Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Arthur Amaral Corrêa

DETERMINAÇÃO DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO ESTÁTICA DE UMA AREIA FINA

Rio de Janeiro

2020

Arthur Amaral Corrêa

Determinação do Potencial de Liquefação Estática de uma Areia Fina

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Orientadora: Profª. Denise Maria Soares Gerscovich, D.Sc

Rio de Janeiro

2020

CATALOGAÇÃO NA FONTE

UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

C824 Corrêa, Arthur Amaral.
Determinação do potencial de liquefação estática de uma areia fina / Arthur Amaral Corrêa. – 2020.
103f.

Orientadora: Denise Maria Soares Gerscovich.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Solos arenosos - Teses. 3. Solos - Qualidade - Teses. 4. Engenharia geotécnica - Teses. I. Gerscovich, Denise Maria Soares. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 631.42

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

Autorizo, apenas para fins acadêmicos e científicos, a reprodução total ou parcial desta tese, desde que citada a fonte.

_____ _____

Assinatura Data

Arthur Amaral Correa

Determinação do potencial de liquefação estática de uma areia fina

Dissertação apresentada, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre, ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade do Estado do Rio de Janeiro. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 11 de fevereiro de 2020.

Banca Examinadora:

Denise Maria Soares Gerscovich / Orientadora
Faculdade de Engenharia – UERJ

Alberto de Sampaio Ferraz Jardim Sayão
Pontifícia Universidade Católica – PUC-Rio

Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ

Bernadete Ragoni Danziger
Faculdade de Engenharia – UERJ

Rio de Janeiro

2020

DEDICATÓRIA

A Deus e Santa Rita, por terem me dado forças mesmo quando não as tinha.

Aos meus pais, José Carlos e Maria Cristina, e irmãos, Vinícius e Alex, pelo apoio incondicional em toda minha jornada

E a memória dos meus Avós, Geraldo e Maria Josefa, e meu primo, Mateus, por terem iluminado a vida de todos aqueles que tiveram a oportunidade de os conhecerem.

Lord forgive me, I've been running, running blind in truth.
I'm telling this tears go and fall away, fall away.
May the last one burn into flames.
Freedom! Freedom! I can't move. Freedom cut me loose!
Freedom! Freedom, where are you, cause I need freedom too!
I break chains all by myself.
Won't let my freedom rot in hell.
Hey.. I'ma keep running, cause a winner don't quit on themselves.

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar agradeço a Deus e a Santa Rita, por ter me dado saúde, força e perseverança para prosseguir numa jornada longa e difícil.

Agradeço aos meus pais por nunca terem desistido de mim, e que nas situações mais adversas sempre priorizaram minha educação. Tenho total noção que muitas vezes o dinheiro era curto, e que nossa situação era difícil. Mas saibam que nem todo agradecimento que venha a escrever aqui nunca vai ser suficiente para descrever minha imensa gratidão.

Agradeço aos meus irmãos, Vinícius e Alex, pelo apoio incondicional que até hoje recebo. Por todas as revisões, conversas e conselhos. Guerreiros e vencedores que me orgulho e me espelho.

Agradeço à minha família, tios e primos, que tanto amo e que tanto me ajudaram. Em especial ao grupo Amaral's 2.0, por terem me dado os mais diversos motivos para sorrir durante essa longa jornada. Vocês são minha fortaleza.

Agradeço às minhas irmãs do coração, Carina, Luciana e Jéssica, obrigado por me darem o apoio incondicional que tanto precisei. Obrigado por entenderem minha ausência e pelos conselhos dados quando pensei em desistir.

Sou grato à Polícia Militar do Estado do Rio de Janeiro, por todo o suporte que me foi dado. Principalmente aos meus queridos amigos da DL-4. Uma equipe memorável, pessoas com quem pude contar nos momentos mais difíceis dessa jornada. Em momentos de estresse, todos me ajudaram com palavras de conforto, em especial aos meus chefes diretos, Major Scherrer e Major Júnior. Muito obrigado por tudo.

Agradeço ainda à equipe do Laboratório de Geotecnia da PUC-Rio, em especial ao Arthur Coelho, Fernanda e Juan, vocês me ouviram, me deram apoio e me aturaram em constante estresse. Agradeço também à minha amiga, conselheira e orientadora, Mariana, sei que te aporrinhei quando estava aprendendo a mexer na prensa. E, finalmente, a minha companheira de cela, Carolina, obrigado por tudo, até mesmo por ter secado minhas lágrimas no momento de desespero.

Sou grato a cada participante do Filhos/Hijos da PUC. Muito obrigado por terem me recebido de braços abertos. Obrigado pelos abraços, festas, bebidas, convívio, enfim, tudo aquilo que transformou uma jornada extremamente pesada em algo prazeroso. Agradeço só por estar ao lado de pessoas tão boas quanto todos vocês são.

Agradecimento mais que especial à Luana e Bruna. Palavras jamais conseguirão expressar minha gratidão. Vocês foram meus pilares de sustentação em momentos de muita dificuldade. Agradeço também ao Carlos, por ter sido luz, felicidade e amor. Apoio e incentivo após um momento de dificuldade e tristeza. Obrigado por estar ao meu lado incondicionalmente. Amo vocês.

Agradeço aos professores Sayão e Sandroni, que são professores que fizeram a diferença e me proporcionaram o presente tema.

Agradeço a minha orientadora Denise por ter me recebido de braços abertos na UERJ. Por ter me aconselhado, me ajudado, por todo carinho e solidariedade em um momento de tanta incerteza. Nada que eu escreva aqui conseguirá chegar perto de toda gratidão que sinto. Tenho certeza de que nossa parceria orientadora-aluno não se finalizará aqui. Muito obrigado do fundo do meu coração.

Finalmente, agradeço aos professores que compõe a banca de avaliação, por aceitarem e se colocarem à disposição de avaliar, corrigir e opinar quanto à composição deste trabalho.

RESUMO

CORRÊA, Arthur Amaral. *Determinação do potencial de liquefação estática de uma areia fina*. 2020. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Rupturas causadas por liquefação apresentam consequências catastróficas por todo mundo, tais rupturas são mais presentes no setor de mineração, nas barragens de rejeito, motivo pelo qual o fenômeno vem sendo amplamente estudado. Essa ruptura caracterizada por perda abrupta de resistência não drenada, observada após pico. Vários são os pré-requisitos para que um determinado solo seja caracterizado com potencial elevado de liquefação, entre eles destacam-se: curva granulométrica específica, baixa densidade relativa, grau de saturação elevado, etc. Nos casos onde foram relatados a ocorrência do citado fenômeno, o solo passa por uma mudança de estado físico, passando a se comportar como um líquido. Contudo, existe certa ambiguidade na definição de liquefação. Para alguns autores a liquefação se caracteriza pelo processo de amolecimento (strain softening) do solo, ou seja, pela ruptura frágil que o solo apresenta, enquanto que outros autores tratam como liquefação materiais que têm sua resistência ao cisalhamento igualadas a zero, sendo essa observada por meio de trajetórias de tensão que se encaminham para o local onde p e q são iguais a zero, denominando esta de liquefação verdadeira. A presente pesquisa apresenta uma série de resultados de ensaios triaxiais não drenados em uma areia uniforme e com grãos arredondados do Rio de Janeiro. Foram estudas também diversas metodologias de moldagem de corpos de prova de ensaios triaxiais, além da determinação da linha de estado crítico e da linha de ruptura por liquefação (flow liquefaction line). As trajetórias de tensões obtidas de vários resultados de ensaios triaxiais não drenados apresentam tendência de liquefação verdadeira, como o observado em rejeitos oriundos da mina de Stava – Itália, apesar de algumas trajetórias não atingirem a origem de seus respectivos eixos. Contudo, não foi observada uma única linha de ruptura por liquefação.

Palavras-chave: Liquefação; Areia fofa; Ensaio triaxial.

ABSTRACT

CORRÊA, Arthur Amaral. *Determination of the static liquefaction potential of fine sand*. 2020. 103f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

Failures caused by liquefaction have been showing catastrophic consequences all around the world, such failures are more common in mining sector, for instance, in tailings dams, which is why the phenomenon has been widely studied. This rupture is characterized by an abrupt loss of undrained strength, observed after peak. There are several prerequisites for a given soil to be susceptible to liquefaction, among which the following stand out: grain size curve, relative density, saturation, etc. In cases where the phenomenon has been reported, the soil undergoes a change in physical state, starting to behave like a liquid. However, there is some ambiguity in the definition of liquefaction. For some authors liquefaction is characterized by the strain softening process of the soil, that is, by the fragile rupture that the soil presents, while other authors treat as liquefaction materials that presented their shear strength equal to zero, which is observed through stress path that lead to the place where p and q are equal to zero, denominating this as true liquefaction. The present research shows a series of results from undrained triaxial tests on uniform sand with round grains from Rio de Janeiro. Several methodologies for molding specimens of triaxial tests were also studied. In addition was determined the critical state line and the flow liquefaction line. The stress paths obtained from various results of undrained triaxial tests show a tendency of true liquefaction, as observed by tests done on waste from the Stava mine - Italy, despite some trajectories not reaching the origin of their respective axes. However, was observed that the flow liquefaction line was not unique.

Keywords: Liquefaction; Loose sand; Triaxial tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Hipóteses iniciais para o índice de vazios do Estado Crítico baseados em ensaios de cisalhamento direto (a) tensão x deformação (b) índice de vazios x deslocamento (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016). 20
Figura 1.2. Linha de Estados Críticos baseada em ensaios triaxiais (a) espaço p'-q' (b) espaço ν-ln p' (modificado de ATKINSON, 1993). 21
Figura 1.3 Trajetórias de tensão de carregamentos estáticos (modificado de BALBARINI, 2017). 22
Figura 1.4: Tensão – Deformação – índice de vazios para ensaios convencionais CID e CIU (JEFFERIES & BEEN, 2016). 24
Figura 1.5: Determinação da LEC usando quatro amostras (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016). 25
Figura 1.6: Sequência do fenômeno da Liquefação para solos arenosos. (a) Solo saturado sem carregamento. (b) início do carregamento não drenado, pequena poropressão e grande presença da força de contato (c) Aumento da poropressão e queda da força de contato (PEREIRA, 2005). 26
Figura 1.7: Mudança no parâmetro de estado para um aumento de tensão qualquer (e_1 – areia fofa; e_2 - areia medianamente densa; e_3.- areia densa) (modificado de MORGENSTERN et al., 2016). 27
Figura 1.8: Correlações: (a) Comportamento tensão-deformação drenado e não drenado (b) Consolidação e descarregamento isotrópico (c) Trajetórias de tensões efetivas 29
Figura 1.9: Diferentes respostas ao cisalhamento não drenado para diferentes índices de vazios (modificado de YANG et al, 2014). 30
Figura 1.10: Comportamentos típicos dos ensaios realizados (CASTRO, 1969 *apud* NIERWINSKI, 2013) 31
Figura 1.11: Comportamento idealizado por um solo arenoso fofo quando cisalhado de forma não drenada (modificado de BEEN & JEFFERIES, 2004). 33
Figura 1.12. Resultado de ensaio triaxial CIU onde o Estado Crítico (permanente) não é alcançado (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016) 34
Figura 1.13: Iniciação da liquefação (modificado de FREIRE NETO, 2009). 35
Figura 1.14: Comparação entre as superfícies de colapso, Linha de Liquefação (modificado de BEEN & JEFFERIES, 2004). 36

Figura 1.15: Trajetórias de tensões efetivas para areias fofa de Erksak, ilustrando a superfície de colapso η = 0,78 (BEEN & JEFFERIES, 2004). 37
Figura 1.16: Resultado de ensaios realizados em areia. (a) Tensão Desviadora, (b) Trajetória de tensões, (c) Excesso de poropressão e (d) Relação de tensões no colapso (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016). 38
Figura 1.17: Trajetórias normalizadas pela tensão média do estado crítico/permanente (p'ss) (a) areia de Leighton Buzzard e (b) areia de Nerlerk no espaço das trajetórias de tensão – dados de Sladen et al (1985) (YANG, 2002). 39
Figura 1.18: Resultado triaxial de compressão não drenada (Jefferies & Been , 2016). 41
Figura 1.19: Representação da Liquefação real dos rejeitos de Stava com única Linha de Liquefação (modificado de CARRERA et al, 2011). 42
Figura 1.20: Esquema sugestivo de subdivisão da área acima da linha de estados crítico (CARRERA et al., 2011). 43
Figura 1.21: Faixas Granulométricas de maior potencial de Liquefação (modificado de PIRETE, 2010). 45
Figura 1.22: Índices de vazios de amostras que alcançaram liquefação verdadeira para diferentes porcentagens de silte e seus respectivos emáx e emín (CARRERA et al, 2011). 46
Figura 1.23: Recomendação de solos com potencial de Liquefação proposto por (SEED et al., 2003) 47
Figura 1.24: Classificação de solos baseada em ensaios CPT (ROBERTSON, 1990). 49
Figura 1.25: Potencial de liquefação estática proposta por Olson (OLSON, 2001 *apud* NIERWINSKI, 2013). 50
Figura 1.26: Classificação do Robertson (1990) com dados dos sítios da Noruega. (GYLLAND et al, 2017) 51
Figura 1.27: Classificação modificada baseada em CPT (ROBERTSON,2010) 53
Figura 1.28: Caracterização de solos baseada em ensaios CPT (ROBERTSON, 2010). 54
Figura 1.29: Correlação de ensaios CPT com potencial de liquefação, baseado em casos históricos (ROBERTSON, 2010). 55
Figura 1.30: Métodos de pluviação de solos arenosos (ISHIHARA, 1993). 57
Figura 2.1: Visualização dos grãos da areia do Leblon - Passante na #10-4x0.10P. 60
Figura 2.2: Visualização dos grãos da areia do Leblon -Passante na #10-10x0.25P. 60
Figura 2.3: Curva Granulométrica da areia da praia do Leblon. 62
Figura 2.4: Determinação do potencial de liquefação baseado na curva granulométrica da areia do Leblon. 63

Figura 2.5: Resultado de ensaio CIU moldagem do corpo de prova em uma única camada pelo método da deposição úmida 68
Figura 2.6: Molde da UFOP. 69
Figura 2.7: Sequência de passos para inserção da membrana (PEREIRA, 2005). 70
Figura 2.8: Preparação do corpo de prova 71
Figura 2.9: (i) medidor de variação de volume; (ii) painel de controle de pressões; (iii) LVDT; (iv) célula de carga; (v) transdutor de pressão; (vi) câmara de acrílico com grades; (vii) sistema de engrenagens para controle de velocidade de cisalhamento. (SENEZ, 2016) 72
Figura 2.10: Determinação do t_{100} (HEAD, 1986). 74
Figura 3.1: Resultado de ensaio CID com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida. (a) curva tensão deformação, (b) curva variação de volume x deformação axial e (c) trajetória de tensão 78
Figura 3.2: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da pluviação seca. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva 79
Figura 3.3: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da sedimentação em água. (a) curva tensão deformação, (b) curva acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva 81
Figura 3.4: Corpos de prova após fase de cisalhamento 82
Figura 3.5: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida em amostras de densidade mediana. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva 83
Figura 3.6: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida em amostras de densidade mediana. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva 84
Figura 3.7: Confirmação do fenômeno de liquefação 86
Figura 3.8: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida em amostras de densidade mediana. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial, (c) trajetória de tensão efetiva e (d) detalhe das amostras fofas 87
Figura 3.9: Linha de estados críticos para moldagem de deposição úmida com M = 1,24 (51,12º) 88
Figura 3.10: Linhas de Estado Crítico para areia do Leblon 89
Figura 3.11: Linhas de liquefação para areia do Leblon 91

Figura 3.12: Linha de Liquefação para areia do Leblon..... 92

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.1: Acidentes famosos no setor de mineração..... 19
Tabela 2.1: Ensaio de peso específico dos grãos..... 61
Tabela 2.2: Resultado dos ensaios $e_{máx}$ e $e_{mín}$..... 64
Tabela A.1: Quadro resumo das características das amostras dos ensaios drenados 102
Tabela A.2: Quadro resumo das características das amostras de Pluviação seca..... 102
Tabela A.3: Quadro resumo das características das amostras de Sedimentação em água 103
Tabela A.4: Quadro resumo das características das amostras de Deposição Úmida 103

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO **16**
1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **18**
1.1 Conceitos básicos da Teoria dos Estados críticos **19**
1.1.1 Determinação experimental da LEC 23
1.2 Conceitos sobre liquefação **25**
1.2.1 Comportamento não drenado em areias 27
1.2.2 Estado Permanente e Estado Crítico 33
1.2.3 Liquefação estática em areias 40
1.2.4 Parâmetros que afetam o potencial de liquefação 43
1.2.4.1 Distribuição granulométrica 43
1.2.4.2 Idade geológica do depósito 47
1.2.4.3 Grau de Saturação 48
1.2.5 Determinação experimental do potencial de liquefação 49
1.2.5.1 No campo 49
1.2.5.2 No laboratório 56
1.2.5.3 Deposição seca 56
1.2.5.4 Deposição Úmida 58
2 PROGRAMA EXPERIMENTAL **59**
2.1 Ensaios de Caracterização Física **60**
2.1.1 Densidade Real dos Grãos 61
2.1.2 Análise Granulométrica 62
2.1.3 Índice de Vazios Máximo e Mínimo 63
2.1.4 Moldagem dos Corpos de Prova 64
2.1.4.1 Pluviação Seca 65
2.1.4.2 Sedimentação em água 66
2.1.4.3 Deposição úmida (“Moisty Tamping”) 67
2.2 Ensaios Triaxiais Não Drenados (CU) e Drenados (CD) **72**
2.2.1 Saturação do corpo de prova 73
2.2.2 Definição da Velocidade de Cisalhamento 73
3 ANÁLISE DOS RESULTADOS **76**
3.1 Ensaios Drenados CID **76**

3.2 Ensaios Não Drenados CIU 78
3.2.1 Moldagem por pluviação seca 78
3.2.2 Moldagem por sedimentação em água.....80
3.2.3 Moldagem por deposição úmida.....81
3.3 Determinação da Linha de Estado Crítico e da Linha de Liquefação.....89
4 CONCLUSÕES.....93
4.1 Conclusões Gerais.....93
4.2 Sugestão para trabalhos futuros 94
REFERÊNCIAS 95
APÊNDICE 102

INTRODUÇÃO

Rupturas causadas por liquefação deixam rastros de grande destruição e estão ligadas a eventos catastróficos em todo mundo. Tais rupturas se caracterizam pela transformação do estado físico; o solo deixa de atuar como um material sólido e passa a se comportar como um fluido viscoso.

