

ESTUDO DAS CONDIÇÕES DE LIQUEFAÇÃO DA AREIA DE COIMBRA EM TRIAxIAL ESTÁTICO E CÍCLICO

ÉNIO JOSÉ ANDRADE ABREU

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

JULHO DE 2012

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2011/2012

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 - 2011/2012 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2012.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo 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 eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais, Blute e Juvenal

Todo aquele, pois, que ouve estas minhas palavras e as pratica será comparado a um homem prudente que edificou a sua casa sobre a rocha; e caiu a chuva, transbordaram os rios, sopraram os ventos e deram com ímpeto contra aquela casa, que não caiu, porque fora edificada sobre a rocha.

Mateus 7:24-25

AGRADECIMENTOS

A realização deste estudo teve a contribuição de diversas pessoas, às quais agradeço sem qualquer ordem especial.

A Deus pela presença constante, pelos desafios e oportunidades concedidas, e por tudo o que demais me proporciona na vida.

Ao professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca pelo entusiasmo contagiante com que trata a geotecnia, pela partilha do seu conhecimento, disponibilidade, esclarecimentos, sugestões e pela revisão atenta e crítica do presente estudo.

Aos meus pais, bases da minha educação, exemplos de força e dedicação, pela presença constante, conselhos, críticas construtivas, e pela orientação no meu crescimento pessoal e profissional. A vós que me deram a vida e ensinam a vivê-la com dignidade, o meu sincero agradecimento.

À Nádía Lopes pelo seu carinho, companheirismo, temperamento impulsionador, objetividade e pela revisão crítica do documento.

À Engenheira Sara Rios da Rocha e Silva pela disponibilidade e esclarecimentos prestados na fase inicial deste estudo.

A todo o pessoal do LabGeo-FEUP pelo empenho, dedicação, simpatia e acompanhamento, durante o decorrer do processo experimental.

Aos companheiros de laboratório, Amanda e Wellington Johann, Fabrizio Panico, Sandra Soares e Saúl Guedes, pelos momentos de diversão e intercâmbio cultural.

RESUMO

A liquefação tem sido encarada desde há muitos anos como um fenómeno capaz de provocar efeitos dramáticos nas estruturas e consequentemente, nas pessoas e bens. Este é um fenómeno complexo em que o solo perde resistência e rigidez devido ao aumento da pressão neutra até à anulação das tensões efetivas antes instaladas. O risco sísmico associado a Portugal Continental e os depósitos arenosos ou areno-siltosos, em que se erguem muitas estruturas, justificam o estudo da suscetibilidade de liquefação dos mesmos. Assim, o presente estudo tem como objetivo identificar as condições de liquefação de uma areia que manifestou historicamente suscetibilidade ao fenómeno, a Areia de Coimbra, através de ensaios triaxiais.

Recorreu-se a ensaios triaxiais estáticos monotónicos de compressão em condições drenadas e não drenadas, e ensaios triaxiais cíclicos sob carregamento não drenado para avaliação do comportamento de diversas amostras da Areia de Coimbra. As amostras foram moldadas através da técnica de preparação de amostras via húmida, *Moist Tamping*, com diferentes índices de compacidade e tensões efetivas de confinamento. Paralelamente determinou-se a velocidade de propagação de ondas sísmicas nas amostras durante a consolidação e aplicação de tensões de desvio crescentes, em particular em carregamento estático.

Através dos ensaios triaxiais monotónicos de compressão em condições drenadas e não drenadas determinou-se a linha normalmente consolidada, linha de estados críticos e seguidamente a suscetibilidade de liquefação estática da Areia de Coimbra à luz do parâmetro de estado em relação a esta última. Os ensaios triaxiais cíclicos em condições não drenadas permitiram a determinação da razão de ação cíclica para a qual ocorre liquefação em diversos parâmetros de estado da Areia de Coimbra, definindo-se assim uma zona de segurança e de risco. A determinação da velocidade de ondas sísmicas (V_s) permitiu também a determinação de um ábaco de risco que relaciona a razão de ação cíclica com a velocidade de propagação de ondas transversais normalizadas, considerada por muitos, integradora de diversos fatores que outros parâmetros não incorporam. A variação destas com os parâmetros de estado que a condicionam, e a evolução do módulo de distorção dinâmico, derivado desses valores de V_s , com a evolução da tensão efetiva e da tensão de desvio aplicada é condicionada à luz das propostas da bibliografia.

Verificou-se a suscetibilidade de liquefação estática da Areia de Coimbra em amostras com índices de compacidade e tensões de confinamento baixas. Verificou-se a suscetibilidade de liquefação cíclica e mobilidade cíclica deste material aquando da aplicação de ações de carregamento cíclico em condições não drenadas. Confirmou-se as tendências de variação do módulo de distorção dinâmico da Areia de Coimbra com o aumento da tensão de confinamento e a degradação do mesmo aquando da aplicação de tensões de desvio em condições drenadas. Verificou-se um ligeiro aumento nos ensaios triaxiais que demonstraram inversão da tensão efetiva média, ou seja, nas amostras que demonstraram liquefação limitada.

PALAVRAS-CHAVE: Areia de Coimbra, Carregamento monotónico e cíclico, Estados críticos, Liquefação, Módulo de distorção dinâmico.

ABSTRACT

Liquefaction has been seen for many years as a phenomenon capable of causing dramatic effects on structures and consequently, people and goods. This is a complex phenomenon in which the soil loses strength and rigidity due to the increase of pore pressure up to the annulment of the effective stress before installed. The seismic risk associated to mainland Portugal and to the sandy or sandy-silt deposits, in which many structures stand, justifies the study of the liquefaction of them. Thus, this study aims to identify the liquefaction conditions of a sand that historically showed susceptibility to the phenomenon, the Coimbra Sand, through triaxial tests.

It was used monotonic static compression triaxial test under drained and undrained condition and cyclic compression triaxial test in undrained condition to evaluate the behavior of different Coimbra Sand samples, molded by the samples wet preparation technique, Moist Tamping, with different density indexes and confinement effective stress. In parallel it was determined the seismic waves propagation velocity during consolidation process and application of growing deviator stresses, in static loading.

Through the monotonic static compression triaxial test under drained and undrained conditions it was determined the Normally Consolidated Line, the Critical State Line and then the static liquefaction susceptibility of the Coimbra Sand in the light of the relation with the state parameter. The cyclic triaxial test under undrained conditions allowed the determination of the cyclic stress ratio for which liquefaction occurs in several state parameters of the Coimbra Sand, defining a security and risk zone. The determination of the seismic wave velocity also allowed the determination of an risk abacus that relates the cyclic stress ratio with the normalized propagation velocity of the shear waves, considered by many inclusive of several factors that other parameters do not incorporate. The variation of these with the state parameters that affect them and the evolution of the dynamic shear modulus, derived from the values of V_s , with the effective stress evolution and the growth of the applied deviatoric stress, subject to the light of the literature proposals.

It was found the static liquefaction susceptibility of the Coimbra Sand with low density indexes and low confinement stresses. It was found the cyclic liquefaction and cyclic mobility susceptibility of this material upon the application of cyclic loading under undrained conditions. It was confirmed the change of dynamic shear modulus trends of the Coimbra Sand with the growth of the confinement stress and the degradation upon application of deviatoric stresses under drained conditions. There was found a slight increase in triaxial tests that demonstrated inversion of the medium effective stress, in other words, in the samples with limited liquefaction.

KEYWORDS: Coimbra Sand, Monotonic and cyclic loading, Critical state, Liquefaction, Dynamic shear modulus.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v

1. INTRODUÇÃO

1

1.1. ENQUADRAMENTO	1
---------------------------------	---

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
---	---

2. ESTADO DA ARTE

3

2.1. LIQUEFAÇÃO NO MUNDO	3
---------------------------------------	---

2.2. LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL	10
--	----

2.2.1. SISMOTECTÓNICA DA PENÍNSULA IBÉRICA	10
--	----

2.2.2. RISCO SÍSMICO	12
----------------------------	----

2.2.3. ZONAMENTO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL	13
---	----

2.3. SISMICIDADE	17
-------------------------------	----

2.3.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA	17
-----------------------------------	----

2.3.2. ONDAS SÍSMICAS	18
-----------------------------	----

2.3.2.1. Ondas Longitudinais	18
------------------------------------	----

2.3.2.2. Ondas Transversais	19
-----------------------------------	----

2.3.2.3. Ondas Superficiais	20
-----------------------------------	----

2.4. LIQUEFAÇÃO	21
------------------------------	----

2.4.1. LIQUEFAÇÃO POR FLUXO OU ESTÁTICA	23
---	----

2.4.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA	24
---------------------------------	----

2.5. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO	26
---	----

2.5.1. CRITÉRIO HISTÓRICO	26
---------------------------------	----

2.5.2. CRITÉRIO GEOLÓGICO	27
---------------------------------	----

2.5.3. CRITÉRIO DE COMPOSIÇÃO DO MATERIAL	28
---	----

2.5.3.1. Distribuição Granulométrica	28
--	----

2.5.3.2. Forma das Partículas	29
-------------------------------------	----

2.5.4. CRITÉRIOS DE ESTADO	29
----------------------------------	----

2.5.4.1. Critério do Índice de Vazios Crítico	29
---	----

2.5.4.2. Critério do Estado de Deformação	31
2.5.4.3. Critério do Parâmetro de Estado	32
2.5.5. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE DE LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DE ONDAS SÍSMICAS.....	33
2.6. EFEITO DA TENSÃO EFETIVA DE CONFINAMENTO DO MÓDULO DE DISTORÇÃO DINÂMICO	37
2.7. EFEITO DA FREQUÊNCIA DE CARREGAMENTO EM ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS NÃO DRENADOS EM AREIA.....	39

3. CASO DE ESTUDO – SISMO DE BENAVENTE, PORTUGAL, 1909	41
3.1. DESCRIÇÃO DO CASO.....	41
3.2. MATERIAL	44
3.2. ESTUDOS ANTERIORES	47

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	51
4.1. EQUIPAMENTO.....	51
4.1.1. CÂMARA TRIAXIAL	51
4.1.2. PRENSA CÍCLICA	53
4.1.3. PRENSA ESTÁTICA	54
4.1.4. BOMBAS AUTOMÁTICAS DE PRESSÃO E VOLUME.....	56
4.1.5. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ONDAS SÍSMICAS	57
4.2. INSTRUMENTAÇÃO	59
4.2.1. MEDIDORES DE DESLOCAMENTO LINEAR - LVDT.....	59
4.2.2. TRANSDUTORES INTERNOS DE DEFORMAÇÃO – EFEITO “HALL”	59
4.2.3. MEDIDOR AUTOMÁTICO DE VOLUME.....	60
4.2.4. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS	61
4.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	63
4.4. PREPARAÇÃO E INSTALAÇÃO DAS AMOSTRAS	63
4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	64
4.5.1. PERCOLAÇÃO.....	64
4.5.2. SATURAÇÃO.....	65
4.5.3. CONSOLIDAÇÃO	67
4.5.4. CARREGAMENTO ESTÁTICO	68
4.5.5. CARREGAMENTO CÍCLICO.....	70
4.6. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS	70

5. APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS	73
5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	73
5.2. ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÓNICOS	74
5.2.1. DRENADOS	75
5.2.2. NÃO DRENADOS	84
5.2.3. LINHA DE ESTADOS CRÍTICOS	91
5.2.4. NOTA SOBRE OS ENSAIOS DE ALTAS TENSÕES EFETIVAS DE CONFINAMENTO	93
5.3. ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS	94
5.4. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS TRANSVERSAIS	101
5.4.1. EVOLUÇÃO DURANTE A CONSOLIDAÇÃO	101
5.4.2. EVOLUÇÃO DURANTE O CARREGAMENTO POR CORTE	103
6. CONCLUSÕES	105
7. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	107
BIBLIOGRAFIA	109
ANEXOS	115
ANEXO A. CÁLCULOS E CORREÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS	117

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – a) Edifícios de apartamentos de Kawakishi-cho em Niigata, Japão; b) Pessoas na lateral do edifício em Kawakishi-cho em Niigata, Japão (imagens da Godden Collection, EERC, University of California, Berkeley)	4
Figura 2.2 – Zona de deslizamento da colina de Turnagain (imagem da National Oceanic and Atmospheric Administration)	5
Figura 2.3 – a) Erupção de areia; b) Danos numa via de comunicação na marina de Moss Landing, California, Estados Unidos da América (imagem de United States Geological Survey)	5
Figura 2.4 – Queda do tabuleiro da ponte Nishi em Kobe, Japão (Alderman <i>et al.</i> , 1995)	6
Figura 2.5 – Levantamento de pó, provocado pelo sismo de Christchurch (adaptado de ireport.cnn.com).....	6
Figura 2.6 – Liquefação em Christchurch (adaptado de ireport.cnn.com).....	7
Figura 2.7 – Liquefação em Christchurch (adaptado de ireport.cnn.com).....	8
Figura 2.8 – a) Pormenor das ejeções de silte; b) Estado de uma rua após o sismo (adaptado de ireport.cnn.com).....	8
Figura 2.9 – Liquefação provocada pelo sismo de Emilia (adaptado de eucentre.it)	9
Figura 2.10 – Tectónica da Península Ibérica ordenada às Placas Americana, Euroasiática e Africana. (Vegas e Banda, 1982)	10
Figura 2.11 – Caracterização dos movimentos tectónicos com maior incidência sobre a Península Ibérica (Udias <i>et al.</i> , 1983)	10
Figura 2.12 – Mapa dos epicentros de sismos históricos e instrumentais (Martins e Mendes, 1994) .	11
Figura 2.13 – Carta Neotectónica de Portugal Continental (Cabral e Ribeiro, 1988).....	12
Figura 2.14 – Localização dos fenómenos de liquefação associados a sismos históricos (Jorge, 1994)	15
Figura 2.15 – Relação entre a magnitude e o logaritmo da distância máxima de liquefação (Jorge, 1994)	16
Figura 2.16 – Mapa do período de retorno da oportunidade de liquefação para Portugal Continental (Jorge, 1994)	16
Figura 2.17 – Modelo de deformação da onda longitudinal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 <i>apud</i> Barros, 1997).....	19
Figura 2.18 – Modelo de deformação da onda transversal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 <i>apud</i> Barros, 1997).....	20
Figura 2.19 – Modelo de deformação associado às ondas de Rayleigh e de Love que se propagam em meios elásticos (Bolt, 1978 <i>apud</i> Barros, 1997)	21
Figura 2.20 – Comportamento de areias saturadas em condições não drenadas aquando de carregamento monotónico e cíclico (adaptado de Castro e Poulos, 1977)	22

Figura 2.21 – a) Primeiro registo conhecido de cedência por fluxo, em Fort Peck (1938) (Davies <i>et al.</i> , 2002); b) Cedência da barragem de resíduos (ouro) em Merriespruit, África do Sul, por liquefação por fluxo em Fevereiro de 2004 (Bedin, 2010)	24
Figura 2.22 – Efeitos da liquefação cíclica no Japão (redorbit.com)	25
Figura 2.23 – <i>Lateral Spread</i> provocou assentamentos de 2 m em Kobe, Japão, 1995 (imagem da Godden Collection, EERC, University of California, Berkeley).....	26
Figura 2.24 – Relação entre a distância ao epicentro e a magnitude em que se verificou liquefação (adaptado de Ambraseys, 1988)	27
Figura 2.25 – Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos mal graduados (Tsushida, 1971).....	28
Figura 2.26 – Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos bem graduados (Tsushida, 1971).....	29
Figura 2.27 – Relação Tensão de desvio-Extensão axial e Tensão de desvio-Índice de vazios de areias soltas e densas sujeitas à mesma tensão de confinamento (adaptado de Kramer, 1996).....	30
Figura 2.28 – Comportamento de areias densas e soltas sob carregamento monotónico em condições drenadas e não drenadas (adaptado de Casagrande, 1936)	30
Figura 2.29 – Linha de Estados Críticos (adaptado de Kramer, 1996).....	31
Figura 2.30 – Liquefação, liquefação limitada e dilatância em ensaios de carregamento monotónicos (adaptado de Castro, 1969).....	31
Figura 2.31 – Conceito de Parâmetro de Estado (adaptado de Been e Jefferies, 1985)	32
Figura 2.32 – Coeficiente de redução tendo em conta a flexibilidade do solo (Andrus e Stokoe, 2000)	34
Figura 2.33 – MSF em função da magnitude do sismo (Yould <i>et al.</i> , 1997)	35
Figura 2.34 – Relação entre V_{s1} e CRR (Andrus e Stokoe, 2000).....	36
Figura 2.35 – Relação entre índice de vazios e velocidade de propagação de ondas S para a Areia de Ottawa (Hardin e Richart, 1963)	38
Figura 2.36 – Efeito da frequência de carregamento (Tatsuoka <i>et al.</i> 1986).....	39
Figura 3.1 – a) Carta de isossistas do sismo de 23 de Abril de 1909 (Machado, 1970); b) Pormenor da carta de isossistas do sismo de 23 de Abril de 1909 (Moreira, 1991)	41
Figura 3.2 – Danos em Benavente (Ilustração Portuguesa, 1909)	42
Figura 3.3 – Danos nos edifícios de Benavente (Ilustração Portuguesa, 1909)	43
Figura 3.4 – Danos na Igreja Matriz de Benavente (Ilustração Portuguesa, 1909)	43
Figura 3.5 – Vista de Benavente após o sismo de 1909 (Choffat e Bensaúde, 1912)	43
Figura 3.6 – a) Acampamento; b) Nossa Senhora da Paz (Ilustração Portuguesa, 1909).....	44
Figura 3.7 – Curva granulométrica da Areia de Coimbra (Santos, 2009)	45
Figura 3.8 – Imagens microscópicas da Areia de Coimbra (Santos, 2009)	45

Figura 3.9 – Parâmetros de resistência ao corte em amostras com densidades de 20, 40 e 60 % para tensões efetivas de confinamento de 50, 100, 200 e 300 kPa (adaptado de Santos, 2009)	47
Figura 3.10 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos em condições drenadas (adaptado de Santos, 2009)	48
Figura 3.11 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas (adaptado de Santos, 2009)	49
Figura 4.1 – Câmara triaxial (Head, 1986, adaptado por Matos Fernandes, 2006)	52
Figura 4.2 – a) Prensa cíclica do LabGeo – FEUP; b) Pormenor da união do êmbolo ao atuador	53
Figura 4.3 – Câmara Bishop-Wesley 50 mm do LabGeo	54
Figura 4.4 – Prensa estática Wykeham Farrance 50 kN [®]	55
Figura 4.5 – Prensa e câmara de altas pressões LabGeo	56
Figura 4.6 – a) Controlador de pressão GDS Instruments [®] ; b) Esquema de funcionamento do controlador de pressão GDS Instruments [®] (GDS Instruments, 2009)	57
Figura 4.7 – Gerador de funções Thurlby Thandar Instruments TTI TG 1010 [®]	58
Figura 4.8 – Amplificador de sinal UWA	58
Figura 4.9 – Conjunto de equipamentos para medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas	59
Figura 4.10 – a) Transdutor de deformação radial Efeito de “Hall”; b) Transdutores internos de deformação efeito “Hall” instalados na amostra	60
Figura 4.11 – Medidor automático de volume VJ Tech [®]	61
Figura 4.12 – Esquema de um elemento piezocerâmico duplo em repouso e sob tensão (Ferreira, 2003)	61
Figura 4.13 – a) Modelo do <i>Bender Element</i> ; b) Esquema de funcionamento do <i>Bender Element</i> (Ferreira, 2003)	62
Figura 4.14 – Esquema de funcionamento do <i>Extender Element</i> (Ferreira, 2003)	62
Figura 4.15 – Transdutores piezoelétricos na camara triaxial do LabGeo - FEUP	63
Figura 4.16 – Velocidade de propagação de ondas S e P em função do parâmetro B de Skempton (adaptado de Ishihara, 2001)	67
Figura 5.1 – Curva granulométrica da Areia de Coimbra	73
Figura 5.2 – Curva granulométrica sugerida por Santos (2009) (traço interrompido) e curva granulométrica obtida no presente estudo (traço contínuo)	74
Figura 5.3 – Variação do índice de vazios no processo de percolação e saturação da amostra	75
Figura 5.4 – a) Relação Tensão de desvio - Deformação axial do ensaio CID_3 ($\sigma'_c = 50\text{kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_3 ($\sigma'_c = 50\text{kPa}$)	77
Figura 5.5 – a) Relação Tensão de desvio - Deformação axial do ensaio CID_4 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_4 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$)	78
Figura 5.6 – Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$)	79

Figura 5.7 – Relação Tensão de desvio – Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) e relação Tensão de desvio - Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) obtida pelo Modelo Hiperbólico	79
Figura 5.8 – Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$)	80
Figura 5.9 – Relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) e relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) obtida pelo Modelo Hiperbólico	80
Figura 5.10 – a) Relação Tensão de desvio – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão drenados; b) Relação Extensão volumétrica – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão drenados.....	81
Figura 5.11 – Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios monotónicos de compressão drenados	82
Figura 5.12 – Comportamento normalizado da Areia de Coimbra.....	83
Figura 5.13 – a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio CIU_5 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica – Excesso de pressão neutra do ensaio CIU_5 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$)	85
Figura 5.14 – a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio CIU_6 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica – Excesso de pressão neutra do ensaio CIU_6 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$)	86
Figura 5.15 – Relação Tensão de desvio – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão não drenados	87
Figura 5.16 – Relação Excesso de pressão neutra – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão não drenados	88
Figura 5.17 – Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios monotónicos de compressão não drenados	89
Figura 5.18 – Comportamento normalizado da Areia de Coimbra.....	90
Figura 5.19 – Linha de estados críticos da Areia de Coimbra	91
Figura 5.20 – Curvas de compressibilidade da Areia de Coimbra.....	92
Figura 5.21 – Linha de estados críticos e Linha normalmente consolidada da Areia de Coimbra.....	92
Figura 5.22 – a) Relação Tensão de desvio – Deformação axial (escala aritmética); b) Relação Tensão de desvio – Deformação axial (escala logarítmica).....	95
Figura 5.23 – Relação Tensão de desvio – Deformação axial dos ensaios cíclicos	95
Figura 5.24 – Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média das amostras que demonstraram liquefação cíclica	96
Figura 5.25 – a) e b) Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média das amostra que não liquefizeram ciclicamente.....	97
Figura 5.26 – Relação Razão de ação cíclica – Vs1 da Areia de Coimbra	98
Figura 5.27 – Relação Razão de ação cíclica – Parâmetro de estado da Areia de Coimbra.....	98
Figura 5.28 – Comparação da linha CRR da Areia de Coimbra com a linha CRR da Areia da Argélia.....	99

Figura 5.29 – Relação entre a Razão de ação cíclica e o número de ciclos necessários para provocar liquefação	100
Figura 5.30 – Evolução da Velocidade de propagação da onda S com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento	101
Figura 5.31 – Evolução do Módulo de distorção dinâmico com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento	102
Figura 5.32 – Evolução da Razão Módulo de distorção dinâmico, função de índice de vazios com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento.....	103
Figura 5.33 – Evolução da velocidade de propagação da onda S com a razão tensão de desvio, tensão efetiva média	103

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Sismos com referência de liquefação (Jorge, 1994).....	14
Quadro 2.2 – Classificação da suscetibilidade à liquefação para duas zonas de Portugal Continental (adaptado de Jorge, 1994)	17
Quadro 2.3 – Fator de correção, C_r	37
Quadro 2.4 – Correlações do módulo de distorção a partir de laboratório	39
Quadro 3.1 – Intervalo do peso volúmico seco da Areia de Coimbra (adaptado de Santos, 2009).....	46
Quadro 3.2 – Intervalo do índice de vazios da Areia de Coimbra (adaptado de Santos, 2009)	46
Quadro 3.3 – Coeficiente de permeabilidade da Areia de Coimbra (adaptado de Santos, 2009)	46
Quadro 3.4 – Descrição dos ensaios triaxiais monotónicos em condições drenadas (adaptado de Santos, 2009)	48
Quadro 3.5 – Descrição dos ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas (adaptado de Santos, 2009)	49
Quadro 4.1 – Ensaio triaxiais monotónicos de compressão, consolidados isotropicamente, em condições drenadas	69
Quadro 4.2 – Ensaio triaxiais monotónicos de compressão, consolidados isotropicamente, em condições não drenadas	69
Quadro 4.3 – Ensaio triaxiais de compressão cíclica, consolidados anisotropicamente ($K_0 = 0,5$), em condições não drenadas	70
Quadro 4.4 – Ensaio triaxiais com medição da velocidade de propagação da onda S	71
Quadro 5.1 – Densidade das partículas sólidas da Areia de Coimbra	73
Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos de compressão, isotropicamente consolidados, em condições drenadas	75
Quadro 5.3 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos de compressão, isotropicamente consolidados, em condições não drenadas	84
Quadro 5.4 – Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos, consolidados anisotropicamente ($K_0 = 0,5$), em condições não drenadas	94

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ALFABETO LATINO

a e b	– Parâmetros de ajuste
$a_{\max}$	– Aceleração horizontal máxima da superfície do solo
A	– Área da amostra – Constante dependente da estrutura do solo
A_0	– Área inicial do provete
B	– Parâmetro de pressão neutra de Skempton
C_c	– Coeficiente de curvatura
C_r	– Fator de correção de CSR
C_U	– Coeficiente de uniformidade
C_V	– Fator de correção da velocidade de propagação da onda S
e	– Índice de vazios
e_{cr}	– Índice de vazios na Linha dos Estados Críticos
E	– Módulo de Elasticidade
E_0	– Módulo de Elasticidade inicial
F	– Força
F(e)	– Função dependente apenas do índice de vazios
g	– Aceleração da gravidade
G	– Densidade das partículas sólidas – Módulo de Corte do solo – Módulo de Distorção
G_{din}	– Módulo de Distorção dinâmico
K_0	– Coeficiente de impulso em repouso
K_b	– Módulo volumétrico do solo
M	– Razão q/p' no estado crítico – Módulo Confinado
MSF	– Fator de escala para ter em consideração a magnitude do sismo
n	– Expoente relativo ao tipo de contacto entre partículas
p'	– Tensão efetiva de confinamento
P_a	– Pressão atmosférica
q	– Tensão de desvio

r_d	– Coeficiente de redução das tensões de corte
V	– Volume da amostra
V_0	– Volume inicial do provete
V_P	– Velocidade de propagação da onda longitudinal (P)
V_{Perc}	– Volume de percolação
V_S	– Velocidade de propagação da onda transversal (S)
V_{S1}	– Velocidade de propagação da onda transversal (S) normalizada
V_{S1}^+	– Limite superior de V_{S1} para o qual ocorre liquefação
w	– Teor em água
W	– Peso de solo do provete
W_d	– Peso de solo seco do provete
z	– Profundidade

ALFABETO GREGO

γ_s	– Peso volúmico das partículas sólidas
Δe	– Variação do índice de vazios
ΔF	– Amplitude da força aplicada à amostra em carregamento cíclico
Δu	– Variação da pressão neutra
Δv	– Variação do volume do provete
$\Delta \sigma_3$	– Variação da tensão isotrópica
$\Delta \sigma_v$	– Variação da tensão total vertical
ϵ_a	– Deformação axial
ϵ_v	– Extensão volumétrica
ν	– Coeficiente de Poisson
ρ	– Massa específica
σ'_0	– Tensão efetiva inicial
σ'_h	– Tensão efetiva horizontal
σ'_m	– Tensão efetiva média
σ'_v	– Tensão efetiva vertical
σ_d	– Tensão de desvio cíclica
σ_v	– Tensão total vertical
τ	– Tensão de corte cíclica
τ_{av}	– Média equivalente das tensões de corte

Φ'_{cv} – Ângulo de atrito a volume constante
 ψ – Parâmetro de estado

SIGLAS E ACRÓNIMOS

® – Marca registada
ASTM – American Society for Testing Materials
BS – British Standards
CPT – Cone Penetration Test
CRR – Razão de resistência cíclica
CRR_{TX} – Razão de resistência cíclica em ensaios triaxiais
CSR – Razão de ação cíclica
FCTUC – Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade de Coimbra
IST – Instituto Superior Técnico
LabGeo-FEUP – Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto
LEC – Linha de Estados Críticos
LNC – Linha Normalmente Consolidada
LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LVDT – Linear Variable Differential Transformers
OCR – Grau de sobre consolidação
SCPT – Seismic Cone Penetration Test
UWA – University of Western Australia

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A liquefação é um fenómeno complexo em que o solo perde resistência e rigidez devido ao aumento da pressão neutra que provoca a anulação das tensões efetivas instaladas. Este é um fenómeno temido pelos efeitos destrutivos, tais como assentamentos que conduzem ao colapso de edifícios, infraestruturas, pontes, rotura de barragens de aterro, entre muitos outros.

A liquefação resulta da tendência dos solos diminuírem de volume quando sujeitos a tensões de compressão e de corte. Quando solos soltos e saturados são sujeitos a incrementos destas tensões, as partículas tendem a rearranjar-se, variando de volume, o que em condições não drenadas, leva à transferência de tensões do solo para a água intersticial podendo resultar na anulação da tensão efetiva, ou seja, em liquefação.

Os depósitos arenosos em que os edifícios da região de Coimbra estão fundados, principalmente junto ao rio Mondego, estão muitas vezes saturados, pelo que estão reunidas as condições necessárias para a ocorrência de liquefação. Tendo isto em consideração e uma vez que esta região foi afetada por atividade sísmica, nomeadamente, os sismos de Lisboa em 1755 e de Benavente em 1909, tendo-se verificado liquefação nesta região, é verosímil considerar que o fenómeno de liquefação cíclica é passível de se voltar a verificar.

A dimensão dos danos provocados pela liquefação e a reunião das condições necessárias à sua ocorrência na região de Coimbra, justificam o estudo da Areia de Coimbra e as condições que a levam à liquefação.

A Areia de Coimbra tem sido estudada por diversos autores no que toca à sua caracterização geotécnica e comportamento quando sujeita a carregamento monotónico e cíclico. Estes estudos têm sido realizados em diversas faculdades nomeadamente, FEUP, IST e FCTUC, através de ensaios triaxiais não drenados, transdutores piezoelétricos, ensaio com cilindro oco (*hollow cylinder*) e ensaios de torção cíclica não drenados, utilizando diferentes técnicas de preparação das amostras.

O objetivo do presente estudo consistiu na determinação das condições de liquefação da Areia de Coimbra através de ensaios laboratoriais. Assim, pretendeu-se determinar as condições de índice de compactidade e tensão de confinamento que produzem liquefação estática, aquando da aplicação de carregamento monotónico. Pretendeu-se também determinar a razão de ação cíclica e o número de ciclos necessários para provocar liquefação cíclica em amostras com tensões de confinamento e densidades relativas distintas. Paralelamente desejou-se registar a evolução do módulo de distorção dinâmico aquando da aplicação de tensões de desvio, como sinal da evolução do dano estrutural mais ou menos abrupto (frágil ou colapsável).

Para tal realizaram-se ensaios triaxiais em amostras moldadas com diferentes índices de compacidade utilizando a técnica de preparação de amostras via húmida, *Moist Tamping*, tendo sido saturadas e sujeitas a diferentes tensões de confinamento. Aplicou-se carregamento monotónico em condições drenadas e não drenadas, e cíclico em condições não drenadas, utilizando-se instrumentação interna e externa de forma a registar o comportamento demonstrado pelas amostras. Durante a aplicação da tensão de confinamento e tensões de desvio, registou-se a velocidade de propagação de ondas sísmicas.

1.2. ESTRUTURA DO TRABALHO

O presente estudo está organizado em seis capítulos. O primeiro capítulo contém informações relativas à justificação da relevância do tema em estudo, contribuições de trabalhos anteriores realizados no domínio, objetivo do estudo e metodologia utilizada para atingir os objetivos preconizados.

No segundo capítulo relatam-se sismos históricos em que se verificou liquefação e os danos a ela associados um pouco por todo o mundo. Apresenta-se a sismotectónica e distribuição da sismicidade da Península Ibérica, referindo-se um trabalho de zonamento do potencial de liquefação em Portugal Continental, realçando-se assim, o risco sísmico em Portugal. Define-se liquefação nas suas diversas vertentes e danos a estas associadas, assim como alguns dos critérios utilizados na avaliação da suscetibilidade de liquefação.

O terceiro capítulo reporta o caso de estudo, o material utilizado e as suas características, obtidas em estudos prévios.

O quarto capítulo descreve os equipamentos laboratoriais, técnicas e procedimentos experimentais utilizados no decorrer do programa experimental do presente estudo, e a lista dos ensaios realizados.

No quinto capítulo apresentam-se os resultados obtidos pelos diversos ensaios realizados e o tratamento dos mesmos, e consequentes relações e ábacos obtidos neste estudo, à luz dos objetivos traçados.

No capítulo seis sintetizam-se as conclusões alcançadas e por último, no capítulo sete, sugerem-se desenvolvimentos a realizar em trabalhos futuros.

2

ESTADO DA ARTE

2.1. LIQUEFAÇÃO NO MUNDO

A liquefação tem sido observada desde há muitos anos, existindo registos datados de há dezenas de anos atrás que descrevem efeitos de sismos, que são agora associados à liquefação. Das várias descrições existentes, referem-se apenas seis que se consideram serem as mais ilustrativas da potencialidade dos danos provocados pela liquefação.

Os efeitos da liquefação foram dramaticamente demonstrados no sismo de Niigata, no Japão, a 16 de Junho de 1964. O epicentro deste sismo de magnitude 7,3 situou-se a 55 quilómetros de Niigata, cidade com 300000 habitantes na costa oeste do Japão, onde o rio Shinano desemboca.

A parte mais antiga da cidade de Niigata está localizada nas dunas mais altas dos depósitos de areia criados pelo rio Shinano que têm aproximadamente 100 metros de espessura. As construções mais recentes da cidade estão localizadas próximas do rio, nas zonas mais recentes e baixas destes depósitos.

Aquando do sismo, extensas áreas dos depósitos mais recentes e baixos liquefizeram provocando aberturas no chão e fluxo de água subterrânea para a superfície. Formaram-se saídas de areia tais tocas de esquilos, algumas delas com anéis de areia criados com a areia transportada pelo fluxo ascendente de água.

Como resultado da liquefação em extensas áreas da cidade, ocorreram assentamentos, superiores a um metro, um tanque de tratamento de águas residuais cujo topo estava originalmente à superfície, inclinou e subiu três metros, entre outros.

A consequência mais divulgada da liquefação no sismo de Niigata foi o derrube de um dos edifícios de apartamentos em Kawakishi-cho quase intacto. Os ocupantes conseguiram entrar e sair do edifício andando pela lateral do mesmo. Estes edifícios foram posteriormente repostos na posição original, reforçados e reocupados (Figura 2.1).

A liquefação causou, para além dos danos já descritos, danos em pontes, vias de comunicação (estradas e caminhos de ferro), portos e refinarias de petróleo, tornando Niigata num caso clássico de perda de capacidade de carga causada pela liquefação durante um sismo.



a)



b)

Figura 2.1 – a) Edifícios de apartamentos de Kawakishi-cho em Niigata, Japão; b) Pessoas na lateral do edifício em Kawakishi-cho em Niigata, Japão (imagens da Godden Collection, EERC, University of California, Berkeley)

Outro sismo ilustrativo dos danos provocados pela liquefação foi o de Anchorage, no Alasca, a 27 de Março de 1964, registando uma magnitude entre 8,3 e 8,5, tendo sido o sismo de maior magnitude registado no continente Norte-Americano, desde a implementação de instrumentação sismográfica. Este provocou diversos colapsos de terras, muitos deles associados à liquefação, tornando-se assim o sismo mais estudado nos Estados Unidos da América.

Na cidade costeira de Valdez, construída sobre siltes, areia fina e cascalho, ocorreu um deslizamento de aproximadamente 75 milhões de metros cúbicos de solo invadindo o porto e movendo a linha de costa 150 metros para o interior (Figura 2.2). Este deslizamento deveu-se à liquefação dos sedimentos em que o porto estava fundado.

Um deslizamento semelhante ocorreu no lago Kenai e Seward, onde sucessivas faixas de terra desapareceram na baía enquanto o sismo decorria, alterando drasticamente a paisagem circundante. Segundo Kendrick (1979), estes acontecimentos foram consequência da liquefação por fluxo.

O sismo de 1964 danificou 266 pontes sendo necessárias reparações substanciais e substituição em alguns casos. Quase todos os danos nas pontes deveram-se à compressão em resultado dos deslocamentos laterais, conhecidos por *lateral spreading*, dos depósitos nos rios.

Este sismo causou cerca de 300 milhões de dólares de danos, sendo que destes, 60 milhões de dólares estão associados a danos provocados por deslocamentos laterais. Cerca de 60% dos danos provocados pelo sismo devem-se à liquefação de areias saturadas e pelo “despertar” de argilas sensíveis (Kendrick, 1979).



Figura 2.2 – Zona de deslizamento da colina de Turnagain (imagem da National Oceanic and Atmospheric Administration)

A 17 de Outubro de 1989 ocorreu um sismo de magnitude 7,1 na escala de Richter ao longo da falha de Santo André nas montanhas de Santa Cruz a aproximadamente 50 milhas de São Francisco. O epicentro situou-se próximo de Loma Prieta, daí advindo o nome pelo qual é conhecido o sismo de 1989. Este foi o maior sismo registado no norte do estado da Califórnia desde o catastrófico sismo de São Francisco em 1906.

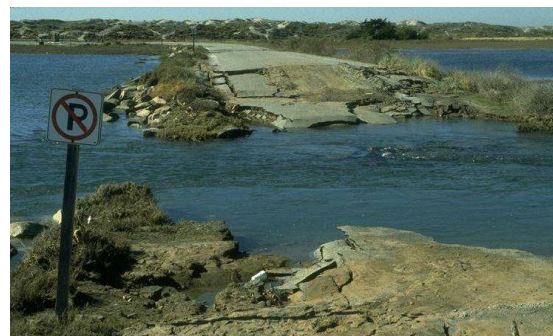
O deslocamento do solo no Marina District, a cerca de 67 milhas do epicentro, provocou assentamentos, deslocamentos laterais de edifícios, deformação de passeios, abertura de falhas nos pavimentos e a rotura de ligações subterrâneas.

Após o impacto principal, foram registadas erupções de areia de vários tamanhos e formas que fissuraram o pavimento das caves de algumas habitações (Figura 2.3).

A liquefação foi observada em diversos locais, incluindo o aeroporto de Oakland, ao longo do rio Salinas e na marina de Moss Landing (Bardet e Kapuskar, 1993).



a)



b)

Figura 2.3 – a) Erupção de areia; b) Danos numa via de comunicação na marina de Moss Landing, California, Estados Unidos da América (imagem de United States Geological Survey)

O sismo de Great Hanshin em 1995, com magnitude de 6,9, mais conhecido por sismo de Kobe, no Japão, foi um dos mais devastadores a atingir este país, tendo provocado 5500 mortes, 26000 feridos e perdas na economia de 200 biliões de dólares.

Durante o sismo ocorreu liquefação nos depósitos artificiais na área do porto de Kobe. A liquefação dos espessos depósitos resultou em erupções de areia, deslocamentos laterais e assentamentos, derrubando ou danificando vários pilares (Figura 2.4).

De salientar que os sinais de liquefação e as deformações do solo foram menores em zonas de depósitos onde se procedeu ao melhoramento do solo (Ishihara, 2001).

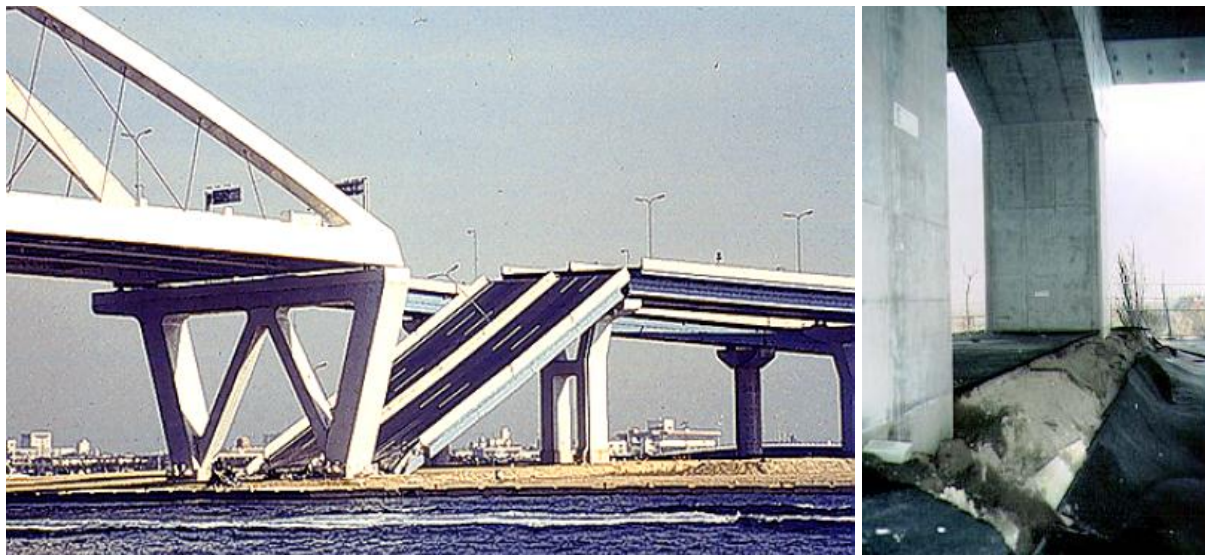


Figura 2.4 – Queda do tabuleiro da ponte Nishi em Kobe, Japão (Alderman *et al.*, 1995)

Mais recentemente, no dia 22 de Fevereiro de 2011, um sismo de magnitude 6,3 atingiu as cidades de Lyttelton e de Christchurch (Nova Zelândia), sendo esta ultima a segunda maior cidade do país e a maior da ilha sul da Nova Zelândia. Este sismo causou pelo menos 100 mortos, muitos feridos e quatro biliões de dólares neozelandeses em prejuízos.



Figura 2.5 – Levantamento de pó, provocado pelo sismo de Christchurch (adaptado de ireport.cnn.com)

Verificou-se liquefação por toda a cidade, incluindo regiões em que, aquando de sismos anteriores com magnitude semelhante não se verificou a ocorrência deste fenómeno. Em locais onde se havia registado, anteriormente, a ocorrência de liquefação, o fenómeno agravou-se entre 3 a 5 vezes.

A liquefação causou o surgimento de mais de 200000 toneladas de silte à superfície (Figura 2.6, 2.7 e 2.8), que necessitaram de ser removidas, movimentos laterais, rotura de fundações e destruição de infraestruturas (80% do sistema de abastecimento de água e sistema de recolha de águas residuais ficaram danificados) (Clifton, 2011).



Figura 2.6 – Liquefação em Christchurch (adaptado de ireport.cnn.com)



Figura 2.7 – Liquefação em Christchurch (adaptado de ireport.cnn.com)



a)



b)

Figura 2.8 – a) Pormenor das ejeções de silte; b) Estado de uma rua após o sismo (adaptado de ireport.cnn.com)

O mais recente registo de liquefação data de 20 de Maio de 2012, aquando do sismo de Emilia, em Itália, com magnitude de 5,9. Este sismo provocou 7 mortos e pelo menos 47 feridos, número diminuto dada a hora a que o sismo ocorreu, estando a maioria das pessoas nas suas moradias (estruturas menos afetadas pelo sismo).

A recente formação geológica do vale Emilian Po é constituída, nas partes mais baixas, por solos argilosos e o nível da água está muito próximo da superfície.

Historicamente, este vale regista diversas ocorrências do fenómeno de liquefação, verificando-se o afundar e inclinar de edifícios, e ejeções de areia em forma de fendas e “vulcão”. Durante o sismo de 2012, voltou a verificar-se liquefação com a formação de ejeções de areia em diversos locais, nomeadamente Mirabello, San Carlo, San Felice sul Panàro (Figura 2.9) (Decanini *et al.*, 2012).



Figura 2.9 – Liquefação provocada pelo sismo de Emilia (adaptado de eucentre.it)

2.2. LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL

2.2.1. SISMOTECTÓNICA DA PENÍNSULA IBÉRICA

A distribuição e a orientação da sismicidade do Globo dependem essencialmente da geometria, do tipo de placas principais da litosfera, e das características tectónicas superficiais e interiores dessas regiões. A Península Ibérica está inserida no interior da Placa Euroasiática, em posição quase limite com a Placa Africana como se pode constatar na Figura 2.10.

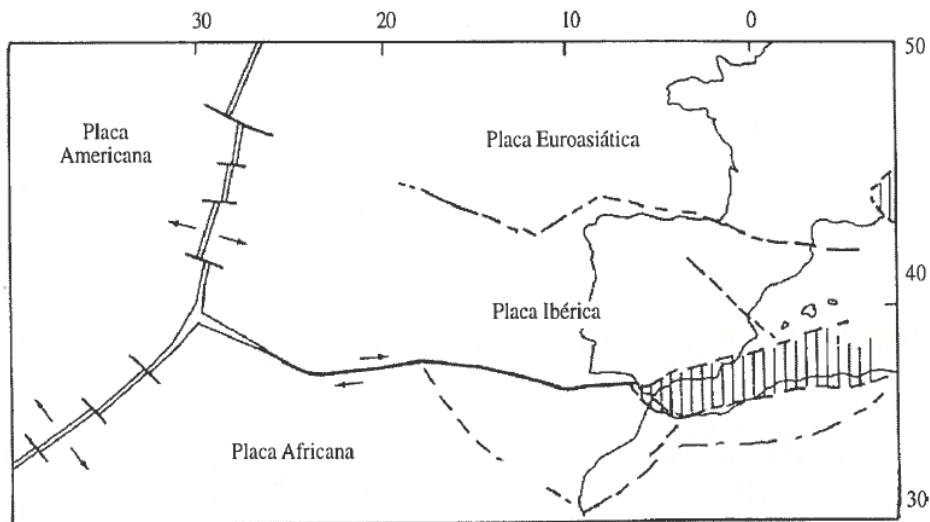


Figura 2.10 – Tectónica da Península Ibérica ordenada às Placas Americana, Euroasiática e Africana. (Vegas e Banda, 1982)

Um esquema sismotectónico muito realizado na região da Península Ibérica é apresentado na Figura 2.11, onde a linha mais carregada representa a interface de contacto entre a Placa Euroasiática e a Africana. As linhas a traço contínuo e fino identificam locais de ocorrência de sismos de origem tectónica enquanto que as linhas a traço interrompido identificam locais com alguma sismicidade.

