta auxiliar aos ensaios estáticos, para definir a linha dos estados críticos, realizaram-se dois ensaios edométricos. Da mesma forma, para avaliação da mobilidade cíclica, e como ferramenta mais adaptada à acção em causa, foram realizados ensaios cíclicos, tendo-se também adoptado o teor em água de 5%, mas fez-se variar o índice de vazios entre 0,9 (condição já

estudada, que apresenta uma clara susceptibilidade ao fenómeno da liquefacção) e 0,8, de forma a definir as condições limite de compacidade para a ocorrência do fenómeno em carregamentos cíclicos.

De forma a confirmar o valor do ângulo de atrito, determinado através dos resultados dos ensaios triaxiais estáticos realizados nos trabalhos anteriores, efectuaram-se cinco ensaios de corte directo para diferentes tensões de consolidação.

Um dos objectivos, passou pela determinação da curva de compactação da areia em estudo, uma vez que esta ainda não tinha sido definida, bem como dos valores máximos do índice de vazios para diferentes condições de humidade. Desta forma foram realizados dois ensaios fora do LABGEO da FEUP, utilizando uma mesa vibratória no Laboratório de Geotecnia e Materiais de Construção do CICCOPN e um martelo vibratório no Laboratório Central da Mota Engil.

Com este trabalho pretende-se identificar com clareza, para o material em causa, ferramentas de avaliação de risco a ser usados por via de ensaios de laboratório relativamente simples e exequíveis na prática corrente de laboratórios de qualidade, aos quais seja pedida a avaliação de risco de mobilidade sísmica.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente trabalho será dividido em seis capítulos, começando por se abordar no primeiro o enquadramento e os principais objectivos do mesmo.

No Capítulo 2, faz-se uma breve referência a alguns dos sismos mais devastadores dos últimos tempos e apresentam-se as principais características dos diferentes tipos de ondas sísmicas. Mencionam-se os diferentes tipos de liquefacção, indicando as suas causas e efeitos, e expõem-se os critérios de avaliação da susceptibilidade a este fenómeno. Por último apresentam-se e descrevem-se os ensaios laboratoriais que permitem efectuar esta avaliação.

No Capítulo 3 faz-se uma pequena apresentação do caso de estudo, o sismo de Boumerdès na Argélia, bem como das características do material, areia *Les Dunes*. Referem-se também os trabalhos precedentes e apresentam-se os resultados mais significativos.

No Capítulo 4, Programa Experimental, indicam-se os procedimentos adoptados na realização dos diferentes ensaios e descrevem-se todos os equipamentos e materiais utilizados nos mesmos.

No Capítulo 5 faz-se a apresentação e análise dos resultados obtidos, com a verificação dos critérios referidos no Capítulo 2.

Por último, no Capítulo 6, apresentam-se as principais conclusões retiradas deste trabalho e eventuais desenvolvimentos futuros que poderão vir a ser realizados.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. SISMOS

A liquefacção surge frequentemente associada a acções sísmicas, apesar de esta não ser uma condição condicionante para a ocorrência deste fenómeno, como se verificará mais à frente. Devido a isso, e também ao facto de as ondas sísmicas serem um dos parâmetros de estudo neste trabalho faz-se de seguida uma breve referência a alguns dos sismos mais destrutivos dos últimos tempos bem como à forma de propagação das diferentes ondas sísmicas e métodos de avaliação das suas velocidades.

2.1.1. REGISTO HISTÓRICO

Os sismos, também designados por terremotos, são fenómenos de vibração brusca da superfície da terra, durante um curto intervalo de tempo. Esta vibração é causada pela rápida libertação de grandes quantidades de energia, sob a forma de ondas sísmicas, que pode ser devida a movimentos subterrâneos de placas rochosas, actividade vulcânica ou movimentação de gases no interior da Terra. A grande maioria dos sismos tem origem nas fronteiras entre as placas tectónicas, ou em falhas, cujo comprimento pode variar de alguns centímetros até milhares de quilómetros, como é o caso da falha de *San Andreas* na Califórnia, Estados Unidos. A Figura 2.1 apresenta-nos o registo dos epicentros desde 1963 até 1998.

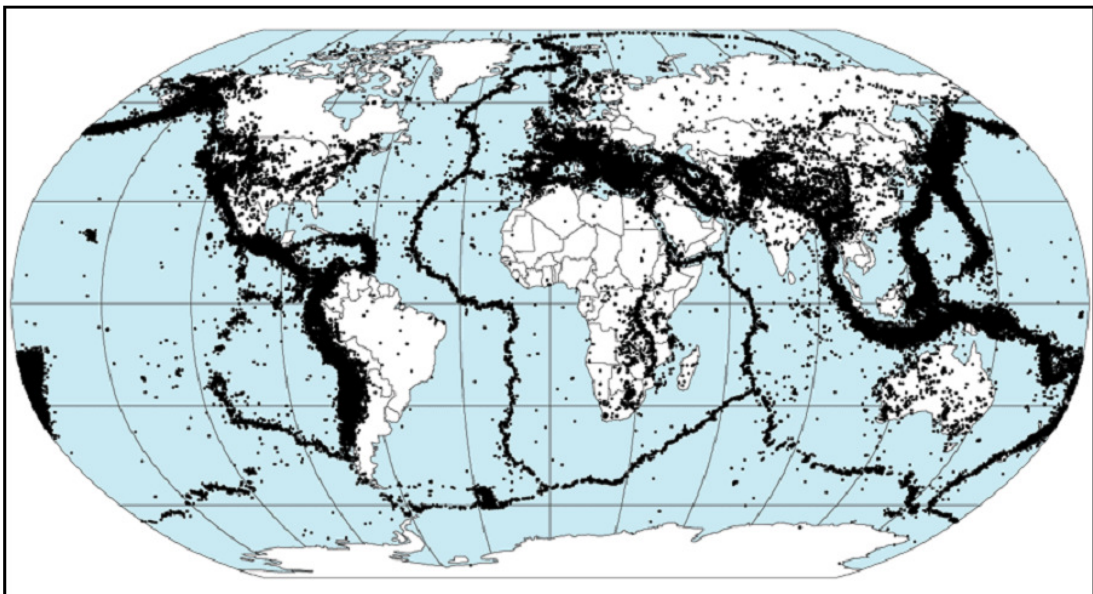


Fig.2.1 – Localização dos epicentros dos sismos ocorridos entre 1963 e 1998 (Fonte: NASA).

O ano de 1964 foi particularmente devastador no que concerne a fenómenos sísmicos. No dia 27 de Março, no Alasca, teve origem aquele que ficou conhecido como o “*Great Alaska Earthquake*”. Até aos dias de hoje foi o fenómeno sísmico mais forte registado nos Estados Unidos da América, com uma magnitude de 9,2 na escala de Richter. O abalo originou um tsunami na costa sul do Alasca, que provocou 131 mortes. Os danos estruturais foram imensos, com abertura de fendas e fenómenos de liquefacção à superfície do terreno.



Fig.2.2 – Danos provocados pelo sismo de 1964 no Alasca.

A Figura 2.2 dá-nos uma ideia dos estragos provocados pelo sismo, sendo a subsidência aí ilustrada uma evidente consequência do fenómeno de liquefacção associado ao mesmo.

Uns meses mais tarde, desta vez no Japão, teve origem um sismo que provocou mais de mil milhões de euros em danos estruturais. O porto de Niigata ficou completamente destruído devido ao tsunami resultante do abalo e cerca de 2000 habitações ficaram completamente arruinadas. Felizmente apenas 28 pessoas perderam a vida neste sismo que teve uma magnitude de 7,5 na escala de Richter e onde se verificaram, também, inúmeras ocorrências do fenómeno de liquefacção.

Em 1974, no Peru, ocorreu um sismo de magnitude 8,1 a aproximadamente 80 km da capital, Lima, provocando grandes danos nesta região. Este foi o sismo mais destrutivo e que maior número de mortos provocou desde o sismo de 31 de Maio de 1907 até 1974. Neste sismo, 78 pessoas perderam a vida e centenas ficaram feridas. Os danos estruturais foram significativos, como é possível observar através da Figura 2.3 que representa o estado de uma sala de aulas da Universidade de Agrarian.



Fig.2.3 – Sala de aulas da Universidade de Agrarian, Peru, após o sismo de 1974.

Um pequeno deslocamento da falha de *San Andreas* provocou, em 1989, um sismo de magnitude 6,9. O abalo teve a duração de 15/20 segundos, causando a morte a 62 pessoas e deixando 3757 feridas. Alguns edifícios, localizados na marina de São Francisco, sofreram grandes danos devido ao fenómeno de liquefacção resultante do sismo.



Fig.2.4 – Danos provocados pelo sismo Loma Prieta de 1989.

O sismo de Kobe, que ocorreu em 1995 com uma magnitude de 7,4, foi avassalador tendo provocado 5500 vítimas mortais e cerca de 26000 feridos. Com uma duração de aproximadamente 20 segundos, este fenómeno foi responsável por danos que ascenderam aos 200 mil milhões de euros. Foram

evidenciados vários fenómenos de liquefacção, que deram origem à destruição de diversos muros-cais, instalações portuárias e pontes próximas de zonas costeiras.

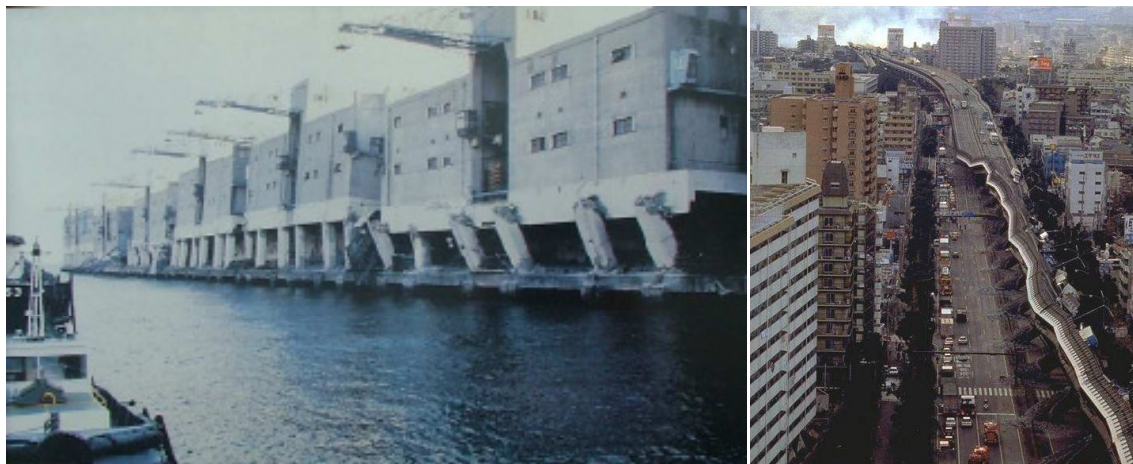


Fig.2.5 – Estragos provocados pelo sismo no porto de Kobe e numa via rodoviária.

A 20 de Setembro de 1999, ocorreu um sismo na região noroeste de Taiwan. O epicentro localizou-se na cidade de Chi Chi, com uma magnitude de 7,6, provocando cerca de 2000 vítimas mortais e 8000 feridos. Vários fenómenos de liquefacção foram registados, essencialmente nas margens dos rios, como é possível verificar na Figura 2.6.



Fig.2.6 – Liquefacção resultante do sismo de Chi Chi, 1999 (adaptado de Fonseca, 2009).

Mais recentemente, no dia 26 de Dezembro de 2004, teve origem um dos sismos mais mortíferos e violentos da história, com uma magnitude de 8,9 na escala de Richter e que deu origem a um tsunami com ondas de cerca de 10 metros de altura que arrasaram por completo as zonas costeiras da Indonésia e da Tailândia. Este sismo provocou cerca de 230000 vítimas mortais, provenientes de 11 países, e mais de 1,69 milhões de desalojados.

Ainda em recuperação face ao sismo de 2004, no dia 28 de Março de 2005, a terra voltou a tremer na costa Este da Sumatra, Indonésia. 1300 pessoas perderam a vida, principalmente na ilha de Nias, e centenas de edifícios ficaram destruídos. Mais uma vez, gerou-se um tsunami que provocou enormes estragos tendo sido verificada a ocorrência de fenómenos de liquefacção em algumas zonas.



Fig.2.7 – Danos devidos ao sismo de 2005, Sumatra, Indonésia.

2.1.2. ONDAS SÍSMICAS

As ondas sísmicas são geradas a partir de impactos súbitos ou movimentos bruscos, como por exemplo, explosões ou escorregamentos em falhas tectónicas, que dão origem a sismos. Quando ocorre uma destas situações, o equilíbrio é perturbado sendo substituído por movimento. Este movimento produz ondas de volume (ondas de compressão/longitudinais e de corte/distorcionais) e ondas de superfície (ondas Rayleigh e Love) (Fonseca, 2009).

As ondas de volume, ou ondas de corpo, propagam-se através do interior da terra, apresentando percursos radiais deformados, devido às variações nas características dos materiais que atravessam. As ondas de superfície são semelhantes às ondas que se verificam na superfície de um lago quando é atirada uma pedra, por exemplo. Propagam-se imediatamente abaixo da superfície e devido à sua longa duração e baixa amplitude, são mais lentas, e geralmente mais destrutivas, que as ondas de corpo.

De seguida faz-se uma breve descrição dos diferentes tipos de onda bem como os meios onde se propagam.

- Ondas P

As ondas P, longitudinais, propagam-se através de movimentos de extensão e compressão, paralelamente à direcção de propagação da onda. Este movimento envolve dilatações e compressões de toda a massa, unicamente numa direcção, não ocasionando rotações (Ferreira, 2003).

Estas ondas são as mais rápidas de todas as ondas sísmicas. No ar a sua velocidade é aproximadamente igual a 330 m/s, enquanto na água ronda os 1500 m/s. A velocidade das ondas P é directamente

proporcional à rigidez do material de propagação, ou seja, quanto mais rígido o material maior a velocidade de propagação destas ondas.

Na Figura 2.8 está representado o esquema de propagação deste tipo de ondas.

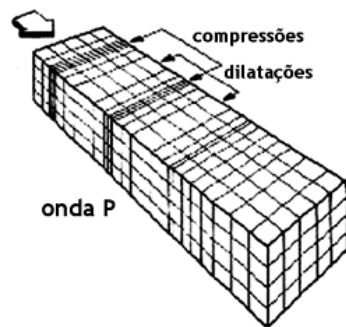


Fig.2.8 – Esquema de propagação das ondas P (Ferreira, 2003).

▪ Ondas S

As ondas de corte, geralmente designadas por ondas S, propagam-se segundo movimentos puramente distorcionais, sem induzir variações volumétricas. Ao contrário das ondas P, a direcção do movimento das partículas é perpendicular à direcção de propagação da onda (Ferreira, 2003). Na Figura 2.9 representa-se o esquema de propagação das ondas S.

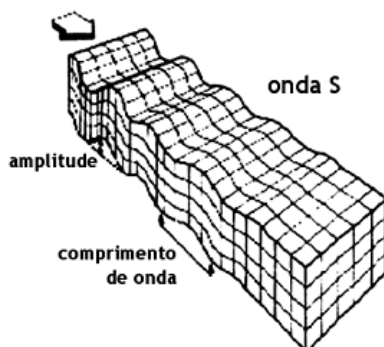


Fig.2.9 – Esquema de propagação das ondas S (Ferreira, 2003).

As velocidades de propagação das ondas P e S, dependem directamente das características do meio de propagação, sendo este assumido como elástico infinito, homogéneo e isotropico. As expressões 2.1 e 2.2 traduzem a dependência entre as características do meio e a velocidade das ondas (Ferreira, 2003).

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

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

Em que:

- E – é o módulo de Young;
- ρ – é a massa específica;
- ν – é o coeficiente de Poisson;
- M – é o módulo confinado;
- G – é o módulo de distorção.

A determinação das velocidades de propagação das ondas P e S permite, através das expressões 2.1 e 2.2, a avaliação dos parâmetros elásticos do meio quando conhecida a massa específica do mesmo. Combinando as duas expressões anteriores, é possível determinar o coeficiente de Poisson, que por sua vez, permite determinar o módulo de deformabilidade, ou módulo de Young (expressões 2.3 e 2.4).

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

$$E = 2G(1 + \nu) \quad (2.4)$$

- Ondas R

As ondas Rayleigh, comumente designadas por ondas R, são ondas de superfície que descrevem um movimento elíptico retrógrado no plano vertical, paralelo à direcção de propagação da onda. Estas ondas resultam da interferência das ondas P e S tendo sido, inicialmente, matematicamente definidas pelas equações gerais de movimento destas. São mais lentas do que as ondas que lhe dão origem e a sua intensidade diminui com a profundidade.

- Ondas L

Tal como as ondas R, as ondas Love (L), são ondas de superfície. Resultam da interferência de duas ondas S e são assim designadas em honra do matemático A.H.E. Love que criou o seu modelo matemático em 1911. Estas ondas produzem um movimento das partículas, unicamente horizontal e perpendicular à sua direcção de propagação. São ligeiramente mais rápidas que as ondas Rayleigh e altamente destrutivas. A sua energia é obrigada a permanecer nas camadas superiores da Terra por ocorrer reflexão interna total.

Na Figura 2.10 apresenta-se um esquema da propagação das ondas superficiais.

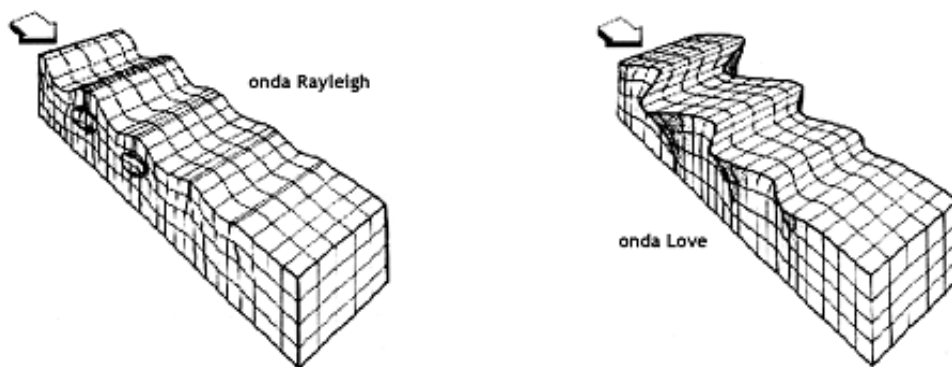


Fig.2.10 – Esquema de propagação das ondas de superfície, R e L (Ferreira, 2003).

2.2. O QUE É A LIQUEFACÇÃO

A liquefacção é um dos mais complexos e controversos assuntos da engenharia geotécnica e sísmica. Por essa razão os estudos neste campo aumentaram exaustivamente nos últimos 40 anos, em grande parte devido aos sismos que ocorreram em 1964 no Alasca e em Niigata (referidos anteriormente).

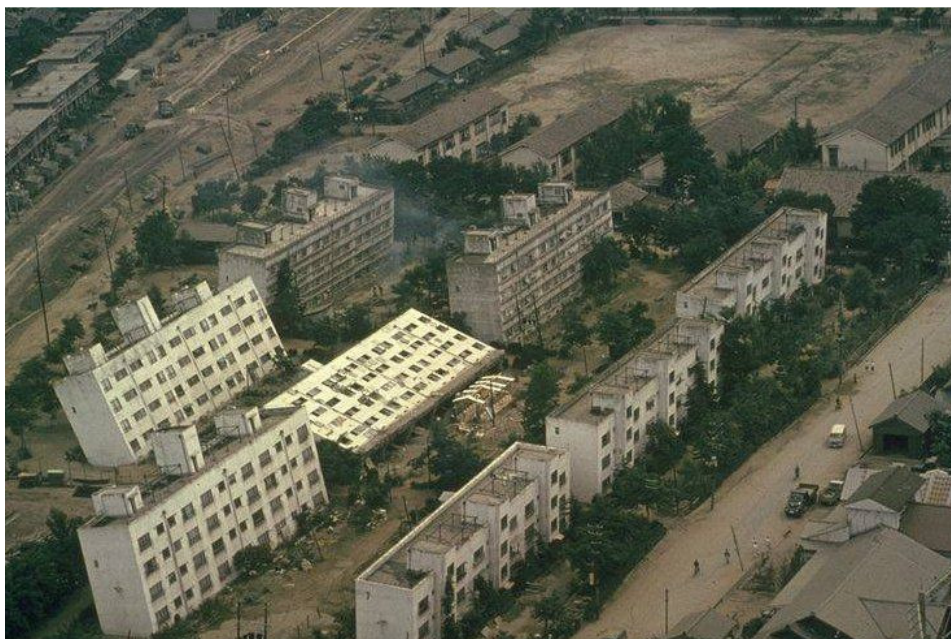


Fig.2.11 – Edifícios que ruíram devido ao fenómeno da liquefacção em Niigata, 1964 (Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, USA).

Ao longo dos anos, o termo liquefacção passou a ser relacionado com um fenómeno que consiste na perda de resistência e/ou rigidez de um solo, saturado e em condições não drenadas, num curto intervalo de tempo, podendo levar à rotura do mesmo. Durante o processo, vão-se gerando excessos positivos de pressão na água dos poros do solo que poderão eventualmente igualar o valor da tensão

total (Matos Fernandes, 2006), do que resulta a anulação das forças interpartículas ou tensões efectivas.

Sendo a resistência ao corte do solo uma função directa das tensões efectivas, no momento que estas se anulam ocorrem assentamentos e aberturas de fendas na superfície do terreno que são devastadoras para as estruturas fundadas no mesmo. A Fig. 2.12. representa esquematicamente o fenómeno da liquefacção.

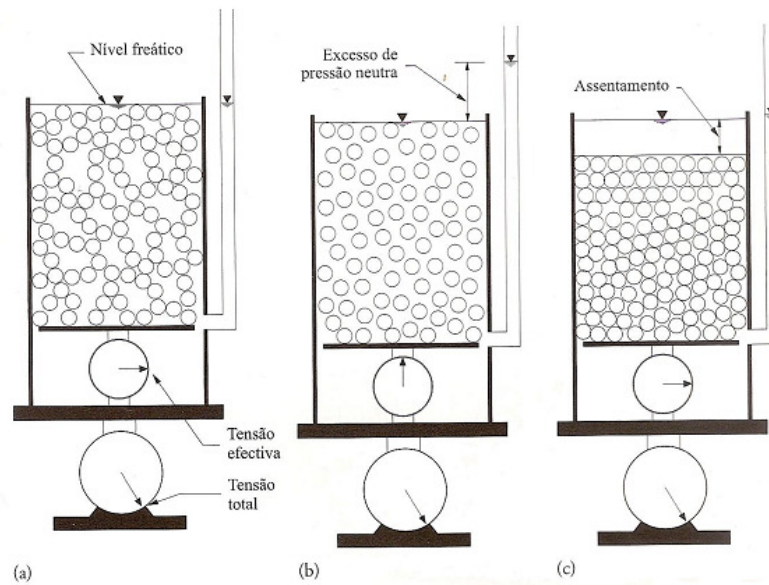


Fig.2.12 – Esquema simplificado de Ishihara para explicar a liquefacção: a) antes da liquefacção; b) durante a liquefacção; c) após a liquefacção. (Matos Fernandes, 2006)

Apesar de tradicionalmente este fenómeno estar associado a areias soltas e mal graduadas, não são apenas estes materiais a exhibir sinais de liquefacção. Até à data, já se provou que a liquefacção pode ocorrer em areias com granulometria uniforme e tamanho de grãos considerável ou até mesmo em solos siltosos quase puros.

2.3. DIFERENTES TIPOS DE ROTURA POR LIQUEFACÇÃO

De um modo geral, o termo liquefacção designa o conjunto de fenómenos que apresentam em comum o surgimento de altas pressões neutras, responsáveis pela anulação das tensões efectivas do solo, que dão origem a deformações e, consequentemente, destruição de infra-estruturas e equipamentos. As causas que dão origem ao aumento das pressões permitem dividir este fenómeno em dois grupos sendo o primeiro devido a carregamentos estáticos (liquefacção estática) e o segundo devido a carregamentos cíclicos (liquefacção cíclica).

2.3.1. LIQUEFACÇÃO ESTÁTICA

A liquefacção estática, ou de fluxo, é o tipo de liquefacção responsável pelos maiores danos causados à superfície do terreno. Esta ocorre quando a tensão de corte necessária para equilibrar uma determinada massa de solo é superior à resistência de corte do terreno no seu estado de liquefacção

(Kramer, 1996). Uma vez atingido este ponto, ocorrem grandes fendas que, devido á sua dimensão e velocidade de propagação, causam danos catastróficos.

Para que este tipo de liquefacção ocorra é essencial que o solo seja solto, à luz do conceito de solo no lado “húmido”, ou seja, contráctil, da teoria dos estados críticos (que será apresentada à posteriori). Caso o solo esteja solto, podem surgir grandes deformações volumétricas sem que a massa de solo tenha capacidade resistente. No entanto, se o solo for denso, ainda que no início a amostra possa contrair, rapidamente começa a dilatar aumentando a sua resistência.

Este tipo de fenómeno é corrente em taludes, barragens de terra ou barragens de rejeito de minério uma vez que, devido á velocidade de deposição de material, este vai provocando aumentos significativos dos excessos de pressão neutra positiva.

Na figura 2.13 é possível observar a dimensão da rotura, numa barragem de resíduos, devido à liquefacção estática.



Fig.2.13 – Falha devida à liquefacção estática na barragem de resíduos do ouro (Merriespruit, África do Sul, Fevereiro 2004)

2.3.2. LIQUEFACÇÃO CÍCLICA

A liquefacção cíclica, também designada por mobilidade cíclica, é outro fenómeno que pode provocar alterações significativas e permanentes na superfície do terreno durante um abalo sísmico. Comparativamente com a liquefacção estática, esta ocorre quando as tensões de corte em equilíbrio no terreno são inferiores às tensões de corte no momento da liquefacção (Kramer, 1996).

As deformações provocadas por este tipo de rotura desenvolvem-se continuamente e podem acontecer em areias soltas, médias ou, mesmo em condições especiais, densas e até em argilas sobreconsolidadas. As deformações volumétricas plásticas aumentam devido à densificação provocada pelas oscilações das tensões cíclicas que tendem a aproximar as partículas entre si (Coelho, 2007).

Em certos casos, o aumento das pressões neutras positivas é tão elevado que pode provocar um rápido fluxo de água para a superfície, transportando partículas de areia que acabam por se depositar

formando pequenas erupções. A figura 2.4 apresenta os danos causados no porto de Kobe devido à mobilidade cíclica provocada pelo sismo de 1995 e as consequências, erupções de areia (vulcões de areia), observadas após o abalo de 1964 em Niigata, Japão.

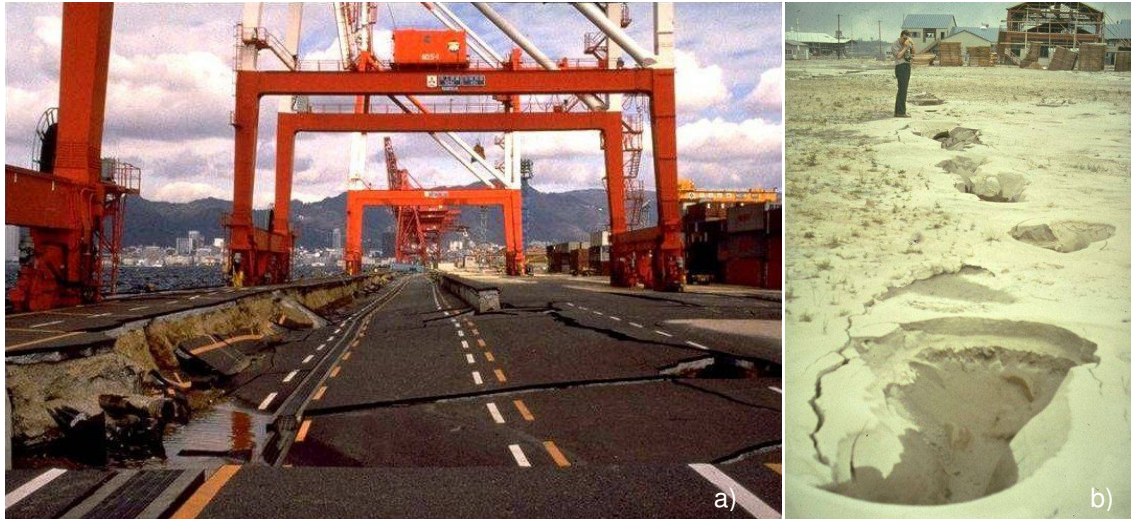


Fig.2.14 – a) Danos devidos à mobilidade cíclica no porto de Kobe, Japão (1995); b) Erupções de areia, (*sand boils*), Niigata, Japão (1964);

Com o objectivo de perceber a diferença entre a liquefacção de fluxo e a mobilidade cíclica, Castro e Poulos (1977) desenvolveram ensaios triaxiais em areias saturadas. A Figura 2.15 representa a relação do índice de vazios e a tensão efectiva principal menor (σ'_3). A linha de estado permanente define os estados em que o solo se pode deformar sob volume e tensões constantes.

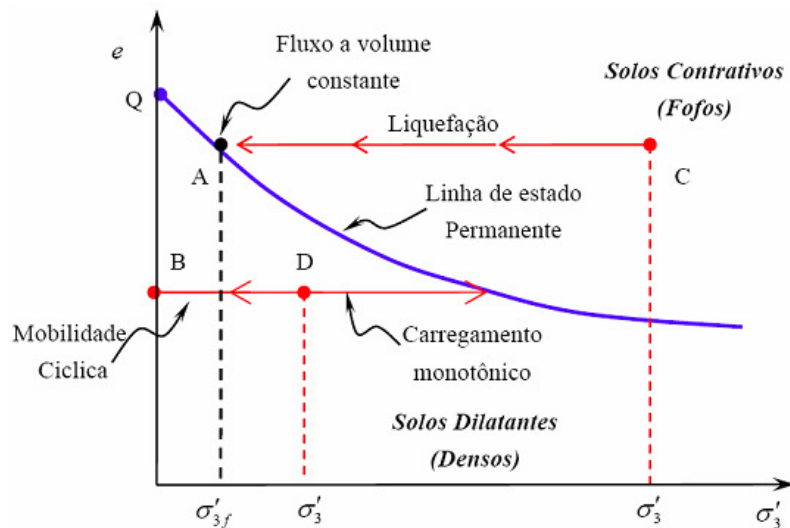


Fig.2.15 – Resultados de ensaios triaxiais não drenados em areias saturadas (adaptado de Castro e Poulos, 1977).

Um solo solto (contractivo), representado pelo ponto C, quando carregado monotonicamente sob condições não drenadas origina a rotura da amostra, terminando no ponto A. Esse processo não envolve variações volumétricas. O ponto Q representa a perda total de resistência da amostra ($\sigma'_3 = 0$), passando a comportar-se como um líquido.

Um solo denso (expansivo), representado pelo ponto D, quando carregado monotonicamente exibe um comportamento completamente diferente de um solo solto. Durante o carregamento, as tensões efectivas para muito pequenas deformações vão aumentar, atingindo um pico, mas rapidamente começam a reduzir, deslocando-se para a direita do ponto D. Como se trata de um solo denso, as tensões efectivas começam a aumentar até atingir a linha de estado permanente. Se este mesmo solo for carregado ciclicamente, o comportamento demonstrado é muito diferente. O ponto D desloca-se para a esquerda pois as pressões neutras aumentam com os carregamentos cíclicos, reduzindo a tensão efectiva até liquefazer, atingindo assim o ponto B (Bedin, 2008).

2.4. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO

2.4.1. CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO MATERIAL

A susceptibilidade de um dado material ao fenómeno da liquefacção está relacionada com a sua granulometria pois, segundo Terzaghi *et al.* (1996), um solo bem graduado é menos susceptível uma vez que as partículas de menor dimensão preenchem os vazios, resultando numa menor variação volumétrica, sob condições drenadas, e em menores valores de pressão neutra, em condições não drenadas.

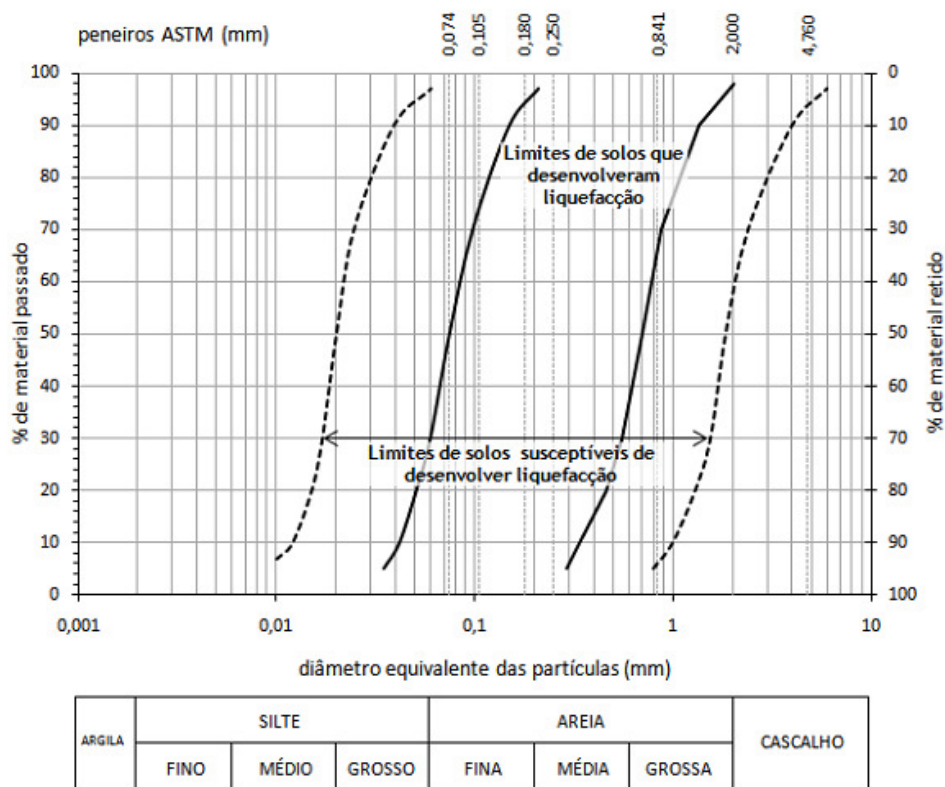


Fig.2.16 – Faixas limite de distribuição granulométrica com potencial para desenvolver liquefacção (adaptado de Tsuchida, 1970).

Em 1970, Tsuchida, apresentou uma proposta para as faixas limite de distribuição granulométrica correspondentes ao desenvolvimento e susceptibilidade de ocorrência de liquefacção. Através da Figura 2.16 é possível constatar que, para se desenvolver liquefacção é necessário estar perante um solo mal graduado e maioritariamente constituído por areia.

A forma das partículas é também um factor a ter em conta. Solos com partículas arredondadas são mais susceptíveis à liquefacção, relativamente a solos constituídos por partículas angulares. A contracção de solos de grãos arredondados deve-se ao rearranjo das partículas, enquanto em grãos angulares esta se dá, parcialmente, pelo esmagamento dos grãos (Kramer, 1996).

2.4.2. TEORIA DO ESTADO CRÍTICO

A densidade das partículas e o estado de tensão em que estas se encontram está relacionado com a susceptibilidade, ou não, de um solo sofrer liquefacção.

Casagrande (1936) desenvolveu uma série de ensaios triaxiais, com controlo de deformações em amostras soltas e densas, e concluiu que estas apresentam comportamentos diferentes. Durante o corte não drenado, as primeiras contraem enquanto as segundas apresentam uma contracção inicial mas rapidamente começam a dilatar. Outra conclusão foi que, para grandes deformações, amostras sujeitas às mesmas tensões efectivas tendem a aproximar-se do mesmo valor de compacidade relativa, sendo designado esse valor do índice de vazios como índice de vazios crítico, e_c (Kramer, 1996).

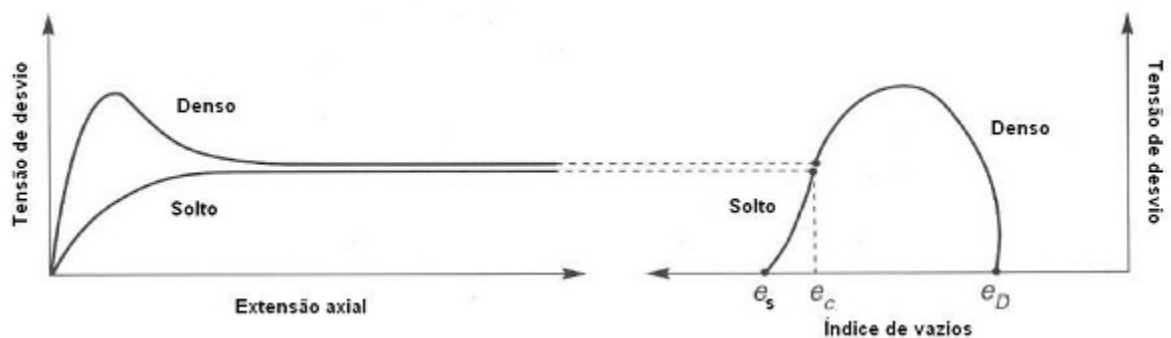


Fig.2.17 – Comportamento de solos soltos e densos para a mesma tensão efectiva de confinamento. e_s – índice de vazios inicial do solo solto; e_D – índice de vazios inicial do solo denso (compacto); e_c – índice de vazios crítico (adaptado de Kramer, 1996).

Através da realização de ensaios com diferentes tensões de confinamento, Casagrande (1936) constatou que o índice de vazios crítico, e_c , podia ser relacionado unicamente com as tensões de confinamento através da linha de índice de vazios crítico (LVC).

Desta forma, definindo o estado do solo em termos de tensões de confinamento e de índice de vazios, a linha de vazios críticos pode ser utilizada como fronteira entre solos soltos, onde são gerados excessos de pressão neutra positivos (contracção do volume), e solos densos onde se geram excessos de pressão neutra, correspondente a uma tendência de aumento de volume (Kramer, 1996).

Para além de definir a fronteira entre solos contractivos e dilatantes, a linha LVC passou a ser usada para separar os solos susceptíveis à liquefacção dos não susceptíveis. Na Fig.2.18 é apresentada a linha

de índice de vazios crítico com as tensões de confinamento na escala aritmética e logarítmica respectivamente.

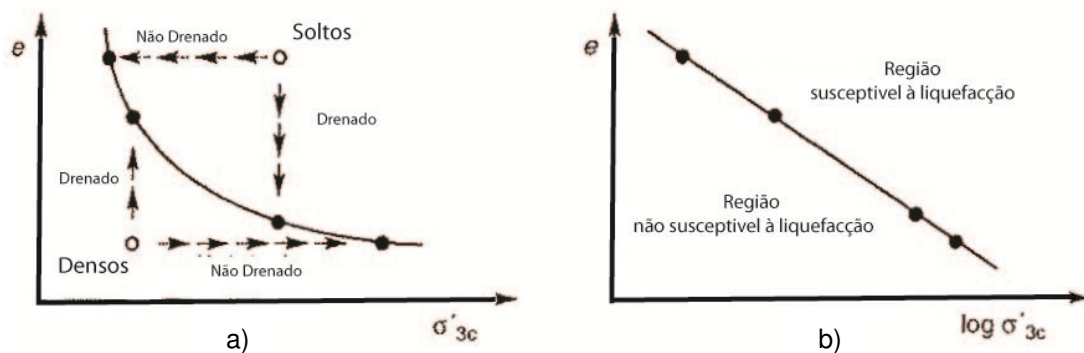


Fig.2.18 – Linha LVC; a) comportamento de solos soltos e densos sob condições drenadas e não drenadas; b) fronteira entre materiais susceptíveis e não susceptíveis à liquefacção estática (adaptado de Kramer, 1996).

Mais tarde, em 1969, Castro realizou uma série de ensaios triaxiais não drenados, estáticos e cíclicos, em amostras de areia consolidadas anisotropicamente e isotropicamente (Kramer, 1996). Na Fig.2.19 são apresentados os três tipos de curvas tensão-deformação para os ensaios com consolidação anisotrópica.

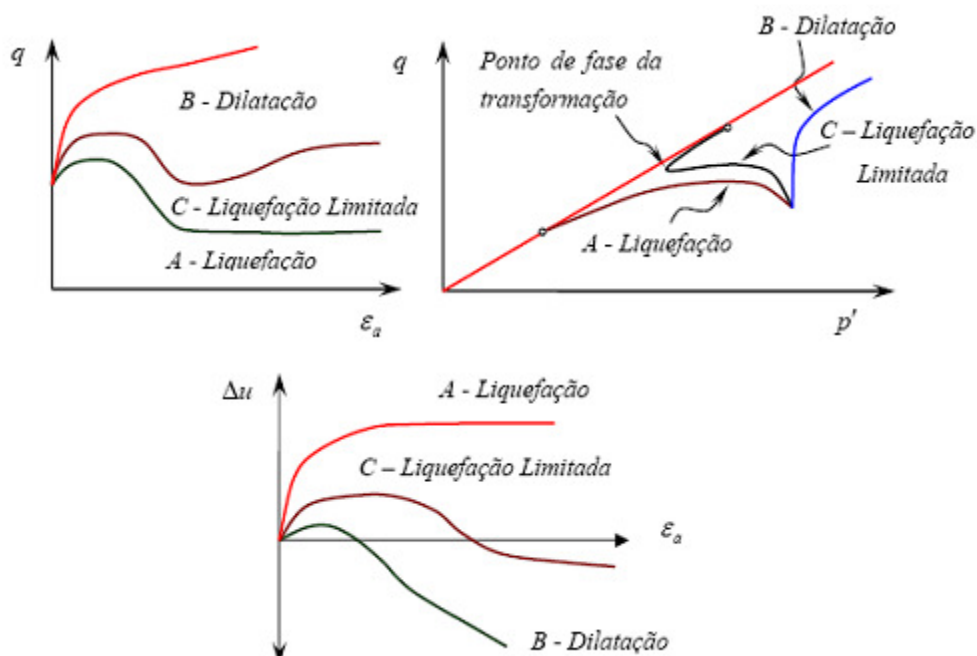


Fig.2.19 – Comportamento típico dos ensaios triaxiais não drenados realizados por Castro (1969) (adaptado de Bendin, 2008).

A amostra A, referente a um solo solto, exibe um pico de resistência não drenada para pequenas deformações, iniciando-se uma rápida diminuição da tensão de desvio até zero, que dá origem ao fenómeno que Castro (1969) designou por liquefacção. Solos densos, amostra B, apresentam uma contracção de volume inicial, seguida de uma expansão volumétrica onde as tensões efectivas aumentam, atingindo valores de resistência ao corte elevados. A amostra C, representa solos com uma densidade intermédia, sendo o seu comportamento inicial semelhante às amostras soltas, com um pico de resistência para baixas deformações e um rápido decréscimo da tensão de desvio com o aumento das deformações. A partir de um determinado ponto esta tendência inverte-se, passando o solo a exibir um comportamento expansivo. Ishihara (1975) designou este ponto como, “ponto de transformação de fase” (Kramer, 1996).