A liquefação tende a ocorrer em solos puramente arenosos, ou com certa parcela de finos, desde que os mesmos não contribuam com aumento da resistência ao cisalhamento. Quando em estrutura fofa e saturado, qualquer carregamento não drenado gera um aumento de poropressão da mesma magnitude. Com isso, o comportamento tensão x deformação mostra uma curva com pico seguida de uma queda abrupta até valores muito baixos.

Vários são os pré-requisitos para que um solo seja caracterizado com potencial elevado de liquefação, sendo estes: curva granulométrica, baixa compacidade, presença de finos não plásticos e elevado grau de saturação.

De maneira geral rupturas causadas por liquefação são observadas em barragens de rejeito em todo o mundo, visto que nesses tipos de barragens a disposição de rejeitos, majoritariamente, é realizada através da técnica de aterros hidráulicos, fazendo com que os mesmos sejam encontrados fofos e saturados.

A presente pesquisa foi inspirada a partir de um debate acadêmico, no qual foi afirmado que toda areia, quando carregada de maneira não drenada, teria como consequência a ocorrência de liquefação, desde que todos os pré-requisitos fossem atendidos.

Para verificar tal afirmação foi escolhida a areia da praia do Leblon. Trata-se de uma areia uniforme de grãos arredondados, cuja curva granulométrica representa alto potencial para a ocorrência de liquefação, ou seja, um material que cumpre os pré-requisitos para a ocorrência de tal fenômeno.

Para se observar a ocorrência ou não da liquefação, foram realizados diversos ensaios triaxiais com drenagem impedida, consolidados e de carregamento axial, para diversas densidades relativas, sendo considerada distintas metodologias de moldagem de corpos de prova.

Esta dissertação tem como objetivo reproduzir em laboratório a ocorrência de Liquefação em amostras de areia do Leblon com finalidade de analisar a afirmação supracitada, mesmo sendo um material que tanto se diferencia dos quais onde a liquefação já fora observada.

O trabalho é composto por 5 capítulos. No Capítulo 2 é apresentada revisão bibliográfica sobre liquefação, principais características do fenômeno, pré-requisitos, e, finalmente, determinação do potencial por meio de ensaios de campo e de laboratório.

No Capítulo 3 é apresentado o programa experimental, levando em conta as metodologias estudadas para confecção dos corpos de prova, caracterização do material, e do equipamento utilizado, e o método de saturação realizada.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos e feitas as análises dos mesmos.

Por fim, o Capítulo 5 apresenta as conclusões decorrentes do presente estudo e sugestões para próximos trabalhos.

1 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O comportamento não drenado em solos arenosos fofos sempre foi associado a obras de engenharia passiveis de sofrerem ações de terremotos. Para essas situações, há sempre a opção do uso de técnicas de melhoria do solo, aumentando-se a densidade do solo e melhorando a resposta da estrutura.

Na indústria da mineração, o foco do empreendimento está na extração do minério. O resíduo (lixo) deste processo gera um material granular, que, por questões ambientais, não pode ser simplesmente abandonado *in natura.* O vazamento dos rejeitos é extremamente agressivo para fauna, flora e para o meio antrópico.

A disposição dos rejeitos pode se dar via seca ou úmida. No caso de via seca são estocados em pilhas. No caso de via úmida são transportados por dutos e depositados hidraulicamente nos lagos. Nesta técnica, o material apresenta-se saturado e com baixa densidade relativa.

Ao considerar-se o número de casos de acidentes causados por liquefação sem dúvida o setor de mineração recebe destaque. Em geral, a barragens de rejeito partem da construção de um dique inicial feita com os materiais controlados, encontrados na região. Com produção do minério, faz-se necessário realizar, de tempo em tempos, alteamento dos diques. Nestas etapas, o uso do próprio rejeito como material de aterro vem sendo uma prática bastante comum.

Resíduos de mineração são predominantemente formados por areias ou siltes em estado fofo (LADE, 1993 *apud* NIERWINSKI, 2013). Considerando seus finos, de uma maneira geral, sua presença reduz a permeabilidade do solo, no entanto, contribui para a resistência ao cisalhamento, devido ao acréscimo de coesão, nesse caso, tratam-se de solos finos plásticos que contam com forças de atração para tal comportamento. Entretanto, no caso de solos formados por finos não plásticos, a influência é apenas negativa, causada pela redução da permeabilidade. (FREIRE NETO, 2009).

Rejeitos granulares fofos, com presença de finos não plásticos, saturados e expostos a taxas carregamentos cada vez mais velozes, por conta da crescente velocidade de produção do minério, em geral, são potencialmente capazes de sofrer ruptura por liquefação.

Muitos são os casos de rupturas barragens de rejeito atribuídas à liquefação. Há também hipóteses de rupturas iniciais por mecanismos clássicos de estabilidade, que

detonam um processo de liquefação. O fato é que, sob estado liquefeito, a massa de solo tem grande poder de destruição, podendo atingir grandes extensões. Em suma, os rejeitos de minério possuem alto potencial de contaminação e destruição da vida. A Tabela 1.1 apresenta alguns dos maiores acidentes com barragens de rejeito.

Tabela 1.1: Acidentes famosos no setor de mineração

Local	**Ano**	**Volume de rejeito liberado (m^3)**	**nº de mortes**
Barragem de rejeitos de Stava - Itália	1985	240.000	268
Barragem da Mina de Fernandinho - Brasil	1986	350.000	7
Barragem de rejeito de Fundão - Brasil	2015	32.000.000	19
Barragem de Brumadinho - Brasil	2019	12.700.000	236

1.1 Conceitos básicos da Teoria dos Estados Críticos

A areia, quando cisalhada, pode se comportar de duas maneiras: dilatante ou contrátil (Figura 1.1). Independente do índice de vazios inicial todas tendem um mesmo índice de vazios, denominado de índice de vazios crítico. O comportamento contrátil acontece quando o índice de vazios é superior ao crítico. Neste caso, considera-se que o solo apresenta comportamento fofo e é susceptível ao processo de liquefação. Caso o índice de vazios seja inferior ao crítico, o solo é classificado com comportamento denso, dilatante.

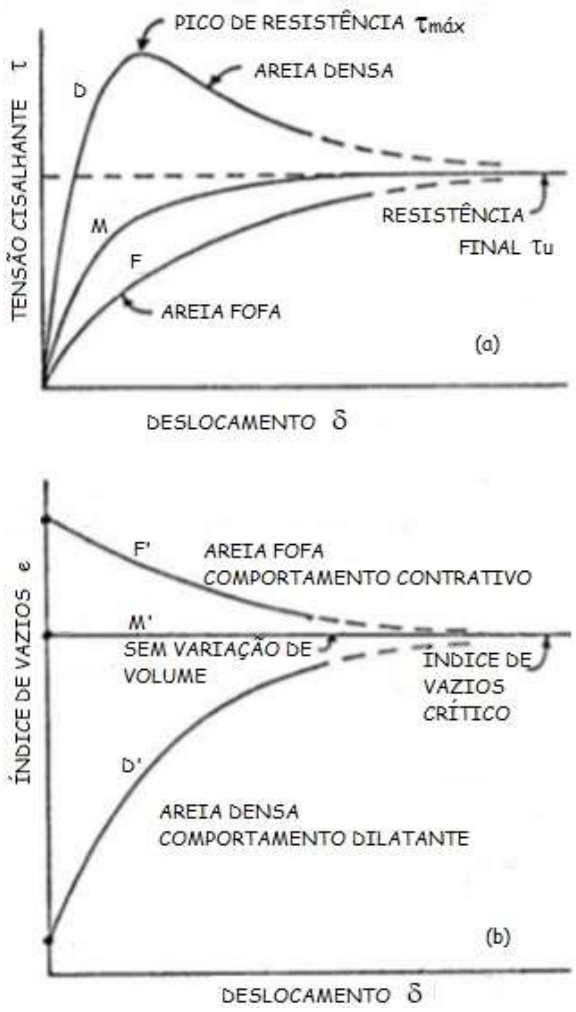
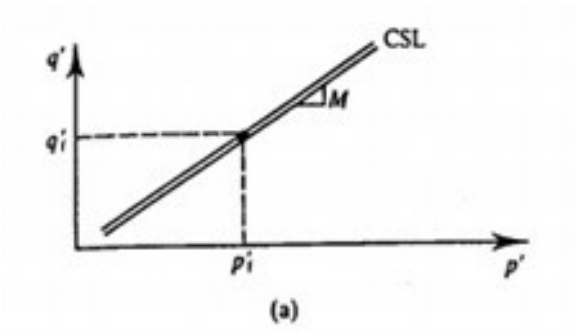
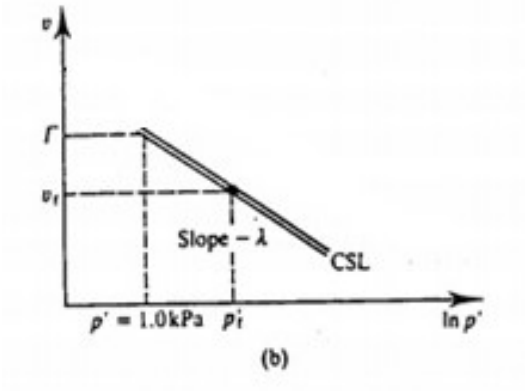


Figura 1.1. Hipóteses iniciais para o índice de vazios do Estado Crítico baseados em ensaios de cisalhamento direto (a) tensão x deformação (b) índice de vazios x deslocamento (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016).

Atkinson (1993) ilustra o estado crítico por meio de dados experimentais de ensaios de cisalhamento direto obtidos de Atkinson & Bransby (1978) e Wood (1991) onde afirma ter alcançado o estado crítico para valores superiores a 10% de deformação. Contudo, o mesmo afirma que, apesar de características da resistência do solo serem facilmente obtidas de ensaios de cisalhamento direto, o mesmo não é ideal para a determinação do estado crítico, isto porque tensões e deformações tendem a ser não uniforme, e estados de tensões e de deformações não podem ser completamente definidos em medições em um único plano.

Por conta das observações supracitadas, a linha de estados críticos foi então determinada por resultados de ensaios triaxiais drenados e não drenados, Figura 1.2, onde se mostraram a mesma que a obtida pelo ensaio de cisalhamento direto.





Onde:

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \qquad (1.1)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 * \sigma'_3}{3} \qquad (1.2)$$

$$\nu = 1 + e \qquad (1.3)$$

Figura 1.2. Linha de Estados Críticos baseada em ensaios triaxiais (a) espaço p'-q' (b) espaço ν-ln p' (modificado de ATKINSON, 1993).

No espaço p'-q', Figura 1.2 (a), a linha de estado críticos é descrita pela Equação (1.4), onde p' e q' são diretamente correlacionados pelo coeficiente angular M (Razão de tensão no estado crítico). Destaca-se ainda que na Figura 1.2 (b) a linha de estado crítico é correlacionada com o volume específico (ν) no espaço ν-ln p' é determinada pela Equação (1.5)

$$q' = Mxp' \qquad (1.4)$$

$$\nu = \Gamma - \lambda \ln p' \qquad (1.5)$$

O Estado Crítico foi definido por Roscoe et al (1958) como sendo o estado onde o solo continua a se deformar com tensão e índice de vazios constantes. Já a Linha de

Estados Críticos LEC pode ser interpretada como uma fronteira entre os comportamentos de contração e expansão de volume, sendo também utilizada como um critério de suscetibilidade à liquefação.

Como ilustrado na Figura 1.3, o cisalhamento de um solo arenoso pode se dar com (drenado) ou sem variação e volume (não drenado). Solos com comportamento fofo sofrem redução do índice de vazios e solos com comportamento denso dilatam. Existe, portanto uma linha que separa os dois estados; isto é, para uma tensão efetiva qualquer, existe um índice de vazios para o qual não há tendência de aumento ou decréscimo de volume durante o cisalhamento. A tendência de variação de volume durante o cisalhamento, depende não só do índice de vazios inicial, mas também do nível de tensão efetiva.

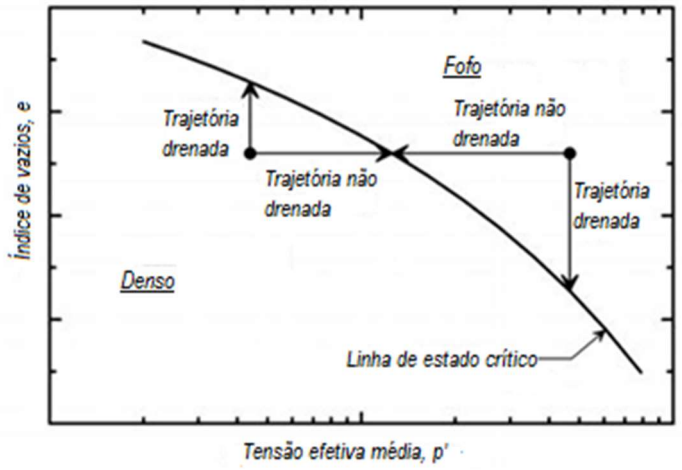


Figura 1.3 Trajetórias de tensão de carregamentos estáticos (modificado de BALBARINI, 2017).

Baseado neste conceito, foi criado o Parâmetro de Estado (ψ), que correlaciona o estado natural do solo (índice de vazios inicial e_0) com o índice de vazios sobre a Linha dos Estados Críticos LEC (e_v), para o mesmo nível de tensão efetiva. Esse parâmetro é definido por:

$$\psi = e_0 - e_v \tag{1.6}$$

O estado crítico é alcançado então quando o solo continua a se deformar à tensão e índice de vazios constantes, por tanto, condições temporárias das grandezas citadas não representam o estado crítico.

1.1.1 Determinação experimental da LEC

Jefferies & Been (2016) recomendam que a LEC seja determinada a partir de uma série de quatro ensaios triaxiais em amostras fofas, sendo três não drenados e um drenado. A importância do ensaio drenado é dada por ser um ensaio em que se atinge o Estado Crítico de maneira mais lenta, para grandes deformações. Já os ensaios não drenados, em amostras fofas, apresentam as seguintes vantagens:

- O fato do volume não variar durante o cisalhamento, tende a inibir o desenvolvimento de não uniformidades.
- Sob condições não drenadas, areias muito fofas se mantém contrativas durante a fase de cisalhamento e, continuamente apresentam aumento de poropressão (trajetória A- Figura 1.4). Isso minimiza o desenvolvimento de não uniformidades dentro da amostra.
- Quando o corpo de prova possui tendência a dilatar, forma-se um plano de ruptura, no qual o índice de vazios é desconhecido, mas que domina o comportamento da amostra. Isso faz com que somente a faixa de solo próximo ao plano de ruptura chegue ao estado crítico, enquanto o resto da amostra não. De uma maneira geral, a amostra dilatante, como um todo, não atinge ao estado crítico (Ensaio drenado - Trajetória C- Figura 1.4).
- Amostras com alto índice de vazios devem sempre ser o ponto inicial para a reprodução da liquefação em laboratório, isso porque esses ensaios necessitam menores deformações para alcançar o estado crítico.

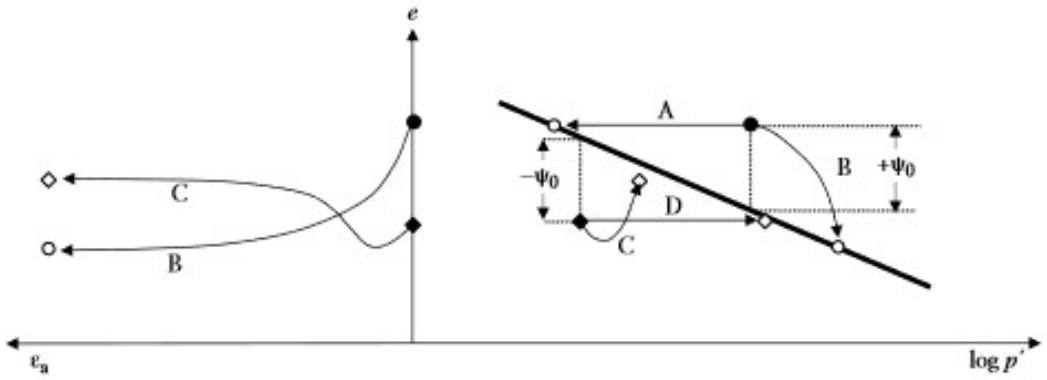


Figura 1.4: Tensão – Deformação – índice de vazios para ensaios convencionais CID e CIU (JEFFERIES & BEEN, 2016).

Jefferies e Been (2016) sugerem que a LEC seja obtida a partir de 3 níveis de tensão confinante 100, 200 e 400 kPa , como mostra a Figura 1.5. Na escala semi-log LEC é convencionalmente representada por uma reta. Cabe observar, entretanto, que a faixa de determinação da LEC depende do caso a ser estudado. Por exemplo, a probabilidade de ocorrência de liquefação é maior em profundidades rasas por conta da baixa densidade relativa. Por outro lado, para níveis de tensão mais elevados, o índice de vazios crítico torna-se mais baixo, ampliando a gama de índices de vazios passíveis a sofrerem contração no cisalhamento.