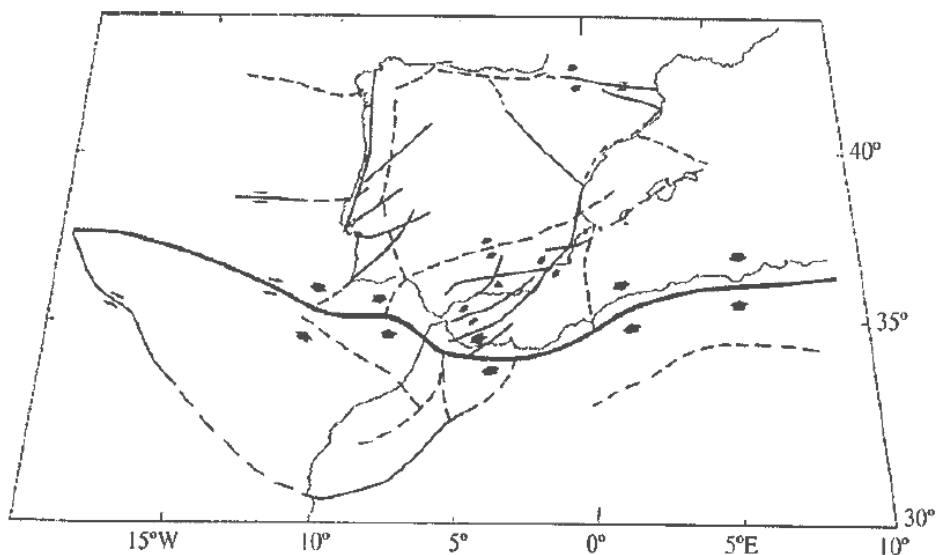


Figura 2.11 – Caracterização dos movimentos tectónicos com maior incidência sobre a Península Ibérica (Udias *et al.*, 1983)

Esta é uma região movida por uma dinâmica regional no sentido de orientar uma lenta convergência (média de 2 mm/ano) das Placas Euroasiática e Africana, com situações aleatoriamente violentas nas áreas do Banco de Gorringe, Golfo de Cadiz e em regime difuso e complexo no Banco de Guadalquivir.

A distribuição da sismicidade na parte sul da Península Ibérica e zonas circundantes até à dorsal do Médio Atlântico Norte é conclusiva relativamente ao modelo sismotectónico já referido, onde a área definida pelos paralelos 35 e 38 Gr. N e os meridianos 8 e 12 Gr. W circunscreve os epicentros dos sismos que atingiram o território Português com maior violência, como se pode verificar na Figura 2.12.

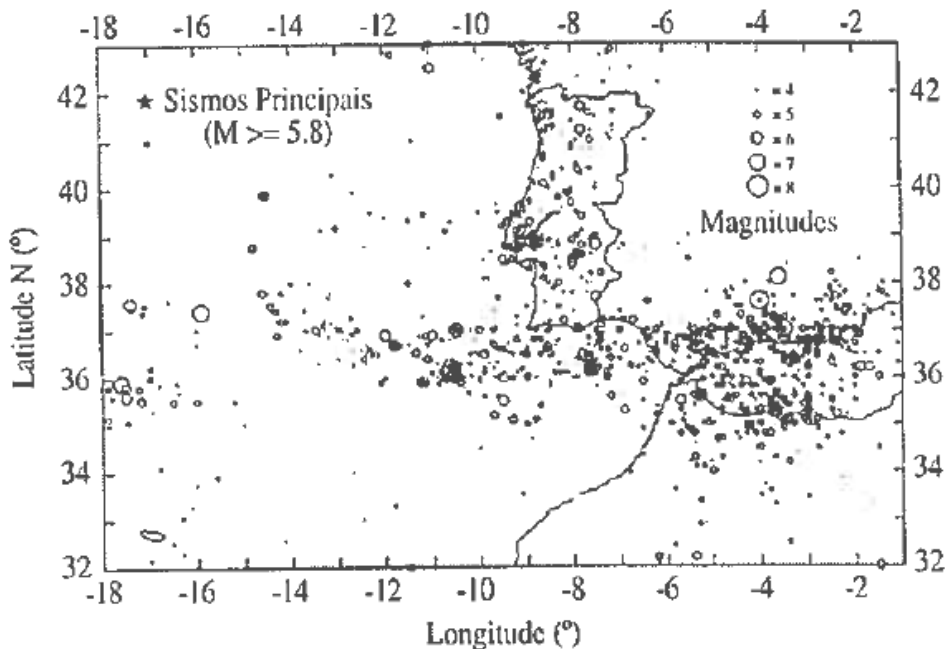


Figura 2.12 – Mapa dos epicentros de sismos históricos e instrumentais (Martins e Mendes, 1994)

Outra zona significativamente ativa vem definida por aquela fratura que se desenvolve perpendicularmente em direção à costa de Portugal no encalço das Berlengas, também em forma de deslizamento.

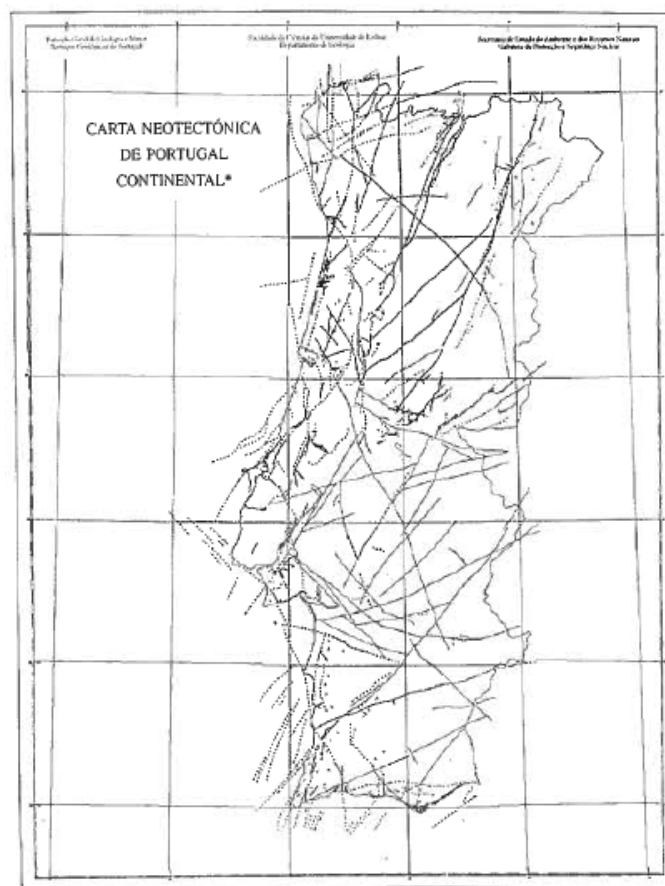


Figura 2.13 – Carta Neotectónica de Portugal Continental (Cabral e Ribeiro, 1988)

A carta Neotectónica, apresentada na Figura 2.13, revela um território profundamente retalhado na superfície e ainda algum recorte em seguimento pela plataforma marítima adjacente. Tal imagem deve realçar a presença do elevado nível de risco sísmico, ou seja, uma panorâmica sísmica caracterizada por um extenso rol de sismos de magnitude fraca. Os sismos de elevada magnitude não estão totalmente ausentes, surgindo periodicamente como os de 1356, 1531, 1755, 1909 e 1969, entre outros.

A carta assinala os acidentes tectónicos mais significativos. Assim, em função da atividade sísmica, referem-se a Sul, a falha normal do Vale Interior do Tejo, onde decorreu o sismo de 1909, e as falhas de Messejana e Loulé, no Centro, a falha da Nazaré-Pombal e no Norte a falha de Vilariça (Lima, 1998).

2.2.2. RISCO SÍSMICO

O risco sísmico de uma região pode ser medido pelas perdas esperadas que os elementos dessa região sofrerão, em consequência de sismos, e/ou pela probabilidade das mesmas ocorrerem num certo período de tempo de exposição.

Os elementos expostos ao risco sísmico possuem um determinado grau de suscetibilidade de serem afetados por este tipo de fenómenos naturais, ou seja, caracterizam-se por uma determinada vulnerabilidade à ação dos sismos. São exemplos de risco os edifícios de uma região, uma cidade, um

país, a população que nele habita, o sistema de infraestruturas ou equipamentos, atividades económicas, entre outros.

Identificam-se assim, três principais fatores interligados entre si que contribuem para o risco sísmico de uma região:

- O perigo potencial de ocorrência de sismos na região;
- A exposição ou o valor dos elementos em risco e a sua distribuição geográfica;
- A vulnerabilidade sísmica dos elementos expostos e a extensão e grau da sua danificação, face à ação dos sismos.

Desta forma é compreensível que a variação de qualquer um dos três fatores mencionados condicione a severidade do risco sísmico.

A nível mundial as estatísticas confirmam que as perdas materiais em consequência da atividade sísmica sofreram um aumento gradual ao longo do século XX embora a ameaça sísmica se tenha mantido constante ao longo do tempo. Verifica-se também ao mesmo nível que, ao longo do século XX, poucos foram os progressos conseguidos na redução de perdas humanas em consequência de sismos, embora se verifique um diferencial crescente entre as vítimas em países que investem de forma efetiva na mitigação do risco e os países que não o fazem.

Em Portugal, tendo em conta os relatos dos efeitos dos sismos ocorridos até à atualidade, o estado atual dos conhecimentos sobre a perigosidade sísmica do País e a existência de construções não dimensionadas para resistir a sismos, indiciam que parte da população portuguesa vive em situações de risco sísmico considerável.

Como já foi referido, Portugal situa-se numa região sísmica cujo padrão de ocorrências caracteriza-se por uma reduzida frequência de acontecimentos com grande impacto. Segundo Silva (2002) *apud* Sousa (2006), esta baixa probabilidade de ocorrência destes fenómenos, aliada à sua imprevisibilidade, conduz a síndromes designados no âmbito das ciências sociais de “atenuação social do risco” com uma consequente “atrofia de vigilância” e “desproteção em relação a eventualidades indesejáveis”, resultantes da reduzida distribuição de recursos para a sua mitigação.

Em geral a população portuguesa não tem a perceção adequada do problema sísmico no território nacional, com exceção da Região Autónoma dos Açores em que a comunidade técnica e científica é conhecedora da existência de riscos sísmicos no território português e da possibilidade da sua minoração.

Em suma, é fundamental tomar medidas efetivas para mitigar o risco sísmico em Portugal e evitar que os sismos, que constituem perigos naturais pouco frequentes, resultem em desastres com repercussões económicas e sociais adversas, ou mesmo catastróficas (Sousa, 2006).

2.2.3. ZONAMENTO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO EM PORTUGAL CONTINENTAL

O estudo da liquefação histórica é um passo fundamental para o zonamento do potencial de liquefação constituindo uma fonte de dados objetivos que permitem avaliar posteriormente as distâncias máximas do fenómeno de liquefação aos epicentros dos sismos causadores. Permite também conhecer os locais onde a liquefação pode ocorrer no futuro, uma vez que o fenómeno é normalmente reincidente (Jorge, 1994).

A sismicidade histórica, incluindo o estudo de documentos históricos e de outro tipo de registos, como são as inscrições em monumentos, tem uma importância fundamental em Portugal Continental, já que

os sismos de maior gravidade ocorridos no território foram anteriores à utilização de registo instrumental (Lopes, 2001).

A informação mais antiga da sismicidade histórica na Península Ibérica remonta aos tempos dos romanos, estando limitada a relatos quase exclusivos das regiões então mais ocupadas ou atravessadas por caminho de grande passagem.

No caso de Portugal, os dados referentes a sismos anteriores a 1755 são muito incompletos e de má qualidade. Em contrapartida, o tratamento da informação do sismo de 1755 revela um grande avanço para a época.

As descrições mais remotas do fenómeno de liquefação em Portugal, remontam ao sismo de 26 de Fevereiro de 1531 com epicentro provável localizado no vale inferior do Tejo. O fenómeno desenvolveu-se especialmente nos solos das bacias do Tejo e do Sado, sendo objeto de relatos nas crónicas da época. Entre o ano 1531 e o ano 1755 não se encontraram referências históricas de fenómenos de liquefação apesar da ocorrência de sismos com magnitude suficiente para tal (Jorge, 1994).

No início do século XX existem dados da sismicidade instrumental, sendo que a primeira estação sismográfica em Portugal foi instalada em Coimbra seguindo-se a implementação de uma segunda estação em Lisboa após a ocorrência do sismo de Benavente de 1909. A partir daquele momento, com a ajuda dos dados obtidos em estações sismográficas espanholas, foi possível determinar a localização dos epicentros e outros parâmetros instrumentais relativos aos sismos que afetaram o território nacional (Lopes, 2001).

Em geral, as descrições históricas não identificam diretamente o fenómeno, sendo incompletas e permitindo apenas deduzir a sua ocorrência. Nos estudos históricos a liquefação é frequentemente identificada pelas seguintes manifestações:

- Fluxos de água e areia a partir de fissuras ou aberturas no solo, com a formação de pequenos vulcões de areia, ou ainda injeção de areia em poços;
- Subsidência ou colapso do solo em extensões limitadas, em materiais arenosos;
- Afundamento de edifícios fundados em material arenoso.

Identificam-se fenómenos de liquefação certa em seis sismos que afetaram o território português, estando as características destes presentes no Quadro 2.1 e a sua localização na Figura 2.14.

Quadro 2.1 – Sismos com referência de liquefação (Jorge, 1994)

Sismo	Magnitude	Intensidade
26/Jan/1531	7,1	IX
01/Nov/1755	8,5	X
31/Mar/1761	7,5	IX
12/Jan/1856	6,0	VII
11/Nov/1858	7,2	IX
23/Abr/1909	7,6	IX

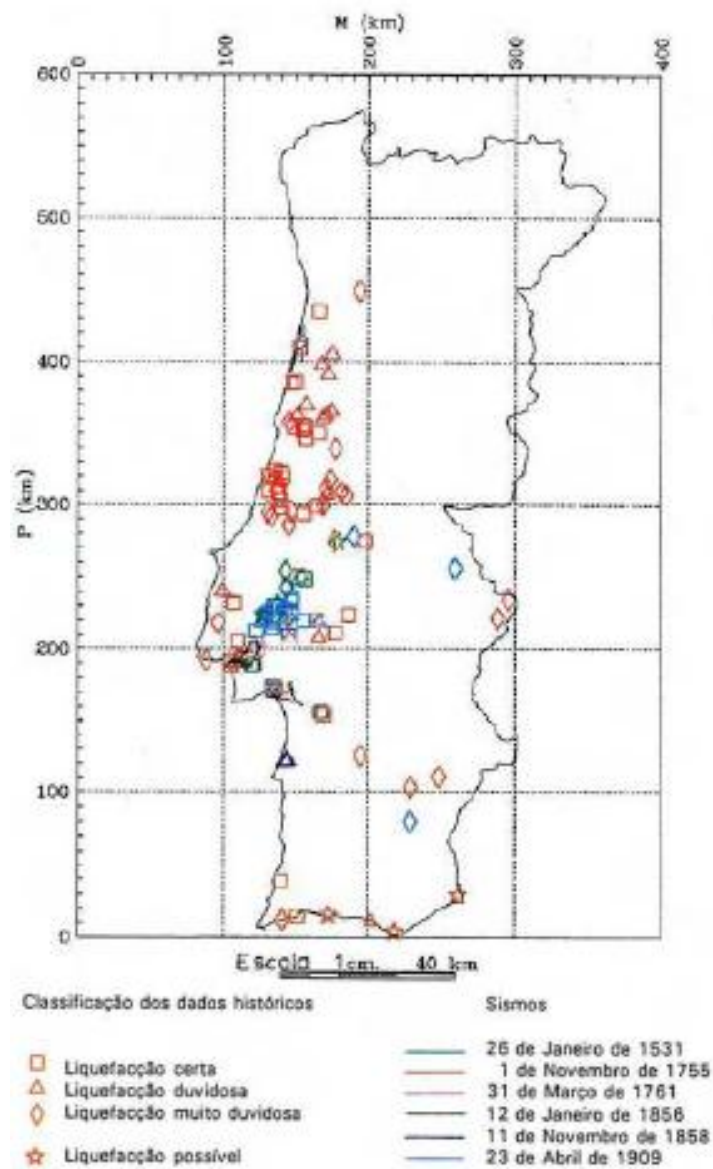


Figura 2.14 – Localização dos fenómenos de liquefação associados a sismos históricos (Jorge, 1994)

Com base nos dados da liquefação histórica, definiu-se uma relação entre a magnitude e a distância máxima de liquefação aplicável a Portugal. Esta relação é explícita na Figura 2.15, incluindo-se relações de outros autores relativos a outros sismos.

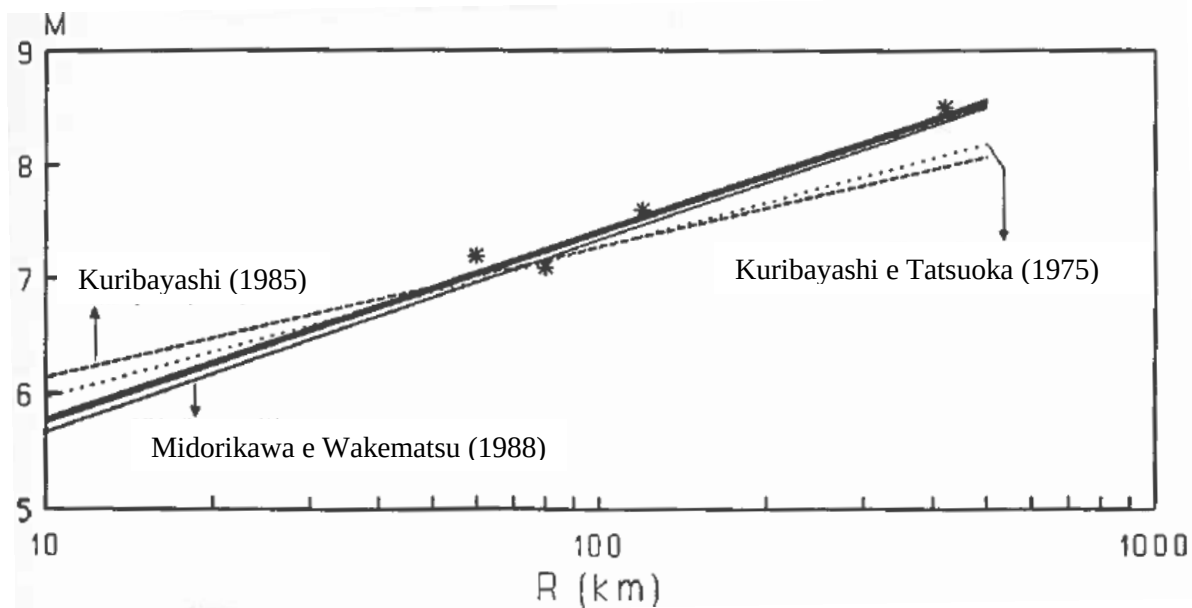


Figura 2.15 – Relação entre a magnitude e o logaritmo da distância máxima de liquefação (Jorge, 1994)

Através destes dados, Jorge (1994), na sequência do seu trabalho, considerando que a zona de geração sísmica com maior concentração de sismos está associada ao limite de placas a Sul da Península Ibérica e que no continente a sismicidade concentra-se na faixa Centro-Litoral, definiu um mapa com o período de retorno da oportunidade de liquefação para Portugal Continental (Figura 2.16).

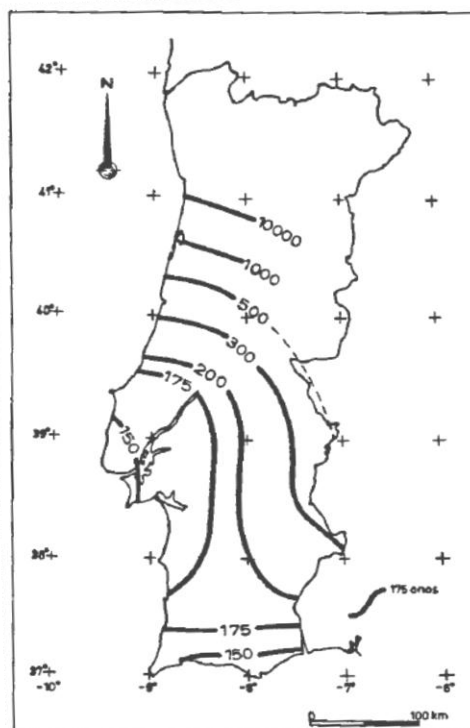


Figura 2.16 – Mapa do período de retorno da oportunidade de liquefação para Portugal Continental (Jorge, 1994)

O zonamento da suscetibilidade à liquefação do território continental baseia-se em critérios geológicos e geomorfológicos complementados com dados de liquefação histórica.

As formações sensíveis à liquefação são essencialmente constituídas pelos depósitos Plistocénicos e Holocénicos do litoral (praias, dunas, praias levantadas, entre outros) das zonas baixas, nomeadamente ao longo dos vales dos principais cursos de água. Além dos depósitos Quaternários e recentes como os anteriores, consideram-se ainda os depósitos Plio-quaternários das bacias terciárias do rio Tejo e Sado, e das faixas litorais ocidentais e do Algarve (Jorge, 1994).

Quadro 2.2 – Classificação da suscetibilidade à liquefação para duas zonas de Portugal Continental (adaptado de Jorge, 1994)

Unidades geomorfológicas e geológicas	Suscetibilidade
Sado	
Estuário	Alta a muito alta
Laguna	Alta a muito alta
Aluvião	Alta
Duna	Alta a moderada
Terraço fluvial	Baixa
Plio - quaternário	Muito baixa
Tejo	
Estuário	Alta a muito alta
Aluvião	Alta
Planície aluvionar	Moderada
Terraço fluvial (Plistocénico)	Baixa
Plio - quaternário e Pliocénico	Muito Baixa

2.3. SISMICIDADE

2.3.1. INTRODUÇÃO HISTÓRICA

Só o desenvolvimento dos primeiros instrumentos, com capacidade para deteção e medição dos valores de agitação do solo num meio perturbado à superfície do Globo veio acelerar o gradual conhecimento e a natureza das condições que originam os sismos.

Até aí, como sucedeu durante a Antiguidade, prosseguindo pela Idade Média, a causa justificativa dos abalos sísmicos constituiu para o Homem contemporâneo desses períodos históricos um constante dilema colocado ao seu pensamento e imaginação.

Desde um violento castigo dos Deuses, como forma punitiva das ignominias praticadas pelos homens e mulheres da Terra, a um enorme peixe-serpente movendo-se preguiçosamente por debaixo das ilhas do Japão, à ação descontrolada de um elefante gigante, para os indianos, ou ao lento rastejar de uma tartaruga sobre a qual assentava o Mundo (índios primitivos dos Estados Unidos da América), muitas outras figuras mitológicas foram utilizadas para explicar o fenómeno.

Enquanto os deslocamentos da superfície do solo fossem reconhecidos como um efeito não associado à conceção de fonte, ou seja, a origem das vibrações, as dificuldades mantinham-se.

Gradualmente e durante os meados do século XIX, a intervenção que a fratura das rochas pode estar a desempenhar em relação à atividade sísmica começa a ser investigada por uma das soluções: uma, como local gerador de sismos, e a outra, como resultado de uma ação exercida sobre a própria fratura.

Por outro lado, a ocorrência de sismos em regiões fora dos locais onde tradicionalmente exista a produção de gases provenientes das erupções vulcânicas forçou os geocientistas da época a considerarem outras alternativas às causas até ali apontadas, ou seja, o vulcanismo.

Então, em fins do século XIX e princípios do século XX, a fratura ou falha detetada à superfície do solo começou a tomar a forma concreta e responsável pela origem dominante dos sismos. A investigação dos resultados provocados pelo terramoto de S. Francisco, na Califórnia em 1906, veio comprovar que aquela teoria estava correta e havia que a desenvolver.

Deste modo, com a intervenção lenta e participada de físicos, geólogos, químicos e com os registos dos sismógrafos, chegou-se à atual fase das placas tectónicas, que certamente vai prosseguir a sua fase extremamente ativa, iniciada nos anos 60 (Lima, 1998).

2.3.2. ONDAS SÍSMICAS

As perturbações tectónicas mais significativas resultam, sobretudo, quando num local interior da Terra, pouco ou muito profundo, as forças ali incidentes sujeitam os materiais envolvidos a fortes pressões provocando a possibilidade de, em tempo não determinado (risco sísmico), desencadear uma situação de rutura e destruição. Simplificadamente pode-se comparar o acontecimento sísmico com o efeito produzido pelo aquecimento contínuo exercido sobre uma caldeira com a válvula de segurança avariada.

Em 1660, Hooke afirmava que “todo o corpo sujeito a uma força de pressão sofre uma deformação diretamente proporcional à força exercida”, definindo os primeiros dados da teoria matemática da Elasticidade e sua validade de globalização ao meio estrutural da Terra, uma vez que descrevia a deformação elástica dos corpos.

Assim, todo o sólido homogéneo possui duas espécies principais de elasticidade, a resistência à deformação de volume e a resistência à variação de forma, podendo ambas atuar sobre o mesmo sólido conjunta ou isoladamente. No que concerne à origem, a deformação de volume e a variação de forma resultam de forças perpendiculares e paralelas, respetivamente, a atuarem nas faces do sólido.

Portanto, para o mesmo corpo sólido, a razão entre a resistência à deformação de volume e a resistência à variação de forma designa-se por Módulo de Young, ou de Elasticidade. O Módulo de Young relaciona-se com a velocidade de propagação das ondas transversais, coeficiente de Poisson e densidade do meio como se poderá confirmar mais adiante (Lima, 1998).

A determinação das velocidades de propagação das ondas longitudinais e transversais permitem a avaliação dos parâmetros elásticos do meio, sendo possível calcular o coeficiente de Poisson através da expressão 2.1. (Ferreira, 2003).

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2}{2\left(\frac{V_P}{V_S}\right)^2 - 2} \quad (2.1.)$$

2.3.2.1. Ondas Longitudinais

Um meio sólido elástico, sem limites, pode transmitir dois tipos diferentes de ondas, classificadas de acordo com o processo de movimento das partículas durante o deslocamento.

A onda longitudinal é assim designada porque, durante o seu trajeto, as partículas movem-se para trás e para diante, ao longo da direção de propagação, segundo a qual se desloca a frente da onda. Pode também ser designada por ondas de compressão C ou de dilatação D atendendo a que a sua passagem é caracterizada por sucessivas compressões e dilatações do meio em que se movimenta.

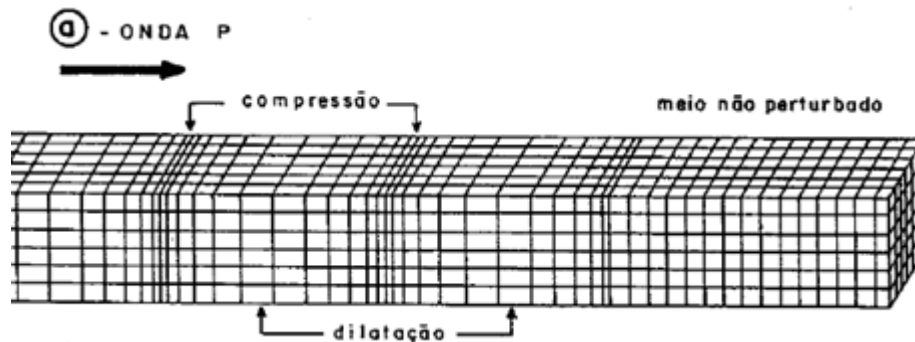


Figura 2.17 – Modelo de deformação da onda longitudinal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 *apud* Barros, 1997)

As ondas longitudinais possuem uma velocidade elevada sendo as primeiras a chegar a qualquer ponto da superfície do Globo, consequentemente, são designadas por ondas primárias ou P. Propagam-se em todos os meios, quer sejam sólidos, líquidos ou gasosos. A velocidade de propagação da onda P em meios elásticos é dada pela expressão 2.2.

$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1+\nu)(1-2\nu)}} = \sqrt{\frac{M}{\rho}} \quad (2.2.)$$

com:

V_P – Velocidade de propagação da onda longitudinal (onda P)

E – Módulo de Elasticidade

ν – Coeficiente de Poisson

ρ – Massa específica

M – Módulo Confinado

A velocidade de propagação da onda P em meios próximos da superfície é da ordem dos 6 km/s, aumentando com a profundidade.

2.3.2.2. Ondas Transversais

A onda transversal, também designada de onda de corte, ou onda S, desloca-se a uma velocidade inferior à onda P, pelo que surge em segundo lugar. Estas ondas induzem deformações e distorções na geometria dos elementos do meio onde se propagam, logo, durante o seu avanço vão, simultaneamente, alterando e destruindo.

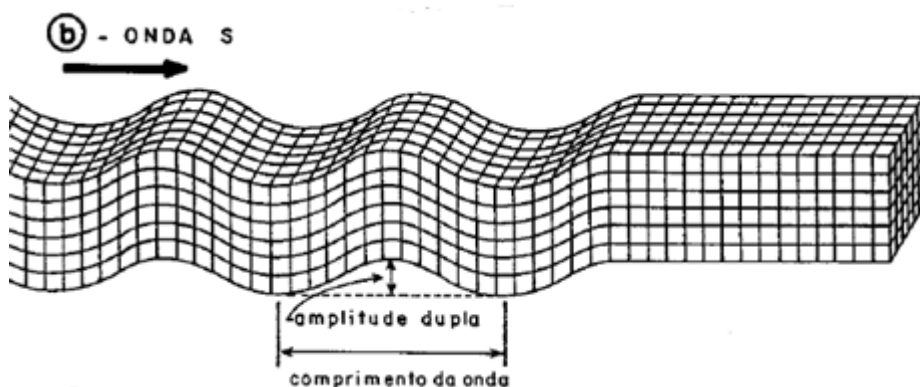


Figura 2.18 – Modelo de deformação da onda transversal que se propaga em meios elásticos (Bolt, 1978 *apud* Barros, 1997)

Como as vibrações são executadas no plano vertical, no sentido do movimento existem duas componentes (ondas polarizadas): a vertical SV e a horizontal SH. A velocidade de propagação da onda S num meio elástico é dada pela expressão 2.3.

$$V_s = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (2.3.)$$

Com:

V_s – Velocidade de propagação da transversal (onda S)

E – Módulo de Elasticidade

ρ – Massa específica

ν – Coeficiente de Poisson

G – Módulo de Distorção

A velocidade média das ondas transversais é da ordem dos 4,7 km/s.

Relacionando as expressões das velocidades de propagação dos dois tipos de ondas, obtém-se

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \quad (2.4.)$$

As amplitudes do deslocamento do solo devido às ondas transversais são mais elevadas, em comparação com as das ondas longitudinais.

2.3.2.3. Ondas Superficiais

As ondas longitudinais e transversais são denominadas ondas de volume aquando do seu movimento através de corpos sólidos. No entanto, se um plano qualquer intercepta um sólido previamente considerado como ilimitado, acontece que todo o material é removido e é introduzida uma superfície livre que irá permitir a formação de um terceiro tipo de ondas, designadas por ondas superficiais ou longas.

Estas ondas possuem velocidades de propagação inferiores às das ondas longitudinais e transversais, têm períodos mais elevados e propagam-se exclusivamente próximo da superfície do Globo pelo que provocam deslocamentos mais pronunciados das partículas do solo.

Distinguem-se dois tipos de ondas superficiais, nomeadamente a onda de Love (LQ) e a de Rayleigh (LR). Na primeira, o deslocamento da partícula é perpendicular à direção do movimento e paralela à superfície, e na segunda, a trajetória da partícula tem uma forma elíptica e move-se no sentido retrógrado, em relação à direção de propagação da onda (Lima, 1998).

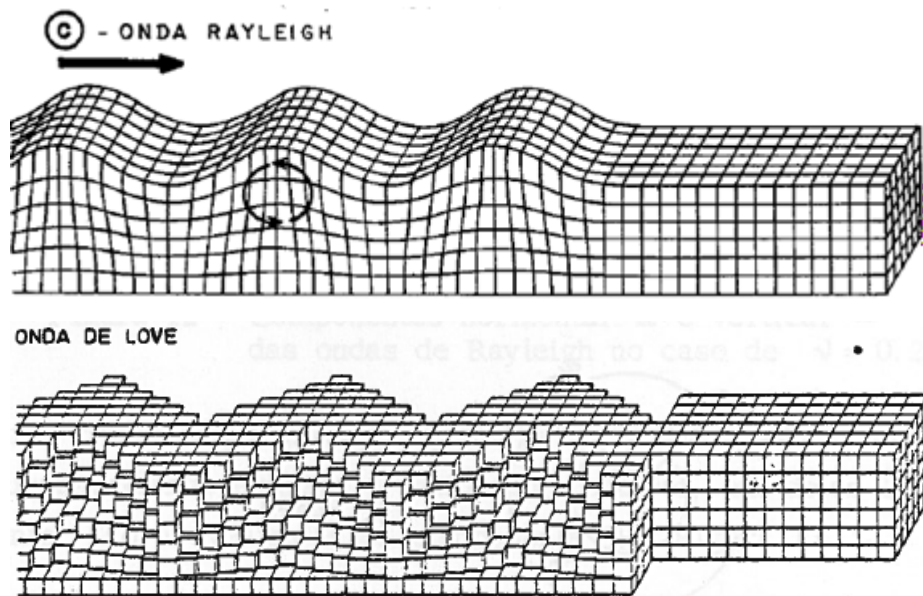


Figura 2.19 – Modelo de deformação associado às ondas de Rayleigh e de Love que se propagam em meios elásticos (Bolt, 1978 *apud* Barros, 1997)

2.4. LIQUEFAÇÃO

A liquefação dos depósitos de solos soltos e saturados durante sismos tem sido objeto de estudo durante os últimos 40 anos. Este fenómeno tem sido observado em praticamente todos os grandes sismos, tendo chamado a atenção da comunidade da engenharia geotécnica após os enormes danos causados pelos sismos do Japão e do Alasca (Seed, 1979).

O termo liquefação foi introduzido por Mogami e Kubo (1953) e foi usado em conjunto com uma variedade de fenómenos envolvendo deformações causadas por carregamentos monotónicos, transientes ou repetidos em solos não coesivos e saturados. A geração de excessos de pressão neutra sob carregamento não drenado é a questão chave da liquefação.

Quando solos não coesivos considerados saturados são carregados rapidamente, considera-se que o carregamento ocorre em condições não drenadas, ou seja, a tendência de contração dos solos não coesivos leva ao aumento da pressão neutra, diminuindo assim a tensão efetiva do solo (Kramer, 1996).

Na mecânica dos solos, o termo liquefação designa o processo de passagem de um solo saturado no estado sólido para o estado líquido (Jorge, 1994).

Uma outra definição é dada por Sladen *et al.* (1985) que define, de uma forma mais precisa, liquefação como sendo um fenómeno em que uma massa de solo perde uma grande percentagem da resistência ao

corte, quando sujeito a carregamento monotónico, cíclico ou de impacto, e flui de forma semelhante a um líquido até que a tensão de corte aplicada à massa de solo seja tão baixa quanto a resistência ao corte reduzida do mesmo.

Considerando os diversos mecanismos de rotura associada à liquefação, Robertson (1994) sugere um sistema de classificação para uma melhor definição de liquefação.

- Liquefação por fluxo – Fluxo não drenado de solos contractivos saturados, quando a tensão de corte excede a resistência ao corte residual do solo. Pode ser provocado por carregamento monotónico ou cíclico.
- Amolecimento cíclico – Descreve as grandes deformações ocorridas durante o carregamento cíclico devido ao aumento da pressão neutra em solos que tendem a dilatar em carregamentos monotónicos não drenados. O amolecimento cíclico em que as deformações cessam com o carregamento cíclico é classificado como:
 - Liquefação cíclica – ocorre quando as tensões de corte impostas pelo carregamento cíclico excedem a resistência ao corte inicial. Pode-se atingir a condição de tensão efetiva nula dando origem a grandes deformações.
 - Mobilidade cíclica – solicitações cíclicas não provocam a condição de tensão efetiva nula. As deformações acumulam-se a cada ciclo de carregamento.

Esta classificação reconhece que os vários mecanismos podem estar envolvidos na rotura do solo. Ainda assim, preserva o termo liquefação para descrever amplamente a rotura de solos não coesivos durante os sismos (Rauch, 1997).

A distinção entre os vários tipos de liquefação pode ser representada com recurso a um diagrama que relaciona a tensão de confinamento efetiva com os índices de vazios de um ensaio não drenado de um solo saturado. A linha dos estados críticos une os pontos de índices de vazios correspondentes ao estado crítico, ou seja, o índice de vazios para o qual o solo continua a deformar-se com tensão e volume constante.

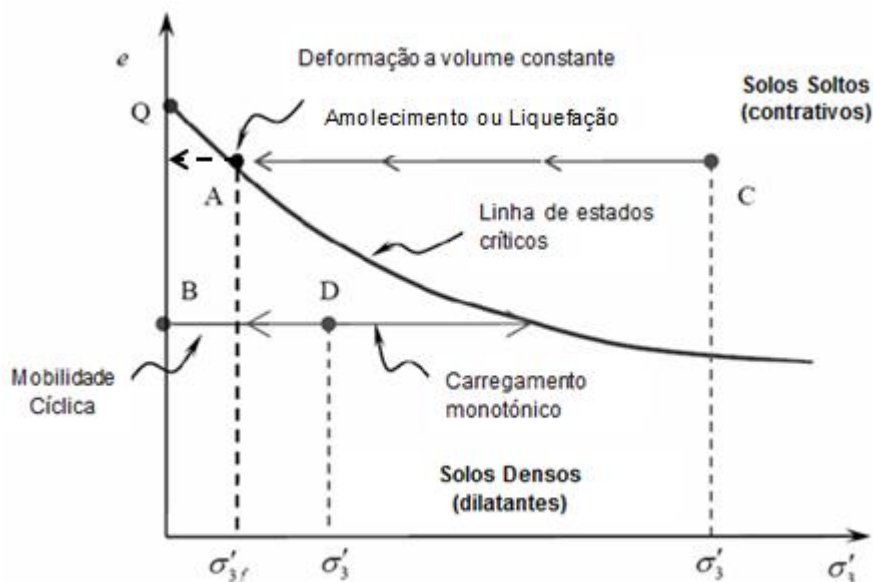


Figura 2.20 – Comportamento de areias saturadas em condições não drenadas aquando de carregamento monotónico e cíclico (adaptado de Castro e Poulos, 1977)

A liquefação por fluxo ou estática é o resultado da rutura de um solo no estado solto (C) sujeito a um carregamento monotónico ou cíclico, provocando uma tensão de corte superior à resistência ao corte no estado crítico do solo (A), em condições não drenadas.

Se o solo estiver denso (D) e for sujeito a um carregamento monotónico, a trajetória tende para a linha de estados críticos, não havendo ocorrência de liquefação. No entanto, quando sujeito a carregamento cíclico, não havendo alteração de volume, o aumento das pressões intersticiais resulta no decréscimo da tensão de confinamento e a trajetória tende para a esquerda do ponto D.

Dependendo da magnitude do carregamento cíclico e de outros fatores, a trajetória de tensões pode atingir a rutura (B), tendo-se registado liquefação cíclica pois o solo é capaz de adquirir um novo estado de equilíbrio. Este tipo de liquefação pode também ser observado em solos soltos com tensões de corte inferiores à resistência ao corte do solo no seu estado crítico (Bedin, 2010).

2.4.1. LIQUEFAÇÃO POR FLUXO OU ESTÁTICA

Quando solos soltos e saturados são sujeitos a tensões de corte, as partículas sólidas tendem a se rearranjar, aumentando a densidade do solo e diminuindo os espaços vazios, forçando a água a sair. Se a drenagem estiver impedida, a pressão neutra aumenta progressivamente com a tensão de corte, levando à transferência das tensões do esqueleto sólido para a água, ou seja, a diminuir a tensão efetiva e a resistência ao corte do solo (Seed e Idriss, 1982).

Nos solos densos, aquando de carregamento monotónico, o esqueleto sólido tende a comprimir e depois a dilatar consoante o rearranjo das partículas. Em areias densas e saturadas sujeitas a tensões de corte em condições não drenadas, a tendência de dilatação, ou aumento de volume, resulta no decréscimo das pressões neutras e consequentemente no aumento das tensões efetivas e resistência ao corte (Rauch, 1997).

A liquefação estática pode ser associada a diversos tipos de eventos, tais como, elevação do nível da água em depósitos de materiais granulares, como as barragens, carregamentos rápidos, movimentos de massa na área de influência dos depósitos de materiais granulares e excessos de precipitação provocando a subida do nível freático (Figura 2.21).

Em países com índices de sismicidade elevados, a rutura sob condições estáticas não é observada frequentemente, devido às medidas adotadas em projeto que visam a segurança em relação aos carregamentos dinâmicos.

Em zonas não sísmicas, este fenómeno tem sido responsável pela rutura de diques, barragens e aterros hidráulicos realizados com materiais granulares finos.

A liquefação estática é de entre os tipos de liquefação, o que provoca maior devastação. Tal deve-se ao facto de o solo, após sofrer liquefação não conseguir alcançar um novo estado de equilíbrio.

Este fenómeno ocorre quando as tensões de corte necessárias para equilibrar uma determinada massa de solo são superiores à resistência ao corte do solo no seu estado crítico. Este tipo de efeito só se verifica em solos granulares no seu estado solto (Marques, 2011).

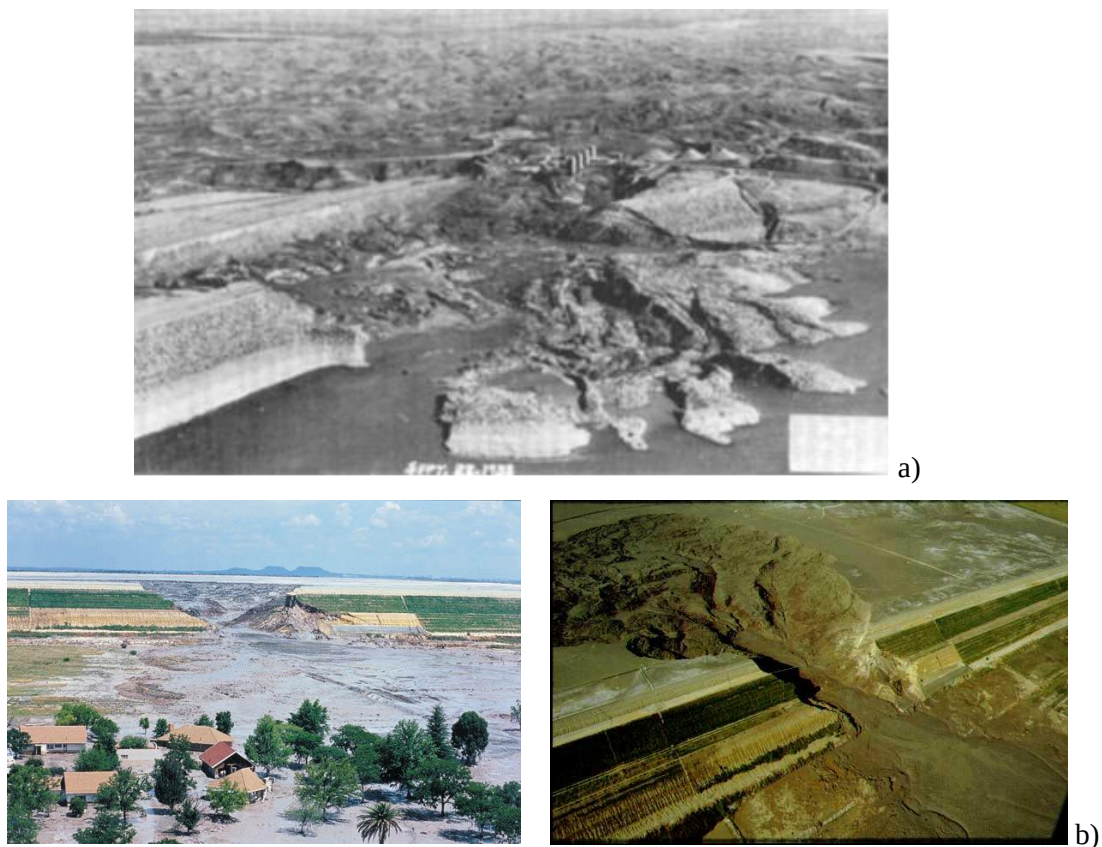


Figura 2.21 – a) Primeiro registo conhecido de cedência por fluxo, em Fort Peck (1938) (Davies *et al.*, 2002); b) Cedência da barragem de resíduos (ouro) em Merriespruit, Africa do Sul, por liquefação por fluxo em Fevereiro de 2004 (Bedin, 2010)

2.4.2. LIQUEFAÇÃO CÍCLICA

Quando areias densas são sujeitas a ações cíclicas de pequena amplitude em condições não drenadas, o excesso de pressões neutras é gerado a cada ciclo, levando ao decréscimo das tensões efetivas e ao aumento das deformações. Contudo, quando sujeitos a ações cíclicas de grande amplitude, a dilatância alivia o excesso de pressões neutras resultando num aumento da resistência ao corte (Rauch, 1997).

A tendência das areias densas e saturadas para a perda de resistência progressiva durante carregamentos cíclicos, mas em carregamento estático atingir deformações limitadas é descrito como mobilidade cíclica (Castro e Poulos, 1977).