Uma vez que um solo com uma determinada compacidade pode ser susceptível à liquefacção quando confinado com baixas tensões, não se verificando o mesmo para tensões de confinamento mais elevadas, Been e Jefferies (1985), de forma a contornar o problema, introduziram o conceito de parâmetro de estado, ψ (expressão 2.5), que se relaciona com o índice de vazios do estado inicial e do estado permanente.

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (2.5)$$

Em que :

- Ψ – é o parâmetro de estado;
- e_0 – é o índice de vazios do estado inicial (*in situ* é o estado de repouso e em ensaio triaxial é o fim do processo de saturação);
- e_{ss} – é o índice de vazios do estado permanente (“*steady state*”) ou crítico.

Quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exibe um comportamento contractivo e, consequentemente, susceptível à liquefacção. Por outro lado quando este valor é negativo, o solo apresenta um comportamento expansível, não sendo provável a ocorrência do fenómeno de liquefacção monotónica, mas pode apresentar susceptibilidade à liquefacção cíclica (Kramer, 1996). A figura 2.20 apresenta a definição do parâmetro de estado.

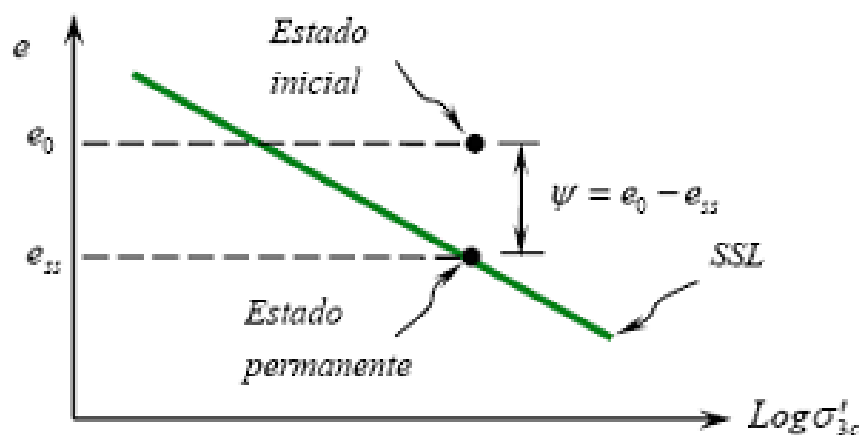


Fig.2.20 – Definição do parâmetro de estado (Been e Jefferies, 1985, adaptado de Fonseca (2009)).

2.4.3. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO EM ENSAIOS CÍCLICOS

A avaliação da resistência á liquefacção é um aspecto muito importante no que se refere à projecção de novas estruturas e ao reforço de estruturas já existentes em zonas favoráveis à ocorrência de sismos. O método de avaliação mais utilizado foi proposto por Seed e Idriss (1971) consistindo numa correlação limite de equilíbrio entre um parâmetro representativo da acção sísmica e designado por Razão de Acção Cíclica, CSR (Cyclic Stress Ratio) – cuja formulação será apresentada no parágrafo 2.5 – e um parâmetro de resistência a essa acção cíclica, que se designa precisamente por Razão de Resistência Cíclica, CRR (Cyclic Resistance Ratio).

Na Figura 2.21 apresenta-se a proposta baseada no parâmetro $(N_1)_{60}$ - valor normalizado de resultados de ensaios SPT – proposta inicialmente por Seed e Idriss (1971) com base em dados históricos e para uma magnitude sísmica de referência de $M=7,5$.

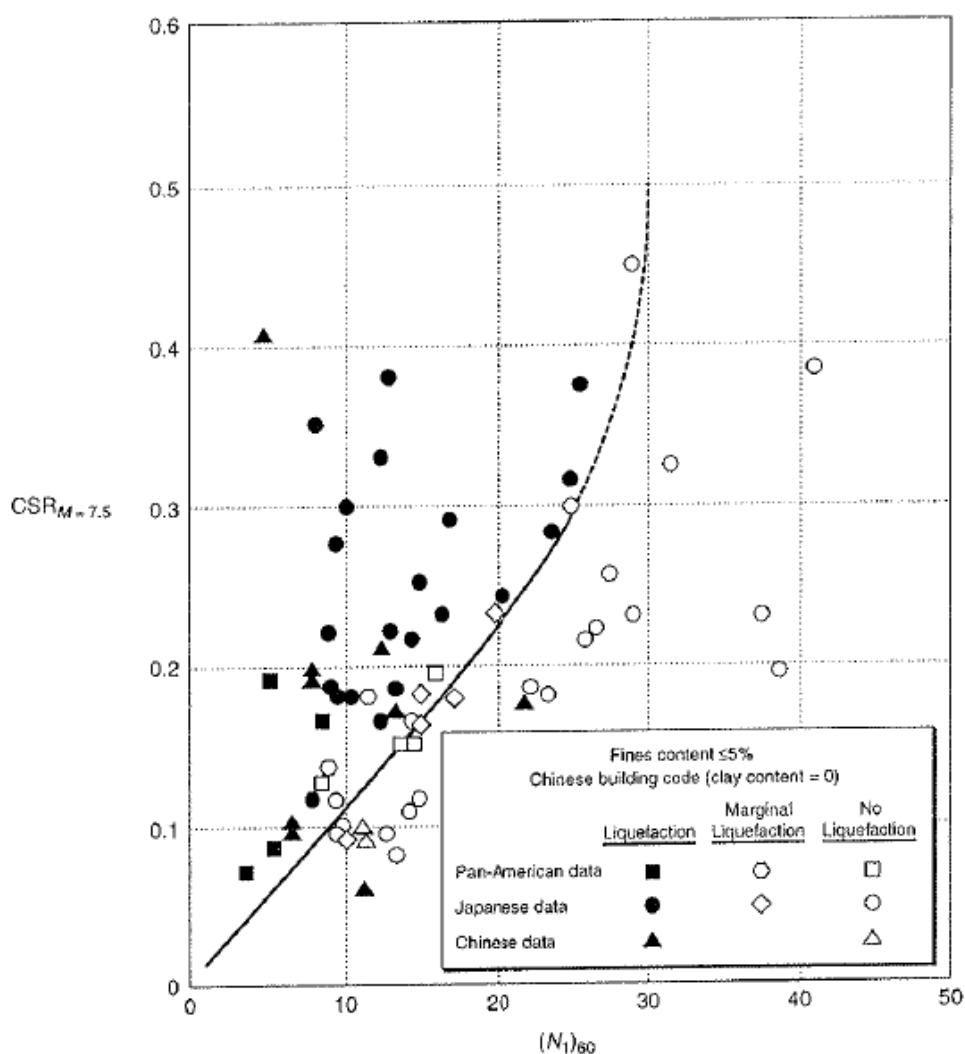


Fig.2.21 – Relação entre o valor de $(N_1)_{60}$ e CSR para sismos com uma magnitude de 7,5 (Seed *et al.*, 1975, Kramer, 1996)

Como alternativa a este método, Andrus e Stokoe (1997,2000) desenvolveram um critério de avaliação da resistência à liquefacção baseado na medição *in situ* da velocidade das ondas de corte, V_s . Este método apresenta algumas vantagens comparativamente com o precedente, uma vez que em alguns solos a realização de ensaios SPT nem sempre cumpre as normas em termos energéticos e é difícil de ser executado ou não é representativo, ao contrário da medição da velocidade das ondas S, que é quase sempre realizável e não depende do método e condições do terreno. Outra vantagem é o facto de que, quer a velocidade das ondas de corte quer a resistência à liquefacção do solo, são função da compacidade e do estado de consolidação do terreno (Andrus & Stokoe, 1999).

São apontadas três limitações a este método. A primeira está relacionada com o facto das velocidades das ondas sísmicas estarem associadas a muito pequenas deformações, enquanto o fenómeno da liquefacção surge associado a deformações elevadas. A segunda deve-se ao facto de os ensaios sísmicos não fornecerem amostras para classificação de solos e não identificarem solos moles, ricos em argila, e consequentemente, sem potencial de liquefacção (Andrus & Stokoe, 1997). Por último, se o intervalo entre medições da velocidade das ondas S, V_s , for muito grande pode não ser possível detectar estratos de pequena possança (Fonseca, 2009), embora tal venha gradualmente a ser resolvido com os actuais cones sísmicos (SCPTn).

Muitos autores consideram que estas reservas podem ser relativizadas e defendem que a classificação baseada na velocidade das ondas sísmicas se encontra actualmente na vanguarda (Stokoe, 2004). A resposta à primeira reserva prende-se com o facto de que qualquer um dos critérios de classificação ser meramente indicial. Tanto os ensaios de penetração como os registos de velocidades de ondas são baseados em índices de risco e, por isso, requerem uma classificação bem fundamentada. A segunda e terceira limitações podem ser resolvidas nos mesmos termos do ensaio SPT, pois a sua realização pode ser feita com amostragem contínua, mantendo-se como elemento complementar e não dissociado.

Robertson et al. (1992) propôs a normalização da velocidade das ondas de corte, V_{s1} (expressão 2.6), que é correlacionada com a razão de resistência cíclica CRR (Cyclic Resistance Ratio).

$$V_{s1} = V_s \left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}} \right)^{0,25} \quad (2.6)$$

Em que:

- V_{s1} – é a velocidade das ondas de corte normalizada;
- V_s – é a velocidade das ondas de corte;
- P_a – é a pressão atmosférica (aproximadamente igual a 100kPa);
- σ'_{vo} – é a tensão efectiva vertical inicial (admitindo um $k_0=0,5$).

Na Figura 2.22, apresentam-se as curvas propostas por diversos autores que correlacionam CRR com V_{s1} , sendo variáveis as condições iniciais admitidas. Das curvas expostas, a que tem melhor representatividade para o caso em estudo é a proposta por Andrus e Stokoe em 1997. Esta foi realizada com solos não cimentados da era Holocénica, com menos de 5% de finos. Os dados foram obtidos a partir de 20 sismos diferentes e mais de 50 locais de medição, tendo sido assim proposta a expressão (2.7) (Youd et al., 2001).

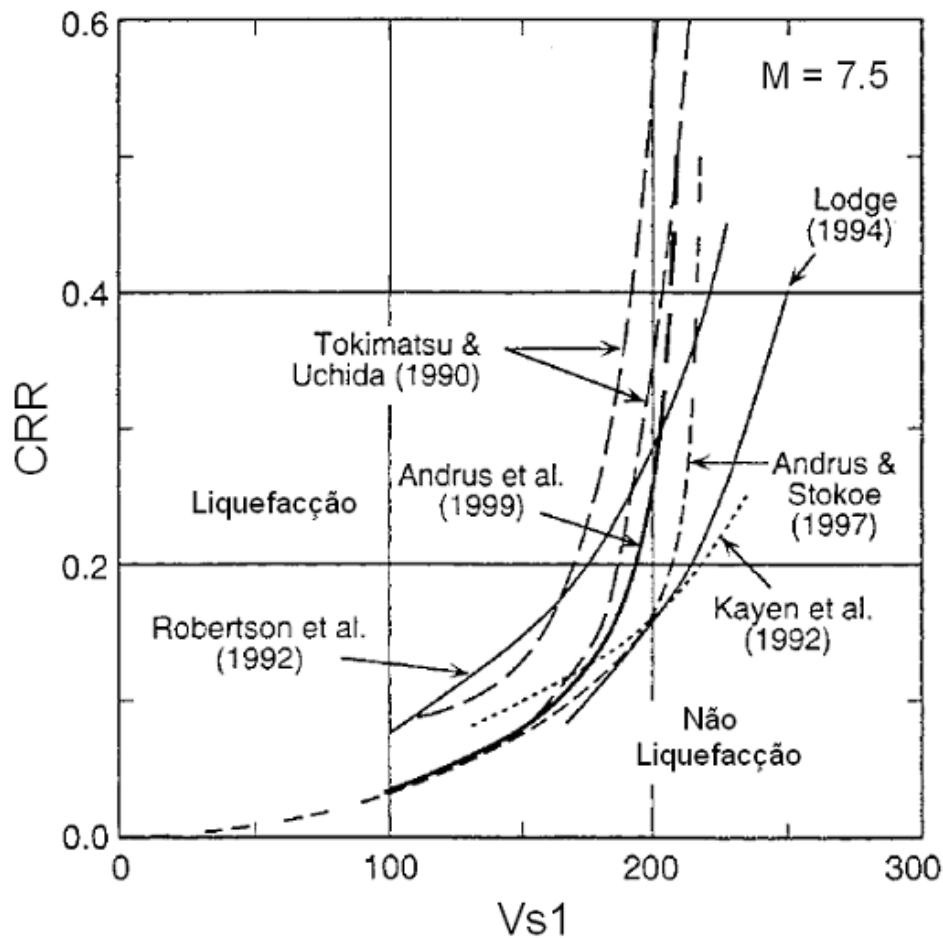


Fig.2.22 – Relação entre CRR e V_{s1} (Andrus e Stokoe, 1997., Youd et al.,2000)

$$CRR = a \left(\frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right) \quad (2.7)$$

Em que:

- V_{s1}^* – é o limite superior de V_{s1} para a ocorrência de liquefacção;
- a e b – são parâmetros de ajuste à curva.

Andrus e Stokoe (2000), procederam a um reajustamento desta curva baseando-se em novas informações e num acréscimo de resultados, que incluiu 26 sismos e mais de 70 locais de medição. Na Figura 2.23 apresenta-se a relação entre V_{s1} e CRR ou CSR, para sismos de magnitude 7.5 em terrenos do Holocénico com diferentes percentagens de finos.

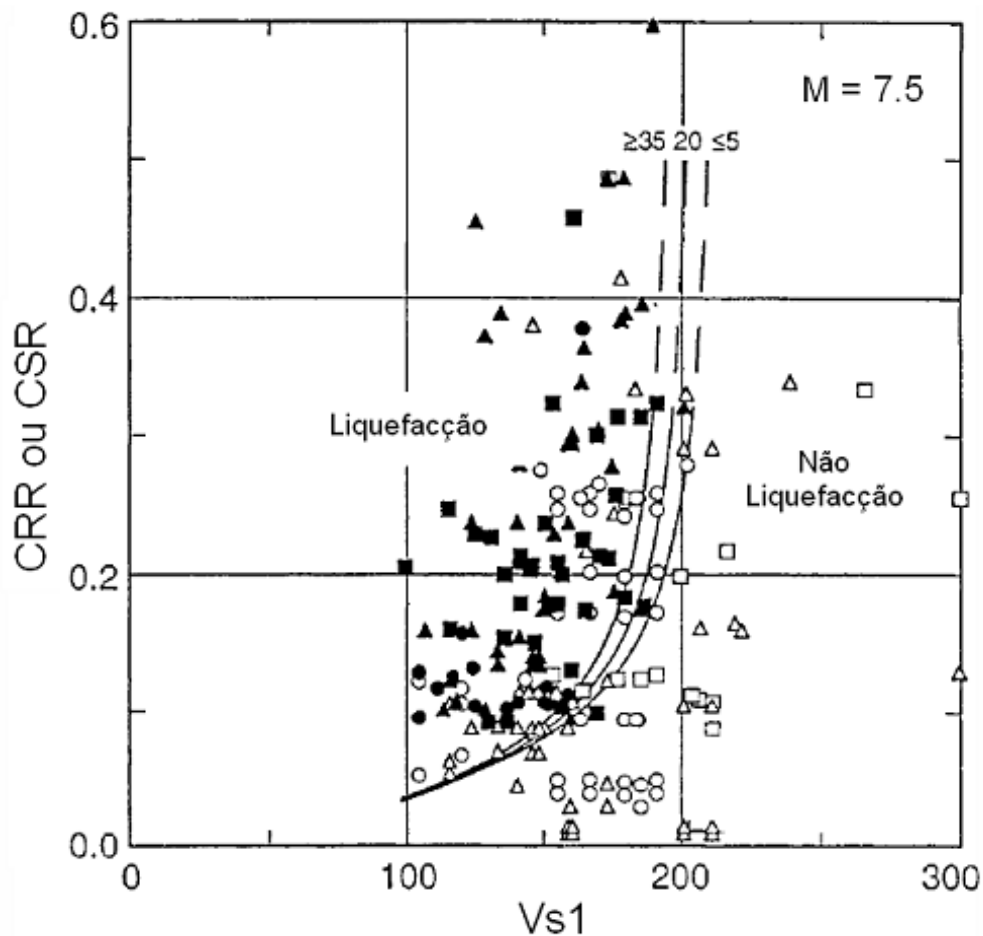


Fig.2.23 – Relação entre V_{s1} e CRR ou CSR (Andrus e Stokoe, 2000).

As três curvas apresentadas, foram determinadas através de um processo iterativo, fazendo variar os parâmetros a e b , de forma a fazer localizar, simultaneamente, o maior número de pontos em que se verificou o fenómeno em estudo e o menor número de pontos em que este não foi verificado, na região correspondente à ocorrência de liquefação. Os valores finais dos parâmetros a e b utilizados para a obtenção destas curvas foram 0.022 e 2.8 respectivamente (Youd et al., 2000).

Esta figura permite verificar o potencial de liquefação de um determinado material, sendo conhecidos os valores de V_{s1} , CRR ou CSR e será utilizada na análise experimental, apresentada no Capítulo 5, para a areia em estudo.

2.4.4. ÁBACO DE LIQUEFAÇÃO COM BASE NO PARÂMETRO DE ESTADO: EXTENSÃO DA METODOLOGIA DE BERKELEY

Uma vez que existe uma equivalência entre a resistência de penetração normalizada, Q (Robertson, 2004), e os resultados normalizados dos ensaios SPT, $(N_1)_{60}$, e que esta resistência é função do parâmetro de estado do terreno, ψ , é então possível correlacionar a Razão da Acção Cíclica, CSR, com este parâmetro. Na Figura 2.24 apresenta-se o ábaco correspondente a esta relação, para sismos com uma magnitude de 7,5, caracterizados por 15 ciclos de carga (a que corresponderia um sismo de 15 segundos com uma acção de 1Hz e valor de carga referenciado à média espectral). Verifica-se que a

transição entre a ocorrência de liquefacção (lado esquerdo) e a não ocorrência de liquefacção (lado direito) é apenas função do parâmetro de estado do material. (Been e Jefferies, 2006)

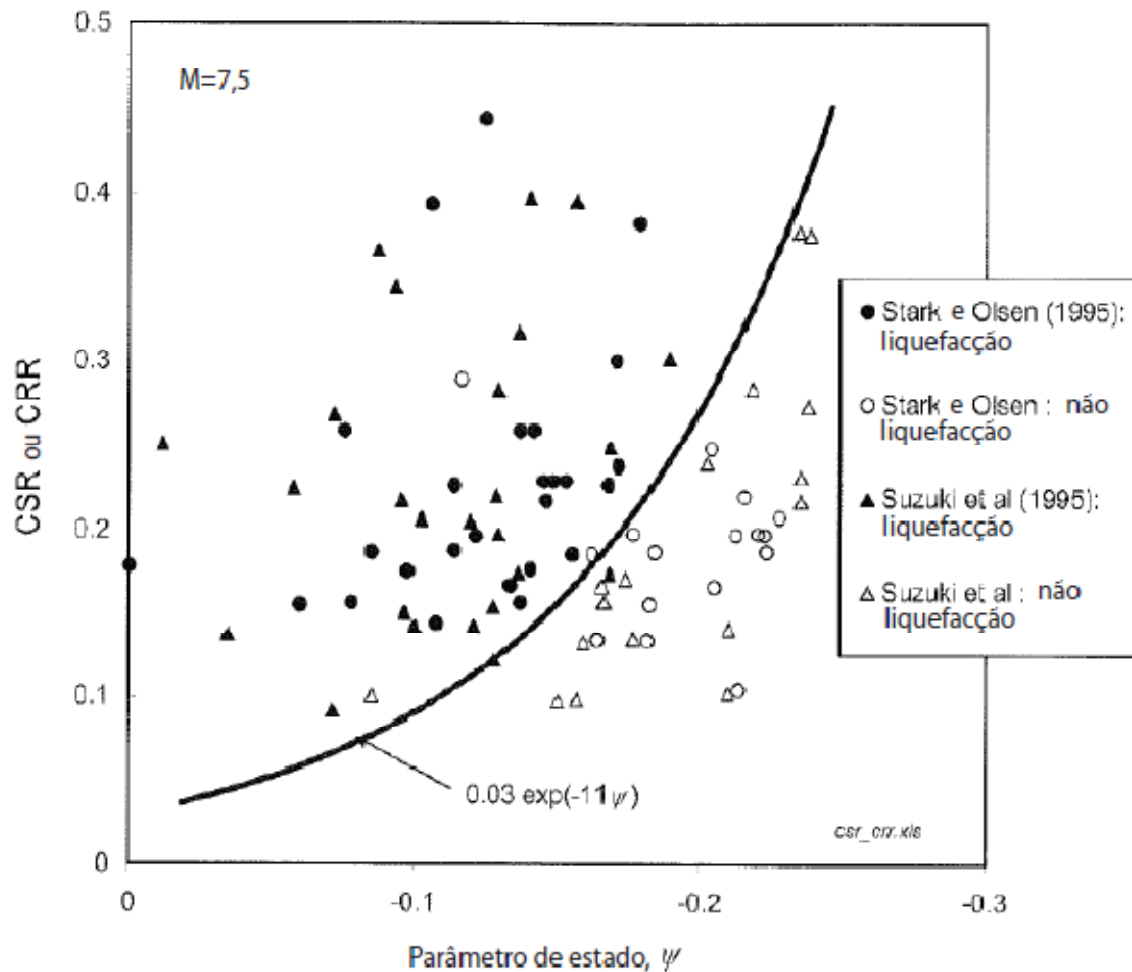


Fig.2.24 – Relação entre ψ e CSR ou CRR (Been e Jefferies, 2006).

A expressão (2.8) corresponde à fronteira, apresentada na Figura 2.24, entre a susceptibilidade da ocorrência de liquefacção e a não susceptibilidade da ocorrência do fenómeno.

$$CRR_{7,5} = 0,03^{-11\psi} \quad (2.8)$$

Em que ψ é o parâmetro de estado (ver expressão (2.5)). Os valores 0,03 e 11 são função das propriedades do solo.

2.5. ENSAIOS LABORATORIAIS PARA AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFACÇÃO

2.5.1. ENSAIO TRIAXIAL ESTÁTICO

A simulação da liquefacção estática em laboratório requer uma série de cuidados, nomeadamente ao nível da aplicação do carregamento monotónico, de forma a permitir que a geração dos excessos de pressão neutra se realize de forma lenta e controlada. Esta carga é efectuada através de deformações verticais e progressivamente crescentes, que provocam um aumento da pressão da água nos poros do solo, quando realizada em condições não drenadas.

Been e Jefferies (2006), realizaram uma série de ensaios triaxiais estáticos, sob condições não drenadas, em amostras de areia Erksak preparadas através do método “*moist tamping*”, que também foi usado na preparação das amostras realizadas neste trabalho.

Nestes ensaios foram utilizadas amostras compactadas e soltas, com o parâmetro de estado, ψ , a variar entre -0.07 e 0.07. Quando $\psi > 0$, há um rápido decréscimo da resistência com o aumento de deformação, atingindo-se, por vezes, um baixo valor da resistência de pico. Geralmente é necessária uma deformação ligeiramente inferior a 15% para se estabilizar as condições de estado crítico neste tipo de solo, sendo que por vezes esse valor é bastante inferior, cerca de 4% ou 5% como é possível verificar pelas trajectórias apresentadas na Figura 2.25. Para valores de $\psi < 0$, a dilatação do material é evidente para grandes deformações, dando origem a excessos de pressão neutra negativos. Os resultados dos ensaios G602 e G641, com valores do parâmetro de estado iguais a -0.02 e -0.07, respectivamente, demonstram a ocorrência desse fenómeno. No ensaio G602, cuja amostra é ligeiramente densa, verifica-se que ocorreu dilatação e que o máximo de resistência foi atingido para pequenas deformações. Já no ensaio G641, mais denso, é com aproximadamente 18% de deformação que se constata que a dilatação cessou, atingindo-se assim o estado crítico. Esta simulação pode ser realista uma vez que o valor do excesso de pressão neutra é 700kPa e o valor da contrapressão é 1300kPa. Aumentando a densidade das amostras é muito difícil conseguir obter contrapressões suficientes para atingir o estado crítico e mesmo no caso do ensaio G641 são poucos os casos práticos em que atingem valores tão elevados de pressões neutras negativas (Jefferies & Been, 2006).

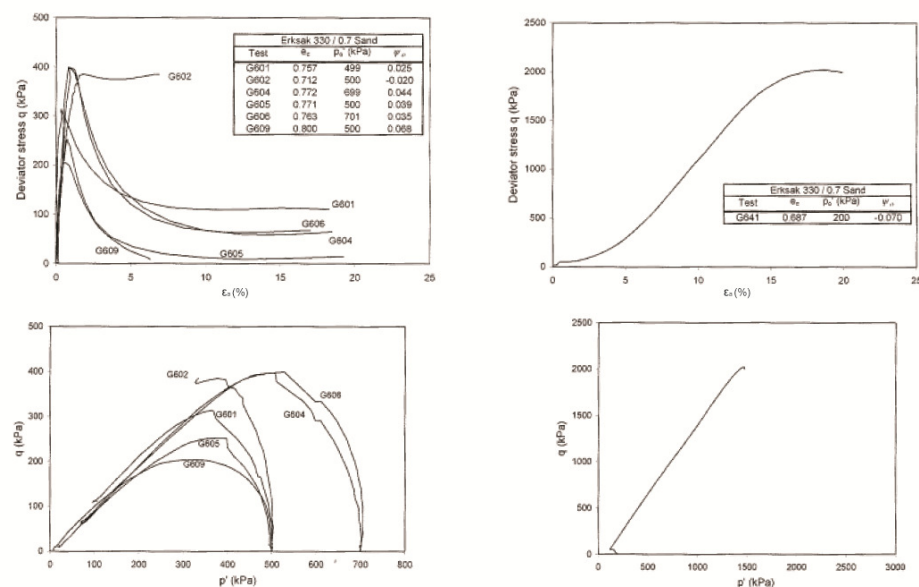


Fig.2.25 – Ensaio triaxiais estáticos com areia de Erkaak (Jefferies & Been, 2006).

2.5.2. ENSAIO TRIAXIAL CÍCLICO

Um dos fenómenos mais evidentes durante a ocorrência de um sismo é a vibração do terreno. Como já foi referido em (2.3.2.) estas vibrações podem dar origem a excessos de pressão neutra positiva, responsáveis pela anulação das tensões efectivas e, consequentemente, por grandes deformações à superfície. Os níveis de excesso de pressão neutra positiva necessários para a ocorrência da liquefacção são função da frequência, da magnitude e da duração do sismo.

É obvio que um sismo não é uma acção regular, muito pelo contrário, apresenta características transitórias e irregulares que tornam necessário recorrer a algumas aproximações quando se pretende simular este tipo de fenómeno laboratorialmente.

A regulamentação europeia, Eurocode 8 (2002), permite a utilização de uma amplitude determinada pela razão de tensões cíclicas, Cyclic Stress Ratio – CSR, proposta por Seed e Idriss (1971) em que se admite que o corte cíclico é efectuado com amplitude constante.

Seed e Idriss (1971) propuseram um método simplificado, baseado na aceleração máxima na superfície do terreno, que permite definir o $CSR_{in situ}$ (expressão (2.9)).

$$CSR_{in situ} = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0,65 \times \alpha \times r_d \times \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.9)$$

Em que:

- τ_{av} – é a tensão média de corte ;
- σ'_{v0} – é a tensão efectiva vertical;
- α – é a razão entre a aceleração máxima do terreno, $a_{m\acute{a}x}$, e a aceleração da gravidade, g , indicadas na expressão (2.6);

$$\alpha = \frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \quad (2.10)$$

- r_d – é um factor que tem em conta a flexibilidade do solo em profundidade e cujas relações são apresentadas nas expressões (2.11), (2.12), (2.13) e (2.14).

$$r_d = 1,0 - 0,00765 \times z, \text{ se } z < 9,15 \text{ m} \quad (2.11)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0276 \times z, \text{ se } 9,15 \leq z < 23 \text{ m} \quad (2.12)$$

$$r_d = 0,744 - 0,008 \times z, \text{ se } 23 \leq z < 30 \text{ m} \quad (2.13)$$

$$r_d = 0,5, \text{ se } z > 30 \text{ m} \quad (2.14)$$

As curvas de carga cíclica são geralmente normalizadas através da pressão efectiva inicial, de forma a determinar a razão das tensões cíclicas (CSR). O valor de CSR varia consoante o tipo de ensaio. Para o ensaio de corte cíclico simples, o seu valor é determinado pela razão entre a tensão de corte cíclica, τ_{av} , e a tensão efectiva vertical de repouso, σ'_{v0} . Por outro lado, para o ensaio triaxial cíclico, o CSR é determinado pela razão entre a metade da tensão de desvio cíclica ($\sigma'_d/2$) que é mantida constante

durante a acção vertical (geralmente sinusoidal), e a tensão efectiva média de confinamento, σ'_m . Tanto as cargas como as respectivas razões de tensões cíclicas diferem em ambos os ensaios, pelo que é necessário utilizar a relação da expressão (2.15) para os testes de liquefacção (Kramer, 1996).

$$CSR_{ss} = c_r \times CSR_{tx} \quad (2.15)$$

Em que:

- CSR_{ss} – é a resistência à liquefacção no ensaio de corte cíclico simples;
- CSR_{tx} – é a resistência à liquefacção no ensaio de corte triaxial cíclico;
- c_r – é um factor correctivo que depende do coeficiente de impulso em repouso.

Na Tabela 2.1 são apresentadas as expressões propostas por diferentes autores, que permitem definir o factor correctivo c_r .

Tabela 2.1. – Valores do factor correctivo, c_r .

Referência	Equação	c_r para:	
		$K_0=0,5$	$K_0=1,0$
Finn et al. (1971)	$c_r=(1+K_0)/2$	0,75	1,00
Seed e Peacock (1971)	$c_r=(1+2K_0)/3$	0,67	1,00
Castro (1975)	$c_r=2(1+2K_0)/3\sqrt{3}$	0,77	1,15

Comparativamente com os ensaios laboratoriais de corte cíclico simples e triaxial cíclico, os sismos provocam tensões de corte em diferentes direcções simultaneamente. Pyke et al. (1975), concluiu que estas vibrações multidireccionais provocam um aumento das pressões neutras mais rápido comparativamente com vibrações unidireccionais. Consequentemente, Seed et al. (1975) sugeriu que o CSR necessário para produzir liquefacção em campo seria aproximadamente 10% inferior ao necessário nos ensaios de corte cíclicos unidireccionais (Kramer, 1996). Desta forma a resistência à liquefacção de um solo, no campo, pode ser determinada através da expressão (2.16).

$$CSR_{in situ} = 0,9 \times CSR_{ss} = 0,9 \times c_r \times CSR_{tx} \quad (2.16)$$

A expressão (2.16), referida em cima, apenas permite determinar a resistência à liquefacção em condições *in situ*. No presente caso de estudo é utilizada a expressão (2.17) que permite determinar o valor de CSR relativo a ensaios triaxiais ciclicos.

$$CSR_{tx} = \frac{\tau_d}{\sigma'} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_m} \quad (2.17)$$

Em que:

- CSR_{tx} – é a razão de tensões cíclicas para ensaios triaxiais;
- τ_d – é a tensão de corte num ciclo;

- σ'_m – é a tensão efectiva média de confinamento;
- σ_d – é a tensão de desvio cíclica, que corresponde à gama de tensão vertical cíclica em ensaios correntes (apenas com acção axial ou vertical).

Resumidamente podemos concluir que a amplitude a utilizar nos ensaios triaxiais cíclicos depende das condições de consolidação e da aceleração do terreno. No presente trabalho, o parâmetro α foi ponderado a partir do espectro do sismo de Boumerdès (Figura 2.26). Como os espectros sísmicos são muito variáveis, no curto espaço de tempo em que ocorre o sismo, foi necessário adoptar um valor médio que permite determinar a força a utilizar no ensaio.

A amplitude de carga pode então ser calculada através da expressão (2.18) quando conhecida a área, A , do provete a ensaiar e a tensão de desvio cíclica, σ_d .

$$\Delta F = \sigma_d \times A \quad (2.18)$$

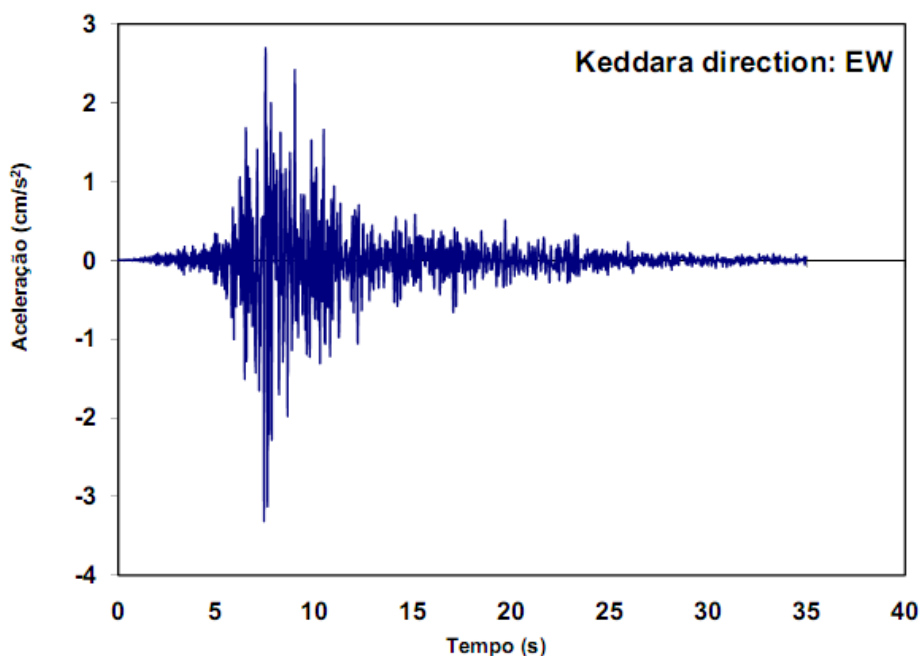


Fig.2.26 – Espectro sísmico registado em Keddara.

3

CASO DE ESTUDO: SISMO DE BOUMERDÈS, ARGÉLIA

3.1. DESCRIÇÃO DO CASO

O presente caso de estudo diz respeito ao sismo ocorrido em 21 de Maio de 2003 na província de Boumerdès, localizada no norte da Argélia. O epicentro do mesmo teve origem na cidade de Thénia, que dista aproximadamente 60 km da capital Argel, tendo sido um dos mais violentos dos últimos anos, atingindo uma magnitude de 6.7 na escala de Richter.

Esta é uma zona que já conta com algum historial neste tipo de fenómenos, devido à sua localização geográfica próxima da fronteira entre as placas tectónicas Africana e Euro-asiática (Figura 3.1).

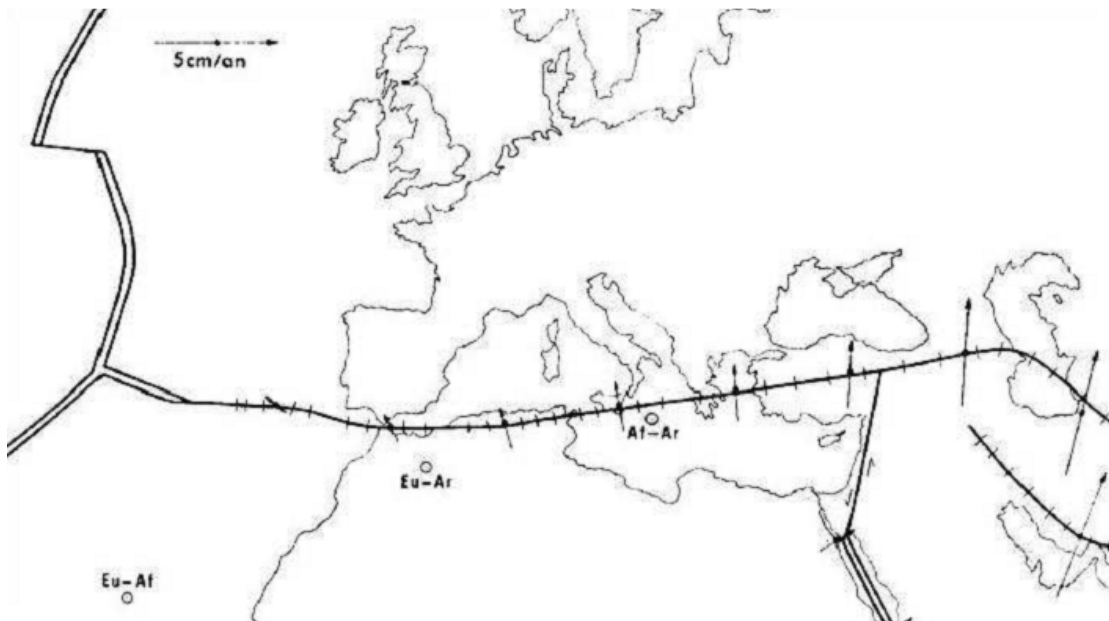


Fig.3.1 – Fronteira entre as placas tectónicas Africana e Euro-asiática (Fonseca, 2009)

O abalo provocou a morte a 2266 pessoas e mais de 10200 ficaram feridas. Os danos estruturais foram bastante graves. Aproximadamente 1250 edifícios colapsaram ou ficaram gravemente degradados. Para além dos danos provocados directamente pelo sismo, este deu origem a um tsunami que agravou consideravelmente os estragos, nomeadamente ao nível das embarcações e estruturas portuárias.

Na Figura 3.2 é possível observar alguns dos danos estruturais que ocorreram devido ao sismo.



Fig.3.2 – Danos estruturais causados pelo sismo (EERI, 2003)

Constataram-se vários fenómenos de liquefacção, essencialmente em locais que apresentavam níveis freáticos elevados, como é o caso da zona costeira e áreas fluviais. Através da Figura 3.3 é possível confirmar isso mesmo.



Fig.3.3 – Regiões onde se verificou o fenómeno de liquefacção durante o sismo de 21 de Maio de 2003, Argélia (Bouhadad et al, 2004).

Junto ao rio Isser registaram-se também várias ocorrências de liquefação, manifestadas essencialmente sob a forma de erupções de areia (*sand boils*), deslizamentos de terras e aberturas de fendas em ambas as margens, tendo provocado o depósito e consequente arrasto de materiais ao longo do curso de água.



Fig.3.4 – a) Fendas observadas na margem do rio Isser devido ao sismo; b) Pormenor das fendas (EERI,2003).



Fig.3.5 – a) Erupções de areia, *sand boils*, registadas após o abalo; b) Pormenor das *sand boils* (EERI,2003).

A Figura 3.6 dá-nos uma ideia da quantidade de material que foi arrastada pelo rio Isser até ao Mar Mediterrâneo.

No cais de Argel também foram registadas algumas manifestações do fenómeno em estudo. Na Figura 3.7 é possível verificar os assentamentos diferenciais e as cavidades na superfície, que em alguns casos chegaram aproximadamente aos 2 metros.

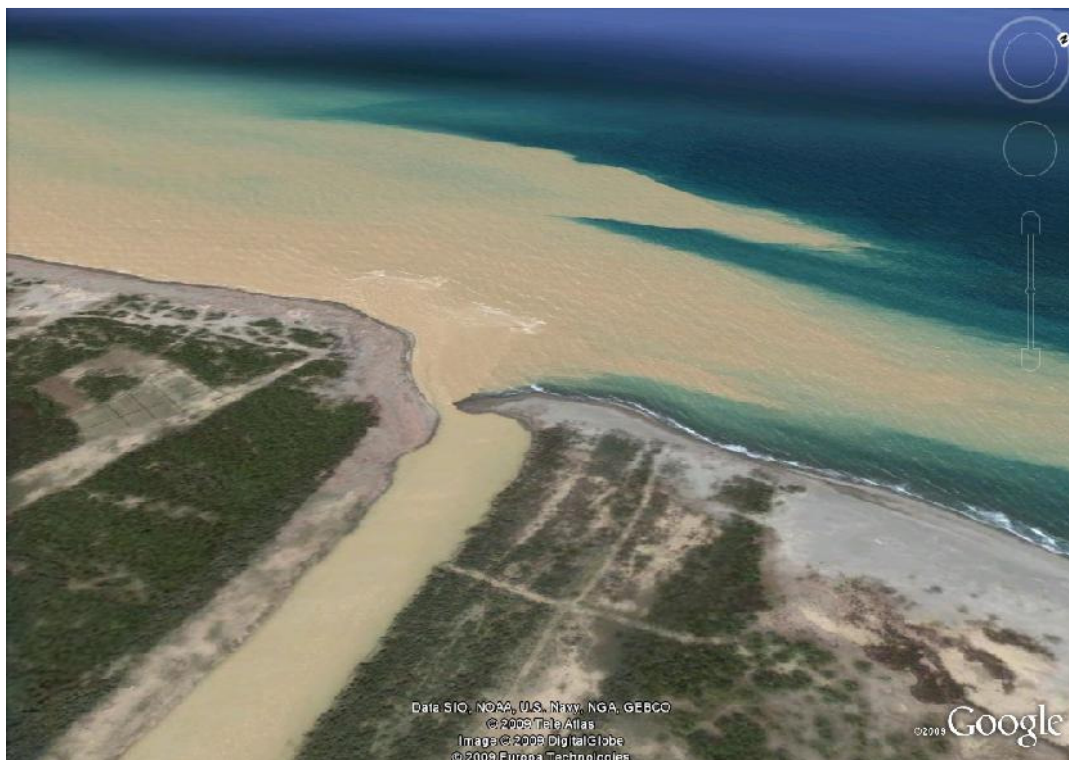


Fig.3.6 – Ilustração do caudal sólido de areia do rio Isser, 22/05/2003 (Google).



Fig.3.7 – a) e b) Assentamentos diferenciais no cais de Alger; c) e d) Cavidades devidas à liquefacção (EERI, 2003)

3.2. MATERIAL

O material utilizado na realização dos ensaios laboratoriais é uma areia proveniente da costa oeste argelina, mais concretamente, da praia “Les Dunes” situada entre Staoueli e Ain Beninan. Estudos geológicos concluíram que esta areia é bastante semelhante com a existente em Boumerdès, motivo pelo qual foi adoptada para este e para os estudos precedentes.



Fig.3.8 – Praia “Les Dunes” de onde foi recolhida a areia utilizada neste trabalho (Foto: Viana da Fonseca).

A areia *Les Dunes* (LD), apresenta uma granulometria uniforme com grãos bastante regulares e pouco angulosos. Na Figura 3.9 são apresentadas duas curvas granulométricas correspondentes à mesma areia, tendo uma (curva mais clara) sido realizada pelo doutorando Ghili Tahar no *Laboratoire GIENA*, na Faculdade de Engenharia Civil de Argel, e a outra realizada no LabGEO da FEUP (curva mais escura).