Ainda se ressalta que existe maior possibilidade de ocorrência de liquefação em depósitos recentes do que em depósitos antigos, devido aos efeitos de adensamento do solo ao longo do tempo e crescente confinamento pela imposição de sobrecargas diversas. Por esta razão, fenômenos de liquefação têm sido raramente documentados em depósitos de solos antigos e muito consolidados, com profundidades superiores a 15m (KRINITZSKY, 1993, *apud* PIRETE, 2010).

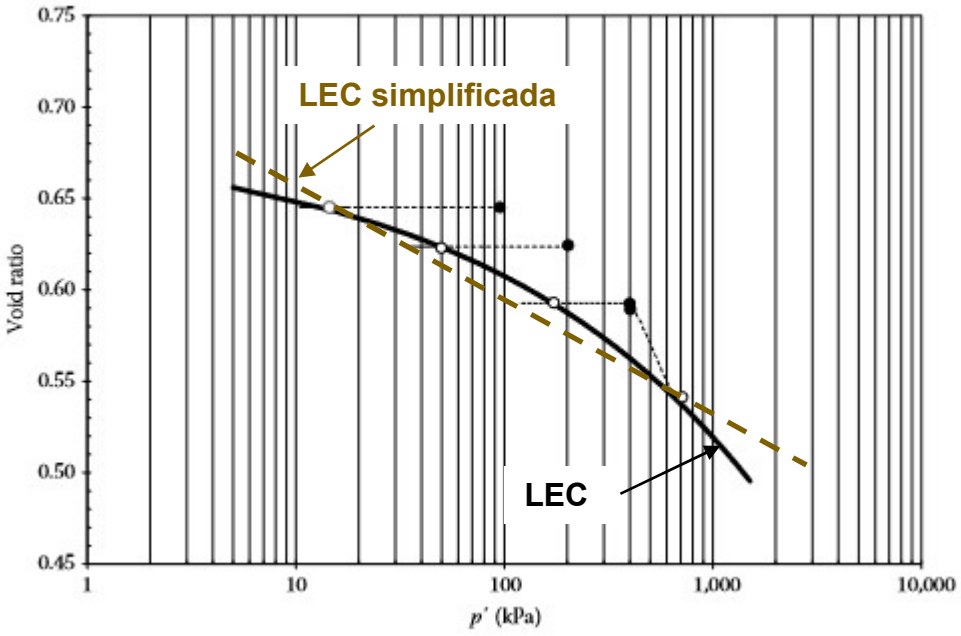


Figura 1.5: Determinação da LEC usando quatro amostras (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016).

1.2 Conceitos sobre liquefação

A liquefação estática pode ser basicamente entendida como sendo o fenômeno capaz de levar qualquer material de seu estado natural ao estado fluido, face ao brusco aumento de poropressão e consequente redução das tensões efetivas. A Figura 1.6 ilustra uma sequência geral do fenômeno da liquefação sob condição de carregamento não drenado.

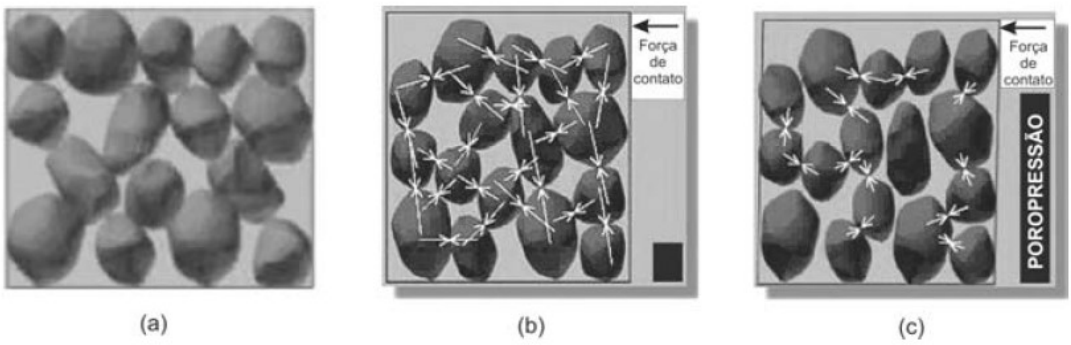


Figura 1.6: Sequência do fenômeno da Liquefação para solos arenosos. (a) Solo saturado sem carregamento. (b) início do carregamento não drenado, pequena poropressão e grande presença da força de contato (c) Aumento da poropressão e queda da força de contato (PEREIRA, 2005).

Caso ocorra a liquefação, a massa se movimenta por longas distâncias até conseguir recuperar sua resistência ao cisalhamento e, enfim, parar o movimento. A nomenclatura Ruptura em Fluxo por Liquefação ou *Liquefaction Flow Failure*, se caracteriza por deslocamentos rápidos de grande extensão (ESPINOZA, 2010).

O parâmetro de estado é extremamente útil para apontar a susceptibilidade do solo sofrer processo de liquefação por, aparentemente, ser independente da graduação da areia, teor de silte, mineralogia, etc. (JEFFERIES & BEEN, 2016). A magnitude do parâmetro de estado ψ exprime o grau de contractilidade ou dilatância do material. Se $\psi > 0$ o solo é susceptível à ocorrência de liquefação (Figura 1.7).

Cabe ressaltar, entretanto, que alguns estudos recentes (Jefferies e Been, 2006; Shuttle e Cunning, 2007) consideram que existe probabilidade de ocorrência de liquefação, mesmo quando ψ apresenta valores de até -0,05. (ROBERTSON, 2010)

A Figura 1.7 ilustra ainda a mudança do comportamento de compressão e dilatância com a variação do estado de tensões. Para o índice de vazios inicial e_3, o material é dilatante com ψ_3 negativo, o que significa que solo se comporta como uma areia densa. Com a aplicação de um carregamento, a tensão efetiva cresce, o índice de vazios reduz para e_2. Neste novo cenário, muda a relação do índice de vazios e_2 com a LEC e o parâmetro de estado ψ_2 passa ter sinal positivo. Assim, um material que inicialmente tinha o comportamento dilatante (areia densa) assume as características contrativas de uma areia fofa. Com um novo aumento do carregamento, a tensão efetiva cresce, e_2 se reduz a e_1 e o parâmetro de estado ψ_1 cresce indicando um aumento na susceptibilidade à liquefação. (MORGENSTERN *et al.*, 2016).

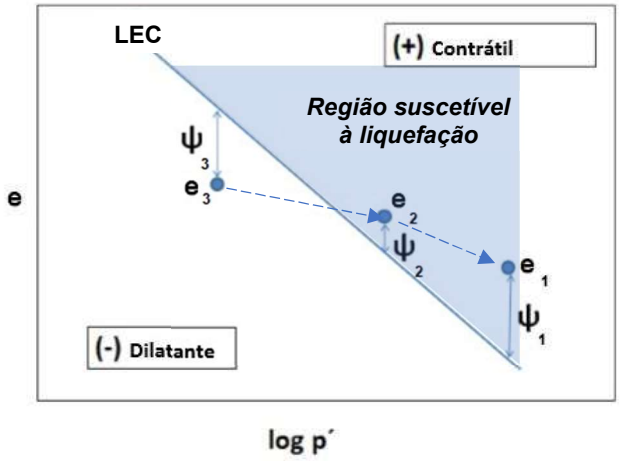


Figura 1.7: Mudança no parâmetro de estado para um aumento de tensão qualquer (e_1 – areia fofa; e_2 - areia medianamente densa; e_3.- areia densa) (modificado de MORGENSTERN et al., 2016).

1.2.1 Comportamento não drenado em areias

Um novo conceito de colapso estrutural é formulado para explicar o comportamento ao cisalhamento não drenado das areias. O comportamento de amolecimento, durante carregamento não drenado, é associado com o fato da estrutura de areia fofa ser metaestável. Em casos de colapso, pequenas tensões de cisalhamento são suficientes para produzir um rearranjo repentino de grãos, e consequente perda de pontos de contatos com grãos vizinhos. (ASHOUR & NORRIS, 1999).

Durante cisalhamento não drenado, o colapso da estrutura é o resultado da carga ser transferida de maneira repentina do esqueleto do solo para a água, resultando no aumento de poropressão. Como consequência, a resistência ao cisalhamento da areia é reduzida substancialmente, fazendo-a experimentar grandes deformações em um curto período de tempo. (ASHOUR & NORRIS, 1999).

No processo de deformação, os grãos de areia atingem, estatisticamente, o estado crítico, sendo que após este a tensão de cisalhamento necessária para continuar a deformação eventualmente atinge um valor muito baixo e constante (POULOS, 1981).

Entender o comportamento não drenado das areias, ao ser carregada pelos mais diversos tipos de carregamento, está relacionado a possibilidade de prever o potencial de uma areia saturada de se liquefazer. Os estudos disponíveis se concentram em determinar

o potencial de liquefação, e a única maneira de saber o comportamento não drenado de uma areia saturada seria por meio de testes de laboratórios. Contudo, Norris et al. (1997), começaram a investigar que a resposta não drenada de uma areia pode ser avaliada por meio de ensaios drenados. Ashour & Norris (1999) formularam, por meio de ensaios drenados, as respostas não drenadas das areias, sendo essas, liquefação completa, liquefação limitada e dilatância, conceitos esses determinados mais a diante no presente capítulo (ASHOUR & NORRIS, 1999)

A técnica desenvolvida consiste em aplicar uma série de ensaios drenados, com medidas de variações de volume, consolidados isotropicamente, com a mesma tensão de confinamento σ_c e índice de vazios e_c, onde a resposta não drenada é obtida. Entretanto, os ensaios drenados são descarregados para diferentes valores de σ_3 antes de cisalhados. Esta técnica necessita de uma série de ensaios drenados para que determine a curva tensão deformação não drenada de uma areia para um determinado índice de vazios, ou densidade relativa. Este estudo é baseado nas curvas tensão deformação drenadas e variação de volume à diferentes tensões de consolidação dos ensaios triaxiais drenados, na curva variação de volume x descarregamento isotropicamente consolidado e, finalmente, nas curvas tensão-deformação e variação de volume isotropicamente consolidade dos ensaios não drendos para diferentes razões de consolidação. Essas relações drenadas podem ser usadas para prever respostas não drenadas de areias, conforme ilustrado na Figura 1.8 (ASHOUR & NORRIS, 1999).

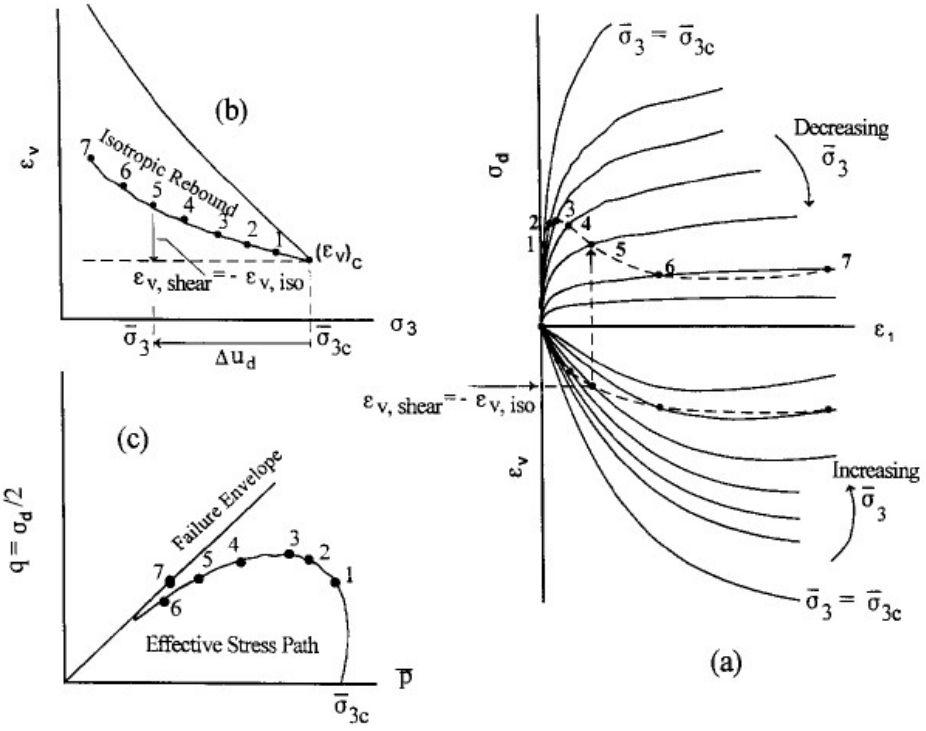


Figura 1.8: Correlações: (a) Comportamento tensão-deformação drenado e não drenado (b) Consolidação e descarregamento isotrópico (c) Trajetórias de tensões efetivas

As respostas ao cisalhamento não drenado para as os cenários de e_1, e_2 e e_3 (Figura 1.7) estão mostradas na Figura 1.9. A areia densa apresenta forte endurecimento e aumento de resistência, enquanto a amostra fofa exibe comportamento contrativo, com acréscimo de poropressão, que leva a amostra à ruptura por liquefação. Já a amostra de densidade mediana inicialmente se contrai até o ponto de transformação de fase. Logo após esse momento a amostra passa a ganhar resistência e apresenta comportamento dilatante (YANG et al, 2014).

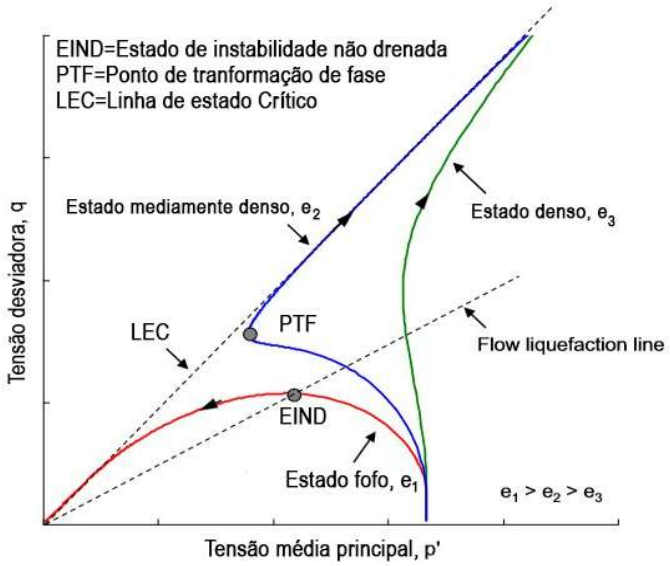


Figura 1.9: Diferentes respostas ao cisalhamento não drenado para diferentes índices de vazios (modificado de YANG et al, 2014).

O mesmo comportamento apresentado na Figura 1.9 foi observado por Castro (1969) em uma série de ensaios triaxiais de tensão controlada, não drenados, em amostras anisotropicamente consolidadas. Foram identificados três padrões típicos de comportamento em termos de curvas de tensão-deformação, geração de poropressão e trajetórias de tensão efetiva (Figura 1.10)

O caso A representa o comportamento contrativo, com acréscimo de poropressão positivo. A curva tensão-deformação é caracterizada por um pico de resistência não drenada, para pequenos níveis de deformação, seguida de uma queda abrupta para um baixo valor de tensão cisalhante. A redução da tensão desviadora pós pico faz com a que a trajetória encontre a envoltória de ruptura numa tendência prolongamento até a origem.

Já o caso B resume o comportamento do solo dilatante. Há inicialmente uma pequena tendência ao incremento de poropressão seguida da geração de poropressão negativa; ou seja, a amostra passa por uma pequena contração e depois passa a expandir. O aumento da tensão desviadora faz com que se atinja consideráveis valores de resistência ao cisalhamento.

O caso C representa um nível intermediário de densidade relativa. A compressão inicial é mais significativa do que na amostra B, seguida por uma tendência à expansão. A trajetória de tensão resulta numa forma intermediária entre os materiais A e B

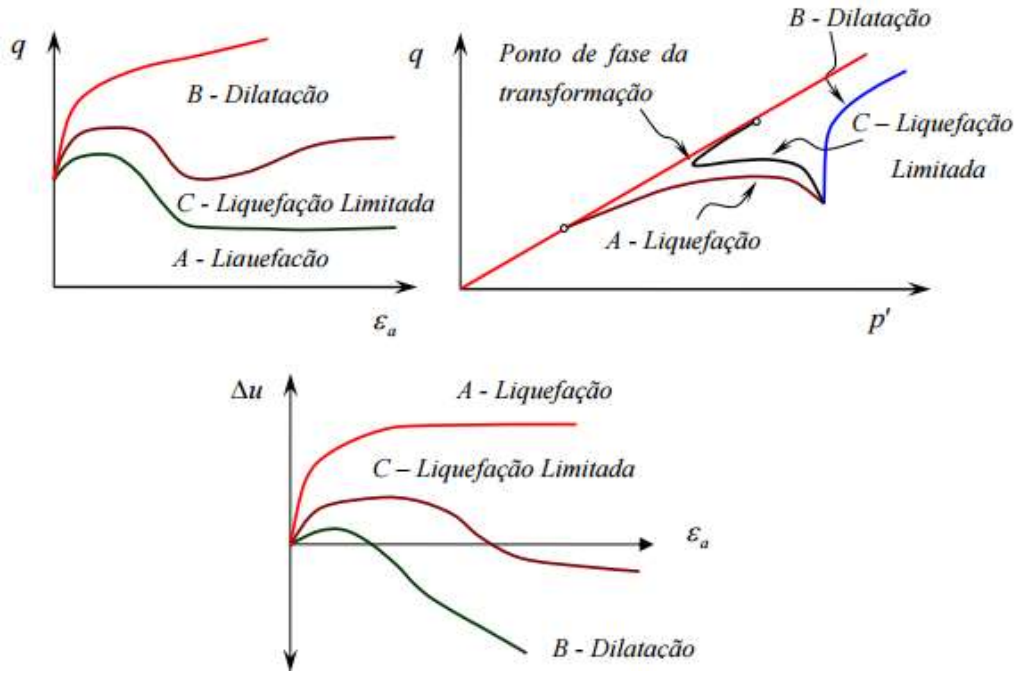


Figura 1.10: Comportamentos típicos dos ensaios realizados (CASTRO, 1969 apud NIERWINSKI, 2013)

O ponto de mudança de comportamento observado no caso C foi denominado, por Ishihara et al (1975), como ponto de transformação de fase. Os acréscimos de tensão desviadora continuaram a provocar a dilatação da amostra, levando a altos valores de resistência ao cisalhamento. Este comportamento peculiar observado em amostras de densidade relativa intermediária foi denominado de liquefação limitada. (ISHIHARA, 1975 *apud* NIERWINSKI, 2013)

Cabe ressaltar, entretanto, que existe uma ambiguidade na literatura, quanto à definição do conceito de ruptura por liquefação:

- Seed (1983) define ruptura por liquefação como o desenvolvimento de um valor especificado de deformação axial acumulada após um certo número de ciclos de variação de tensão desviadora (MOHAMAD & DOBRY, 1986)
- Castro (1975) define ruptura por liquefação como uma súbita perda de resistência, e, em seguida, mantendo as deformações constantes. Tal definição vale tanto para carregamentos cíclicos e estáticos. (MOHAMAD & DOBRY, 1986)

- Sladen et al., 1985 afirmam que a liquefação ocorre sob condição nãodrenada quando o material sofre amolecimento (*strain-softening)*, caracterizado pela perda de resistência após o pico de tensão desviadora.
- Yamamuro & Covert, 2001 consideram que a Liquefação Verdadeira só é confirmada nos casos onde, sob carregamento não drenado, a tensão efetiva se iguala à zero.