A mobilidade cíclica distingue-se da liquefação pelo facto de os solos liquefeitos exibirem aumento da resistência ao corte, independentemente na magnitude da deformação. Solos sujeitos à mobilidade cíclica, sofrem inicialmente perda de resistência sob carregamento cíclico mas recuperam a resistência quando carregados monotonicamente em condições não drenadas consoante a tendência de dilatância reduz a pressão neutra (Seed, 1979).

Segundo Robertson (1994), é possível que um solo dilatante atinja temporariamente a condição de tensão efetiva e resistência ao corte nula. Quando o carregamento estático inicial é pouco significativo, as ações cíclicas podem produzir aumento das tensões neutras levando à neutralização das tensões efetivas. Sob estas condições, um solo dilatante pode acumular pressão neutra suficiente para atingir a condição de tensão efetiva nula podendo-se desenvolver grandes deformações.

Contudo, as deformações estabilizam quando cessam as ações cíclicas visto que a tendência para o solo dilatar leva ao aumento das tensões efetivas e da resistência ao corte. Este tipo de liquefação é apelidado por Robertson (1994) por liquefação cíclica.

A liquefação cíclica está relacionada com carregamentos dinâmicos, em particular com eventos sísmicos. Dois aspetos são muito relevantes para a análise da liquefação induzida por sismos, nomeadamente a condição de tensão ativadora e a consequência do fenómeno.

Durante um carregamento dinâmico, a liquefação pode ser induzida em qualquer zona dos depósitos granulares, sendo que a ocorrência deste fenómeno depende da magnitude das deformações volumétricas causadas pelo carregamento e das condições do material, nomeadamente a sua compacidade.

Neste sentido a liquefação pode propagar-se às camadas superiores em função do desencadeamento inicial nas camadas inferiores, as quais estão submetidas a um carregamento de base. Neste caso, o excesso de pressão neutra das camadas subjacentes apresentará uma tendência de dissipação no sentido ascendente, concluindo o processo nas camadas mais superficiais (Pereira, 2005).

Apesar da liquefação cíclica ser mais frequente que a liquefação estática, esta produz deformações menos acentuadas no solo, aquando de uma solicitação dinâmica. Tal sucede visto que as deformações são mais controladas e o solo, após a liquefação, consegue adquirir um novo estado de equilíbrio.

Este tipo de efeito é verificado quando a tensão de corte induzida é necessária para equilibrar uma determinada massa de solo, é menor do que a resistência ao corte do solo no seu estado crítico, pois a amplitude da ação resulta da combinação das tensões de corte cíclicas e estáticas.

Este tipo de deformações é referenciado na bibliografia inglesa como “lateral spreading” e acontecem geralmente em terrenos ligeiramente inclinados ou depósitos próximos das margens dos rios.

Ao contrário da liquefação estática, a liquefação cíclica pode ocorrer em solos soltos e densos, sendo mais provável de ocorrer quanto menor for a compacidade relativa do solo (Marques, 2011).



Figura 2.22 – Efeitos da liquefação cíclica no Japão (redorbit.com)

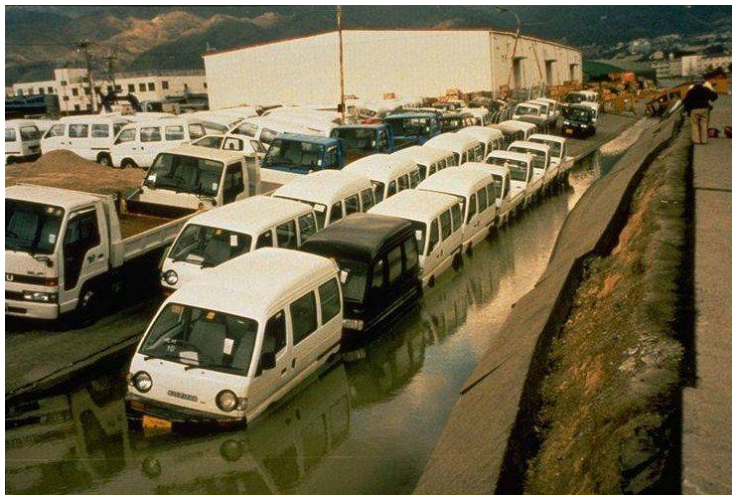


Figura 2.23 – *Lateral Spread* provocou assentamentos de 2 m em Kobe, Japão, 1995 (imagem da Godden Collection, EERC, University of California, Berkeley)

2.5. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE DOS SOLOS À LIQUEFAÇÃO

Nem todos os solos são suscetíveis à liquefação. Assim, o primeiro passo na avaliação dos perigos relacionados com este fenómeno é a avaliação da suscetibilidade de liquefação.

Existem vários critérios de avaliação da suscetibilidade de liquefação sendo que alguns diferem conforme se trata de liquefação por fluxo ou liquefação cíclica.

Apresentam-se de seguida os critérios histórico, geológico, composição do material, índice de vazios crítico, estado de deformação e parâmetro de estado.

2.5.1. CRITÉRIO HISTÓRICO

A observação dos sismos ocorridos permite recolher muita informação, que pode ser usada na identificação de locais específicos ou condições locais que podem ser suscetíveis à liquefação em sismos futuros.

Assim grande parte da informação sobre o fenómeno de liquefação provém de investigações de campo pós sismo que mostram que a liquefação é recorrente em locais onde o solo e as condições hidráulicas se mantêm inalteradas.

As investigações de campo pós sismos revelam que os efeitos da liquefação estão confinados a uma zona a determinada distância do epicentro do sismo.

Ambraseys (1988) compilou informação de sismos pouco profundos, de diferentes magnitudes e de todo o mundo de forma a delimitar a distância ao epicentro para além da qual não se observou liquefação.

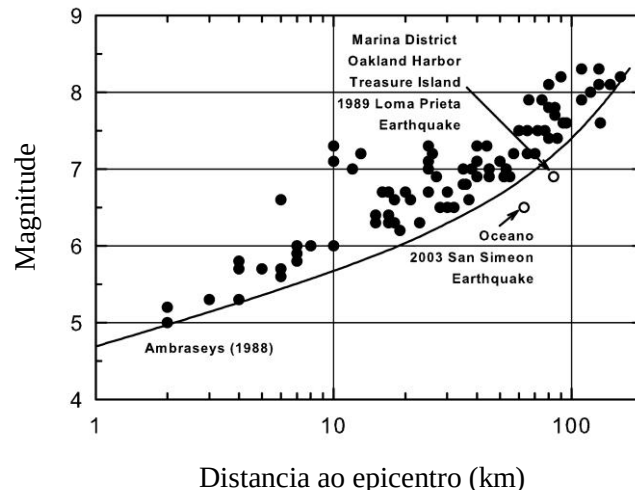


Figura 2.24 – Relação entre a distância ao epicentro e a magnitude em que se verificou liquefação (adaptado de Ambraseys, 1988)

Estas relações são úteis na estimativa da suscetibilidade de liquefação mas não garantem que não ocorrerá liquefação para distâncias superiores ao epicentro.

2.5.2. CRITÉRIO GEOLÓGICO

Segundo Youd e Hoose (1977) *apud* Kramer (1996), as condições de deposição, hidrológicas e a idade dos depósitos de solos contribuem para a suscetibilidade de liquefação.

Os processos geológicos de formação e transporte de partículas aproximadamente uniformes, produzem depósitos de solos com baixo índice de compactação relativamente altamente suscetíveis à liquefação. Assim, quando saturados, os depósitos fluviais, coluviais e eólicos são suscetíveis de sofrer liquefação por carregamento estático ou cíclico (Kramer, 1996).

Existe uma grande diversidade de processos que afetam um depósito após a sedimentação e que, em conjunto, contribuem para a diagénese tais como a consolidação sob o peso das camadas superiores, emersão, erosão, reações químicas (trocas iónicas, lixiviação, precipitação de sais, alterações mineralógicas), ação de cargas exteriores, entre outros.

Em regra, o resultado destes processos traduz-se por modificações estruturais relacionadas com rearranjos e orientações das partículas e, a longo prazo, por cimentações que criam ligações permanentes entre partículas.

Todos estes processos atuam no sentido de conferir ao solo maior estabilidade estrutural e crescentes forças coesivas intergranulares. Por isso, é de esperar uma forte dependência entre a idade do depósito e a sua resistência à liquefação, uma vez que esta depende do grau de desenvolvimento de cimentações intergranulares e da prévia história de tensões do depósito de solo (Jorge, 1994).

Atendendo a que a suscetibilidade à liquefação de depósitos antigos é menor do que nos depósitos recentes, os solos do Holoceno são mais suscetíveis que solos do Pleistoceno, sendo a liquefação rara nos últimos.

Uma vez que a liquefação ocorre apenas em solos saturados e sendo esta observada em maciços onde o nível da água se situa a poucos metros da superfície, a suscetibilidade à liquefação diminui com a profundidade do nível da água.

2.5.3. CRITÉRIO DE COMPOSIÇÃO DE MATERIAL

Uma vez que a liquefação é desencadeada pelo aumento do excesso de pressão neutra, a suscetibilidade de liquefação é influenciada pelas características da composição do solo que influenciam o comportamento da variação volumétrica, determinante para a liquefação.

Durante alguns anos pensou-se que a liquefação estava restrita apenas a depósitos de areia, uma vez que se considerava que solos com granulometria mais fina eram incapazes de gerar valores elevados de pressão neutra e que os solos com granulometria mais grossa eram demasiado permeáveis para manter os excessos de pressão neutra durante tempo suficiente para que ocorresse liquefação.

Mais recentemente, tendo-se observado que a suscetibilidade à liquefação é influenciada pela distribuição granulométrica, forma das partículas e índice de plasticidade, expandiram-se os limites dos critérios baseados na composição do material (Kramer, 1996).

2.5.3.1. Distribuição Granulométrica

Terzaghi *et al.* (1996) relatam que solos bem graduados são geralmente menos suscetíveis à liquefação visto que os vazios preenchidos por partículas de menor dimensão em condições drenadas, resultam numa variação volumétrica menor e em condições não drenadas resultam em menores valores de pressão neutra.

Compreende-se que haja limites à esquerda e à direita da composição granulométrica. As partículas finas, nomeadamente de argilas e de silte fino, geram forças de coesão entre partículas devido à sua grande superfície específica e reduzida dimensão, que só por si pode impedir a liquefação (Jorge, 1994).

Tsushida (1971) apresentou faixas de distribuição granulométricas limites de solos que desenvolveram ou apresentaram potencial para desenvolver liquefação, baseadas em análises de distribuição granulométrica de solo de depósitos naturais que desenvolveram ou não liquefação (Figura 2.25 e 2.26).

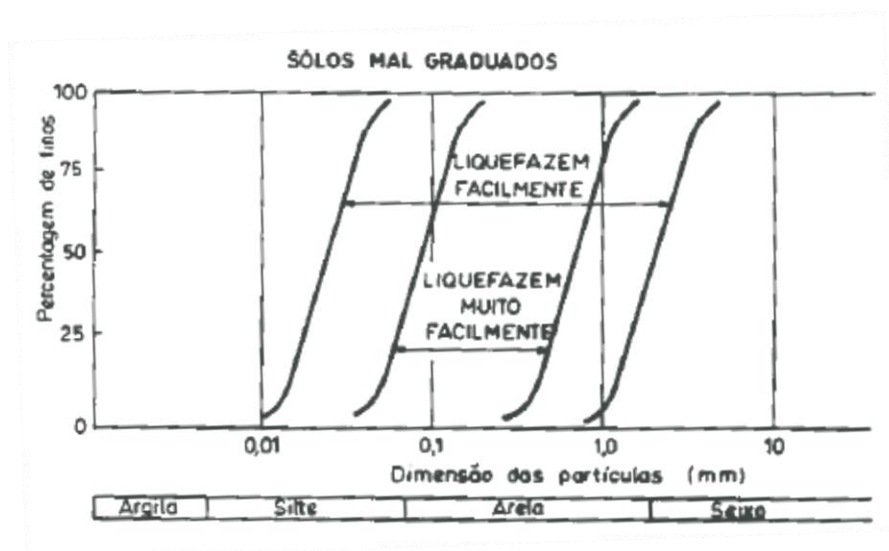


Figura 2.25 – Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos mal graduados (Tsushida, 1971)

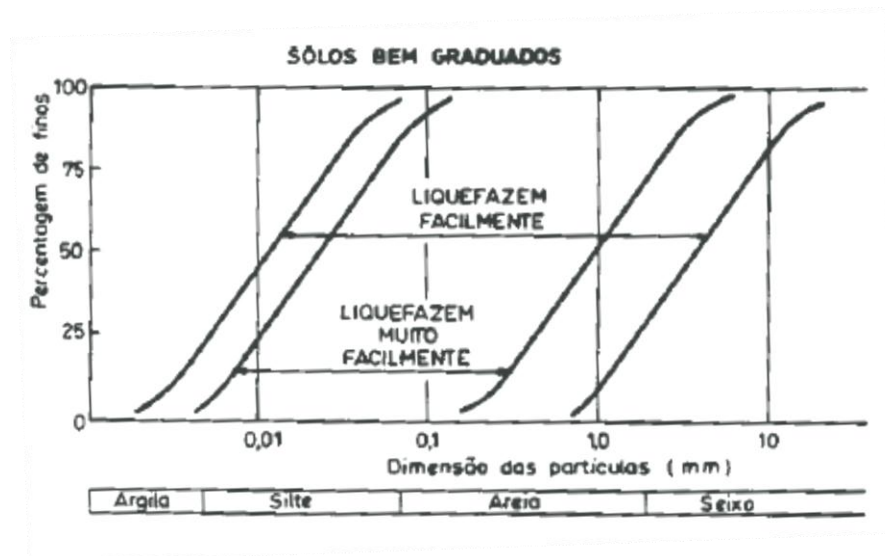


Figura 2.26 – Gama de granulometrias suscetíveis à liquefação para solos bem graduados (Tsushida, 1971)

No que respeita à influência da graduação, é intuitivo que uma areia bem graduada deve oferecer maior resistência à liquefação do que uma areia mal graduada com a mesma compacidade relativa. Tal deve-se a que uma areia bem graduada permite arrumações mais imbricadas, uma vez que as partículas de menor diâmetro podem ocupar em parte os vazios resultantes do arranjo das partículas maiores (Jorge, 1994).

2.5.3.2. Forma das Partículas

Reddy (2008) num estudo sobre a influência da forma das partículas na resistência dos solos e na suscetibilidade à liquefação, mostra que solos com partículas arredondadas são mais suscetíveis à liquefação do que solos com partículas angulares. Tal é devido à razão da contração dos solos. Solos com grãos arredondados contraem pelo rearranjo das partículas, enquanto que os solos com grãos angulares contraem pelo esmagamento dos grãos.

Jorge (1994) sugere que os grãos angulosos permitem empacotamentos mais imbricados do que os grãos arredondados, razão pelo qual uma areia com grãos arredondados é mais suscetível à liquefação.

2.5.4. CRITÉRIOS DE ESTADO

A verificação dos critérios de suscetibilidade referidos anteriormente não garante que se verifique a liquefação do solo. A suscetibilidade de liquefação depende, para além dos fatores já referidos, do estado inicial do solo, nomeadamente do índice de compacidade e estado de tensão inicial.

2.5.4.1. Critério do Índice de Vazios Crítico

Casagrande (1936) executou ensaios triaxiais drenados em amostras de areia solta e densa, tendo verificado que, para a mesma tensão efetiva, a densidade relativa do solo se aproximava de um valor constante à medida que as amostras eram sujeitas a grandes deformações.

Observou também que, quando sujeitas ao corte, as amostras soltas contraíam e as amostras densas contraíam inicialmente evoluindo rapidamente para a expansão de volume.

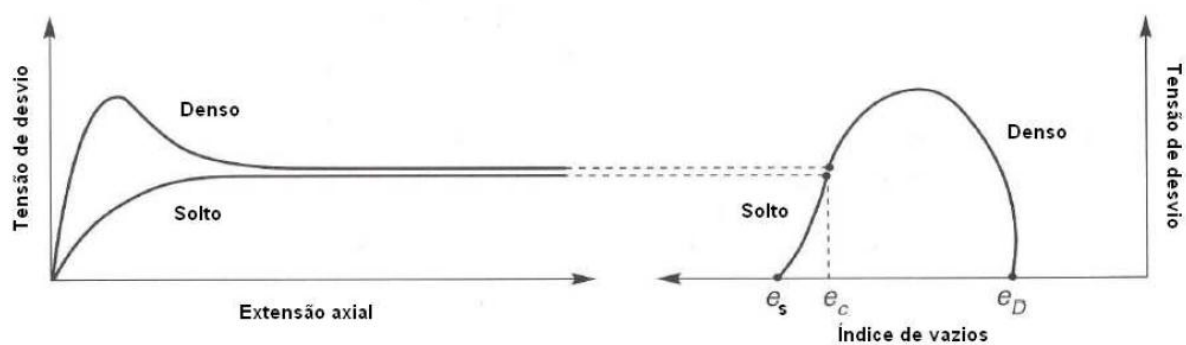


Figura 2.27 – Relação Tensão de desvio-Extensão axial e Tensão de desvio-Índice de vazios de areias soltas e densas sujeitas à mesma tensão de confinamento (adaptado de Kramer, 1996)

Assim, para altas deformações e sob a mesma tensão efetiva, todas as amostras tendiam para a mesma densidade e continuavam a deformar com resistência ao corte constante. O índice de vazios correspondente a esta densidade constante, ou seja, volume constante, foi denominada de índice de vazios crítico.

Casagrande (1936) verificou também que o índice de vazios crítico pode ser unicamente relacionado com a tensão de confinamento através da linha de índice de vazios crítico (Linha de Estados Críticos).

Apesar de aquando da realização dos ensaios, ainda não estarem disponíveis dispositivos capazes de medir as pressões neutras, Casagrande idealizou o comportamento das amostras quando sujeitas a deformações em condições não drenadas (Figura 2.28). Esta idealização veio a ser comprovada por Castro (1969).

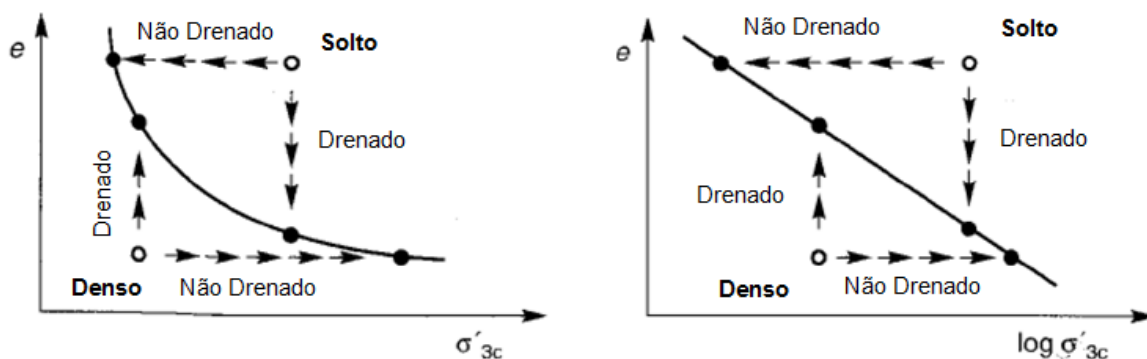


Figura 2.28 – Comportamento de areias densas e soltas sob carregamento monotónico em condições drenadas e não drenadas (adaptado de Casagrande, 1936)

Assim a Linha de Estados Críticos descreve o estado de tensão para o qual o solo tende a altas deformações, quer seja por alterações de volume em condições drenadas ou por alterações na tensão de confinamento em condições não drenadas.

A Linha de Estados Críticos pode ser interpretada como uma fronteira entre comportamentos de contração e expansão de volume, sendo utilizada como um critério de suscetibilidade à liquefação. Solos saturados com índice de vazios altos o suficiente para se situarem acima desta linha são considerados suscetíveis à liquefação ao contrário dos que se situam abaixo da mesma.

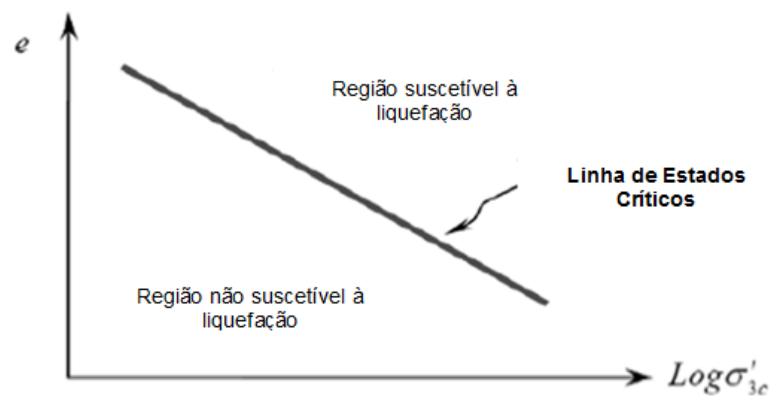


Figura 2.29 – Linha de Estados Críticos (adaptado de Kramer, 1996)

2.5.4.2. Critério do Estado de Deformação

Em 1938 verificou-se que a abordagem descrita em 2.5.4.1. não seria totalmente correta devido à liquefação estática durante a construção da barragem de aterro em Fort Peck cujo solo não adquiriu um novo estado de equilíbrio. Investigações procedentes do acidente concluíram que o estado inicial do solo se situava abaixo da linha dos estados críticos, ou seja, segundo o critério acima descrito, não seria suscetível à liquefação.

Castro (1969), no seu programa de ensaios não drenados estáticos e cíclicos em amostras consolidadas isotropicamente, observou três tipos de curvas tensão-deformação para amostras consolidadas anisotropicamente (Figura 2.30).

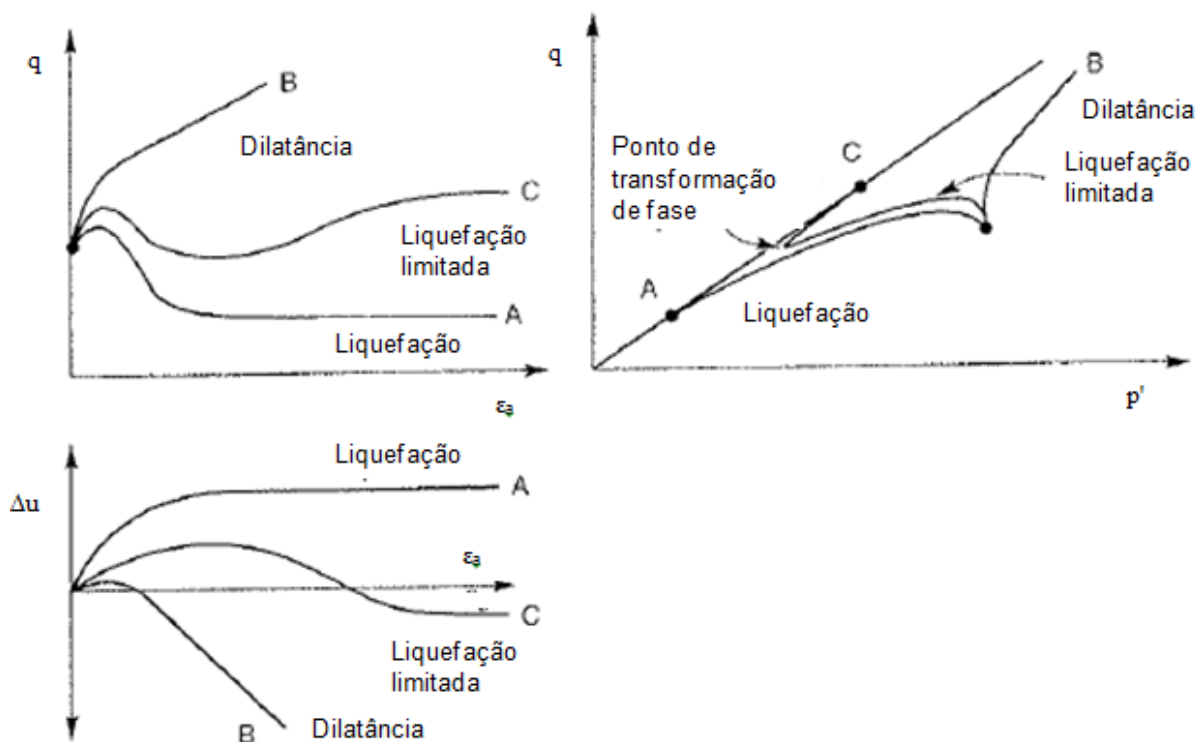


Figura 2.30 – Liquefação, liquefação limitada e dilatância em ensaios de carregamento monotónicos (adaptado de Castro, 1969)

A amostra A refere-se a solos soltos que exibiram pico de resistência não drenada para baixos níveis de deformação, colapsando rapidamente para fluir sob pequenos valores de tensão de confinamento e de tensão de desvio. A amostra B representa solos densos que apresentaram inicialmente contração de volume seguido de expansão volumétrica mesmo sob tensões de confinamento altas, atingindo valores de resistência ao corte consideráveis. Em relação a amostras com densidade relativa intermédia (Amostra C), estas exibiram pico de resistência no início do ensaio sendo seguido por uma fase de amolecimento intermédia que terminou quando a variação de volume foi novamente de expansão, caracterizando o ponto denominado por Ishihara *et al.* (1975) como ponto de transformação de fase (Kramer, 1996).

2.5.4.3. Critério do Parâmetro de Estado

O índice de vazios ou a densidade relativa têm aplicabilidade limitada na estimativa da suscetibilidade à liquefação de solos, visto que o solo pode ser suscetível à liquefação para tensões de confinamento baixas mas não suscetível para tensões de confinamento altas.

O comportamento de solos não coesivos está relacionado com a proximidade do seu estado inicial ao estado crítico, ou seja, solos cujos estado inicial se situa à mesma distância da linha de índice de vazios crítico devem exibir comportamento semelhante. Assim, o conceito de parâmetro de estado é introduzido por Been e Jefferies (1985) e define-se pela expressão 2.5.

$$\psi = e - e_{cr} \quad (2.5.)$$

em que e é o índice de vazios na linha de consolidação isotrópica e e_{cr} é o índice de vazios na Linha de Estados Críticos.

Quando o parâmetro de estado é positivo, o solo exibe comportamento contractivo podendo ser suscetível à liquefação, enquanto que para valores de parâmetro de estado negativo o comportamento do solo é expansivo sendo considerado não suscetível à liquefação.

O conceito de parâmetro de estado é muito útil e a possibilidade de determinar o seu valor através de ensaios *in situ* torna este conceito muito apelativo. Porém a precisão com que a linha de estado crítico é definida é relevante para a correta aplicação deste conceito.

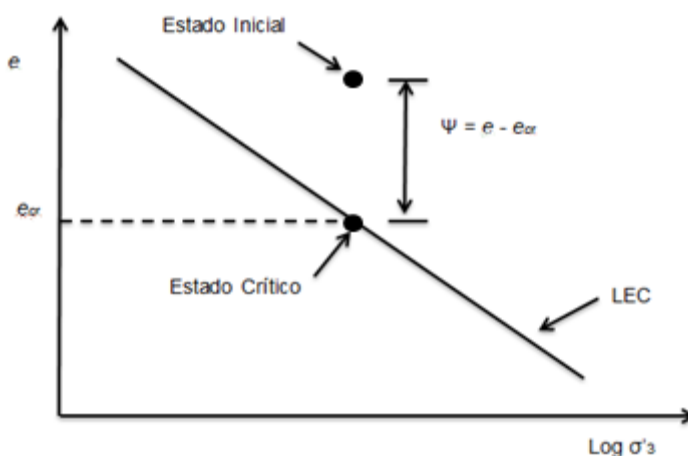


Figura 2.31 – Conceito de Parâmetro de Estado (adaptado de Been e Jefferies, 1985)

2.5.5. AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE DE LIQUEFAÇÃO ATRAVÉS DE ONDAS SÍSMICAS

A avaliação da suscetibilidade à liquefação dos solos é um importante passo na investigação geotécnica em regiões sísmicas. O procedimento muito usado nos Estados Unidos da América e um pouco por todo o mundo é denominado de procedimento simplificado (Andrus e Stokoe, 2000).

Este procedimento foi originalmente desenvolvido por Seed e Idriss (1971) utilizando o número de pancadas do ensaio *Standard Penetration Test* (SPT) correlacionado com o parâmetro de razão de ação cíclica (CSR) que representa o carregamento cíclico aplicado ao solo. A partir do conceito original, vários autores tem utilizado outro tipo de ensaios, nomeadamente o *Cone Penetration Test* (CPT).

A utilização da velocidade de propagação das ondas transversais (ondas S), revela-se uma promissora alternativa ou complemento dos métodos baseados nos ensaios de penetração.

O uso da velocidade de propagação das ondas S como índice de resistência à liquefação deve-se ao facto de estes serem influenciados pelos mesmos fatores, nomeadamente, índice de vazios, estado de tensão, historial de tensões e idade geológica (Andrus e Stokoe, 2000).

As vantagens da utilização de ondas sísmicas são apresentadas por Seed *et al.* (1983), entre elas, a possibilidade de realizar medições em solos de difícil obtenção de amostras, tais como solos cascalhosos em que os ensaios de penetração são inviáveis, possibilidade de medição em amostras de laboratório, permitindo a comparação entre os resultados de campo e de laboratório, e o facto da velocidade de propagação de ondas de corte ser diretamente relacionado com o módulo de rigidez.

Ao longo das últimas duas décadas, realizaram-se inúmeros estudos com o objetivo de investigar a relação entre a velocidade de propagação das ondas S e a resistência à liquefação. Porém, a maioria dos procedimentos resultantes destes estudos segue o formato geral do procedimento simplificado proposto por Seed e Idriss (1971).

Assim, apresenta-se o método proposto por Andrus e Stokoe (2000), baseado em medições de ondas sísmicas de 26 sismos em mais de 70 locais. O procedimento requer o cálculo de dois parâmetros: o nível de carregamento cíclico aplicado ao solo pela ação sísmica, expressa como razão de ação cíclica e a rigidez do solo relacionado com a velocidade de propagação das ondas S. A posição relativa deste par em relação ao limite de resistência à liquefação do solo expresso pela razão de resistência cíclica traduzirá a condição de segurança.

A razão de ação cíclica a uma determinada profundidade é expressa pela equação 2.6.

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_v} = 0,65 \left(\frac{a_{m\acute{a}x}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (2.6.)$$

Com:

τ_{av} - Média equivalente das tensões de corte causadas pelo sismo, assumido como 65% da tensão de corte máxima;

$a_{m\acute{a}x}$ - Aceleração horizontal máxima da superfície do solo;

g - Aceleração da gravidade;

σ'_v - Tensão efetiva vertical na profundidade em questão;

σ_v - Tensão total vertical na profundidade em questão;

r_d - Coeficiente de redução das tensões de corte tendo em conta a flexibilidade do solo.

Os valores de r_d são estimados a partir da Figura 2.32 proposta por Seed e Idriss (1971) ou através das equações 2.7. a 2.10. propostas por Golesorkhi (1989)

$$r_d = 1 - 0,00765z, \text{ para } z < 9,15 \text{ m} \quad (2.7.)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0276z, \text{ para } 9,15 \leq z \leq 23 \text{ m} \quad (2.8.)$$

$$r_d = 0,744 - 0,008z, \text{ para } 23 \leq z \leq 30 \text{ m} \quad (2.9.)$$

$$r_d = 0,5 \text{ para } z > 30 \text{ m} \quad (2.10.)$$

Com z – profundidade em metros

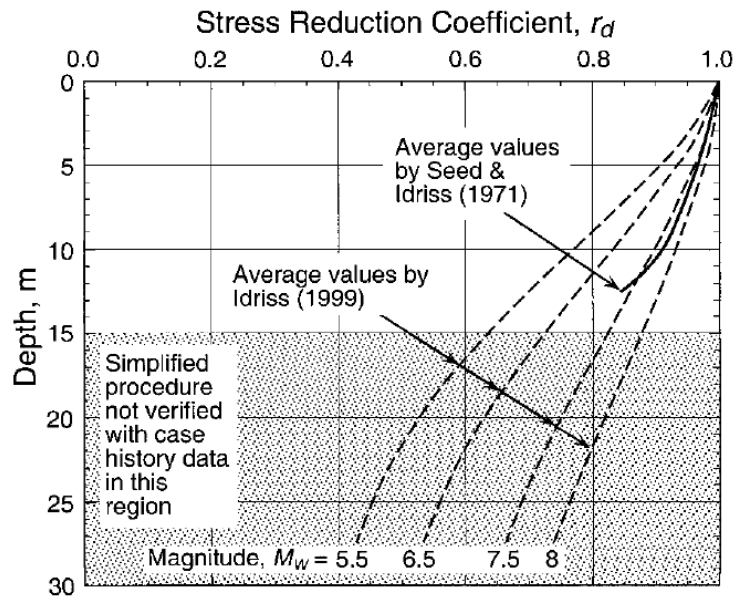


Figura 2.32 – Coeficiente de redução tendo em conta a flexibilidade do solo (Andrus e Stokoe, 2000)

A velocidade de propagação das ondas sísmicas pode ser obtida através de diversos ensaios sísmicos tais como o ensaio *cross hole*, *downhole*, SCPT, entre outros.

Importante fator na influência da velocidade de propagação das ondas S é o estado de tensão do solo (Hardin e Drnevich, 1972). Assim, e seguindo os procedimentos de correção do número de pancadas do ensaio SPT e da resistência de ponta do ensaio CPT, Robertson *et al.* (1992), sugere uma correção para ter em consideração o estado de tensão do solo.

$$V_{S1} = V_S C_V = V_S \left(\frac{P_a}{\sigma'_0} \right)^{0,25} \quad (2.11.)$$

Com:

V_{S1} – Velocidade de propagação das ondas S normalizada;

V_S – Velocidade de propagação das ondas S;

C_V – Fator de correção da velocidade de propagação das ondas S, tendo em conta o estado de tensão;

P_a – Pressão atmosférica (aprox. 100 kPa);

σ'_0 – Tensão efetiva inicial.

O fator C_v é usado assumindo um coeficiente de impulso em repouso, K_0 , de 0,5 e que a medição da velocidade de propagação das ondas S é feita segundo uma das direções principais de tensão.

Os valores da razão de ação cíclica que separam a ocorrência de liquefação ou não, para determinado valor de V_{S1} , é denominado de razão de resistência cíclica ou CRR. Esta razão é definida por Andrus e Stokoe (1997) pela expressão 2.12.

$$CRR = \left\{ a \left(\frac{V_{S1}}{100} \right)^2 + b \left(\frac{1}{V_{S1}^* - V_{S1}} \right) \right\} MSF \quad (2.12.)$$

Com:

V_{S1}^* - Limite superior da V_{S1} para a qual ocorre liquefação;

a e b – Parâmetros de ajuste da curva;

MSF – Fator de escala para ter em consideração a magnitude do sismo.

O fator de escala para ter em consideração a magnitude do sismo é dado pela Figura 2.33

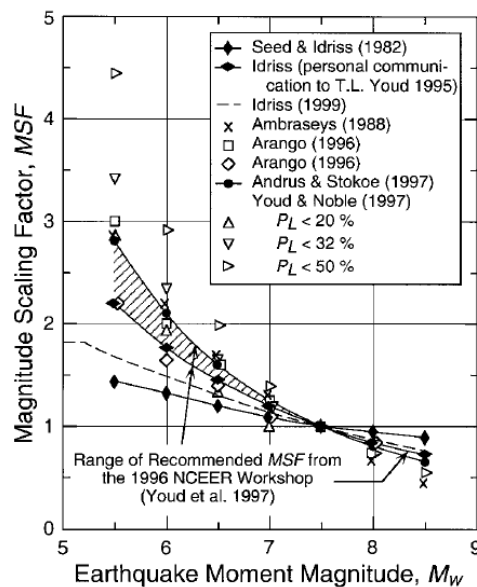


Figura 2.33 – MSF em função da magnitude do sismo (Youd *et al.*, 1997)

A limitação do valor máximo de V_{S1} é equivalente às considerações em relação aos ensaios SPT e CPT em areias limpas, no que toca ao número de pancadas, 30 (Seed *et al.*, 1985), e à resistência de ponta corrigida, 160 (Robertson e Wride, 1998), acima do qual não se considera possível a ocorrência de liquefação.

Youd *et al.* (1997) sugerem várias curvas para o cálculo da razão de resistência cíclica em relação a V_{S1} , a partir de medições em areias e cascalhos ao longo de casos históricos.

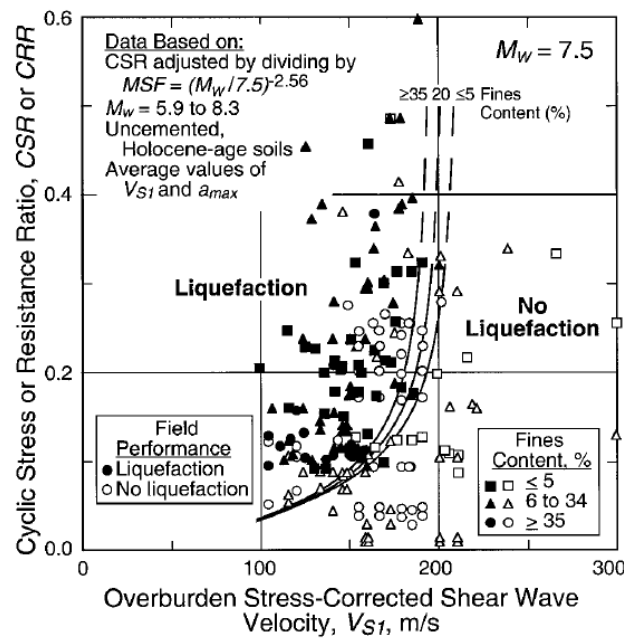


Figura 2.34 – Relação entre V_{S1} e CRR (Andrus e Stokoe, 2000)

Apesar da aplicabilidade deste método, existem limitações devido ao facto deste não ser, normalmente, acompanhado de recolha de amostras para identificação do solo, e a maioria dos parâmetros do solo serem determinados pós sismo.

Assim, não descorando a importância prática das relações CRR- V_{S1} , estas correlações não fornecem uma visão dos fundamentos do fenómeno da liquefação.

Muito similar ao método *in situ*, o método laboratorial baseado em relações com V_s implica o desenvolvimento de uma relação entre a razão de resistência cíclica em ensaios triaxiais (CRR_{TX}) com a velocidade de propagação de ondas sísmicas.

Nos ensaios triaxiais cíclicos, a razão de ação cíclica (CSR_{TX}) é tomada como a relação entre a tensão de corte máxima cíclica e a tensão efetiva média de confinamento, como demonstra a expressão 2.13.

$$CSR_{TX} = \frac{\tau_d}{2\sigma'_m} = \frac{\sigma_d}{2\sigma'_m} \quad (2.13.)$$

com:

τ_d – Tensão de corte cíclica máxima;

σ'_m – Tensão efetiva média de confinamento;

σ_d – Tensão de desvio cíclica.

A tensão de desvio cíclica é dada pela equação 2.14.

$$\sigma_d = \frac{\Delta F}{A} \quad (2.14.)$$

Com:

ΔF – Diferença entre a força máxima e a força mínima aplicada à amostra em carregamento cíclico;

A – Área da amostra.

Em contraste com os ensaios de laboratório, os sismos provocam tensões de corte em diversas direções. Assim, segundo Pyke *et al.* (1975), as ações sísmicas multidirecionais provocam um aumento de pressões neutras mais rápido do que as ações sísmicas unidirecionais.

Seed *et al.* (1975) sugerem que o valor da razão de ação sísmica necessário para produzir liquefação em campo é aproximadamente 10% menor que a necessária em carregamentos cíclicos unidirecionais, como são os carregamentos em ensaios triaxiais.

$$CSR = 0,9 c_r CSR_{TX} \quad (2.15.)$$

Na equação 2.15., c_r , é um fator de correção dos valores de CSR, tendo em consideração que o ensaio triaxial não é tão adaptado ao estudo da liquefação como seria o ensaio de corte simples. Apresentam-se no quadro seguinte diversas sugestões presentes na bibliografia para este fator.

Quadro 2.3 – Fator de correção, c_r

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

2.6. EFEITO DA TENSÃO EFETIVA DE CONFINAMENTO NO MÓDULO DE DISTORÇÃO DINÂMICO

Hardin e Richard (1963) foram os primeiros a estudar a influência de diversos fatores na velocidade de propagação das ondas de corte em areias. Nos seus ensaios utilizaram dois tipos de grãos, grãos arredondados da areia de Ottawa e areia moída com grãos de quartzo angulares.

Os ensaios mostraram que a tensão efetiva de confinamento e o índice de vazios do solo são os parâmetros com maior influência na velocidade de propagação das ondas de corte. Verificaram assim, que para determinado nível de tensão efetiva de confinamento, a velocidade V_s , decresce linearmente com o aumento do índice de vazios e não depende da compacidade relativa do solo (Santos e Correia, 2002).

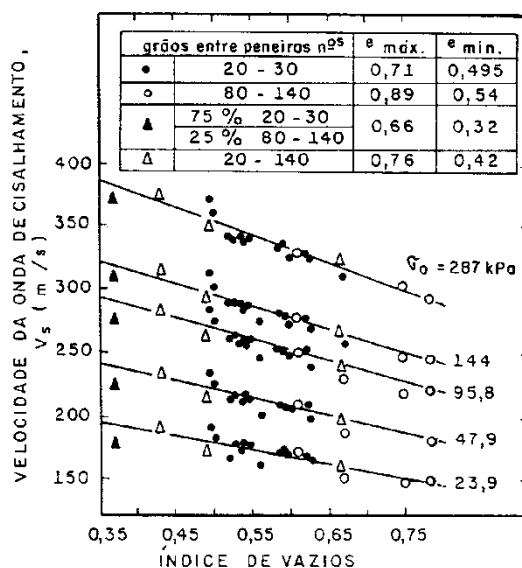


Figura 2.35 – Relação entre índice de vazios e velocidade de propagação de ondas S para a Areia de Ottawa (Hardin e Richart, 1963)

Outro parâmetro influente é a tensão efetiva de confinamento, cujo efeito no módulo de distorção dinâmico é perceptível à luz da teoria de Hertz. Assim, Hardin e Richard (1963) verificaram que o módulo de distorção das areias varia com a tensão efetiva de confinamento média elevada ao expoente $n=0,5$.

Assim, Hardin (1978) sugere a expressão geral para o Módulo de distorção dinâmico

$$G_{din} = A (OCR) F(e) P_a^{1-n} \sigma'_0{}^n \quad (2.16.)$$

Com:

A – Constante dependente da estrutura do solo;

OCR – Grau de sobre consolidação;

F(e) – Função dependente apenas do índice de vazios, em solos granulares;

P_a – Pressão atmosférica (aprox. 100 kPa);

n – Expoente relativo ao tipo de contacto entre partículas;

σ'_0 – Tensão efetiva média.

A equação 2.16. está de acordo com resultados experimentais obtidos em ensaios triaxiais de compressão onde se verifica que o módulo E_0 , depende apenas da tensão efetiva vertical.

Quanto ao expoente n , o seu valor indica o tipo de contacto entre partículas. Assim, $n = 1/3$ corresponde a contactos do tipo esfera-esfera, enquanto que $n = 0,5$ indica contactos do tipo cone-plano (Cascante e Santamaria, 1996).

Os resultados experimentais em solos naturais mostram que o expoente n varia entre estes valores, podendo-se tomar para solos argilosos o valor de 0,5. Relativamente aos solos granulares verifica-se uma certa tendência de aumento do expoente n com o coeficiente de uniformidade, C_u . Em areias, o expoente n pode tomar valores ligeiramente inferiores a 0,5, mas do ponto de vista prático é aceitável utilizar-se aquele valor (Lo-Presti, 1998).

Apresentam-se no Quadro 2.4 as relações consideradas mais relevantes.

Quadro 2.4 – Correlações do módulo de distorção a partir de laboratório

Referência	Tipo de areia	Intervalo de e	Intervalo de σ'_0 (kPa)	A	$F(e)$	n
Hardin e Richart (1963)	Areia de Ottawa	0,37 - 0,79	96 - 479	686	$(2,174 - e)^2 / (1 + e)$	0,5
Hardin (1965)	Areia moída angular	0,63 - 1,27	23 - 479	321	$(2,973 - e)^2 / (1 + e)$	0,5
Hardin (1970)	Areias limpas	(-)	(-)	625	$1 / (0,3 + 0,7e^2)$	0,5
Hardin e Drnevich (1972)		(-)	(-)	321	$(2,973 - e)^2 / (1 + e)$	0,5

2.7. EFEITO DA FREQUÊNCIA DE CARREGAMENTO EM ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS NÃO DRENADOS EM AREIA

Tatsuoka *et al.* (1986), realizaram num trabalho conjunto com Toki *et al.* (1986) compilando informação de diversos laboratórios com o objetivo de investigar os efeitos de diversos fatores no carregamento cíclico de amostras de areia, entre eles, a frequência de carregamento.

Em relação à frequência de carregamento, os resultados obtidos por este autor são apresentados na figura seguinte.