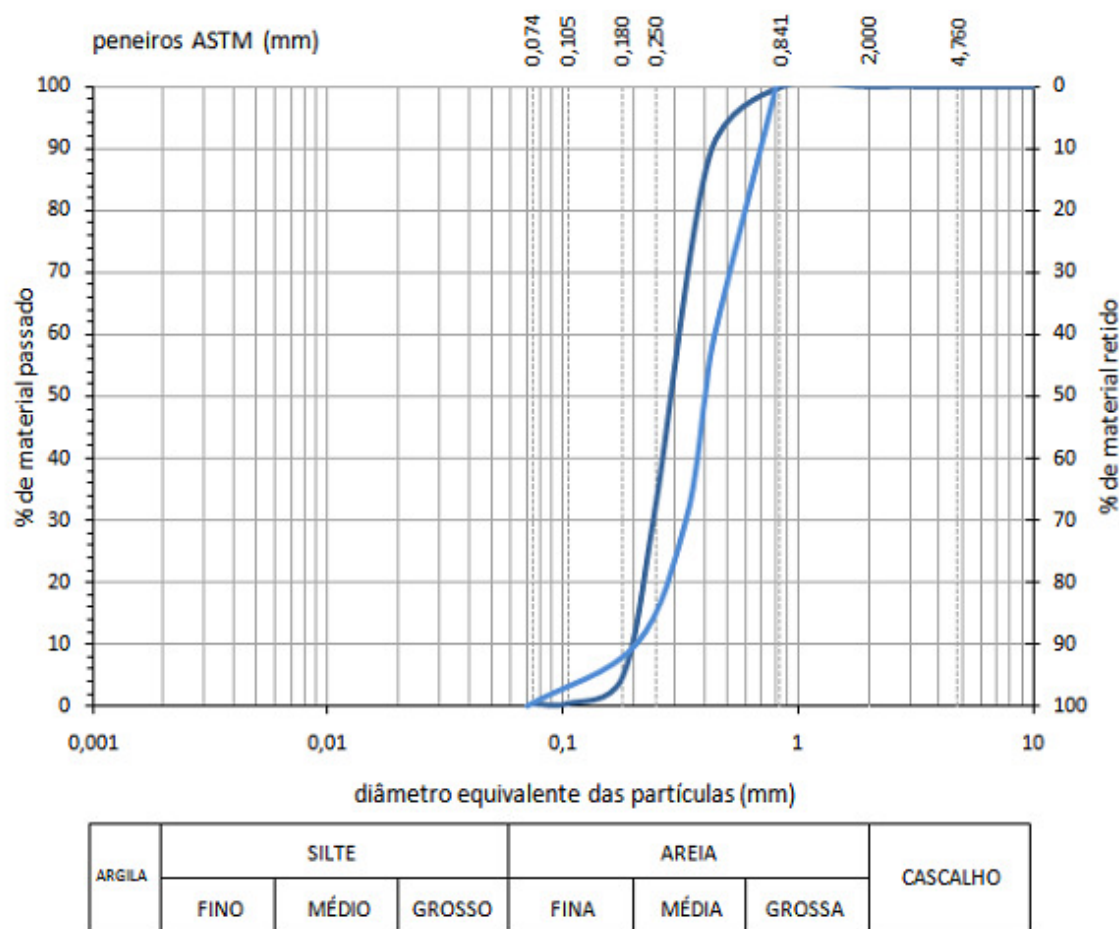


Fig.3.9 – Curvas granulométricas do material em estudo.

Como seria de esperar as curvas são bastante semelhantes, pois o material é proveniente do mesmo local. A partir das curvas é possível definir algumas grandezas que nos fornecem informações bastante úteis na caracterização da areia em estudo.

É assim possível definir o “diâmetro efectivo” das partículas, D_{10} , que corresponde a 10% de retidos, bem como os valores correspondentes a 30% e 60% (D_{30} e D_{60}) que permitem determinar o coeficiente de uniformidade C_U . O coeficiente de uniformidade, C_U , dá-nos uma ideia da variedade de dimensões das partículas que existem num dado solo, ou seja, se um solo é bem ou mal graduado. Este coeficiente é determinado através da expressão (3.1) e quanto maior for o seu valor mais bem graduado é o solo, isto é, maior a variedade de dimensões das partículas. Para valores superiores a 4 admite-se que o solo é bem graduado enquanto para valores próximos da unidade se considera que o solo é uniforme.

$$C_U = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.1)$$

Outro parâmetro que se retira das curvas granulométricas é o coeficiente de curvatura, C_C , que está relacionado com a forma das curvas entre D_{10} e D_{60} . Se o coeficiente de curvatura variar entre 1 e 3, o

solo é bem graduado, correspondendo o valor 3 ao solo mais bem graduado do que 1 (Matos Fernandes, 2006).

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}} \quad (3.2)$$

A partir da curva granulométrica realizada pelo doutorando Ghili Tahar, obtiveram-se as seguintes grandezas: $D_{10} = 0,204$ mm, $D_{30} = 0,331$ mm, $D_{60} = 0,439$ mm e $D_{100} = 0,800$ mm. Os coeficientes de uniformidade e de forma são respectivamente, $C_U = 2,15$ e $C_c = 1,22$, de onde se conclui que o solo em estudo é mal graduado sendo composto por partículas regulares, mais ou menos homogêneas.

Os valores da análise granulométrica realizada no Laboratório de Geotecnia da FEUP correspondem a, $C_U = 1,55$ e $C_c = 1,01$.

O peso específico das partículas sólidas admitido neste trabalho foi de $26,39 \text{ kN/m}^3$, pois foi o valor utilizado nos trabalhos precedentes

As densidades e compacidades máximas e mínimas propostas por Ghili (2003), são apresentadas na Tabela 3.1. No entanto, Fonseca (2009) provou que os mesmos estavam errados uma vez que conseguiu obter índices de vazios superiores aos admitidos como máximos, $e_{\text{máx}}$. A correcta definição destes parâmetros é um dos propósitos do presente trabalho.

Tabela 3.1 – Densidades e índices de vazios da areia Les Dunes (Ghili, 2003)

$\gamma_{d \text{ min}} =$	13,96 kN/m ³	$e_{\text{máx}} =$	0,890
$\gamma_{d \text{ máx}} =$	17,24 kN/m ³	$e_{\text{min}} =$	0,531

3.3. ESTUDOS ANTERIORES

Foram já realizados bastantes ensaios na areia em estudo, genericamente designada por *Les Dunes*. Em seguida são apresentados alguns resultados de ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, que precederam este trabalho.

O doutorando Ghili Tahar, co-orientado pelo Professor Viana da Fonseca, elaborou os primeiros ensaios triaxiais cíclicos no Laboratório de Geotecnia da FEUP. Como foram os primeiros ensaios, os resultados obtidos não foram os mais satisfatórios, pois em laboratório a experiência acumulada tem grande relevância. No entanto, foram muito importantes na optimização dos procedimentos de preparação das amostras e na determinação das condições de corte cíclico.

Nas Tabelas 3.2, 3.3 e 3.4 são apresentados os resumos das fases de preparação das amostras, saturação e consolidação e corte não drenado.

Tabela 3.2 – Resumo da fase de preparação das amostras.

Teste Nº	Preparação					
	Técnica de Preparação	H (mm)	D (mm)	A (cm ²)	V ₀ (cm ³)	e ₀
2	<i>dry pluviation*</i>	133,0	70,9	39,48	525,08	0,7743
3	<i>moist tamping**</i>	138,0	71,1	39,69	547,72	0,8251
4	<i>moist tamping</i>	138,4	71,7	40,41	559,27	0,859
5	<i>moist tamping</i>	139,4	71,3	39,93	556,62	0,8025

6	<i>moist tamping</i>	141,0	71,1	39,69	559,63	0,8562
7	<i>moist tamping</i>	139,0	71,0	39,59	550,30	0,8519
7bis	<i>moist tamping</i>	139,0	71,0	39,59	550,30	0,8519
8	<i>moist tamping</i>	141,0	71,1	39,69	559,63	0,8564
9	<i>moist tamping</i>	138,9	71,4	40,04	556,16	0,8448

*: a técnica de *dry pluviation* ou chuva de areia foi testada, tendo-se concluído que induzia compacidade excessivas;

**: a técnica de *moist tamping* ou compactação ligeira em condições ligeiramente húmidas foi a que apresentou resultados mais satisfatórios tendo sido adoptada também no presente trabalho.

Tabela 3.3 – Resumo das fases de saturação e consolidação.

Saturação e Consolidação						
Teste N ^o	B	σ'_h (kPa)	F_0 (N)	σ'_v (kPa)	K_0	ΔV iso (cm ³)
2	0,40	100	192	149	0,67	ND
3	0,98	ND	ND	ND	ND	ND
4	0,98	200	808	400	0,5	2,32
5	0,92	25	99,82	50	0,5	0,38
6	0,92	25	100	50	0,5	0,6
7	1,00	50	198	100	0,5	1,44
7bis	1,00	50	400	151	0,33	1,44
8	0,97	75	300	151	0,5	45,63?
9	0,93	75	300	150	0,5	0,03

Tabela 3.4 – Resumo da fase de corte.

Corte Não Drenado				
Teste N ^o	α	f(Hz)	ΔF (N)	Liquefacção
2	0,35	1	300	Não
3	ND	ND	ND	Não
4	0,35	1	600	Não
5	0,35	1	144	Não
6	0,35	1	140	Não
7	0,35	1	300	Não
7bis	0,25	3	140	Sim
8	0,25	1,5	155	Não
9	0,25	2	231	Não

Como é possível verificar apenas ocorreu uma liquefacção, o que levou à revisão de alguns parâmetros, nomeadamente a aceleração máxima do terreno e a amplitude de carga cíclica que serão devidamente explicadas nos capítulos posteriores.

Após este primeiro trabalho mais dois estudos foram executados com o mesmo material. O mestrando André Pinheiro baseou o seu estudo essencialmente em ensaios estáticos, concluindo que tal fenómeno

é verificado nesta areia, para índices de vazios elevados e baixas tensões de confinamento. Implementou também algumas alterações face ao estudo já apresentado, passando a utilizar um índice de vazios mais elevado e aumentando de 2% para 5% o valor do teor em água nos últimos ensaios que realizou. Todos os ensaios, com excepção do LD15, foram realizados em condições isotrópicas.

De seguida apresentam-se uma tabela resumo dos ensaios realizados por Pinheiro (2009) bem como algumas das trajectórias de tensões obtidas.

Tabela 3.5 – Resumo dos ensaios triaxiais estáticos (Pinheiro, 2009).

Ensaio	w (%)	V (cm ³)	e ₀	Cons. (kPa)	ΔV total (cm ³)	e _f	Liquefacção
LD1	2	522,7	0,892	50	-	-	Não
LD2	2	526,4	0,806	50	5,52	0,787	Limitada
LD3	2	-	-	50	-	-	Não
LD4	2	523,1	0,866	400	12,46	0,822	Limitada
LD5	2	-	-	-	-	-	Não
LD6	2	535,3	0,903	100	12,88	0,858	Sim
LD7	5	523,4	0,871	50	8,86	0,839	Limitada
LD8	5	570,6	0,871	200	10,59	0,836	Sim
LD9	5	-	0,928	-	-	-	Não
LD10	5	-	0,921	-	-	-	Não
LD11	5	523,0	0,900	50	11,96	0,857	Sim
LD12	5	563,9	0,924	200	16,22	0,868	Sim
LD13	5	-	-	-	-	-	Não
LD14	5	565,0	0,926	400	18,83	0,862	Sim
LD15 (K ₀)	5	572,2	0,942	100	17,04	0,885	Sim

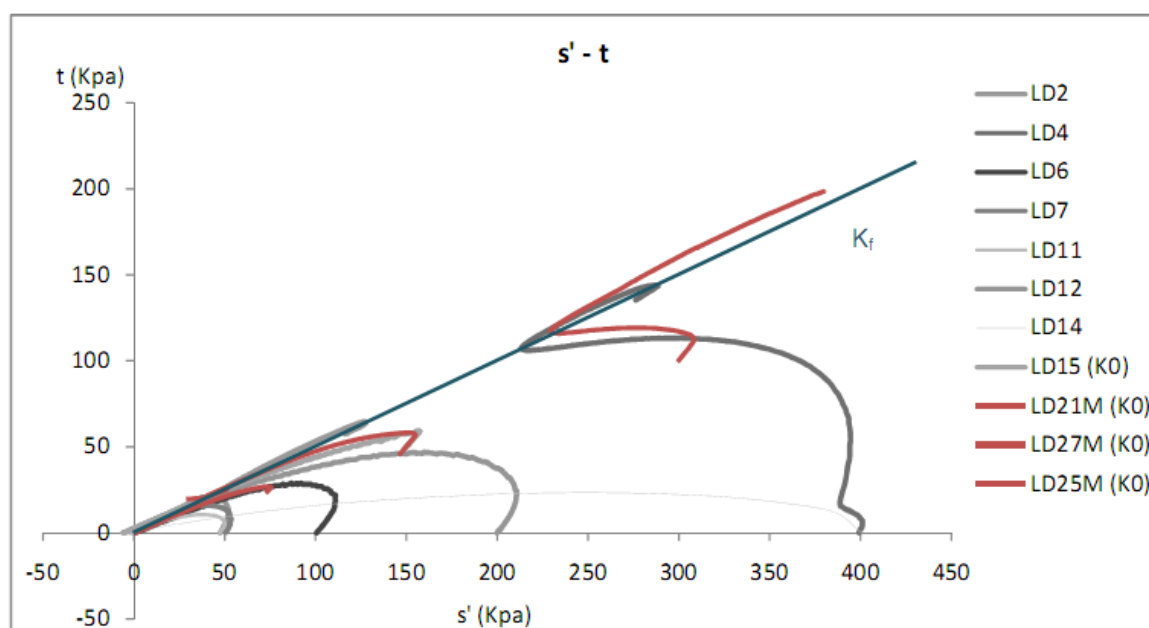


Fig.3.10 – Trajectórias de tensões, $s'-t$, obtidas nos ensaios de Pinheiro (2009) e Fonseca (2009) e aproximação de recta aos pontos de rotura (adaptado de Pinheiro, 2009).

Pinheiro (2009) realizou também dois ensaios triaxiais cíclicos, de forma a comprovar a manifestação do fenómeno em estudo para tensões de consolidação mais elevadas, mas foi Fonseca (2009) quem aprofundou este estudo.

Na Tabela 3.6 são apresentadas as condições dos ensaios triaxiais cíclicos realizados por Fonseca (2009) e nas Figura 3.11 e 3.12 é possível verificar as trajectórias de tensões, q - p' , e a relação entre os excessos de pressão e a deformação axial.

Tabela 3.6 – Condições dos ensaios triaxiais cíclicos (Fonseca, 2009).

Ensaio	Antes da Moldagem			Após Moldagem			w_{real} (%)	W (g)	V (cm ³)	γ (kN/m ³)	e_0
	H (mm)	D (mm)	W_{req} (g)	H (mm)	D (mm)						
LDC22	141,6	70,2	813,4	141,6	69,4	-	-	813,5	534,7	14,9	-
LDC23	141,6	70,2	813,4	141,6	70,2	-	-	812,1	547,1	14,6	-
LDC24	141,6	70,3	817,2	141,6	70,4	4,71	817,0	551,3	14,5	0,9008	
LDC26	141,6	70,4	819,1	141,5	70,2	4,95	819,0	548,3	14,7	0,8900	
LDC28	141,4	70,4	817,3	140,8	70,1	4,96	817,5	543,0	14,8	0,8755	
LDC29	141,5	70,6	822,3	141,4	70,3	-	818,1	548,7	14,6	-	
LDC30	141,5	70,5	820,0	141,5	70,4	5,00	819,4	550,1	14,6	0,8963	
LDC31	141,6	70,4	819,2	141,4	70,3	5,01	815,8	549,4	14,6	0,9021	
LDC32	141,5	70,1	811,0	141,5	69,9	5,00	806,7	542,6	14,6	0,8998	
LDC33	141,6	70,3	816,9	141,6	70,2	4,94	817,0	547,5	14,6	0,8919	
LDC35	141,7	70,3	808,6	141,8	69,0	5,15	795,7	530,6	14,7	0,8863	
LDC37	141,6	70,1	819,2	141,5	68,8	4,87	803,3	525,7	15,0	0,8600	
LDC38	141,8	69,9	814,4	140,3	69,2	4,84	791,5	527,7	14,7	0,8944	

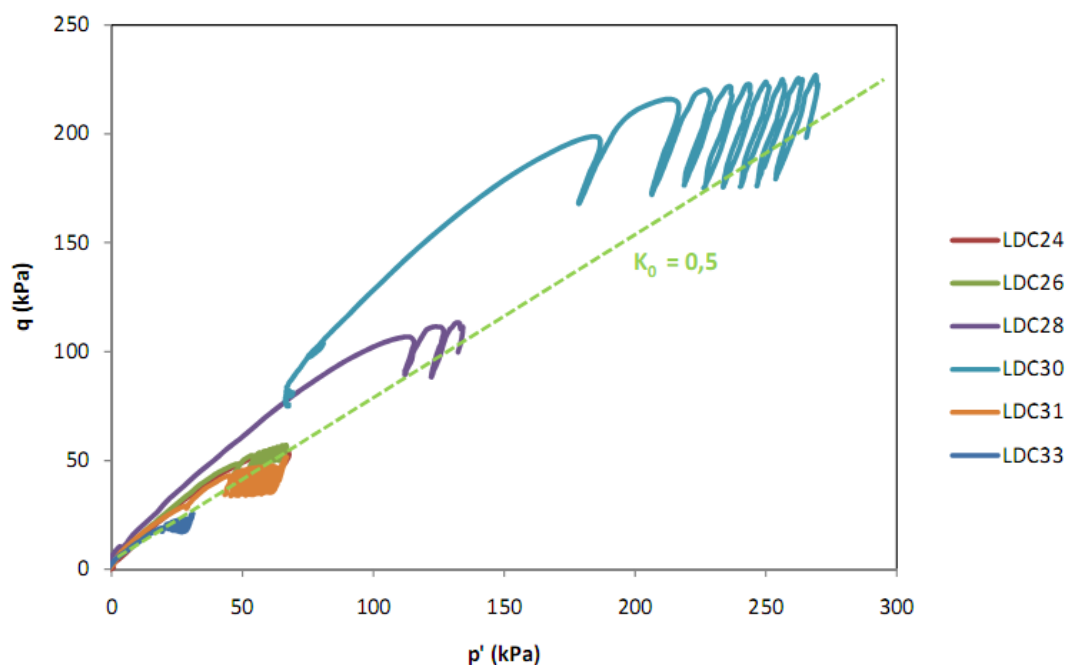


Fig.3.11 – Trajectórias de tensões, p' - q , obtidas nos ensaios triaxiais cíclicos (adaptado de Fonseca, 2009).

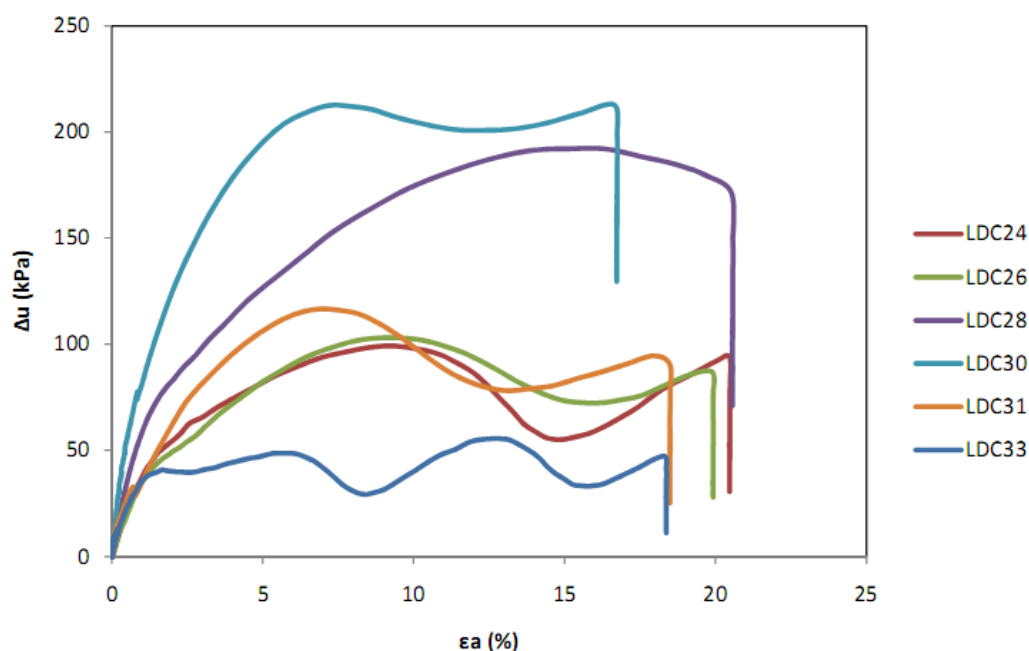


Fig.3.12 – Relação entre os excessos de pressão e a deformação axial (adaptado de Fonseca, 2009).

Todos os provetes ensaiados por Fonseca (2009) foram preparados recorrendo à técnica “*moist tamping*”, que será descrita no próximo capítulo, com um teor de água de aproximadamente 5%. Como é possível constatar pela Figura 3.11 todos os ensaios foram consolidados anisotropicamente com um $K_0=0,5$.

Foi admitido um valor de 0,11 para a aceleração máxima do terreno, o que permitiu definir as tensões de corte cíclicas, as tensões de desvio cíclicas e consequentemente a amplitude de carga a utilizar. Estes valores são apresentados na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Determinação da amplitude relacionada com o CRS (Fonseca, 2009).

K_0	σ'_h (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	z (m)	σ_{v0} (kPa)	r_d	α	CRS _{in situ}	τ_{av} (kPa)	σ'_h (kPa)	ΔF (N)
0,5	25	50	8,6	124	0,9344	0,11	0,166	8	17	48
	50	100	19,2	279	0,6606		0,1317	13	26	76
	100	200	40,6	588	0,5000		0,1051	21	42	121
	200	400	83,2	1206	0,5000		0,1078	43	86	249

Fonseca (2009) obteve também excelentes resultados na avaliação da susceptibilidade à liquefação recorrendo ao registo das velocidades das ondas de corte e admitindo como fronteira o ábaco definido por Andrus e Stokoe (2000).

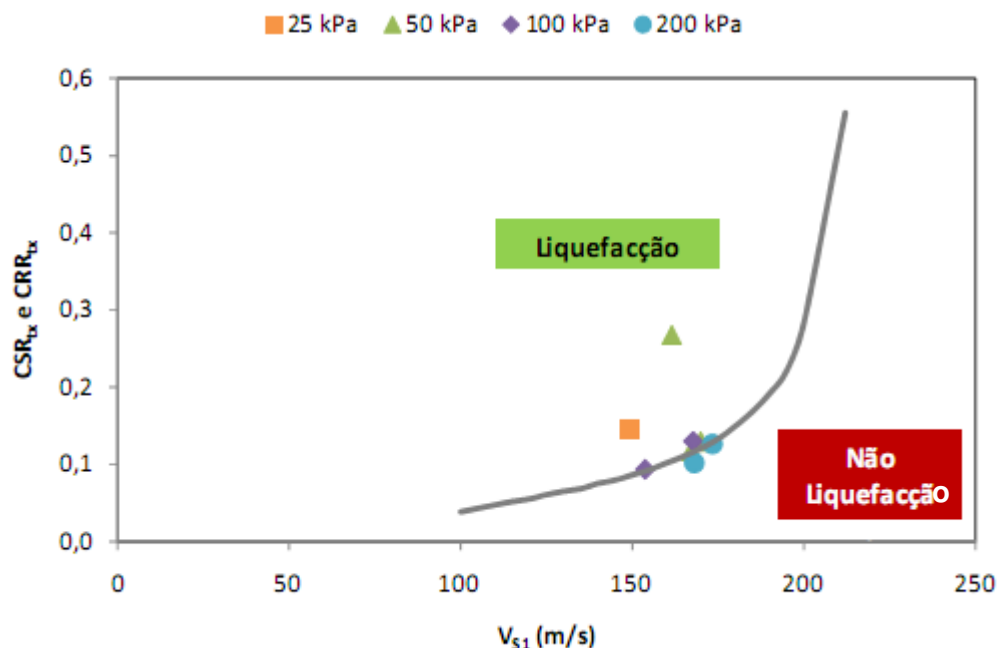


Fig.3.13 – Avaliação da susceptibilidade à liquefação nos ensaios cíclicos (adaptado de Fonseca, 2009).

As velocidades das ondas apresentadas são referentes à fase final da consolidação anisotrópica, ou seja, imediatamente antes do início do corte pois foi nessas condições que o ábaco foi elaborado (Fonseca, 2009). Apesar de todos os ensaios se encontrarem próximos da fronteira entre as duas condições, o número de ciclos necessário para a ocorrência de liquefação não foi tão constante, como se verifica na Figura 3.14.

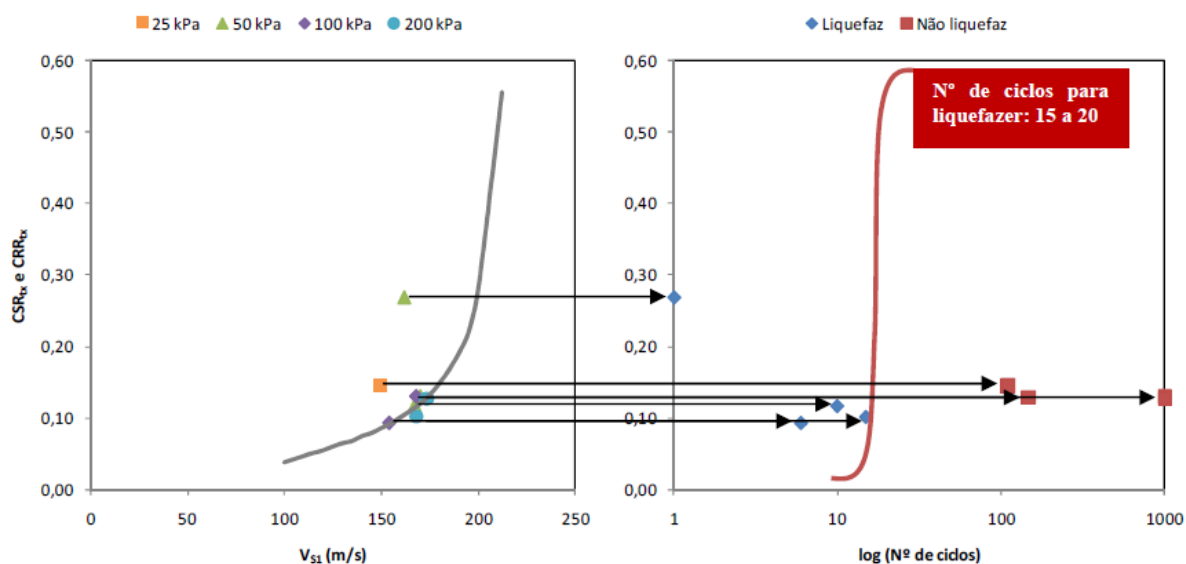


Fig.3.14 – Relação de CSR_{TX} com V_{s1} e o número de ciclos (adaptado de Fonseca, 2009).

Constata-se que, os ensaios consolidados com tensões mais elevadas são os que necessitam de um maior número de ciclos para liquefazer, com excepção do ensaio consolidado com 25 kPa. Os restantes ensaios liquefizeram para um número de ciclos próximo do limite definido, entre 15 e 20 ciclos.

Como principais conclusões retiradas dos trabalhos já realizados destacam-se a verificação da granulometria do material, que cumpre, à partida, um dos critérios físicos da avaliação da susceptibilidade à liquefacção; a proposta de uma linha dos estados críticos, que permite identificar as zonas de risco e de isenção de risco, quando se relaciona a compacidade do material com o seu estado de tensão efectivo; a avaliação da susceptibilidade à liquefacção do solo para diferentes solicitações sísmicas, com a determinação do número de ciclos necessário para a verificação do fenómeno e posterior comparação com os valores limite definidos.

Posteriormente serão apresentados, de forma mais detalhada, alguns resultados obtidos por Fonseca (2009) que serviram como referências e termos de comparação na análise dos resultados obtidos no decorrer deste trabalho.

4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. EQUIPAMENTO

Todos os equipamentos aqui referidos, excepto os utilizados nos ensaios de determinação da curva de compactação da areia, e utilizados na realização deste trabalho, são parte integrante do Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LabGeo-FEUP) – www.fe.up.pt/labgeo/.

4.1.1. CÂMARA TRIAXIAL

Como o próprio nome indica, a câmara triaxial não é nada mais, nada menos, que a câmara onde se realizam os ensaios triaxiais em condições axissimétricas, tanto os estáticos como cíclicos. É constituída por uma base e um topo, entre os quais se encontra corpo da célula, sendo estes três elementos unidos através de tirantes.

A amostra cilíndrica é colocada num pedestal, cujo eixo é coincidente com o da câmara, e é protegida por uma membrana de borracha, impermeável, fixa através de o-rings, garantindo-se a estanquidade entre o interior e o exterior da amostra.

A base da câmara permite a conexão entre o exterior e o interior da mesma, através de uma série de canais, que permitem efectuar o controlo das pressões e a drenagem da câmara. A válvula *c* representada na Figura 4.1 é responsável pelo controlo das pressões exteriores à amostra (CP – *cell pressure*) aplicadas na água que preenche a câmara. As contrapressões (BP – *back pressure*) são introduzidas na amostra através das restantes ligações representadas na Figura 4.1, não tendo necessariamente que obedecer à ordem apresentada. Estas pressões são conseguidas através de compressores ou equipamentos de acção pneumática ou hidráulica, como é o caso dos GDS, que serão referidos posteriormente.

A placa de topo da câmara possui um êmbolo que fica perfeitamente centrado com o provete e permite assim o carregamento vertical da amostra. Uma célula de carga no interior da câmara e fixa ao pistão possibilita a medição e o controlo da carga aplicada, que nos termos dos ensaios clássicos corresponde à tensão de desvio ($\sigma_v - \sigma_h$).

As dimensões das câmaras podem variar, bem como os limites máximos de pressões a que podem estar sujeitas.

No presente trabalho foram utilizadas câmaras que permitem ensaiar provetes até 100 mm de diâmetro com uma capacidade de pressão de 1700 kPa.

No que se segue descrevem-se os equipamentos menos comuns em laboratórios correntes de mecânica dos solos e que se conclui serem particularmente úteis para o objectivo deste trabalho experimental.

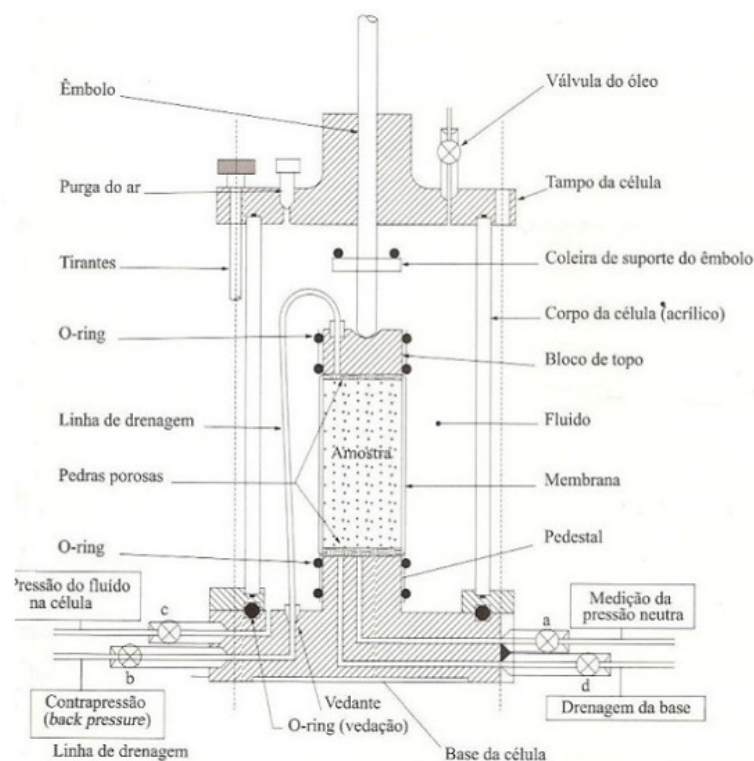


Fig.4.1 – Pormenor da câmara triaxial (adaptado de Matos Fernandes, 2006).

4.1.2. GDS

Os GDS são controladores de pressão e volume de água ou óleo. O seu funcionamento é baseado na movimentação de um pistão, por um veio “sem fim” comandado por um motor passo-a-passo, interior, introduzindo pressões directamente no fluido. Estes equipamentos conseguem operar com pressões de ± 1 kPa e atingem múltiplas capacidades em pressão e volume (o utilizado neste estudo era de 2 MPa e 200 cm³, respectivamente). A existência de uma placa de interface permite que sejam controlados através de um computador que faz a aquisição, em tempo real, das variações de pressão e de volume.

Quando se pretendem obter tensões de consolidação superiores a 700 kPa, é necessário utilizar este tipo de equipamento, uma vez que é o valor máximo que os compressores disponíveis conseguem atingir.

Nas Figuras 4.2 e 4.3 é possível observar o controlador GDS, bem como o seu diagrama de controlo.



Fig.4.2 – Controlador de pressão GDS (GDS Instruments, 2001).

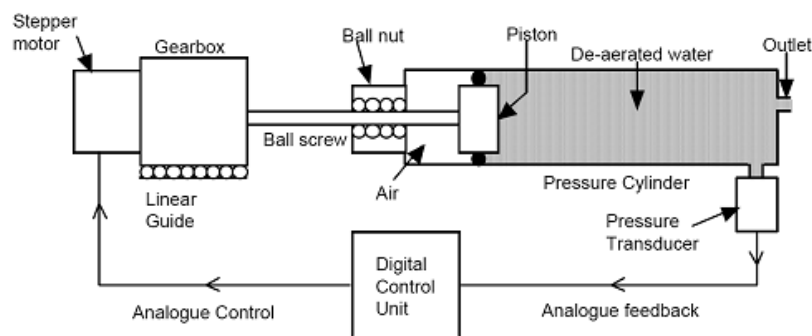


Fig.4.3 – Diagrama de controlo (GDS Instruments, 2001).

4.1.3. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ESPECTROS DE ONDAS SÍSMICAS

É através destes equipamentos que se definem as características das ondas sísmicas e registam os sinais de “entrada” e chegada das mesmas. São três equipamentos, o gerador de funções, amplificador de sinal e osciloscópio que funcionam em conjunto, optou-se por se fazer a sua apresentação em simultâneo, de forma a simplificar as relações entre eles.

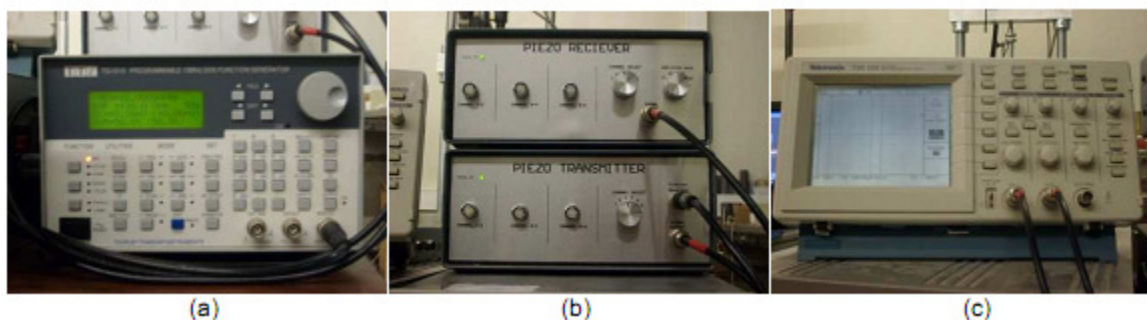


Fig.4.4 – a) Gerador de funções; b) Amplificadores de sinal; c) Osciloscópio.

- Gerador de Funções

O gerador de funções (modelo TTi – Thurlby Thandar Instruments – TG1010) é programável e permite criar diversas configurações de sinal (sinusoidal, quadrada, rampa), de modo contínuo ou sob a forma de impulsos repetidos a uma dada frequência, tendo a capacidade de armazenar as funções personalizadas de forma a otimizar a utilização (Ferreira, 2003).

- Amplificadores de sinal

Os amplificadores de sinal utilizados resultam de um projecto desenvolvido na University of Western, Australia, liderado pelo Prof. Martin Fahey com a colaboração do Laboratório de Geotecnia da FEUP. Nda Estes equipamentos são conectados ao osciloscópio e têm como função amplificar o sinal da onda de resposta e gerir a utilização dos canais por cada par de transdutores (Fonseca, 2009).

- Osciloscópio

O osciloscópio (modelo Tektrnonix TDS220) permite registar os sinais e identificar, de imediato, o intervalo de tempo entre as duas ondas, estando ligado directamente a um computador para aquisição dos resultados do ensaio (Ferreira, 2003).

Na Figura 4.5 apresenta-se um esquema de ligação entre os respectivos equipamentos e os *bender/extender elements*. É possível constatar que o gerador de funções é ligado ao amplificador de sinal relativo ao transmissor, que por sua vez se encontra conectado ao *bender/extender* correspondente. O mesmo se verifica para o caso do *bender/extender* receptor e do amplificador de sinal receptor. Todos estes aparelhos se encontram ligados ao osciloscópio que está conectado a um computador onde são registados e determinados os tempos de propagação das ondas, através do software *WaveStar*®.

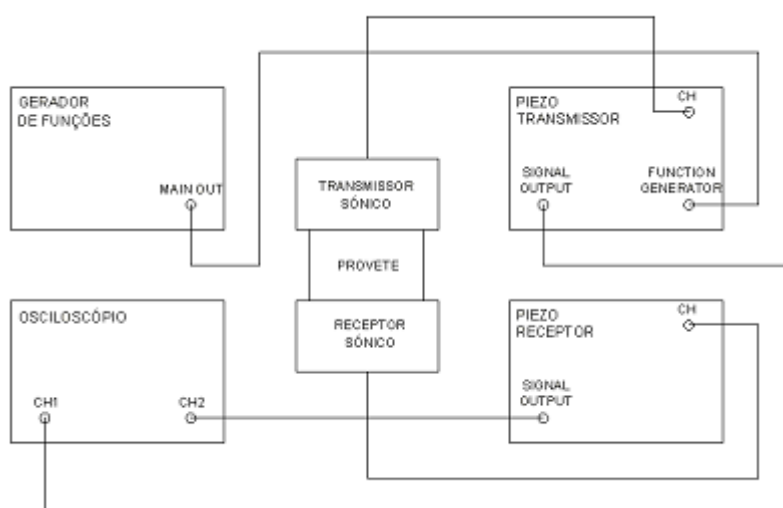


Fig.4.5 – Esquema de ligação entre os equipamentos referidos e os *bender/extender elements* (adaptado de Amaral, 2009).

4.2. INSTRUMENTAÇÃO

4.2.1. EXTERNA

4.2.1.1. INSTRUMENTOS DE MEDIÇÃO DE DESLOCAMENTOS EXTERNOS, LVDT

Para além dos deflectómetros mecânicos, que são hoje raramente usados, os LVDT's (Linearly Variable Differential Transformers) são constituídos por três bobinas e um núcleo cilíndrico, de material ferromagnético, que se move solidariamente com o objecto cujo deslocamento se deseja medir. Estes aparelhos permitem efectuar medições lineares com uma grande exactidão não estando sujeitos a desgaste mecânico (Costa, 2008).

Em todos os ensaios realizados foram utilizados LVDT's, com uma amplitude de 50 mm que medem o deslocamento relativo entre o topo da câmara triaxial e o pistão de carga. A Figura 4.6 dá-nos uma ideia do aspecto destes aparelhos.



Fig.4.6 – Aspecto de um LVDT (adaptado de Costa, 2008).

4.2.2. INTERNA

4.2.2.1. TRANSDUTORES INTERNOS DE MEDIÇÃO DE DEFORMAÇÃO, HALL-EFFECTS

Esta instrumentação interna, constituída por transdutores electromagnéticos do tipo “hall-effect”, desenvolvida por Clayton et al., foi utilizada apenas nos ensaios triaxiais estáticos e permite medir as deformações radiais e axiais, que possibilitam a estimativa das variações volumétricas com grande precisão e independentemente da presença ou não de água no interior do provete, durante todas as fases do ensaio (saturação, consolidação e corte). Nos ensaios triaxiais cíclicos, devido à fragilidade dos aparelhos, não se correu o risco de os danificar durante a rotura brusca, típica de liquefacção, extrapolaram-se os resultados dos ensaios estáticos para definição das variações de volume nos ensaios cíclicos.

Na Figura 4.7 apresentam-se estes equipamentos durante a calibração, que foi necessária efectuar antes do primeiro ensaio.

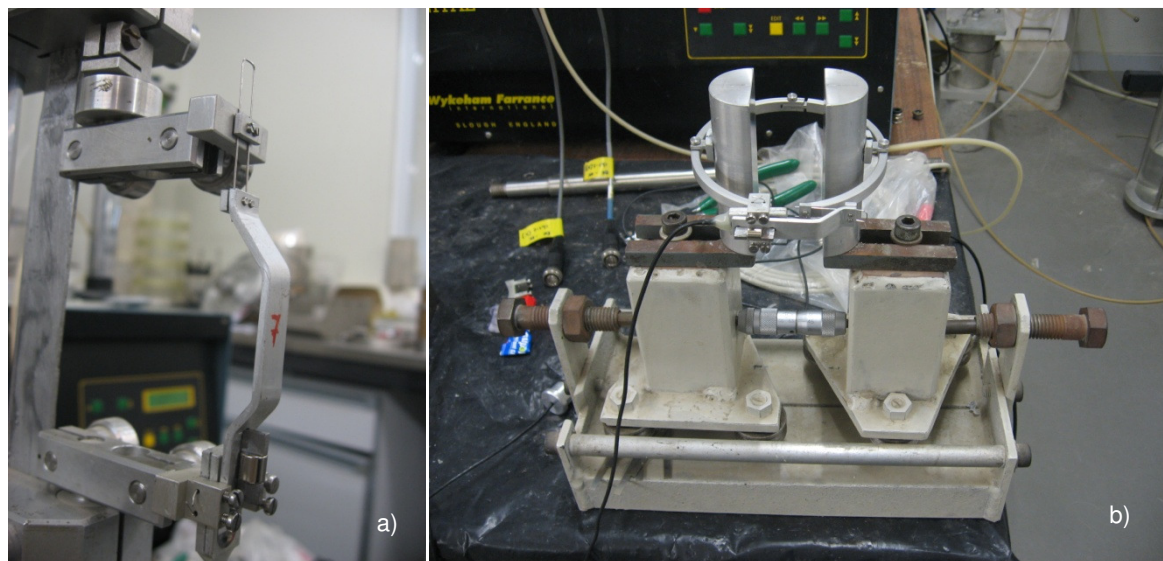


Fig.4.7 – a) Calibração de um transdutor de deformação axial; b) calibração do transdutor de deformação radial.