A liquefação pode ocorrer em solos arenosos, naturais ou não, desde que estejam saturados, com comportamento contrátil e carregamento não drenado. O aumento rápido da poropressão pode ser deflagrado por carregamentos dinâmicos (carregamentos rápidos ou eventos sísmicos), ou por carregamentos estáticos, desde que haja um gatilho. Face à natureza coesiva, solos argilosos geralmente não experimentam liquefação (RODRIGUES et al. (2014)

A liquefação em solos arenosos pode ser classificada de acordo com o tipo de carregamento desencadeador, em liquefação estática e liquefação dinâmica. A liquefação estática tem como origem um carregamento estático não drenado que gera excesso positivo de poropressão no solo saturado. Tal situação pode decorrer de eventos tais como: elevação do nível d'água em depósitos de materiais arenosos e carregamentos rápidos, entre outros. (ALLEN, 1984 *apud* MELO, 2014). Já a liquefação dinâmica tem como origem carregamentos cíclicos associados a aumento da poropressão. De uma maneira geral, tais solicitações decorrem de sismos e suas consequências dependem da magnitude e duração do sismo.

Medidas para mitigar os efeitos da liquefação são pouco exploradas e utilizadas raramente. Em locais onde o potencial de liquefação é confirmado, alguns procedimentos podem ser adotados: abandonar o local, viver com o risco de liquefação ou implementar medidas mitigatórias que minimizam o risco de ruptura. Na maioria dos casos, medidas mitigatórias são as únicas opções. (RODRÍGUES & IZARRARAS, 2004).

Em áreas com potencial de liquefação, considera-se como medidas mitigatórias, ou preventivas as seguintes providências: i) acompanhamento contínuo das obras, registrando todas as informações relevantes na forma de um histórico; ii) observar indicadores do fenômeno da liquefação, ou seja, no surgimento de *sand boils* ou trincas de alívio de poropressão na superfície do terreno; iii) ter como prática a instrumentação, acompanhando variáveis como: poropressão, deslocamentos e elevação do nível d'água local; iv) densificar as camadas de rejeito granular por compactação dinâmica ou

vibração; v) ressecar os rejeitos finos (lamas); vi) prevenir rupturas iniciais do tipo: erosão interna, galgamento e/ou desconfinamento, ruptura de talude de jusante as quais podem ser suficientes para um gatilho de liquefação; vii) introduzir elementos filtrantes verticais no depósito (colunas de areia ou brita, etc.) de modo a aliviar poropressões. No entanto, ressalta ainda que o fato de um terreno ser potencialmente susceptível à liquefação não implica que o fenômeno acontecerá. (PENNA et al., 2010).

É possível, também, reduzir o potencial de liquefação, aumentando a resistência do solo através do uso de técnicas de cimentação química. O tratamento do solo com cimentação de sílica coloidal aumenta a resistência, reduz a condutividade hidráulica e diminui a susceptibilidade do material à liquefação. A sílica tem sido utilizada para tratar solos em construções de túneis e barragens, e estabilizações no campo (DAVE et al., 2010). Quando uma areia fofa é tratada com sílica, o seu comportamento passa a ser similar ao de areias densas que não passaram por tratamento. A adição de sílica reduz de maneira efetiva o potencial de movimento entre partículas e reorientação. (RODRÍGUES & IZARRARAS, 2004)

1.2.2 Estado Permanente e Estado Crítico

A 1.11 ilustra o comportamento típico de um ensaio não drenado em material arenoso fofo. Inicialmente o solo apresenta um comportamento de endurecimento até o pico de resistência, e então sofre ruptura frágil e as tensões se encaminham para a linha de Estado Crítico até a posição denominada Ponto de Estado Permanente.

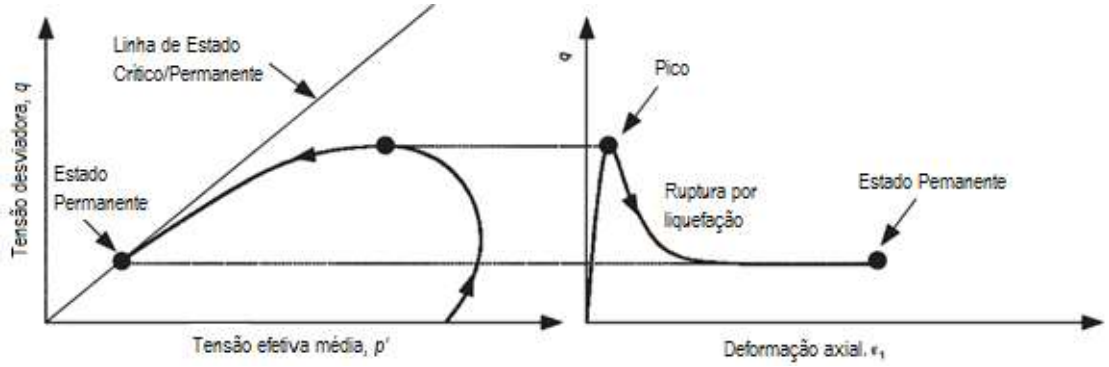


Figura 1.11: Comportamento idealizado por um solo arenoso fofo quando cisalhado de forma não drenada (modificado de BEEN & JEFFERIES, 2004).

Existe muito desacordo na definição do Estado Crítico, a qual, segundo Roscoe (1968), é dita como sendo o estado onde o solo continua a se deformar à tensão e índice de vazios constantes, ou seja, condições temporárias das grandezas citadas não representam o estado crítico. Tal comportamento é exemplificado na Figura 1.12

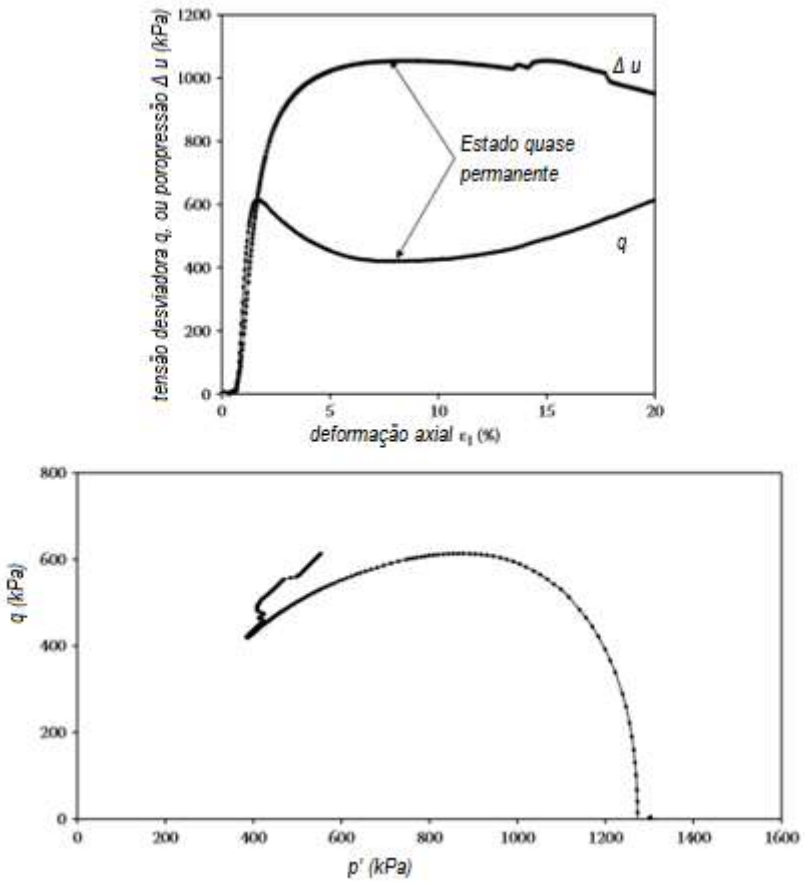


Figura 1.12. Resultado de ensaio triaxial CIU onde o Estado Crítico (permanente) não é alcançado (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016)

Hanzawa et al (1979) realizaram uma série de ensaios triaxiais não drenados CIU em areias com o mesmo índice de vazios inicial, mas submetidas a diferentes tensões confinantes. Como ilustrado na Figura 1.13, as trajetórias de tensão convergem para um único estado de tensões denominado Ponto de Estado Permanente, localizado na Linha de Estado Crítico. No plano $e \times p'$, a Linha de Estado Permanente (LEP) coincide com a Linha de Estado Crítico (LEC). As amostras A e B, por se localizarem abaixo da linha de Estado Permanente, possuem comportamento dilatante quando cisalhadas. As amostras C, D e E apresentam comportamento contrátil, com perda abrupta de resistência não drenada pós pico e trajetórias tendendo para o Ponto de Estado Permanente.

Adicionalmente as tensões de pico se encontram alinhadas. (GUILLEN, 2008; FREIRE NETO, 2009)

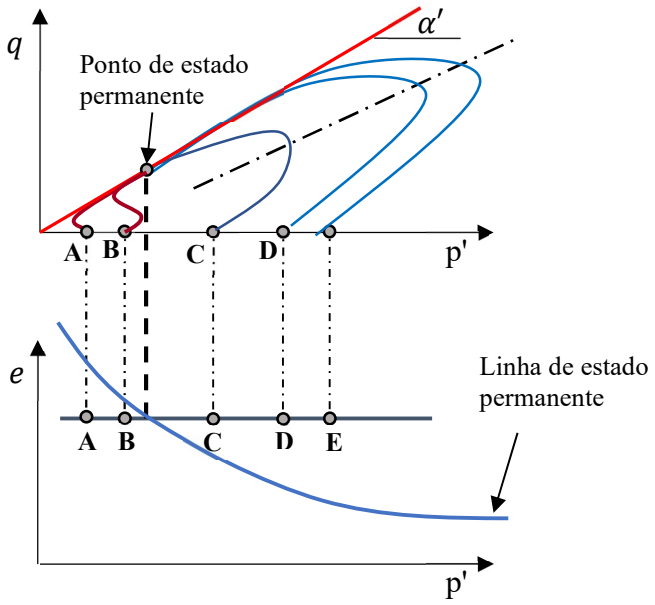


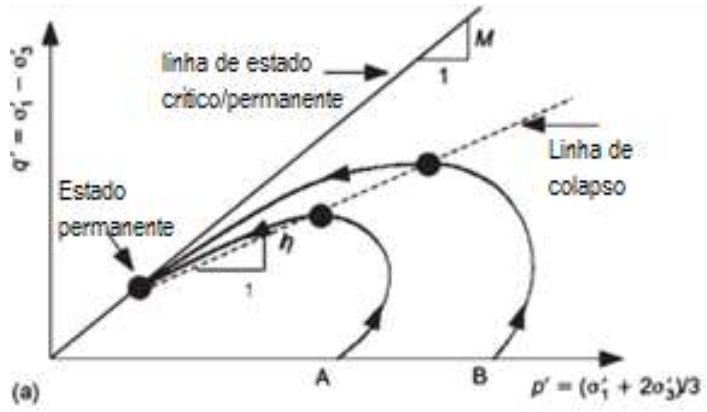
Figura 1.13: Iniciação da liquefação (modificado de FREIRE NETO, 2009).

Sladen et al.,1985b, a partir de resultados experimentais, sugeriram denominar como Linha de Colapso a reta definida pelo alinhamento das tensões na condição de pico, e o Ponto de Estado Permanente, como mostrado na Figura 1.14a. Porém, outros autores (Lade e Pradel, 1990; Ishihara, 1993; Chu et al., 2003; Lade e Yamamuro, 2010) optaram por usar uma variação na superfície do colapso e propuseram Linha de Liquefação (*Flow liquefaction line*), como indicado na Figura 1.14b.

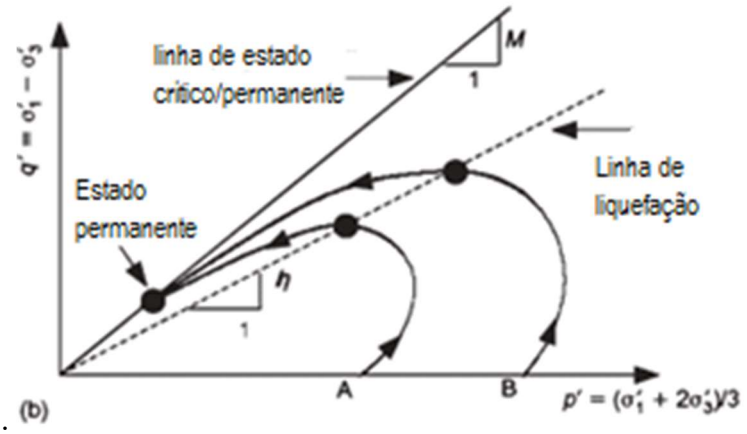
Cabe destacar que as duas proposições utilizam a ideia de que existe colapso da estrutura do solo, após um pico de resistência. A vantagem de se adotar Linha de Liquefação ao invés da Linha de Colapso é que os parâmetros que a descrevem seriam análogos aos da envoltória de resistência de Mohr-Coulomb (YANG, 2002; BEEN & JEFFERIES, 2004).

Dado que a inclinação M da linha de Estado Crítico (Figura 1.14) é uma propriedade física do solo e representa o ângulo de atrito do solo, surgiu, então, a possibilidade de se considerar a inclinação η (Figura 1.14) também como uma propriedade física do solo ("ângulo de atrito mobilizado na liquefação"). Com isso seria

possível, através da linha de colapso ou de liquefação, normalizar a resistência não drenada na condição de pico s_{up} em relação à tensão confinante inicial ($^{S_{up}}/_{p'_0}$)..



(a) Superfície de colapso



(b) Linha de Liquefação

Figura 1.14: Comparação entre as superfícies de colapso, Linha de Liquefação (modificado de BEEN & JEFFERIES, 2004).

Bishop (1971, 1973), a partir de suas investigações sobre o comportamento do solo durante o deslizamento de Aberfan, observou que o "ângulo de atrito mobilizado na liquefação" não tinha significado físico. Os resultados dos ensaios (Figura 1.15) mostram a inclinação da Linha de Liquefação ($\eta = 0.78$) era um comportamento e não uma propriedade do solo. Destaca-se ainda a relação de tensões ($\eta = q/p'$), que representa a

inclinação da superfície de colapso no espaço p'x q, ilustrada com dados experimentais da areia de Erksak (BEEN & JEFFERIES, 2004).

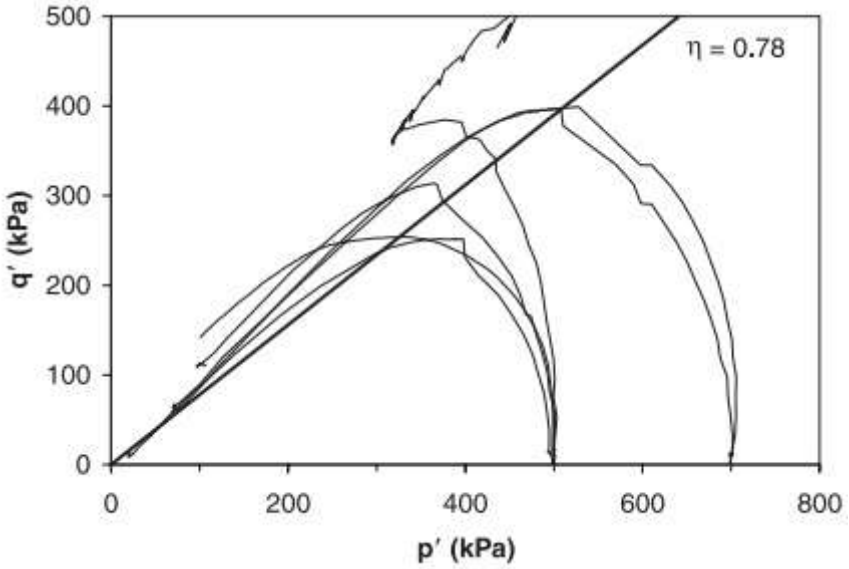


Figura 1.15: Trajetórias de tensões efetivas para areias fofa de Erksak, ilustrando a superfície de colapso η = 0,78 (BEEN & JEFFERIES, 2004).