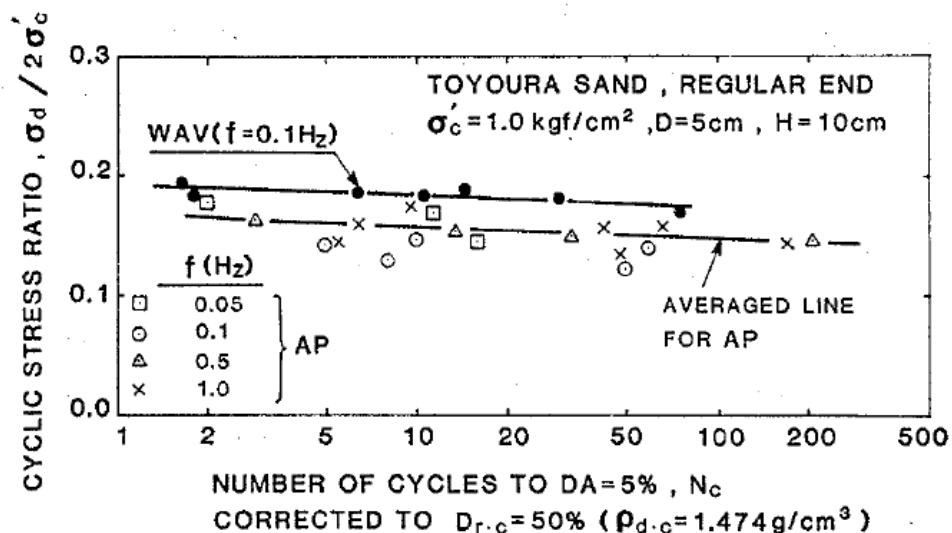


Figura 2.36 – Efeito da frequência de carregamento (Tatsuoka *et al.* 1986)

A Figura 2.36 mostra os efeitos da frequência de carregamento entre 0,05 e 1 Hz em amostras preparadas utilizando a técnica de pluviação seca com índices de compacidade de 50%.

Os efeitos da frequência de carregamento não são visíveis nos resultados, confirmando os resultados obtidos por Peacock e Seed (1968) que realizaram ensaios com frequências entre 1/6 e 4 Hz.

Por outro lado, Mulilis (1975) reportou diferenças no comportamento das amostras com a variação da frequência de carregamento. O autor observou amostras carregadas com frequências de 0,0017 Hz era cerca de 12% mais resistentes que amostras carregadas a 1Hz, porém o autor não conseguiu clarificar a razão para esta inconsistência.

Assim considera-se que, baseado nos resultados dos ensaios realizados com frequências baixas, a frequência de 0,1 Hz, é recomendada para carregamento cíclico de areias limpas (Tatsuoka *et al.*, 1986).

3

CASO DE ESTUDO
SISMO DE BENAVENTE,
PORTUGAL, 1909

3.1. DESCRIÇÃO DO CASO

De entre os sismos ocorridos em Portugal Continental em que se verificou liquefação na região de Coimbra, como são os de 1755 e 1909, apresenta-se o sismo de 1909 visto o seu epicentro ter-se situado no interior do território Português, ser mais recente e estar disponível um maior número de referências bibliográficas sobre o mesmo.

No dia 23 de Abril de 1909, às 17:04, Portugal Continental foi abalado pelo sismo que mais danos causou no século XX neste território. A zona epicentral situou-se a sul do rio Tejo (Figura 3.1), na zona de Benavente, tendo-se registado nesta zona os estragos mais dramáticos (Sousa, 2006).

O sismo de Benavente teve magnitude superior a 7, intensidade de grau X e duração de aproximadamente 22 segundos, tendo sido um dos primeiros sismos fortes, senão o primeiro, com registo sismográfico em Portugal, no sismógrafo do Observatório Meteorológico de Coimbra, como era conhecido nesse tempo (Lima, 1998). Este foi registado também em vários observatórios da Europa como Cartuja e San Fernando (Espanha), Stuttgart e Leipzig (Alemanha), Viena (Áustria) e Uppsala (Suécia) (Moreira, 1991).

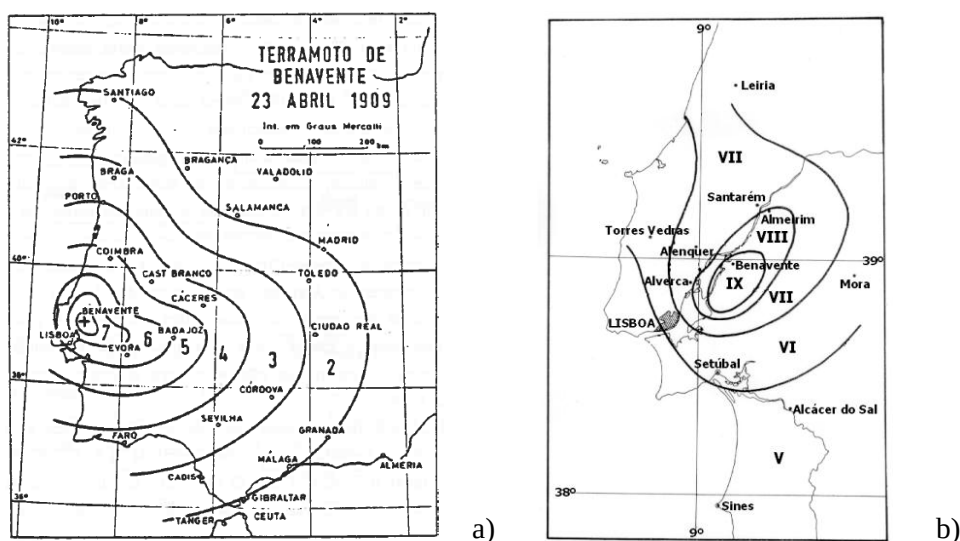


Figura 3.1 – a) Carta de isossistas do sismo de 23 de Abril de 1909 (Machado, 1970); b) Pormenor da carta de isossistas do sismo de 23 de Abril de 1909 (Moreira, 1991)

Existem descrições da formação de fendas nos aluviões e nos terrenos pliocénicos do Vale do Tejo, tendo estas fendas desaparecido, na sua maioria, em aproximadamente cinco dias. Estas numerosas fendas nos aluviões ejetaram água com areia durante o abalo principal e nas réplicas mais fortes entre 4 de Maio de 2 de Agosto.

Tais fendas e aberturas com lançamento de água e areia formaram-se provavelmente por toda a baixa aluvionar. O testemunho das aberturas no chão, para além dos testemunhos pessoais da população, era a abundância de água e areia à superfície.

Salientam-se alguns dados recolhidos nesta zona aquando do sismo nomeadamente as referências claras aos fenómenos de liquefação (Choffat e Bensaúde, 1912):

“A água ejetada por estas aberturas chegou a inundar certas áreas e as mulheres levantaram as saias por causa da altura da água.”

“Alguns poços e furos de captação de água localizados nestas aluviões encheram-se de areia ou de água.”

“Junto ao Tejo, na região da Azambuja, foi observada uma linha de areia cujo comprimento total rondava os 300m, aproximadamente paralela ao rio. A faixa de areia que a constituía tinha cerca de 5 m de largura e 10-15 cm de espessura. A areia era medianamente fina e continha grãos de quartzito de 2 mm de diâmetro maior.”

Algumas das testemunhas afirmaram que as ejeções de areia e água deram-se apenas durante o abalo, enquanto outras referem que estas ejeções prolongaram-se durante algum tempo após o abalo formando “borbulhões” com mais de meio metro de altura. (Jorge, 1994)

Em Benavente as casas eram em geral de taipa ou de tijolo cru, havendo também, em menor quantidade, casas de alvenaria de calcário e de tijolo cozido.

O sismo provocou principalmente o desligamento das fachadas, algumas tombando por inteiro, enquanto o interior das habitações ficava intacto (Figura 3.2 a 3.4). Registaram-se alguns casos de queda de tetos resultantes do deslocamento das paredes onde se apoiavam as vigas de suporte dos mesmos. As habitações de alvenaria ou tijolo cozido resistiram melhor não havendo registos de desligamento das fachadas.



Figura 3.2 – Danos em Benavente (Ilustração Portuguesa, 1909)



Figura 3.3 – Danos nos edifícios de Benavente (Ilustração Portuguesa, 1909)

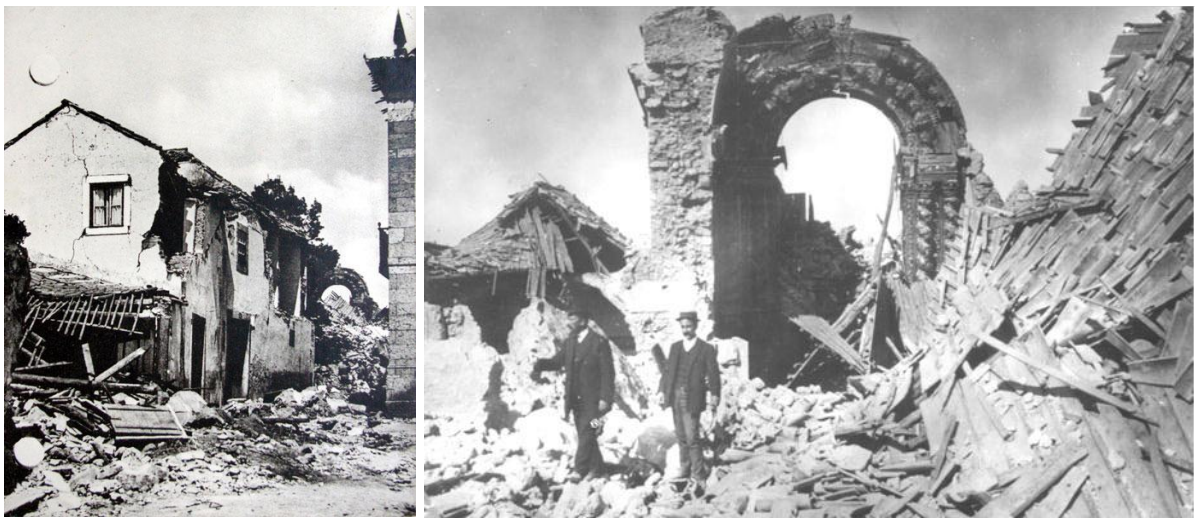


Figura 3.4 – Danos na Igreja Matriz de Benavente (Ilustração Portuguesa, 1909)

Em geral, à vista de 200 ou 300 metros, não havia grandes danos a registar embora quase todas as edificações estivessem inabitáveis e a população estivesse a acampar provisoriamente na praça pública (Figura 3.5).



Figura 3.5 – Vista de Benavente após o sismo de 1909 (Choffat e Bensaúde, 1912)

Estima-se que dos 879 fogos existentes em Benavente, após os danos causados pelo sismo, 20% estavam habitáveis mediante reparações ligeiras, 40% careciam de reparações importantes e 40% estavam totalmente arruinados.

Ao nível de perdas Humanas, o sismo de 1909 provocou um total de 46 mortos e 75 feridos, dos quais 30 mortos e 35 feridos apenas na região de Benavente. Este valor apenas não foi muito superior devido à hora do abalo principal, uma vez que a maior parte da população encontrava-se nos campos a trabalhar (Sousa, 2006).



Figura 3.6 – a) Acampamento; b) Nossa Senhora da Paz (Ilustração Portuguesa, 1909)

3.2. MATERIAL

O material utilizado na realização dos ensaios foi a denominada Areia de Coimbra. Esta areia é extraída das margens do rio Mondego, em Coimbra, em estado bruto sendo depois separada por granulometria. Uma vez extraída, e estando no seu estado natural, esta não está em condições apropriadas à realização de ensaios laboratoriais, sendo necessária a sua lavagem e secagem.

Assim a areia de Coimbra, é uma areia artificial calibrada, com distribuição uniforme do tamanho das partículas entre 0,425 mm (ASTM N°40) e 0,150 mm (ASTM N°100).

Esta areia tem sido estudada por diversos laboratórios através de ensaios triaxiais monotónicos drenados e não drenados, ensaios triaxiais cíclicos não drenados, ensaios cilíndrico oco de compressão, determinação da velocidade de propagação de ondas sísmicas através de transdutores piezoelétricos, e ensaios de torção cíclica não drenados.

O objetivo dos estudos em diversos laboratórios (FEUP, FCTUC, IST) é o de comparar os resultados obtidos entre estes, considerando as diferentes técnicas de preparação de amostras, a trajetórias de tensões e a frequência de carregamento cíclico, obtendo-se assim uma caracterização robusta da Areia de Coimbra.

Apresenta-se de seguida um dos primeiros trabalhos desenvolvidos com a Areia de Coimbra por Santos (2009) aquando da realização da sua tese para obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil, especialidade de Geotecnia, na Universidade de Coimbra. O autor realizou diversos ensaios com o objetivo de caracterização da areia de Coimbra e do estudo do seu comportamento sobre carregamento monotónico.

Assim, realizou cinco análises granulométricas segundo a norma E196 e E195, tendo obtido a curva granulométrica apresentada de seguida

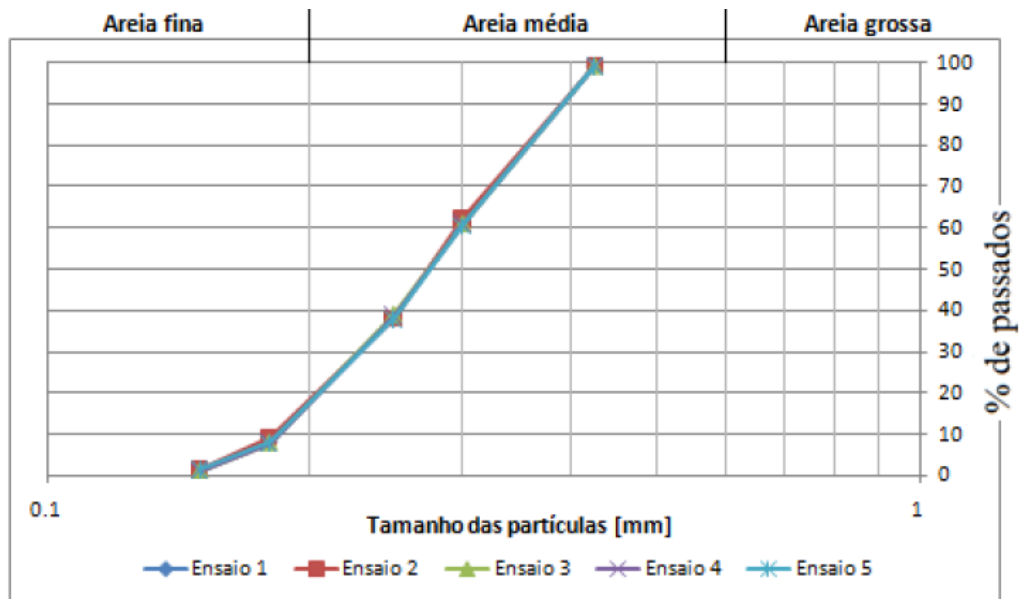


Figura 3.7 – Curva granulométrica da Areia de Coimbra (Santos, 2009)

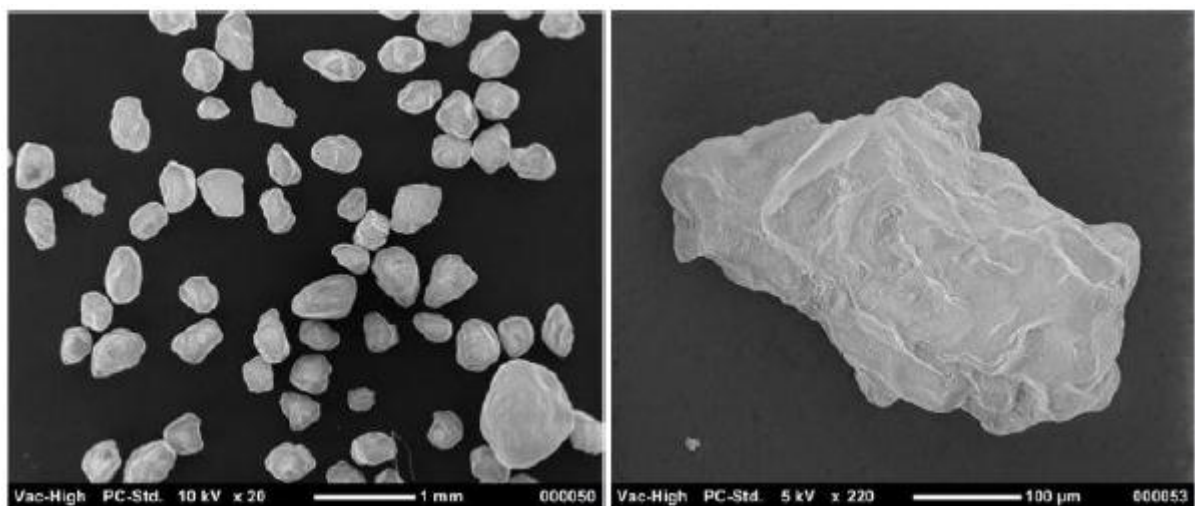


Figura 3.8 – Imagens microscópicas da Areia de Coimbra (Santos, 2009)

Em sequência deste ensaio determinou o coeficiente de uniformidade, C_u , como sendo inferior a 6. Com este resultado e utilizando a classificação ASTM D 2487-85, considerou a areia como mal graduada.

Pela Figura 3.8, é possível constatar que a forma das partículas varia entre o sub-rolado e sub-angular.

Realizou 6 ensaios para determinação da densidade das partículas sólidas concluindo que, para a Areia de Coimbra, esta grandeza era de aproximadamente 2,65.

O peso volúmico seco máximo e mínimo foi determinado através de vários ensaios utilizando a norma ASTM D 4254-00 e a norma BS 1377-4 (Quadro 3.1). Consequentemente determinou o índice de vazios máximo e mínimo apresentados no Quadro 3.2.

Quadro 3.1 – Intervalo do peso volúmico seco da Areia de Coimbra (adaptado de Santos, 2009)

Grandeza	Unidade (kN/m^3)
Peso Volúmico Seco Máximo, $\gamma_{d,\text{máx}}$	14,47
Peso Volúmico Seco Mínimo, $\gamma_{d,\text{min}}$	17,58

Quadro 3.2 – Intervalo do índice de vazios da Areia de Coimbra (adaptado de Santos, 2009)

Grandeza	Unidade (kN/m^3)
Índice de Vazios Máximo, $e_{\text{máx}}$	0,81
Índice de Vazios Máximo, e_{min}	0,48

Santos (2009) determinou também o coeficiente de permeabilidade realizando ensaios de permeabilidade ascendente e descendente com recurso a um permeâmetro de carga constante para dois índices de compactidade distintos ($D_r = 40\%$ e $D_r = 80\%$). Verificou que o valor do coeficiente de permeabilidade ascendente é superior ao do coeficiente de permeabilidade descendente devido ao afastar das partículas aquando da percolação da água. Apresentam-se de seguida a média aritmética dos coeficientes de permeabilidade ascendente e descendente verificados pelo autor.

Quadro 3.3 – Coeficiente de permeabilidade da Areia de Coimbra (adaptado de Santos, 2009)

Grandeza	Unidade (m/s)
Coeficiente de permeabilidade ascendente	2,86E-04
Coeficiente de permeabilidade descendente	2,51E-04

Na sequência do seu trabalho de caracterização da areia de Coimbra, realizou ensaios de corte direto com tensões efetivas de confinamento de 50, 100, 200, 300 kPa utilizando índices de compactidade de 20, 40 e 80% (Figura 3.9).

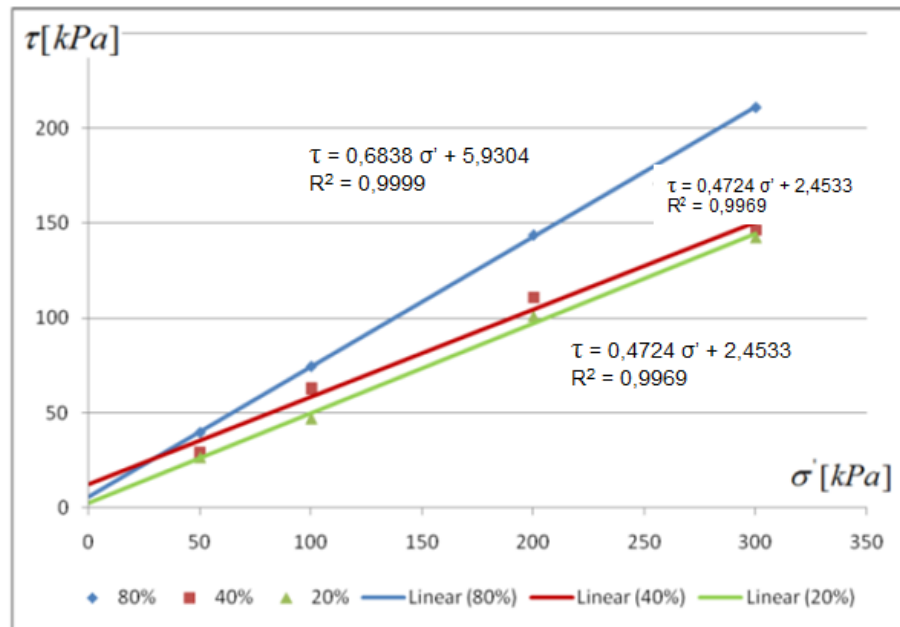


Figura 3.9 – Parâmetros de resistência ao corte em amostras com densidades de 20, 40 e 60 % para tensões efetivas de confinamento de 50, 100, 200 e 300 kPa (adaptado de Santos, 2009)

Estes ensaios, segundo o autor, contêm valores desfasados da realidade das areias uma vez que apresentam valores de coesão diferentes de zero. O ângulo de atrito médio a volume constante obtido foi de 30,1°.

3.3. ESTUDOS ANTERIORES

Santos (2009), realizou diversos ensaios triaxiais de compressão e extensão, drenados e não drenados, para diversos índices de compacidade e tensões efetivas de confinamento. As amostras tinham dimensões de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura e o processo de saturação consistia no aumento da pressão na célula e contrapressão até 655 e 615 kPa. Este processo era mantido até que se obtivesse o parâmetro B de Skempton próximo de 1.

O processo de consolidação consistiu no aumento da pressão na célula até que o diferencial entre esta e a contrapressão atingisse o valor desejado para a tensão de confinamento pretendida. Este processo era realizado de forma imediata.

O autor realizou seis ensaios triaxiais monotónicos de compressão drenados com as características resumidas no Quadro 3.4 e resultados representados na Figura 3.10.

Quadro 3.4 – Descrição dos ensaios triaxiais monotónicos em condições drenadas (adaptado de Santos, 2009)

Designação	Índice de Compacidade (%)	Tensão efetiva de confinamento, σ'_c (kPa)
DCTM 20/50	20	50
DTCM 20/200	20	200
DTCM 20/400	20	400
DTCM 80/50	80	50
DTCM 80/200	80	200
DTCM 80/400	80	400

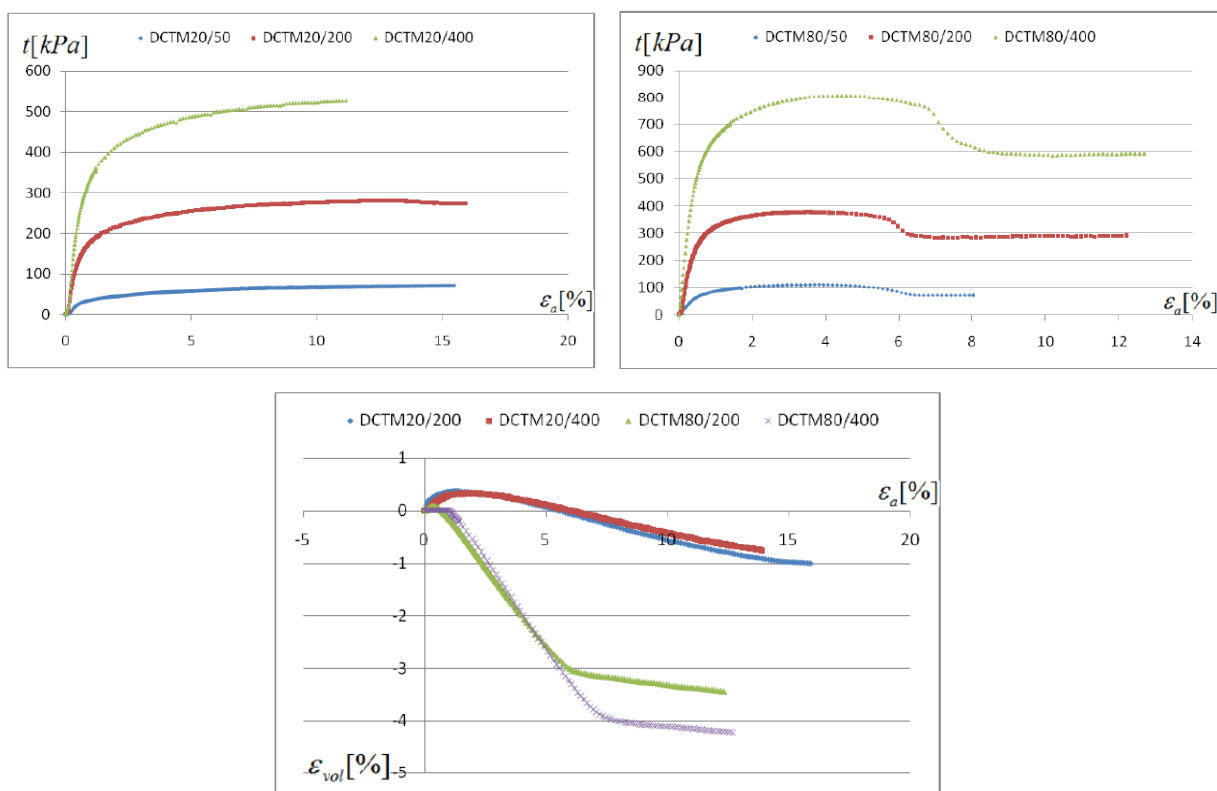


Figura 3.10 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos em condições drenadas (adaptado de Santos, 2009)

Em relação aos ensaios triaxiais monotónicos de compressão não drenado, Santos (2009) realizou seis ensaios com características resumidas no quadro seguinte.

Quadro 3.5 – Descrição dos ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas (adaptado de Santos, 2009)

Designação	Índice de Compacidade (%)	Tensão efetiva de confinamento, σ'_c (kPa)
UCTM 20/50	20	50
UTCM 20/200	20	200
UTCM 20/400	20	400
UTCM 80/50	80	50
UTCM 80/200	80	200
UTCM 80/400	80	400

Os resultados dos ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas realizados pelo autor supracitado estão representados na Figura 3.11.

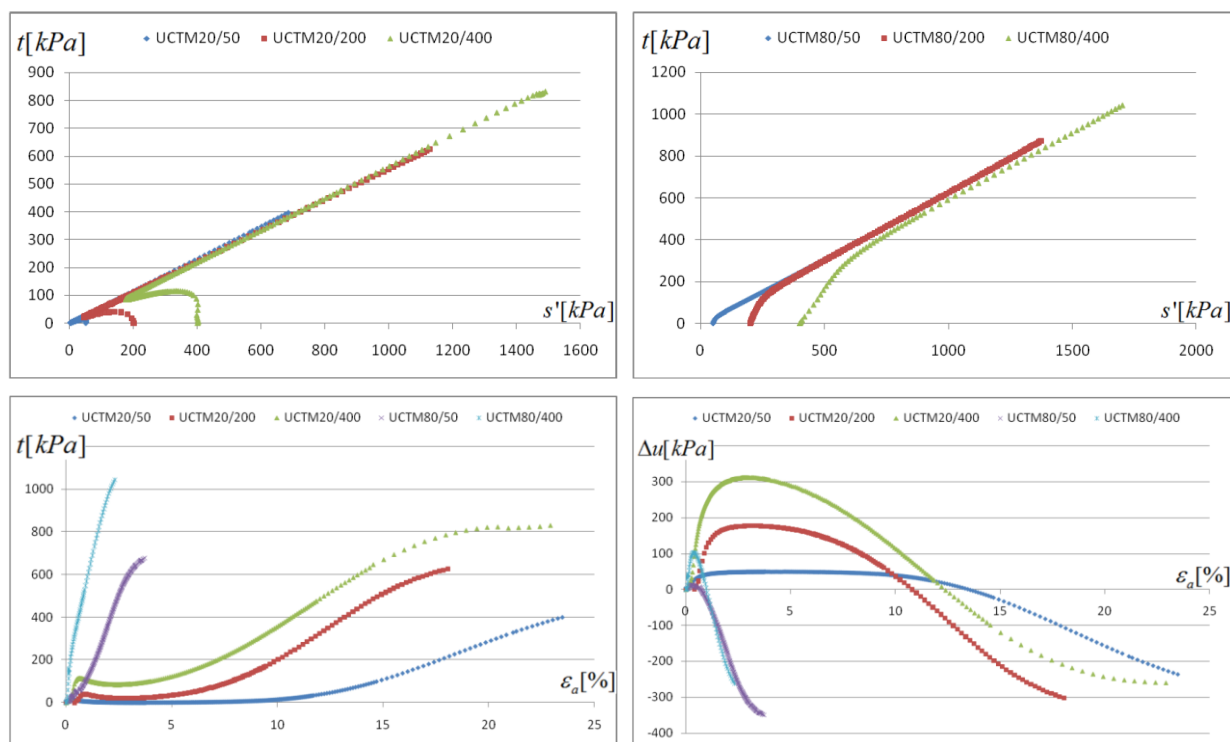


Figura 3.11 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos em condições não drenadas (adaptado de Santos, 2009)

4

PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. EQUIPAMENTO

Todos os equipamentos utilizados no âmbito deste estudo estão integrados no Laboratório de Geotecnia da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (LabGeo – FEUP).

O laboratório de Geotecnia da FEUP foi criado em 1990, desenvolvendo a sua atividade nos domínios da prospeção, ensaios de campo e de laboratório, obras de terra, entre outros.

Este é um laboratório do Departamento de Engenharia Civil fortemente renovado e modernizado ao longo destes anos permitindo integrar o LabGeo no grupo de instituições para criação da REDE Nacional de Geofísica. Dotado de equipamentos de excecional valia e singularidade em Portugal estando entre eles dois sistemas triaxiais dinâmicos com gamas de tensões e frequências e com a inovadora possibilidade de se realizarem trajetórias de cargas cíclicas nos eixos axial, radial e interno e um sistema para ensaios triaxiais sob amostras de solos não saturados, entre outros.

O LabGeo tem sido inovador na utilização de técnicas e métodos de ensaios ainda pouco divulgados em Portugal, como sejam os ensaios triaxiais com trajetórias universais de tensões e/ou com instrumentação interna bem como medições sísmicas em câmaras triaxiais através de transdutores piezoelétricos.

O LabGeo tem como objetivos prioritários o apoio ao ensino, graduado e pós-graduado, e à investigação científica, nomeadamente à realização de teses de mestrado e de doutoramento, mas, atento que deve estar às boas práticas de caracterização e acompanhamento das obras geotécnicas de maior complexidade, vem respondendo com interesse às solicitações da comunidade geotécnica, como se ilustra no seu curriculum.

4.1.1. CÂMARA TRIAXIAL

A filosofia subjacente aos métodos e ensaios de caracterização mecânica dos solos em laboratório consiste na simulação das condições prevaletentes nos maciços terrosos antes do carregamento e aquelas que vão ser impostas pelas estruturas com que vão interagir.

O ensaio triaxial foi concebido de forma a permitir um controlo completo do estado de tensão total e efetivo, da pressão neutra e do estado de deformação das amostras. Consequentemente, o ensaio triaxial é o ensaio de laboratório mais utilizado para a caracterização da resistência ao corte dos solos (Matos Fernandes, 2006).

Na Figura 4.1 está representado um esquema da câmara triaxial.

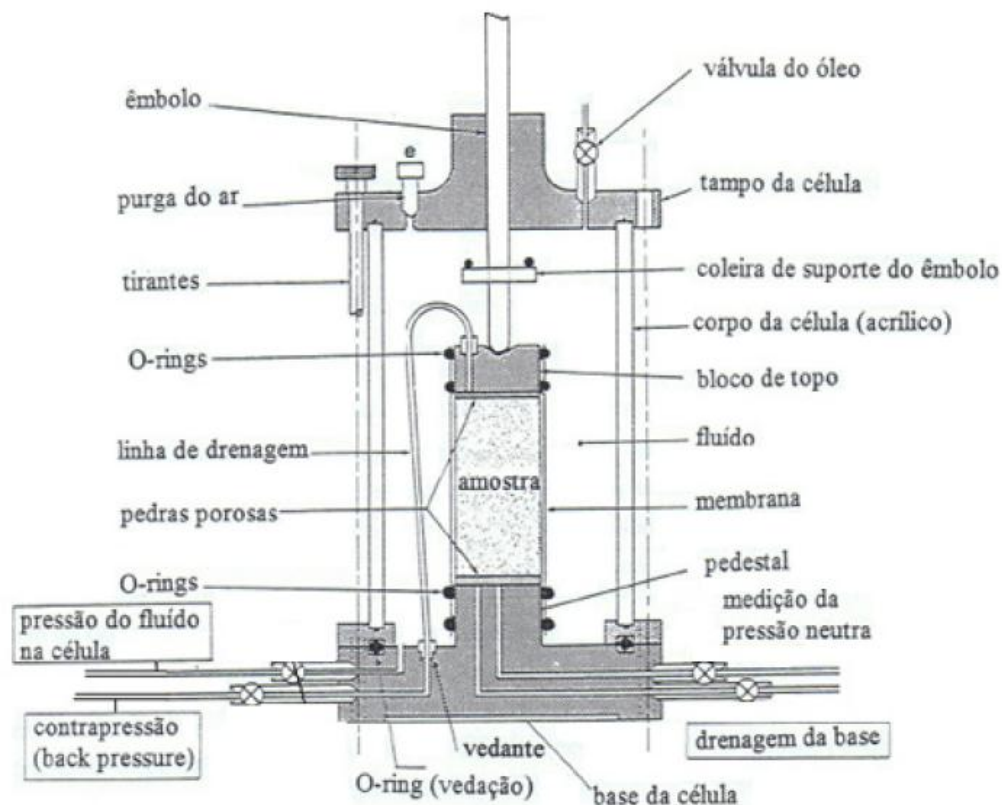


Figura 4.1 – Câmara triaxial (Head, 1986, adaptado por Matos Fernandes, 2006)

A câmara triaxial do LabGeo – FEUP é constituída por uma base e um topo separados pelo corpo da câmara em acrílico ou acrílico reforçado no caso da utilização de maiores pressões na célula. Estes três elementos são solidarizados através de tirantes utilizando *o-rings* de borracha como forma de isolamento.

A amostra cilíndrica é colocada no pedestal da base da câmara, sobre uma pedra porosa e um papel de filtro. A amostra é envolvida com uma fina membrana de latex isolando o interior e o exterior da mesma com *o-rings* de borracha no topo e na base da amostra.

As células disponíveis no LabGeo - FEUP contêm na base e no topo das câmaras triaxiais transdutores piezoelétricos designados de *bender/extender elements* com o objetivo de realizar medições da velocidade de propagação de ondas sísmicas.

A câmara é preenchida com água destilada no exterior da amostra e com água desareada no interior da mesma. A pressão no exterior da amostra, designada de pressão na célula (CP) e a pressão no interior da amostra conhecida por contrapressão (BP) são controladas por equipamentos de ação pneumática ou hidráulica.

O topo da câmara possui um êmbolo perfeitamente centrado com todo o sistema que permite o carregamento vertical da amostra e a medição da força atuante através de células de carga com capacidade e precisão adequada a cada caso.

No laboratório estão disponíveis câmaras triaxiais que permitem a utilização de pressões na célula de 1700 kPa e uma câmara de altas pressões que permite a utilização de pressões na célula até 10 MPa.

Estas câmaras podem ser equipadas com células de carga submersíveis com capacidades entre 1 kN e 10 kN, podendo também ser utilizadas células de carga associadas às prensas utilizadas.

4.1.2. PRENSA CÍCLICA

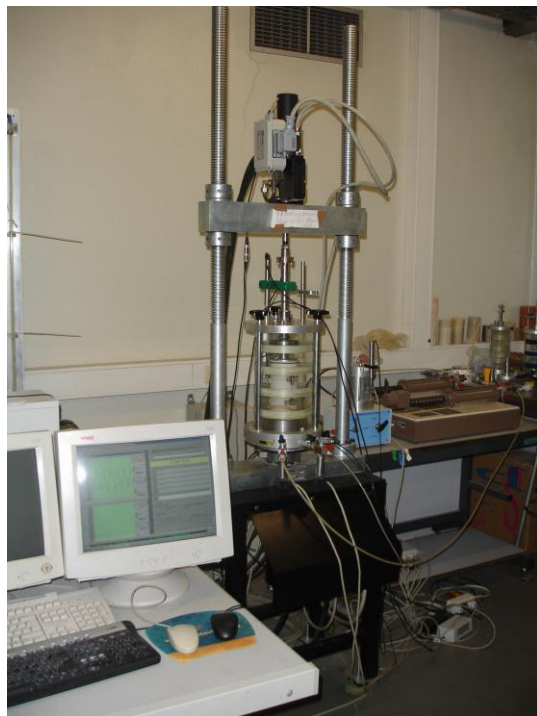
A realização de ensaios cíclicos requiere a utilização de uma prensa que permita efetuar ciclos de carga e descarga axial em movimento sinusoidal.

A prensa utilizada foi desenvolvida pelo Instituto de Engenharia Mecânica/Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial com especificações do LabGeo-FEUP. Esta prensa utiliza câmaras triaxiais convencionais, tais como a descrita anteriormente, onde foram instaladas as amostras. No conjunto dos ensaios utilizou-se uma célula de carga com capacidade de 10 kN admitindo que esta era fiável para a gama de tensões utilizadas.

Para que o equipamento seja capaz de realizar ciclos de carga e descarga estão instalados um motor e uma bomba hidráulica com pressão máxima de 250 bar, permitindo a execução de ensaios estáticos até uma força de 50 kN e ensaios cíclicos até 10 kN, uma unidade hidráulica e um servo atuador. Este último contém um cilindro hidráulico com um transdutor de deslocamento e de força, que permite processos de carregamento cíclico com frequências entre 0,001 e 2 Hz. De forma a proteger o motor está instalado um painel elétrico e um botão de emergência.

O êmbolo é fixo ao atuador possibilitando que a curva de carregamento seja a mais próxima possível da curva de carregamento sinusoidal utilizada neste estudo.

O sistema inclui um computador com um sistema de aquisição de 16 x 2 bits permitindo adquirir qualquer transdutor utilizado, entre eles os transdutores de pressão, deslocamento e força da célula de carga. Para tal foi desenvolvido um programa de controlo que permite controlar o ensaio por deslocamento ou tensão.



a)



b)

Figura 4.2 – a) Prensa cíclica do LabGeo – FEUP; b) Pormenor da união do êmbolo ao atuador

Para além da prensa acima descrita, utilizou-se uma câmara do tipo Bishop-Wesley com capacidade de ensaiar provetes entre 38 e 50 mm de diâmetro. Neste sistema, a deformação axial é aplicada hidraulicamente usando o programa TRIAX[®] através da variação da pressão na câmara inferior. Este

programa associado a motores a passo controlam as pressões na célula, a contrapressão e a pressão na câmara inferior.

Através da câmara inferior pode-se aplicar o corte controlando por deformação axial ou por tensão, podendo-se alterar entre uma e outra durante o decorrer do ensaio sem que se verifiquem grandes perturbações.

Assim, é possível executar processos de carregamento cíclico através da introdução da operação pretendida no programa TRIAX[®], tendo em conta as limitações dos motores a passo e do próprio programa. Contudo este equipamento permite realizar com alguma facilidade processos de carregamento cíclico de aproximadamente 20 ciclos/hora ($5,6E-3$ Hz).

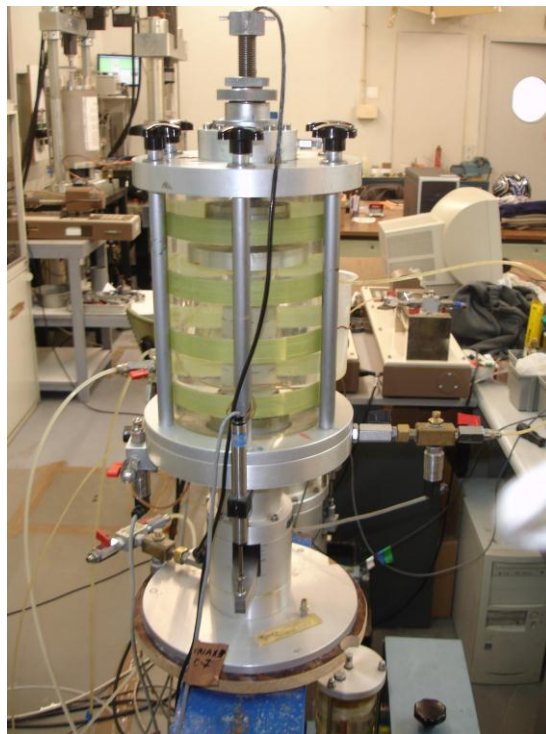


Figura 4.3 – Câmara Bishop-Wesley 50 mm do LabGeo

4.1.3. PRENSA ESTÁTICA

Na realização dos ensaios clássicos de baixa pressão utilizou-se uma prensa estática WF10056 RTITECH 50 da Wykeham Farrance[®] com capacidade de aplicar 50 kN de força. Esta prensa permite deslocamento máximo de 100 mm a uma velocidade constante entre $1E-5$ a 10 mm/minuto podendo estes últimos serem alterados a qualquer momento do ensaio através do interface integrado na prensa.



Figura 4.4 – Prensa estática Wykeham Farrance 50 kN[®]

A aquisição de todos os dados é realizada através do programa LabVIEW[®] que permite a aquisição de dados de todos os transdutores de pressão, deslocamento axial e radial, entre outros.

A realização de ensaios de altas pressões requer uma câmara triaxial e uma prensa adequada às solicitações impostas pelas altas pressões.

Assim, a câmara triaxial utilizada para a realização dos ensaios de altas pressões, é muito semelhante aquela descrita em 4.1.1., no entanto, é construída com materiais mais resistentes que permitem atingir pressões na célula de 10 MPa. Entre as alterações estão o reforço dos tirantes, a alteração do material do corpo da câmara para aço inoxidável, impedindo a visualização da amostra, e o aumento da capacidade de todos os transdutores de pressão para 10 MPa.

A prensa utilizada nos ensaios de altas pressões permite a realização de ensaios estáticos até 100 kN ou ensaios cíclicos até 10 kN. O atuador tem um curso de 50 mm e está equipado com um transdutor de deslocamento axial.

A aquisição de todos os dados necessários à correta interpretação do comportamento da amostra durante todas as fases do ensaio é realizada através do programa DynaTester V2.0[®] que permite a aquisição de dados com frequências próximas de 1 Hz.



Figura 4.5 – Prensa e câmara de altas pressões LabGeo

4.1.4. BOMBAS AUTOMÁTICAS DE PRESSÃO E VOLUME

O equipamento de controlo de pressão/volume de fluidos utilizados são da marca GDS Instruments[®]. Estes, permitem introduzir a pressão desejada no interior da câmara nas diversas fases do ensaio.

O funcionamento deste equipamento assemelha-se a uma seringa, ou seja, a existência de um pistão dentro de um tubo pode criar sucção, que leva ao enchimento do próprio tubo, ou criar pressão levando à expulsão do fluido do tubo.

A pressão com que o fluido é expelido depende da força aplicada pelo pistão, sendo possível controlar diretamente a pressão do fluido. As variações de pressão são controladas em tempo real através de um interface visual no próprio equipamento ou através da ligação a um sensor de pressão que está ligado a um computador, sendo que este método permite a aquisição contínua dos valores de pressão (GDS Instruments, 2009).

Foram utilizados dois destes equipamentos, um para os ensaios de altas pressões e outro para os ensaios a baixas pressões, tendo capacidades de atingir pressões de 32 e 4 MPa, respetivamente, com uma resolução de 0,1 kPa.

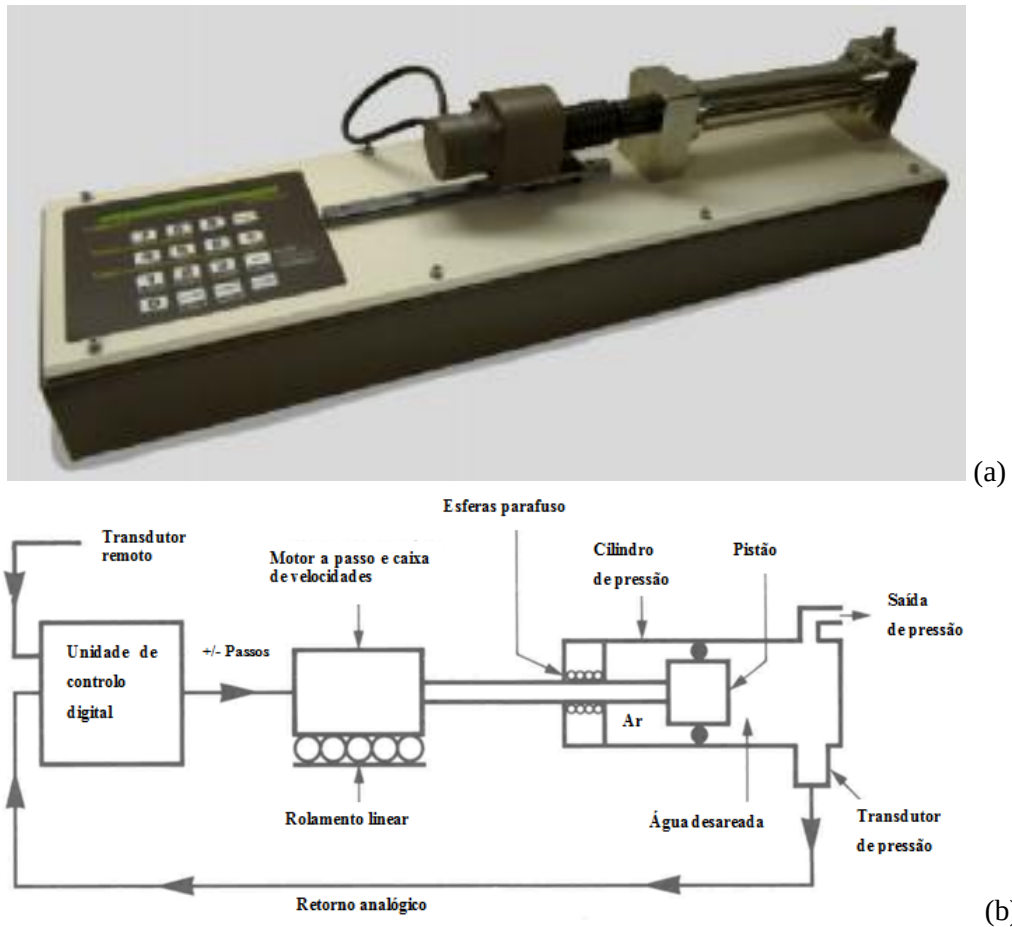


Figura 4.6 – a) Controlador de pressão GDS Instruments[®]; b) Esquema de funcionamento do controlador de pressão GDS Instruments[®] (GDS Instruments, 2009)

4.1.5. SISTEMA DE EMISSÃO, LEITURA E REGISTO DE ONDAS SÍSMICAS

Utilizou-se um gerador de funções Thurlby Thandar Instruments TTI TG 1010[®] que permite criar diversos tipos de sinal entre os quais sinusoidal, quadrada e rampa a diferentes frequências (entre 0 e 10 MHz). Porém no presente estudo apenas foram utilizados sinais de ondas sinusoidais com frequências de 2, 4, 6, 8, 25, 50 e 75 kHz.