Estes aparelhos são colados ao provete, dando-nos resultados mais precisos face aos obtidos com os LVDT's, pois estão menos sujeitos aos efeitos das interfaces com as placas de extremidade e das inércias dos dispositivos mecânicos.

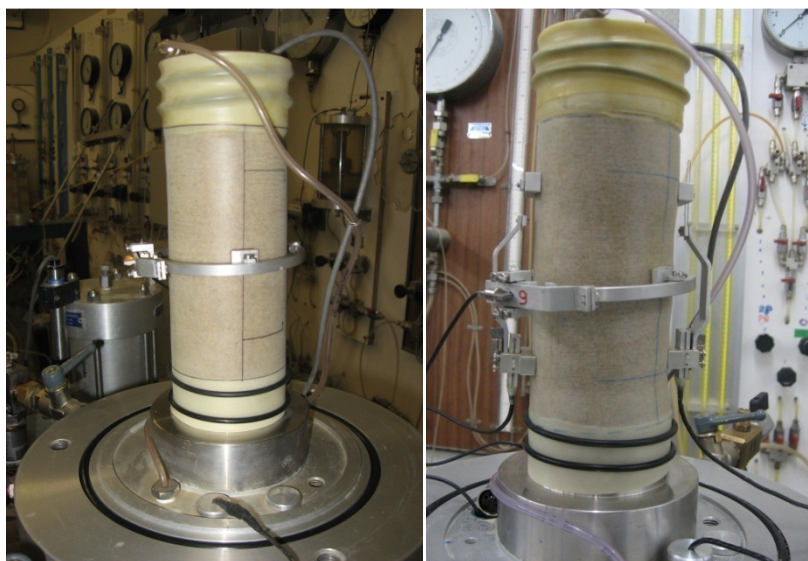


Fig.4.8 – a) Medidor de deformação radial; b) Medidores de deformação axial e radial.

Na Figura 4.8 é possível observar um provete já com os respectivos transdutores devidamente colocados.

4.2.2.2. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS (BENDER/EXTENDER ELEMENTS)

Os *bender elements* utilizados, também designados por transdutores de flexão, são compostos por duas placas piezocerâmicas finas, rigidamente ligadas a uma lâmina metálica central e aos eléctrodos nas faces exteriores. O movimento de flexão é gerado quando uma das placas expande enquanto a outra contrai. Este fenómeno pode ser verificado através da Figura 4.9.

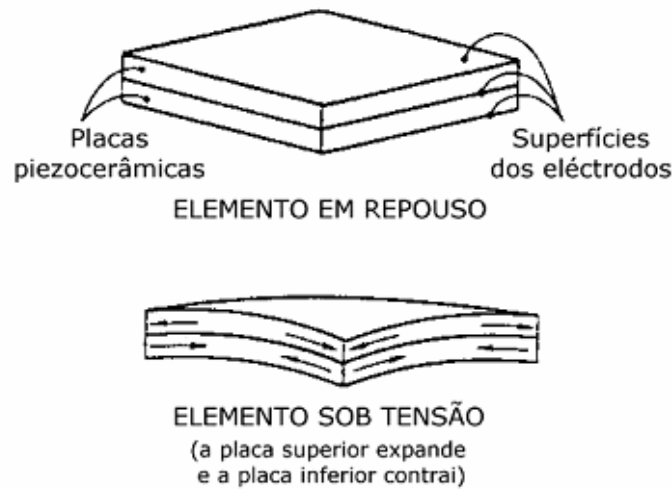


Fig.4.9 – Elementos piezoelétricos em repouso e sob tensão (Dyvik e Madshus, 1985, adaptado por Ferreira, 2003).

A ligação das placas cerâmicas em relação às suas direcções de polarização deve ser tal que origine um movimento conjunto em flexão de modo a propagar ondas de corte, durante a sua deformação, através da amostra (Ferreira, 2003).

O esquema de funcionamento é apresentado na Figura 4.10, na qual é possível verificar o movimento conjunto de flexão que origina um impulso sinusoidal de propagação de ondas de corte.

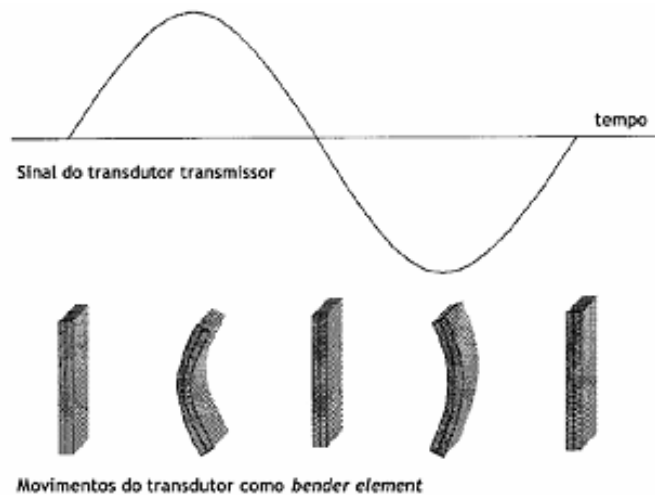


Fig.4.10 – Esquema de funcionamento de um *bender element* (Ferreira, 2003).

Os *extender elements* (ou transdutores de extensão) são transdutores idênticos aos *bender elements*, constituídos por duas placas piezocerâmicas e de dimensões semelhantes, com a particularidade de se deformarem em extensão-compressão. Estes elementos permitem a propagação de ondas P, através da amostra, por meio da alteração no modo de ligação das placas relativamente à direcção de polarização.

Ao inverter esta relação, isto é, transformando a ligação em série para paralelo e vice-versa, é alterado o movimento de deformação do transdutor e, consequentemente, a natureza volumétrica da onda propagada (Ferreira, 2003).

Na Figura 4.11 representa-se o esquema de funcionamento de um *extender element*.

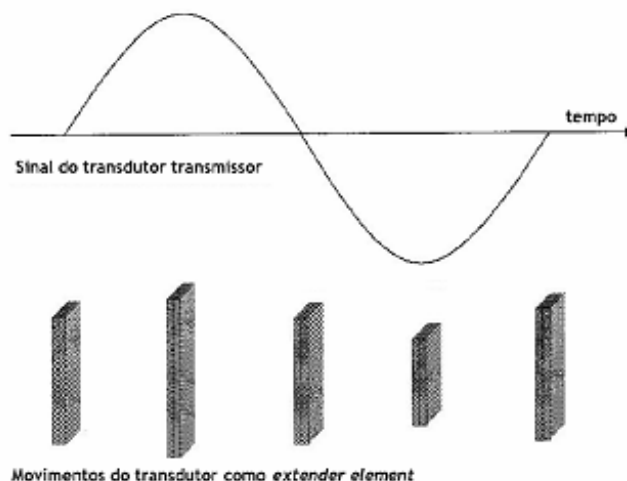


Fig.4.11 – Esquema de funcionamento de um *extender element* (Ferreira, 2003).

Os transdutores utilizados na realização deste trabalho designam-se como bender/extender elements, pois permitem a propagação de dois tipos de onda (P e S). Resultam de uma investigação recente e inovadora, desenvolvida na Universidade de Bristol e liderada pelo Dr. David Nash., tendo sido desenvolvidos os sistemas de aquisição e gestão de dados na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (Viana da Fonseca et al., 2009).

4.3. SISTEMA DE MEDIÇÃO DE ONDAS

4.3.1. ONDAS P

O registo da velocidade das ondas P foi bastante útil pois permitiu aferir o grau de saturação das amostras ensaiadas. A verificação do nível de saturação, através da velocidade das ondas sísmicas, parte do pressuposto que a velocidade de propagação da onda de compressão na água é, aproximadamente, 1500 m/s. Assim sendo, a velocidade das ondas P no final da fase de saturação deve ser próxima deste valor.

Ishihara et al. (2001) e Yang (2002) definiram curvas teóricas que relacionam a velocidade das ondas P e o parâmetro B de Skempton, através da expressão 4.1.

$$V_P = \left[\frac{4G_0}{3} + \frac{K_b}{1-B} \right]^{1/2} \frac{1}{\rho} \quad (4.1)$$

Em que:

- G_0 – é o módulo de distorção do solo;
- K_b – é o módulo volumétrico do esqueleto sólido, definido na expressão (4.2);

- B – é o parâmetro de Skempton;
- ρ – é a massa volúmica do solo.

$$K_b = \frac{2G_0 \times (1 + \nu)}{3(1 - 2\nu)} \quad (4.2)$$

O parâmetro, ν , da expressão 4.2, corresponde ao coeficiente de Poisson do esqueleto sólido. Foram admitidos três valores para este parâmetro uma vez que não pode ser caracterizado directamente e tornando possível a representação das curvas teóricas. Estes valores são de 0,2, 0,3 e 0,4 respectivamente.

O módulo de distorção foi determinado através dos valores médios das velocidades das ondas de corte, S, medidas no final da percolação, e é aproximadamente 25 MPa. Quanto à massa volúmica do solo, está é facilmente calculada quando conhecido o peso volúmico do material, que no presente caso de estudo é de 14,5 kN/m³.

$$\rho = \frac{\gamma}{9,81} \times 1000 \approx 1480 \text{ kg/m}^3 \quad (4.3)$$

Representam-se na Figura 4.12 as três curvas teóricas relativas aos três valores do coeficiente de Poisson, que serviram de base de comparação com os resultados obtidos.

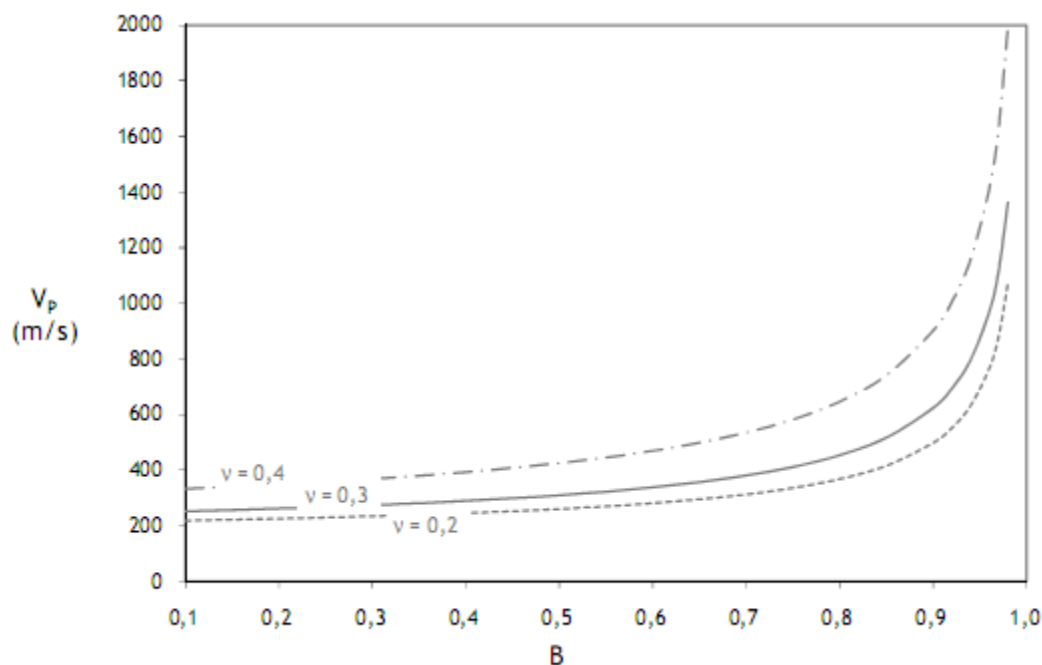


Fig.4.12 – Curvas teóricas que relacionam o parâmetro B de Skempton com a velocidade das ondas longitudinais, P (adaptado de Yang,2002 e Ferreira, 2003)

Ishihara et al. (2001) e Yang (2002) demonstraram a aplicabilidade da utilização da velocidade das ondas P ao nível da caracterização dos solos. As vantagens da aplicação desta metodologia reflectem-se essencialmente na sua polivalência, ao contrário do parâmetro B de Skempton, por exemplo, que só pode ser determinado laboratorialmente, mas também, uma outra razão determinante na crescente potenciação deste método, que é o facto de em solos estruturados ser muito difícil atingir valores elevados de B dada a forte coacção de compressibilidades da matriz sólida, necessária para que haja resposta de pressão intersticial, que é a base de derivação do valor de B. No caso das velocidades das ondas longitudinais, estas podem ser realizadas em provetes ou em maciços *in situ* (Ferreira, 2003).

No presente caso de estudo, de forma a determinar a velocidade das ondas de compressão, recorreu-se ao software *WaveStar*® que permite a aquisição de dados a partir do osciloscópio. Dado que Fonseca (2009) já tinha utilizado o mesmo sistema de medição, e obtido bons resultados, optou-se por seguir a mesma metodologia.

A escala horizontal que permite uma melhor visualização das ondas P varia entre 25 e 50 μ s dependendo da fase do ensaio. Na fase de percolação é, geralmente, utilizada a escala de 50 μ s e no final da fase de saturação 25 μ s. Esta variação de escala deve-se ao aumento de velocidade das ondas P entre as duas fases. A escala vertical utilizada corresponde a 2 mV, sendo a menor possível, o que nos confere uma maior ampliação e consequente precisão no registo de chegada das ondas.

Tal como Fonseca (2009) utilizaram-se quatro frequências sendo estas: 25, 50, 75 e 100 kHz.

Apresenta-se na Figura 4.13 o registo de chegada das ondas P, para as quatro frequências, na fase final da saturação do ensaio LDC50.

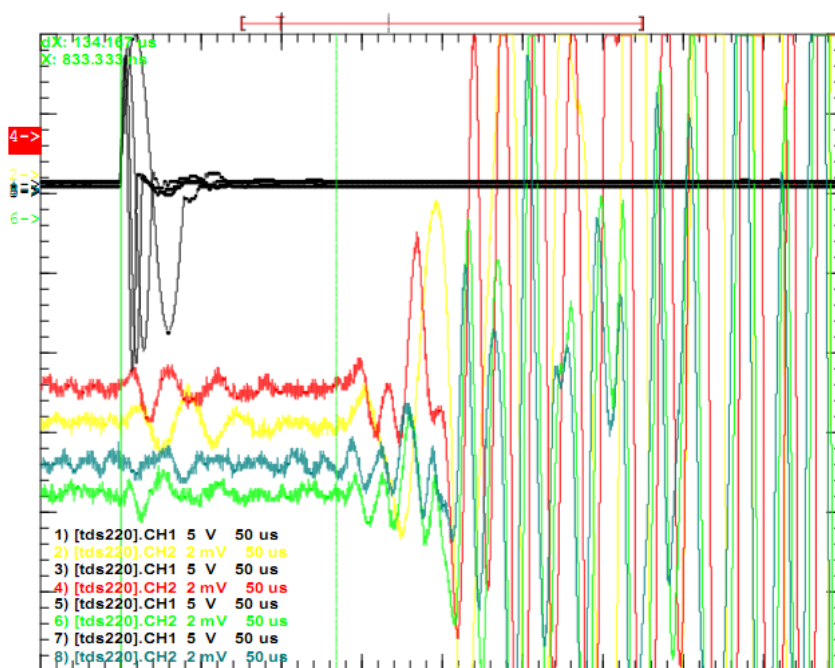


Fig.4.13 – Registo do tempo de chegada das ondas P na fase final da saturação do ensaio LDC50.

4.3.2. ONDAS S

As ondas de corte, ou ondas S, permitem determinar o módulo de distorção de um determinado material, no entanto, este parâmetro é função de uma série de factores, como é o caso das

características granulométricas e mineralógicas, sendo alguns deles muito difíceis de quantificar, como sempre o efeito do tempo (“ageing”) ou a cimentação estrutural.

Devido a isso, Barros (1997) definiu quais os parâmetros mais influentes nas ondas de corte, tais como, a tensão efectiva principal na direcção da propagação da onda, tensão efectiva principal na direcção de vibração da partícula ou direcção de polarização, o índice de vazios, o grau de saturação e o grau de cimentação (Fonseca, 2009).

No presente caso de estudo, uma vez que a propagação das ondas é efectuada apenas longitudinalmente através do provete, a expressão que permite determinar o módulo de distorção depende das tensões efectivas, para além de outros parâmetros, como é possível constatar na expressão 4.4.

$$G = A \times f(e) \times \sigma_v^n \quad (4.4)$$

Paralelamente ao que é feito na determinação dos tempos de chegada das ondas P, recorreu-se ao software *WaveStar*® para a aquisição de dados e utilizou-se grande parte da experiência adquirida no LabGeo-FEUP.

As frequências de entrada, utilizadas para a determinação da velocidade das ondas S foram de 1, 2, 4 e 8 kHz. Dado que este tipo de ondas apresenta uma velocidade inferior, comparativamente com as ondas P, as escalas que permitem a sua visualização diferem das anteriormente referidas. A escala vertical pode variar entre 5 e 100 mV, dependendo da frequência de entrada. Relativamente à escala horizontal, esta varia entre 250 e 500 μ s consoante a fase do ensaio.

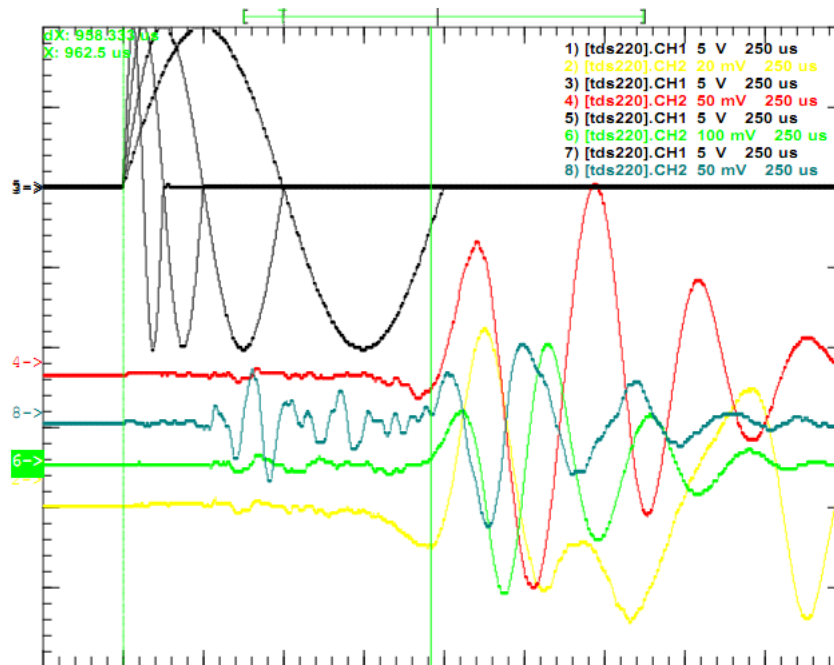


Fig.4.14 – Registo do tempo de chegada das ondas S no início da fase de corte do ensaio LD44.

Através do registo dos tempos de propagação das ondas (P e S) é então possível determinar a sua respectiva velocidade a partir da expressão (4.5).

$$V_{P,S} = \frac{d}{\Delta t} \quad (4.5)$$

Em que d , representa a altura útil do provete e Δt o intervalo de tempo entre o início da onda de transmissão e a primeira chegada da onda de resposta.

A altura total do provete, H , varia ao longo do ensaio, sendo possível a sua determinação através da instrumentação interna e/ou externa instalada. Desta forma, subtraindo-se à altura total, H , a altura dos *bender/extender elements* é possível determinar a distância, d , percorrida pelas ondas. A Figura 4.15 ilustra esta distância.

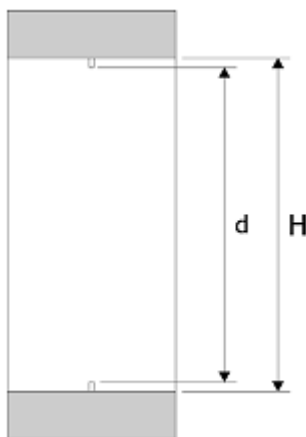


Fig.4.15 – Definição da distância percorrida pelas ondas num provete (adaptado de Ferreira, 2003)

4.4. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

A experiência acumulada nos trabalhos precedentes foi bastante importante, mais uma vez. Na preparação das amostras, Pinheiro (2009) começou por utilizar uma técnica, designada por *dry pluviation* ou chuveiro de areia, tendo concluído que esta induzia compacidades excessivas face ao pretendido. Passou então a adoptar-se uma nova técnica, reconhecida como muito eficiente para obter mais elevados índices de vazios, denominada *moist tamping* ou compactação ligeira em condições húmidas, que é comumente utilizada na preparação de solos arenosos e siltosos. Esta técnica acarreta um maior potencial de sustentação da areia, pela presença de sucção relevante devido ao baixo teor em água.

No presente caso de estudo, adoptou-se a técnica de montagem proposta por Fonseca (2009), definida para um teor em água de 5% (este valor será mais à frente justificado à luz da curva de compactação em vibração) e composta pelas seguintes 8 etapas:

1. Começam por se realizar marcas de orientação na membrana, que facilitam a colocação da instrumentação interna nos ensaios estáticos e servem de guias para posterior introdução do material.

2. É colocado um filtro na base da câmara, de forma a evitar a passagem de finos através da pedra porosa. Este filtro é previamente cortado com a forma do *bender/extender element* de forma a não obstruir o contacto entre o transdutor e o solo.
3. A membrana é presa à base da câmara através da aplicação de 2 *o-rings*, que impedem a entrada de água pela base do provete.
4. Um molde metálico e cilíndrico é colocado sobre a placa da base, ajustando-se posteriormente a membrana de forma a ser possível uma correcta moldagem do solo. É aplicada uma pressão de vácuo da ordem dos 50 kPa entre o molde e a membrana, para que esta fique perfeitamente esticada e encostada ao molde. Por fim são retiradas as medidas do interior do molde.
5. Conhecidas as medidas do molde, calcula-se a quantidade de material tendo em conta o índice de vazios desejado e o teor em água correspondente, que no presente caso de estudo foi sempre de 5%. Para obtenção destes 5%, pesa-se 1 kg de material e adicionam-se 50 ml de água.
6. A quantidade de solo necessária é então dividida em 5 partes para a sua colocação por camadas. Esta opção permite moldar o provete por etapas, evitando assim erros grosseiros de compactidade no final da montagem.
7. No final da colocação do solo, coloca-se o topo alinhando o *bender/extender* com o filtro já introduzido. A membrana é ajustada ao topo com a utilização de 2 *o-rings*.
8. De forma a ser retirado o molde metálico, altera-se a aplicação e a pressão do vácuo passando esta para a base do provete com um valor entre 10 kPa e 15 kPa. Por fim são medidas as dimensões finais do provete de forma a determinar o real valor do índice de vazios.
9. Finalmente, é introduzida a câmara que, após ser devidamente fechada, se enche com água. Substitui-se a pressão interna, CP, por uma tensão de confinamento, geralmente, entre 10kPa e 15kPa e retira-se o vácuo. O provete fica assim pronto para o início do ensaio.



Fig.4.16 – a) ajuste da membrana ao molde; b) introdução de uma camada de areia; c) fase final da colocação da areia no molde.

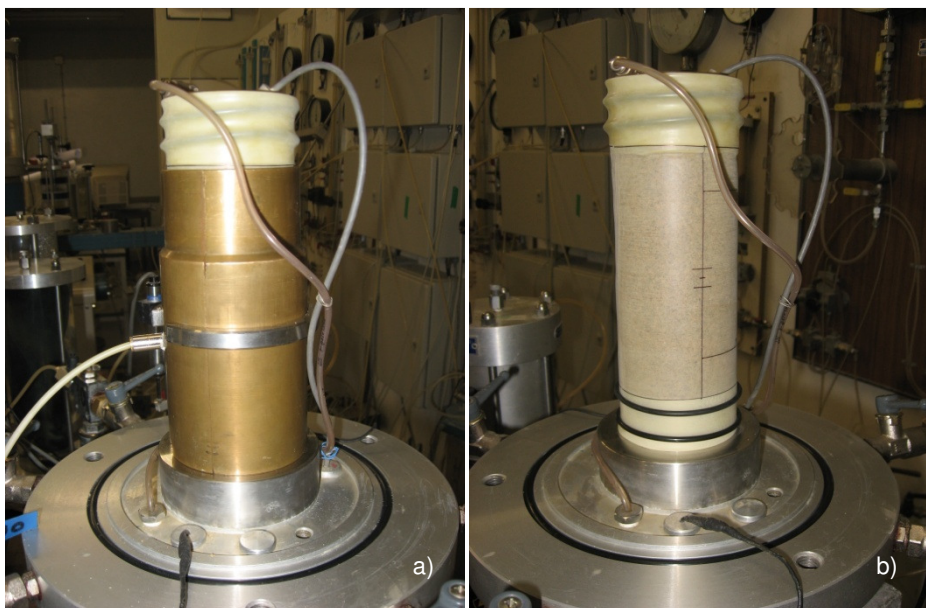


Fig.4.17 – a) colocação do topo; b) remoção do molde e alteração do vácuo.

4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS

4.5.1. FASES DO ENSAIO

A realização de ensaios triaxiais divide-se em quatro fases distintas, sendo as três primeiras, percolação, saturação e consolidação, comuns quer aos ensaios estáticos quer aos ensaios cíclicos. A última fase, fase de corte, é diferente para cada um dos casos e apresenta algumas particularidades. De seguida faz-se um breve resumo de cada uma destas etapas.

4.5.1.1. PERCOLAÇÃO

A percolação é a primeira fase do ensaio e tem início logo após o final da preparação da amostra, tal como foi descrito em 4.4.

O objectivo deste processo é preencher os vazios da amostra com água e desta forma expulsar todo o ar existente entre as partículas. Isto é conseguido através da aplicação de uma pressão de água na base do provete, que atravessará todo o material, expelindo o ar através do topo do mesmo.

A percolação deverá ser realizada da base para o topo do provete, de forma a facilitar a expulsão do ar, com uma tensão efectiva mínima compreendida entre 10 e 15kPa. A percolação deverá ser mantida até que o volume percolado seja equivalente ao dobro do volume de vazios ou, se tal não se cumprir a tempo, deverá ser realizada durante 24 horas, podendo exigir percolação de um gás inerte (como CO₂). Para o material em causa, utiliza-se a primeira sugestão pois o tempo necessário para percolar o dobro do volume de vazios neste material anda à volta de 2 horas (Fonseca, 2009).

A expressão 4.6 apresenta-nos a fórmula que permite determinar o volume que é necessário percolar, quando conhecido o volume da amostra e o índice de vazios

$$V_{Perc} = 2 \times V_v = 2 \times \frac{e \times V}{1 + e} \quad (4.6)$$



Fig.4.18 – Fase de percolação.

4.5.1.2. SATURAÇÃO

A saturação do provete é executada através da aplicação de pressões neutras, ou intersticiais, gradualmente crescentes, mantendo a tensão efectiva constante. Isto possibilita a eliminação da fase gasosa que se encontra na amostra e nas linhas de pressão neutra do sistema de ensaio (Fonseca, 2009).

Esta fase do ensaio foi realizada com controlo automático dos incrementos de pressão através de softwares desenvolvidos na FEUP em ambiente LabVIEW. A aplicação das pressões, no caso dos ensaios estáticos, foi conseguida através da utilização de reguladores de ar automáticos, também desenvolvidos na FEUP, enquanto nos ensaios cíclicos se recorreu aos GDS, anteriormente descritos.

Todos os ensaios realizados foram saturados até 515 kPa de tensão de confinamento (CP) e 500 kPa de contrapressão (BP), pois foi com estes valores que se obtiveram melhores resultados nos estudos anteriores. A fase de saturação inicia-se com valores de CP e BP de 25 kPa e 10kPa, respectivamente, e a taxa de crescimento utilizada foi de 30 kPa/hora. Teve-se o cuidado de manter um valor das tensões efectivas constante e próximo de 15kPa durante toda a fase de saturação.

Nos primeiros ensaios realizados, após atingidas as pressões máximas de saturação e à imagem do que Fonseca (2009) adoptou, deixou-se estabilizar o sistema durante aproximadamente 2 horas. No entanto, em ensaios posteriores, verificou-se um melhoramento significativo no grau de saturação com o aumento do tempo de estabilização das pressões máximas, pelo que se passou a adoptar um valor de estabilização de 24 horas.

Os métodos utilizados para avaliação do grau de saturação passam pela leitura do parâmetro B de Skempton e pela determinação da velocidade das ondas P no final desta fase.

Relativamente ao parâmetro B, definido na expressão 4.7, se este for igual à unidade a amostra encontra-se saturada. Isto acontece uma vez que o incremento de tensão total é equilibrado pela água nos poros, ou seja, o excesso de pressão neutra, Δu , iguala o incremento de tensão isotrópica, $\Delta \sigma_3$.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.7)$$

Obviamente que este parâmetro pode ser afectado por factores de ordem experimental, como por exemplo, um eventual erro na leitura das pressões iniciais nos transdutores que não permite que se atinja precisamente o valor $B=1$ (Fonseca, 2009).

Esta avaliação é executada em laboratório da seguinte forma: são registados os valores da pressão de confinamento e da contrapressão no final da fase de saturação, isto é, 24 horas após terem atingido os valores desejados. De seguida fecha-se a válvula correspondente à pressão do fluido na célula de forma a ser possível a leitura de um incremento de tensão isotrópica de 30 kPa (valor que foi usado para todos os ensaios) e fecha-se também a válvula exterior da contrapressão, para aquando a aplicação do incremento de tensão isotrópica se registar os excessos de pressão neutra no transdutor. São assim lidos e registados os valores finais da pressão de consolidação e da contrapressão, sendo possível determinar o valor do parâmetro B . Este processo termina com a reposição dos valores iniciais das tensões CP e BP.

Como complemento a esta verificação, do estado de saturação da amostra, registam-se os tempos de chegada das ondas longitudinais, ondas P, tal como referido em 4.3.1. Se a amostra se encontrar completamente saturada (parâmetro $B=1$), estas devem andar próximas do valor de referência, que corresponde a 1500 m/s, ou seja, a velocidade das ondas de compressão na água.

4.5.1.3. CONSOLIDAÇÃO

É na fase de consolidação que se tentam reproduzir, laboratorialmente, as condições *in situ* do material, ao nível do estado de tensão e de forma a avaliar diferentes cenários. A consolidação consiste no aumento das tensões efectivas, que é conseguida com o aumento da pressão de confinamento e com a estabilização da contrapressão, com o valor da fase final da saturação (neste caso, 500kPa).

Realizaram-se consolidações isotrópicas e anisotrópicas para os ensaios estáticos e cíclicos, respectivamente. Nas consolidações isotrópicas, as tensões efectivas, horizontal e vertical são iguais, enquanto nas consolidações anisotrópicas estas variam em função do coeficiente de impulso k_0 . O coeficiente de impulso, k_0 , é definido através da expressão 4.8 e depende essencialmente da história geológica do terreno.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.8)$$

Constata-se facilmente que, para o caso de uma consolidação isotrópica, o coeficiente de impulso é igual a 1. No presente caso de estudo foi admitido um valor de $k_0=0,5$ para as condições anisotrópicas, o que resulta numa tensão efectiva vertical, σ'_v , duas vezes superior à horizontal, σ'_h .

Para o tipo de material em estudo, valores do coeficiente de impulso unitários não são realistas, no entanto, estes foram adoptados nos ensaios estáticos, devido à dificuldade em controlar o valor da força vertical que é aplicada no provete. Ao contrário dos ensaios triaxiais cíclicos, em que se define um valor da força e esta é aplicada automaticamente, nos ensaios estáticos isto é conseguido através do controlo manual da prensa, ou seja, através de uma deformação imposta. Uma vez que este método é pouco preciso, optou-se pela consolidação isotrópica para este tipo de ensaios.

Nos ensaios cíclicos, como foi referido, a força, F , necessária para obter um coeficiente de impulso de 0,5 é facilmente determinada pela expressão 4.9.

$$F = \Delta\sigma_1 \times A \quad (4.9)$$

Sendo que A , corresponde à área do provete e $\Delta\sigma_1$ à diferença entre a tensão efectiva vertical e a tensão efectiva horizontal, que para um $k_0=0,5$ é igual ao valor da tensão efectiva horizontal. Este incremento é aplicado muito lentamente, de forma a não gerar excessos de pressão neutra. Foi definido o valor de 20 N/mm, no software utilizado, *DynaTester*, que permite o registo e o controlo da força aplicada.

A fase de consolidação é realizada em condições drenadas, de modo a evitar a geração de excessos de pressão, do que resulta uma redução de volume, e consequentemente uma redução do índice de vazios. O final deste processo é definido quando não forem verificadas variações volumétricas na amostra.

Na Figura 4.19, apresenta-se um esquema-resumo com a sequência cronológica das condições iniciais do ensaio.

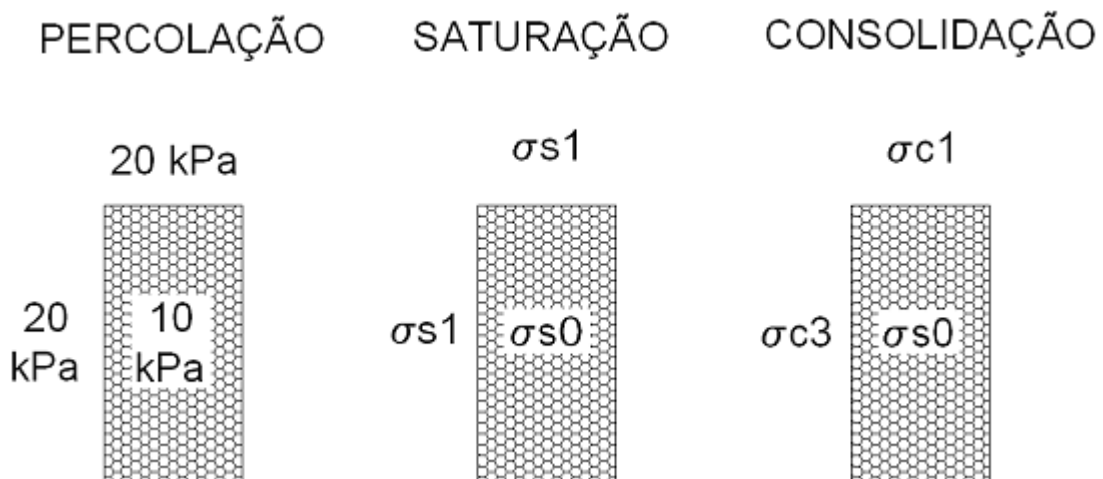


Fig.4.19 – Sequência cronológica das condições iniciais do ensaio (adaptado de Fonseca, 2009).

4.5.2. CORTE TRIAXIAL ESTÁTICO

O corte triaxial estático é realizado sob condições não drenadas (CKU), isto é, as válvulas de ligação entre o interior do provete e o exterior encontram-se fechadas. A aplicação da carga é realizada verticalmente, através do deslocamento ascendente da base da prensa que é definido pelo utilizador. Nos ensaios realizados utilizou-se uma velocidade de 0,02mm/min., para que geração dos excessos de pressão neutra ocorresse lentamente podendo ser lida, de forma homogénea, nos respectivos transdutores.

Uma vez que a amostra se encontra saturada e as suas ligações ao exterior estão fechadas a variação volumétrica é nula. Desta forma é possível, para efeitos de cálculo, admitir que o índice de vazio se mantém constante (Fonseca, 2009).

Foi utilizado um software, desenvolvido na Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, em ambiente LabVIEW, designado MULTIGEO que permite o controlo e monitorização dos ensaios estáticos, bem como a aquisição dos dados. A Figura 4.20 apresenta-nos a interface do software.

The screenshot displays the MULTIGEO software interface with the following components:

- Top Menu Bar:** Main, DAQ, Ctrl 1, Ctrl 2, Ctrl 3, Ctrl 4, Ctrl 5, Calib, Config.
- Aquisição de Dados:** A section with a green button labeled "Aquisição Ligada". Below it, a grid of 16 channels (Ch1 to Ch16) showing real-time data:

Ch1: 12,81701 mm	Ch5: -----	Ch9: 3,72202 mm	Ch13: -----
Ch2: 3,53361 cm3	Ch6: 2,07592 N	Ch10: 699,31930 kPa	Ch14: -----
Ch3: -----	Ch7: 5,55655 mm	Ch11: 708,63561 kPa	Ch15: -----
Ch4: -----	Ch8: 8,79204 mm	Ch12: -----	Ch16: -----
- Canais para Aquisição:** A section with 16 checkboxes, each preceded by a channel label (Ch1 to Ch16). All checkboxes are currently checked.
- Definir novo ponto de reset:** A section with a text input field and a "Confirmar Alteração" button.
- Reset Controls:** A row of 16 buttons numbered 1 to 16, and a "Valor de Reset:" field set to 0 with an "Alterar Valor" button.

Fig.4.20 – Interface do software MULTIGEO (adaptado de Fonseca, 2009).

4.5.3. CORTE TRIAXIAL CÍCLICO

Tal como acontece no corte triaxial estático, este processo decorre sob condições não drenadas. Uma vez que nos ensaios cíclicos se admitiu um $k_0=0,5$ é necessário proceder a uma consolidação anisotrópica antes da fase de corte.

Para isso, é necessário definir uma taxa de crescimento para a força, de forma a ser possível obter o valor de F , correspondente à consolidação pretendida, tal como foi explicado em 4.5.1.3. Depois de atingido, este valor é mantido constante durante um intervalo de tempo, designado por patamar de carga, de forma a estabilizar a consolidação. Nos ensaios realizados, adoptou-se um patamar de carga de 5 minutos, tal como Fonseca (2009) havia utilizado, sendo necessário, a cerca de 30 segundos do final deste tempo, fechar a válvula de ligação entre o interior da amostra e o exterior para assim efectuarmos o corte em condições não drenadas.

No final dos 5 minutos, são aplicados os ciclos de carga com a amplitude definida, provocando no provete a geração de excessos de pressão neutra quase instantâneos, ao contrário do que acontecia nos ensaios estáticos.

Todos estes procedimentos foram controlados através do mesmo software, DynaTester, que foi desenvolvido por uma equipa do Instituto de Engenharia Mecânica / Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial, sob especificações do LabGeo-FEUP.

Este software requer a criação de um template, onde são definidos todos os procedimentos e ordens de controlo desejadas. Nos ensaios realizados foram definidos três procedimentos em função do valor de consolidação de cada ensaio:

- Solicitação linear, à taxa de 20N/min, de forma a atingir a carga vertical necessária para obter as condições de consolidação desejadas, ou seja, $k_0=0,5$;
- Solicitação constante, com a duração de 5 minutos, em que não há alteração do valor da carga vertical aplicada;
- Solicitação sinusoidal, ao qual está associado o início dos ciclos de carga com a amplitude definida.

Antes do início destas solicitações, é possível definir as propriedades da aquisição de dados, referentes aos transdutores e aos tempos de aquisição.

4.6. ENSAIO EDMÉTRICO

Os ensaios edométricos são geralmente realizados para estudar o comportamento de argilas carregadas em condições confinadas. Estes ensaios permitem simular as condições de carregamento, deformações e drenagem existentes no campo.

No entanto, o objectivo da realização destes ensaios passa pela obtenção da curva que relaciona p' com o índice de vazios, e , da areia em estudo. Desta forma é possível extrapolar os resultados obtidos através dos ensaios edométricos para elevadas tensões, que não se conseguem atingir nos ensaios triaxiais. Isto permite definir a linha dos estados críticos para índices de vazios mais baixos e verificar a influência da quebra de grãos, que resulta num aumento da percentagem de finos e da inclinação da curva para tensões mais elevadas.

O ensaio baseia-se na Teoria de consolidação unidimensional de Terzaghi em que:

- O solo encontra-se saturado (submerso);
- O solo encontra-se confinado, apenas com deformações verticais (anel rígido);
- O fluxo é vertical (anel impermeável).

Após a preparação da amostra, esta é colocada no edómetro e é submetida a carregamentos progressivos por meio de um sistema de pesos e alavancas. Na Figura 4.21 é apresentado um esquema simplificado do ensaio edométrico.

Realizaram-se dois ensaios com diâmetros de 50 e 75 mm, respectivamente. A amostra foi colocada nos anéis recorrendo à técnica de *moist tamping* utilizada para moldar os provetes dos ensaios triaxiais, de forma a obter um índice de vazios inicial próximo de 0,9. Ambas as amostras foram sujeitas aos carregamentos máximos dos edómetros, que correspondem a 150 kg. No caso da amostra com o anel de 50 mm de diâmetro atingiram-se 8200 kPa, enquanto na amostra de 75 mm a tensão máxima atingida foi de 3200 kPa. Foram também efectuadas duas descargas: 200-50-200 kPa e 1600-400-1600 kPa.

- 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

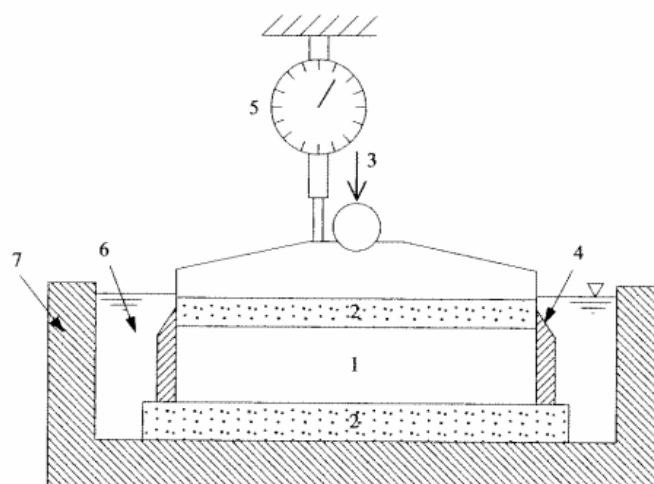


Fig.4.21 – Esquema simplificado do ensaio edométrico (adaptado de Matos Fernandes, 2003).

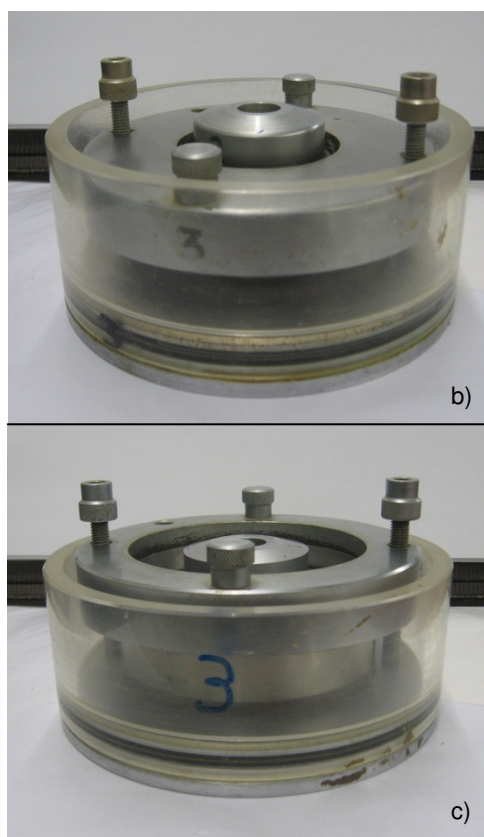


Fig.4.22 – a) edômetros; b) caixa e anel de 50mm; c) caixa e anel de 75mm.