Para ampliar a compreensão do traçado da linha de liquefação, cabe examinar detalhadamente o ensaio G609, realizado numa amostra com um índice de vazios inicial de $e_o = 0,8$ e parâmetro de estado $\psi = 0,068$. Como indicado na Figura 1.16, há queda de resistência pós-pico de 80%, a curva tensão-deformação revela queda brusca de resistência não drenada antes de 4% de deformação e o acréscimo de poropressão se comporta de maneira suave com relação à deformação do solo. Na passagem pela *flow liquefaction line*, com $\eta=0,62$, não se observa qualquer mudança no comportamento do corpo de prova, evidenciando que é indiferente a reta supracitada. Contudo, mesmo assim aponta-se que a natureza da liquefação também é observada em tal resultado. (JEFFERIES & BEEN, 2016).

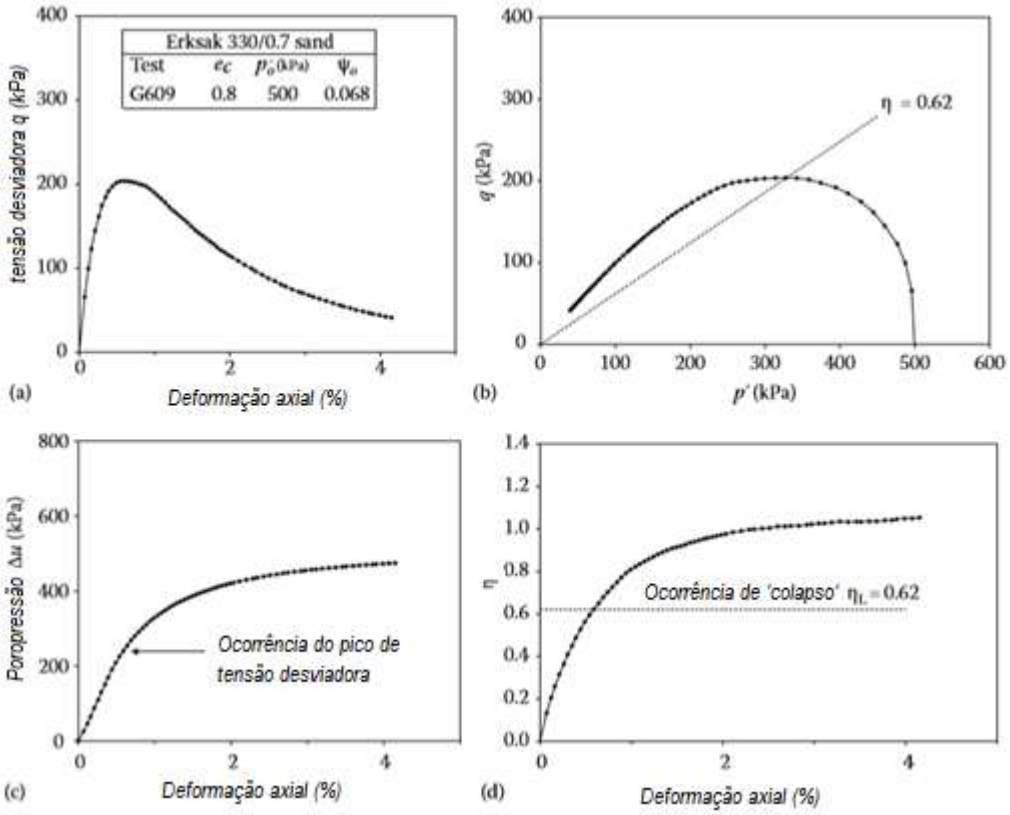


Figura 1.16: Resultado de ensaios realizados em areia. (a) Tensão Desviadora, (b) Trajetória de tensões, (c) Excesso de poropressão e (d) Relação de tensões no colapso (modificado de JEFFERIES & BEEN, 2016).

Contudo, Guillen (2008) considera que a Linha de Liquefação marca uma fronteira entre estados estáveis e instáveis. A liquefação será iniciada assim que o estado de tensões de um elemento do solo atingir o pico de resistência, sob condições não drenadas. Ou seja, se esta condição for atingida, a liquefação é inevitável. Com isso, o processo ocorrerá em duas etapas:

- Etapa 1: O solo se torna instável quando a geração de poropressão for suficiente para se atingir a Linha de Liquefação.
- Etapa 2: Ocorrem incrementos de poropressão e desenvolvimento de grandes deformações. Nesta etapa o solo sofre amolecimento (*strain softening*), enquanto a trajetória de tensão se encaminha para o Ponto de Estado Permanente.

Yang (2002) chama atenção para a possibilidade de a Linha de Liquefação não ser única. A partir de resultados experimentais das trajetórias de tensão das areias de Leighton

Buzzard e Nerlek (Figura 1.17) o autor observou que os pontos de resistência de pico não se alinharam em retas passando pela origem. Vale salientar que os gráficos apresentados por Yang (2002) são normalizados pelo valor de p' no estado permanente (*steady state*).

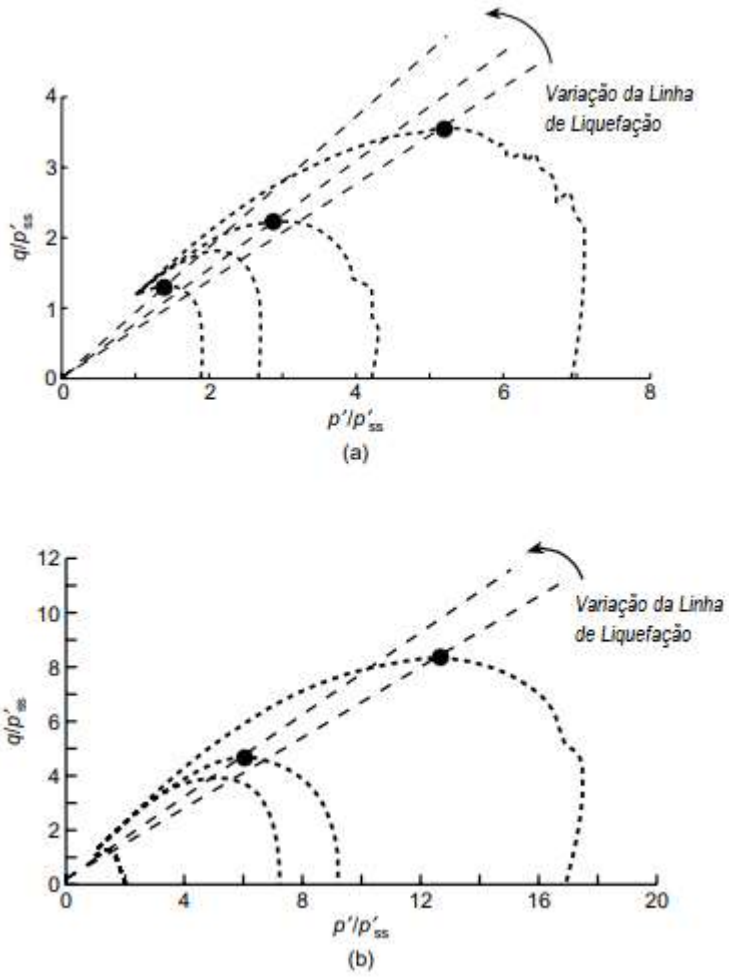


Figura 1.17: Trajetórias normalizadas pela tensão média do estado crítico/permanente (p'ss) (a) areia de Leighton Buzzard e (b) areia de Nerlerk no espaço das trajetórias de tensão – dados de Sladen et al (1985) (YANG, 2002).

Fica evidente então impossibilidade de se considerar a inclinação η da Linha de Liquefação como uma propriedade física do solo. Os pontos das trajetórias de tensão, correspondentes ao pico de resistência não drenada, não caem em uma única linha que se origina na origem. Essa mesma tendência foi observada nas areias de Banding e Toyoura. (YANG, 2002). Entretanto, a linha de colapso (Sladen et al., 1985; Ishihara, 1993) e a linha de liquefação (Vaid & Chern, 1985; Lade, 1993), são duas propostas bastante

difundidas, e ambas assumem que que os picos de resistência não drenada se alinham em uma reta que se inicia no ponto de Estado Permanente ou na origem, respectivamente.

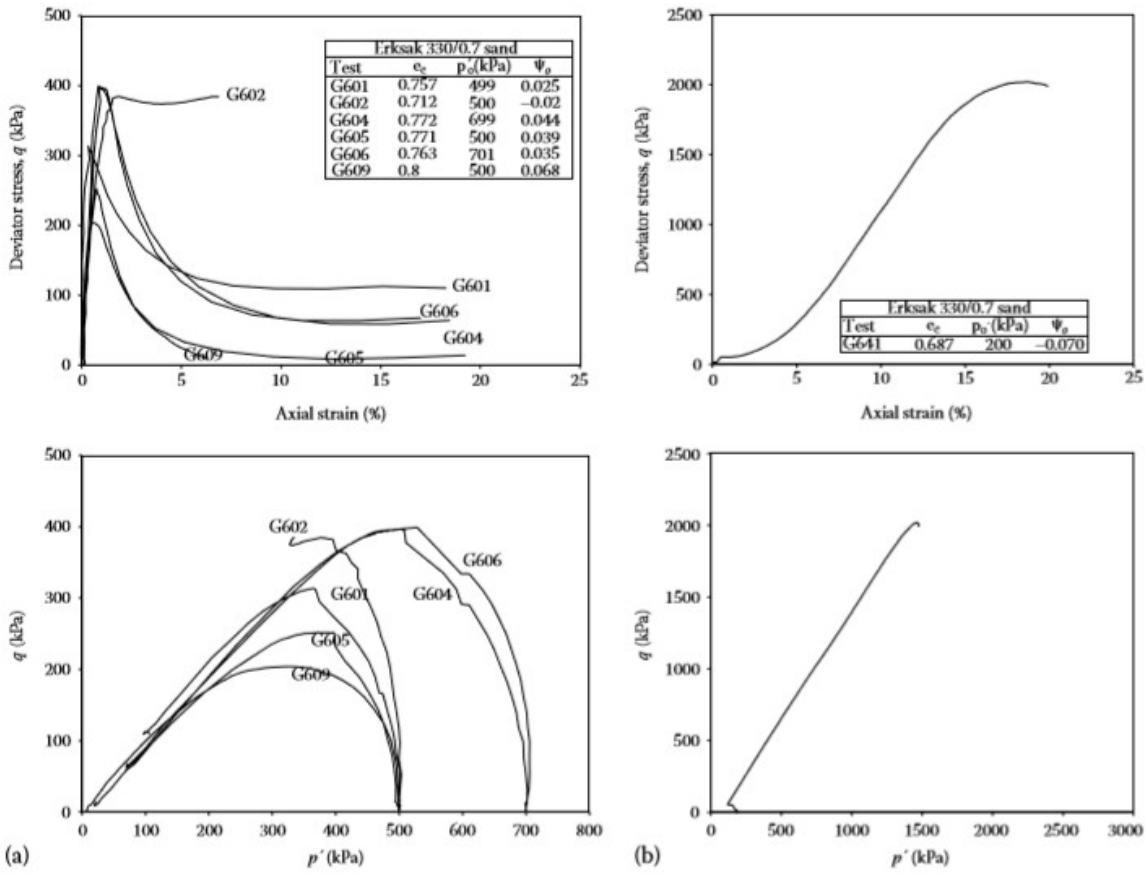
1.2.3 Liquefação estática em areias

Jefferies & Been (2016) descrevem o fenômeno de liquefação estática como sendo um processo de ruptura não drenada, em solo arenoso fofo, sob condição de carregamento monotônico, que acarreta a mudança de estado solido para o fluido. Areias densas tendem ao comportamento dilatante e, sob condições não drenadas, são capazes de resistir a elevadas tensões cisalhantes.

A Figura 1.18 mostra resultados de ensaios triaxiais não drenados de compressão em uma areia quartzosa. Os corpos de prova foram moldados por deposição úmida, para diferentes densidades relativas. Na condição fofa, os valores do parâmetro de estado ψ variaram de -0,02 a 0,068; na condição densa a amostra apresentou ψ =-0,07.

No caso das amostras fofas (Figura 1.18a), as curvas tensão-deformação apresentam comportamento frágil, com perda significativa da resistência não drenada após o pico Para amostras mais fofas a resistência residual praticamente se anula. Observa-se também que a deformação na ruptura é baixa, menor do que 2%. As trajetórias de tensão efetiva atingem a condição de ruptura e depois caminham na direção de zerar a resistência residual ($q = 0$). O ensaio G602 (Figura 1.18a), com ψ = -0,02, apresentou um comportamento distinto dos demais, entre os comportamentos contrátil e dilatante. Após o pico de resistência, observa-se pequena tendência de redução, mas seguida de uma tendência ao enrijecimento. (JEFFERIES & BEEN, 2016).

A Figura 1.18b mostra os resultados experimentais do corpo de prova com comportamento dilatante. A curva tensão-deformação experimenta um patamar entre 1 e 2% de deformação, seguida de enrijecimento. A variação da poropressão se aproximou a -700 kPa. Após 15% de deformação, a curva tende a estabilizar, o que indica que amostra pode ter chegado ao estado crítico. (JEFFERIES & BEEN, 2016).

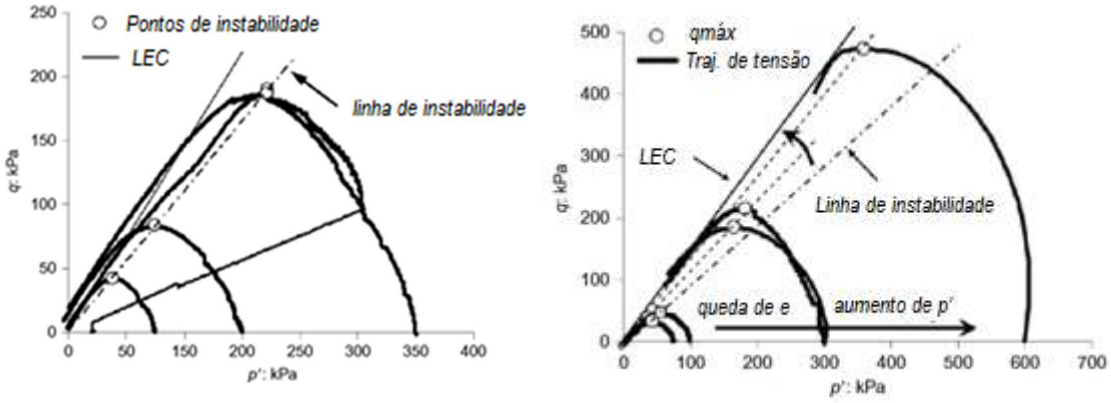


(a) Contrativo (b) Dilatante

Figura 1.18: Resultado triaxial de compressão não drenada (Jefferies & Been , 2016)

Os resultados dos ensaios triaxiais não drenados apresentados Figura 1.18 mostram que nem todas as trajetórias de tensões efetivas atingem à condição de tensão efetiva nula e, consequentemente, resistência ao cisalhamento nulas. De acordo com Carrera et al. (2011), tais resultados demonstram não se ter atingido a condição de Liquefação Verdadeira.

Como mostra a Figura 1.19a, quando ocorre a Liquefação Verdadeira a Linha de Liquefação (*Flow liquefaction line*), representada pela conexão dos pontos $q_{máx}$, é única e caracteriza o ponto a partir do qual se inicia a ruptura por liquefação. Todas trajetórias de tensão efetiva atingem p' = 0 e o solo se transforma em um líquido. Já na Figura 1.19b, os pontos correspondentes à resistência de pico não se alinham numa única Linha de Instabilidade. Apesar do amolecimento do solo, a liquefação verdadeira não foi observada. Destaca-se ainda que com o aumento do nível de tensão p' e consequente redução do índice de vazios, foi observado que o solo ganha resistência e se afasta do comportamento de liquefação.



(a) Liquefação Verdadeira (b) Liquefação

Figura 1.19: Representação da Liquefação real dos rejeitos de Stava com única Linha de Liquefação (modificado de CARRERA et al, 2011).

Carrera et al. (2011) propõem então uma sugestão esquemática para verificar a ocorrência ou não de liquefação verdadeira. É traçada uma assíntota horizontal na parte inicial da linha de Estado Crítico ligando-a ao ponto onde p é nulo. Assim sendo, a liquefação verdadeira só vem a ocorrer nas amostras com índice de vazios localizados acima de tal assíntota.

Até o momento foi proposto que amostras acima da linha de Estado Crítico são contráteis e, portanto, passíveis da ocorrência do fenômeno aqui estudado, enquanto que as amostras abaixo da linha de Estado Crítico são dilatantes. Carrera et al. (2011) propõem que nem toda a amostra acima da linha de Estado Crítico seja passível de liquefação.

Carrera et al. (2011) sinalizaram que amostras expostas à altas tensões de consolidação, mesmo que se comportem como fofas, sofrem um endurecimento. Já as amostras que possuem índice de vazios acima da assíntota horizontal descrita anteriormente sofrem liquefação verdadeira, amostras entre esses casos sofrem amolecimento, mas não liquefação. As conclusões feitas por Carrera et al. (2011) geraram um esquema de subdivisão acima da linha de estados críticos, como pode ser visto na Figura 1.20

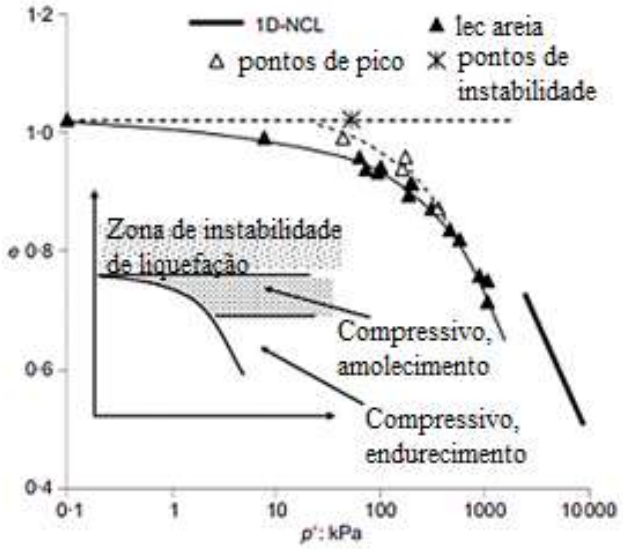


Figura 1.20: Esquema sugestivo de subdivisão da área acima da linha de estados crítico (CARRERA et al., 2011).