Figura 4.7 – Gerador de funções Thurlby Thandar Instruments TTI TG 1010[®]

O sinal emitido pelo gerador de funções, é amplificado a partir de amplificadores de sinal construídos pela University of Western Austrália (UWA) em Perth, para que se consiga uma leitura mais fidedigna. Este equipamento permite gerir também a utilização dos canais por cada par de transdutor piezoelétrico.



Figura 4.8 – Amplificador de sinal UWA

O registo dos sinais emitidos e recebidos é realizado através de um osciloscópio Tektronix TDS220[®] que permite a leitura imediata do tempo que decorre entra a emissão da onda e a chegada da mesma.

Associado a este equipamento está um computador com o programa da WaveStar[®] que permite a aquisição, em diversos formatos, dos dados provenientes do osciloscópio acima referido.



Figura 4.9 – Conjunto de equipamentos para medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas

4.2. INSTRUMENTAÇÃO

4.2.1. MEDIDORES DE DESLOCAMENTO LINEAR - LVDT

Os *Linear Variable Differential Transformers*, ou LVDT, são medidores de deslocamento linear constituídos por três bobinas de um núcleo de material ferromagnético. O núcleo move-se solidariamente com o objeto que se pretende medir o deslocamento alterando o acoplamento magnético entre as bobinas.

Usando um condicionamento de sinal apropriado, este equipamento transforma o movimento relativo entre o núcleo e as bobinas em corrente descontínua, diretamente proporcional ao deslocamento do núcleo (Costa 2008).

Este equipamento é instalado de forma a estar solidário com o êmbolo da câmara triaxial e perfeitamente alinhado com este. Assim, nesta posição, o LVDT mede o deslocamento relativo entre o êmbolo e o topo da câmara triaxial, correspondendo à deformação axial da amostra.

O equipamento utilizado nos ensaios realizados tinha uma amplitude de 50 mm, valor muito acima do que era necessário visto que apenas se pretendia aproximadamente 20% de deformação axial (aproximadamente 28 mm).

4.2.2. TRANSDUTORES INTERNOS DE DEFORMAÇÃO – EFEITO “HALL”

Os transdutores internos de deformação permitem determinar as deformações axiais e radiais e consequentemente volumétricas da amostra. São instalados diretamente na amostra, solidários com a membrana que serve de fronteira entre o interior e o exterior da mesma, medindo portanto, diretamente na amostra as suas deformações.

Os transdutores utilizam o efeito de Hall (*Hall-Effects*), ou seja, utilizam a diferença de potencial entre um condutor elétrico, transversal ao fluxo de corrente e um campo magnético perpendicular à corrente. Através deste efeito e com a devida calibração estes transdutores são uma potente ferramenta de determinação de deformações em ensaios triaxiais.

Assim, nos ensaios triaxiais realizados, utilizaram-se dois transdutores de deformação axial montados na direção axial, em lados opostos da amostra, e um transdutor de deformação radial, na direção radial, montado a meia altura da amostra.

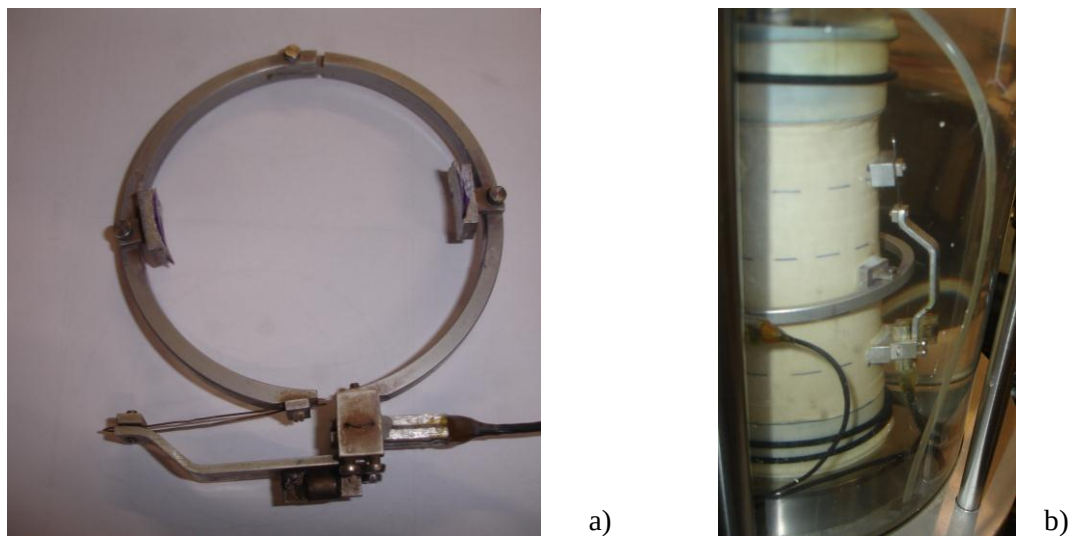


Figura 4.10 – a) Transdutor de deformação radial Efeito de “Hall”; b) Transdutores internos de deformação efeito “Hall” instalados na amostra.

4.2.3. MEDIDOR AUTOMÁTICO DE VOLUME

Apesar da importância dos *Hall-Effects* nas fases iniciais do ensaio triaxial, ou seja, na medição das deformações iniciais da amostra, estes possuem limitações para grandes deformações. Assim, quando se tratam de grandes deformações, estas limitações implicam a utilização de outro tipo de instrumentação para medição das grandes deformações necessárias no presente estudo.

A avaliação da deformação volumétrica da amostra pode ser conseguida através da medição da quantidade de água que é expulsa ou admitida na amostra, admitindo a saturação da mesma.

Para tal, utilizou-se um medidor automático de volume constituído por um pequeno cilindro hidráulico em que o êmbolo está solidarizado com um LVDT. Assim, conhecendo as dimensões do cilindro e o deslocamento do êmbolo é possível determinar o volume de água expulso ou admitido na amostra.

Nos ensaios realizados foram utilizados medidores de volume da marca VJ Tech® com capacidade inicial de 100 cm³ e precisão de 0,05 ml, com a possibilidade de, com o auxílio de uma válvula, inverter o sentido do movimento do cilindro, permitindo medições de volume infinitas. Não foi necessário utilizar esta válvula uma vez que o volume inicial era suficiente para a variação de volume sofridas pelas amostras.



Figura 4.11 – Medidor automático de volume VJ Tech®

4.2.4. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS

Os *Bender/extender elements* são excelentes equipamentos laboratoriais muito comuns na determinação da velocidade de propagação de ondas sísmicas.

Estes são dispositivos de extrema versatilidade e de relativa acessibilidade permitindo estudar questões tão complexas como a dependência da propriedades elásticas das componentes e direções das tensões principais, a avaliação da qualidade da amostragem em solos pela análise comparada de velocidade de ondas *S in situ* e em laboratório.

Os transdutores piezoelétricos são constituídos, na versão mais versátil deste equipamento, por duas placas piezocerâmicas finas, ligadas rigidamente a uma lâmina metálica central e aos eléctrodos nas faces exteriores. A lâmina central funciona igualmente como material de reforço, uma vez que as placas cerâmicas são por si só, demasiado frágeis para serem manuseadas. O material piezocerâmico encontra-se envolvido por resina epóxi rígida que o isola eletricamente e o protege do contacto direto com o solo e água.



Figura 4.12 – Esquema de um elemento piezocerâmico duplo em repouso e sob tensão (Ferreira, 2003)

A deformação de um elemento piezocerâmico polarizado depende da sua forma e composição, da direção de polarização e do modo de aplicação do campo elétrico. Assim, estes elementos permitem gerar movimentos de extensão-compressão ou de flexão, consoante o tipo e a polarização do material cerâmico usado.

Na geração de ondas de corte (ondas S) são utilizados *bender elements* cuja ligação das placas cerâmicas em relação às direções de polarização deve ser tal que origine um movimento conjunto em flexão, de modo a propagar ondas de corte durante a sua deformação. A Figura 4.13 associa o movimento de flexão a um impulso sinusoidal.

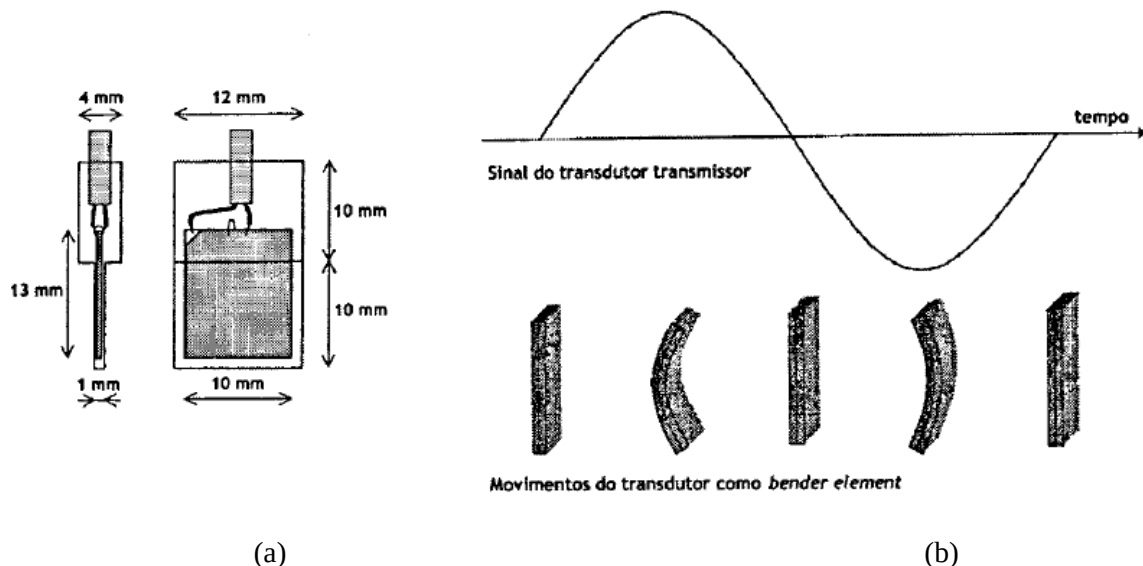


Figura 4.13 – a) Modelo do *Bender Element*; b) Esquema de funcionamento do *Bender Element* (Ferreira, 2003)

Quanto à geração de ondas P, estas são obtidas utilizando *extender elements*, semelhantes aos *bender elements* apenas com ligeiras alterações na ligação das placas relativamente à direção de polarização de forma a que estas se deformem em extensão-compressão propagando assim ondas P. O funcionamento do *extender element* associado a um sinal sinusoidal está representado na Figura 4.14.

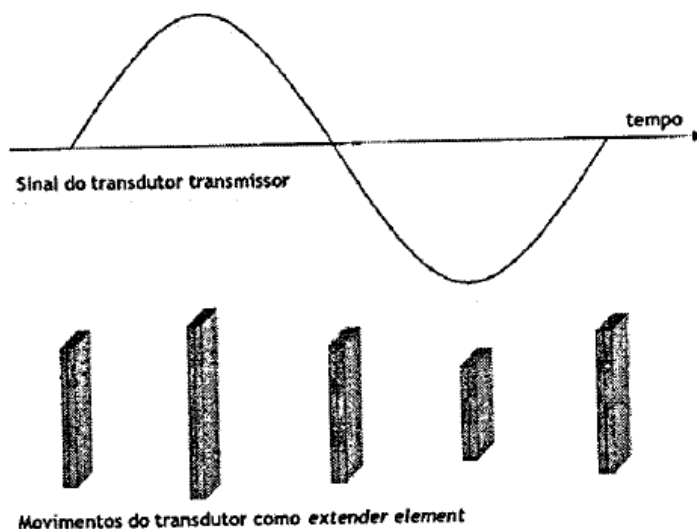


Figura 4.14 – Esquema de funcionamento do *Extender Element* (Ferreira, 2003)

Verificou-se recentemente que os mesmos transdutores quando ligados adequadamente podem ser utilizados na propagação dos dois tipos de ondas. Esta constatação permitiu a criação de um único transdutor designado *bender/extender element*, no qual é possível a alternância dos modos de ligação. Estes transdutores são utilizados no laboratório da FEUP, tendo-se desenvolvido um sistema de aquisição e gestão de dados por estes obtidos.

Assim, no LabGeo - FEUP adaptou-se uma câmara triaxial convencional para provetes de 70 mm de diâmetro e 2 a 2,5 vezes de altura com capacidade de pressões na célula de 1700 kPa para a instalação de *bender/extender elements*. Estes transdutores foram desenvolvidos e produzidos na Universidade de Bristol (Reino Unido) pelo Dr. David Nash e associados.

Este equipamento está instalado na base e no topo da câmara, estando em contacto direto com a amostra, de forma a que a propagação da onda se faça axialmente (Ferreira, 2003).

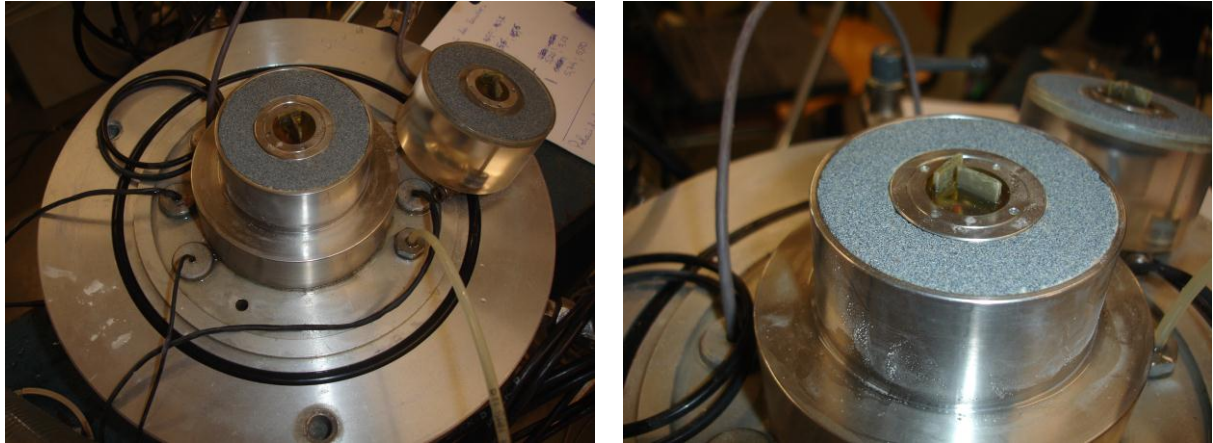


Figura 4.15 – Transdutores piezoelétricos na camara triaxial do LabGeo - FEUP

4.3. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Com o objetivo de confirmar alguns dos parâmetros obtidos por Santos (2009), foram realizadas duas análises granulométricas por peneiração segundo a Norma LNEC E 239 e uma análise granulométrica por sedimentação segundo a Norma LNEC E 196.

Com o mesmo objetivo realizaram-se duas análises de densidade das partículas sólidas segundo a norma NP 83.

4.4. PREPARAÇÃO E INSTALAÇÃO DAS AMOSTRAS

Todas as amostras foram preparadas com recurso à técnica de compactação ligeira em condições húmidas, ou *Moist Tamping*. Esta é uma técnica reconhecida mundialmente na preparação de amostras de solos arenosos e siltosos. A técnica de *Moist Tamping* permite preparar amostras com índices de vazios elevados, porém existem outras técnicas que podem representar de melhor forma as condições presentes na natureza.

O processo iniciou-se com a preparação de todo o material necessário, nomeadamente uma balança, diversos recipientes, proveta, molde, *O-rings*, pedras porosas, filtros de papel, membrana de latex. Foram desenhadas diversas marcas de orientação, na membrana de latex, de forma a dividir a amostra em cinco camadas iguais e a servir de referência na colagem da instrumentação interna (*Hall-Effects*).

De seguida preparou-se a quantidade de material necessária, previamente seco em estufa, procedendo-se à individualização das partículas. Adicionou-se água de forma a atingir um teor em água de 5% e retiram-se duas quantidades de material para verificação posterior do teor em água.

Em relação à instalação da amostra, esta foi realizada diretamente na base da câmara triaxial. Colocou-se uma pedra porosa e um papel de filtro cuidadosamente recortado com o diâmetro do molde e com o recorte dos *bender/extender elements*.

Posteriormente, colocou-se a membrana de forma a alinhar a marca inferior desta com a parte superior da pedra porosa prendendo-a com recurso a 2 *o-rings* de borracha e dobrando a membrana sobre os mesmos sem que esta ultrapassa-se a pedra porosa.

Colocou-se o molde no pedestal, ajustou-se a membrana de forma a que esta se ajustasse o melhor possível ao molde e dobrou-se, alinhando a última marca da membrana com o topo do molde. De forma a melhor ajustar a membrana ao molde, aplicou-se sucção entre estes na ordem de grandeza de 50 kPa.

Realizou-se a pesagem da quantidade de material a colocar por camada e colocou-se no interior do molde compactando de forma a que o material não ultrapassa-se a marca superior da primeira camada. Repetiu-se o processo até preencher a totalidade do molde. Quando necessário acrescentou-se ou retirou-se material para uniformizar a superfície da amostra, registando o peso respetivo.

Colocou-se o papel de filtro, a pedra porosa e o topo, prendendo e dobrando a membrana tal como se fez para a base da amostra.

De seguida e de forma a retirar o molde metálico foi necessário mudar de posição a aplicação da sucção para a base da câmara triaxial e reduzir a sua grandeza para 10 kPa.

Retirou-se o molde metálico, realizaram-se 4 medidas da altura e do diâmetro da amostra e colou-se a instrumentação interna (*Hall-Effects*). Fechou-se a câmara triaxial e encheu-se com água desareada colocando uma pressão na célula de 10 kPa com o objetivo de retirar a sucção.

Assim deu-se por finalizada a montagem da amostra na câmara triaxial com recurso à técnica de compactação ligeira em condições húmidas.

4.5. ENSAIOS TRIAXIAIS

Após a preparação e instalação, a amostra encontra-se num grau de saturação e estado de tensão efetiva distinto daquele que se pretende, ou seja, do estado de tensão na natureza. Assim se a amostra fosse carregada na câmara triaxial a sua resposta seria diferente do que se esperaria do solo no seu estado pretendido (Matos Fernandes, 2006).

Tendo tal em consideração, antes de se proceder ao ensaio propriamente dito é necessário submeter a amostra ao grau de saturação e estado de tensão efetiva desejado.

Para tal é necessário proceder a três fases denominadas de percolação, saturação e consolidação ou aplicação de tensões efetivas de repouso.

4.5.1. PERCOLAÇÃO

O objetivo desta fase é a expulsão do ar existente entre as partículas preenchendo os vazios da amostra por água.

A percolação deve ser realizada no sentido ascendente, aplicando pressão na base do provete, fazendo com que a água percorra a amostra e seja expulsa pelo topo. Este processo deve ser mantido até que o volume de água percolado seja equivalente ao dobro do volume de vazios. A equação 4.1. permite determinar o volume a percolar equivalente ao dobro do volume de vazios.

$$V_{perc} = \frac{2 V e}{1 + e} \quad (4.1.)$$

Sendo V_{perc} – Volume de percolação;

V – Volume da amostra;

e – Índice de vazios.

Segundo Viana da Fonseca (1996), este processo permite obter, em materiais com permeabilidade média a elevada, graus de saturação muito próximos de 90%.

Em materiais arenosos pode-se constatar processos de arraste de finos e a criação de condições propícias ao “*piping*” que introduzem heterogeneidades nos provetes. De forma a evitar que tal se verificasse, procedeu-se à percolação com contrapressão de 10kPa, mantendo o estado de tensão efetiva inicial nunca superior a 10kPa.

De forma a garantir uma maior eficácia do processo de percolação, aumentou-se o volume de percolação mínimo para 600 ml.

4.5.2. SATURAÇÃO

A saturação das amostras foi realizada por contrapressão. Esta técnica permite saturar a amostra, dissolvendo as bolhas de ar que existam na amostra, entre a amostra e a membrana envolvente e nas linhas de contrapressão.

A técnica de saturação por contrapressão consiste no aumento progressivo da contrapressão (na base), ou seja, aplicação de uma pressão crescente no interior da amostra. Este aumento da contrapressão é acompanhado pela pressão na célula de forma a que o estado de tensão efetiva inicial nunca seja superior a 10kPa.

Assim, o aumento de pressões foi realizado progressivamente a uma taxa máxima de 30kPa por hora até um valor de pressão na célula de 510kPa.

A saturação permite medir a variação de volume da amostra durante a consolidação e o corte, conhecendo-se assim as deformações volumétricas. Esta medição interna de variação do volume da amostra, através da quantidade de água que entra ou sai da mesma, é apenas possível quando a amostra se encontra saturada.

Este tipo de medição interna apresenta algumas vantagens em relação às medições que envolvem a variação do volume da água da célula triaxial devido às deformações sofridas pelos componentes do equipamento, como o cilindro de acrílico, e em relação à instrumentação externa (*Hall-Effects*) que poderá sair da gama de valores para o qual está calibrada.

A verificação da saturação foi realizada através do parâmetro de pressão neutra, B , de Skempton. Este parâmetro representa uma razão entre tensões incrementais, ou seja, a razão entre o excesso de pressão neutra e o incremento de tensão total responsável pela geração do primeiro.

Assim, aplicando-se um aumento da pressão na célula mantendo a válvula de drenagem fechada é possível determinar o valor do parâmetro B pela equação 4.2.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3} \quad (4.2.)$$

Com:

Δu – Excesso de pressão neutra devido ao incremento de tensão isotrópica na célula;

$\Delta \sigma_3$ – Incremento de tensão isotrópica na célula.

Assim, se a amostra estiver saturada e sabendo que a compressibilidade do esqueleto sólido é muito superior à da água dos poros, praticamente todo o incremento de tensão total é equilibrado por meio de um excesso de pressão neutra, logo $\Delta u \approx \Delta \sigma_3$, advindo um parâmetro B muito próximo da unidade.

De forma a minimizar os erros nas medições devidos à sensibilidade dos transdutores de pressão e ao display dos valores fornecidos por estes, foram aplicados incrementos de tensão de 30kPa.

O valor mínimo do parâmetro B de Skempton considerado como aceitável para garantir a saturação das amostras foi de 95%.

Outra forma de verificação da saturação das amostras é a velocidade de propagação das ondas longitudinais, permitindo fazer a distinção entre o estado de saturação parcial e total.

Os valores da velocidade de propagação das ondas longitudinais mantêm-se constantes até aos últimos níveis de tensões, onde sofrem um aumento acentuado, aproximando-se rapidamente do valor da velocidade de propagação do som na água, ou seja, aproximadamente 1500 m/s.

Ishihara *et al.* (2001) e Yang (2002) deduziram a relação teórica entre a velocidade de propagação das ondas longitudinais e o parâmetro B de Skempton apresentada na equação 4.3.

$$V_p = \left[\frac{\frac{4G}{3} + \frac{K_b}{(1-B)}}{\rho} \right]^{1/2} \quad (4.3.)$$

Com:

G – Módulo de corte do solo;

B – Parâmetro de pressão neutra de Skempton;

ρ – Peso específico húmido;

K_b – Módulo volumétrico do esqueleto sólido do solo dado por

$$K_b = \frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)} \quad (4.4.)$$

Em que G é o módulo de corte do solo e ν é o coeficiente de Poisson do material.

Na Figura 4.16 apresentam-se os resultados da velocidade de propagação das ondas de corte e das ondas longitudinais durante a fase de saturação de ensaios triaxiais obtidos por Ishihara *et al.* (2001) numa areia de Niigata. Verificou-se que esta areia apresenta um coeficiente de Poisson de 0,4 e que os valores da velocidade de propagação das ondas longitudinais aproximaram-se de 1700 m/s para um parâmetro B próximo de 1.

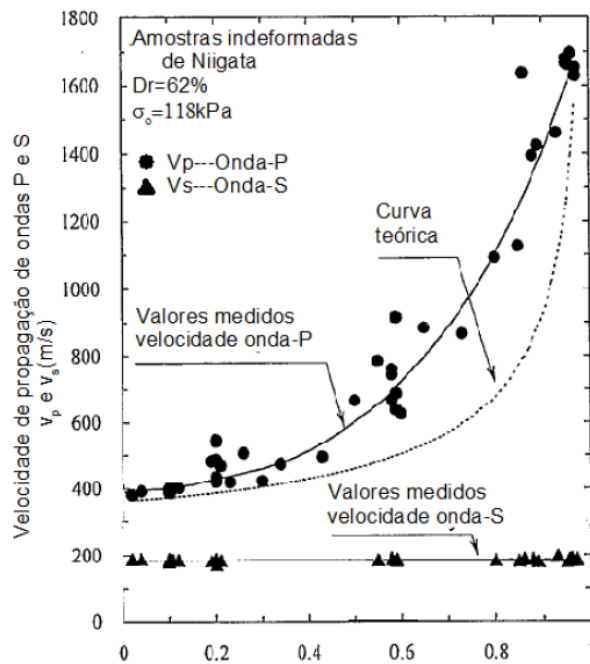


Figura 4.16 – Velocidade de propagação de ondas S e P em função do parâmetro B de Skempton (adaptado de Ishihara, 2001)

Esta verificação foi realizada quando se utilizou câmaras triaxiais equipadas com os transdutores piezoelétricos.

4.5.3. CONSOLIDAÇÃO

A fase de consolidação representa o fim do processo de reprodução do estado de tensão inicial da amostra. Esta consistiu no aumento da pressão da célula mantendo a contra pressão constante de forma a atingir o estado de tensão efetivo desejado para a realização dos ensaios. Este aumento de pressão na célula foi realizado progressivamente de forma a que não se proporcionasse a geração de excessos de pressão neutra na amostra.

No presente estudo foram realizados ensaios monotónicos consolidados isotropicamente ($K_0=1$) e ensaios cíclicos consolidados anisotropicamente ($K_0=0,5$).

A consolidação isotrópica consiste em manter a tensão efetiva vertical igual à tensão efetiva horizontal, ou seja, $\sigma'_1 = \sigma'_3$, obtendo um valor do coeficiente de impulso de repouso, K_0 igual à unidade.

O coeficiente de impulso de repouso é dado pela equação 4.5.

$$K_0 = \frac{\sigma'_{h0}}{\sigma'_{v0}} \quad (4.5.)$$

Com

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

σ'_{h0} – Tensão efetiva horizontal de repouso

A consolidação anisotrópica é conseguida partindo da consolidação isotrópica, aplicando, através do êmbolo, um incremento de tensão de modo a que a tensão efetiva vertical atinja o valor desejado para

a obtenção de $K_0=0,5$. A força necessária para que se atinja o valor de tensão efetiva vertical desejada é dada pela equação 4.6.

$$F = \Delta\sigma_v \times A \quad (4.6.)$$

Em que F é a força a aplicar pelo êmbolo, $\Delta\sigma_v$ é a variação da tensão total vertical e A é a área da amostra.

A fase de consolidação, tanto isotrópica como anisotrópica é realizada com as válvulas da pressão na célula e contra pressão abertas. O facto da válvula de contra pressão estar aberta permite, quando associado a um medidor automático de volume, a leitura da variação de volume aquando da consolidação.

O processo de consolidação deu-se então por concluído quando a variação volumétrica ao longo do tempo, medida pelo medidor de volume ou pela instrumentação interna (*Hall-Effects*), é nula, ou seja, quando a amostra não sofre variação de volume no tempo.

A partir do que aqui foi exposto, pode-se compreender que ao ensaiar a amostra, o seu estado de tensão efetiva é o desejado no que concerne à reprodução do estado de tensão efetivo *in situ*, mas o seu estado de tensão total e neutra são diferentes (mais elevados). Uma vez que são as tensões efetivas que controlam o comportamento do solo, a diferença anteriormente referida não tem consequências nos resultados dos ensaios.

4.5.4. CARREGAMENTO ESTÁTICO

A fase de corte, ou seja de aplicação de tensões de corte, foi realizada com deformação controlada, impondo na prensa descrita em 4.1.3., uma velocidade de deslocamento adaptada ao tipo de ensaio a realizar.

Nos ensaios drenados, a velocidade de deslocamento do embolo foi de 0,01 mm/minuto de forma a que não fossem gerados excessos de pressão neutra. Esta velocidade permite que a água no interior da amostra entre ou seja expulsa da mesma, consoante o comportamento da amostra seja dilatante ou contractivo podendo-se obter a variação de volume através do medidor automático de volume descrito em 4.2.3. e dos *Hall-Effects*.

Já nos ensaios não drenados este problema não se coloca, visto que a válvula correspondente à contrapressão está fechada, podendo-se aplicar uma velocidade de deslocamento do êmbolo superior à do ensaio drenado. Assim, na realização de ensaios não drenados aplicou-se uma velocidade de deformação de 0,04 mm/minuto. Estando a válvula da contra pressão fechada, admite-se que a variação volumétrica da amostra é nula.

A aquisição de dados foi realizada através do programa LabView[®] que permite a aquisição em intervalos de tempo muito reduzidos, uteis para uma compreensão mais abrangente das variações de pressões, deslocamentos relativos, força aplicada entre outros.

Neste estudo, realizaram-se os ensaios triaxiais monotónicos de compressão, consolidados isotropicamente, em condições drenadas descritos no Quadro 4.1.

Quadro 4.1 – Ensaio triaxiais monotónicos de compressão, consolidados isotropicamente, em condições drenadas

Ensaio	Índice de vazios de moldagem, e_p	Tensão efetiva de confinamento, σ'_c (kPa)
CID_1	0,65	20
CID_2	0,71	20
CID_3	0,63	50
CID_4	0,83	100
CID_5	0,66	400
CID_6	0,81	1000
CID_7	0,71	8000
CID_8	0,68	9500

C – Consolidado; I – Isotropicamente; D - Drenado

Para além dos ensaios supramencionados, realizaram-se no âmbito deste estudo, ensaios triaxiais monotónicos de compressão, consolidados isotropicamente, em condições não drenadas. Apresentam-se os ensaios realizados no quadro seguinte.

Quadro 4.2 – Ensaio triaxiais monotónicos de compressão, consolidados isotropicamente, em condições não drenadas

Ensaio	Índice de vazios de moldagem, e_p	Tensão efetiva de confinamento, σ'_c (kPa)
CIU_1	0,75	100
CIU_2	0,75	100
CIU_3	0,72	200
CIU_4	0,68	400
CIU_5	0,54	400
CIU_6	0,70	400
CIU_7	0,68	900
CIU_8	0,67	1100
CIU_9	0,73	9500

C – Consolidado; I – Isotropicamente; U – Não drenado

4.5.5. CARREGAMENTO CÍCLICO

O processo de corte cíclico foi realizado nas prensas descritas em 4.1.2. e foi controlado pelo programa DynaTester V2.0[®], na prensa cíclica, desenvolvido pelo Instituto de Engenharia Mecânica/ Instituto de Engenharia Mecânica e Gestão Industrial segundo especificações do LabGeo-FEUP. Este programa permite controlar o carregamento vertical estático, cíclico através de tensão ou deslocamento, e a aquisição de todos os dados necessários para a correta interpretação do comportamento demonstrado pela amostra.

O corte cíclico foi realizado com uma frequência de 0,1Hz partindo da linha $K_0 = 0,5$ e com a válvula correspondente à contra pressão fechada, ou seja, ensaio não drenado.

Já na célula *Bishop-Wesley*, o ensaio foi controlado pelo programa TRIAX[®] e o corte foi realizado com uma frequência de 5,56E-3 Hz ou seja, cerca de 20 ciclos/horas.

Quadro 4.3 – Ensaio triaxiais de compressão cíclica, consolidados anisotropicamente ($K_0 = 0,5$), em condições não drenadas

Ensaio	Índice de vazios de moldagem, e_p	Tensão efetiva horizontal, σ'_h (kPa)	Frequência da ação cíclica (Hz)
CK ₀ (=0,5)UCyc_1	0,71	20	0,1
CK ₀ (=0,5)UCyc_2	0,77	20	0,1
CK ₀ (=0,5)UCyc_3	0,67	20	0,1
CK ₀ (=0,5)UCyc_4	0,66	20	0,1
CK ₀ (=0,5)UCyc_5	0,70	50	0,1
CK ₀ (=0,5)UCyc_6	0,64	50	0,1
CK ₀ (=0,5)UCyc_7	0,70	100	0,1
CK ₀ (=0,5)UCyc_8	0,76	50	5,5E-3
CK ₀ (=0,5)UCyc_9	0,75	50	5,5E-3

C – Consolidado; K_0 – Coeficiente de impulso de repouso; U – Não drenado; Cyc. – Cíclico

4.6. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DE ONDAS SÍSMICAS

Para a propagação das ondas de compressão e de corte é necessário recorrer aos equipamentos descritos em 4.1.5. A excitação mais correntemente usada para o sinal emitido é do tipo impulso sinusoidal, para o qual se obtém uma resposta mais clara. Foram utilizadas frequências de 2, 4, 6 e 8 kHz na medição das ondas S e frequências de 25, 50 e 75 kHz na medição das ondas P.

Neste estudo realizaram-se medições da velocidade de propagação de ondas em ensaios triaxiais monotónicos de compressão, em condições drenadas e não drenadas. O quadro seguinte resume os ensaios e as fases do ensaios em que se realizaram tais medições.

Quadro 4.4 – Ensaio triaxiais com medição da velocidade de propagação da onda S

Ensaio	Onda Sísmica
	Transversal (S)
CID_1	Cons./Corte
CID_4	Cons./Corte
CID_5	Cons.
CIU_1	Cons./Corte
CIU_2	Cons./Corte
CIU_3	Cons./Corte
CIU_4	Cons.
CIU_5	Cons./Corte
CIU_6	Cons./Corte
CIU_7	Cons./Corte
CIU_8	Cons./Corte

C – Consolidado; I – Isotropicamente; D – Drenado; U – Não drenado; Cons. – Consolidação; Cons./Corte – Consolidação e Corte

A interpretação das ondas sísmicas registadas nos ensaios compreendem alguma incerteza, sendo certo que por muito elementar que seja o sinal emitido, o sinal recebido será sempre muito mais complexo. De facto a avaliação de velocidades de propagação tão elevadas em percursos tão reduzidos é muito sensível a diversos fatores, nomeadamente ao efeito de vizinhança, à interferência das ondas com as fronteiras rígidas, à ressonância dos transdutores e ao ruído elétrico.

A determinação do tempo de propagação é o passo mais importante e ao mesmo tempo o mais delicado de todo o ensaio. Entre os vários métodos de determinação do tempo de propagação de ondas sísmicas, o mais comum consiste na medição direta do intervalo de tempo entre as ondas (emitida e recebida). Este é um método semelhante ao utilizado no ensaio de *cross-hole*, *down-hole* e *up-hole*, que consiste na identificação do primeiro instante de chegada da onda recebida.

Após a determinação do tempo de propagação, a velocidade de propagação da onda é obtida pela divisão da distância percorrida pelo tempo de propagação. O comprimento do percurso é igual à altura da amostra de solo deduzido pela penetração dos elementos transmissor e recetor no provete, ou seja, a distância entre as extremidades dos transdutores (Ferreira, 2003).

5

APRESENTAÇÃO E INTERPRETAÇÃO DOS RESULTADOS

5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os resultados dos dois ensaios de determinação da densidade das partículas sólidas realizados estão apresentados no quadro seguinte.

Quadro 5.1 – Densidade das partículas sólidas da Areia de Coimbra

Ensaio	G	Média G
1	2,66	2,66
2	2,66	

Tendo em conta os resultados do presente estudo e o resultado de Santos (2009) que determinou a densidade das partículas, G , como sendo igual a 2,65, admitiu-se que o peso volúmico das partículas sólidas da Areia de Coimbra é de 2,66.

Os resultados dos três ensaios de determinação da composição granulométrica da Areia de Coimbra são apresentados na Figura 5.1.

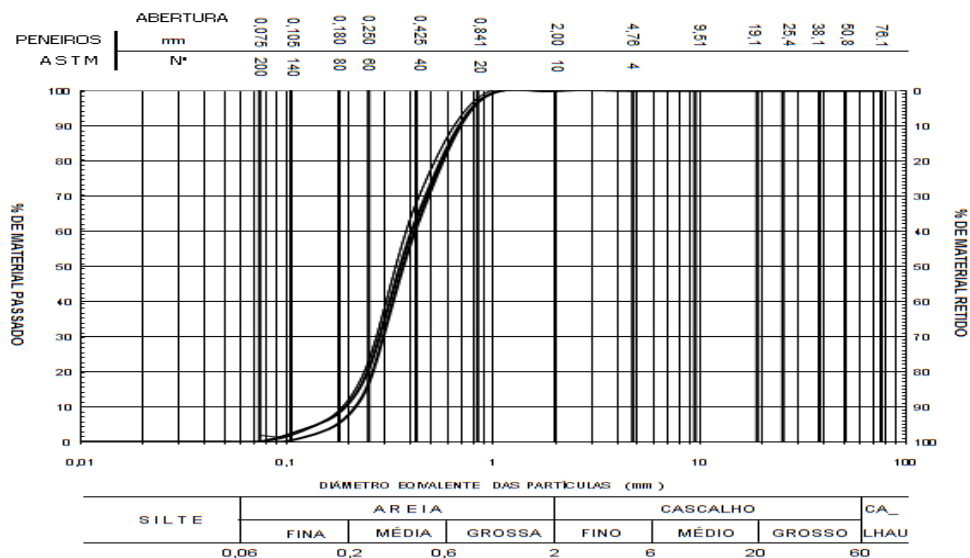


Figura 5.1 – Curva granulométrica da Areia de Coimbra

Tendo em conta os resultados obtidos, determinou-se o coeficiente de uniformidade e de curvatura como sendo aproximadamente 2 e 1, respetivamente. Segundo a classificação de solos ASTM D 2487-85 classificou-se a Areia de Coimbra como “areia mal graduada”.

Ao comparar com o resultado obtido por Santos (2009), observou-se que a curva granulométrica é ligeiramente distinta, porém confirmou-se a classificação da Areia de Coimbra determinada por este autor.

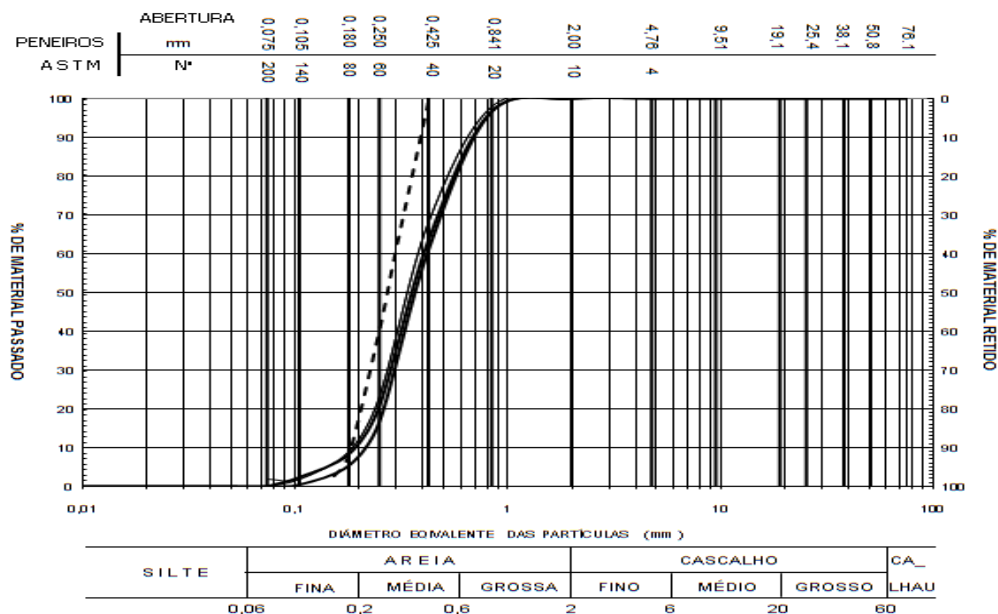


Figura 5.2 – Curva granulométrica sugerida por Santos (2009) (traço interrompido) e curva granulométrica obtida no presente estudo (traço contínuo)

5.2. ENSAIOS TRIAXIAIS MONOTÓNICOS

O tratamento dos ensaios triaxiais foi realizado considerando os dados da diversa instrumentação utilizada, descrita previamente.

Nas pequenas deformações considerou-se os valores fornecidos pela instrumentação interna, colocada diretamente no provete, cujas vantagens são bem reconhecidas por Viana da Fonseca (1996), do tipo efeito “Hall” (*Hall Effects*), passando-se a utilizar o medidor automático de volume nas grandes deformações no caso dos ensaios em condições drenadas, por aqueles perderem ação por limitação de gama de leitura. As equações utilizadas na determinação da extensão volumétrica pelas duas metodologias utilizadas são expostas em anexo.

Os resultados apresentados de seguida têm em consideração a correção da área da amostra, segundo metodologia apresentada em anexo.

O cálculo do índice de vazios em qualquer etapa do ensaio seguiu as equações descritas em anexo, sendo que o índice de vazios considerado no tratamento dos resultados corresponde à média aritmética dos valores obtidos pelas três equações utilizadas, dada a sua semelhança.

5.2.1. DRENADOS

Os resultados obtidos dos ensaios triaxiais, isotropicamente consolidados, de compressão em condições drenadas estão descritos no Quadro 5.2.

Quadro 5.2 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos de compressão, isotropicamente consolidados, em condições drenadas

Ensaio	Preparação		Fim da consolidação		Rotura				
	e_p	e_0	$\sigma'_c = p'_i$ (kPa)	e_i	σ'_{vf} (kPa)	σ'_{hf} (kPa)	p'_f (kPa)	q_f (kPa)	e_f
CID_1	0,65	0,66	20	0,66	69	20	36	49	0,70
CID_2	0,71	0,71	20	0,71	61	20	34	42	0,73
CID_3	0,63	0,64	50	0,64	164	50	89	111	0,66
CID_4	0,83	0,81	100	0,80	312	100	171	212	0,77
CID_5	0,66	0,66	400	0,64	1371	400	726	970	0,72
CID_6	0,81	0,81	1000	0,75	3082	1000	1695	2080	0,69
CID_7	0,71	0,84	8000	0,74	22936	8000	12975	14942	0,59
CID_8	0,68	0,74	9500	0,63	28000	9500	15350	18603	0,60

Nota: e_p – Índice de vazios de moldagem; e_0 – Índice de vazios após saturação; σ'_c , p'_i – Tensão efetiva de confinamento no início do ensaio; e_i – Índice de vazios no início do ensaio; σ'_{vf} , σ'_{hf} – Tensão efetiva vertical e horizontal, respetivamente, no fim do ensaio; p'_f – Tensão efetiva média no fim do ensaio; q_f – Tensão de desvio no fim do ensaio; e_f – Índice de vazios no fim do ensaio; CID – Ensaio Consolidado Isotropicamente Drenado

Em relação aos ensaios CID_2 e CID_3, estes foram realizados sem a utilização de instrumentação interna pelo que não foi possível determinar a sua variação de volume, através do medidor automático de volume, durante o processo de percolação e saturação da amostra.

No entanto utilizou-se a variação volumétrica determinada através da instrumentação interna nos restantes ensaios (drenados e não drenados) para determinar uma relação entre o índice de vazios de moldagem e a variação do volume da amostra durante os processos de percolação e saturação. Esta relação é apresentada de seguida.

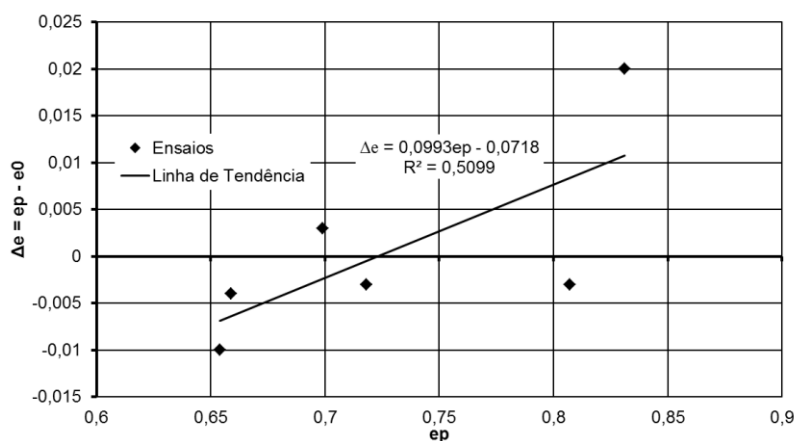


Figura 5.3 – Variação do índice de vazios no processo de percolação e saturação da amostra

Os ensaios realizados com elevadas tensões efetivas de confinamento demonstraram um comportamento distinto no que toca à variação de índice de vazios nas fases de percolação e saturação da amostra (provavelmente por se terem utilizado membranas muito mais rígidas e reforçadas nas bordas) por isso não foram tidos em consideração na definição desta relação. Este comportamento será abordado mais adiante.