Na Figura 4.22 é possível observar os equipamentos utilizados. Após terminado o ensaio foram realizadas todas as cargas e descargas nos mesmos equipamentos. No entanto, foram utilizadas placas de aço no lugar da areia, para desta forma se proceder à correcção dos deslocamentos finais do material.

4.7. ENSAIO DE CORTE DIRECTO

O ensaio de corte directo foi realizado com o objectivo de confirmar o valor do ângulo de atrito do material, anteriormente definido por Pinheiro (2009), de aproximadamente 30°.

Tal como nos ensaios edométricos, preparou-se a amostra com um teor em água de 5% e recorreu-se à técnica de *moist tamping* de forma a obter um índice de vazios de 0,9 aproximadamente. Após a colocação do material na caixa de corte, esta foi colocada na caixa exterior, preenchida com água destilada de forma a manter a amostra em condições próximas à saturação, sujeita a uma força normal, N , aplicada na sua base superior. O corte da amostra é efectuado através da translação horizontal, com uma velocidade constante, da metade inferior da caixa de corte enquanto a superior é mantida fixa à custa de uma reacção, T , cujo valor é medido e registado (Fernandes, 2006).

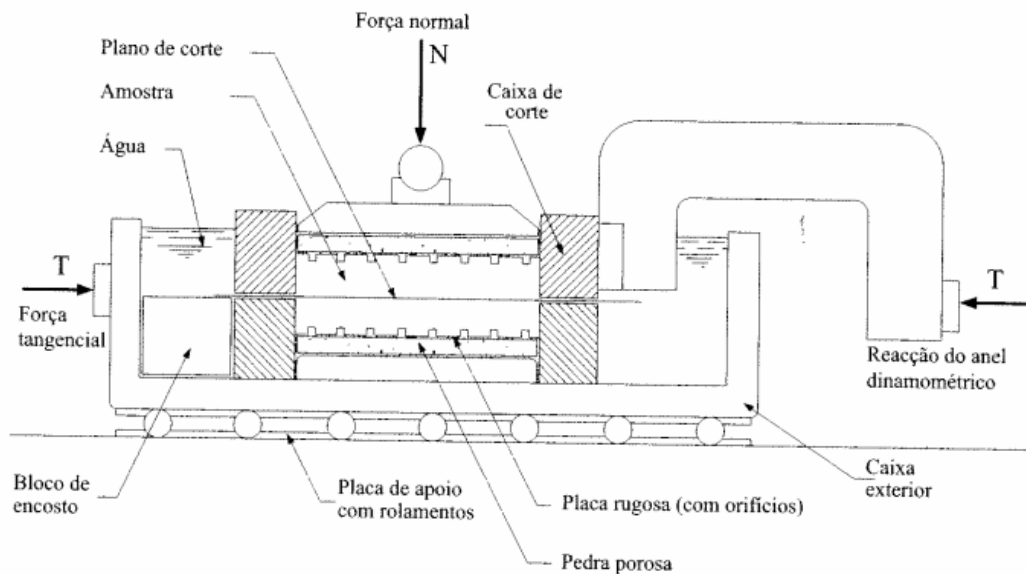


Fig.4.23 – Esquema de um aparelho de corte directo (adaptado de Matos Fernandes, 2003).

Foram realizados cinco ensaios de corte directo com diferentes tensões de consolidação: 20, 40, 120, 500 e 1500 kPa. Estas tensões são conseguidas recorrendo a um sistema de pesos e alavancas, sendo mantidas constantes durante todo o ensaio.

A determinação do ângulo de atrito é então conseguida através dos pontos que relacionam as tensões de consolidação definidas, σ' , com as tensões de corte tangenciais, T , registadas.

$$\Phi' = \arctg\left(\frac{\tau}{\sigma'}\right) \quad (4.10)$$

É importante referir que foi utilizada uma velocidade de corte de 0,0089 mm/min. de forma a evitar a geração de excessos de pressão neutra, simulando assim um ensaio drenado. Os resultados do ensaio serão apresentados e discutidos no capítulo seguinte.

4.8. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

Foram realizadas análises granulométricas às amostras dos ensaios edométricos e às amostras dos ensaios de corte directo com tensões de 500 e 1500 kPa, respectivamente.

Uma vez que a dimensão máxima das partículas é inferior a 2 mm, utilizaram os peneiros nº20, nº40, nº60, nº80, nº140 e nº200 da classificação ASTM. A curva granulométrica é então definida a partir da percentagem de retidos em cada um dos peneiros. A massa total das amostras analisadas está compreendida entre 80 e 100 gramas, excepto no caso do material do ensaio edométrico com anel de 50 mm em que a massa da amostra é de apenas 60 gramas.

O procedimento da análise passa pela colocação dos peneiros, de acordo com a ordem indicada anteriormente, na mesa vibratória durante 20 minutos. Após este tempo, realiza-se uma peneiração manual, de acordo com especificação do LNEC (E 196-1966).

O material retido em cada peneiro, representa a fracção da areia com dimensão superior à malha do mesmo. Este material é então pesado para se determinar que percentagem representa do peso total da amostra.

4.9. DETERMINAÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO

Realizaram-se dois ensaios, com o objectivo de determinar a curva de compactação da areia em estudo. A curva de compactação relaciona o teor em água do material com o seu respectivo peso volúmico seco. A Figura 4.24 ilustra a curva de compactação típica para materiais com uma granulometria uniforme, como é o caso das areias.

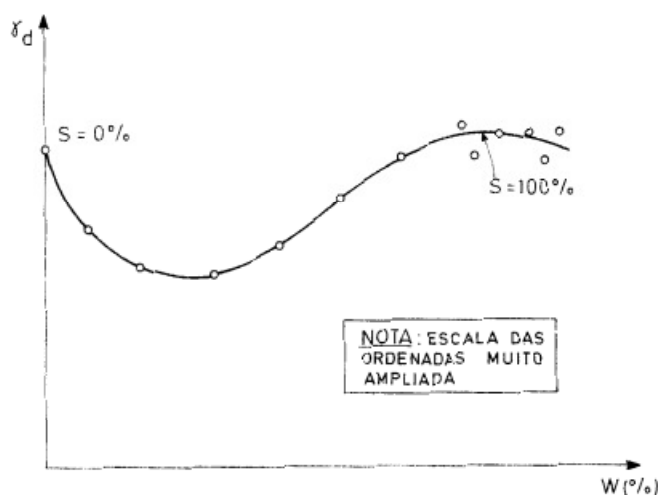


Fig.4.24 – Curva de compactação de uma areia com granulometria uniforme (adaptado de Matos Fernandes, 2003).

A primeira tentativa para a definição da curva de compactação da areia em estudo foi realizada nas instalações do CICCOPN, com recurso a uma mesa vibratória e de acordo com a ASTM: D 4253. Os equipamentos utilizados são apresentados nas Figura 4.25. Os resultados obtidos neste ensaio, não foram considerados válidos pois, como se pode observar através da Figura 4.26, os valores do índice

de vazios máximo são demasiado elevados para o tipo de material em causa. Este ensaio tem como objectivo, apenas, determinar o índice de vazios máximo e mínimo do material no estado seco. Não se consegue aplicar a técnica de colocação do material no molde, descrita na norma, quando o material se encontra com um teor em água diferente de zero, o que justifica os elevados valores do índice de vazios máximo apresentados. Ainda assim há um sinal claro de que com alguma água o material tende a manter um estado mais “fofo”, ou seja, com vazios sustentados por partes capilares.



Fig.4.25 – a) Equipamentos: aguela, molde e peso; b) mesa vibratória.

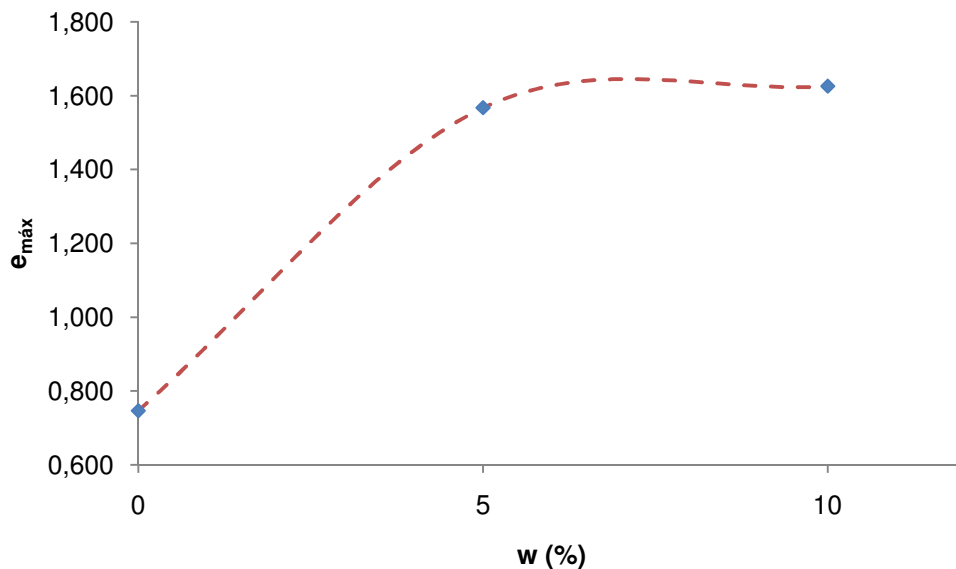


Fig.4.26 – Relação entre o teor em água e o índice de vazios máximo.

O segundo ensaio com o objectivo de definir a curva de compactação foi realizado no laboratório central da Mota Engil com recurso ao martelo Kango (nomeadamente pela norma Inglesa, BS 1924:

Parte 2: 1990). Com este equipamento obteve-se uma curva, a partir da qual se concluiu que o ponto óptimo do teor em água para este material assume um valor próximo de 5%. Os resultados deste ensaio serão apresentados e comentados no capítulo seguinte. Nas Figuras 4.27 e 4.28 apresentam-se os equipamentos utilizados para a realização deste ensaio.



Fig.4.27 – a) Preparação da amostra; b) Martelo Kango.



Fig.4.28 – a) Colocação do material no molde; b) Material no final da compactação.

Uma vez que este ensaio apenas nos permite determinar os valores do índice de vazios mínimo, realizou-se no Laboratório de Geotecnia da FEUP um pequeno ensaio, segundo a norma BS1377: Part 4: 1990: 4.3, de forma a determinar o índice de compactidade mínimo da areia e consequentemente o índice de vazios máximo. De forma a confirmar que se obtêm valores do índice de vazios superiores quando o material apresenta um valor não nulo do teor em água, realizou-se o mesmo ensaio mas com

o material completamente saturado, admitindo uma deposição em meio aquoso. Os resultados deste ensaio são também apresentados e discutidos no capítulo seguinte.

5

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1. ENSAIOS TRIAXIAIS ESTÁTICOS

5.1.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Realizaram-se 10 ensaios triaxiais estáticos, com as condições apresentadas na Tabela 5.1. No entanto, devido a alguns problemas que serão posteriormente referidos, nem todos os ensaios foram finalizados.

Tabela 5.1. – Condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios estáticos.

	w (%)	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	e_0
LD40	5	15	1	15	0,9
LD41	5	15	1	15	0,9
LD42	5	15	1	15	0,9
LD43	5	25	0,5	50	0,9
LD44	5	30	1	30	0,9
LD45	5	100	1	100	0,9
LD46	5	400	1	400	0,9
LD48	5	1000	1	1000	0,9
LD61	5	1000	1	1000	0,9
LD62	5	15	1	15	0,85

De forma a determinar as condições reais dos ensaios, e tal como referido em 4.4, após a montagem do provete são medidas as suas dimensões reais que permitem definir o volume da amostra. Como é conhecida a massa de material utilizada, determina-se o peso volúmico através da expressão (5.1).

$$\gamma = \frac{W}{V_0} \times 9,80 \quad (5.1)$$

Em que:

- γ – é o peso volúmico da amostra (kN/m³);
- W – é a peso do solo húmido (g)
- V_0 – é o volume real da amostra (cm³)

Durante a moldagem do provete há, inevitavelmente, uma diminuição do teor em água na amostra. Devido a isto, no final da moldagem, determina-se o teor em água real do material sobranete através da expressão (5.2).

$$w_{real}(\%) = \frac{W - W_d}{W_d} \times 100 \quad (5.2)$$

Em que:

- w_{real} – é o teor em água real da amostra no fim da moldagem;
- W – é a peso de solo húmido;
- W_d – é a peso de solo seco.

Uma vez que estes parâmetros variam, ainda que ligeiramente, há também uma alteração no valor do índice de vazios. O índice de vazios, e_0 , no final da preparação, pode ser determinado através da expressão (5.5), que resulta da conjugação das expressões (5.3) e (5.4).

$$\gamma = \gamma_s \times \frac{1 + w}{1 + e_0} \quad (5.3)$$

$$\gamma_s = G \times \gamma_w \quad (5.4)$$

$$e_0 = G \times \frac{\gamma_w(1 + w)}{\gamma} - 1 \quad (5.5)$$

Em que:

- γ – é o peso volúmico da amostra (kN/m^3);
- γ_s – é o peso volúmico das partículas (kN/m^3);
- γ_w – é o peso volúmico da água (kN/m^3);
- G – representa a densidade das partículas (admite-se $G=2,69$);
- e_0 – é o índice de vazios no final da preparação.

Tabela 5.2. – Condições antes e após a moldagem dos ensaios estáticos.

	Antes da Moldagem			Após Moldagem						
	H (mm)	D (mm)	W_{req} (g)	H (mm)	D (mm)	w_{real} (%)	W (g)	V (cm^3)	γ (kN/m^3)	e_0
LD40	138,00	69,80	784,98	137,80	69,16	4,83	773,95	517,67	14,67	0,8862
LD41	138,00	70,25	795,12	137,73	69,69	4,83	795,12	525,33	14,85	0,8631
LD42	138,00	70,00	789,52	136,87	69,74	4,83	772,90	522,82	14,50	0,9074
LD43	138,00	69,96	788,61	137,67	69,97	4,71	788,65	529,30	14,62	0,8904
LD44	138,00	70,00	789,51	137,87	69,93	4,71	780,94	529,56	14,47	0,9191
LD45	138,00	70,00	789,51	135,93	69,05	4,76	752,69	508,98	14,51	0,9056
LD46	138,00	70,00	789,51	138,03	69,73	4,69	789,60	527,17	14,69	0,8803
LD48	138,00	70,00	789,51	137,82	70,13	4,83	787,52	532,40	13,84	0,9064
LD61	138,00	70,03	790,18	137,49	70,00	4,86	780,54	529,11	14,47	0,9122
LD62	138,00	70,00	810,51	137,60	70,13	4,70	810,53	531,57	14,96	0,8470

Na Tabela 5.2 são apresentadas as condições antes e após a montagem do provete. Como é possível observar, o teor em água real é sempre inferior a 5%. As dimensões do provete e a massa requerida também variam um pouco face aos valores definidos inicialmente.

Tal como foi referido em 4.5.1.1, o volume percolado deve corresponder, pelo menos, ao dobro do volume de vazios. Isto é importante pois, uma percolação insuficiente pode causar problemas na fase de saturação. É possível observar através da Tabela 5.3, que o volume percolado foi superior, em todos os ensaios, ao volume requerido para satisfazer esta condição (Na tabela: $V_{\text{requerido}} = 2 \times V_{\text{vazios}}$). O volume requerido é determinado com as características reais do provete, ou seja, com o volume e o índice de vazios determinados após a moldagem.

Tabela 5.3. – Volume percolado face ao volume requerido nos ensaios estáticos.

	$V_{\text{requerido}} (\text{cm}^3)$	$V_{\text{percolado}} (\text{cm}^3)$
LD40	486,43	620,00
LD41	486,73	830,00
LD42	497,45	710,00
LD43	498,62	720,00
LD44	504,64	700,00
LD45	483,78	780,00
LD46	493,61	810,00
LD48	506,26	810,00
LD61	504,82	550,00
LD62	487,53	650,00

A avaliação do grau de saturação foi realizada, conforme o descrito em 4.5.1.2, através da determinação do parâmetro B de Skempton e do registo da velocidade das ondas P. Na Tabela 5.4 apresentam-se os resultados.

Tabela 5.4. – Avaliação do grau de saturação nos ensaios estáticos.

	Pressões Saturação					
	CP (kPa)	BP (kPa)	B	t_p (μs)	d (mm)	V_p (m/s)
LD40	515	500	ND	ND	ND	ND
LD41	515	500	ND	ND	ND	ND
LD42	515	500	0,92	135,71	125,50	924,77
LD43	515	500	ND	156,17	126,62	810,80
LD44	515	500	0,90	139,84	126,56	905,03
LD45	515	500	0,98	93,75	124,95	1332,83
LD46	515	500	0,98	105,00	126,93	1208,87
LD48	515	500	0,95	ND	ND	ND
LD61	515	500	0,91	155,83	126,35	810,80
LD62	515	500	0,92	150,80	126,72	840,28

ND: Não determinado

Os valores teóricos correspondentes a uma saturação total são, de 1, para o parâmetro B, e de 1500 m/s, para a velocidade das ondas P. Através da Tabela 5.4. é possível verificar que os ensaios LD45 e LD46 são os que se aproximam mais destes valores.

Estes ensaios que estiveram sujeitos a um período de saturação mais longo, isto é, permaneceram com as pressões de saturação de 515 e 500 kPa durante, aproximadamente, três dias. Nota-se um aumento significativo, quer no valor do parâmetro B quer na velocidade das ondas P, o que reflecte a importância do factor “tempo” na dissolução do ar na água.

Relativamente à fase de consolidação, todos os ensaios, com excepção do LD43, foram consolidados isotropicamente, com a mesma taxa de crescimento das pressões CP.

A consolidação anisotrópica do ensaio LD43 foi conseguida através do aumento da força vertical sobre a amostra, por meio de avanços lentos da prensa de carga, sob deformação controlada. A força é função da área do provete e do incremento de tensões efectivas verticais que queremos impor, neste caso 25 kPa, uma vez que já estão aplicados 25 kPa relativos à consolidação isotrópica.

Como a área do provete era aproximadamente $38,50 \text{ cm}^2$, a força necessária para obter o aumento de tensões desejado foi igual a 96,50 N.

Nas Tabela 5.5. são apresentadas as deformações volumétricas, relativas a cada fase do ensaio, obtidas com auxílio dos transdutores de deformação descritos em 4.2.2.1. Analisando os resultados dos ensaios LD45 e LD46 na fase de saturação, verifica-se que a amostra com maior compacidade é a que apresenta maiores deformações. A diferença entre a variação volumétrica do ensaio LD44 e do LD48 pode ser explicada através da duração da fase de saturação, que foi superior no ensaio LD48. Podemos concluir que as variações volumétricas dependem não só do índice de vazios da amostra, mas também da duração a que a amostra fica sujeita a uma determinada tensão (ou seja, há algum efeito de fluência nesta areia). A amostra do ensaio LD45, apresenta a maior deformação volumétrica da fase de saturação, pois é a que apresenta um maior índice de vazios tendo estado sujeita a um período de saturação mais longo.

O ensaio LD62 apresenta a compacidade mais alta de todos os ensaios realizados, e a sua deformação volumétrica final é negativa, ou seja, ocorreu uma expansão volumétrica face ao valor inicial. Admite-se que haja um pequeno erro de ajuste nos transdutores locais.

Tabela 5.5. – Deformações volumétricas nas diferentes fases dos ensaios.

	Sat.	Cons.			Perc.	Sat.	C.Iso	C.Ani	C.Total	Total
Ensaio	CP (kPa)	σ'_h (kPa)	σ'_v (kPa)	e_0	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)	ϵ_v (%)
LD40	515	15	15	0,8862	-	-	-	-	-	-
LD41	515	15	15	0,8631	-	-	-	-	-	-
LD42	515	15	15	0,9074	0,259	0,479	-	-	-	0,738
LD43	515	25	50	0,8904	ND	0,133	-0,052	2,120	2,068	2,201
LD44	515	30	30	0,9191	0,137	0,453	0,038	-	0,038	0,628
LD45	515	100	100	0,9056	0,022	0,954	0,725	-	0,725	1,702
LD46	515	400	400	0,8803	0,035	0,342	1,318	-	1,318	1,695
LD48	515	1000	1000	0,9064	0,113	0,541	1,860	-	1,860	2,514
LD61	515	1000	1000	0,9122	-	-	-	-	-	-
LD62	515	15	15	0,8470	-0,037	-0,085	-	-	-	-0,122

ND: Não determinado

5.1.2. ANÁLISE GRÁFICA DOS RESULTADOS

De seguida apresentam-se os gráficos de tensões p' - q , correspondentes aos ensaios estáticos realizados. A tensão efectiva média de confinamento, p' , e a tensão de desvio, q , são determinadas através das expressões 5.6 e 5.7, respectivamente.

$$p' = \frac{\sigma'_v + 2\sigma'_h}{3} \quad (5.6)$$

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h \quad (5.7)$$

Na Figura 5.1. estão representadas as trajectórias de tensões correspondentes aos provetes moldados com um índice de vazios de 0,9. Como é possível constatar através da figura, para valores de tensões efectivas superiores ou iguais a 400 kPa, o fenómeno da liquefacção não é verificado.

A Figura 5.2 representa uma normalização das trajectórias, dos ensaios consolidados isotropicamente, onde se verifica com clareza a estabilidade das linhas de trajectórias de tensões dos dois ensaios que convergem no “ponto de estados estáveis (ou críticos)”. Os ensaios que incorrem em liquefacção de fluxo, caracterizam-se por não atingirem a linha traçada a vermelho na figura, que arbitrariamente parece definir uma superfície de estados estáveis, ou seja os que incorrem em rotura a volume constante, mas não colapsam por anulação das tensões efectivas.

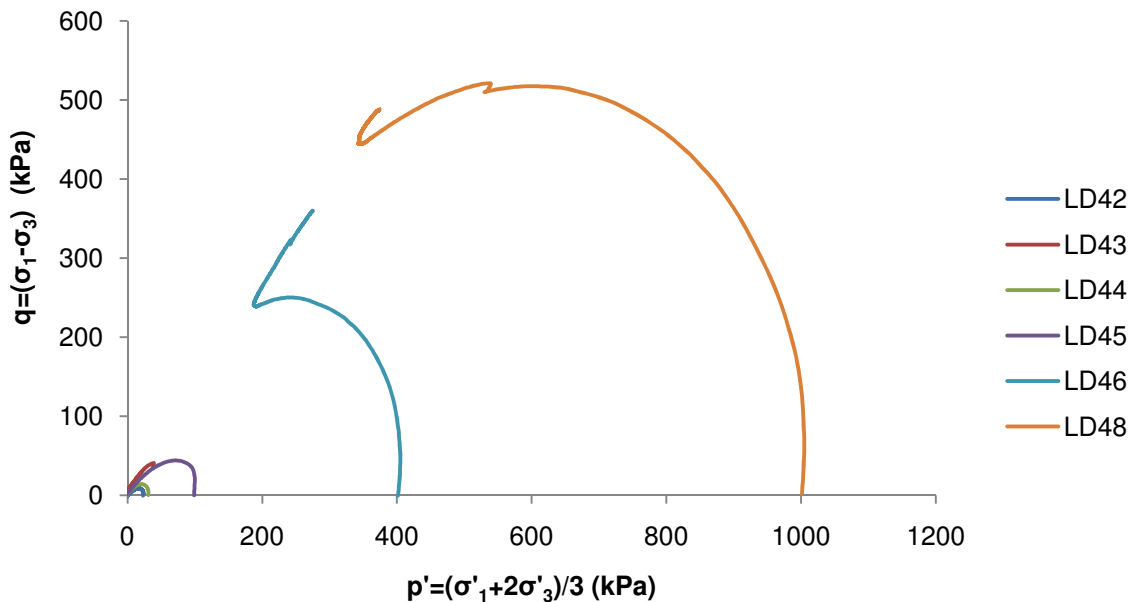


Fig.5.1 – Relação entre q e p' nos ensaios não drenados em condições de carregamento vertical monotónico.

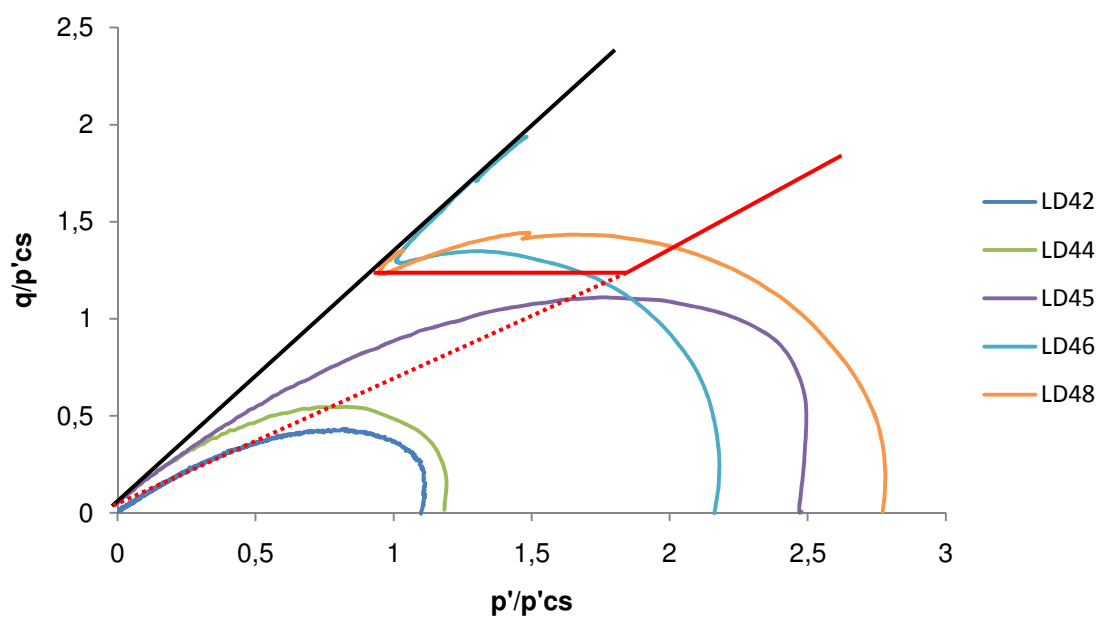


Fig.5.2 – Trajectórias de tensão normalizadas.

Nas Figuras 5.3, 5.4 e 5.5 apresentam-se as relações da deformação axial, ϵ_a , com a tensão de desvio, q , com os excessos de pressão neutra, Δu , e com o quociente entre as tensões efectivas, σ'_1/σ'_3 .

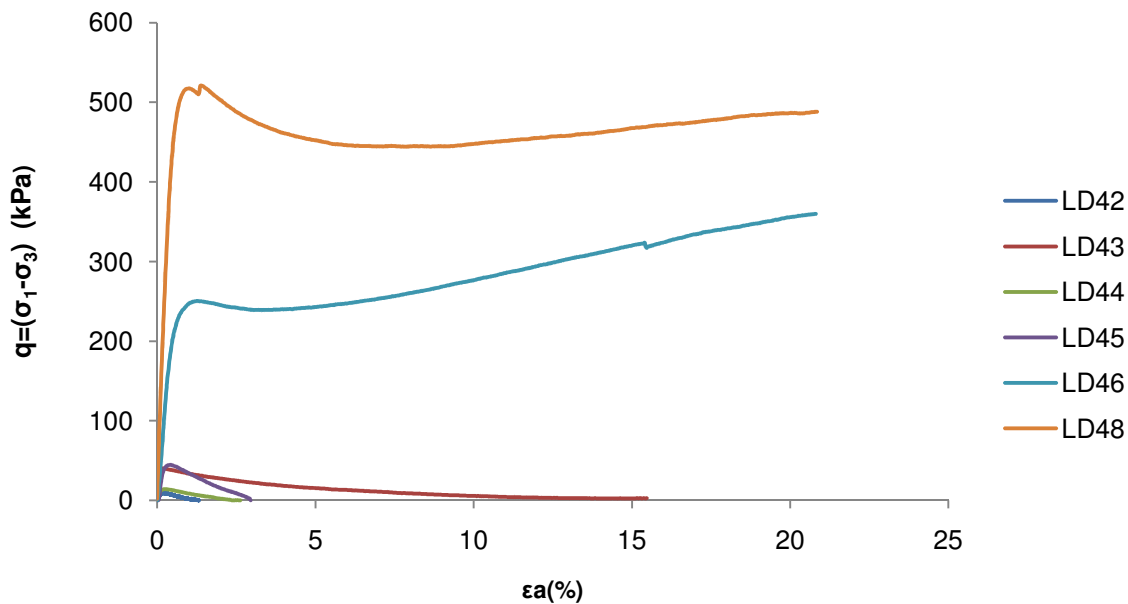


Fig.5.3 – Relação entre q e ϵ_a .

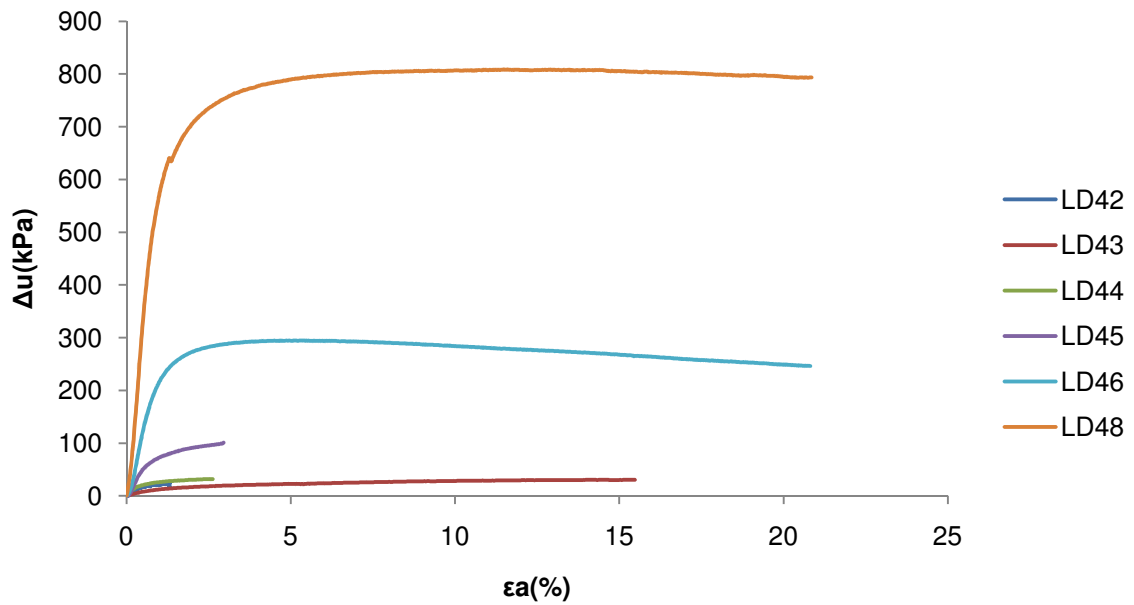


Fig.5.4 – Relação entre Δu e ϵ_a .

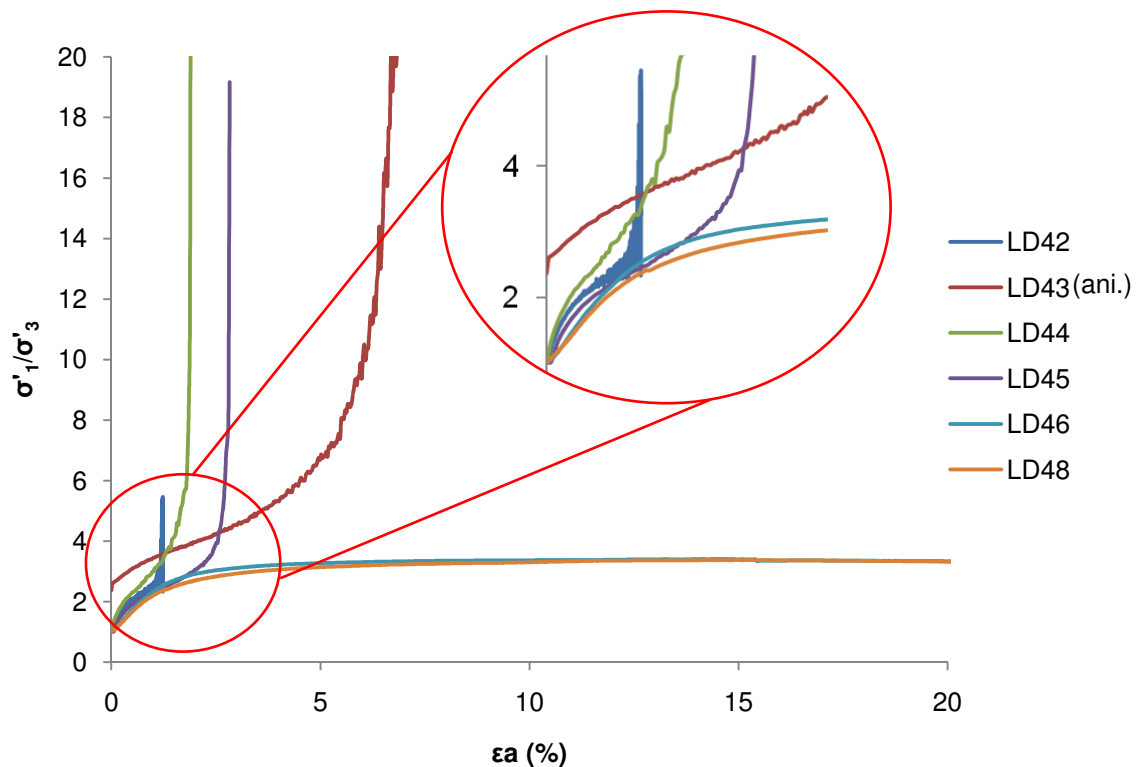


Fig.5.5 – Relação entre (σ'_1/σ'_3) e ϵ_a .

A partir das figuras apresentadas verifica-se, pese embora a aparente homogeneidade do primeiro ramo de carga na representação normalizada (veja-se a figura da ampliação da fase inicial do ensaio), a ocorrência do fenómeno de liquefação nos ensaios realizados com tensões de consolidação mais

baixas (até 100 kPa). Nestes quatro ensaios, há uma redução da tensão de desvio, até esta se anular, ao mesmo tempo que os excessos de pressão neutra atingem o valor das tensões efectivas de consolidação, originando a total perda de resistência das amostras e, consequentemente, a liquefacção. Interessa salientar que os ensaios que incorrem em liquefacção, denotam uma maior rigidez na resposta inicial da curva tensão-deformação e logo tendem a instabilizar, o que marca uma singular meta-estabilidade que caracteriza as condições de estado liquefiáveis. Voltar-se-á a esta questão mais á frente.

O ensaio LD46, apresentou um aumento significativo dos excessos de pressão neutra até cerca de 4% da deformação, valor a partir do qual estas pressões começam a diminuir. Quanto isto acontece, o fenómeno da liquefacção já não é expectável. Apesar disso, continuou-se o ensaio até se atingir os 20% de deformação, valor adoptado para o final dos ensaios. Tal como era esperado, o ensaio LD48 que foi sujeito a uma tensão de consolidação elevada, superior ao ensaio LD46 (cerca de 600 kPa), não liquefez. Esta posição relativa, em termos de estado de tensão, será objecto da análise global que se apresenta no que se segue.

Também a partir da velocidade das ondas distorcionais (V_s) é possível avaliar o comportamento da areia em estudo. A velocidade das ondas S foi registada, consecutivamente, até aos 5% de deformação axial, conforme se representa na Figura 5.6.

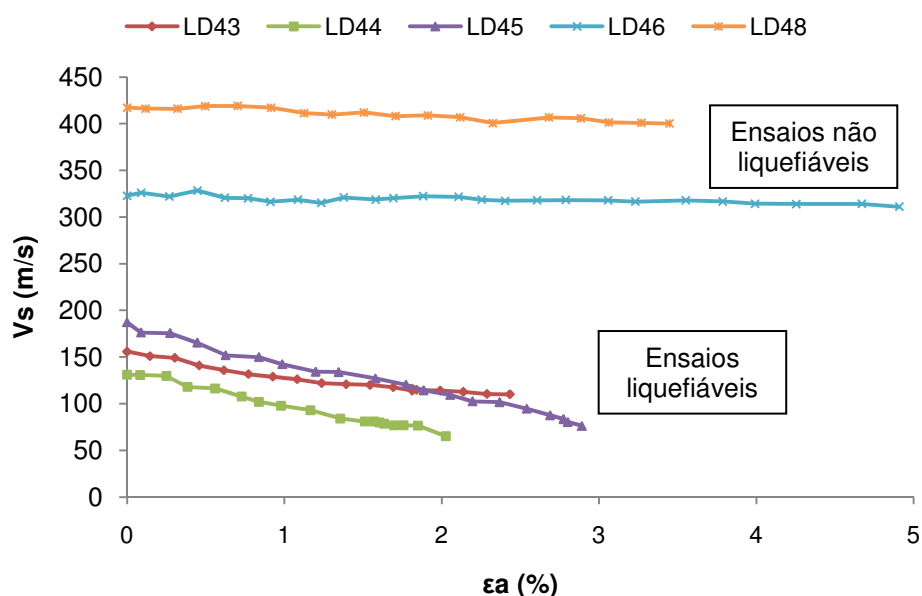


Fig.5.6 – Relação entre V_s e ϵ_a .

Observa-se que, nos casos em que ocorreu liquefacção, há um decréscimo da velocidade das ondas S com a deformação, tal como acontece com as tensões de desvio. Pelo contrário, nos ensaios LD46 e LD48 a velocidade das ondas S mantém-se aproximadamente constante.

O ensaio LD62 apresenta um índice de vazios inferior aos restantes ensaios estáticos realizados e por isso, os seus resultados são apresentados isoladamente. O objectivo deste ensaio era confirmar a susceptibilidade ao fenómeno de liquefacção estática desta areia, para o valor máximo de compacidade determinado nos ensaios cíclicos, que serão apresentados e discutidos posteriormente.

Desta forma, moldou-se um provete com um índice de vazios de 0,85, consolidado com 15 kPa de tensões efectivas, correspondente ao valor mínimo de consolidação utilizado nos ensaios com compactidade de 0,9, e procedeu-se à realização do ensaio.

Os resultados são apresentados nas Figuras 5.7, 5.8 e 5.9. Como é possível observar, não ocorreu liquefacção pois a tensão de desvio, q , aumenta progressivamente com a deformação. Analisando a relação entre a tensão de desvio e a tensão efectiva média de confinamento, denota-se uma pequena redução desta última, não chegando sequer a atingir 5 kPa.

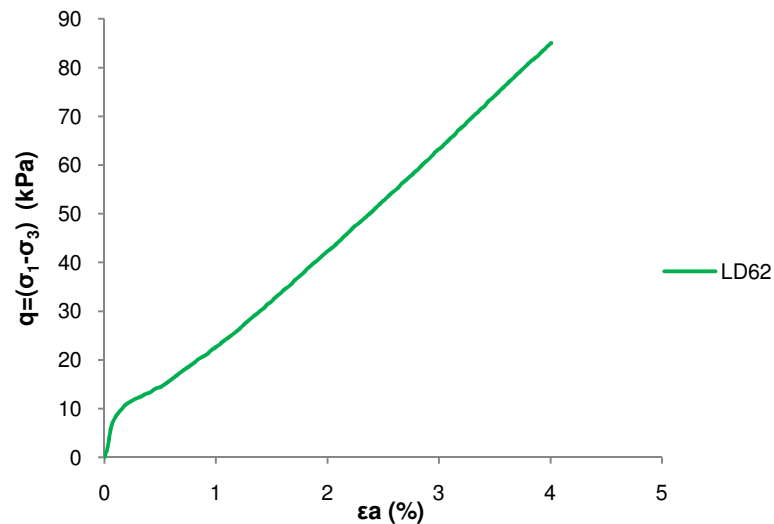


Fig.5.7 – Relação entre q e ϵ_a do ensaio LD62.

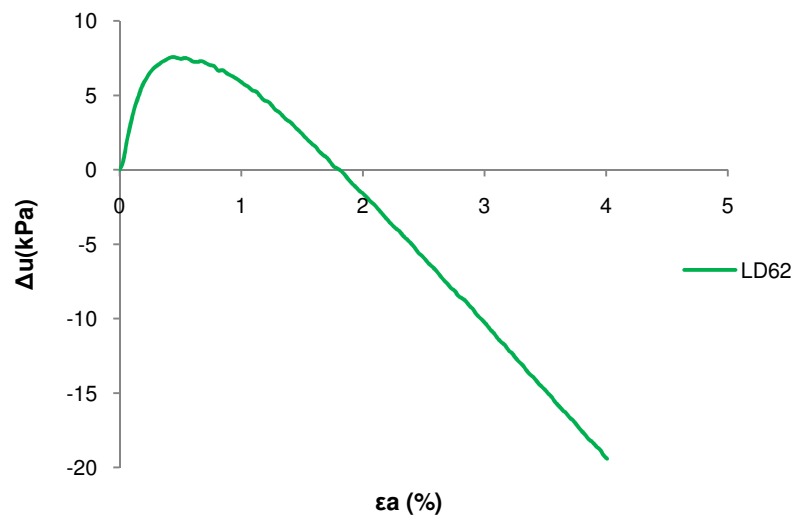


Fig.5.8 – Relação entre Δu e ϵ_a do ensaio LD62.

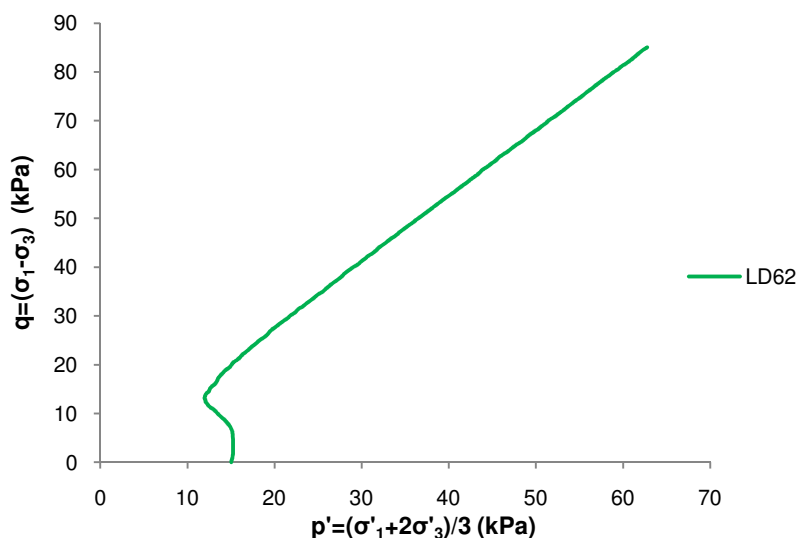


Fig.5.9 – Relação entre q e p' do ensaio LD62.