1.2.4 Parâmetros que afetam o potencial de liquefação

A ocorrência da liquefação em areias fofas é atribuída à uma forte queda das tensões cisalhantes resistentes dos contatos do solo, que no caso de solos não coesivos possuem extrema importância. Além do índice de vazios no estado inicial, outros aspectos interferem para a ocorrência de liquefação, como, por exemplo, distribuição granulométrica, formato dos grãos e grau de saturação.

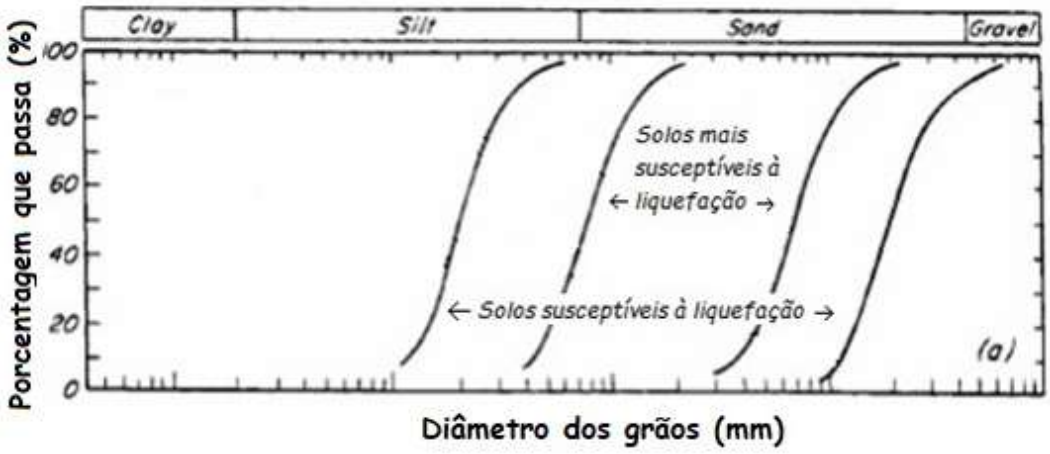
1.2.4.1 Distribuição granulométrica

Existem faixas granulométricas de maior potencial do que outras, visto que a probabilidade de ocorrência de liquefação é baixa quando a permeabilidade é alta ou na presença de fração fina, coesiva (JORGE, 1994 apud ABREU, 2012). Acredita-se, portanto, haver limites, à esquerda e à direita, da composição granulométrica. Em primeiro momento, foi admitido que a liquefação só acontecia em depósitos de areias

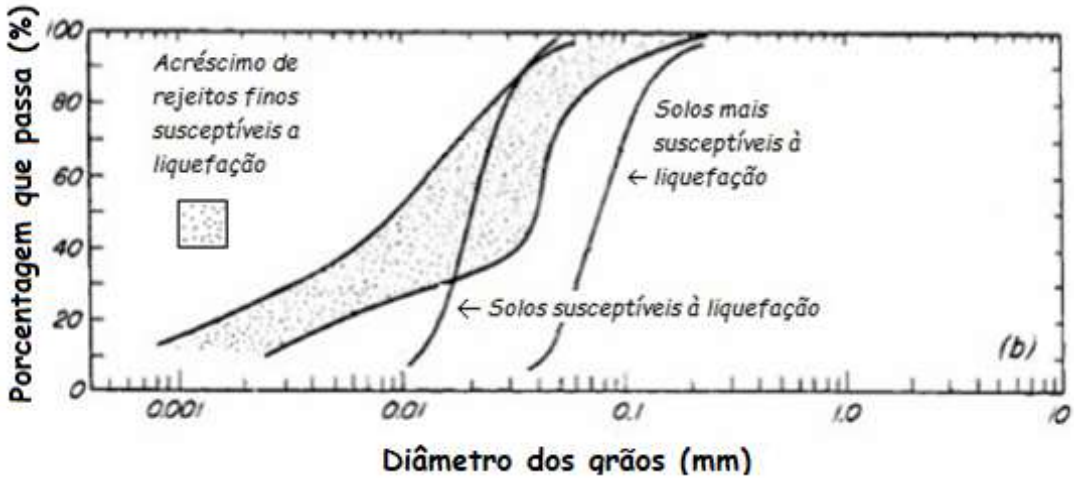
(Pirete, 2010). Contudo, alguns autores (Wang, 1979; Ishihara, 1985; Perlea *et al*., 1999) mostraram que materiais mais finos, como siltes não plásticos, também manifestavam tendência à liquefação.

Baseado em ensaios de granulometria em solos naturais com e sem susceptibilidade à liquefação, Tsuchida (1970) propôs curvas de contorno da distribuição granulométrica. Na Figura 1.21a, a granulometria considerada suscetível à liquefação está contida entre os contornos mais extremos. O contorno mais à esquerda reflete a influência dos finos plásticos, que reduzem a possibilidade das areias de contraírem durante o cisalhamento. Já o da extrema direita engloba solos mais grossos, de alta permeabilidade. (TSUCHIDA, 1970 *apud* FREIRE NETO, 2009) De acordo com Freire Neto (2009), a susceptibilidade à liquefação é mais significativa na zona central da Figura 1.21 (a), com D_{50} menor do que 0,02 mm ou maior do que 2 mm

Rejeitos de mineração são materiais altamente suscetíveis à liquefação, embora contenham uma significativa quantidade de partículas finas com tamanho de silte e argila. Devido ao seu processo de formação, os solos finos possuem baixa plasticidade e não apresentam coesão. Assim sendo, para estes materiais sugerem-se outros limites de faixas granulométricas, como observado na Figura 1.21 b. (PIRETE, 2010)



(a) Solo natural



(b) Solo de rejeito

Figura 1.21: Faixas Granulométricas de maior potencial de Liquefação (modificado de PIRETE, 2010).

De uma maneira geral, solos bem graduados são menos suscetíveis ao fenômeno, graças ao preenchimento dos vazios pelas partículas menores, resultando numa menor compressibilidade, sob condição drenada, e, portanto, menor geração de poropressão, na condição não drenada (PIRETE, 2010).

Carrera et al (2011) realizaram ensaios triaxiais não drenados em amostras criadas a partir de misturas de areias e siltes, extraídas da região de rompimento da barragem de Stava, Itália. Várias porcentagens de areia e silte foram testadas. A

Figura 1.22 mostra os índices de vazios máximo e mínimo e os índices de vazios de amostras que alcançaram a liquefação. No caso de areia pura, a liquefação ocorreu

para índice de vazios muito próximo ao emax, enquanto em amostras com 100% de silte, a faixa de índices de vazios associados ao comportamento fofo foi maior (emax – eliquefação). O aumento no teor de silte, gerou misturas mais susceptíveis à liquefação.

Do ponto de vista prático, o processo de liquefação em areias puras é raro, visto que só ocorre em densidades relativas extremamente baixas. Já misturas de areia e silte podem liquefazer para densidades relativas medianas (CARRERA *et al*, 2011).

Thevanayagam *et al.* (2000) sugeriram dois mecanismos para explicar a maior resistência à liquefação das areias puras: i) na presença de partículas finas a condutividade hidráulica da mistura é reduzida, dificultando a dissipação do excesso de poropressões; ii) a presença de partículas finas prejudica a interação entre os grãos de solo.

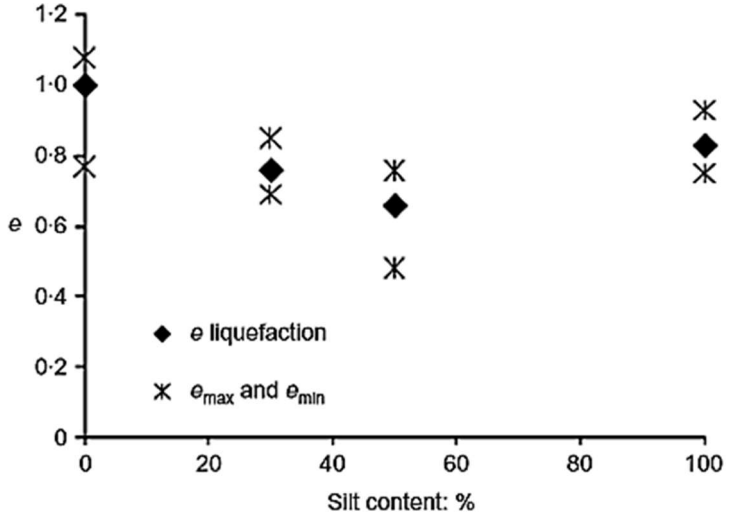


Figura 1.22: Índices de vazios de amostras que alcançaram liquefação verdadeira para diferentes porcentagens de silte e seus respectivos emáx e emín (CARRERA et al, 2011).

A influência da presença de partículas de dimensão de siltes no potencial de liquefação foi também observada por Fourie et al. (2001), em estudos sobre ruptura da barragem Merriespruit – África do Sul, que continha de rejeitos de ouro. Os autores investigaram o comportamento de amostras recuperadas diretamente da cicatriz da ruptura. Os resultados mostraram que, para uma mesma compacidade (DR), a presença de um teor maior de partículas finas implicava numa maior susceptibilidade à liquefação.

Como mostra a Figura 1.23, Seed et al. (2003) propuseram uma classificação do potencial de liquefação considerando a presença de finos. Solos que se encontram dentro da Zona A possuem elevado potencial para a ocorrência de liquefação. Já para os solos

que se encontram dentro da Zona B a probabilidade de vir a sofrerem com o fenômeno é menor. No restante do gráfico não se prevê potencial de liquefação

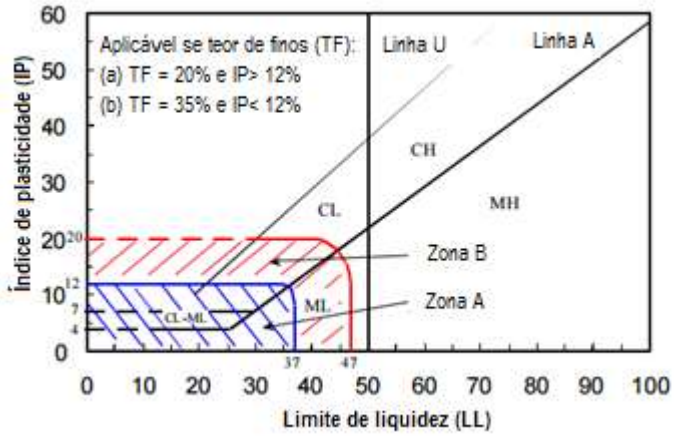


Figura 1.23: Recomendação de solos com potencial de Liquefação proposto por (SEED et al., 2003)

Freire Neto (2009) afirma que Bray *et al.* (2004) observaram que não é a quantidade da fração fina que melhor indica a suscetibilidade de um solo à liquefação e sim a quantidade de argilo-minerais. Consequentemente, o índice de plasticidade (IP) do solo seria o indicador mais adequado. Os autores são menos restritivos do Seed et al. (2003) (Figura 1.23), pois sugerem que solos com IP superior 7% sejam classificados como não suscetíveis à liquefação.

1.2.4.2 Idade geológica do depósito

Os processos geológicos que formam e transportam partículas relativamente uniformes, produzem depósitos de solo de baixa densidade relativa e altamente suscetíveis à liquefação. Consequentemente, depósitos fluviais, coluviais e eólicos, quando saturados, podem sofrer liquefação. A suscetibilidade em depósitos antigos é geralmente menor do que em depósitos mais recentes.

Existe uma grande diversidade de processos que afetam um depósito após a sedimentação e que, em conjunto, contribuem para a diagénese, como por exemplo, a consolidação sob o peso das camadas superiores. 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 se esperar uma forte dependência entre a idade do depósito e a sua resistência à liquefação. (JORGE, 1994 *apud* ABREU, 2012)

1.2.4.3 Grau de Saturação

A liquefação ocorre em solos saturados; quanto mais profundo for o nível d´água subterrâneo, menor a suscetibilidade à liquefação. A ocorrência de liquefação é geralmente observada em maciços onde o nível d´água situa-se poucos metros abaixo da superfície.

Então é instantâneo correlacionar que, quanto menor o nível de saturação do solo, menor é seu potencial para ocorrência de liquefação. Contudo, foi observado que a saturação não necessariamente precisa ser completa para que o fenômeno seja observado. Em ensaios de laboratório a liquefação foi induzida em materiais com saturação de até 80%. Portanto, níveis de saturação, no campo, abaixo de 100%, ou até mesmo abaixo de 95% não oferecem garantia de comportamento completamente drenado. (YOSHIMI, 1989 *apud* MARTIN, 1999)

1.2.5 Determinação experimental do potencial de liquefação

1.2.5.1 No campo

Face à inexistência de coesão, a obtenção de amostras indeformadas em solos solos arenosos é extremamente dificil. Com isso, o uso de ensaios de campo, particularmente o piezocone (CPTu), passa a ser uma boa alternativa para estes depósitos.

Em 1990, Robertson fez a primeira proposição de um sistema de classificação de solos com base em ensaios de piezocone CPTu. Como observado na Figura 1.24, a partir de dados de resistência de ponta normalizada, relação de atrito lateral normalizado e a razão de poropressão, os solos foram classificados em 9 categorias: 1) Solos sensitivos finos, 2) solos orgânicos, 3) argilas/argilas siltosas, 4) mistura de solos siltosos, 5) mistura de solos arenosos, 6) areias puras a siltosas, 7) areias com cascalho, 8) areias compactas a areias argilosas e 9) solos muito rijos.

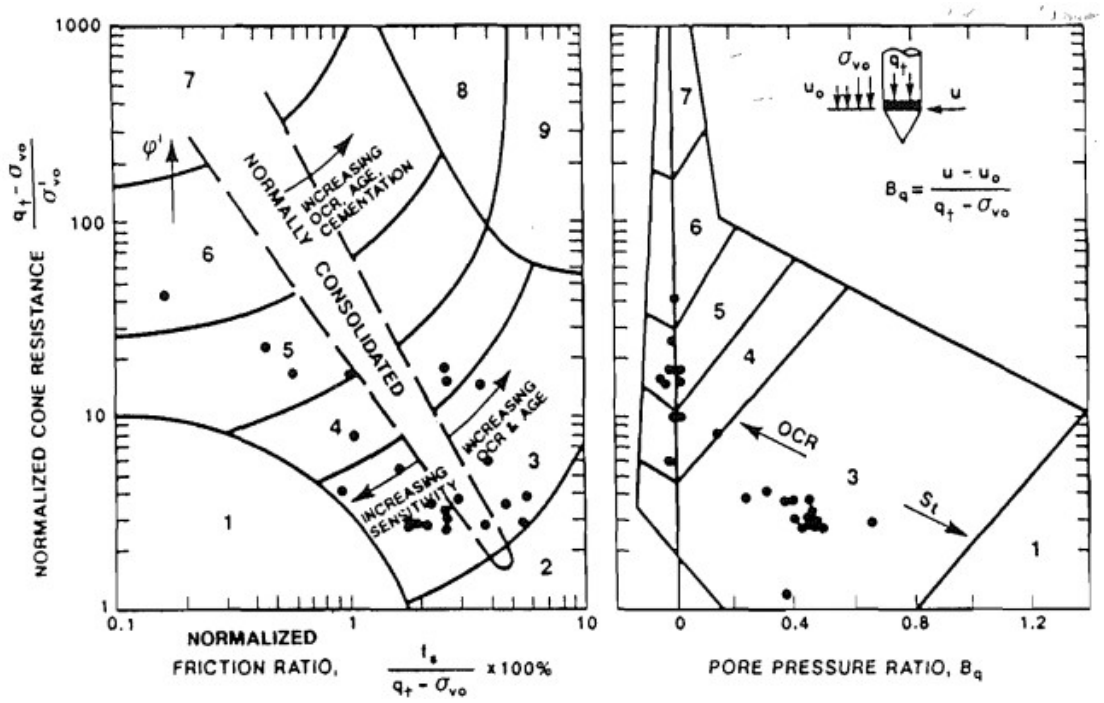


Figura 1.24: Classificação de solos baseada em ensaios CPT (ROBERTSON, 1990).

Nierwinski (2013) sinaliza que Olson (2001) propôs uma metodologia de avaliação do potencial de liquefação por meio de correlações da resistência de ponta

normalizada, oriundas de ensaios CPT – *Cone Penetration Test* realizados nos casos de rupturas históricas.

Observa-se que existem diversas propostas de envoltórias que delimitam o comportamento dilatante e contrativo dos solos (Figura 1.25), contudo Olson recomenda que seja utilizada a de Fear e Robertson (1995), sendo esta determinada pela teoria dos estados críticos e ensaios de laboratório (OLSON, 2001)

Para elaboração da supracitada metodologia, Olson (2001) utilizou 33 casos históricos de ruptura por liquefação, que continham informações suficientes das condições pré-ruptura. As tensões verticais são médias determinadas antes da ruptura, enquanto as que são encontradas na envoltória recomendada obedecem a Equação (1.7). Já a ponta q_{c1}, resistência de ponta corrigida pelo fator C_q, que é um fator de correção para o nível de tensões do ensaio.