Ao analisar a Figura 5.3 constata-se que a linha de tendência associada aos ensaios não apresenta um coeficiente de correlação aceitável. Tal facto ficou a dever-se a algumas variações no processo de percolação e saturação entre os diversos ensaios, nomeadamente a utilização de diferentes equipamentos, diferentes pressões de percolação e distintas velocidades de aumento de contrapressão no processo de saturação.

Porém, perante a baixa variação no índice de vazios associado ao processo de percolação e saturação da amostra, tal como mostra a Figura 5.3 e a necessidade de uniformizar todos os ensaios realizados levou a considerar este processo adequado.

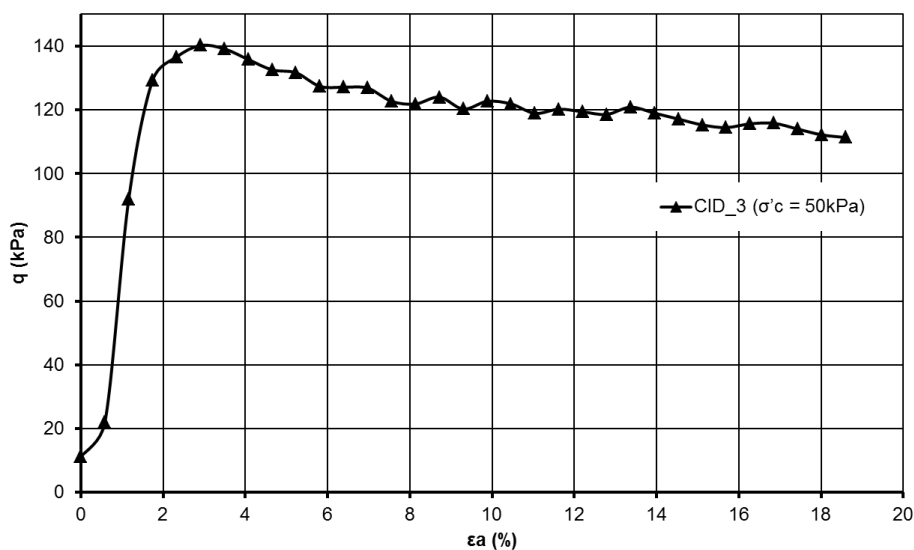
De seguida examinam-se dois ensaios com trajetórias características de ensaios triaxiais de compressão em condições drenados.

O ensaio CID_3 ($\sigma'_c = 50\text{kPa}$) atingiu uma deformação axial de aproximadamente 19%, não se alcançando o estado crítico como se poderá constatar mais adiante. Este ensaio, com um índice de compacidade de aproximadamente 50%, demonstrou um comportamento típico de uma areia medianamente compacta em tensões efetivas de confinamento baixas, quando sujeita à compressão em condições drenadas.

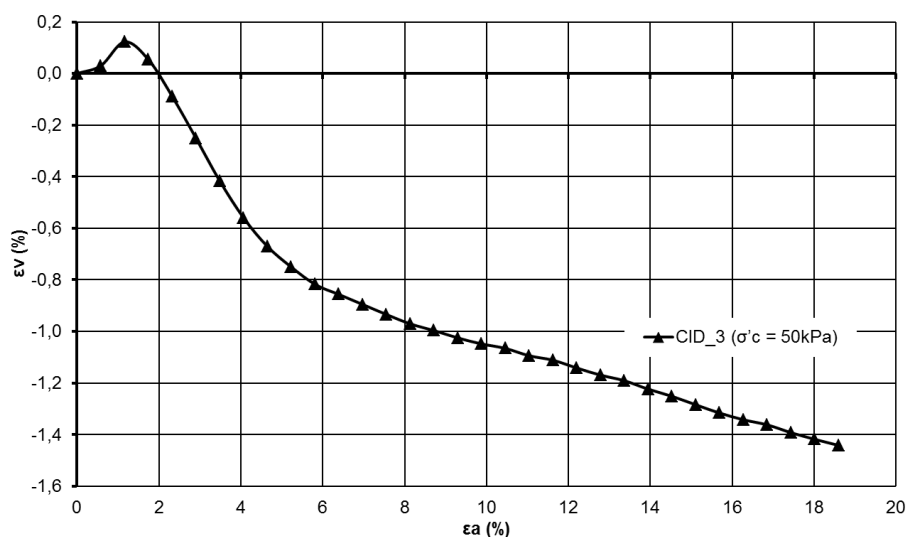
Assim, segundo a Figura 5.4, observa-se um aumento da tensão de desvio em relação à deformação axial, demonstrando um pico para uma deformação axial baixa. É também possível observar uma ligeira contração da amostra para deformação axial muito baixa evoluindo rapidamente para um comportamento dilatante. Assim, no ensaio CID_3 ($\sigma'_c = 50\text{kPa}$), a mobilização da tensão de desvio foi acompanhada pela expansão da amostra.

A contração deveu-se a uma tendência de aproximação das partículas, visto tratar-se de uma amostra medianamente compacta. Já a dilatação deveu-se aos deslocamentos interpartículas que destroem progressivamente a estrutura da areia.

Uma vez que não foi visível uma estabilização da extensão volumétrica em relação à deformação axial, considerou-se que a amostra não atingiu o estado crítico.



a)



b)

Figura 5.4 – a) Relação Tensão de desvio - Deformação axial do ensaio CID_3 ($\sigma'_c = 50\text{kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_3 ($\sigma'_c = 50\text{kPa}$)

No ensaio CID_4 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$) prolongou-se o mesmo até uma deformação axial de aproximadamente 21% conseguindo-se atingir o estado crítico. Este ensaio realizado com um índice de compactidade 5%, demonstrou o comportamento característico a uma areia muito solta quando sujeita à compressão em condições drenadas.

Na Figura 5.5 observa-se a evolução da tensão de desvio em relação à deformação axial. A tensão de desvio aumenta com a deformação axial, atingindo-se o valor máximo para deformações axiais consideráveis, observando-se ainda o fenómeno de endurecimento (*strain hardening*) após deformação axial de 10%.

Tal como esperado para uma amostra muito solta, é visível uma extensão volumétrica positiva, ou seja, uma contração da amostra devida ao rearranjo das partículas preenchendo os vazios existentes no início do ensaio. Assim, a mobilização da tensão de desvio foi acompanhada pela contração da amostra.

A variação de volume estabilizou aquando de uma deformação axial de 15%, ou seja, a amostra continuou a deformar mantendo o seu volume e a tensão de desvio aproximadamente constante, sinal claro de que se atingiu o estado crítico.

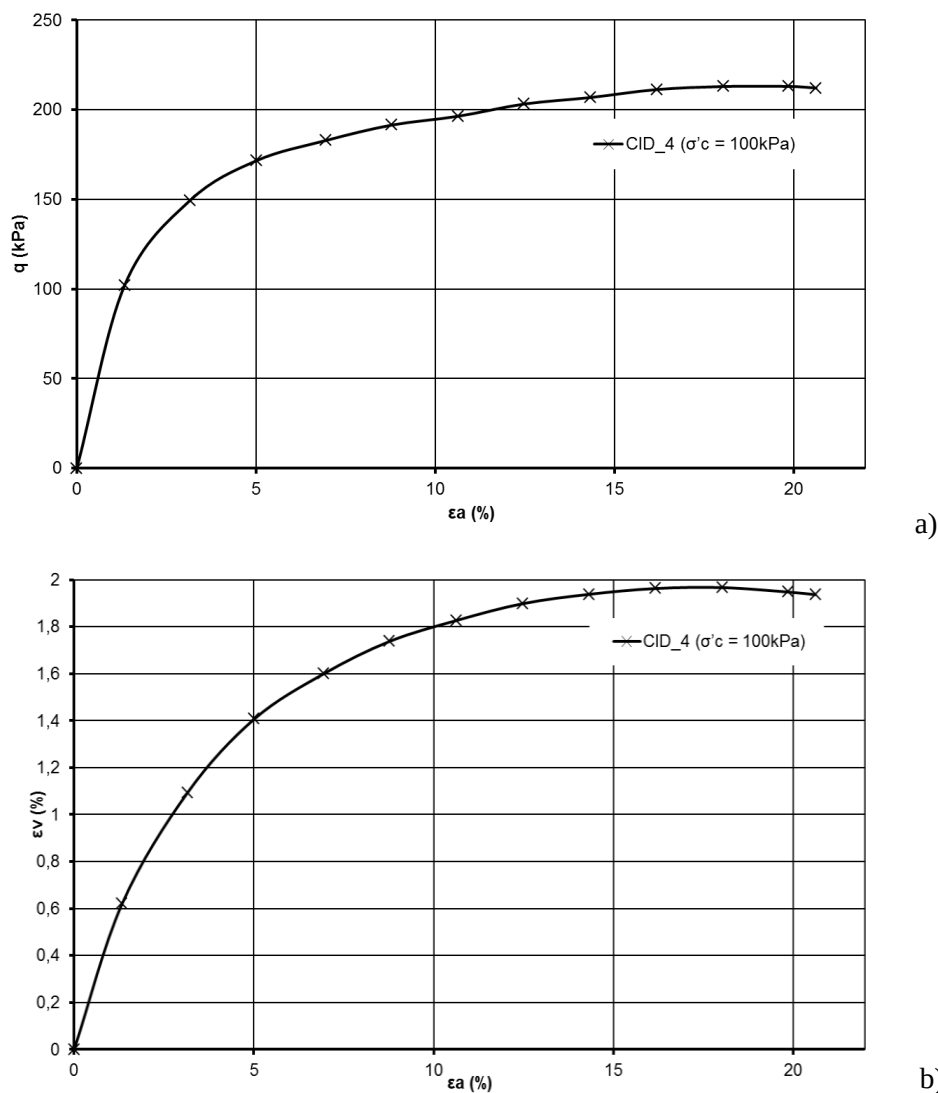


Figura 5.5 – a) Relação Tensão de desvio - Deformação axial do ensaio CID_4 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_4 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$)

Relativamente aos ensaios realizados com altas tensões efetivas de confinamento, CID_7 e CID_8 ($\sigma'_c = 8000\text{kPa}$ e $\sigma'_c = 9500\text{kPa}$, respetivamente), não se conseguiu atingir a deformação axial desejada no segundo, tendo-se optado por utilizar o modelo hiperbólico com o objetivo de determinar o comportamento do mesmo para deformações axiais elevadas.

Da mesma forma, foi necessário determinar o comportamento da extensão volumétrica aquando de deformações axiais superiores às atingidas pelo ensaio, tendo-se seguido uma metodologia semelhante à anterior.

Pelas razões supracitadas apresenta-se apenas o ensaio CID_8 e a aplicação do modelo hiperbólico tendo-se seguido a mesma metodologia no ensaio CID_7.

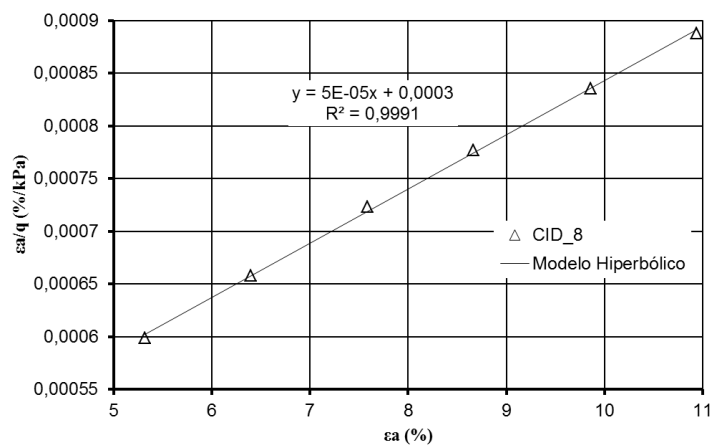


Figura 5.6 – Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$)

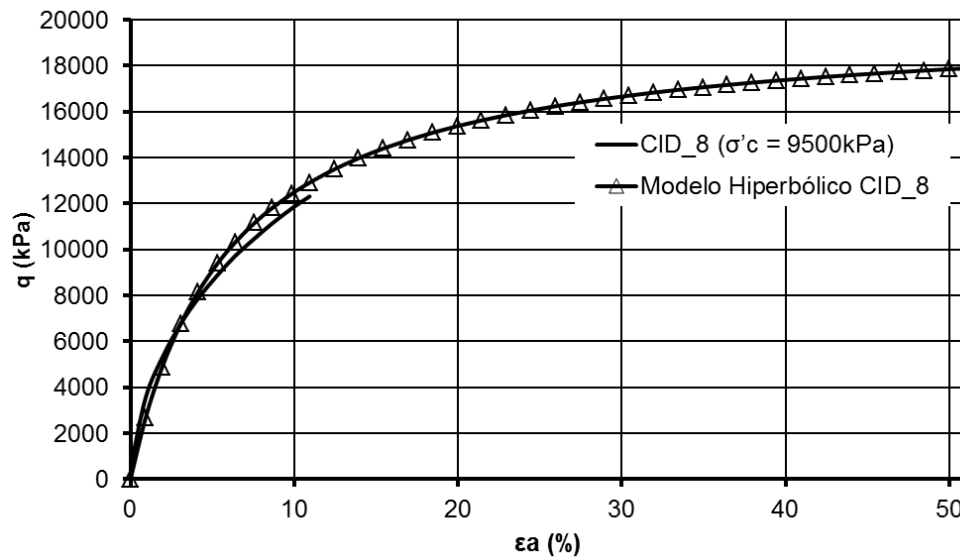


Figura 5.7 – Relação Tensão de desvio – Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) e relação Tensão de desvio - Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) obtida pelo Modelo Hiperbólico

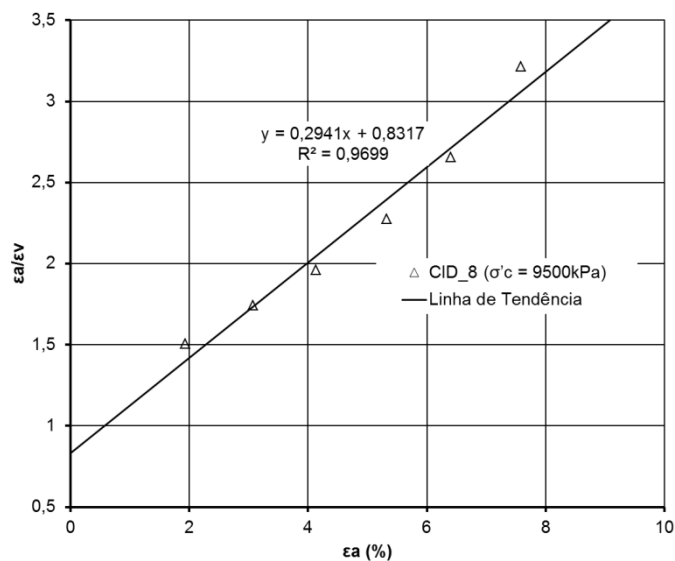


Figura 5.8 – Aplicação do Modelo Hiperbólico ao ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$)

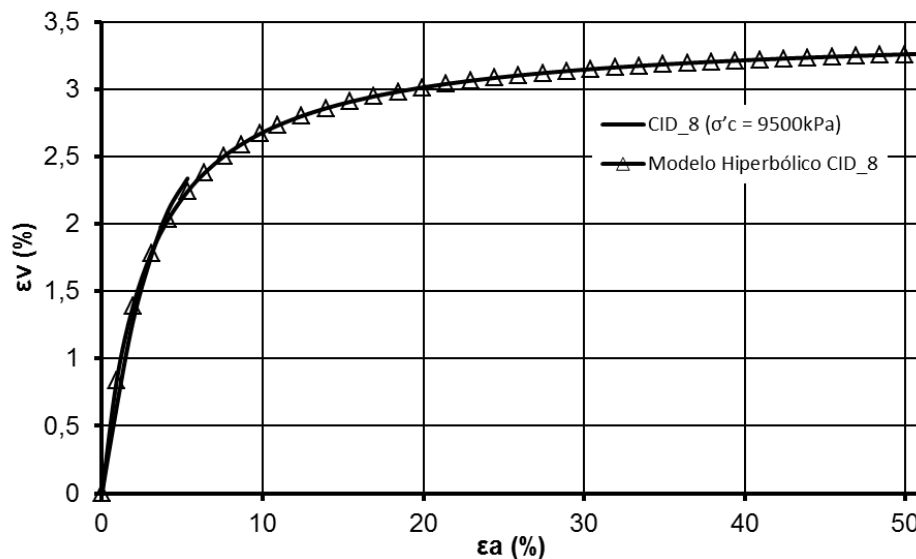
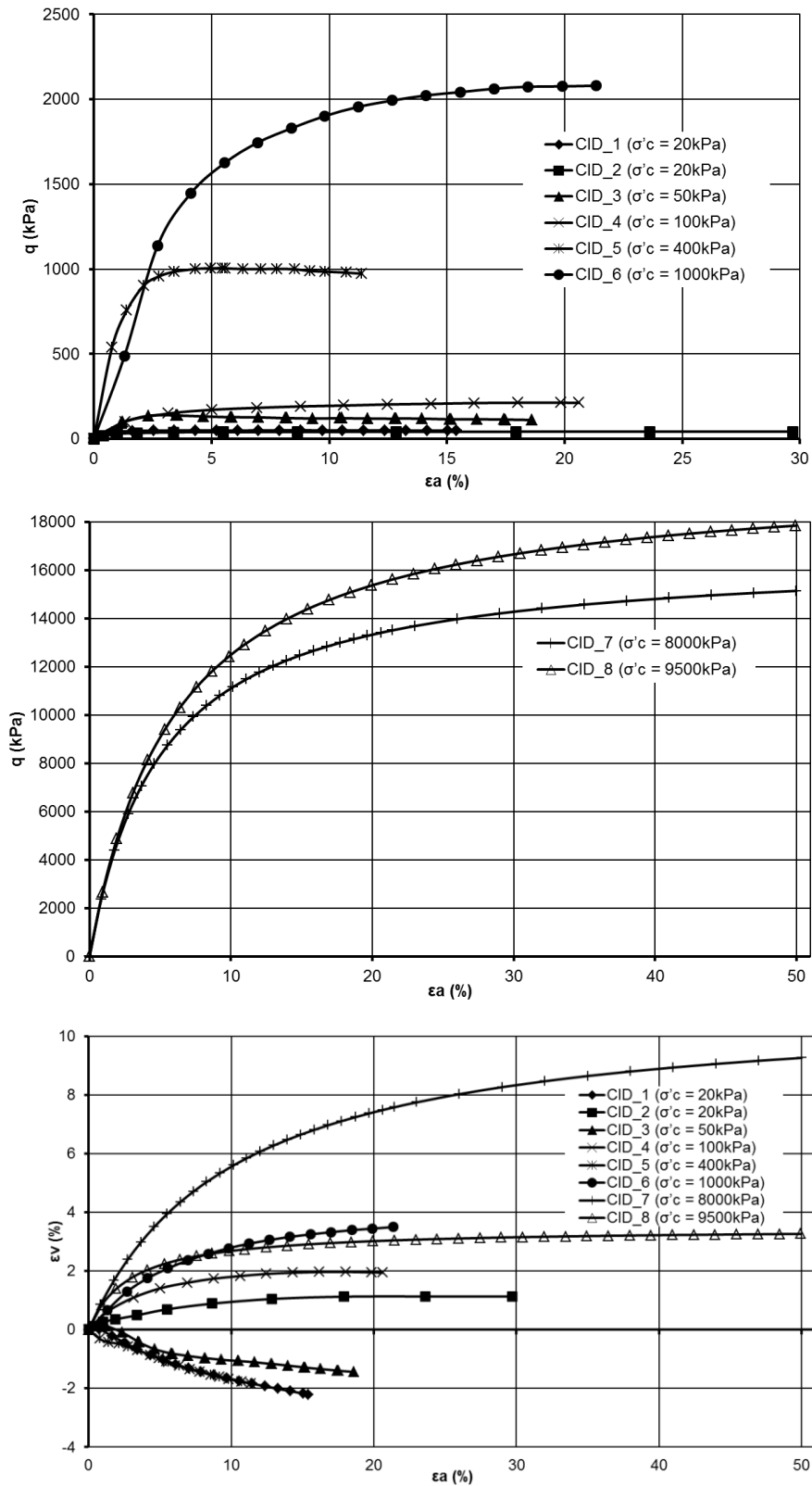


Figura 5.9 – Relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) e relação Extensão volumétrica - Deformação axial do ensaio CID_8 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) obtida pelo Modelo Hiperbólico

Na Figura 5.9 apresenta-se a evolução da extensão volumétrica com a deformação axial obtida através do modelo hiperbólico. De notar que o modelo hiperbólico ajustou-se bem ao ensaio original sendo um bom indicador de que este seguiria a trajetória obtida por este modelo. Uma vez que a extensão volumétrica e a tensão de desvio obtido por este modelo tendem a estabilizar com a deformação axial, considerou-se que a amostra atingiu o estado crítico.

Apresentam-se de seguida os resultados de todos os ensaios triaxiais de compressão realizados em condições drenadas. Para uma melhor interpretação dos mesmos optou-se por separar os ensaios realizados em altas tensões efetivas de confinamento na relação tensão de desvio - deformação axial. Quanto à relação extensão volumétrica - deformação axial, não houve necessidade de representar os ensaios realizados em altas pressões de efetivas confinamento separadamente dos restantes.



a)

b)

Figura 5.10 – a) Relação Tensão de desvio – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão drenados; b) Relação Extensão volumétrica – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão drenados

A partir da Figura 5.10 observa-se a relação entre o índice de compacidade inicial, tensão efetiva de confinamento e o seu efeito no comportamento contractil ou dilatante das amostras.

Observa-se que as amostras com índices de vazios maiores, ou seja, com densidades relativas baixas ou muito baixas, apresentaram comportamento contractil e as amostras com densidades relativas mais elevadas apresentaram comportamento dilatante.

Apesar dos ensaios CID_1, CID_2 e CID_3 ($\sigma'_c = 20\text{kPa}$, $\sigma'_c = 20\text{kPa}$ e $\sigma'_c = 50\text{kPa}$, respetivamente) apresentarem dilatação de volume (aumento de volume), apenas se observou um pico na tensão de desvio no ensaio CID_3. Neste ensaio verificou-se no provete a formação de cunha de rotura.

Através da Figura 5.11 é possível identificar a envolvente de rotura da Areia de Coimbra segundo os ensaios realizados, tendo-se determinado o parâmetro de estado crítico M como sendo igual a 1,29.

Apartir da equação

$$M = \frac{6 \sin \Phi'}{3 - \sin \Phi'} \quad (5.1.)$$

determinou-se que o ângulo de atrito a volume constante, Φ'_{cv} , é de aproximadamente 32° , sendo relativamente semelhante ao valor determinado por Santos (2009) em que $\Phi'_{cv} = 30,1^\circ$.

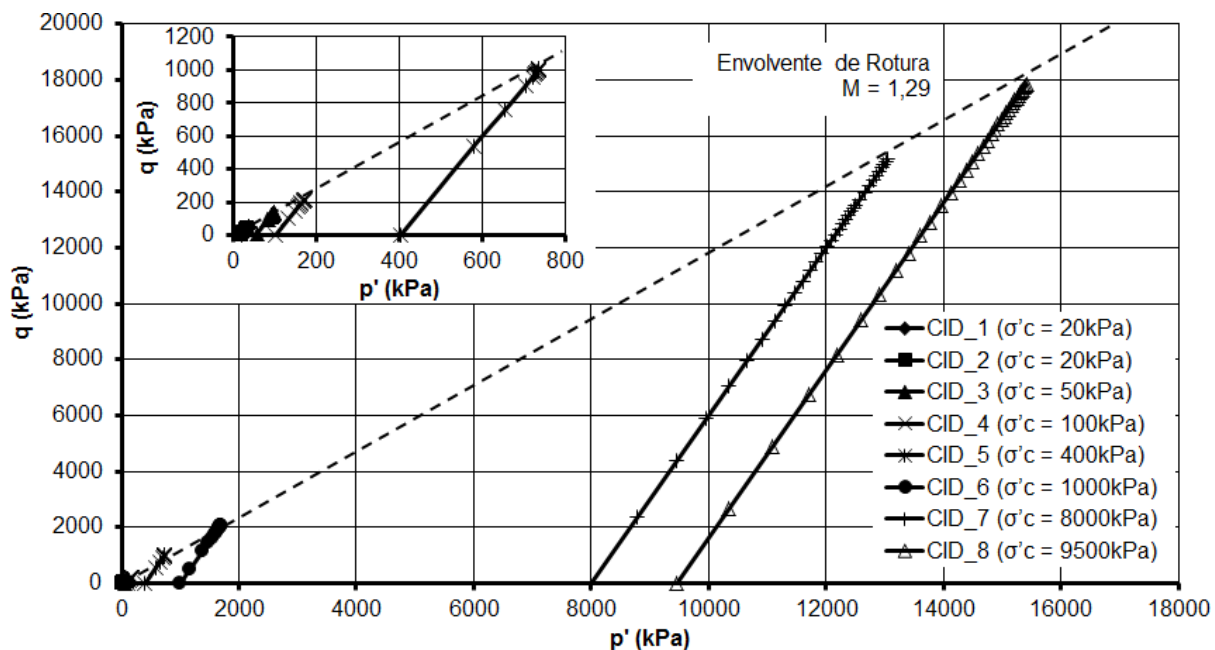


Figura 5.11 – Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios monotónicos de compressão drenados

O conceito de comportamento normalizado, apresentado por Ladd e Foot (1974), deriva de observações empíricas, em que em grande parte dos solos finos e argilosos de comportamento normalizado, ou seja, com estado de compacidade equivalente, as suas características de tensão-deformação-resistência de amostras semelhantes, consolidadas em laboratório sob pressões de confinamento distintas são directamente proporcionais às pressões de consolidação.

Assim, este conceito permite avaliar para materiais de diferente compacidade, leis de tensão deformação de formas distintas, mas tendendo para o mesmo valor de resistência a volume constante, as características mecânicas de outras amostras do mesmo solo, consolidadas a diferentes tensões efetivas e submetidas a ensaios do mesmo tipo.

O comportamento normalizado da Areia de Coimbra, observado nas amostras isotropicamente consolidadas e ensaiadas em condições drenadas é apresentado na Figura 5.12.

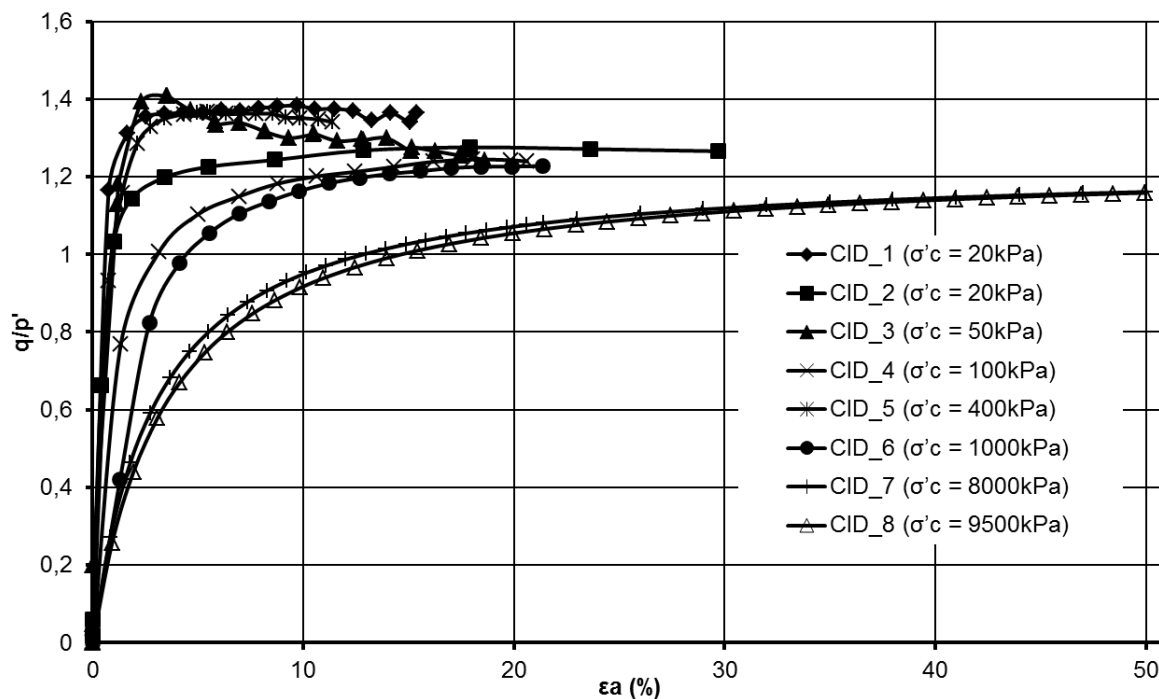


Figura 5.12 – Comportamento normalizado da Areia de Coimbra

Pode-se verificar que todas as amostras tendem para o mesmo valor da razão entre a tensão de desvio e a tensão efetiva média. Assim pode-se constatar que todas as amostras foram realizadas com as mesmas características mecânicas, ou seja, a técnica de *Moist Tamping* (4.4.) foi capaz de reproduzir várias amostras semelhantes.

5.2.2. NÃO DRENADOS

No quadro seguinte descrevem-se resultados dos ensaios triaxiais isotropicamente consolidados em condições não drenadas.

Quadro 5.3 – Resultados dos ensaios triaxiais monotónicos de compressão, isotropicamente consolidados, em condições não drenadas

Ensaio	Preparação		Fim da consolidação		Rotura				
	e_p	e_0	$\sigma'_c = p'_i$ (kPa)	e_i	σ'_{vf} (kPa)	σ'_{hf} (kPa)	p'_f (kPa)	q_f (kPa)	u_f
CIU_1	0,75	0,75	100	0,73	0	0	0	0	100
CIU_2	0,75	0,75	100	0,73	0	0	0	0	100
CIU_3	0,72	0,72	200	0,69	0	0	0	0	200
CIU_4	0,68	0,68	400	0,65	349	41	143	307	153
CIU_5	0,54	0,53	400	0,52	2881	821	1507	2060	-427
CIU_6	0,70	0,70	400	0,67	0	0	0	0	400
CIU_7	0,68	0,68	900	0,63	492	844	844	1056	380
CIU_8	0,67	0,67	1100	0,64	3212	1000	1737	2212	102
CIU_9	0,73	0,75	9500	0,64	6145	1904	3300	4242	7419

Nota: e_p – Índice de vazios de moldagem; e_0 – Índice de vazios após saturação; σ'_c , p'_i – Tensão efetiva de confinamento no início do ensaio; e_i – Índice de vazios no início do ensaio; σ'_{vf} , σ'_{hf} – Tensão efetiva vertical e horizontal, respetivamente, no fim do ensaio; p'_f – Tensão efetiva média no fim do ensaio; q_f – Tensão de desvio no fim do ensaio; u_f – Pressão neutra no fim do ensaio; CIU – Consolidado Isotropicamente não Drenado

Uma vez que apenas alguns ensaios do Quadro 5.3 foram realizados utilizando instrumentação interna, entre eles os ensaios CIU_3, CIU_5, CIU_6 e CIU_8, a determinação da variação do índice de vazios durante as fases de percolação e saturação da amostra nos restantes ensaios, seguiu o mesmo método que foi utilizado na determinação desta variação nos ensaios de compressão em condições drenadas.

De seguida examinam-se dois ensaios com trajetórias características de ensaios triaxiais de compressão em condições não drenadas.

Em relação ao ensaio CIU_5, este foi ensaiado apenas até à deformação axial de aproximadamente 14% constatando-se que a trajetória de tensões não se alteraria para além deste ponto. Este ensaio foi realizado com um índice de compacidade de 85% tendo demonstrado o comportamento característico de uma areia muito compacta sujeita à compressão em condições não drenadas.

Na Figura 5.13 pode-se observar a evolução da tensão de desvio com a deformação axial, verificando-se um pico de tensão de desvio para uma deformação axial relativamente elevada. Verificou-se também, que a amostra tem um comportamento contráctil numa fase muito inicial do ensaio, demonstrando excessos de pressão neutra, evoluindo para um comportamento dilatante, tal como seria de esperar numa areia muito compacta sujeita à compressão.

Verificou-se também (Figura 5.13) que este comportamento dilatante tem como consequência, em ensaios não drenados, a diminuição dos excessos de pressão neutra até valores muito reduzidos, ou, mesmo até valores negativos.

Assim, o ensaio revelou que nestas condições, ou seja, em areias muito compactas com tensões efetivas de confinamento relativamente elevadas (400 kPa) não se verifica o fenómeno de liquefação estática.

Apesar do excesso de pressão neutra e da tensão de desvio estabilizarem antes de 14% de deformação axial, esta amostra não atingiu a linha de estados críticos, o que se deveu em grande medida ao fenómeno de localização de deformações, associado à rotura frágil (Rios Silva *et al.*, 2012).

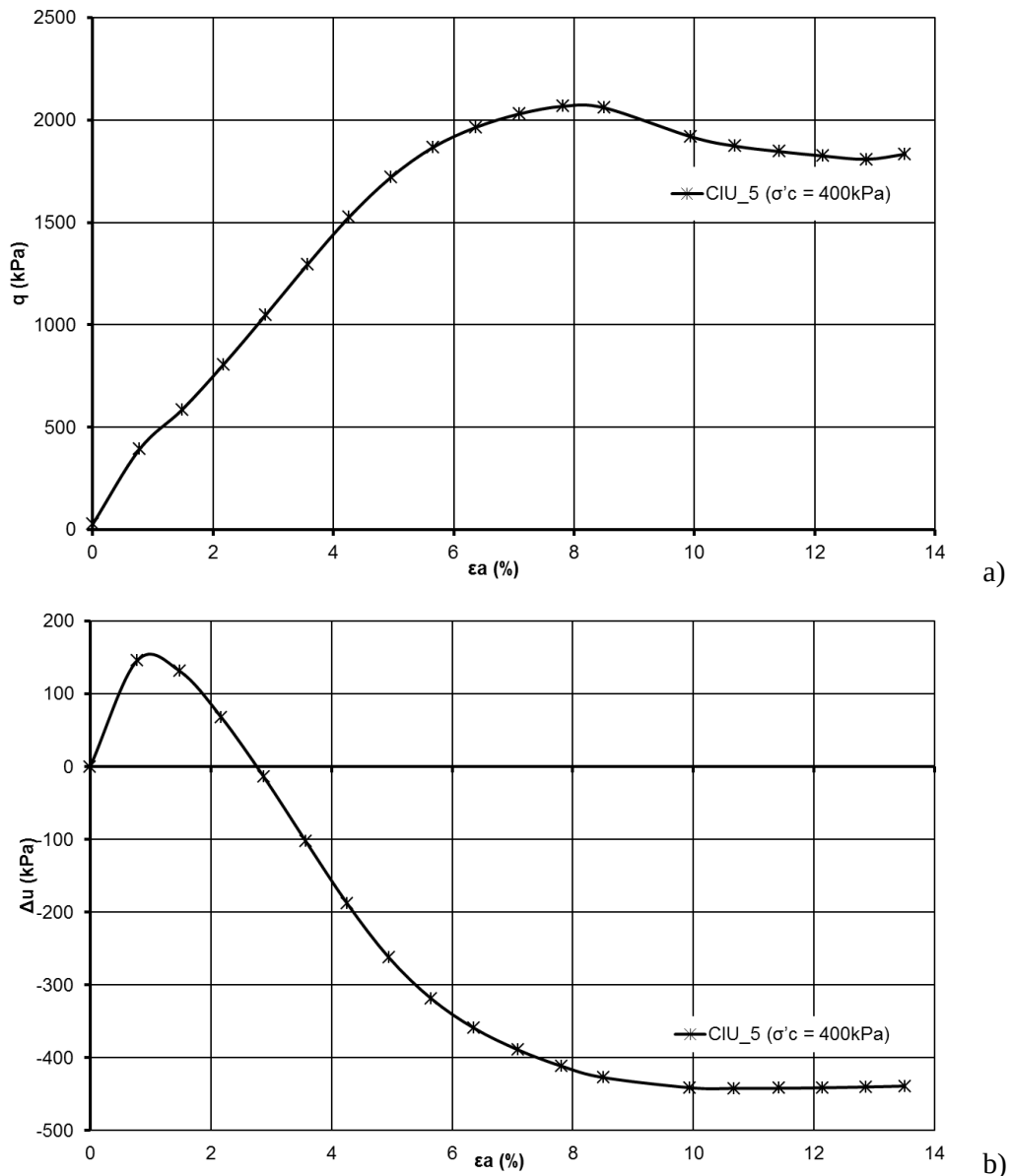


Figura 5.13 – a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio CIU_5 ($\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica – Excesso de pressão neutra do ensaio CIU_5 ($\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$)

O ensaio CIU_6 ($\sigma'_c = 400 \text{ kPa}$) foi realizado com uma tensão efetiva de confinamento igual à do ensaio anteriormente analisado, no entanto o índice de compactidade foi diferente. Este ensaio foi realizado com um índice de compactidade de 30%, ou seja, com uma amostra de areia solta.

Tal como seria de esperar de uma amostra solta, com uma tensão efetiva de confinamento relativamente elevada, a amostra demonstrou contração, o que em condições não drenadas implica o aumento do excesso de pressão neutra. Este comportamento contráctil foi suficiente para o excesso de pressão neutra igualar a tensão de confinamento levando à anulação da tensão efetiva média, ou seja, à liquefação.

Em relação à tensão de desvio, esta aumentou até atingir o pico para uma deformação axial baixa, reduzindo-se a zero após a anulação da tensão efetiva média.

Este comportamento revelou que nestas condições, ou seja, em areias muito soltas com tensões efetivas de confinamento relativamente elevadas (400 kPa) verifica-se o fenómeno de liquefação estática.

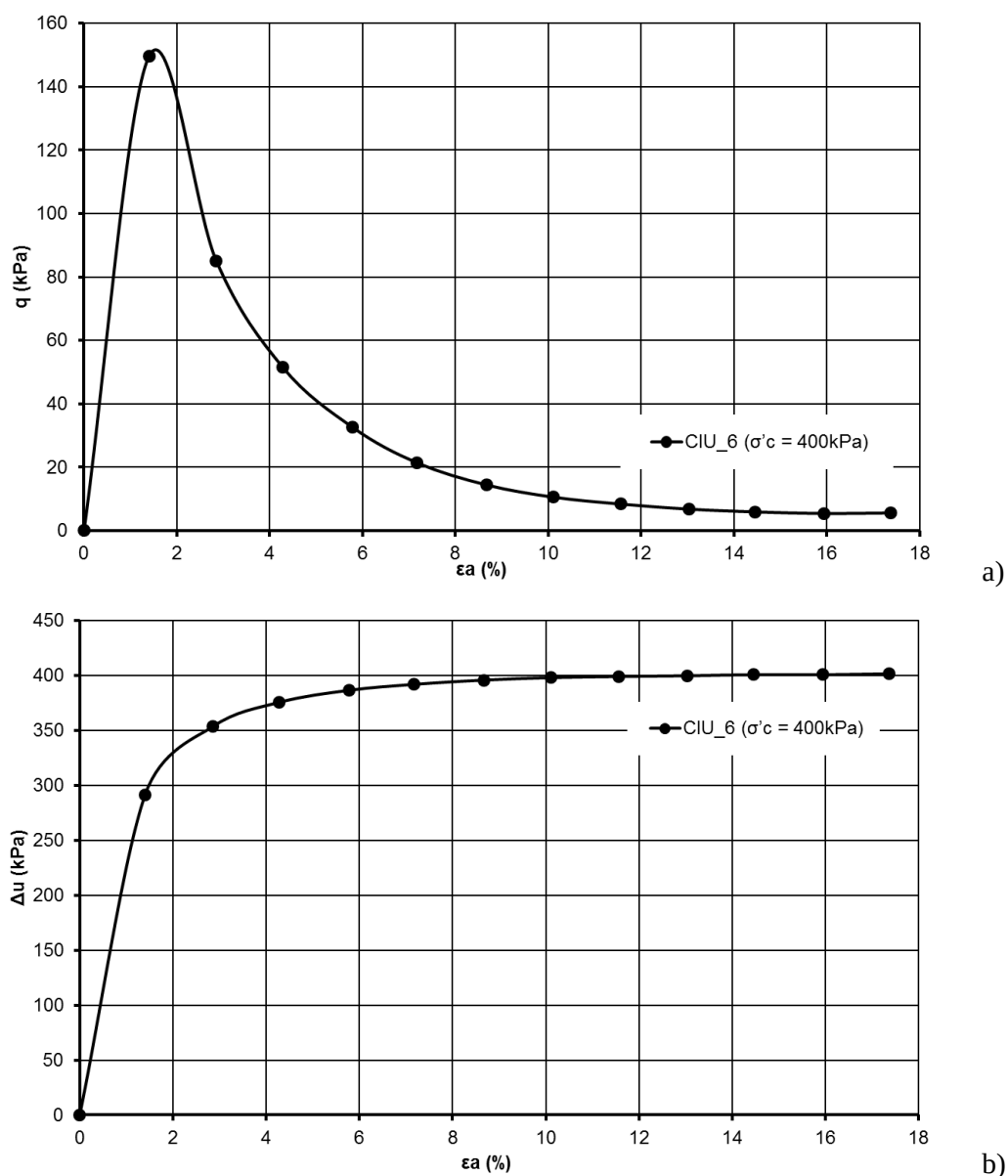


Figura 5.14 – a) Relação Tensão de desvio - Extensão axial do ensaio CIU_6 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$); b) Relação Extensão volumétrica – Excesso de pressão neutra do ensaio CIU_6 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$)

Os resultados de todos os ensaios realizados em condições não drenadas são apresentados seguidamente. Para uma melhor compreensão do comportamento demonstrado, apresenta-se a relação tensão de desvio-deformação axial para os ensaios de amostras que desenvolveram liquefação em separado dos que não desenvolveram liquefação estática.

A relação excesso de pressão neutra-deformação axial é apresentada separadamente para os ensaios realizados com tensões efetivas de confinamento mais elevada e ensaios com tensões efetivas de confinamento mais baixas.

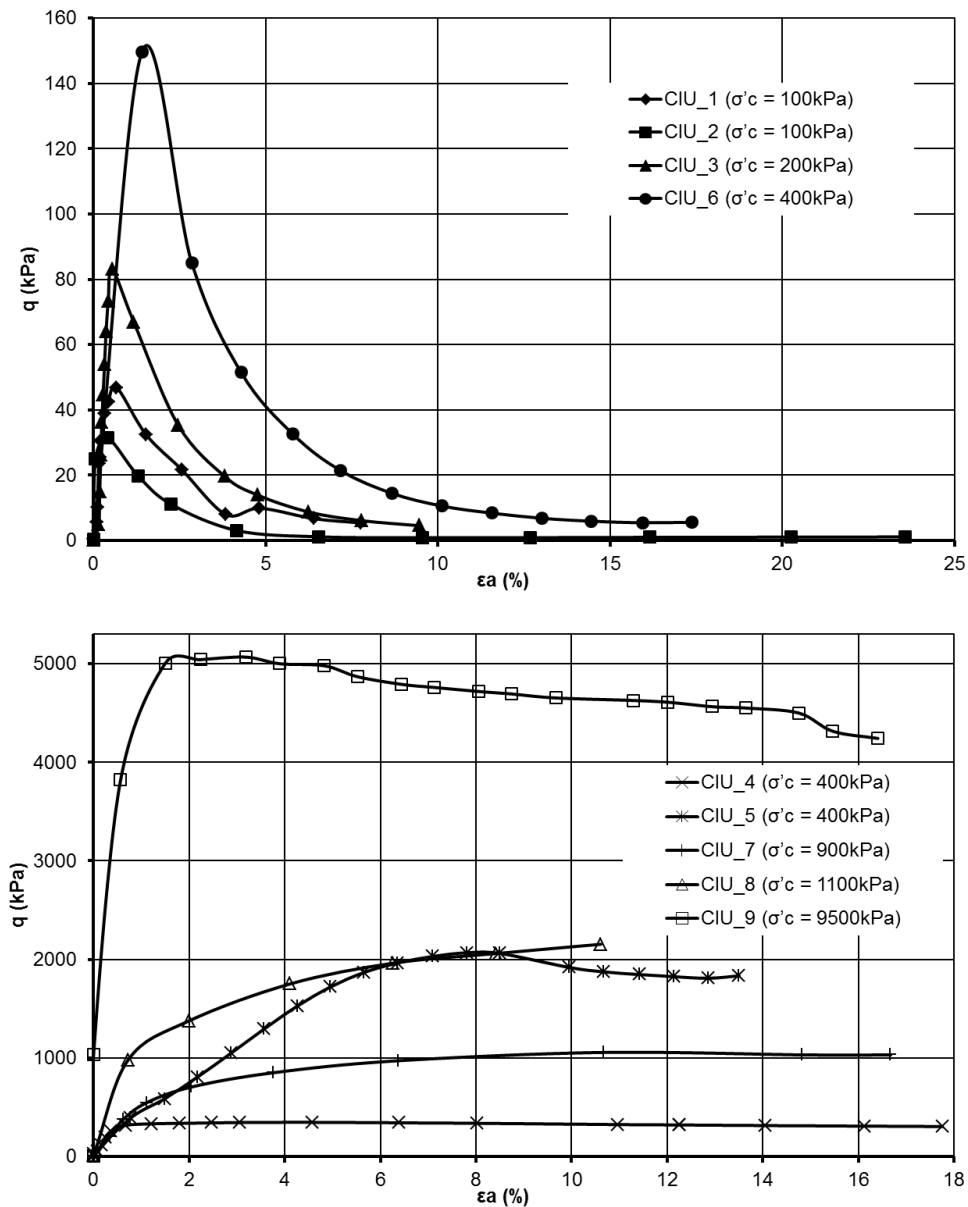


Figura 5.15 – Relação Tensão de desvio – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão não drenados

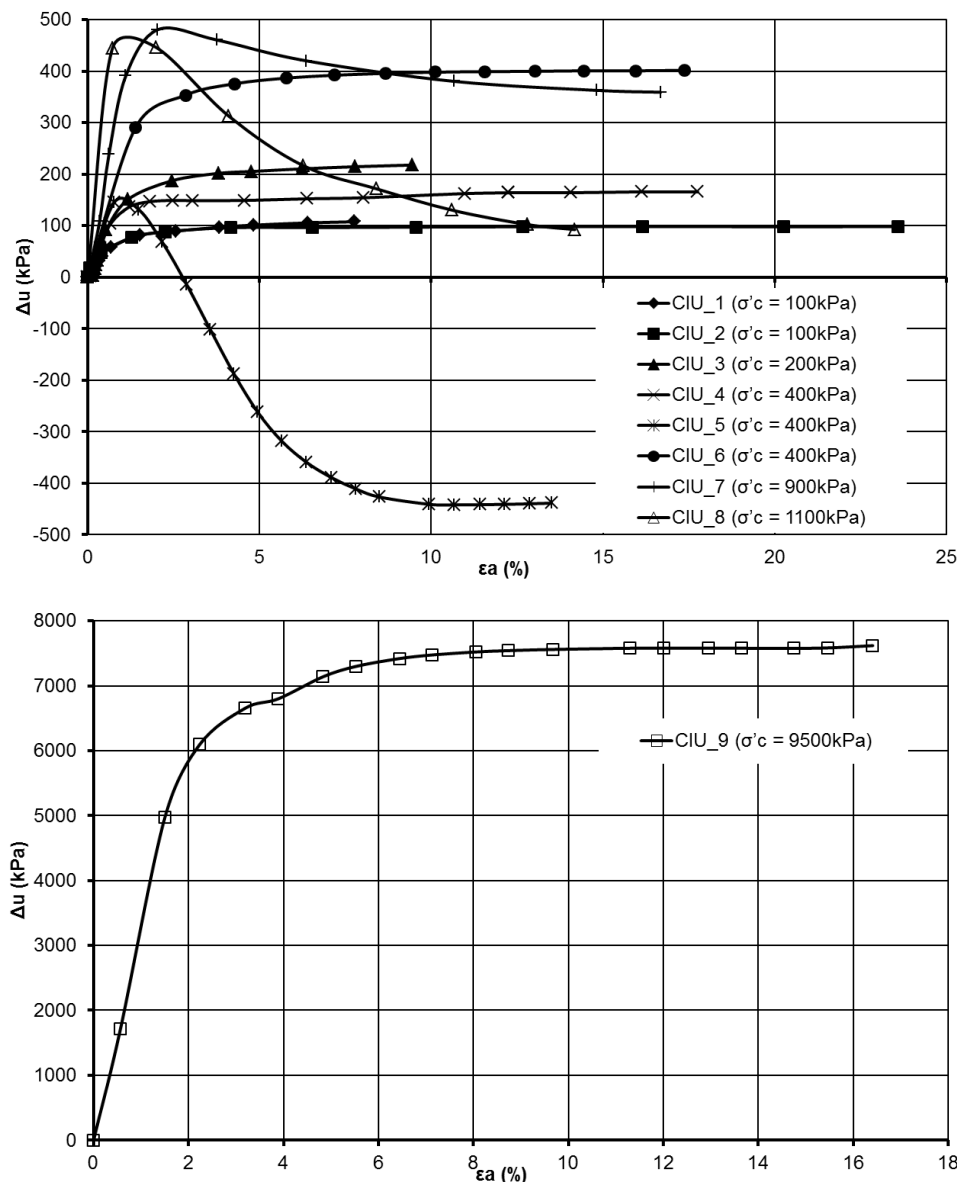


Figura 5.16 – Relação Excesso de pressão neutra – Deformação axial dos ensaios monotónicos de compressão não drenados

Nas Figuras 5.15 e 5.16 observa-se a relação entre o índice de compacidade, tensão efetiva de confinamento e o seu efeito na geração de excessos de pressão neutra positivos ou negativos.