Os excessos de pressão neutra aumentam até ao valor máximo de 7,5 KPa, exactamente metade das tensões efectivas de consolidação, começando a diminuir até se anular aos 1,8% de deformação. Este é um comportamento tipicamente dilatante, próprio de uma condição de estado estável, ou seja, do lado “seco” (*dry side*) da Linha dos Estados Críticos (esta será definida mais à frente).

A velocidade das ondas S foi registada, consecutivamente, até aos 5% de deformação axial, como se representa na Figura 5.10.

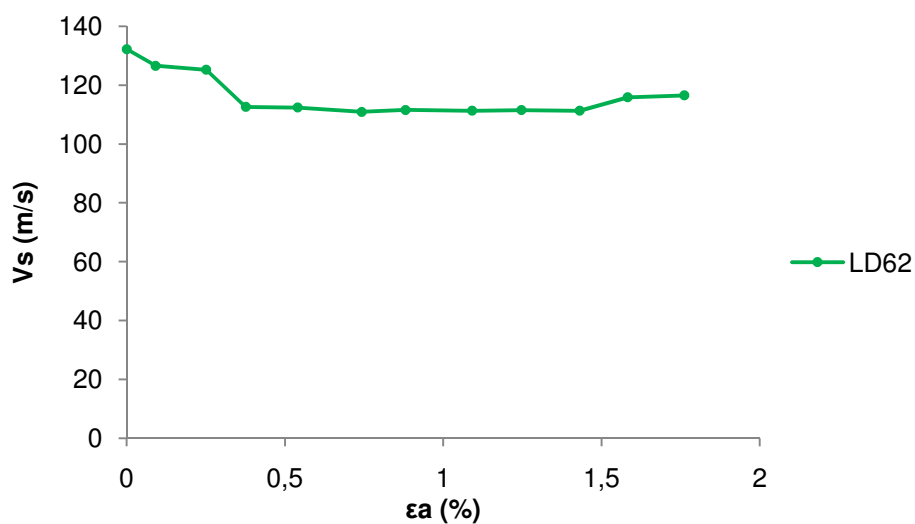


Fig.5.10 – Relação entre V_s e ϵ_a do ensaio LD62.

Também por esta via, e com notoriedade, é possível verificar o comportamento desta areia em condições de endurecimento induzido, ou seja, em dilatância. Na Figura 5.10 verifica-se um ligeiro decréscimo do valor de V_s nos primeiros momentos do ensaio de corte (correspondente ao momento do ligeiro aumento da pressão neutra), seguido de uma suave estabilização e logo se denotando um

crescimento desse parâmetro, o que revela um ganho de estabilidade por via do crescimento da tensão média efectiva.

Será feita uma nova referência a estes ensaios estáticos quando se avaliar a susceptibilidade à liquefacção de acordo com a teoria dos estados críticos.

5.1.3. ENSAIOS ESTÁTICOS NÃO FINALIZADOS

Dos dez ensaios estáticos realizados, três deles não foram concluídos. O primeiro ensaio, LD40, terminou ainda na fase de saturação devido a uma fuga de água entre a base da câmara e a célula da mesma. Isto deveu-se, possivelmente, à existência de areias entre estas duas componentes da câmara, resultantes de uma deficiente limpeza.

O ensaio LD41 também terminou durante a fase de saturação mas desta vez devido a factores externos. Uma fuga de água, resultante de outro ensaio, atingiu a caixa onde são ligados os controladores, o que fez com que estes ficassem sem controlo. Isto resultou num aumento das pressões interiores, BP, superior às pressões de confinamento, CP, que acabaram por destruir o provete como é possível observar na Figura. 5.11.

O ensaio LD61 que, ao contrário de todos os outros ia ser realizado sob condições drenadas e com uma consolidação de 1000 kPa de tensões efectivas, também não chegou a ser concluído devido a um furo na membrana provocado, eventualmente, pelas elevadas pressões. Ao longo da fase de consolidação foram registadas as velocidades das ondas S que são apresentadas na Figura 5.12.



Fig.5.11 – Pressões BP superiores às pressões CP no ensaio LD42.

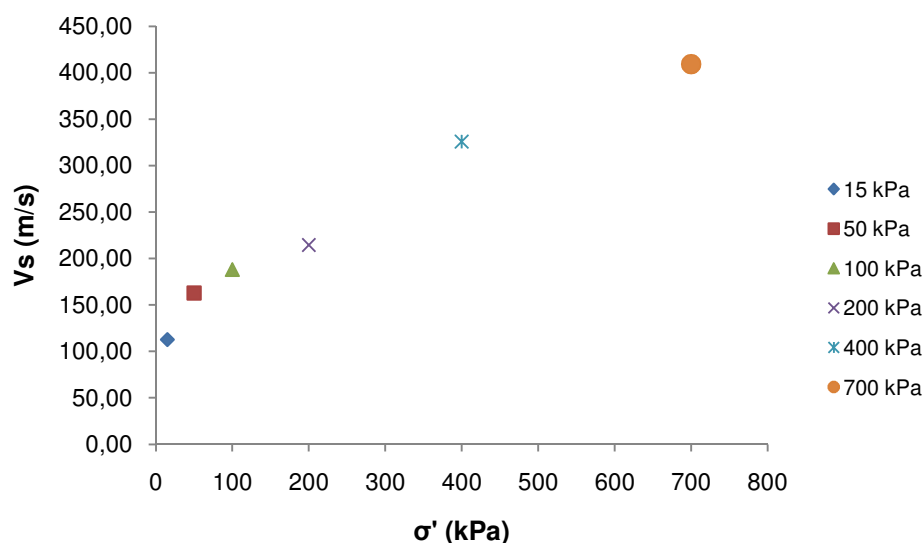


Fig.5.12 – Velocidade das ondas S para diferentes tensões efectivas de consolidação.

Verifica-se, através da Figura 5.12, um aumento, aproximadamente linear, da velocidade das ondas de corte até aos 700 kPa de tensão efectiva. No subcapítulo 5.3 será definida a equação que ajusta esta progressão bem como a variação do módulo de elasticidade em profundidade.

5.2. ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

5.2.1. DESCRIÇÃO DOS ENSAIOS REALIZADOS

Na Tabela 5.6 estão apresentadas as condições iniciais desejadas para a realização dos ensaios triaxiais cíclicos. Tal como nos ensaios estáticos as condições, após a moldagem dos provetes, são ligeiramente diferentes das condições iniciais admitidas. As grandezas reais, tais como o teor em água, w , a massa, m , o volume, V , e o índice de vazios, e_0 , podem ser consultadas na Tabela 5.7.

Tabela 5.6. – Condições iniciais pretendidas para a realização dos ensaios cíclicos.

	w (%)	σ'_h (kPa)	K_0	σ'_v (kPa)	e_0
LDC47	5	50	0,5	100	0,9
LDC49	5	100	0,5	200	0,9
LDC50	5	100	0,5	200	0,9
LDC51	5	200	1	200	0,9
LDC52	5	50	1	50	0,9
LDC53	5	15	1	15	0,9
LDC54	5	100	0,5	200	0,8
LDC55	5	25	0,5	50	0,8
LDC56	5	100	0,5	200	0,85
LDC57	5	25	0,5	50	0,85
LDC58	5	25	0,5	50	0,85
LDC59	5	25	0,5	50	0,85
LDC60	5	15	0,5	30	0,85

Tabela 5.7. – Condições antes e após a moldagem dos ensaios cíclicos.

	Antes da Moldagem			Após Moldagem						
	H (mm)	D (mm)	W_{req} (g)	H (mm)	D (mm)	W_{real} (%)	W (g)	V (cm ³)	γ (kN/m ³)	e_0
LDC47	138,00	70,00	789,64	137,90	70,00	4,84	789,60	530,70	14,60	0,8955
LDC49	138,00	70,00	789,64	137,80	69,67	5,02	786,71	525,28	13,99	0,8863
LDC50	138,05	70,11	792,27	137,64	69,85	4,91	789,94	527,48	14,69	0,8844
LDC51	126,90	70,00	725,96	123,86	69,14	4,66	694,83	465,03	14,01	0,8842
LDC52	126,89	70,00	725,96	126,77	69,80	4,73	722,58	485,10	14,61	0,8913
LDC53	126,87	70,00	725,96	126,53	69,78	4,81	721,13	483,88	14,62	0,8918
LDC54	138,13	70,00	834,01	137,80	69,97	4,99	832,82	529,91	15,42	0,7971
LDC55	138,13	70,00	834,01	137,23	70,10	5,27	832,91	529,65	15,43	0,8007
LDC56	137,97	70,00	810,25	137,51	69,91	4,87	807,74	527,78	15,01	0,8433
LDC57	137,95	70,00	810,25	137,95	69,97	4,88	810,31	530,40	14,99	0,8467
LDC58	137,93	70,00	810,25	137,88	70,10	5,11	808,64	532,14	14,91	0,8607
LDC59	138,00	70,00	810,84	137,81	69,78	4,91	807,17	527,04	15,02	0,8426
LDC60	137,97	70,00	810,84	137,49	70,00	5,04	800,54	529,11	14,84	0,8676

Na Tabela 5.8 são apresentados os volumes requeridos, correspondentes ao dobro do volume de vazios de cada amostra, e os respectivos volumes percolados.

Tabela 5.8. – Volume percolado face ao volume requerido nos ensaios cíclicos.

	$V_{requerido}$ (cm ³)	$V_{percolado}$ (cm ³)
LDC47	501,45	800,00
LDC49	493,61	760,00
LDC50	495,11	650,00
LDC51	436,46	600,00
LDC52	457,21	680,00
LDC53	456,20	600,00
LDC54	470,08	1100,00
LDC55	471,01	550,00
LDC56	482,92	600,00
LDC57	486,36	700,00
LDC58	492,31	650,00
LDC59	482,02	580,00
LDC60	491,61	620,00

Os resultados relativos ao grau de saturação, parâmetro B e velocidade das ondas P, são apresentados na Tabela 5.9. Os tempos de chegada das ondas não foram registados nos ensaios LDC51, LDC52 e LDC53, uma vez que estes foram realizados em condições isotrópicas e o equipamento que permite a aplicação das amplitudes de carga nestas condições, não está equipado com os *bender/extender elements*.

Tabela 5.9. – Avaliação do grau de saturação nos ensaios cíclicos.

	Pressões Saturação		B	t_p (μ s)	d (mm)	V_p (m/s)
	CP (kPa)	BP (kPa)				
LDC47	515	500	ND	ND	ND	ND
LDC49	515	500	ND	139,17	126,35	990,18
LDC50	515	500	0,96	136,67	126,19	923,34
LDC51	515	500	0,93	ND	ND	ND
LDC52	515	500	0,95	ND	ND	ND
LDC53	515	500	0,97	ND	ND	ND
LDC54	515	500	0,95	142,50	126,35	886,67
LDC55	515	500	ND	138,33	126,80	916,63
LDC56	515	500	ND	158,82	126,06	793,74
LDC57	515	500	ND	ND	ND	ND
LDC58	515	500	0,93	163,81	126,88	774,56
LDC59	515	500	0,93	170,83	126,80	742,23
LDC60	515	500	0,97	126,67	126,47	998,45

O processo de consolidação dos ensaios triaxiais cíclicos está devidamente explicado no Capítulo 4. Quanto à fase de corte foi necessário determinar a amplitude de carga a aplicar nos provetes, tal como referido no Capítulo 2.

Em primeiro lugar foi necessário definir as condições iniciais que pretendiam simular uma condição real, *in situ*. Decidiu-se adoptar as mesmas condições que Fonseca (2009) utilizou na realização do seu trabalho, estando estas representadas na Figura 5.13.

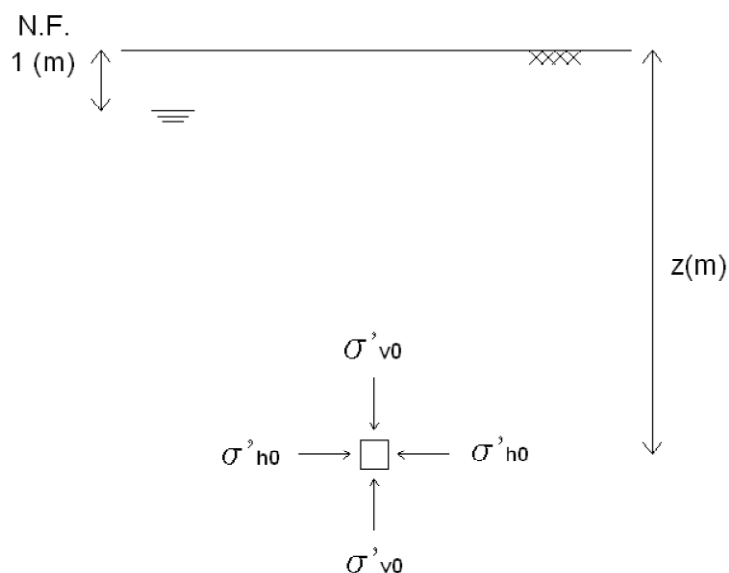


Fig.5.13 – Condições iniciais admitidas (adaptado de Fonseca, 2009)

Como é possível observar, admitiu-se que o nível freático se encontrava muito próximo da superfície (1 metro) sendo a profundidade, z , função da tensão efectiva vertical (expressão (5.8)). Os pesos volúmicos do solo e da água admitidos foram, respectivamente, de $14,5 \text{ kN/m}^3$ e $9,8 \text{ kN/m}^3$.

$$\sigma'_{v0} = \gamma \times z - \gamma_w \times (z - 1) \leftrightarrow z = \frac{\sigma'_{v0} - \gamma_w}{\gamma - \gamma_w} \quad (5.8)$$

Em que:

- z – é a profundidade do terreno (m)
- σ'_{v0} – é a tensão efectiva vertical (kPa)
- γ – é o peso volúmico do solo (kN/m^3)
- γ_w – é o peso volúmico da água (kN/m^3)

Após determinada a profundidade, z , foi possível calcular a tensão total, σ_{v0} , através da multiplicação desta pelo peso volúmico do solo (expressão (5.9)) e o parâmetro r_d , definido no capítulo 2, através das expressões (2.11), (2.12), (2.13) e (2.14).

$$\sigma_{v0} = z \times \gamma \quad (5.9)$$

Utilizou-se o valor de 0,11 para o parâmetro α , correspondente à razão entre a aceleração máxima do terreno e a aceleração da gravidade. Este valor foi apresentado por Fonseca (2009), com base numa estimativa fornecida pelo doutorando Ghili Tahar da USTHB de Alger, tendo em conta o espectro sísmico registado a quando do evento e apresentado na Figura 5.14.

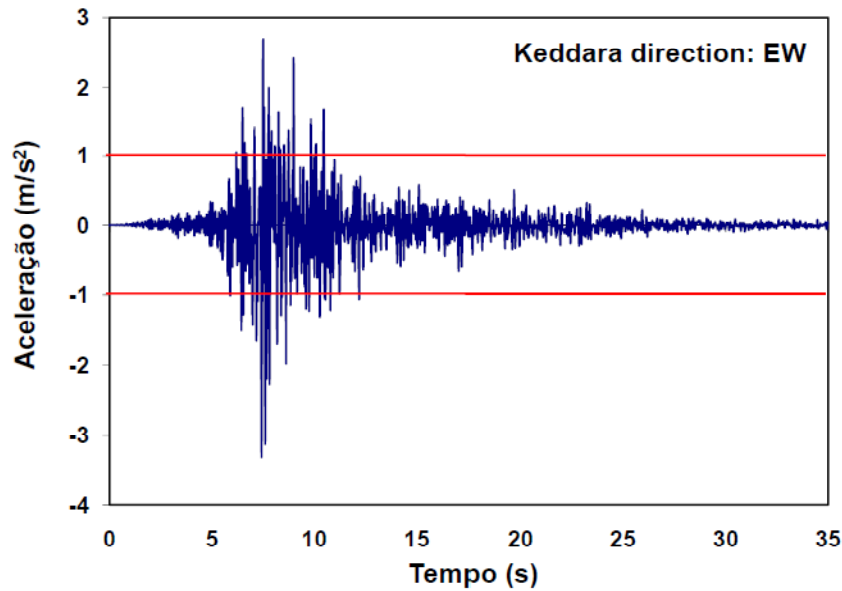


Fig.5.14 – Espectro sísmico utilizado para ponderação do valor do parâmetro α (sismo de Boumerdes em 2003: adaptado por Fonseca, 2009).

Após a determinação destes parâmetros é possível calcular a razão das tensões cíclicas, para ocorrências *in situ* ($CSR_{in situ}$ – Cyclic Stress Ratio), proposta por Seed e Idriss (1971) e apresentada na

expressão (2.9). Consequentemente, determina-se a tensão de corte cíclica, τ_d , que corresponde a metade da tensão de desvio cíclica conforme se constata através da expressão (5.10).

$$\sigma_d = 2 \times \tau_d \quad (5.10)$$

A amplitude de carga cíclica, ΔF , é então definida, multiplicando o valor da tensão de desvio cíclica, σ_d , pela área, A , do provete. A área utilizada ($38,48 \text{ cm}^2$) não corresponde ao valor exacto da área do provete nesta fase do ensaio, no entanto admite-se que esta é uma boa aproximação.

A frequência adoptada para esta oscilação cíclica sinusoidal foi de 1 Hz, embora se tivesse informação de que o registo sísmico teve frequência ligeiramente acima (2-3 Hz). Esta opção fez-se para assim se poder obter um melhor registo das grandezas envolvidas.

$$\Delta F = \sigma_d \times A \quad (5.11)$$

Na Tabela 5.10 apresenta-se um resumo da relação entre valor do CRS, para diferentes tensões, e a amplitude de carga, ΔF , utilizada nos diferentes ensaios.

Tabela 5.10. – Relação da amplitude de carga com o CRS.

K_0 (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	z (m)	σ_{v0} (kPa)	r_d	α	CRS _{in situ}	τ_{av} (kPa)	σ_d (kPa)	ΔF (N)
0,5	15	30	4,30	62,42	0,9671	0,11	0,1439	3,20	6,39	25
	25	50	8,57	124,25	0,9344		0,1660	6,15	12,30	47
	50	100	19,23	278,84	0,6606		0,1317	9,76	19,51	75
	100	200	40,55	588,01	0,5000		0,1051	15,57	31,14	120
1	15	15	1,11	16,05	0,9915	0,11	0,0758	1,26	2,53	10
	50	50	8,57	124,25	0,9344		0,1660	9,22	18,45	71
	200	200	40,55	588,01	0,5000		0,1168	23,36	46,71	180

Fonseca (2009) elaborou dois gráficos que demonstram a evolução do valor de CRS e da amplitude de carga com a profundidade para coeficientes de impulso de 0,5. Foram definidas duas séries, com um peso volúmico superior, 16 kN/m^3 , e um peso volúmico inferior, 12 kN/m^3 , ao peso volúmico do material em estudo.

É possível concluir que, com a aproximação da superfície o valor de CRS cresce exponencialmente o que torna a carga cíclica um pouco irregular nos primeiros metros de profundidade. Quando o parâmetro, r_d , estabiliza verifica-se que o valor de CRS se mantém constante e há um crescimento linear da amplitude de carga cíclica (Fonseca, 2009).

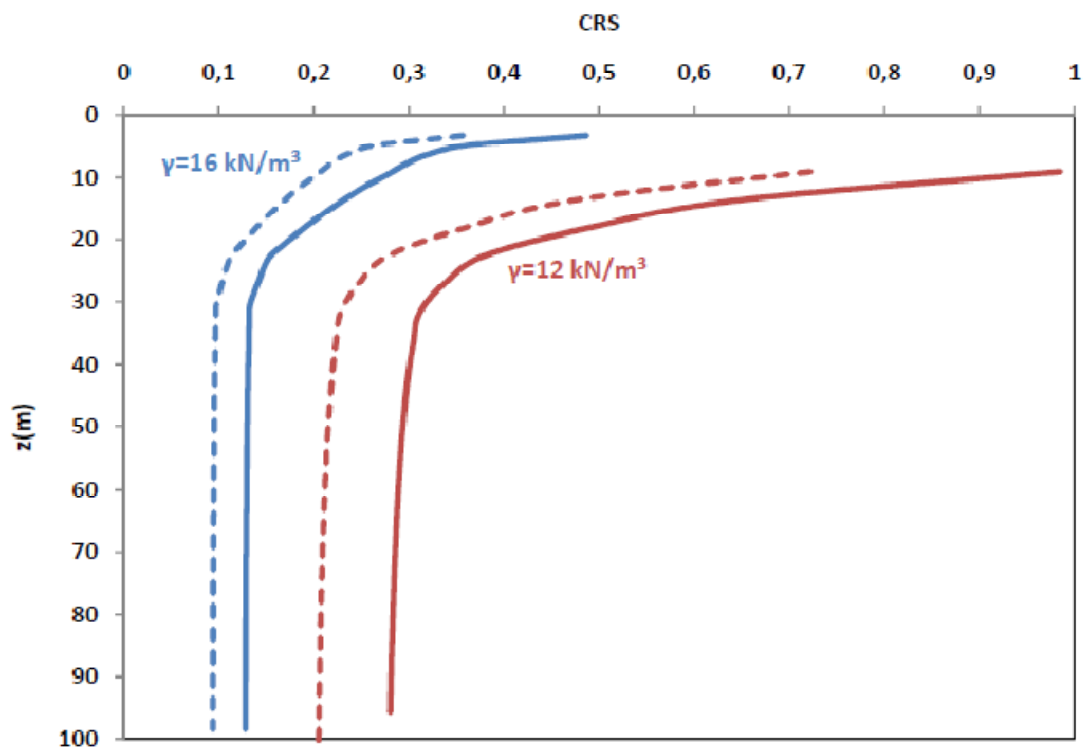


Fig.5.15 – Evolução do CRS em profundidade: em laboratório (a cheio), *in situ* (a traço interrompido) (Fonseca, 2009).

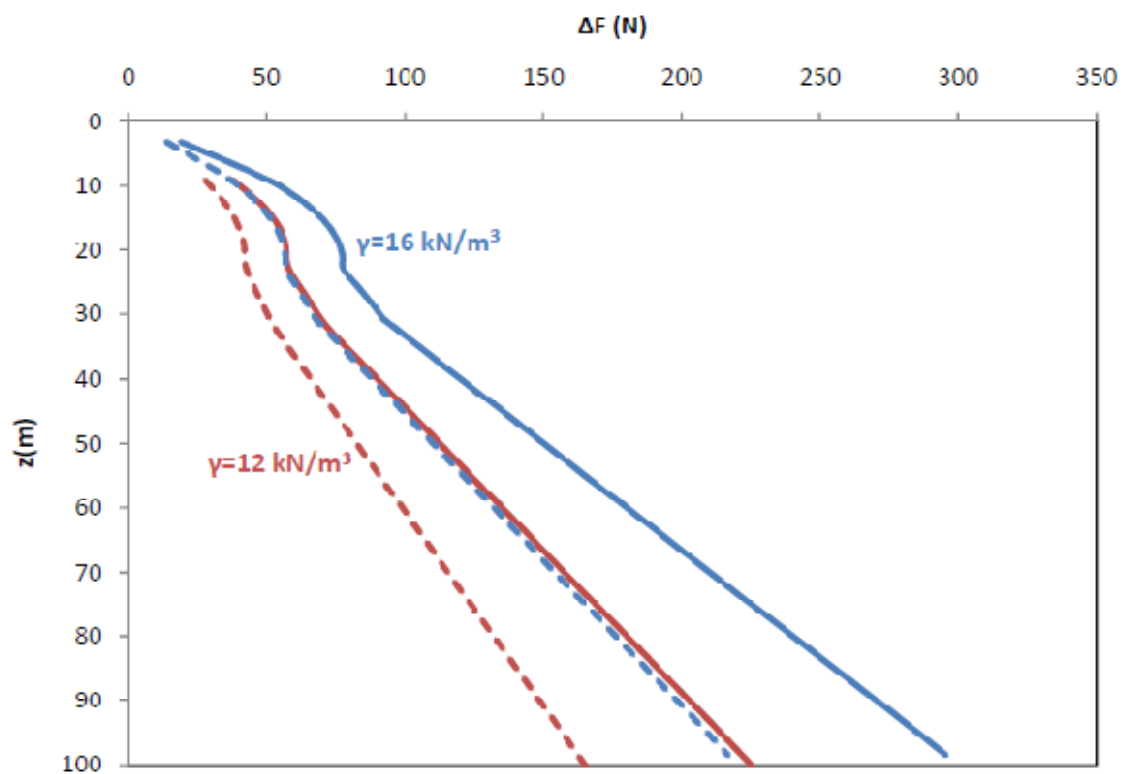


Fig.5.16 – Evolução da amplitude de carga cíclica em profundidade: em laboratório (a cheio), *in situ* (a traço interrompido) (Fonseca, 2009).

5.2.2. ANÁLISE GRÁFICA DOS RESULTADOS

Os primeiros ensaios realizados tinham como objectivo confirmar os resultados do ensaio LDC28 realizado por Fonseca (2009), com um índice de vazios de 0,9 e uma consolidação anisotrópica com 200 kPa de tensão efectiva vertical.

Nas Figuras 5.17 e 5.18 são apresentadas as relações entre q - p' e q - ϵ_a correspondentes aos ensaios LDC49 e LDC50. Observa-se uma diminuição das tensões de desvio em ambos os ensaios, no entanto, a trajectória correspondente ao LDC49 apresenta uma estabilização antes de estas se anularem. Isto poderá ser resultado de uma falha do equipamento, pois como se verifica na Figura 5.19, a amplitude de carga deixa de ser aplicada ao fim de, aproximadamente, sete ciclos, ou seja, sete segundos.

Já no ensaio LDC50 foram necessários apenas dois ciclos de carga para que os excessos de pressão neutra igualassem as tensões efectivas. Esta discrepância poderá ser resultado das diferentes solicitações sísmicas a que os ensaios estiveram sujeitos. No ensaio LDC49 foi aplicada uma solicitação descentrada, isto significa que foram aplicados ciclos descendentes a começar na tensão efectiva média de confinamento, enquanto no ensaio LDC50 esta solicitação foi centrada, com oscilações iguais em ambas as direcções a partir da tensão efectiva média de confinamento. Fonseca (2009) concluiu, a partir dos seus ensaios, que a aplicação de uma solicitação descentrada, sob as mesmas condições de consolidação, requer um maior número de ciclos para que ocorra o fenómeno da liquefacção.

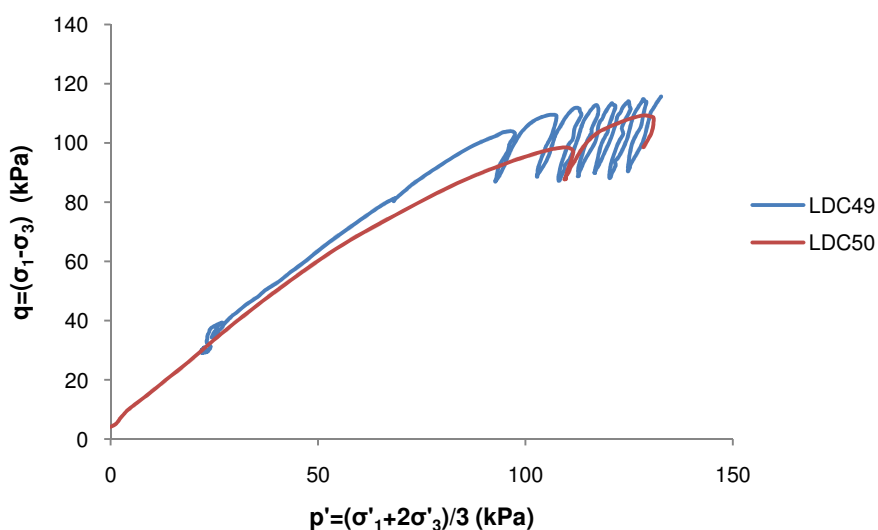


Fig.5.17 – Relação entre q - p' dos ensaios LDC49 e LDC50.

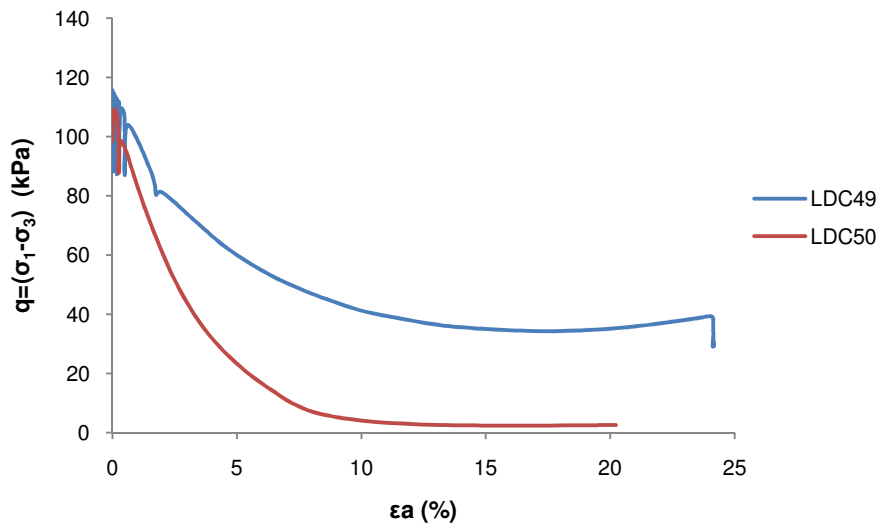


Fig.5.18 – Relação q-εa dos ensaios LDC49 e LDC50.

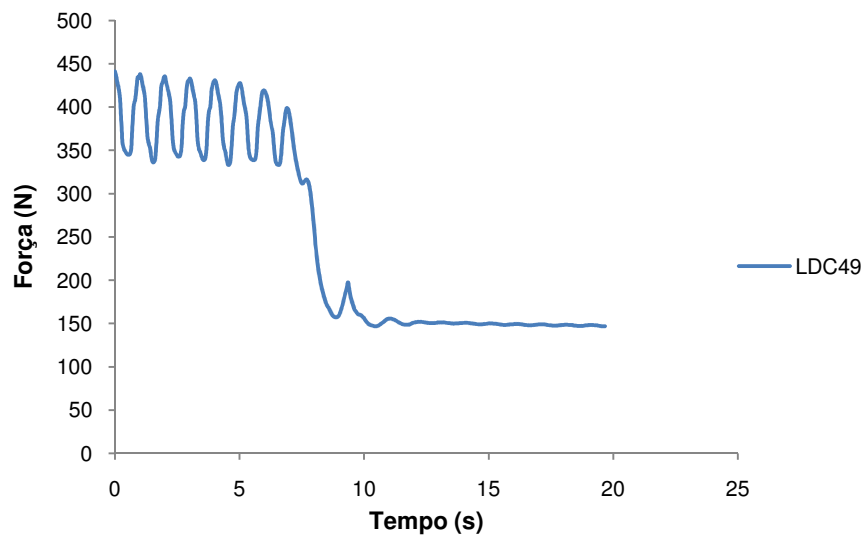


Fig.5.19 – Amplitude de carga do ensaio LDC49.

Os ensaios LDC51, LDC52 e LDC53, ao contrário de todos os outros, foram realizados em condições isotrópicas. Isto implica que, durante a fase de corte, existam, alternadamente, compressões e tracções no provete. Devido a isto foi necessário recorrer a um dispositivo que promove um vácuo no topo do provete, garantindo que este fica solidário com o pistão e célula de carga axial. O ensaio LDC53 não foi finalizado pois é necessária a aplicação de uma pré-carga, de forma a criar as condições de vácuo essenciais para se iniciar o corte. O equipamento não tem sensibilidade suficiente para aplicar uma pré-carga sem que se criem alguns excessos de pressão neutra, que no caso do ensaio LDC53 foram suficientemente elevados para levar à anulação das tensões efectivas e consequentemente liquefacção da amostra antes de se iniciar o processo de corte.

Nas Figuras 5.20 e 5.21 apresentam-se as relações entre p' e q para os ensaios LDC51 e LDC52, respectivamente.

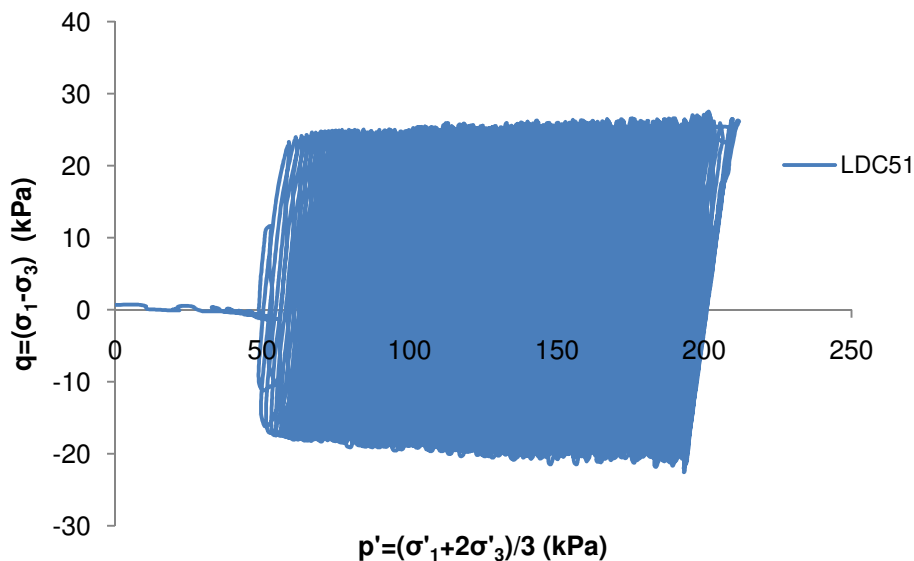


Fig.5.20 – Relação entre q e p' do ensaio LDC51.

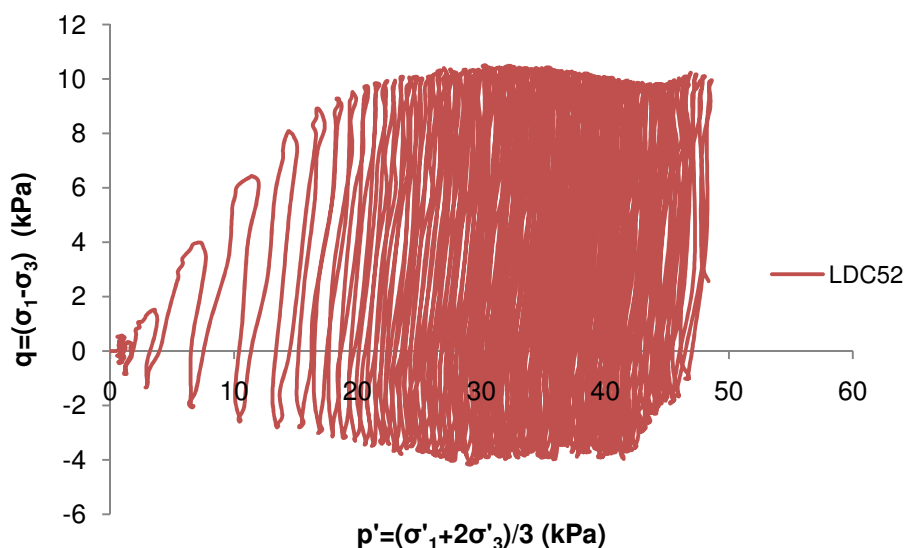


Fig.5.21 – Relação entre q e p' do ensaio LDC52.

Denota-se uma assimetria, mais evidente no ensaio LDC52, das tensões de desvio face ao eixo das abcissas, porque na realidade não se parte de uma condição isotrópica absoluta ($\sigma'_h = \sigma'_v$) uma vez que a pré-carga necessária para a criação do vácuo, provoca um aumento das tensões efectivas verticais. De qualquer forma esta é uma aproximação aceitável face às condições e equipamentos disponíveis.

Em ambos os ensaios foi verificado o fenómeno da liquefacção. Como seria de esperar o número de ciclos necessário para a ocorrência deste fenómeno foi mais elevado no ensaio LDC51, 264 ciclos, face aos 90 do ensaio LDC52. Denota-se também que no ensaio LDC51 este fenómeno ocorre de forma mais drástica, comparativamente com o ensaio LDC52 em que observa uma clara diminuição das tensões de desvio, q.

Com o objectivo de tentar descobrir qual o valor limite do índice de vazios em que se verifica liquefacção, realizaram-se os ensaios LDC54 e LDC55 com uma compactidade de 0,8 e consolidados com 100 kPa e 25 kPa de tensão efectiva horizontal, respectivamente.

Na Figura 5.22 apresentam-se as relações entre p' e q para os dois ensaios.

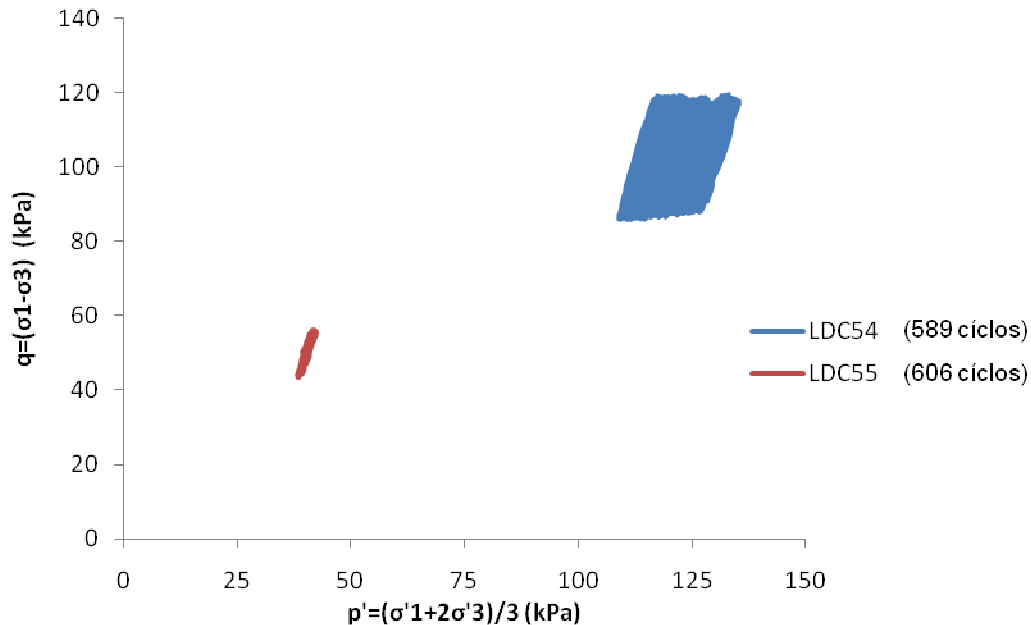


Fig.5.22 – Relações entre p' e q dos ensaios LDC54 e LDC55.

Como se observa pela figura, não ocorreu liquefacção em nenhum dos ensaios. Ao contrário do que aconteceu nos ensaios com um índice de vazios de 0,9, verifica-se um ligeiro aumento da tensão de desvio. Este aumento é mais evidente na Figura 5.23 que relaciona estas tensões com a deformação axial, ϵ_a . É possível constatar que apesar do elevado número de ciclos, 589 para o LDC54 e 606 para o LDC55, as deformações são muito baixas, comparativamente com os resultados dos ensaios anteriores.

Conclui-se então que, com estas condições de compactidade e para as condições de consolidação definidas não é verificado o fenómeno em estudo. Os restantes ensaios foram realizados com um índice de vazios de 0,85.

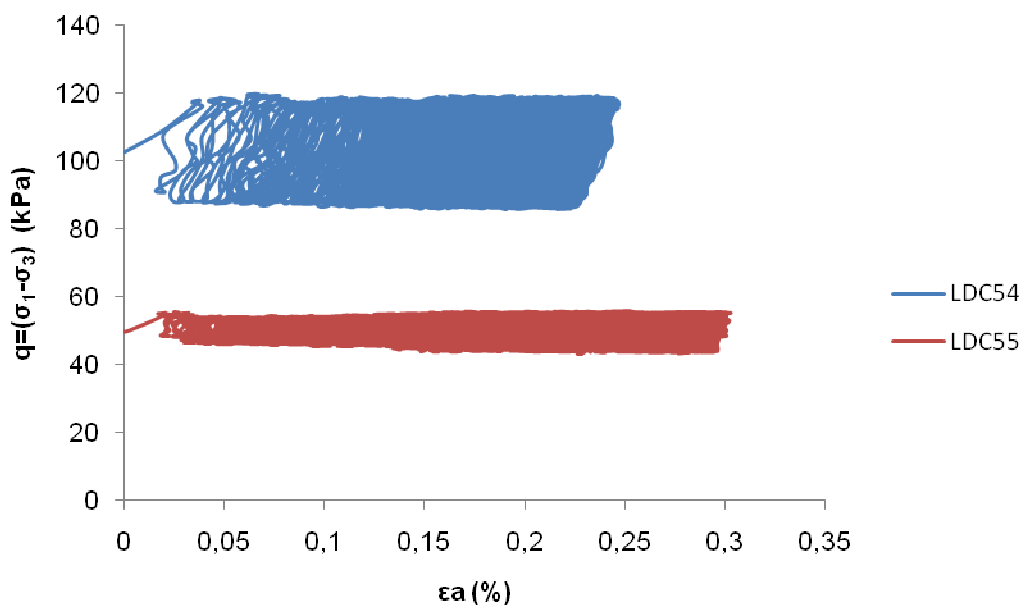


Fig.5.23 – Relações entre q e ϵ_a dos ensaios LDC54 e LDC55.

A Figura 5.24 apresenta a trajectória de tensões q - p' , correspondente ao ensaio LDC56.