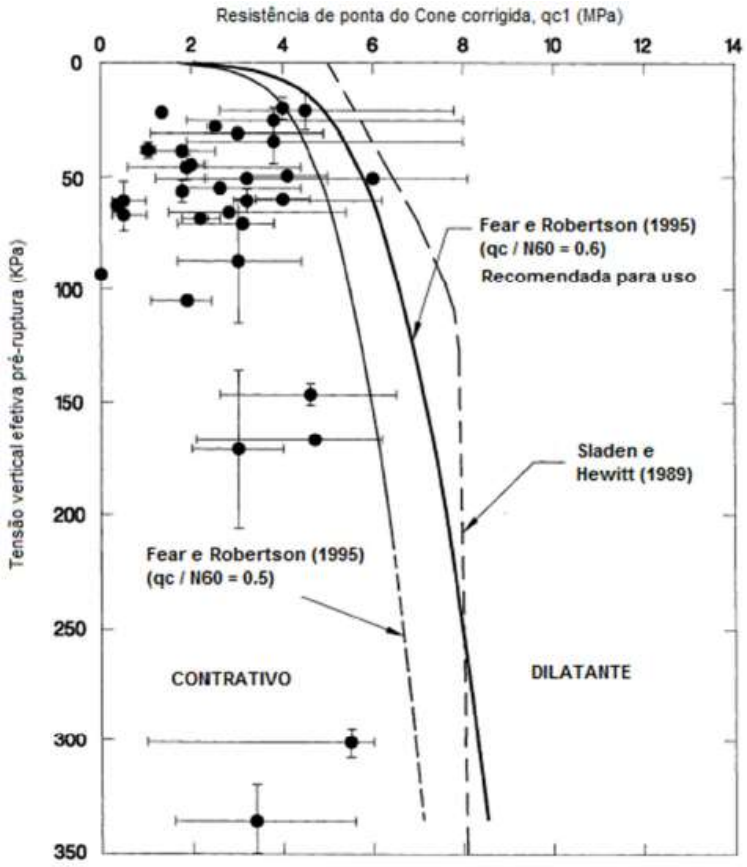


Figura 1.25: Potencial de liquefação estática proposta por Olson (OLSON, 2001 *apud* NIERWINSKI, 2013).

$$\sigma'_{v,env} = 1{,}1047x10^{-2}[(q_{c1}]^{4{,}7863} \qquad (1.7)$$

$$q_{c1} = C_q x q_c = \frac{1{,}8}{0{,}8 + \frac{\sigma'v0}{pa}} x q_c \quad (1.8)$$

A proposta de Robertson (1990) foi alvo de críticas por falhar na classificação das argilas muito sensíveis (*quick clays*), suscetíveis à ruptura por liquefação, como as que ocorrem na Noruega. Gylland et al. (2017) analisaram dados de piezocone de mais de 10 sítios da Noruega. Foram gerados 7000 pontos que, plotados no sistema de classificação de Robertson (1990), não se concentraram na zona 1. Os solos foram divididos em categorias, variando de extremamente sensível (resistência não drenada amolgada menor que 0,5 kPa) até não sensível (resistência não drenada amolgada maior que 2 kPa). Como mostrado na Figura 1.26, os pontos se espalharam por diferentes regiões do gráfico. Vale salientar que os eixos representam: N_m – Resistência de ponta normalizada, R_f – Resistência de atrito normalizada e B_q – razão de poropressão, as mesmas apresentadas na Figura 1.24.

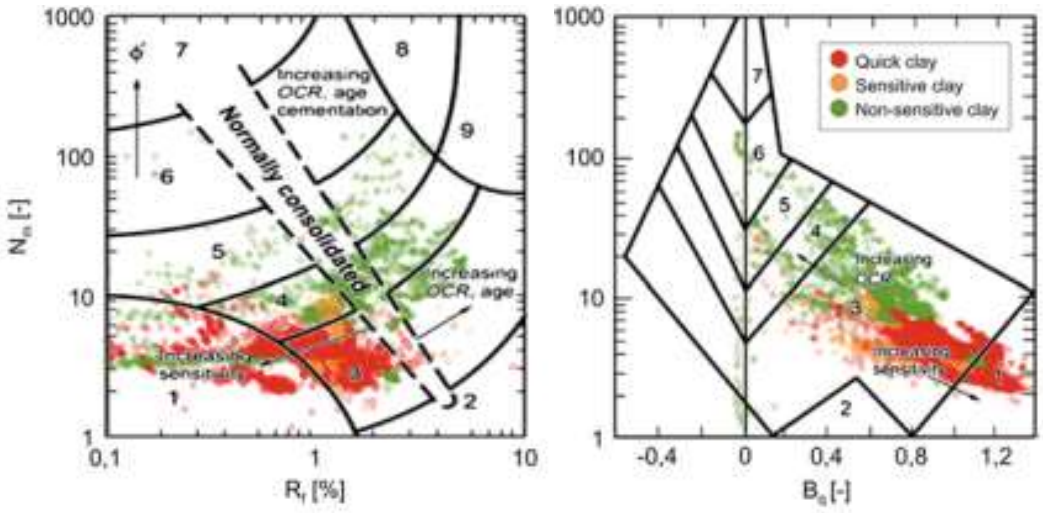


Figura 1.26: Classificação do Robertson (1990) com dados dos sítios da Noruega. (GYLLAND et al, 2017)

As críticas se baseiam no fato de que Robertson (1990) afirma que os solos finos sensitivos estariam localizados na área 1 do gráfico, e o que foi observado por Gylland et al (2017), é que argilas sensitivas encontram-se nas áreas 1, 3 e até mesmo 4, sendo essas argilas/argilas siltosas e misturas de solos siltosos, respectivamente.

A inadequação do sistema de classificação de Robertson (1990) para as argilas sensíveis foi atribuída a incertezas nos parâmetros normalizados. Nesses materiais, os valores da resistência de ponta são tão baixos que a precisão desta leitura passa a ser questionada; a medida mais confiável passa a ser a poropressão. (GYLLAND et al, 2017)

Com o passar dos anos, algumas modificações ao sistema de classificação de solos foram apresentadas, várias delas se concentraram em mudanças nos parâmetros adimensionais, como por exemplo, Jefferies & Davies (1993), que propuseram o parâmetro I_c, (1.9) sendo este essencialmente raio dos círculos concêntricos que determinam os limites de cada tipo de solo. Zeng et al (2002), foram os primeiros a aplicar modificações do sistema de classificação de Robertson (1990), para que fosse possível avaliar liquefação em solos. Para tal é proposto modificação do parâmetro adimensional de resistência de ponta do cone (1.10) que passa a considerar em sua parcela a pressão atmosférica e um expoente n. (ROBERTSON, 2010)

$$I_c = [(3{,}47 - logQ_t)^2 + (logF_r + 1{,}22)^2]^{0{,}5} \quad (1.9)$$

$$Q_{tn} = [(q_t - \sigma_{v0})/p_a](p_a/\sigma'_{v0})^n \quad (1.10)$$

Note que quando o expoente n se iguala a 1, Qtn volta a ser o valor de Qt inicial de Robertson (1990). Zeng et al (2002) sugeriram que o expoente n pode ser estimado pelo valor de Ic, Equação (1.11). Valores de n próximo a 0,5, são valores típicos da zona 6, do gráfico, areias limpas, enquanto que valores de n próximo de 1, estaria mais próximo da zona 3, argilas. O gráfico de classificação de materiais passa a ser o ilustrado na Figura 1.27. (ROBERTSON, 2010)

$$n = 0{,}381xI_c + 0{,}05(\sigma'_{v0}/p_a) \quad (1.11)$$

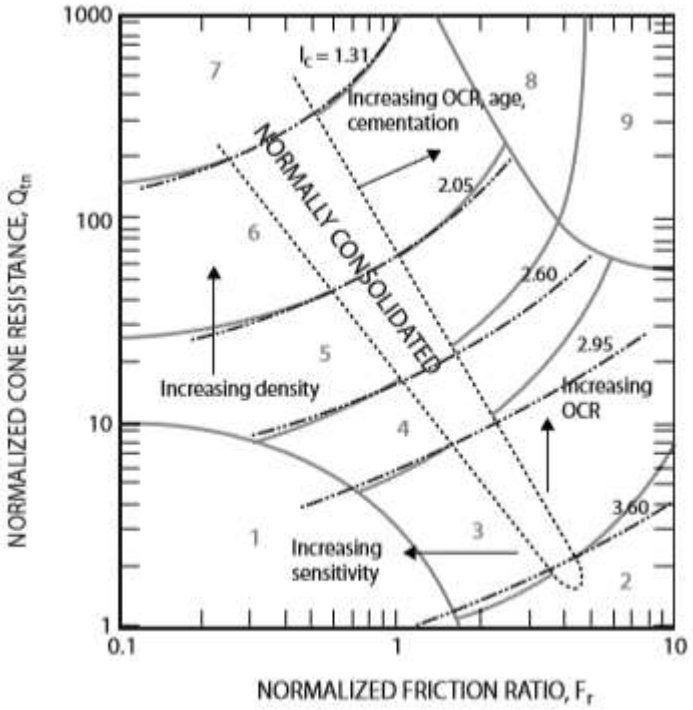
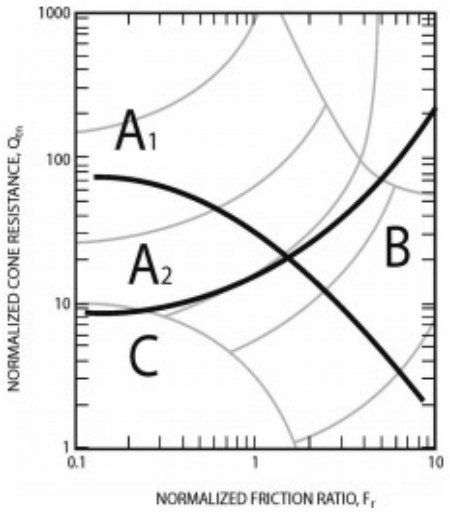


Figura 1.27: Classificação modificada baseada em CPT (ROBERTSON, 2010)

Em 2010, Robertson modificou sua proposta de classificação de forma a determinar áreas onde os solos classificados seriam passíveis, ou não, à ocorrência de liquefação.

Nesta proposta, o ábaco que correlaciona os parâmetros normalizados relativos à resistência de ponta e atrito lateral é subdividido em quatro áreas distintas, A1, A2, B e C, como ilustra a Figura 1.28. As zonas A1 e A2 delimitam os solos não coesivos, ou seja, materiais arenosos. Na zona A1, o material é suscetível à liquefação por carregamento dinâmico, a depender do nível e duração do carregamento. Já na zona A2, os solos têm potencial de ruptura por liquefação tanto por carregamento dinâmico quanto por liquefação estática. As zonas B e C representam os solos coesivos. Nessas zonas os solos podem sofrer liquefação, em presença de carga dinâmica, dependendo também da duração e magnitude do carregamento. Contudo, os solos na zona C são solos argilosos moles, tendendo a sofrer amolecimento por conta de sua sensibilidade.



Solo granular	Zona $A_1 \Rightarrow$	Possibilidade de liquefação dinâmica, dependendo do nível e duração do carregamento
	Zona $A_2 \Rightarrow$	Possibilidade de liquefação dinâmica e estática, dependendo do nível e duração do carregamento
Solo Coesivo	Zona B $\Rightarrow$	Possibilidade de amolecimento, dependendo do nível e duração do carregamento dinâmico
	Zona C $\Rightarrow$	Possibilidade de amolecimento ou liquefação, dependendo do nível e duração do carregamento dinâmico ou estático

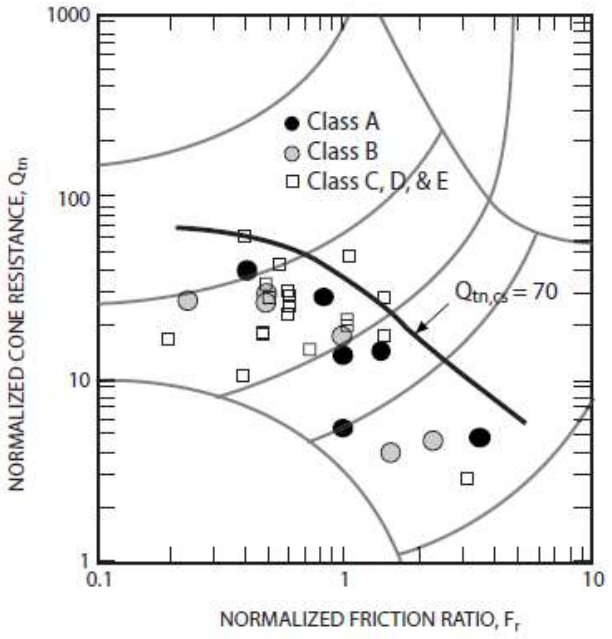
Figura 1.28: Caracterização de solos baseada em ensaios CPT (ROBERTSON, 2010).

Ainda no mesmo espaço, foram propostas outras modificações para determinar o potencial de liquefação do solo. A primeira foi combinar o ábaco com o Parâmetro de Estado (ψ), o valor nulo do parâmetro representa a fronteira entre o comportamento contrativo e dilatante do solo, assim como sinaliza a possibilidade ou não de ocorrência de liquefação.

Outros critérios foram inseridos, como por exemplo, critério de Olson & Stark (2003) que representa a fronteira entre dilatante e contrátil de areias limpas, cujo o valor de Fr é tipicamente menor que 1%, abrangendo uma pequena área do gráfico. Para simular o comportamento de areias siltosas é necessário a utilização de um fator que o correlaciona com areias limpas, a resistência normalizada Qtn,cs (Equação (1.12)). O Qtn,cs, é baseado no valor Qtn, mas multiplicado por um fator corretivo Kc, que é dependente da porcentagem de finos, sua mineralogia e plasticidade. Um valor de Qtn,cs entre 50 e 70 provavelmente representa a fronteira entre contrativo e dilatante para uma vasta gama de solos. O contorno de Qtn,cs e o contorno do parâmetro de estado, levam a interpretações análogas. Logo, solos onde o valor de Qtn,cs constante tem essencialmente parâmetro de estado similar e consequentemente a mesma resposta ao ser carregado (ROBERTSON, 2010).

Finalmente, utilizando dados de 36 rupturas, foi possível verificar qual das curvas de Qtn,cs representava melhor a região limite entre contrativo e dilatante, e

consequentemente, a mais adequada para sinalizar o potencial de liquefação. Os dados foram divididos em classes. Pela Figura 1.29, é possível perceber que onde a curva Qtn,cs é igual a 70 representa e abrange a maioria dos casos de ruptura. É preciso ressaltar ainda a utilização de dados de argilas sensitivas encontradas na Noruega e no Canadá. Tanto a argila canadense como a norueguesa, rupturas de argila por liquefação por fluxo, também se encontram na região abaixo da curva de Qtn,cs proposta. (ROBERTSON, 2010).



classe A ⇒	ensaios CPT com medida do atrito lateral
classe B ⇒	ensaios CPT sem medida de atrito lateral
classes C, D e E ⇒	os valores do ensaio CPT obtidos por correlações com outros ensaios

Figura 1.29: Correlação de ensaios CPT com potencial de liquefação, baseado em casos históricos (ROBERTSON, 2010).

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \tag{1.12}$$

Onde:

$$K_c = 1{,}0 \; se \; I_c \leq 1{,}64 \tag{1.13}$$

$$K_c = 5{,}58 I_c^3 - 0{,}4301 I_c^4 - 2163 I_c^2 + 33{,}75 I_c - 17{,}88 \; se \; I_c > 1{,}64 \tag{1.14}$$

1.2.5.2 No laboratório

A determinação do potencial de liquefação é feita a partir da realização de ensaios triaxiais não drenados. No caso de solos arenosos, face à dificuldade de amostragem indeformada, os corpos de prova podem ser gerados por diferentes métodos de pluviação.

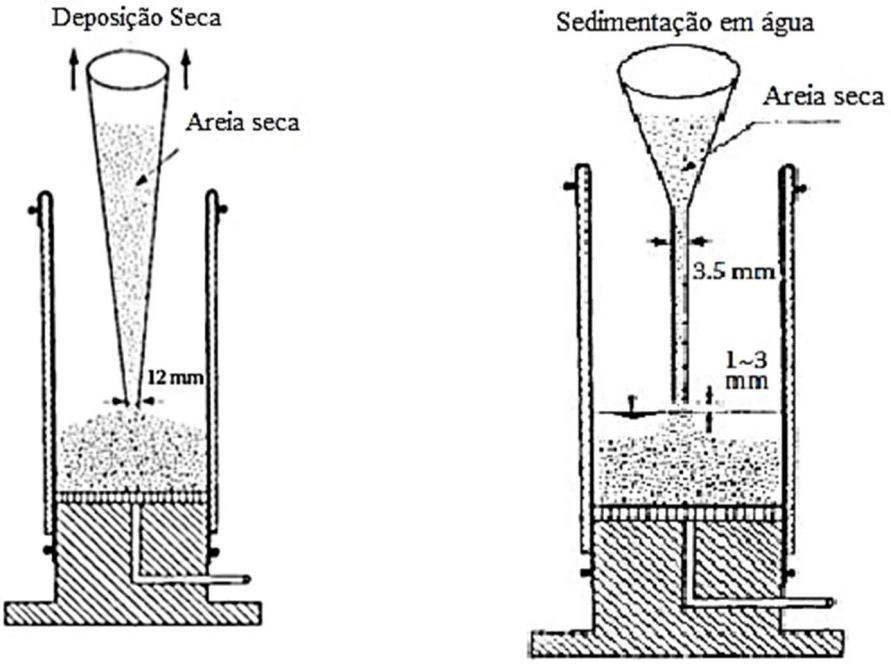
Vários autores (Vaid & Thomas, 1995; Chu et al., 2003; Vaid & Sivathayalan, 2007) chamaram atenção ao fato de que o método escolhido é capaz de afetar o comportamento da amostra, durante a fase de cisalhamento. As diversas metodologias de moldagem de corpos de prova pré-determinam a estrutura da amostra e, com isso, podem resultar em diferentes posições da Linha de Estado Crítico do solo

Por outro lado, outros autores (Jefferies & Been, 2016; Ishihara, 1993) verificaram experimentalmente, que diferentes metodologias não alteravam a posição da Linha de Estado Crítico.