Verificou-se que as amostras com densidades relativamente baixas, com elevado volume de vazios, em tensões efetivas de confinamento baixas, têm tendência para a geração de excessos de pressão neutra positivos podendo anular o valor da tensão efetiva média, desenvolvendo liquefação estática.

Observou-se ainda que as amostras com índices de compacidade mais elevados para baixas tensões efetivas de confinamento, demonstraram geração de excesso de pressão neutra positiva, nalguns casos mantendo este valor para altas deformações, ou noutros casos, evoluindo para excessos de pressão neutra negativos.

De notar que os comportamentos demonstrados pelos ensaios CIU_4 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$) e CIU_6 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$), realizados com índices de compacidade semelhantes, são distintos, podendo dever-se ao

facto de o ensaio CIU_4 ter sido realizado sob tensão controlada enquanto que o ensaio CIU_6 foi realizado sob deformação controlada.

A Figura 5.17 apresenta a relação entre a tensão de desvio e a tensão efetiva média de todos os ensaios realizados. Desta feita, separou-se o ensaio de altas pressões para uma melhor percepção dos resultados.

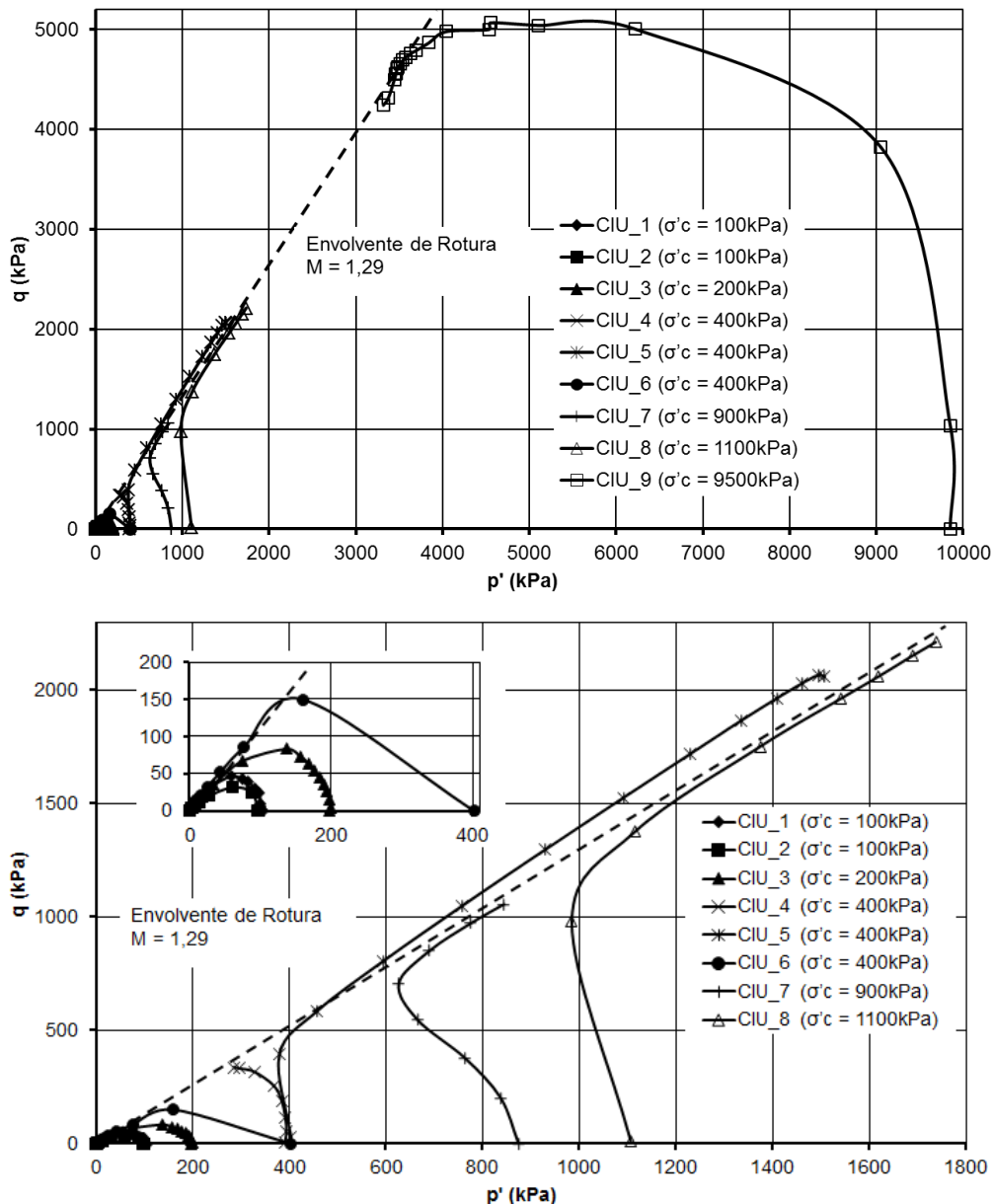


Figura 5.17 – Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média de todos os ensaios monotónicos de compressão não drenados

Através da Figura 5.17 é possível observar os diferentes comportamentos dos diversos ensaios realizados.

Os ensaios CIU_1, CIU_2, CIU_3 e CIU_6 ($\sigma'_c = 100$ kPa, $\sigma'_c = 100$ kPa, $\sigma'_c = 200$ kPa e $\sigma'_c = 400$ kPa, respetivamente) demonstram a anulação da tensão efetiva média, pelo que desenvolveram liquefação estática.

Os ensaios CIU_4, CIU_5 e CIU_7 CIU_8 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$, $\sigma'_c = 400\text{kPa}$, $\sigma'_c = 900\text{kPa}$ e $\sigma'_c = 1100\text{kPa}$, respetivamente) demonstraram uma diminuição considerável da tensão efetiva média, porém aquando da dilatação da amostra, o excesso de pressão neutra estabiliza ou diminui, levando ao aumento da tensão efetiva média. As amostras exibiram então liquefação limitada.

Em relação ao ensaio CIU_4 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$) (Figura 5.17), não foi visível a inversão uma vez que o ensaio teve que ser interrompido devido a limitações do equipamento, antes que tal se verificasse. Porém, uma vez que a relação q/p' se manteve constante ao longo da deformação axial, visível na Figura 5.18, foi possível assumir que tal se iria verificar.

Em relação ao ensaio CIU_9 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) este demonstrou uma diminuição na tensão efetiva média até ao ponto em que atingiu o estado crítico. Visto que esse ensaio foi realizado de forma a que ficasse do lado húmido da linha de estados críticos era de prever que a tensão efetiva média diminuísse até ao valor do estado crítico e o mantivesse para grandes deformações.

O comportamento normalizado dos ensaios triaxiais monotónicos de compressão, isotropicamente consolidados ensaiados, em condições não drenadas está descrito na Figura 5.18.

Pode-se observar que em relação aos ensaios em que se verificou liquefação, a razão q/p' aumentou consoante a tensão efetiva média tendia para zero, ou seja, liquefação estática. Nos restantes ensaios a razão q/p' mantém constante ao longo da deformação axial, demonstrando o efeito de liquefação limitada, ou seja, numa fase inicial a tensão efetiva média diminuiu consideravelmente, passando a aumentar, após a fase de inversão, na mesma razão que a tensão de desvio.

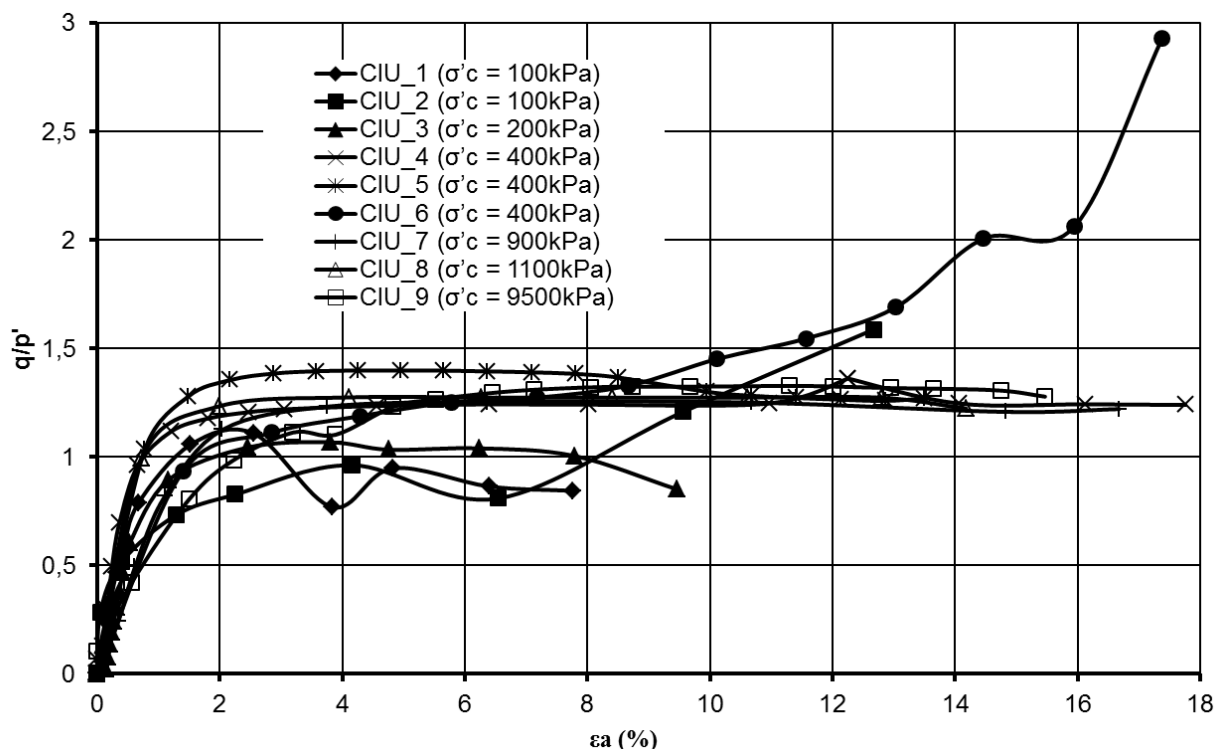


Figura 5.18 – Comportamento normalizado da Areia de Coimbra

5.2.3. LINHA DE ESTADOS CRÍTICOS

A realização dos ensaios em condições drenadas e não drenadas permitiu estabelecer a linha de estados críticos para a Areia de Coimbra. Esta relação entre a tensão efetiva média e o índice de vazios é apresentada na Figura 5.19.

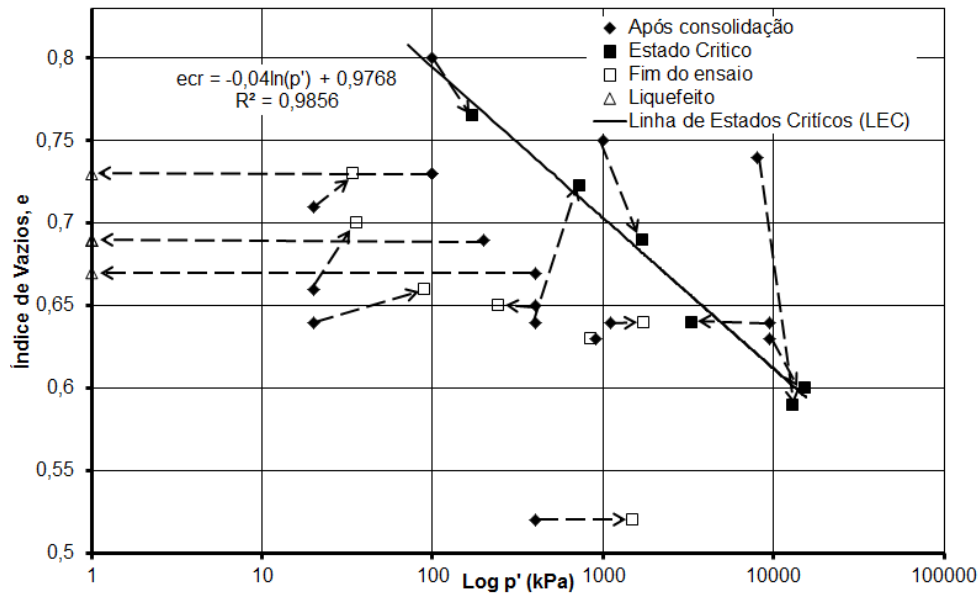


Figura 5.19 – Linha de estados críticos da Areia de Coimbra

Em relação aos ensaios realizados em condições drenadas, apenas se considerou que os ensaios CID_4, CID_5, CID_6, CID_7 e CID_8 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$, $\sigma'_c = 400\text{kPa}$, $\sigma'_c = 1000\text{kPa}$, $\sigma'_c = 8000\text{kPa}$ e $\sigma'_c = 9500\text{kPa}$, respetivamente) atingiram a linha de estados críticos, sendo que em relação aos ensaios CID_7 e CID_8, os pontos correspondentes ao estado crítico foram obtidos pelo modelo hiperbólico previamente descrito. Os restantes ensaios drenados não atingiram LEC pelo que não foram considerados na definição da mesma.

Em relação aos ensaios realizados em condições não drenadas considerou-se que apenas o ensaio CIU_9 ($\sigma'_c = 9500\text{kPa}$) atingiu a linha de estados críticos, tendo sido considerado na definição da mesma.

De notar que apenas um ensaio no ramo seco atingiu o estado crítico, o que demonstra a grande dificuldade que as amostras em condições semelhantes (ramo seco) têm em atingir a linha de estados críticos, devido à rotura em superfície planar (localização de tensões). Por outro lado, todas as amostras situadas no ramo húmido atingiram a LEC, o que revela uma maior facilidade de tendência das amostras para a mesma linha, devido à maior homogeneidade do estado de tensão na globalidade do provete (Rios Silva *et al.*, 2012).

Assim, na definição da linha de estados críticos verificou-se que esta é mais facilmente determinada quando o estado inicial das amostras se situa no ramo húmido da mesma.

Em relação ao ensaio CID_7 ($\sigma'_c = 8000\text{kPa}$) é de notar que o ponto correspondente ao índice de vazios no fim da consolidação está muito acima do que seria de esperar para uma areia com este nível de tensão efetiva de confinamento. Tal deveu-se ao comportamento da amostra durante as fases de percolação e saturação, consistindo num acentuado aumento do índice de vazios.

De forma a ultrapassar esta anomalia, recorreu-se às curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios situados no ramo húmido da linha dos estados críticos, apresentada na Figura 5.20.

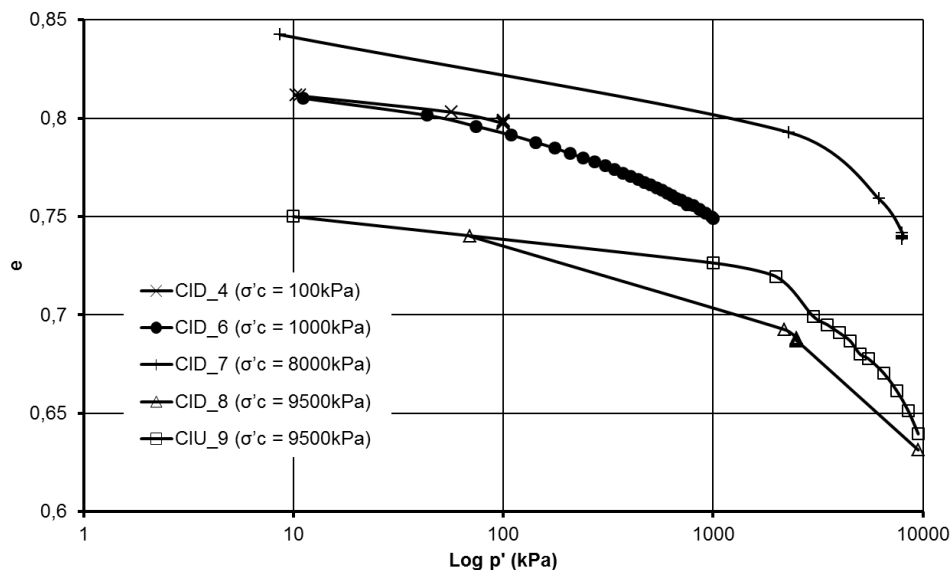


Figura 5.20 – Curvas de compressibilidade da Areia de Coimbra

Assim, é possível constatar o ajuste de todos os ensaios à exceção do ensaio CID_7 ($\sigma'_c = 8000\text{kPa}$) que está muito acima das restantes. Porém, se se considerar que parte da extensão volumétrica sofrida por esta amostra na fase de corte corresponde à recuperação do erro associado à fase de percolação e saturação da amostra e que este erro corresponde à diferença entre a curva de compressibilidade da mesma amostra e as restantes, é possível determinar o ponto final do seu processo de consolidação (sobre a linha normalmente consolidada).

Apesar do baixo número de ensaios situados no lado húmido da LEC, foi possível estimar com alguma segurança a linha normalmente consolidada, sensivelmente paralela à LEC, apresentada na Figura 5.21, considerando os ensaios CID_4, CID_6, CID_7, CID_8 e CIU_9 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$, $\sigma'_c = 1000\text{kPa}$, $\sigma'_c = 8000\text{kPa}$, $\sigma'_c = 9500\text{kPa}$ e $\sigma'_c = 9500\text{kPa}$, respetivamente).

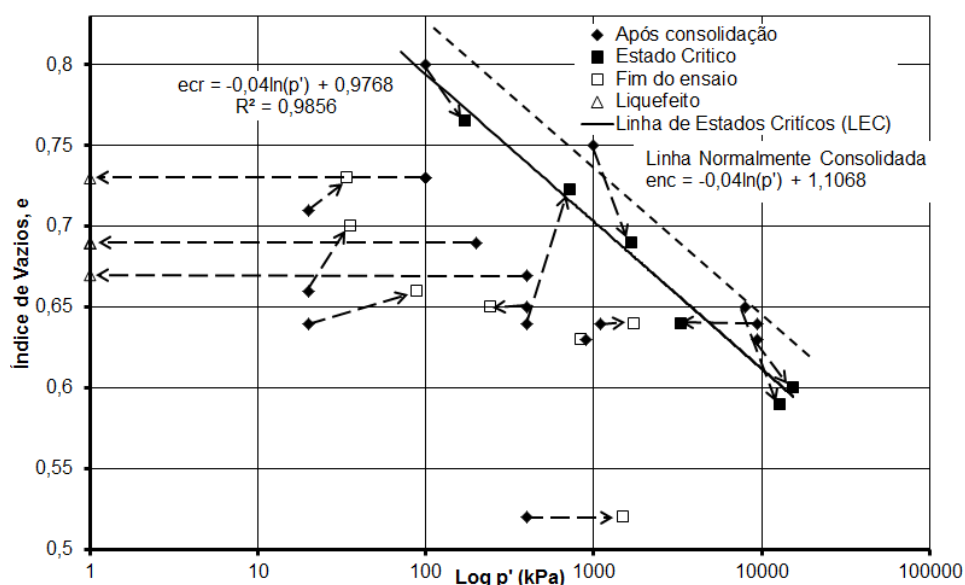


Figura 5.21 – Linha de estados críticos e Linha normalmente consolidada da Areia de Coimbra

5.2.4. NOTA SOBRE OS ENSAIOS DE ALTAS TENSÕES EFETIVAS DE CONFINAMENTO

Os ensaios de altas pressões com solos granulares não podem ser realizados utilizando a membrana de latex utilizada nos restantes ensaios. Tal deve-se ao risco de rompimento da mesma aquando da aplicação das tensões efetivas de confinamento e consequente ajuste da membrana à amostra. Este ajuste pode provocar o corte da membrana através das arestas angulares das partículas do solo.

De forma a anular este risco, utilizou-se na realização de ensaios de altas pressões um conjunto de membranas sobrepostas consistindo em duas membranas de latex e uma de borracha. Uma das membranas de latex serviu de guia para a preparação do provete ficando em contacto direto com o solo e a outra membrana serviu de guia para a colocação da instrumentação interna. A membrana de borracha foi colocada entre as membranas de latex e a sua função foi apenas de servir de fronteira entre o interior da amostra e o exterior da mesma.

Por conseguinte, a rigidez do conjunto de membranas utilizadas foi muito superior à rigidez da membrana de latex utilizada nos restantes ensaios.

Outro aspeto distinto dos ensaios realizados com tensões efetivas de confinamento altas foi o processo de saturação da amostra. Este processo, ao contrário dos restantes ensaios, foi realizado manualmente através de incrementos instantâneos ou quase instantâneos da pressão na célula e da contrapressão até atingir a pressão desejada.

O conjunto destes aspetos pareceu influenciar a variação do índice de vazios durante as fases de percolação e saturação da amostra, provocando um aumento considerável do mesmo.

Uma vez que a rigidez do conjunto de membranas utilizadas era considerável e o processo de saturação foi realizado manualmente, aquando do aumento da contrapressão podem-se ter formado bolbos de água, entre a amostra e a base, provocando deformação axial negativa enquanto que a deformação radial não se alterou devido à rigidez da membrana.

Esta deformação espúria do provete tem como efeito um aumento do índice de vazios calculado a partir dos registos dos deslocamentos da instrumentação interna disposta no contorno do provete. O facto da variação da velocidade de aumento da contrapressão pareceu desempenhar um papel importante neste fenómeno, sendo que a variação do índice de vazios aumenta com o aumento da velocidade de incremento da contrapressão.

Este aumento do índice de vazios deveria ter sido recuperado aquando da aplicação da tensão efetiva de confinamento. Porém o ensaio CID_7 ($\sigma'_c = 8000\text{kPa}$), por razões desconhecidas não demonstrou a recuperação esperada, tendo ficado muito aquém do que deveria ser o seu índice de vazios para a respetiva tensão efetiva de confinamento.

Assim, através das considerações anteriormente referidas, foi possível determinar o seu índice de vazios normalmente consolidado e o índice de vazios no estado crítico.

5.3. ENSAIOS TRIAXIAIS CÍCLICOS

Os ensaios triaxiais cíclicos realizados em condições não drenadas estão descritos no Quadro 5.4.

Quadro 5.4 – Resultados dos ensaios triaxiais cíclicos, consolidados anisotropicamente ($K_0 = 0,5$), em condições não drenadas

Ensaio	Preparação		Fim da Consolidação				Ação Cíclica			
	e_p	e_0	σ'_{v0} (kPa)	σ'_{h0} (kPa)	e_i	CSR	q_{cyc} (kPa)	Nº ciclos	ε_f (%)	N $\varepsilon_{5\%}$
CK ₀ (=0,5)Ucyc_1	0,71	0,71	40	20	0,71	0,30	6	2	Liq	Liq
CK ₀ (=0,5)Ucyc_2	0,67	0,67	40	20	0,67	0,24	14	114	0,6	(-)
CK ₀ (=0,5)Ucyc_3	0,66	0,66	40	20	0,66	0,26	16	101	0,4	(-)
CK ₀ (=0,5)Ucyc_4	0,69	0,69	100	50	0,69	0,08	10	70	0,6	(-)
CK ₀ (=0,5)Ucyc_5	0,64	0,64	100	50	0,64	0,22	31	419	1,1	(-)
CK ₀ (=0,5)Ucyc_6	0,76	0,76	100	50	0,76	0,11	16	37	Liq	Liq
CK ₀ (=0,5)Ucyc_7	0,75	0,75	100	50	0,75	0,14	24	3	Liq	Liq

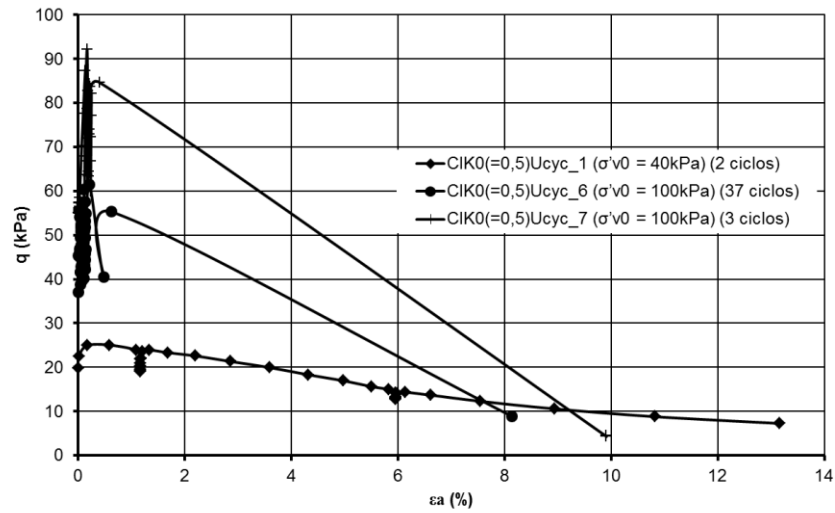
Nota: e_p - Índice de vazios de moldagem; e_0 - Índice de vazios após saturação; σ'_{v0} , σ'_{h0} - Tensão efetiva vertical e horizontal, respetivamente, no início do ensaio; e_i - Índice de vazios no início do ensaio; CSR - Razão de ação cíclica; q_{cyc} - Amplitude de tensão de desvio aplicada; Nº ciclos - Nº de ciclos total do ensaio; ε_{final} - Extensão axial no fim do ensaio; $N\varepsilon_{5\%}$ - Nº de ciclos correspondente à extensão axial de 5; CK₀(=0,5)Ucyc - Consolidado Anisotropicamente ($K_0=0,5$) não Drenado Cíclico; Liq. - Liquefação cíclica

De salientar que não se utilizou instrumentação interna na realização dos ensaios presentes no Quadro 5.4, considerando-se que a deformação axial sofrida pela amostra foi determinada através do LVDT externo. Todos os ensaios foram realizados com tensão controlada.

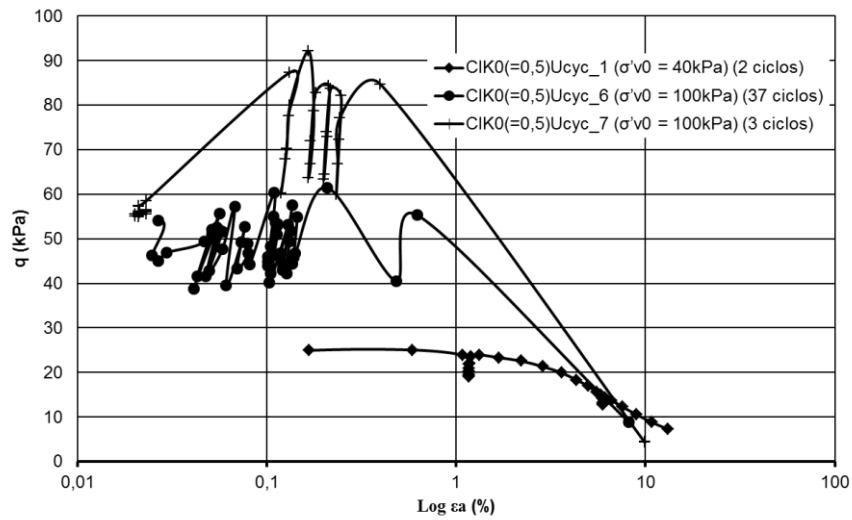
A variação volumétrica da amostra aquando da consolidação foi determinada através do medidor automático de volume. Relativamente à variação volumétrica da amostra na fase de percolação e saturação, recorreu-se à metodologia utilizada para a determinação do mesmo nos ensaios monotónicos.

As amostras foram consolidadas anisotropicamente ($K_0 = 0,5$) com o objetivo de melhor simular as condições presentes na natureza dos materiais arenosos e atendendo às potencialidades dos equipamentos utilizados, ciente porém que outros autores realizam ensaios dos mesmo tipo com amostras isotropicamente consolidadas.

De forma a permitir uma melhor compreensão do comportamento das amostras optou-se por separar os ensaios em que se verificou liquefação cíclica dos demais na representação da relação tensão de desvio-deformação axial (Figura 5.22). Nesta figura representa-se esta relação em duas escalas, aritmética e logarítmica, sendo a segunda escolhida por ser mais clara a diferença na evolução do comportamento transiente nos três ensaios.



a)



b)

Figura 5.22 – a) Relação Tensão de desvio – Deformação axial (escala aritmética); b) Relação Tensão de desvio – Deformação axial (escala logarítmica)

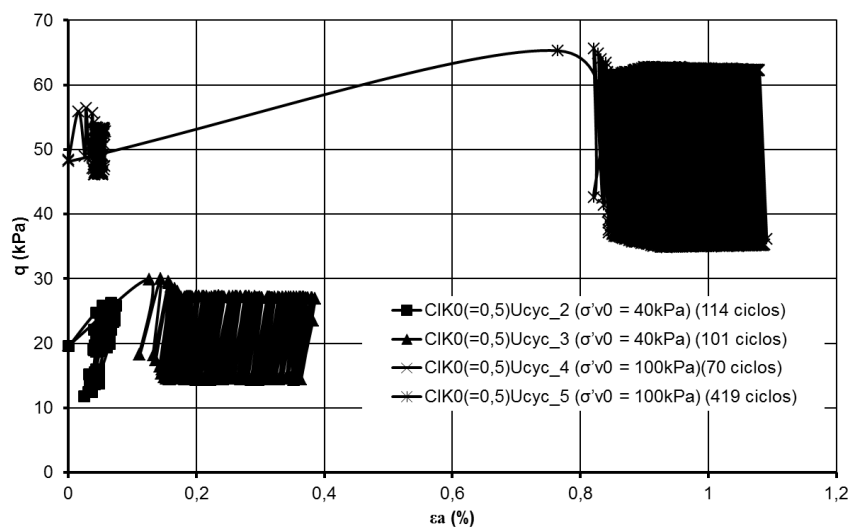


Figura 5.23 – Relação Tensão de desvio – Deformação axial dos ensaios cíclicos

Através das Figuras 5.22 e 5.23 é perceptível o carregamento cíclico e a evolução da deformação axial demonstrada pela amostra aquando da aplicação do carregamento cíclico.

No caso dos ensaios que demonstraram liquefação cíclica é visível a perda de tensão de desvio com deformação axial reduzida e o rápido aumento desta última após a liquefação cíclica.

No caso dos ensaios que não liquefizeram, é visível o carregamento cíclico e a deformação axial provocada por este. Porém nestas condições de índice de compacidade e tensão efetiva de confinamento, a razão de ação cíclica aplicada não foi suficiente para que se desenvolvesse liquefação cíclica, tendo-se verificado apenas, mobilidade cíclica.

Em relação à deformação axial, optou-se por não prolongar o ensaio para além do representado visto que se considera que a liquefação cíclica associada a fenómenos sísmicos (cujo tempo de ação mais intensa varia entre 15 a 20 segundos) ocorre para um baixo número de ciclos.

Mantendo o critério de representação utilizado anteriormente, optou-se por separar os ensaios que demonstraram mobilidade cíclica de forma a permitir um melhor entendimento da relação tensão efetiva média-tensão de desvio de todos os ensaios.

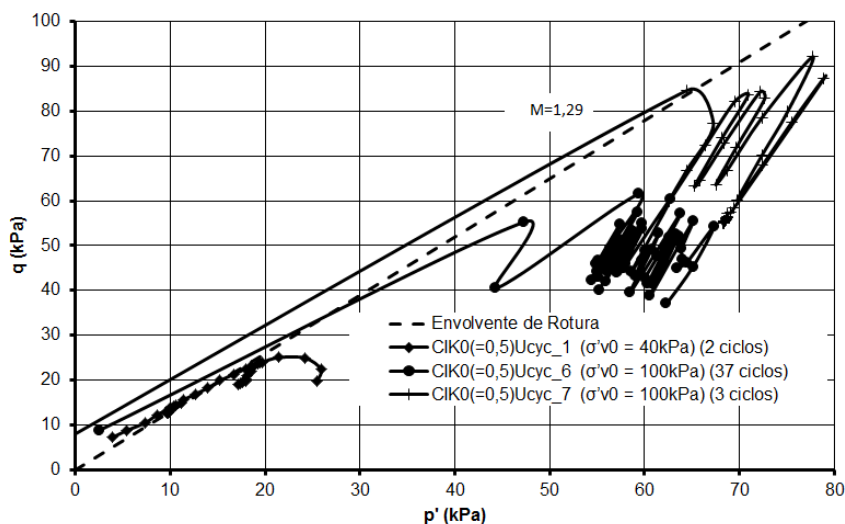
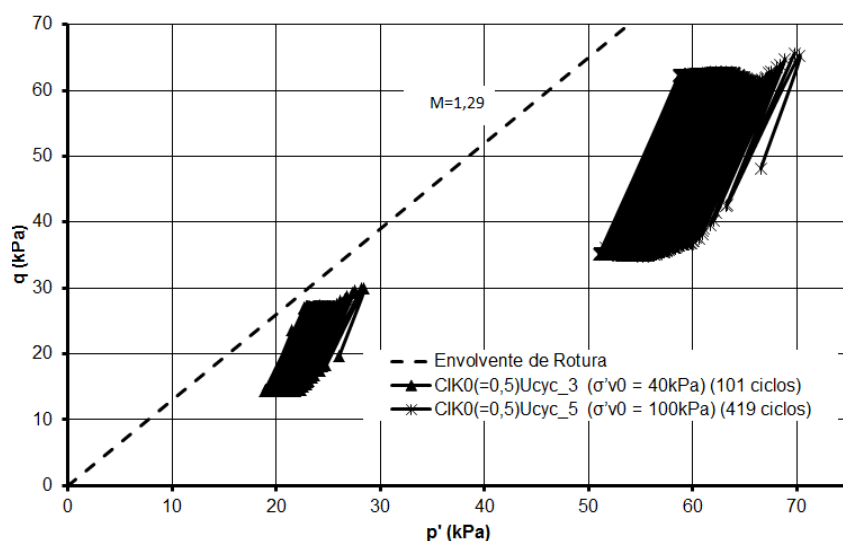


Figura 5.24 – Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média das amostras que demonstraram liquefação cíclica



a)

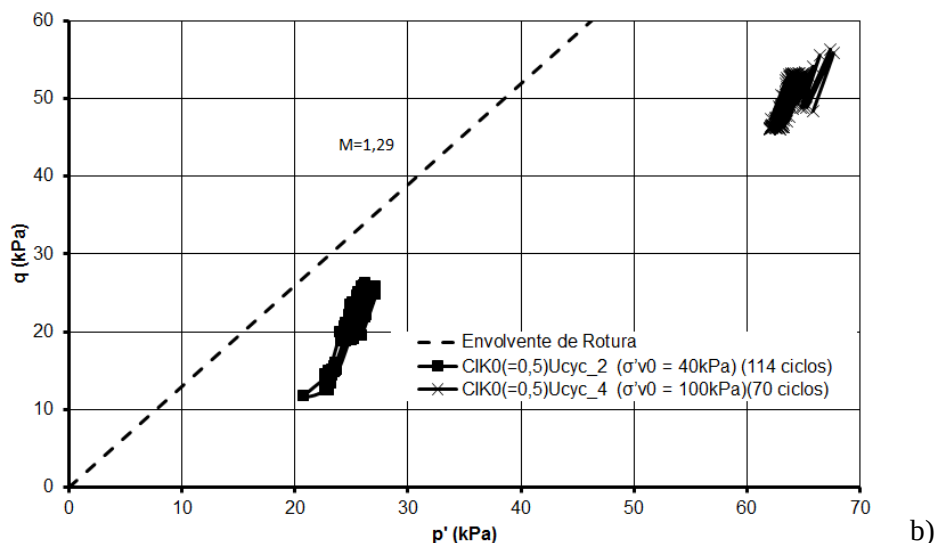


Figura 5.25 – a) e b) Relação Tensão de desvio – Tensão efetiva média das amostra que não liquefizeram ciclicamente

As Figuras 5.24 e 5.25 representam a trajetória de tensões seguida pelos diversos ensaios. Constatou-se que ocorreu liquefação cíclica nos ensaios $CIK_0(=0,5)Ucyc_1$, $CIK_0(=0,5)Ucyc_6$ e $CIK_0(=0,5)Ucyc_7$ ($\sigma'_{v0} = 40\text{kPa}$, $\sigma'_{v0} = 100\text{kPa}$ e $\sigma'_{v0} = 100\text{kPa}$) uma vez que o excesso de pressão neutra provocado pela ação cíclica anulou a tensão efetiva média.

Nos demais ensaios, a ação cíclica não foi suficiente para provocar excessos de pressão neutra suficientes para se verificar a anulação da tensão efetiva média, não se verificando liquefação. Porém, nestes ensaios verificou-se mobilidade cíclica, uma vez que a cada ciclo de carregamento a amostra demonstrou um aumento da deformação axial.

De notar que os ensaios $CIK_0(=0,5)Ucyc_6$ e $CIK_0(=0,5)Ucyc_7$ foram realizados na célula do tipo Bishop-Wesley com frequência de carregamento de com frequência $5,6E-3\text{ Hz}$ e os restantes ensaios foram realizados na prensa cíclica (4.1.2.) com frequência de carregamento de $0,1\text{ Hz}$. Apesar de se terem utilizado frequências de carregamento distintas dos restantes e segundo Tatsuoka *et al.* (1986) considerou-se que esta diferença não é relevante no presente estudo.

Tendo estes ensaios sido realizados na célula do tipo Bishop-Wesley, não foi possível utilizar ciclos de carregamento do tipo sinusoidal. Porém considerou-se que esta diferença não foi relevante para o presente estudo visto que se verificou liquefação para valores esperados de razão de ação cíclica.

Em relação aos ensaios realizados com a prensa cíclica descrita em 4.1.2., com frequência de carregamento de $0,1\text{ Hz}$, considerou-se que a célula de carga de 10 kN utilizada não foi apropriada para a realização deste tipo de ensaios, visto que, para ensaios com índices de compactidade e tensões efetivas de confinamento baixas, e aplicação de razão de ação cíclica baixa, a célula de carga não revelou sensibilidade suficiente para a realização dos mesmos.

Foi perceptível em todos os ensaios, que o processo de aplicação da carga cíclica não foi uniforme. Nos ensaios realizados na prensa cíclica esta questão deveu-se ao ajuste automático de parâmetros do programa controlador da prensa, por parte do mesmo. Em relação aos ensaios realizados na célula do tipo Bishop-Wesley, tal deveu-se à utilização dos motores a passo no processo de aplicação da carga cíclica, com menor capacidade de controlo em modo fechado.

Apresenta-se de seguida a representação do conjunto de ensaios na relação razão de ação cíclica-velocidade de propagação das ondas S normalizada.

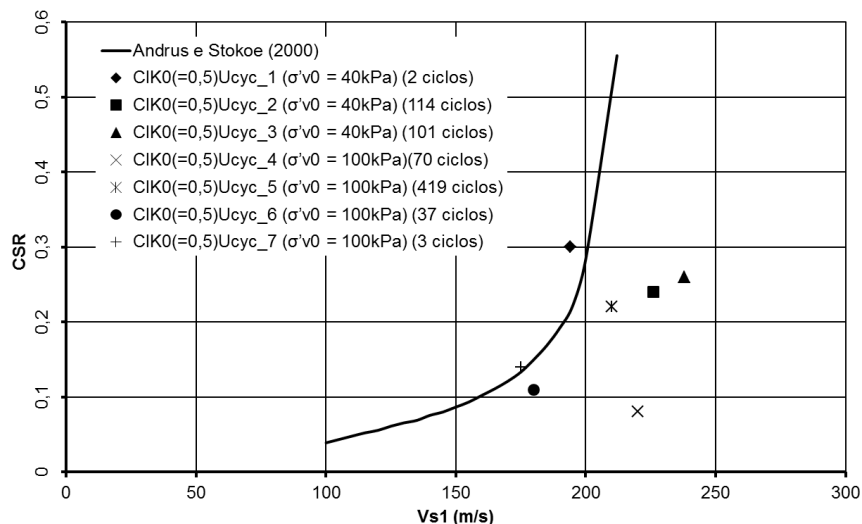


Figura 5.26 – Relação Razão de ação cíclica – Vs1 da Areia de Coimbra

Na Figura 5.26, os pontos situados acima da relação proposta por Andrus e Stokoe (2000) correspondem a provetes que liquefizeram enquanto que os ensaios situados abaixo desta, correspondem a provetes que não liquefizeram.

Esta representação é interessante no que toca à determinação *in situ* da suscetibilidade de liquefação uma vez que a velocidade de propagação das ondas sísmicas pode ser determinada através de ensaios geofísicos (também designados de sísmicos), como o *Cross-Hole*, cones sísmicos (SCPTU) ou dilatómetros sísmicos (SDMT).

De notar que o ponto correspondente ao ensaio CIK0(=0,5)Ucyc_6 está representado abaixo da linha apesar de ter demonstrado liquefação. Tal deve-se ao facto de para se verificar a liquefação serem necessários 37 ciclos de carregamento, mais do que o número de ciclos gerados normalmente por sismos correntes.

A Figura 5.27 representa a relação parâmetro de estado - razão de ação cíclica de todos os ensaios realizados.

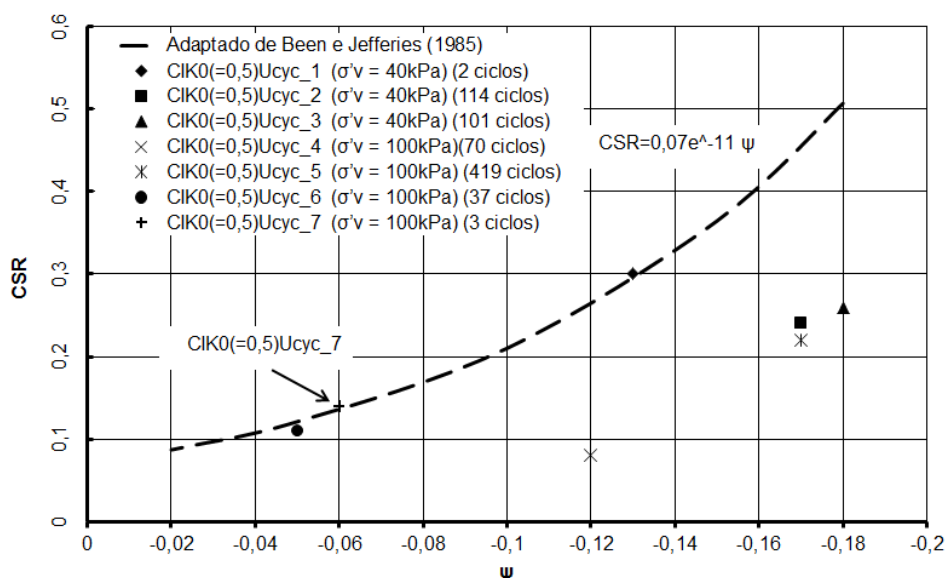


Figura 5.27 – Relação Razão de ação cíclica – Parâmetro de estado da Areia de Coimbra

De forma análoga à representação anterior, os ensaios que desenvolveram liquefação cíclica correspondem aos pontos acima da linha e os ensaios que não demonstraram liquefação cíclica correspondem aos restantes pontos.