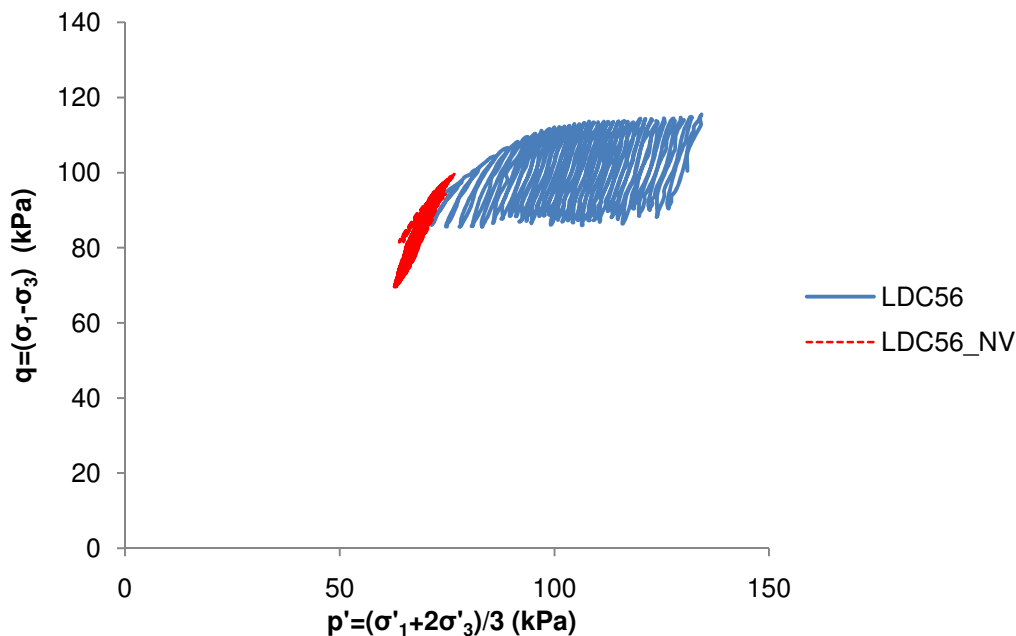


Fig.5.24 – Relação entre p' e q do ensaio LDC56

Verifica-se através da Figura 5.24 que há uma redução progressiva das tensões de desvio, não sendo suficiente, no entanto, para estas se anularem. Apesar disto, admite-se que ocorreu liquefacção pois durante a realização do ensaio a amostra apresentou o comportamento típico deste fenómeno, isto é, perdeu a resistência e desmoronou-se. A justificação para esta anormal trajectória de tensões resulta do facto de, quando se dá a deformação significativa do provete (tipo colapso), a célula de carga

acompanha o seu movimento, continuando a aplicar a amplitude de carga definida, após o rearranjo das partículas. As Figuras 5.25 e 5.26 apresentam a relação das tensões de desvio com a deformação e a amplitude de carga ao longo do tempo e permitem visualizar melhor este acontecimento. Aí se distinguem a fase do ensaio com significado físico (a azul), da restante parte da acção cíclica no sistema.

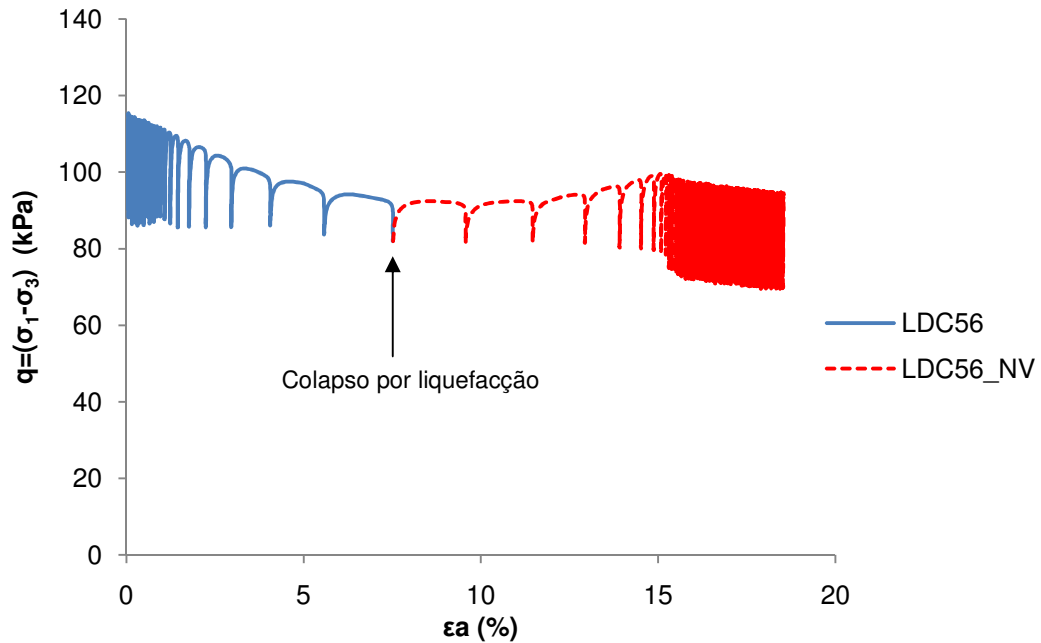


Fig.5.25 – Relação entre q e ϵ_a do ensaio LDC56

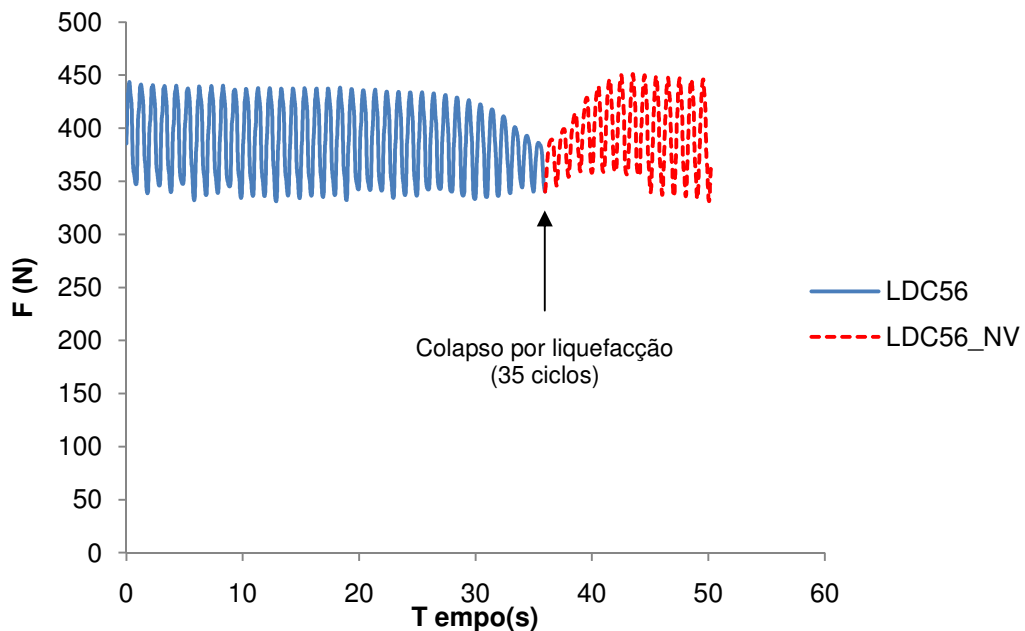


Fig.5.26 – Amplitude de carga do ensaio LDC56.

Admite-se assim que, para uma consolidação de 100 kPa de tensões efectivas horizontais e uma compacidade de 0,85, aproximadamente, o fenómeno da liquefacção verifica-se e ocorre ao fim de 35 ciclos, isto é, 35 segundos.

No ensaio LDC59 verifica-se a situação descrita anteriormente. Não há anulação das tensões de desvio nem da força aplicada, uma vez que a célula de carga não chega a perder o contacto com o provete. Nas Figuras 5.27, 5.28 e 5.29 apresentam-se as trajectórias de tensões q - p' , a relação q - ϵ_a e a amplitude de carga para este ensaio.

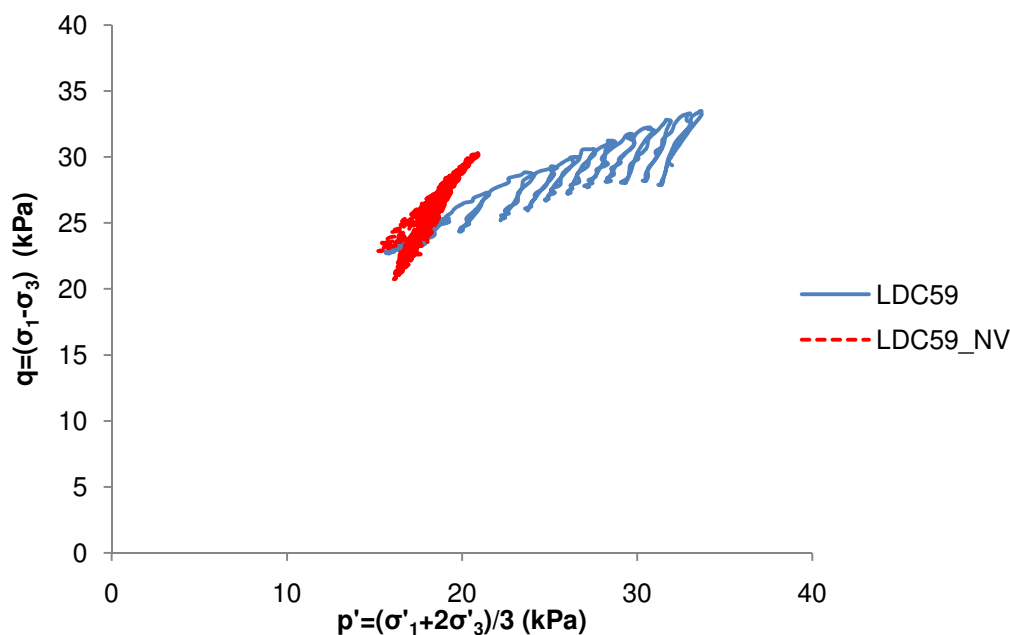


Fig.5.27 – Relação entre q e p' do ensaio LDC59.

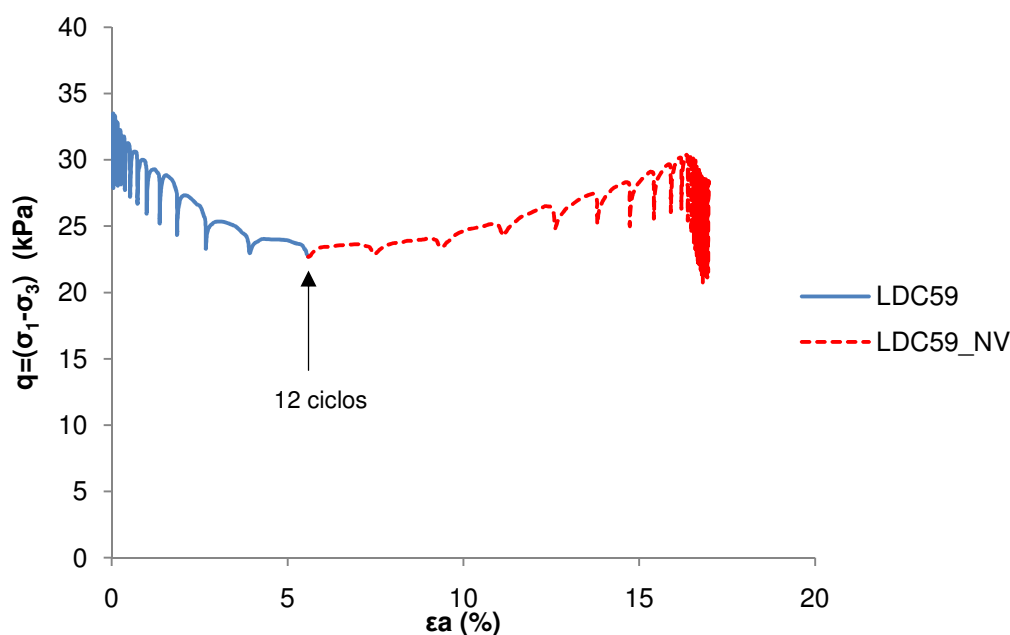


Fig.5.28 – Relação entre q e ϵ_a do ensaio LDC59.

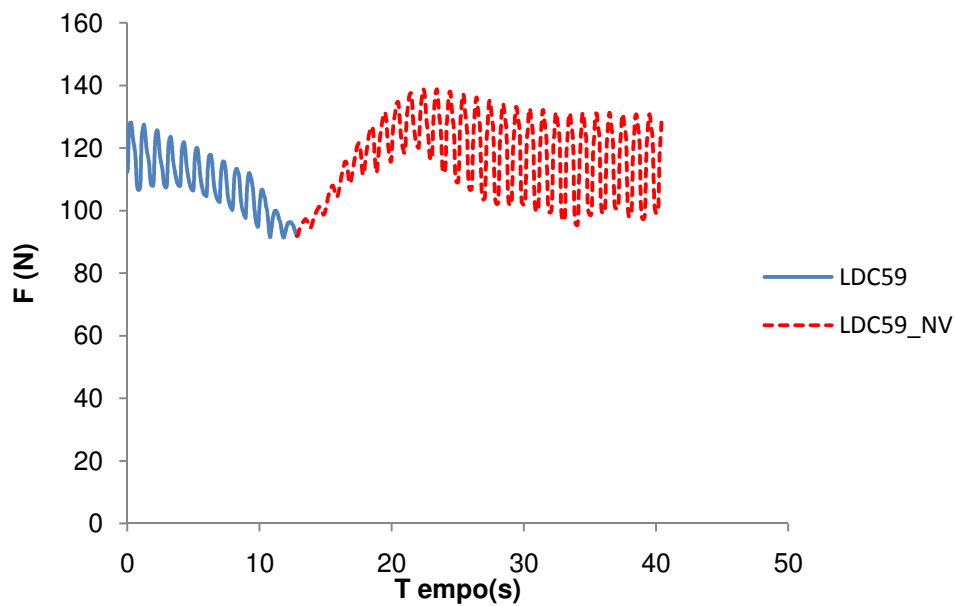


Fig.5.29 – Amplitude de carga do ensaio LDC59.

Tal como seria de esperar, o número de ciclos necessário para a ocorrência de liquefação foi inferior ao do ensaio LDC56, uma vez que esta amostra se encontrava num estado de tensão inferior. Foram necessários 12 ciclos para se verificar este fenómeno.

Nas Figuras 5.30 e 5.31 são apresentados os resultados relativos ao último ensaio realizado, LDC60. Ao contrário do que seria expectável, este ensaio foi o que necessitou de um maior número de ciclos para liquefazer, comparativamente com os ensaios com o mesmo índice de vazios. Isto terá acontecido, devido à baixa amplitude de carga aplicada estimada para esta condição, aproximadamente metade da amplitude de carga definida inicialmente, como se pode verificar na Figura 5.32.

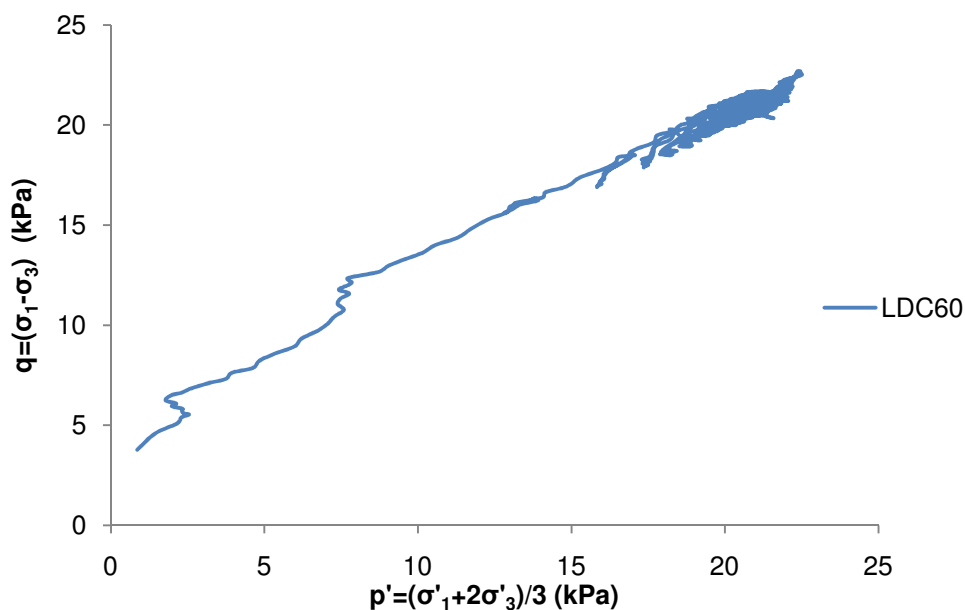


Fig.5.30 – Relação entre q e p' do ensaio LDC60.

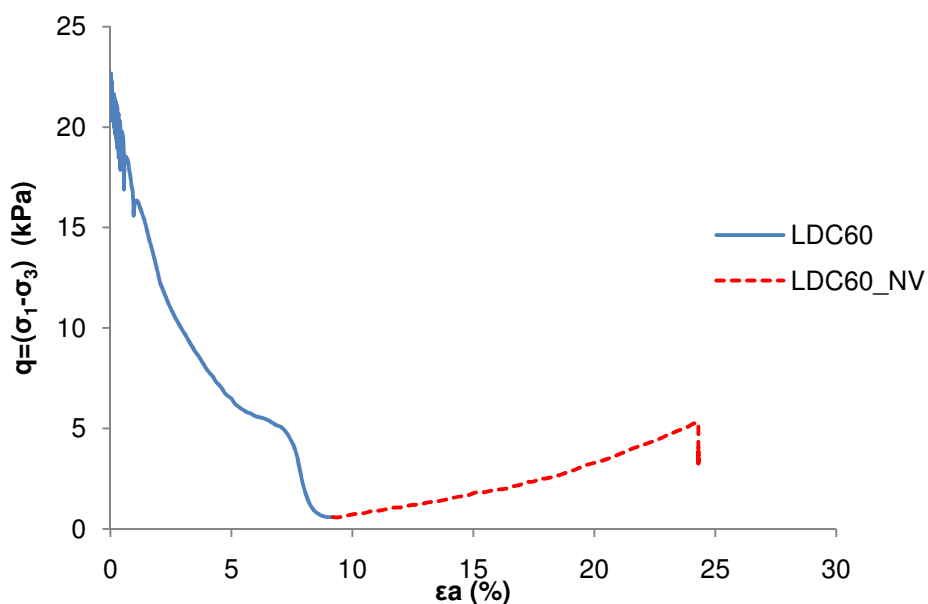


Fig.5.31 – Relação entre q e ϵ_a do ensaio LDC60.

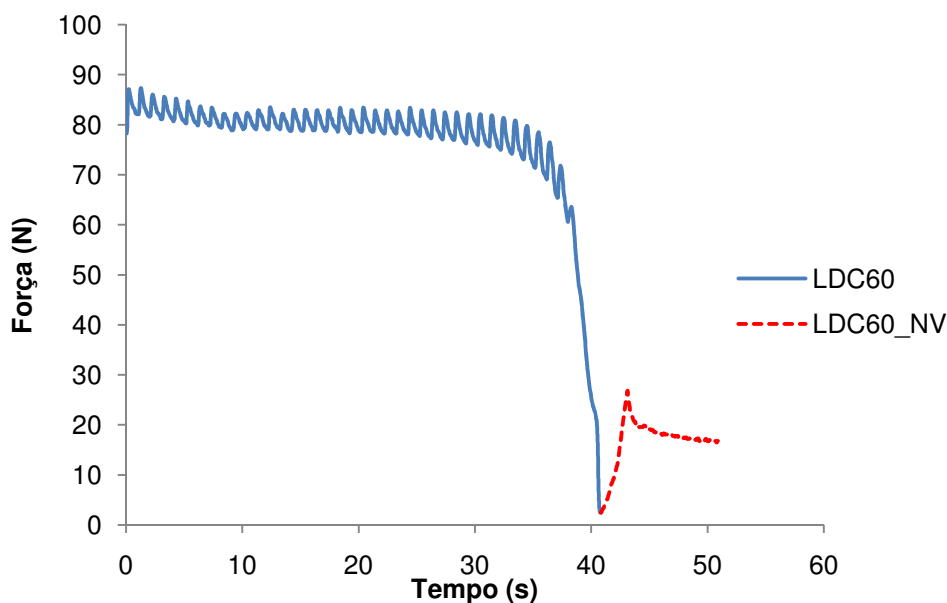


Fig.5.32 – Amplitude de carga do ensaio LDC60.

5.2.3. ENSAIOS CÍCLICOS NÃO FINALIZADOS

Os ensaios cíclicos não começaram da melhor forma pois, o primeiro ensaio, LDC47, não chegou a ser concluído. Devido a um furo na membrana não foi possível realizar a fase de consolidação, uma vez que, não se conseguiu efectuar o aumento progressivo das pressões CP até ao valor desejado. A água que era introduzida na câmara, para provocar o aumento das pressões, era percolada através do provete e transferida para a câmara que serviu de suporte para o aumento das pressões BP durante a fase de saturação.

O segundo ensaio que não chegou a ser finalizado foi o LDC53, tendo já sido referidas as causas que impossibilitaram a sua conclusão.

Relativamente ao ensaio LDC57, um furo no cabo de ligação dos *bender/extender elements*, do topo do provete, provocou uma fuga de água suficientemente elevada para inviabilizar o ensaio. Durante a fase de saturação, a taxa de incremento das pressões CP foi inferior à das pressões BP, acabando estas por se igualar. Quanto ao ensaio LDC58, este chegou a ser concluído e a rotura deu-se devida ao fenómeno da liquefacção. No entanto um erro no software não permitiu a aquisição dos dados do ensaio, não se obtendo assim resultados práticos do mesmo.

5.3. CARACTERIZAÇÃO DO MATERIAL

5.3.1. ÂNGULO DE ATRITO

Em complemento aos ensaios triaxiais realizados antes deste trabalho de tese, e no âmbito das que o precederam (Pinheiro, 2009 e Fonseca, 2009), decidiu-se confirmar o valor do ângulo de atrito da areia em estudo, realizando cinco ensaios de corte directo, com diferentes tensões de consolidação. Na Figuras 5.33 e 5.34 apresentam-se as relações entre os deslocamentos horizontais (δ_h) e a força (F) e os deslocamentos verticais (δ_v), para as diferentes tensões de consolidação.

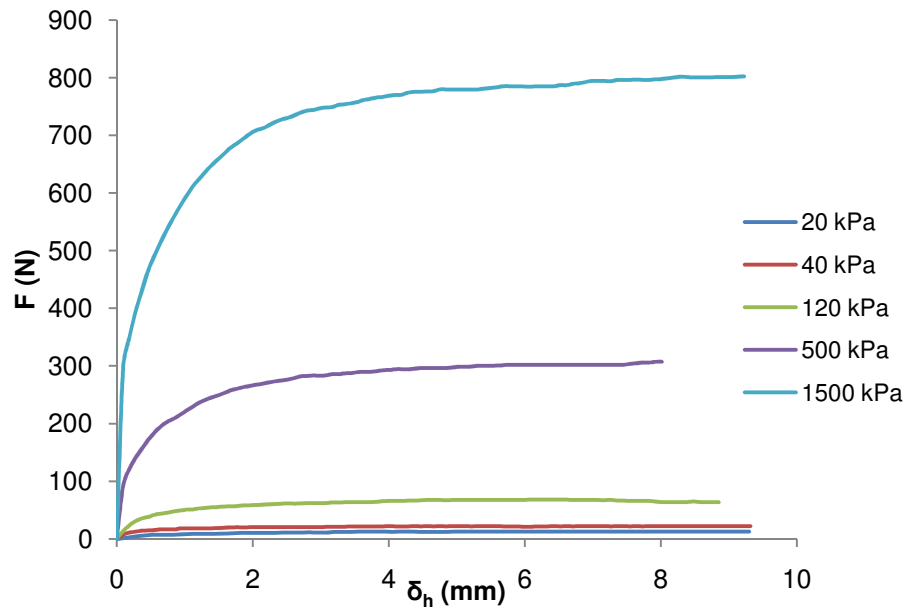


Fig.5.33 – Relação entre F e δ_h .

As tensões de corte são calculadas através da divisão da força, F, pela área, A, da caixa de corte como se verifica na expressão (5.12).

$$\tau = \frac{F}{A} \quad (5.12)$$

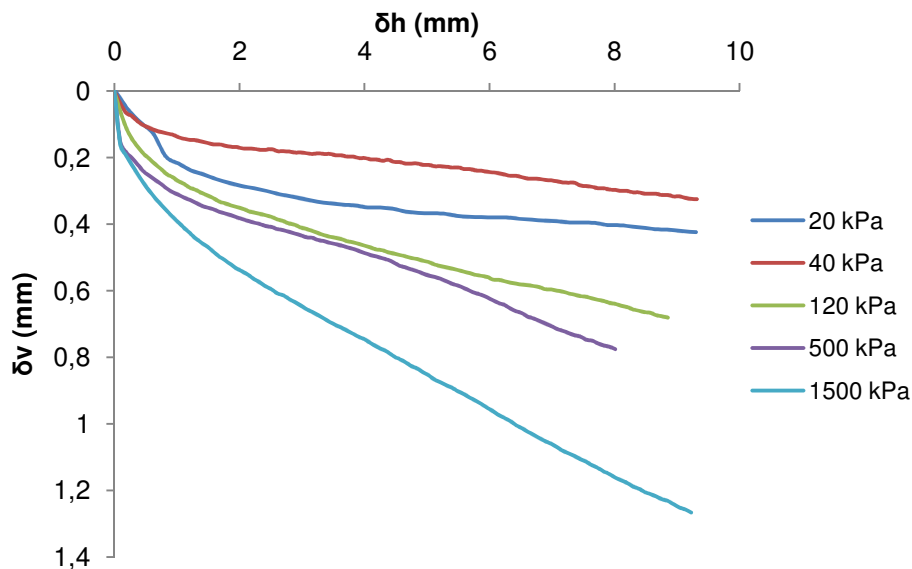


Fig.5.34 – Relação entre δv e δh .

Na Figura 5.35 apresentam-se os resultados das tensões de corte com as respectivas tensões de consolidação e define-se uma regressão linear de onde é determinado o valor do ângulo de atrito.

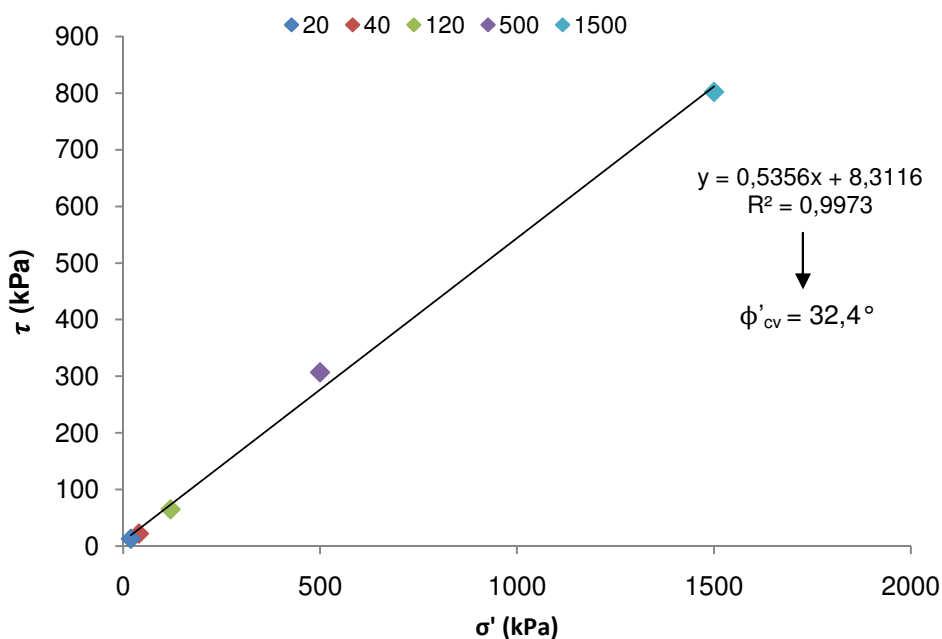


Fig.5.35 – Relação entre Tensão de Consolidação e Tensão de Corte.

Como é possível observar a inclinação da recta é $m=0,5356$ e a regressão é bastante aceitável, com o coeficiente R^2 muito próximo da unidade. Uma vez que a inclinação é igual à tangente do ângulo da recta é possível determinar o ângulo de atrito através da expressão (5.13).

Os ensaios triaxiais realizados por Pinheiro (2009) e Fonseca (2009) em amostras soltas permitiram, para os ensaios que não liquefizeram, e para deformações axiais de 20% com estabilização volumétrica e de pressão neutra, inferir um ângulo de atrito a volume constante, de $\phi'_{cv} = 32,4^\circ$ (com regressão de $R^2=0,992$ – ver Fonseca, 2009). Deve-se salientar que o ângulo de atrito em condições de corte directo imposto é, em condições de pico – para as quais a dilatância interfere no mesmo –, distinto dos valores obtidos em ensaios triaxiais (Viana da Fonseca, 1996), mas como também referido por este autor e já estabelecido na bibliografia de especialidade (Jewel e Wroth, 1987), tende a ser igual ao obtido em triaxial quando a dilatância se anula, ou seja a volume constante. Ou seja, a proximidade dos dois ângulos de atrito (ϕ'_{cvTX} e ϕ'_{cvDS}) é tão surpreendente quanto clássica.

O coeficiente de impulso, K_0 , é definido a partir da expressão (5.14) proposta por Jaky (1944) para solos puramente friccionais. Nos termos desta proposta este coeficiente depende apenas do ângulo de atrito.

$$\phi' = \arcsin(0,5356) = 32,4^\circ \quad (5.13)$$

$$K_0 = 1 - \tan(32,38) = 0,464 \quad (5.14)$$

Como se verifica, este resultado é bastante próximo do valor inicialmente admitido de $K_0=0,5$.

5.3.2. CURVA DE COMPACTAÇÃO

Tal como referido em 4.9, através da realização do ensaio de placa vibratória foi possível definir a curva de compactação do material em estudo. É possível verificar através das Figuras 5.36 e 5.37 que, para teores em água próximos de 5%, se obtêm valores mínimos do peso volúmico seco máximo, $\gamma_{d,máx}$, e obviamente índices de vazios mínimos, e_{min} , superiores. Destas figuras surgem sinais de maior dificuldade de adensamento para teores em água da ordem dos 5%.

Uma vez que não se descobriu nenhum ensaio padronizado que permitisse determinar o índice de vazios máximo para diferentes condições de humidade, apenas para o material seco, realizou-se um teste (já referido em 4.9) que pretendeu demonstrar que é possível obter índices de vazios máximos mais elevados, para o material numa condição húmida, comparativamente à condição seca. Estes resultados são apresentados na Tabela (5.11).

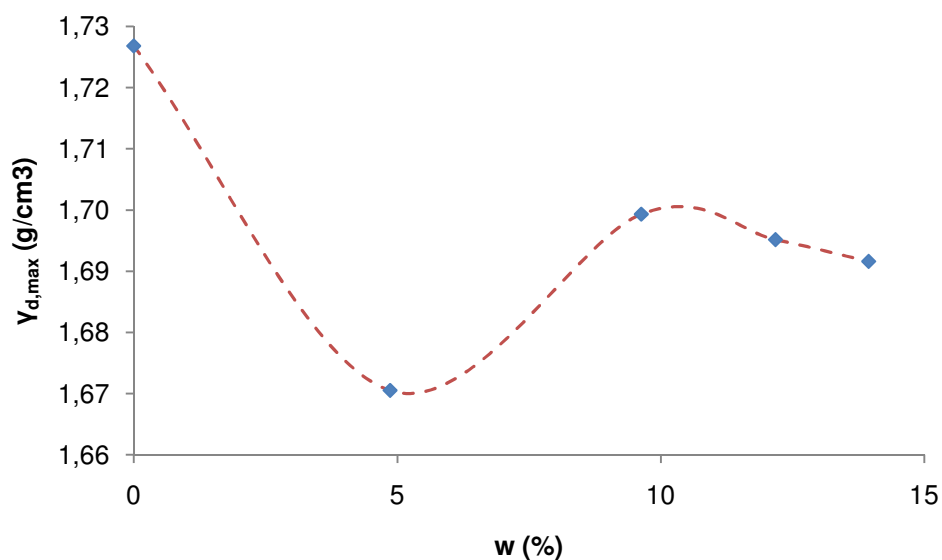


Fig.5.36 – Relação entre o teor em água e o peso volúmico seco máximo do material.

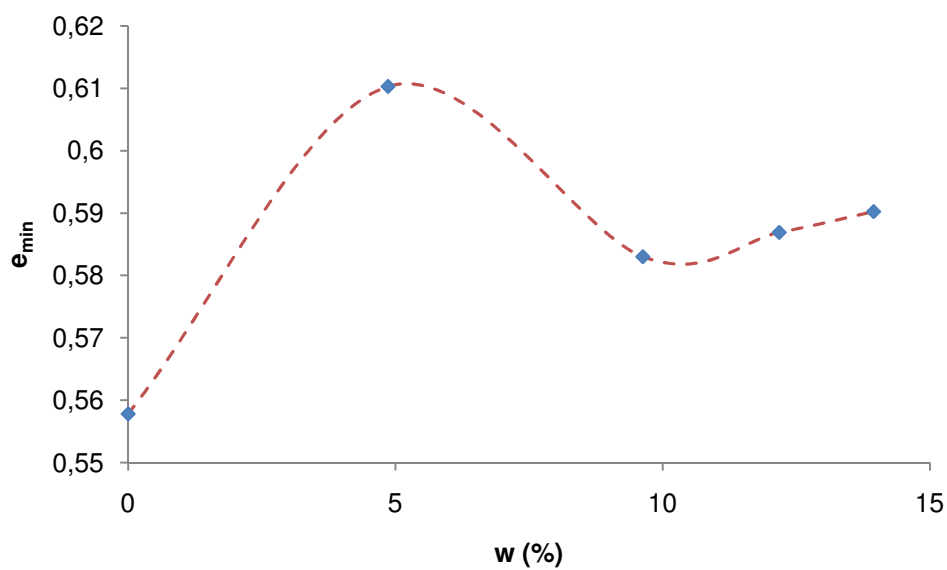


Fig.5.37 – Relação entre o teor em água e o índice de vazios mínimo do material.

Tabela 5.11. – Peso volúmico mínimo e índice de vazios máximo do material em estudo para as condições, seco e saturado.

Seco	$\gamma_{d,min}=$	1,4492 g/cm ³	$e_{máx}=$	0,8561
Saturado	$\gamma_{d,min}=$	1,4159 g/cm ³	$e_{máx}=$	0,8998

5.3.3. DETERMINAÇÃO DO MÓDULO DE YOUNG DINÂMICO

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais foi possível definir a variação do módulo de elasticidade em profundidade. Foi adoptado o valor do coeficiente de Poisson de 0,362, determinado por Fonseca (2009), a partir do registo das velocidades das ondas P e S e recorrendo à expressão (2.3). A partir do registo das velocidades das ondas de corte, S, definiu-se o módulo de distorção do material, G_0 , pela decomposição da expressão (2.4) tal como se apresenta na expressão (5.15). O módulo de elasticidade é então definido através da expressão (5.16). Na Tabela (5.12) apresentam-se os resultados dos ensaios utilizados na determinação do módulo de Young.

$$G_0 = V_s^2 \times \rho \quad (5.15)$$

$$E = 2G_0(1 + \nu) \quad (5.16)$$

Tabela 5.12. – Determinação do módulo de elasticidade, E.

Ensaio	σ'_v (kPa)	V_s (m/s)	γ (kN/m ³)	G_0 (MPa)	E (MPa)	z (m)	e_0
LD43	60,9	155,9	14,6	35,5	96,8	10,90	0,890
LD44	30,7	131,0	14,5	24,8	67,6	4,47	0,919
LD45	99,1	187,1	14,5	50,8	138,4	19,04	0,906
LD46	401,3	322,9	14,7	153,2	417,4	83,47	0,880
LD48	1001,1	417,2	14,5	252,6	688,2	211,35	0,906
LDC56	197,9	236,5	14,3	80,1	218,2	40,12	0,843
LD61	15,6	112,7	14,6	18,5	50,5	1,24	0,912
	50,5	162,9	14,6	38,7	105,5	8,68	0,912
	100,5	188,1	14,6	51,6	140,6	19,34	0,912
	200,1	214,6	14,6	67,2	183,0	40,57	0,912
	399,9	325,9	14,6	154,9	422,1	83,17	0,912
	698,9	409,3	14,6	244,3	665,7	146,93	0,912

- Coeficiente de Poisson: $\nu=0,362$

Foi possível definir, através da regressão linear ajustada aos resultados da Tabela 5.12 e apresentada na Figura 5.38, uma equação que permite definir o valor de E em função da profundidade. Na expressão (5.17) está apresentada essa relação.

$$E = \frac{z+18,884}{0,2805} \quad (5.17)$$

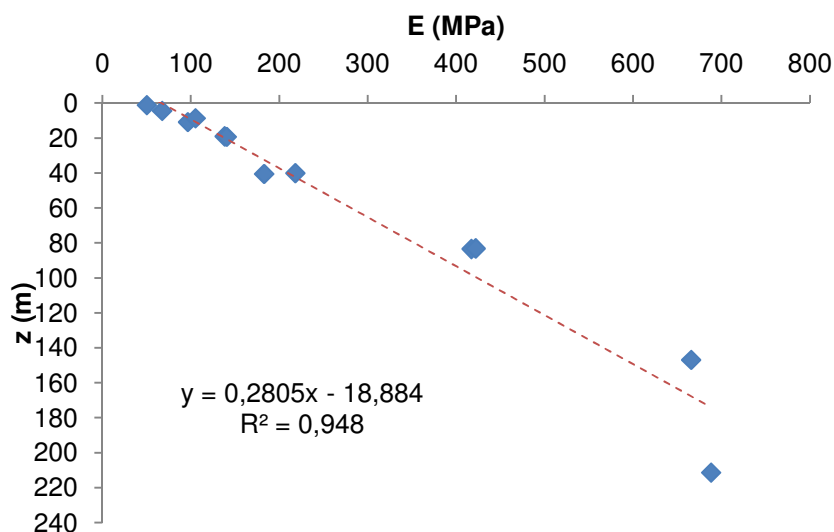


Fig.5.38 – Evolução de E em profundidade.

Na Figura 5.39, apresenta-se a relação do Módulo de Distorção, G_0 , com a tensão efectiva média de confinamento, p' , assim como 3 curvas, propostas por Hardin e outros, determinadas a partir de ensaios laboratoriais em areias. Faz-se também uma aproximação para a areia em estudo, através da variação de alguns parâmetros da proposta de Hardin e Richart, 1963. A expressão (5.18) define a equação que dá origem às curvas propostas por Hardin. Na Tabela 5.13 apresentam-se os valores adoptados para as diferentes curvas.

$$G_{m\acute{a}x} = A(OCR)^k F(e) p_a^{1-n} \sigma_0^n \quad (5.18)$$

Tabela 5.13. – Correlações de G_0 com a tensão efectiva média de confinamento.

	A	F (e)	OCR	e	n	ρ (kN/m ³)
Hardin & Richart, 1963	868	$(2,174-e)^2/(1+e)$	1	0,9	0,5	14,5
Hardin & Drnevich, 1972	321	$(2,973-e)^2/(1+e)$	1	0,9	0,5	14,5
Hardin, 1978	625	$1/(0,3+0,7e^2)$	1	0,9	0,5	14,5
Proposta para areia de Alger	868	$(2,125-e)^2/(1+e)$	1	0,9	0,6	14,5

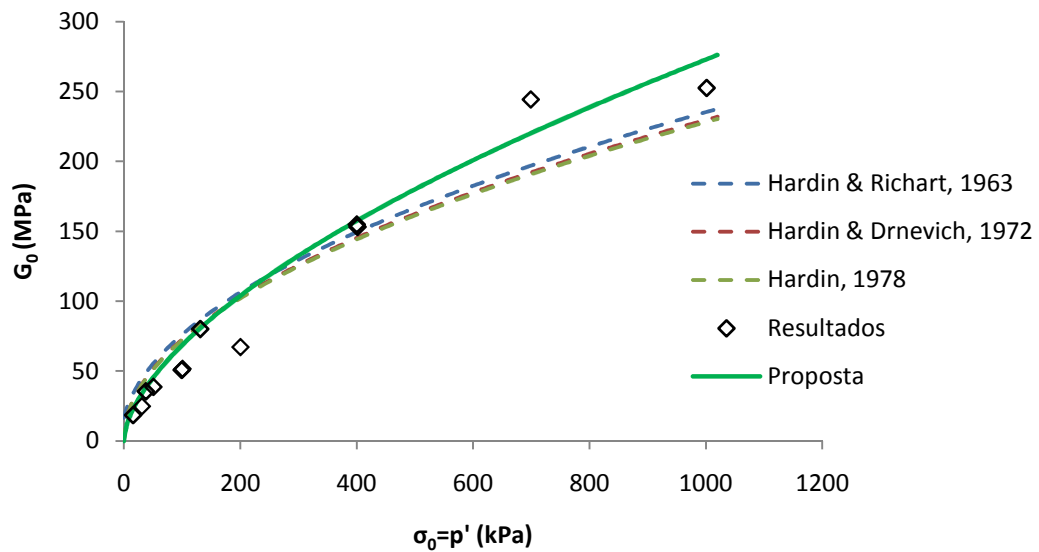


Fig.5.39 – Evolução de Módulo Dinâmico com a tensão efectiva média de confinamento.

5.4. ANÁLISE DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO

5.4.1. CRITÉRIO DA COMPOSIÇÃO DO MATERIAL

Como foi referido em 2.4.1, Tsuchida (1970) propôs faixas que delimitam as granulometrias de solos que são susceptíveis à liquefacção. Na Figura 5.40 representam-se as curvas granulométricas realizadas neste trabalho e as curvas já apresentadas no Capítulo 3. Como é possível observar, estas encontram-se na região dos solos que desenvolveram liquefacção, concluindo-se assim a susceptibilidade através deste critério.

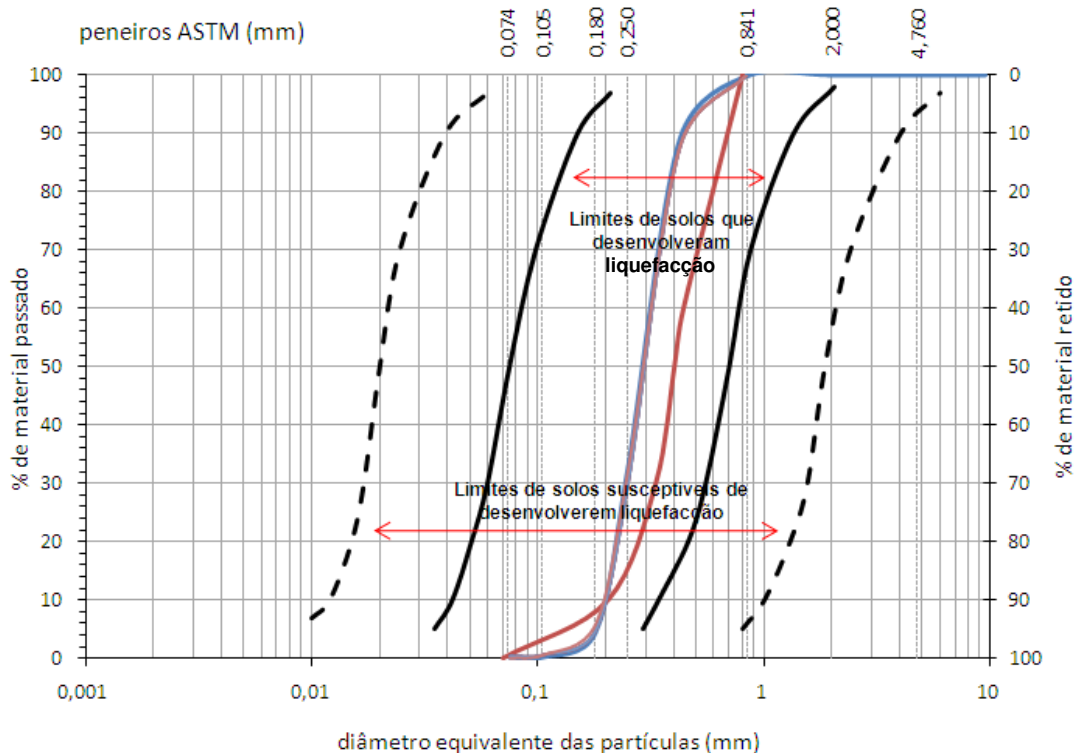


Fig.5.40 – Verificação do critério da composição do material.

5.4.2. DEFINIÇÕES DE ESTADO: LINHA DE CONSOLIDAÇÃO NORMAL (LNC) E LINHA DOS ESTADOS CRÍTICOS (LEC)

A determinação da linha de consolidação normal (ou “Linha Normalmente Consolidada, LNC), ou seja, a linha de adensamento para primeiros (“novos”) carregamentos foi conseguida a partir dos resultados obtidos nas fases de saturação e consolidação dos ensaios triaxiais estáticos, em provetes munidos de instrumentação local, complementados com os resultados de dois ensaios edométricos em provetes de 50 e 75 mm de diâmetro (Figura 5.41). Estes últimos permitiram definir o andamento em condições de K_0 com maior abrangência em termos de gama de cargas atingidas, bem como de discretização dos passos de carregamento. Para melhor se visualizar estes andamentos junta-se na Figura 5.42 as curvas edométricas e as trajectórias de consolidação nos triaxiais. Deve-se salientar que nestas linhas se considera que o estado de origem de deposição sem compactação ou sem acção exógena de adensamento, corresponde a um índice de vazios próximo de 0,9, o que foi o pressuposto deste trabalho.

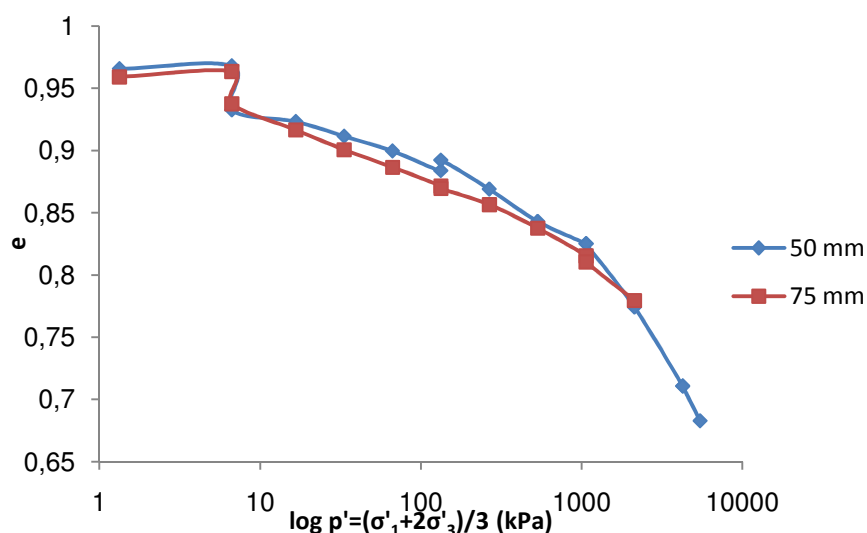


Fig.5.41 – Resultados dos ensaios edométricos.

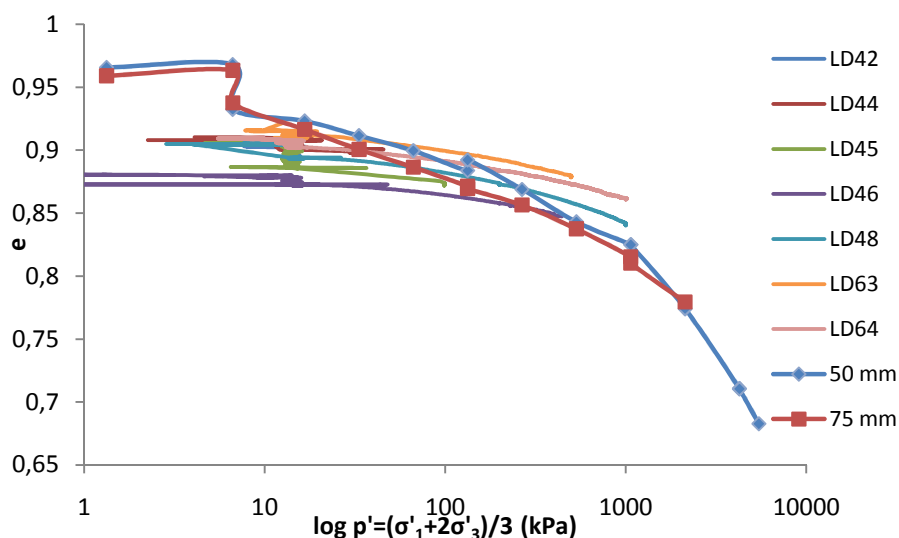


Fig.5.42 – Resultados dos ensaios edométricos e trajectórias de consolidação dos ensaios triaxiais.

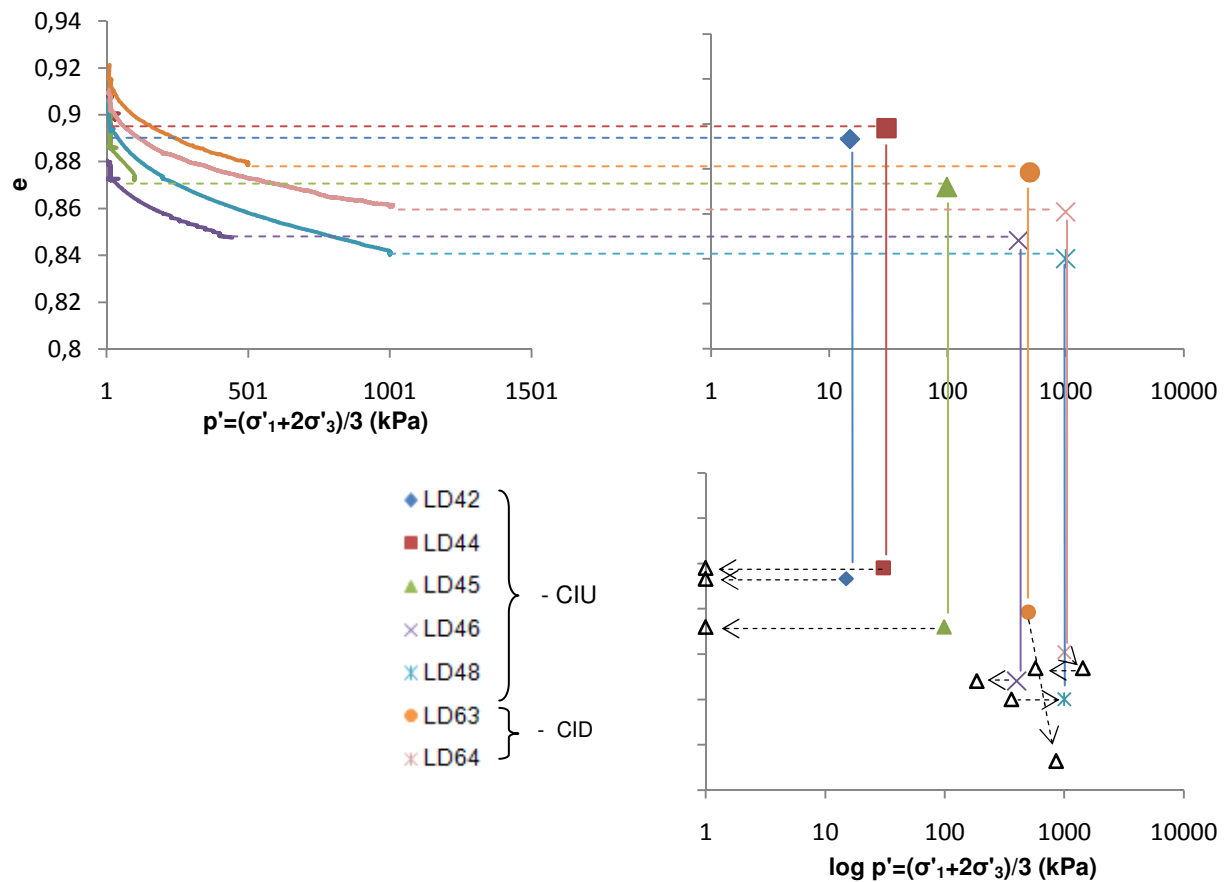


Fig.5.43 – Construção da linha de consolidação normal dos ensaios triaxiais e da linha dos estados críticos.

Na Figura 5.43 representam-se de uma forma mais clara e englobante as trajectórias de consolidação isotrópica dos ensaios realizados, bem como os pontos que deram origem à linha de consolidação normal (LNC) – tanto em termos isotrópicos com em condição confinada, K_0 - a partir do estado mais fofo (de índice de vazios próximo de 0,9) e à linha dos estados críticos (LEC). Desta forma, representando os resultados dos ensaios edométricos e os resultados dos ensaios triaxiais realizados, incluindo três resultados dos ensaios de Pinheiro (2009), foi possível traçar as linhas referidas.

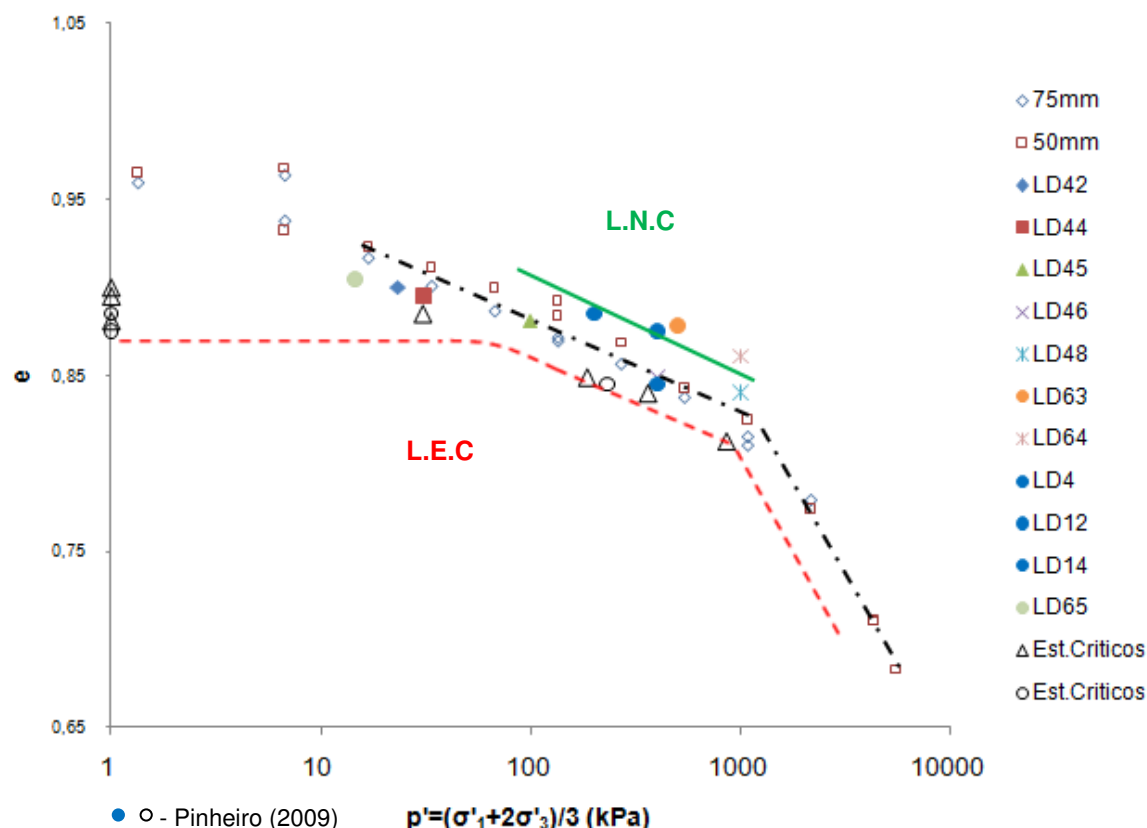


Fig.5.44 – Definição da linha dos estados críticos.

Como se observa na Figura 5.44 a linha dos estados críticos apresenta um claro paralelismo, com a linha normalmente consolidada, L.N.C, o que é expectável à luz dos conceitos da Teoria dos Estados Críticos. Porém, em termos de carregamento não-drenado, tal só é verificado para tensões superiores a 100 kPa porque os pontos que se representaram são os correspondentes a ensaios sem drenagem que liquefizeram. De facto, para valores baixos de tensões efectivas, as amostras apresentam susceptibilidade à liquefacção, como é o caso das amostras LD42, LD44 e LD45, pelo que o estado de tensão efectiva se anulou. Os ensaios LD12 e LD14, realizados por Pinheiro (2009), encontram-se praticamente sob a linha normal de consolidação, L.N.C, ou seja muito próximos do lado “húmido” (contráctil), pelo que o seu comportamento, apesar das tensões de consolidação mais elevadas, é justificado.

Nos ensaios LD46, LD48 e LD4, não drenados, não ocorreu liquefacção, tendo sido utilizados os seus resultados para traçar a linha dos estados críticos, L.E.C. De forma a definir melhor esta linha, bem como identificar mais pontos da linha de consolidação normal (LNC), realizaram-se, já no final do trabalho, três ensaios drenados, LD63, LD64 e LD65. O ensaio LD63 permitiu definir mais um ponto correspondente à linha dos estados críticos. No ensaio, LD64, foi, no entanto, necessário impor uma condição não drenada durante a fase de corte drenado, fechando as válvulas da contrapressão, uma vez que a célula de carga estava quase a atingir o seu valor limite. Ainda assim, o ensaio não viria a atingir em pleno a condição dos estados estáveis (ficou aquém da LEC). Quanto ao ensaio LD65, este permitiu confirmar o prolongamento da trajectória da Linha dos Estados Críticos, correspondente à zona estável, para baixas tensões. As condições dos ensaios LD63, LD64 e LD65 são apresentadas na Tabela 5.14.

Tabela 5.14. – Condições antes e após a moldagem dos ensaios LD63, LD64 e LD65.

	Antes da Moldagem			Após Moldagem						
	H (mm)	D (mm)	W _{req} (g)	H (mm)	D (mm)	w _{real} (%)	W (g)	V (cm ³)	γ (kN/m ³)	e ₀
LD63	138,00	70,00	789,51	137,07	69,70	5,04	769,13	522,98	14,43	0,9213
LD64	138,00	70,00	789,51	137,40	69,30	5,00	766,43	518,25	14,51	0,9099
LD65	138,00	70,00	789,51	137,33	68,97	4,80	760,70	513,03	14,55	0,9014

A linha dos estados críticos pode ser dividida em três zonas: até aos 100 kPa, como já foi referido, temos uma zona com grande susceptibilidade à liquefacção, designada por zona metaestável; entre 100 kPa e até aproximadamente 1000 kPa, temos uma zona paralela à linha L.N.C, designada por zona estável; e a partir dos 1000 kPa temos uma zona com uma maior inclinação, só detectada neste programa experimental pelos ensaios edométricos, justificada pela quebra de grãos e consequente aumento da percentagem de finos (semelhantemente a outros materiais estudados recentemente no LabGeo da FEUP – Bedin, 2009). As análises granulométricas realizadas com o material destes ensaios, não foram, porém, conclusivas quanto a este aumento da percentagem de finos, pelo que seria necessário recorrer a uma análise granulométrica com laser para se comprovar esta ocorrência.

Na Figura 5.45 apresenta-se um diagrama esquemático de uma possível zona de instabilidade em relação à liquefacção de fluxo, correspondente a estados de tensão-compacidade para os quais, à luz dos resultados obtidos, será de esperar instabilidade a carregamentos monotónicos.

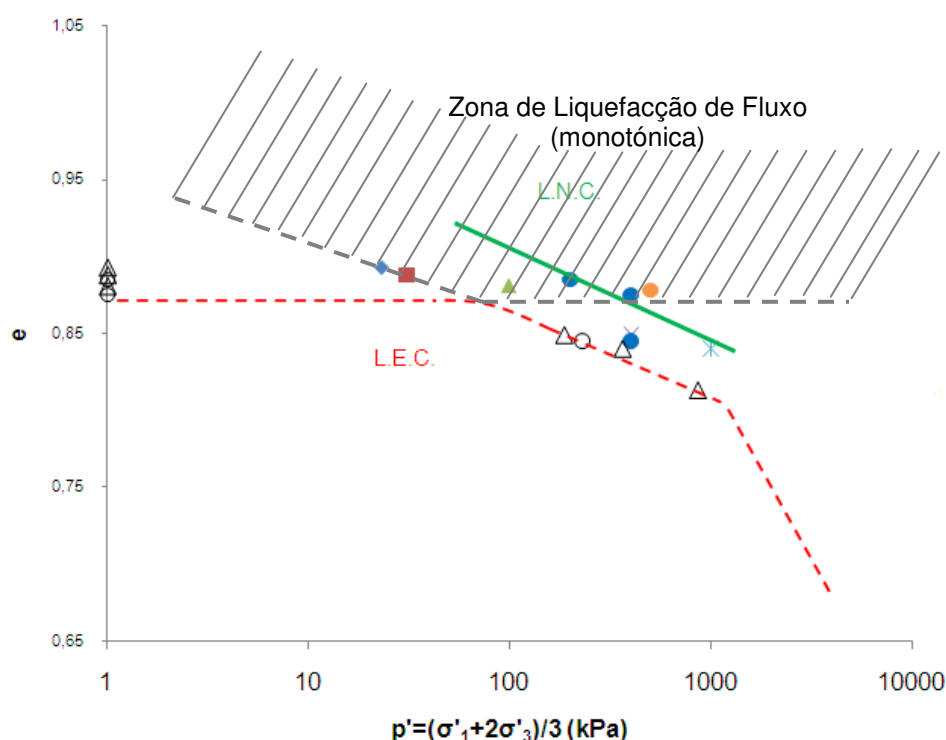


Fig.5.45 – Definição da zona de Potencial de Liquefacção de Fluxo (estática ou monotónica).

5.4.3. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO NOS ENSAIOS CÍCLICOS

A avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos é efectuada de acordo com o exposto no ponto 2.4.3. e a partir da expressão (2.7), que define a curva da razão de resistência cíclica (CRR) com a velocidade das ondas de corte, proposta por Andrus e Stokoe (2000) para solos com menos de 5% de finos. Tal como foi referido, a resistência à liquefacção em condições laboratoriais é superior, em cerca de 10%, face às condições de campo, motivo pelo qual é necessário dividir a expressão (2.3) por 0,9, de forma a determinar os valores realistas de CRR, correspondentes às condições em que foram executados os ensaios, passando este a ser denominado por CRR_{TX} (Figura 5.46).

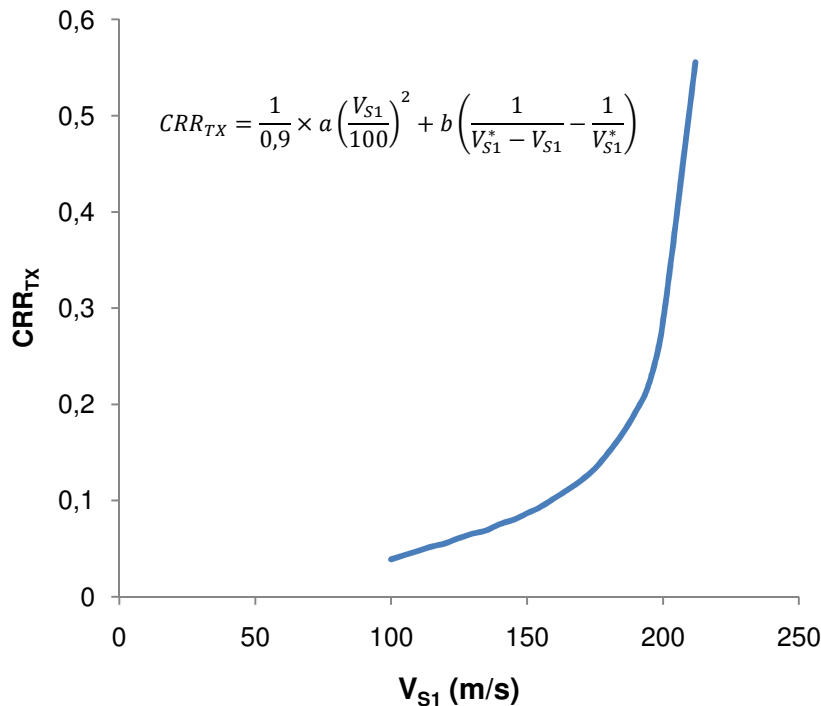


Fig.5.46 – Relação entre V_{S1} e CSR, adaptado para ensaios triaxiais (adaptado de Andrus e Stokoe, 2000).

Sob o ábaco da Figura 5.46 foram representados os resultados dos ensaios realizados, em termos de estado e velocidade normalizada de ondas distorcionais (V_{S1}), bem como alguns resultados de trabalhos anteriores. A razão das tensões cíclicas obtidas em laboratório, CRR_{TX} , é determinada pela expressão (2.17), sendo a normalização da velocidade das ondas S, V_{S1} , definida através da expressão (5.19).

$$V_{S1} = V_S \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0,25} = V_S \times \left(\frac{1+2K_0}{3} \right)^{0,25} \times \left(\frac{P_a}{\sigma'_m} \right)^{0,25} \quad (5.19)$$

Sendo V_S a velocidade diferida da análise dos registos no domínio do tempo com os *bender-extender elements*, K_0 o coeficiente de impulso, σ'_m a tensão média efectiva de “repouso” (ou seja, no fim da consolidação) e p_a a pressão atmosférica.

Na Tabela 5.15 apresentam-se os resultados de CSR_{TX} e V_{S1} que são representados na Figura 5.47. Constata-se que os ensaios que foram moldados com um índice de vazios inferior a 0,9, nomeadamente os ensaios LDC54 e LDC55, são os que apresentam valores maiores da velocidade normalizada das ondas S, V_{S1} , o que seria de esperar, mas também correspondem a valores de CSR_{TX} mais elevados.

O ensaio LDC56, apesar de apresentar uma menor compacidade, comparativamente com os ensaios referidos anteriormente, para uma consolidação de 100 kPa (tensão efectiva horizontal), encontra-se do lado direito da curva, isto é, a região não susceptível à liquefacção. Na verdade ocorreu liquefacção, mas para um número de ciclos superior a 15 ciclos, que se assume correntemente como fronteira entre os dois estados, à luz da percepção de que a maior parte das incidências sísmicas mais significativas (os abalos primários e excluindo as réplicas) têm durações com acelerações partindo da análise espectral não superiores a 15 segundos. Note-se que estes dados foram elaborados para sismos de referência com uma magnitude de 7,5 na escala de Richter.

Os restantes ensaios encontram-se todos do lado esquerdo da curva, com excepção do ensaio LDC60 que, ao contrário do que seria de esperar, se encontra no lado oposto. A justificação para este resultado, que já foi anteriormente referida e prende-se com o facto de a tensão média, σ'_m , ser muito baixa, decorrendo uma muito baixa amplitude de carga realmente aplicada no provete, que origina um valor de CSR_{TX} muito baixo.

Tabela 5.15. – Valores de CSR_{TX} e V_{S1} .

	σ'_d (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	σ'_{v0} (kPa)	p' (KPa)	CSR_{tx}	V_s (m/s)	K_0	V_{S1} (m/s)	Nº Ciclos
LDC49	55	94	210	133	0,2056	180,76	0,45	150,18	7
LDC50	43	96	194	128	0,1666	173,79	0,49	147,22	2
LDC54	68	98	200	132	0,2566	272,90	0,49	229,42	∞
LDC55	18	23	73	40	0,2293	205,07	0,31	221,98	∞
LDC56	52	98	198	131	0,1989	250,76	0,49	211,40	35
LDC59	10	22	52	32	0,1635	152,56	0,43	180,03	12
LDC60	3	15	35	21	0,0607	127,74	0,42	166,08	40
LDC24	36	50	99	66	0,2680	161,11	0,51	161,47	1
LDC26	15	48	98	65	0,1175	166,16	0,49	167,05	10
LDC28	25	99	199	132	0,0940	182,53	0,50	153,70	6

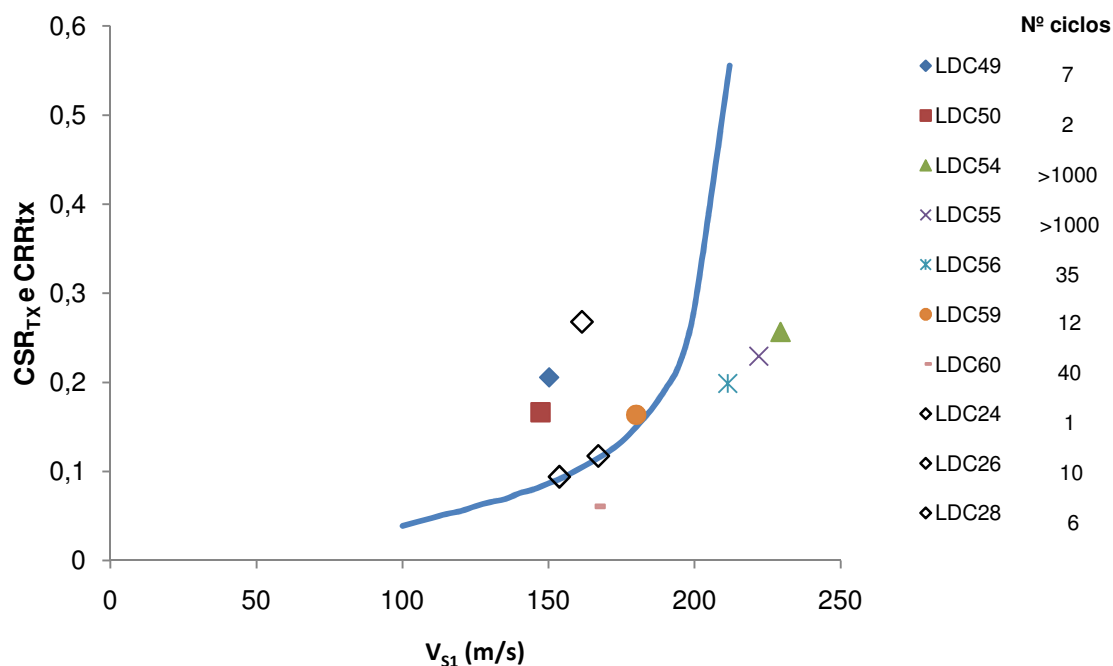


Fig.5.47 – Avaliação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios cíclicos.

Relacionando o número de ciclos necessários para a ocorrência de liquefacção (apresentado na Tabela 5.14), com a razão das tensões cíclicas, CRS_{Tx}, os resultados organizam-se como a Figura 5.48.

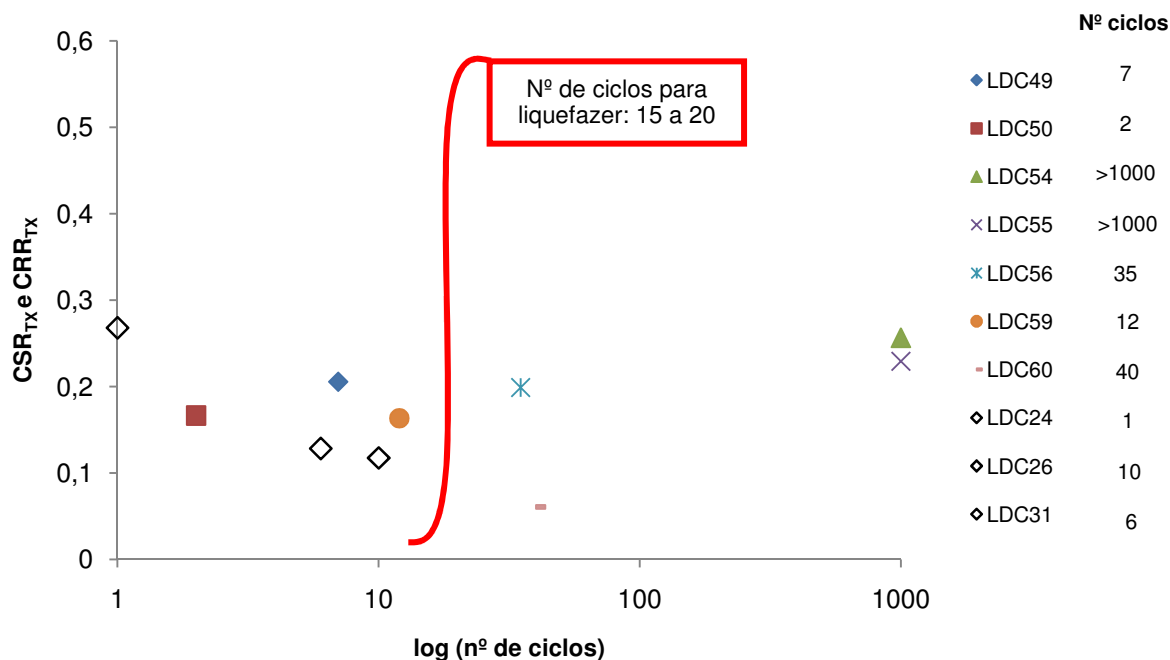


Fig.5.48 – Relação entre o número de ciclos e o valor de CSR_{Tx}.

Comparando os resultados apresentados na Figura 5.47 com os da Figura 5.48, conclui-se que os ensaios LDC56 e LDC60, que liquefizeram e se encontram do lado direito da curva, necessitaram de um número de ciclos superior aos valores tidos como realistas, inferior ou igual a 15. Todos os ensaios que se encontram na região susceptível à liquefacção (lado esquerdo da curva) necessitaram de um número de ciclos inferior aos valores limite.

5.4.4. AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFACÇÃO A PARTIR DO PARÂMETRO DE ESTADO

Em termos conceptuais a abordagem à luz da Teoria dos Estados Críticos é feita com base no binómio “estado de compacidade e estado de tensão” em repouso, expresso no parâmetro de estado (ψ), apresentado no Capítulo 2 e a posição relativa da acção cíclica (CSR) e a correspondente resistência (CRR).

Assim, procedeu-se à verificação da susceptibilidade à liquefacção nos ensaios triaxiais, cíclicos, através do ábaco de liquefacção com base no parâmetro de estado, apresentado no Capítulo 2, ponto 2.4.4, proposto pela escola de Beckerley, adaptado por Youd et al. (2001) e referido por Been e Jefferies (2006).

Os valores de e_{ss} , índice de vazios crítico, foram determinados a partir da linha dos estados críticos definida em 5.4.2. Na figura 5.49 apresenta-se a relação entre os valores de CSR_{TX} e e_{ss} , para os ensaios cíclicos realizados. Definiu-se uma aproximação aos resultados obtidos, definida pela expressão (5.20) que é também representada na Figura 5.49. Nesta aproximação decidiu-se manter o expoente de variação com ψ , o que pode ser discutível mas que à luz da quantidade de ensaios executados foi considerado mais razoável. Como é possível observar, os ensaios que evidenciaram liquefacção, moldados com índices de vazios de 0,9 e 0,85, encontram-se acima da curva definida (região susceptível à liquefacção), com excepção, mais uma vez, do ensaio LDC60. Os ensaios moldados com um índice de vazios mais baixo, não liquefizeram, e encontram-se abaixo da curva.

$$CRR_{Argel} = 0,09e^{-11\psi} \quad (5.20)$$

A expressão (5.20) constitui assim uma proposta preliminar de fronteira entre os estados estáveis e/ou os susceptíveis à liquefacção para a areia de Argel.

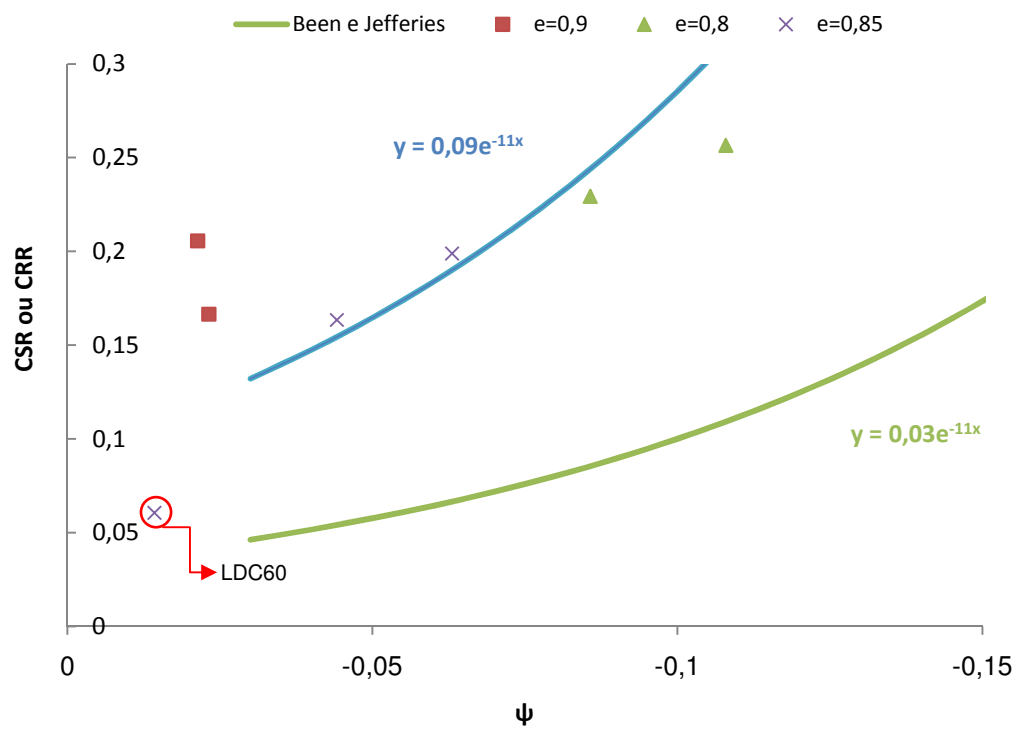


Fig.5.49 – Relação entre o parâmetro de estado, ψ , e o valor de CSR_{TX} .

6

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

No dia 23 de Maio de 2003, ocorreu um sismo de magnitude 6,7 na escala de Richter, a aproximadamente 60 km da capital da Argélia, Argel, que ficou conhecido como o sismo. Boumerdès. Este foi um dos sismos mais violentos dos últimos tempos naquela região, tendo provocado graves danos estruturais, muitos deles associados à ocorrência do fenómeno de liquefacção em areias, que servem de material de estudo nesta investigação.

Neste trabalho, recorreu-se a ensaios triaxiais estáticos e cíclicos, munidos de instrumentação muito precisa, conjuntamente com a utilização e registo das velocidades de ondas sísmicas, na perspectiva de identificar quais as condições de estado limite, para as quais se pode esperar que haja, ou não, a ocorrência do fenómeno da liquefacção, tanto em carregamentos estáticos – como premissa de que se trata de um fenómeno que pode ocorrer em condições não especificamente cíclicas – como em solicitações cíclicas, em particular as mais rápidas, com as associadas a eventos sísmicos.

Esta tese está enquadrada no programa de doutoramento de Tahar Ghili da Faculdade de Engenharia Civil da “*Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediène*” e vem complementar uma série de estudos já realizados, no LabGeo da FEUP (Pinheiro, 2009, e Fonseca, 2009), que demonstraram que, nas condições de estado em que se encontrava o material na altura do evento sísmico, era susceptível a ocorrência de liquefacção, tal como foi evidenciado.

Foram realizados 24 ensaios triaxiais, estáticos e cíclicos, não tendo sido todos concluídos, para determinação das condições de estado limite nas quais a ocorrência do fenómeno é verificada. A execução destes ensaios envolveu várias fases, todas, e cada uma, agora mais optimizadas em termos de processo e automatização: (i) preparação das amostras com o índice de vazios e teor em água desejado, através da técnica *moist tamping*; (ii) percolação dos provetes com água, de forma a expulsar as bolhas de ar mais significativas do interior da amostra; (iii) “total” saturação da amostra, que consistiu na remoção completa da fase gasosa através da introdução de elevadas pressões que induzem a sua dissolução; (iv) consolidação, isotrópica para os ensaios estáticos e anisotrópica para os ensaios cíclicos, que permite a simulação das condições desejadas antes da fase de corte; (v) corte estático e cíclico, em condições não drenadas, consistindo no carregamento vertical da amostra monotónica e ciclicamente, respectivamente e consoante o tipo de análise desejada, e, ainda, um ensaio de corte monotónico em condições drenadas.

Aos resultados dos ensaios estáticos realizados foram adicionados três resultados dos ensaios, realizados por Pinheiro (2009), que permitiram um ajuste mais rigoroso da linha dos estados críticos, proposta neste trabalho, que separa as regiões de risco de “liquefacção”, das zonas de ausência de risco - “não liquefacção”-, quando se associam os parâmetros que determinam o “estado”: a compacidade do material e o estado de tensões efectivas.

Estabeleceram-se as devidas correspondências entre as condições de acção e estado *in situ* e as que foram implementadas em laboratório, onde se utilizaram câmaras triaxiais clássicas e nas quais foram realizados os ensaios cíclicos a partir de estados de tensão anisotrópicos e com frequência de carregamento de 1Hz. Através dos resultados obtidos foi possível identificar em que condições é verificado o fenómeno da liquefacção com um número de ciclos considerado necessário para se gerar o fenómeno em condições reais, ou seja quando este “colapso” se verifica para um número de ciclos inferior 15, assumindo que os sismos mais terão tempos de incidência para uma acção espectral ponderada de não mais que 15 segundos (naturalmente para um padrão de frequência de 1Hz).

Por fim, e como corolário dos trabalhos até desenvolvidos, foi ainda proposta uma fronteira de estados estáveis e/ou susceptíveis à liquefacção para a areia *Les Dunes* de acordo com a escola de Beckerley.

Nos trabalhos que até agora se realizaram apenas se realizaram ensaios com cargas oscilatórias verticais. Para aprofundar o estudo da sensibilidade destes maciços é necessário avaliar a influência de cargas cíclicas horizontais (carregamentos transversais), pelo que se espera recorrer a um equipamento para ensaios de corte simples cíclico – não disponível na FEUP -, ou a sistemas triaxiais com possibilidade de acção cíclica vertical e radial (sistema em fase final de montagem no Labgeo-FEUP) ou, ainda, a uma mesa sísmica de acção vibratória horizontal (X-Y), disponível no Laboratório de Estruturas da FEUP.

A necessidade de perceber se o processo de “envelhecimento” (*ageing*) destas areias, que acarreta alguma cimentação interparticular tem forte influência no potencial de liquefacção (uma das críticas mais consubstanciada aos ensaios sobre amostras reconstituídas de areias e outros solo granulares de grande dificuldade de amostragem) deverá ser objecto de estudos futuros. Para tal, numa fase imediata poder-se-á trabalhar nas mesmas condições de estado (compacidade - estado de tensão) mas com adição de ligante cimentício, e proceder ao mesmo protocolo de ensaios. Neste processo dever-se-á explorar a capacidade/sensibilidade dos índices baseados nas velocidades das ondas distorcionais (como o V_{s1}) para detectar níveis ou graus de estabilidade, que tenham eventuais implicações nas fronteiras de risco agora identificadas.

Estes estudos são determinantes para a clara identificação de risco à liquefacção, também no território Português, sendo, com eles, perseguidos os coeficientes/índices de avaliação/calibração a ser usados em ensaios de laboratório para, complementando algum empirismo dos ábacos baseados em ensaios *in situ*, importados da bibliografia estrangeira da especialidade, se possa melhor dominar a especificidade de materiais locais/regionais.

BIBLIOGRAFIA

- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. (1999). *A Liquefaction Evaluation Procedure Based on Shear Wave Velocity*. Wind and Seismic Effects. U.S./Japan Natural Resources Development Program (UJNR). Tsukuba, Japão. pp. 409.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H., (1997). *Liquefaction resistance based on shear wave velocity*. Proc., NCEER Workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Nat. Crt. for Earthquakeengineering res.. State University of New York at Buffalo. pp. 89-128.
- Bedin, J. (2008). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Qualificação de doutoramento, Universidade Federal do rio Grande do Sul.
- Castro, G., Poulos, S. J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. ASCE, Geotechnical Engineering division 103 (6), pp. 501-516.
- Coelho, P. A. L. de F. (2007). *In situ densification as a liquefaction resistance measure for bridge foundations*. Dissertação de doutoramento, Departamento de Engenharia da Universidade de Cambridge.
- Costa, C.F.G. (2009). *Desenvolvimento de um sistema de monitorização e controlo para ensaios triaxiais de solos*. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto
- Eurocode 8. (2002). *Design provisions for earthquake resistance of structures*. EC8, Final draft, European Prestandard.
- Ferreira, C. (2003). *Implementação e Aplicação de Transdutores Piezoeléctricos na Determinação de Velocidades de Ondas Sísmicas em Provetes. Avaliação da Qualidade da Amostragem em Solos Residuais*. Dissertação de Mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Fonseca, M.A.G. (2009). *Derivação em triaxial cíclico de parâmetros de estado e de acção sísmica que induziram liquefacção de areias dunares num sismo em Argel. Sensibilidade das velocidades onda como índice de risco*. Dissertação de Mestrado Integrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.
- Hardin, B.O. & Drnevich, V.P. (1972). *Shear modulus and damping in soils: design equations and curves*. /Journal of //Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 98, Nº 1, pp. 33-65.
- Hardin, B.O. & Richart, F.E., Jr. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*, /Journal of //Soil Mechanics and Foundation Division. ASCE, Vol. 89, Nº 1, 33-65.
- Hardin, B.O. (1978). *The nature of stress-strain behaviour of soils*, /Proceedings of the Earthquake Engineering and Soil Dynamics Conference. ASCE, Pasadena, California, Vol. 1, pp. 3-89.
- Jefferies, M., Been, K. (2006). *Soil liquefaction. A critical state approach*. Taylor & Francis. Estados Unidos da América e Canadá.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc., Upper Saddle. New Jersey.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos – Conceitos e Princípios Fundamentais*. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Porto.

Robertson, P.K. (2004). *Evaluating Soil Liquefaction and Post-earthquake deformations using the CPT*. /Keynote Lecture. Geotechnical & Geophysical Site Characterization/. Ed. A. Viana da Fonseca & P.W.Mayne. Vol. 1, pp. 233-249. Millpress, Rotterdam.

Viana da Fonseca, A. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para o dimensionamento de fundações directas*. Dissertação de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Youd, T. L., et al. (2001). *Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils*. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering. Outubro de 2001. pp. 817-833