Esta representação é muito expedita uma vez que apenas é necessário conhecer o índice de vazios e a tensão efetiva de confinamento da amostra e o índice de vazios crítico correspondente à respetiva tensão efetiva de confinamento, o que após o conhecimento da linha de estados críticos é muito simples de determinar.

Em relação ao ensaio $CIK_0(=0,5)Ucyc_6$ este é representado abaixo da linha pela mesma razão descrita anteriormente.

A razão de resistência cíclica para a Areia de Coimbra apresentada na Figura 5.27 é adaptada de Been e Jefferies (1985) tendo-se alterado as constantes a ela associadas. Assim, a razão de resistência cíclica sugerida para a areia de Coimbra é dada pela equação seguinte

$$CRR = 0,07e^{-11\psi} \quad (5.2.)$$

A Figura 5.28 apresenta a comparação da razão de resistência cíclica entre a Areia de Coimbra e a Areia da Argélia.

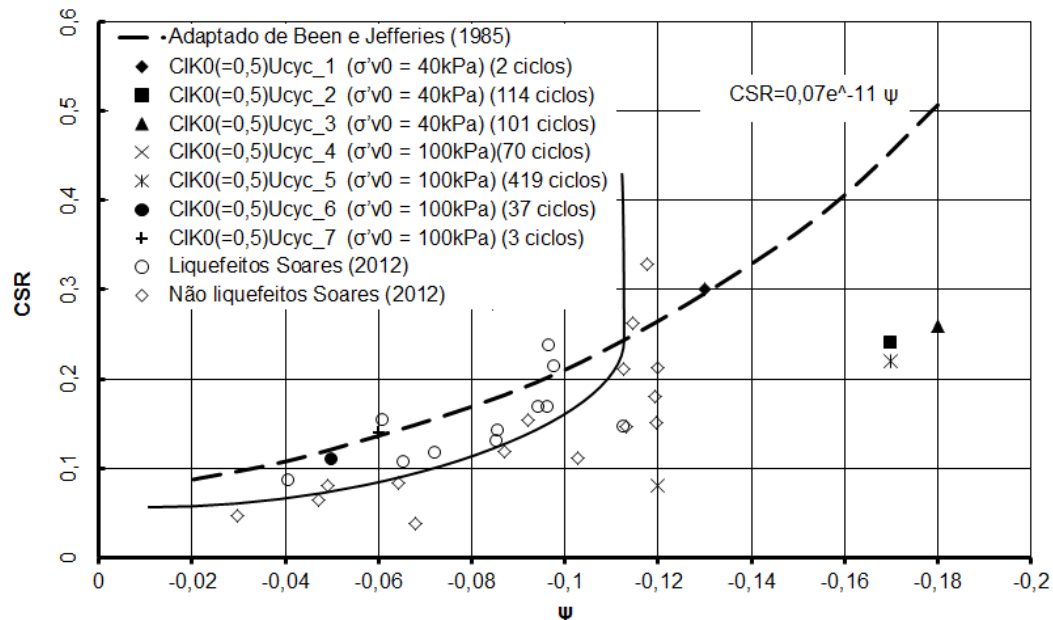


Figura 5.28 – Comparação da linha CRR da Areia de Coimbra com a linha CRR da Areia da Argélia

Pode-se observar que as duas areias têm comportamento distinto. Este comportamento fica a dever-se, entre outros parâmetros, às diferentes composições granulométricas, visto que a Areia da Argélia tem uma maior quantidade de finos.

A relação de CRR com o parâmetro de estado sugerida por Soares (2012) é até certa medida semelhante à relação adaptada de Been e Jefferies (1985), porém o autor verificou que para parâmetros de estado entre -0,1 e -0,12, não se verificava liquefação nas razões de ação cíclica aplicadas no seu estudo. Assim, o autor prevê a linha CRR presente na Figura 5.28, com uma assíntota vertical para um parâmetro de estado de aproximadamente 0,11.

Apresenta-se de seguida a relação entre a razão de ação cíclica e o número de ciclos necessários para atingir liquefação.

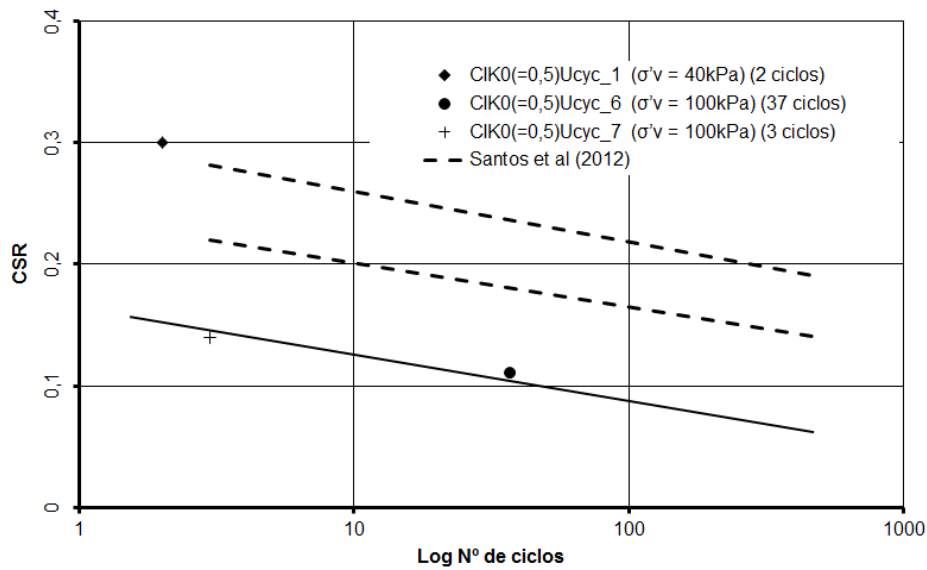


Figura 5.29 – Relação entre a Razão de ação cíclica e o número de ciclos necessários para provocar liquefação

Dado o baixo número de ensaios em que se verificou liquefação optou-se por representá-los juntamente com as relações obtidas por Santos *et al.* (2012). As duas relações apresentadas nesse estudo foram obtidas através de ensaios de torção cíclica em condições não drenadas.

Apesar da limitação acima referida e a diferença na metodologia de obtenção da relação CSR - N° de ciclos, definiu-se a relação presente na Figura 5.29. Esta relação é semelhante às sugeridas por Santos *et al.* (2012) sendo que esta demonstra um número de ciclos necessários para atingir a liquefação mais baixo para a mesma razão de ação cíclica.

5.4. ENSAIOS DE MEDIÇÃO DA VELOCIDADE DE PROPAGAÇÃO DAS ONDAS TRANSVERSAIS

Os resultados dos ensaios de medições da velocidade de propagação das ondas S são apresentados de seguida, com o objetivo de enquadrar a variação da sua velocidade de propagação com os parâmetros de estado que as condicionam (índice de vazios e tensões efetivas de confinamento) em relação às leis que se vêm propondo na bibliografia da especialidade.

Primeiramente apresentam-se os resultados das medições realizadas durante a consolidação das amostras e posteriormente a evolução da velocidade de propagação das ondas S aquando da aplicação de tensões de desvio em condições drenadas e não drenadas.

5.4.1. EVOLUÇÃO DURANTE A CONSOLIDAÇÃO

Dado o elevado número de medições efetuadas, tornou-se complicado representar aceitavelmente os ensaios separadamente. Assim apresentam-se os resultados da velocidade de propagação das ondas transversais em função da tensão efetiva isotrópica de confinamento.

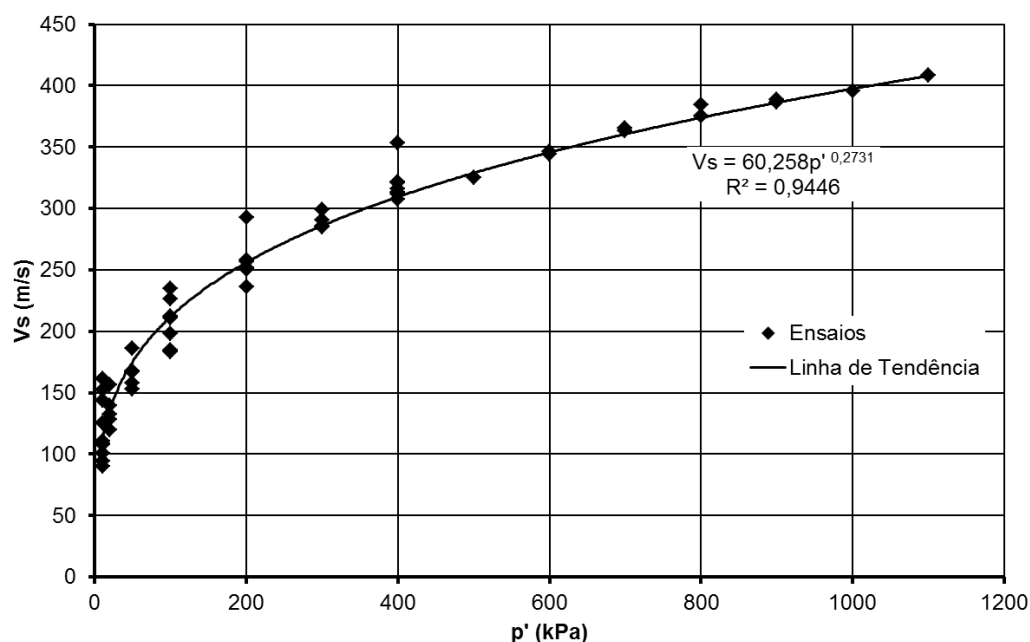


Figura 5.30 – Evolução da Velocidade de propagação da onda S com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento

Foi visível o aumento da velocidade de propagação da onda S com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento. Tal efeito ficou a dever-se à aproximação das partículas, aumentando o número de contactos entre estas e consequente diminuição de volume, aquando do aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento.

Através das medições efetuadas e recorrendo a uma regressão potencial, determinou-se uma expressão que relaciona a velocidade de propagação das ondas S com a tensão efetiva isotrópica de confinamento, tendo-se obtido um coeficiente de correlação satisfatório.

De igual forma, efetuou-se a mesma regressão potencial, desta feita em relação ao módulo de distorção dinâmico. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 5.31.

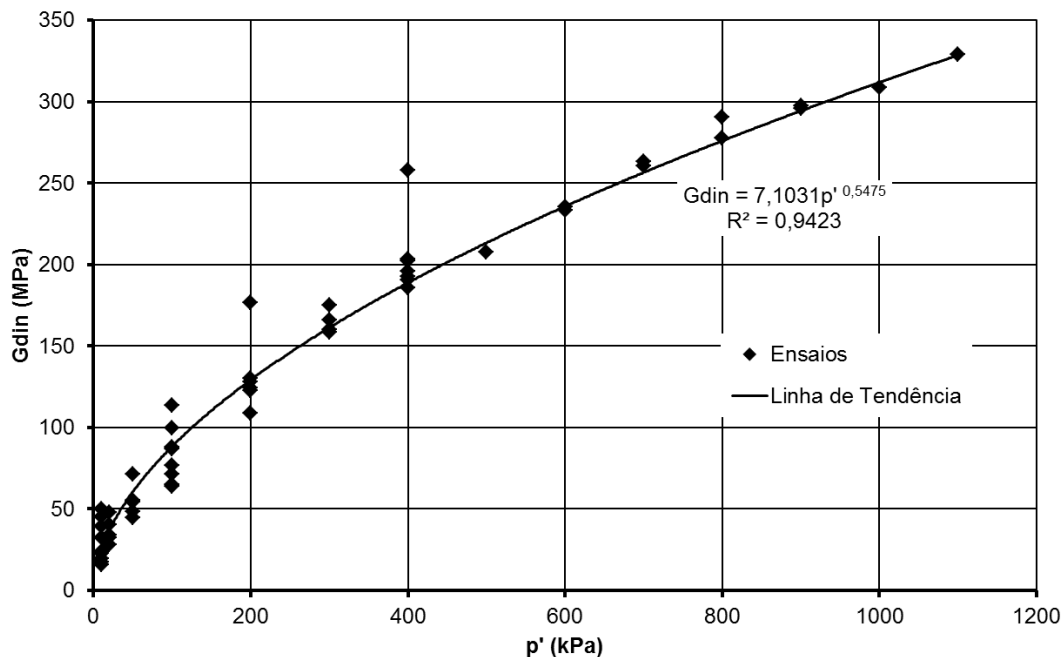


Figura 5.31 – Evolução do Módulo de distorção dinâmico com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento

Uma vez que o módulo de distorção dinâmico é proporcional ao quadrado da velocidade de propagação das ondas transversais e ao peso volúmico, quando este último aumenta (índice de vazios diminui) com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento, era de esperar um comportamento semelhante ao apresentado na Figura 5.31.

De notar que os pontos mais acima da linha de tendência correspondem ao ensaio CIU_5 ($\sigma'_c = 400\text{kPa}$) que apresentava um índice de compacidade de aproximadamente 80% no início da consolidação.

De forma a remover a relação do índice de vazios no módulo de distorção dinâmico, optou-se por recorrer à razão entre este último e uma das funções do índice de vazios utilizadas no cálculo do módulo de distorção dinâmico presentes na literatura.

Entre as funções presentes na literatura, a que melhor se ajusta à Areia de Coimbra é a sugerida por Hardin e Richard (1963). Apresenta-se na Figura 5.32 a relação $G_{din}/F(e) - p'$ da areia de Coimbra determinada no presente estudo e a relação sugerida por Hardin e Richard (1963).

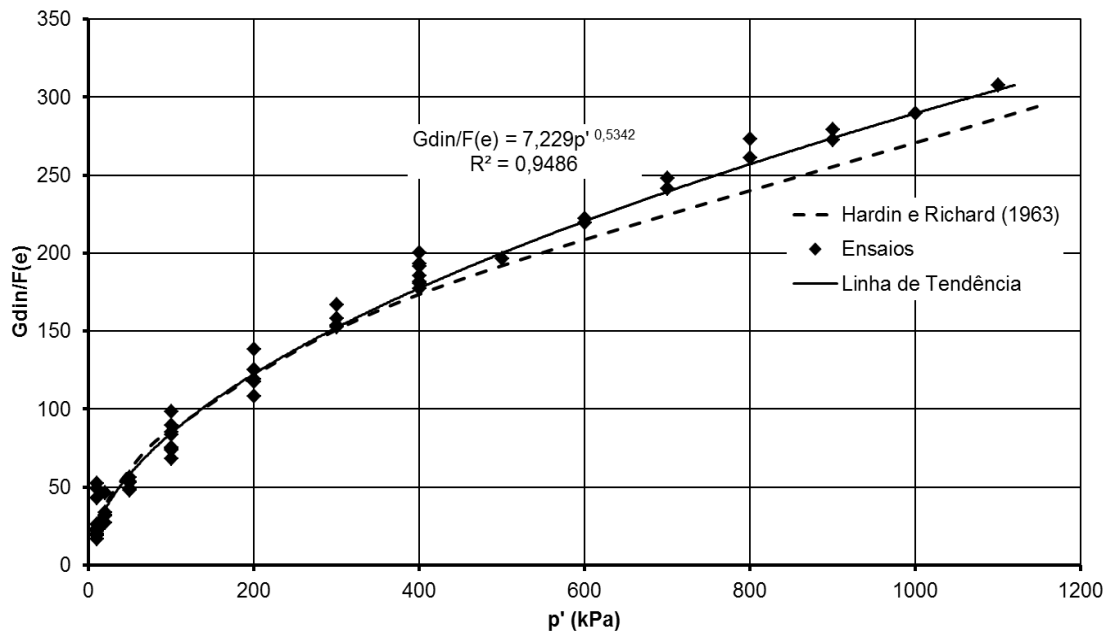


Figura 5.32 – Evolução da Razão Módulo de distorção dinâmico, função de índice de vazios com o aumento da tensão efetiva isotrópica de confinamento

Observa-se pela Figura 5.32 um bom ajuste da linha de tendência dos ensaios realizados tal como mostra o coeficiente de correlação de aproximadamente 0,95. De notar que a areia de Coimbra tem um ajuste muito significativo à relação sugerida por Hardin e Richart (1963).

5.4.2. EVOLUÇÃO DURANTE O CARREGAMENTO POR CORTE

A evolução da velocidade de propagação da onda S aquando da aplicação das tensões de desvio está representada na Figura 5.33.

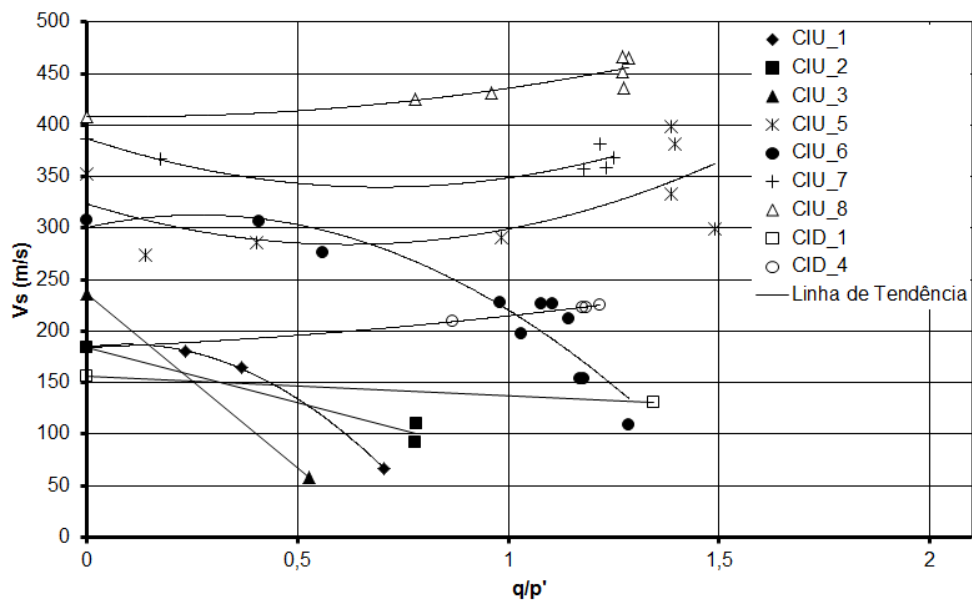


Figura 5.33 – Evolução da velocidade de propagação da onda S com a razão tensão de desvio, tensão efetiva média

Relativamente aos ensaios de compressão em condições não drenadas, observaram-se dois comportamentos distintos. Nos ensaios em que ocorreu liquefação estática verificou-se a anulação da velocidade de propagação das ondas, justificável pela inexistência ou baixo número de contactos entre partículas tornando impossível ou muito difícil a transmissão da onda S entre partículas.

Nos ensaios em que houve inversão da tendência de anulação da tensão efetiva média (liquefação limitada), verificou-se, após a diminuição da velocidade de propagação da onda S, um ligeiro aumento. Tal pode dever-se à diminuição do excesso de pressão neutra e ao aumento da tensão de desvio, provocando o aumento da tensão efetiva média e o aumento do número de contactos entre partículas.

Poder-se-ia esperar que a aplicação de tensões de desvio provocasse o esmagamento das partículas, dificultando assim a transmissão da onda S resultando numa diminuição da sua velocidade de propagação, por aumento da quantidade de finos. Porém tal não se verificou, o que leva a crer que não houve esmagamento das partículas suficiente para reduzir a velocidade de propagação da onda S.

Em relação aos ensaios de compressão em condições drenadas observaram-se duas situações distintas conforme a extensão volumétrica fosse positiva ou negativa.

No ensaio CID_1 ($\sigma'_c = 20\text{kPa}$) (amostra com comportamento dilatante) a velocidade de propagação da onda S diminuiu visto que o número de contactos entre as partículas diminuiu com o aumento do volume da amostra. Assim, a onda tem mais dificuldade em se propagar entre as partículas alinhadas, entre o emissor e recetor da mesma, tendo que se propagar por outras partículas num percurso menos direto, diminuindo a sua velocidade de propagação.

No ensaio CID_4 ($\sigma'_c = 100\text{kPa}$) (amostra com comportamento contractivo) observou-se um ligeiro aumento da velocidade de propagação da onda S devido à aproximação das partículas e consequente aumento do índice de compacidade. Assim, ao contrário do que aconteceu no ensaio CID_1, a onda S conseguiu propagar-se através de um percurso mais direto entre o emissor e o recetor, aumentando assim a velocidade de propagação.

6

CONCLUSÕES

Portugal situa-se numa região sísmica cujo padrão de ocorrências caracteriza-se por uma reduzida frequência de acontecimentos com grande impacto. Porém a população portuguesa não tem perceção adequada do problema sísmico no território nacional.

É então fundamental tomar medidas efetivas para mitigar o risco sísmico em Portugal e evitar que os sismos, que constituem perigos naturais pouco frequentes, resultem em desastres com repercussões económicas e sociais adversas, ou mesmo catastróficas.

No sismo de Benavente em 1909 verificou-se liquefação na região de Coimbra provocando danos materiais e pessoais. As edificações desta região estão fundadas, principalmente junto ao rio Mondego, onde os solos estão muitas vezes saturados, pelo que estão reunidas as condições necessárias para a ocorrência de liquefação.

Determinou-se a densidade das partículas sólidas do material em estudo como sendo igual a 2,66 e a curva granulométrica determinada permitiu classificar a Areia de Coimbra como “areia mal graduada”.

Os resultados obtidos através da realização de ensaios triaxiais monotónicos de compressão, de amostras isotropicamente consolidadas, em condições drenadas permitiram a determinação da Linha de Estados Críticos da Areia de Coimbra. Estes ensaios permitiram também a obtenção da Linha Normalmente Consolidada desta areia.

Estes ensaios permitiram determinar o ângulo de atrito a volume constante da Areia de Coimbra como sendo aproximadamente 32°.

Através dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais monotónicos de compressão, de amostras isotropicamente consolidadas, em condições não drenadas, verificou-se a suscetibilidade de ocorrência de liquefação estática e liquefação limitada, tendo-se identificado o índice de compacidade e estado de tensão nas quais estas ocorrem.

Verificou-se uma maior facilidade de convergência para a LEC das amostras no ramo húmido e maior dificuldade das amostras no ramo seco. Tal ficou a dever-se à maior homogeneidade do estado de tensão das amostras situadas no ramo húmido e à rotura em superfície planar (localização de tensões) das amostras situadas no ramo seco.

Os resultados obtidos pelos ensaios triaxiais cíclicos, de amostras anisotropicamente consolidadas, em condições não drenadas verificaram a suscetibilidade de liquefação cíclica e mobilidade cíclica da Areia de Coimbra. Identificou-se as condições em que tal fenómeno se verifica tendo-se representado as relações razão de ação cíclica-parâmetro de estado e razão de ação cíclica-velocidade de propagação da onda S normalizada.

Verificou-se que a razão de resistência cíclica da Areia de Coimbra ajusta-se à proposta de Andrus e Stokoe (2000), na relação CSR – velocidade de propagação da onda S normalizada, e à relação proposta por Been e Jefferies (1985) com alteração das constantes associadas às características da areia.

A utilização de transdutores piezoelétricos permitiu confirmar a evolução da velocidade de propagação de ondas sísmicas com o aumento da tensão efetiva de confinamento e com a aplicação de tensões de desvio. Verificou-se um aumento da velocidade de propagação da onda S aquando do aumento da tensão efetiva de confinamento, seguindo leis enquadráveis, nas propostas da bibliografia com parâmetros próprios.

Verificou-se um bom ajuste da Areia de Coimbra na relação $G_{din}/F(e)$ – Tensão efetiva de confinamento à relação proposta na bibliografia.

Durante a aplicação de tensões de desvio observaram-se dois comportamentos consoante as condições de drenagem. Em condições drenadas a velocidade de propagação da onda S em amostras com índices de compacidade elevados diminuiu com a aplicação de tensões de desvio como consequência da diminuição do número de contactos entre partículas, de forma relativamente suave. Verificou-se também que em amostras com índices de compacidade baixos, a velocidade de propagação da onda S aumenta como resultado da diminuição de volume e consequente aumento do número de contactos entre partículas.

Assim, a medição da velocidade de propagação de ondas sísmicas é uma possível ferramenta de avaliação da estabilidade do maciço em relação à liquefação, uma vez que os resultados demonstraram uma queda abrupta ou mesmo anulação, da velocidade de propagação da onda S aquando da liquefação.

Em condições não drenadas verificou-se a anulação da propagação da onda S, resultado da escassa ou nula existência de contactos entre partículas, aquando da liquefação estática. Nos ensaios em que se verificou liquefação limitada, observou-se uma diminuição da velocidade de propagação da onda S até à fase de inversão, onde se observou um ligeiro aumento deste valor.

A utilização da velocidade de propagação de ondas sísmicas apresenta vantagens em relação a outros métodos de determinação da suscetibilidade de liquefação, nomeadamente, a possibilidade de realizar medições em solos de difícil obtenção de amostras, a possibilidade de medição em amostras de laboratório, permitindo a comparação entre os resultados de campo e de laboratório, e o fato da velocidade de propagação de ondas de corte ser diretamente relacionado com o módulo de rigidez.

7

DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

A realização deste estudo permitiu alcançar algumas conclusões previamente apresentadas e suscitar questões menos claras que devem ser estudadas de forma a melhorar o estudo da liquefação da Areia de Coimbra.

Por conseguinte a realização de estudos com maior número de ensaios triaxiais cíclicos com aplicação de diferentes valores de CSR em amostras com diferentes parâmetros de estado para uma definição da razão de ação cíclica mais sólida.

A realização de estudos das condições de liquefação estática e liquefação limitada da Areia de Coimbra de forma a colmatar condições de índices de compacidade e tensões efetivas de confinamento não abordadas no presente estudo.

A realização de estudos da evolução da velocidade de propagação de ondas sísmicas em ensaios triaxiais cíclicos com baixa frequência de carregamento, por forma a permitir a leitura das mesmas durante o processo de aplicação de ciclos.

A realização de ensaios com altas tensões efetivas de confinamento recorrendo a diferentes técnicas de isolamento (membranas menos rígidas) da amostra, por forma a superar as dificuldades relatadas neste estudo e desta forma verificar a LEC para altas tensões de confinamento.

A determinação da Linha Normalmente Consolidada através de Ensaio Edométrico ou através de ensaios triaxiais utilizando amostras situadas no ramo húmido da LEC, seria uma mais valia na caracterização da Areia de Coimbra.

Seria interessante verificar a influência do processo de preparação das amostras nas relações tensão de desvio - deformação axial e tensão de desvio-tensão efetiva de confinamento e na fábrica estrutural das amostras da Areia de Coimbra.

Uma mais valia seria o estudo das condições de liquefação utilizando ensaios que refletem a essência da liquefação, tal como o ensaio de corte simples, em que a ação é de corte e há rotação das tensões principais, condição do comportamento muito ajustado ao carregamento associado aos movimentos sísmicos.

BIBLIOGRAFIA

- Alderman, J. et al. (1995). *The January 17, 1995 Kobe earthquake. An EQE summary report*, EQE International.
- Ambraseys, N. (1988). *Engineering seismology*. J. Earthquake Engineering and Structural dynamics, 17, pp. 1-105.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. (1997). *Liquefaction resistance based on shear wave velocity*. Proc. NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, Tech. Rep. NCEER -97-002, T. L. Youl and I. M. Idriss, NaTional Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo.
- Andrus, R. D., Stokoe, K. H. (2000). *Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, November, ASCE, New York.
- ASTM (1985). D 2487-85 – *Standard practice for classification of soils and engineering purposes (Unified Classification System)*. American Society for Testing and Materials.
- ASTM (2006). D 4254-00 *Standard test methods of minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*, American Society for Testing and Materials.
- Bardet, J. P., Kapuskar, M. (1993). *Liquefaction sand boils in San Francisco during 1989 Loma Prieta earthquake*. Journal of Geotechnical Engineering, pp. 543-562, ASCE, New York.
- Barros, J.M.C. (1997). *Factores que afectam o módulo de distorção dos solos*. Dissertação de Doutoramento em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Tese de Doutoramento em Engenharia civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Been, K., Jefferies, M. G. (1985). *A state parameter for sands*. Géotechnique. V. 35, no. 2, pp. 99-112.
- Bolt, B. A. (1978). *Earthquakes*. W. H. Freeman and Company, New York.
- BSI (1990). BS 1377-4 - *Methods of test for soils for civil engineering purposes. Compaction - related tests*. British Standards.
- Cabral, J., Ribeiro, A. (1988). *Carta neotectónica de Portugal escala 1:1000000*. Direcção Geral de Geotecnia e Minas, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa, Secretaria de estado do Ambiente e Recursos Naturais, Lisboa.
- Casagrande, A. (1936). *Characteristic of cohesionless soils affecting the stability of slope and earth fill*. Journal of the Boston society of Civil engineering, January, pp 13-32.
- Cascante, G., Santamaria, J.C. (1996). *Interparticle contact behavior and wave propagation*. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 122, pp. 831-839.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sand*. Harvard Soil Mechanic Series 87, Harvard University, Cambridge.
- Castro, G. (1975). *Liquefaction and cyclic mobility of sands*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, pp. 763-786, ASCE, New York.
- Castro, G., Poulos, S. J. (1977). *Factors affecting liquefaction and cyclic mobility*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, June, pp 501-506, ASCE, New York.

- Choffat, P., Bensaúde, A. (1912). *Estudos sobre o sismo do Ribatejo de 23 de Abril de 1909*. Comissão dos Serviços Geológicos de Portugal, Imprensa Nacional, Lisboa.
- Clifton, C. (2011). *Christchurch Feb. 22nd earthquake: a personal report*. Consultado em http://www.hera.org.nz/Story?Action=View&Story_id=1398 em Julho de 2012.
- Davies, M. et al. (2002). *Static liquefaction of tailings – Fundamentals and case histories*. Proceedings of Tailings Dams 2002, ASDSO/USCOLD, Las Vegas.
- Decanini, L. D. et al. (2012). *Preliminary report on the 2012, May 20th, Emilia Earthquake*. Sapienza University of Rome, Roma.
- Ferreira, C. (2003) *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes. Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Tese de Mestrado em Mecânica dos solos e engenharia geotécnica, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Finn, W. D. L. et al. (1971). *Sand liquefaction in triaxial and simple shear tests*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, pp. 639-659, ASCE, New York.
- GDS Instruments (2009). Especificações do GDS ADVDPC, GDS Instruments.
- Golesorkhi, R. (1989). *Factors influencing the computational determination of earthquake induced shear stress in sandy soils*. PhD dissertation, University of California.
- Hardin, B. O. (1965). *The nature of damping sands*. Journal of Mechanics and Foundation Division, Vol. 91, pp. 63-97, ASCE, New York.
- Hardin, B. O. (1970). *Suggested methods of test for shear modulus and damping of soils by the resonant column*. Special procedures for testing soil and rock for engineering purposes, pp. 516-529, ASTM.
- Hardin, B. O. (1978). *The nature of stress-strain behavior of soils*. Proceedings of the Earthquake Engineering and Soils Dynamics Conference, Vol. 1, ASCE, Pasadena.
- Hardin, B. O., Drnevich, V. P. (1972). *Shear modulus and damping in soils: Design equations and curves*. Journal of soil Mechanics and Foundations Division, pp. 667-692, ASCE, New York.
- Hardin, B. O., Richard, F. E. (1963). *Elastic wave velocities in granular soils*. Journal of Mechanics and Foundation Division, Vol. 89, pp.33-65, ASCE, New York.
- Head, J. K. (1982). *Manual of soil laboratory testing – Volume 2 – Permeability, shear strength and compressibility tests*. Pentech Press limited
- Head, J. K. (1986). *Manual of soil laboratory testing – Volume 3 – Effective stress tests*. Pentech Press limited.
- Ilustração Portuguesa (1909). Edição semanal do jornal *O Seculo*. Redação, N°168, Administração e Oficinas de Composição e Impressão, Lisboa.
- IPQ (1965). NP-83 - *Solos. Determinação da densidade das partículas*. Norma Portuguesa.
- Ishihara, K. et al. (2001). *Recent studies on liquefaction resistance of sand – effect of saturation*. Proceedings of the 4th International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake engineering and Soil Dynamics, San Diego.
- Ishihara, K., Kijima, T., Cubrianovski, M. (2001). *Effects of liquefaction on seismic response of a storage tank on pile foundations*. Fourth International Conference on recent Advances in Geotechnical

- Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 26-31, March, San Diego, paper 6.15, University of Canterbury, Christchurch.
- Ishihara, K., Tatsuoka, F. Yasua, S. (1975). *Undrained deformation and liquefaction of sands under cyclic stresses*. Soils and Foundations, V. 15, no. 1, pp. 29-44.
- Jorge, C. R. R. (1994). *Zonamento do potencial de liquefação. Tentativa de aplicação a Portugal*. Tese de Mestrado em Geologia de engenharia, Universidade Nova de Lisboa.
- Kendrick F. (1979). *Soil liquefaction: When soils start to flow*. Mosaic Magazine, July/August, pp 26-34, The National Science, The National Science Foundation, Arlington.
- Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall, Inc, New Jersey.
- Ladd, C. C., Foot, R. (1974). *New design procedure for stability of soft clays*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, pp. 763-786, ASCE, New York.
- Lima, F. (1998). *Introdução à Sismologia*. Universidade de Aveiro, Aveiro.
- LNEC (1966). *Análise granulométrica*. E 196-1966
- LNEC (1966a). E 195-1966 *Solos. Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa
- LNEC (1966b). E 196-1966 *Solos. Análise granulométrica*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa
- LNEC (1970). E 239. *Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida*. Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- LNEC (1997). *Sismologia, sismicidade e risco sísmico. Aplicação a Portugal*. LNEC, Lisboa.
- Lopes, I. (2001). *Avaliação das condições geológicas e geotécnicas para a caracterização do risco sísmico. Aplicação á colina do castelo de S. Jorge*. Tese de Mestrado em Geologia económica e aplicada na especialidade de geotecnia, Faculdade de Ciências da Universidade de Lisboa.
- Lo-Presti, D. (1998). *Shear modulus and damping of soils*. Seminar on identification of soil properties for geotechnical design, IST, Lisbon.
- Machado, F. (1970). *Curso de Sismologia*. Junta de Investigação do Ultramar, Lisboa.
- Marques, F. (2011). *Análise do potencial de areias com finos. Influência de finos não plásticos na resistência à liquefacção de Areia de Coimbra: Ensaio laboratorial e modelação numérica*. Tese de Mestrado em Engenharia civil, Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa.
- Martins, I., Mendes V. L. A. (1994). *Contribuição para o estudo da sismicidade de Portugal Continental*. Instituto Geofísico do Infante D. Luís, Universidade de Lisboa, Lisboa.
- Matos Fernandes, M. (2006). *Mecânica dos Solos. Conceitos e Princípios fundamentais*. FEUP Edições, Porto.
- Mogami, T. Kubo. (1953). *The behavior of soils during vibration*. Proc. 3rd ICSMFE, Zurich.
- Moreira, V. J. S. (1991). *Sismicidade histórica de Portugal Continental*. Revista Instituto Nacional de Meteorologia e Geofísica, Lisboa.
- Mulilis, J. P. et al. (1975). *The effects of method of sample preparation on the cyclic stress-strain behavior of sands*. EERC report 75-18, College of Eng., Univ. of California, Berkeley.

- Peacock, W. H. e Seed H. B. (1968). *Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 94, pp. 689-708, ASCE, New York.
- Pereira, E. (2005). *Estudo do potencial de liquefacção de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático*. Tese de Mestrado em Engenharia civil na área de geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Pyke, R., Seed, H. B., Chan, C. K. (1975). *Settlement of sands under multidirectional shaking*. Journal of Geotechnical Engineering Division, Vol. 101, pp. 379-398, ASCE, New York.
- Rauch, Alan F. (1997). *EPOLLS: An empirical method for predicting surface displacements due to liquefaction induced lateral spreading in earthquakes*. Dissertation for the degree of Doctor of Philosophy in civil engineering, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Reddy, C. O. (2008). *Particle form and its impact on packing and shear behavior of particulate materials*. Thesis of Doctor of Philosophy, School of Civil Engineering and the Environment of the University of Southampton.
- Rios Silva, S. (2011). *A general framework for the geomechanical characterisation of artificially cemented soil*. PhD Dissertation in Civil Engineering, Faculty of Engineering of the University of Porto.
- Rios Silva, S., Viana da Fonseca, A., Baudet, B. A. (2012). *The effect of the porosity/cement ratio on the compression of cemented soil*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE.
- Robertson, P. K. (1994). *Design considerations for liquefaction*. Proc. 13th ICSMFE, New Delhi.
- Robertson, P. K., Woeller, D. J., Finn, W.D.L. (1992). *Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading*. Can. Geotech. J. pp. 686-695, Ottawa.
- Robertson, P. K., Wride, C. E. (1998). *Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test*. Canadian Geotechnical Journal. Vol. 35, pp. 442-459, Ottawa.
- Santos, J. A. et al. (2012). *Round robin tests to evaluate liquefaction resistance*. 15 WCEE, Lisboa (aceite para publicação).
- Santos, J. A., Correia, A. G. (2002). *Distorção limite de referencia. Sua utilidade para estabelecimento de uma curva de degradação do solo – 1ª parte*. Revista Geotecnia, Julho, Sociedade Portuguesa de Geotecnia, Lisboa.
- Seed H. B. et al. (1975). *Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analyses*. EERC 75-29, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed, H. B. (1979). *Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquake*. Journal of the Geotechnical Engineering Division, February, pp 201-205, ASCE, NY.
- Seed, H. B., et al. (1985). *The influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluation*. J. Geotech. Engrg., pp-1425 – 1445, ASCE, New York.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). *Simplified procedure for evaluating liquefaction potential*. Journal of soil Mechanics and Foundations Division, pp. 1249-1273, ASCE, New York.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes*. Monograph, Earthquake Engineering Research Institute.

- Seed, H. B., Idriss, I. M., Arango, I. (1983). *Evaluation of liquefaction potential using field performance data*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, pp. 458-482, ASCE, New York.
- Seed, H. B., Peacock, W. H. (1971). *Test procedures for measuring soil liquefaction characteristics*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, pp. 1099-1119, ASCE, New York.
- Seed, H.B. (1968). *Landslides during earthquakes due to soil liquefaction*. Journal of Soil Mechanics and Foundations Div, September, pp. 1053-1122, ASCE, New York.
- Shipton, B. (2010). *The Mechanics of Transitional Soils*. PhD thesis presented to the University of London.
- Silva, D. S. (2002). *À espera da cheia? Paradoxos da modificação do ambiente por via da tecnologia*. Tese de Mestrado em Cidade, território e requalificação urbana, Instituto Superior das Ciências do Trabalho e da Empresa.
- Sladen, J., D'Hollander, R. D. e Krahn, J. (1985). *The liquefaction of sands a collapse surface approach*. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 22, pp 264-578, Canadian Geotechnical Journal, Ottawa.
- Soares, S. (2012). *Risco de liquefação em materiais areno-siltosos. Critérios semi-empíricos e modelos geomecânicos inferidos de ensaios laboratoriais*. Projeto de Tese de Investigação, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sousa, M. L. (2006). *Risco sísmico em Portugal Continental*. Tese de Doutoramento em Engenharia do território, Universidade Técnica de Lisboa.
- Tatsuoka, et al. (1986). *Some factors affecting cyclic undrained triaxial strength of sand*. Soils and Foundations, Vol. 26, pp 99-116.
- Tatsuoka, F. et al. (1986). *Cyclic undrained triaxial and torsional shear strength of sands of different samples preparation methods*. Soils and Foundations, Vol. 26, pp. 23-41.
- Terzaghi, J., Peck, R. B., Mesri, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons Co., New York.
- Toki, S., et al. (1986). *Cyclic undrained triaxial strength of sand by a cooperative test program*. Soils and Foundations, Vol. 26, pp. 117-128.
- Tsuchida, H. (1971). *Estimation of liquefaction potential of sandy soils*. Proc. II Joint Meeting US – Japan on wind and seismic Effects.
- Udias, A. et al, (1983). *Determinacion del mecanismo regional de terremotos cercanos: Pirineos y Lorca*. IV Asamblea Nacional de Geodesia y Geofísica, Memorias, pp 263-272).
- Vegas, R. Banda, E. (1982). *Tectonic framework and alpine evolution of the Iberian Peninsula*. Earth Evolution Sciences, 4/1982, pp 320-344.
- Viana da Fonseca, A. J. P. (1996). *Geomecânica dos solos residuais do granito do Porto. Critérios para dimensionamento de fundações directas*. Tese de Doutoramento em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Yang, J. (2002). *Liquefaction resistance of sand in relation to P-wave velocity*. Géotechnique, Vol. 52, No 4, pp. 295-298.

Yould *et al*, (1997). *Liquefaction criteria based on statistical and probabilistic analyses*. Proc. NCEER workshop on evaluation of liquefaction resistance of soils, NCEER Technical Rep., pp 201-205.

www.eucentre.it. Consultado em Junho de 2012.

www.ireport.cnn.com. Consultado em Julho de 2012.

www.nisee.berkeley.edu/library/. Consultado em Maio de 2012.

www.nisu.berkeley.edu/elibrary/. Consultado em Junho de 2012.

www.noaa.gov. Consultado em Maio de 2012.

www.redorbit.com. Consultado em Junho de 2012.

www.usgs.gov. Consultado em Maio de 2012.

Anexos

ANEXO A

CÁLCULOS E CORREÇÕES DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

CORREÇÃO DA ÁREA

Durante todas as fases do ensaio triaxial a área do provete altera-se, ou seja, na percolação, na saturação, na consolidação e na aplicação de tensões de desvio. Estas alterações são relativamente pequenas nas fases de percolação, saturação, porém nas fases de consolidação e aplicação de tensões de desvio, são consideráveis e devem ser incluídas nos cálculos.

Durante o processo de consolidação da amostra, a área do provete altera-se consoante a diminuição do volume do provete, em consequência do aumento da tensão efetiva de confinamento.

A aplicação de tensões de desvio nos provetes, provoca a alteração da área do mesmo. Uma vez que a tensão efetiva vertical a cada instante depende da área do provete nesse instante é importante ter em consideração a alteração da mesma.

Assim, utilizou-se a equação A.1. para determinar a área do provete a cada instante do ensaio.

$$A = A_0 \left(\frac{1 - \varepsilon_v}{1 - \varepsilon_a} \right) \quad (\text{A.1.})$$

Com A – Área do provete a cada instante do ensaio;

A_0 – Área inicial do provete;

ε_v – Extensão volumétrica;

ε_a – Extensão Axial.

Esta equação é apenas aplicável até à formação do plano de rutura sendo que após a formação da mesma aplica-se outro tipo de correção que não será abordada neste estudo (Head, 1982).

EXTENSÃO VOLUMÉTRICA

A extensão volumétrica pode ser determinada através de dois métodos distintos, através da medição da quantidade de água que entra ou sai da amostra utilizando um medidor automático de volume ou através da instrumentação interna, colocada diretamente no provete.

A medição da extensão volumétrica através da entrada ou saída de água é determinada através da equação seguinte

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta_v}{V_0} \quad (\text{A.2.})$$

Com ε_v – Extensão volumétrica;
 Δv – Variação do volume do provete;
 V_0 – Volume inicial do provete.

A determinação da extensão volumétrica utilizando a instrumentação interna foi realizada através da equação seguinte

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r \quad (\text{A.3.})$$

Em que ε_v – Extensão volumétrica

ε_a – Extensão axial

ε_r – Extensão radial

De forma a confirmar a extensão volumétrica sofrida pelos provetes, realizou-se sempre que possível a determinação deste valor através dos dois métodos.

ÍNDICE DE VAZIOS

Uma vez que o índice de vazios representa um parâmetro importante neste estudo, por conseguinte é importante que se conheça com precisão o índice de vazios nas diversas fases dos ensaios triaxiais.

Shipton (2010) relata que o índice de vazios é um parâmetro muito sensível, pelo que é importante ter uma confiança em todas as medições. Por esta razão, a determinação do índice de vazios em qualquer fase do ensaio é calculada pelos três métodos apresentados de seguida.

$$e = \frac{\gamma_s}{\left(\frac{W_d}{(V_0 - \Delta v)9,81}\right) - 1} \quad (\text{A.4.})$$

$$e = e_i - \Delta_e \quad (\text{A.5.})$$

$$e = G \left(w - \frac{\Delta v}{W} \right) \quad (\text{A.6.})$$

Com e – Índice de vazios a cada instante;

e_i – Índice de vazios inicial;

γ_s – Peso volúmico das partículas sólidas;

W_d – Peso de solo seco do provete;

V_0 – Volume inicial do provete;

Δv – Variação de volume do provete;

G – Densidade das partículas sólidas;

w – Teor em água da amostra no início do ensaio;

W – Peso de solo do provete;

Δe – Variação do índice de vazios dado por:

$$\Delta_e = \varepsilon_v(1 + e_i) \quad (\text{A.7.})$$

Em relação à equação A.4. existe algum erro associado à determinação do peso de solo seco visto que este é determinado a partir do teor em água do solo aquando da preparação do provete, através de duas amostras de solo.

A equação A.6. admite que a amostra se encontra totalmente saturada, enquanto que os outros métodos não dependem do grau de saturação da amostra.

A equação A.5. depende apenas da variação do volume do provete durante o ensaio, determinado através da instrumentação interna ou da quantidade de água que sai ou entra do provete, e do índice de vazios inicial, o que significa que qualquer erro de cálculo do índice de vazios inicial irá ser refletido pela equação (Rios Silva, 2011).