Descreve-se, a seguir, três métodos que se destacam na presente pesquisa, ora pelos materiais utilizados, ora pelo que é descrito na literatura sobre os mesmos. Na presente pesquisa foram utilizados: Pluviação seca, sedimentação em água e deposição úmida, métodos esses utilizados em Ishihara (1993) e Corrêa (2018).

1.2.5.3 Deposição seca e sedimentação em água

Os métodos em si consistem em controlar a quantidade de material e altura de queda com que a areia cai dentro do molde para construção de amostra. Para tal é utilizado um funil, que vai sendo levantado enquanto o molde vai sendo completamente preenchido pelo solo seco. Vale ressaltar que a pluviação seca se assemelha bastante ao ensaio determinação do índice de vazios máximos.



(a) Pluviação Seca (b) Sedimentação em água

Figura 1.30: Métodos de pluviação de solos arenosos (ISHIHARA, 1993).

A pluviação seca (Figura 1.30a) é apontada como o método mais confiável para se produzir amostras de densidade uniforme em areais limpas. É possível alcançar uma vasta gama de densidades relativas; de 30% até 70%. No caso de baixas densidades, é necessário que a deposição da areia ocorra na menor altura possível. (JEFFERIES & BEEN, 2016). Para altas densidades são necessários pequenos golpes na lateral do molde. (ISHIHARA, 1993)

Esta técnica não se aplica a solos arenosos com finos plásticos. Quando secos, os finos tendem a se agrupar dificultando o processo de pluviação. Ressalta-se, ainda, a impossibilidade de se preparar amostras muito fofas de areia, com DR inferior à 30%. Adicionalmente, corpos de prova de areias bem graduadas não devem ser moldados por essa técnica pois pode haver segregação (RATON, 1993).

Alternativamente, o solo seco pode ser depositado no molde na presença de uma lâmina d'água (Figura 1.30b). A base do funil deve estar distante entre 1 a 2 milímetros do contato com a água. A sedimentação ocorre em uma altura de água de 1 a 3 milímetros.

A técnica de sedimentação em água se destaca positivamente na confecção de corpos de prova de areia-siltosas, com estrutura estratificada. A moldagem tende a gerar uma estrutura com índices de vazios relativamente baixos, não sendo, portanto, indicada para moldagem de corpos de prova com comportamento contrativo. (ISHIHARA, 1993).

1.2.5.4 Deposição Úmida

Nesta técnica o solo é preparado com uma umidade inicial de 5%. Com isso, surgem forças capilares entre os grãos, permitindo não só a moldagem de corpos de prova de baixa densidade relativa, mas também que estes se mantenham íntegros, verticalizados, mesmo após a retirada do molde.

O corpo de prova deve ser moldado em seis, ou mais, camadas de iguais densidade. Vale ressaltar que a densidade almejada antes da fase de cisalhamento deve ser determinada no início do teste, visto que o corpo de prova ira sofrer variações volumétricas nas fases de saturação e consolidação.

Segundo Jefferies & Been (2016), o corpo de prova deve ser preparado seguindo as instruções:

- Pesar seis porções iguais de areia seca em recipientes de preparação
- Misturar o material de cada recipiente com água destilada, para que a mistura venha a ter 5% de umidade. Permitir a cura das misturas por 16 horas, no mínimo, em uma câmara úmida, para que os finos na amostra também estejam úmidos.
- Amassar a primeira camada dentro do molde. É necessário cuidado para não compactar demais a camada. É necessário que a camada possua altura igual a prevista inicialmente para se chegar na densidade desejada. Equipamentos podem ser utilizados para auxiliar tal controle.
- Escarificar o topo da camada amassada, gentilmente, para evitar superfície planar entre as camadas.
- Repetir o procedimento até que as seis camadas tenham sido finalizadas.

.

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental, realizado na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro – PUC Rio, teve por finalidade avaliar se todo solo arenoso carregado de maneira não drenada, quando moldado de maneira fofa, tem sempre como consequência a ruptura por liquefação. Para tal foram realizados ensaios triaxiais consolidados não drenados com medição de poropressão, que serão descritos detalhadamente ainda neste capítulo.

O solo escolhido foi a areia do Leblon, por ser um material que atende a todos os requisitos citados nos capítulos anteriores. O local de coleta do material se encontra entre os postos 11 e 12 da praia do Leblon. A areia foi a coletada mais próximo ao oceano, com o objetivo de garantir que o material obtido fosse mais limpo, ou seja, livre de possíveis poluentes urbanos.

O equipamento utilizado para os ensaios triaxiais é da marca *Wykeham Ferrance*, com velocidade de deslocamento controlada. O ajuste das velocidades de deslocamento do pistão é determinado por meio da seleção adequada das pares roldanas e respectivas marchas.

A câmara triaxial utilizada é feita de acrílico, a célula de carga empregada no ensaio é do fabricante *ELE International Ltda*., os LVDT's (Transformador Diferencial Variável Linear), que são utilizados para medir os deslocamentos, são da marca *Wykeham-Ferrance* com deslocamento máximo 25 mm e precisão de 0,01 mm. Para medir as pressões, na câmara, no medidor de variação de volume e das poropressões, foi utilizado um transdutor de pressão da marca *Schaevitz*. Para gravar os dados obtidos pelos transdutores foi utilizado um sistema de aquisição de dados formado pelo hardware *QuantumX* e pelo software *CatmanEasy*. Finalmente as variações do volume são adquiridas por meio de MVV (medidores de variação volumétrica), fabricados na PUC-Rio.

É necessário ressaltar desde já que uma das principais dificuldades do programa experimental foi de produzir corpos de provas fofos, fazendo com que distintas metodologias fossem testadas, sendo estas também descritas nos itens que seguem. Por mais cuidados que fossem tomados, corpos de prova de areia fofo são de extrema complexidade de serem moldados.

2.1 Ensaios de Caracterização Física

Os ensaios de caracterização foram realizados seguindo-se todas as normas vigentes, como por exemplo, NBR 12051 e NBR 12004.

As imagens de microscópio (Figura 2.1 e Figura 2.2) ilustram que os grãos da areia apresentam forma arredondada. A inexistência de angularidades torna o material ainda mais propício para que ocorra o fenômeno da liquefação, pois possuem tendência a atingir menores valores de densidade relativa.

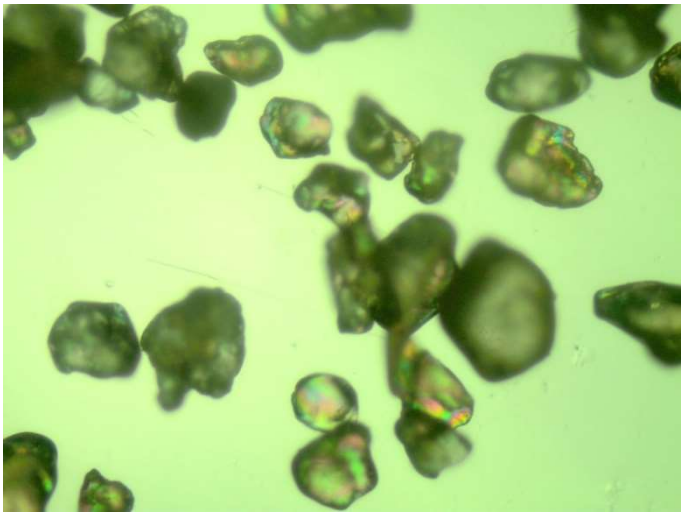


Figura 2.1: Visualização dos grãos da areia do Leblon - Passante na #10-4x0.10P.

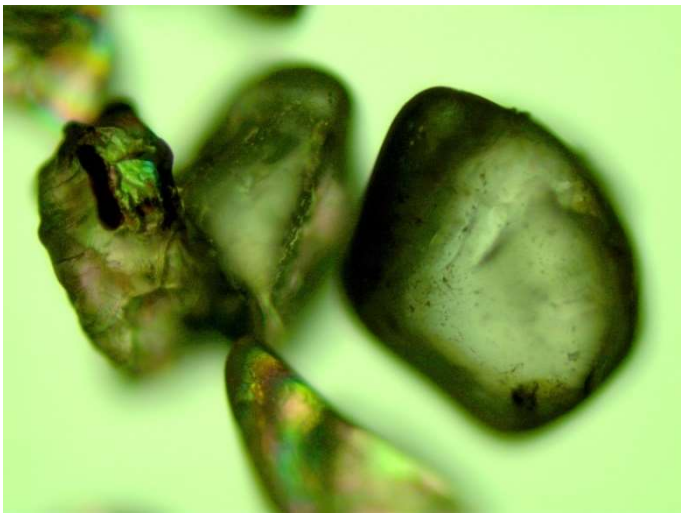


Figura 2.2: Visualização dos grãos da areia do Leblon -Passante na #10-10x0.25P.

2.1.1 Densidade Real dos Grãos

Para a determinação da massa específica dos grãos utilizou-se a fração que passa na peneira #40. Em seguida são distribuídos 25 gramas de solo em três picnômetros, e então é colocada água destilada, agita-se o conjunto para que todas as partículas de solo sejam envoltas por água. Completa-se o volume restante do picnômetro com água destilada, de maneira lenta, para que não houvesse geração de bolhas de ar e que o volume de água não ultrapassasse a marca estabelecida no picnômetro. Para a deaeração da água foi utilizada bomba de vácuo. Contudo, este processo diminui a temperatura do conjunto.

Em seguida, os picnômetros foram assentados em banho-maria para equalizar com a temperatura ambiente. Após o equilíbrio da temperatura, pesou-se o conjunto picnômetro, água e solo. Obtido este valor, o solo foi descartado para obtenção do peso do picnômetro e água.

No total foram preparados 3 picnômetros pela metodologia supracitada. O ensaio foi realizado conforme recomendações da NBR 6508/1984. Os resultados são apresentados Tabela 2.1 e a densidade dos grãos foi G=2,66.

Tabela 2.1: Ensaio de peso específico dos grãos.

Ensaio de peso específico dos grãos			
Picnômetro Nº	36	19	15
Vol nominal (cm³)	250	250	250
Temp (ºC)	24	24	24
Peso pic + água (g)	343,05	320,18	326,67
Peso de solo seco (g)	25	25	25
Peso pic + água + solo seco (g)	368,05	345,18	351,67
Peso pic + água + solo (g)	358,6	335,8	342,28
ɣs (g/cm³)	2,646	2,665	2,662
ɣs (g/cm³)	2,658		

2.1.2 Análise Granulométrica

A análise granulométrica foi feita com base na NBR 7181/1984, gerando a curva apresentada na Figura 2.3. O coeficiente de uniformidade (Cu) e o coeficiente de curvatura (Cc) são utilizados para auxílio da classificação do solo, sendo eles caracterizados pelas equações (2.1)e (2.2). Para a descrita areia os respectivos valores são iguais a 1,77 e 1,01, classificando o solo como areia pura uniforme, sendo assim não há necessidade de realizar o processo de sedimentação, já que não havia a quantidade necessária de finos para tal.

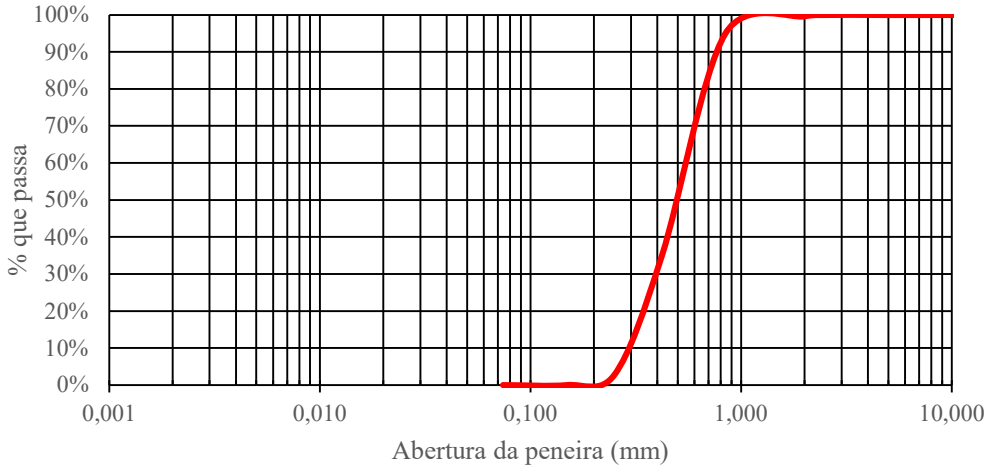


Figura 2.3: Curva Granulométrica da areia da praia do Leblon.

$$Cu = {}^{D_{60}}/_{D_{10}} \tag{2.1}$$

$$Cc = {}^{D_{30}^2}\Big/_{(D_{10} * D_{60})} \tag{2.2}$$

O resultado do ensaio de granulometria foi comparado com as curvas limites que delimitam os potenciais de liquefação (Figura 1.21), Conforme observado na Figura 2.4, a areia aqui estudada se encontra na faixa de potencial elevado para a ocorrência do fenômeno, com certa proximidade do limite superior.

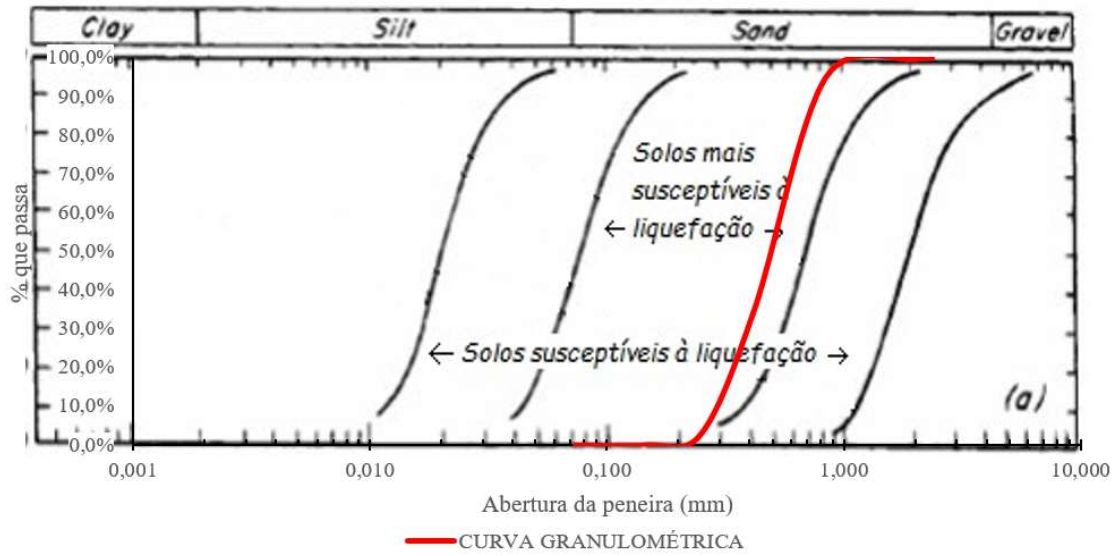


Figura 2.4: Determinação do potencial de liquefação baseado na curva granulométrica da areia do Leblon.

Trata-se, portanto, de uma areia uniforme com grãos arredondados e com elevado potencial para liquefação

2.1.3 Índice de Vazios Máximo e Mínimo

Para minimizar a influência do operador, a determinação dos índices de vazios máximos e mínimo foi realizada mais de uma vez e por mais de uma pessoa.

Para determinação de e_{max}, foram seguidas as orientações da NBR 12004/1990. O solo seco em estufa era depositado em um molde cilíndrico, de volume conhecido, onde se sobrepõe um colarinho encaixável. Para a deposição do solo foi utilizado um funil, onde o material foi lançado dentro do molde, segundo trajetória espiralada, da borda para o centro. Procurou-se manter a altura de queda constante, evitando causar qualquer tipo de vibração no cilindro. Desta forma procurava-se assegurar lançamento contínuo da areia, visando atingir o estado mais fofo possível. Ao final, retirava-se o colarinho e o excesso de solo no topo do cilindro era arrasado antes da pesagem do conjunto. Este processo foi repetido 3 vezes e só então era determinado o índice de vazios máximo.

Para determinação de e_{min}, foram seguidas as orientações da NBR 12051/1991. Foi adotado o mesmo método de deposição de solo através do funil. O molde cilíndrico era divido

em 3 parcelas de igual volume, gerando três camadas. Após o preenchimento de cada camada o conjunto era colocado na mesa vibratória durante 8 minutos com um disco-base e um peso no topo da camada confeccionada. Este processo foi repetido até preencher o cilindro por completo. O valor final de $e_{mín}$ foi determinado pela média de três repetições

Os valores encontrados por tais ensaios estão apresentados na Tabela 2.2. Os ensaios de índice de vazios mínimo se mantiveram com valores constantes, já os ensaios de índice de vazios máximos apresentaram maior variação.

Tabela 2.2: Resultado dos ensaios $e_{máx}$ e $e_{mín}$.

	Ensaio 1	Ensaio 2	Ensaio 3
$e_{máx}$	0,77	0,78	0,79
$e_{mín}$	0,54	0,55	0,55

Segundo Lambe & Whitman 1969, solos fofos apresentam densidade relativa (DR) abaixo de 35%. Como a faixa de variação entre os índices de vazios máximo e mínimo foi relativamente pequena, a moldagem de corpos de prova de baixa DR tornou-se, talvez, o grande desafio desta pesquisa. Vale salientar que, para os cálculos da densidade relativas foram utilizados o maior e menor valores dos índices de vazios máximos e mínimos, já que a média não representaria os a condição mais fofa e mais densa.

Para minimizar as incertezas, realizou-se preliminarmente um estudo sobre eventuais erros de medidas nos corpos de prova. Observou-se então que erros de medição da ordem de 1,0 mm, na altura e no diâmetro, poderiam aumentar a densidade relativa do corpo de prova em até 20 %. Por outro lado, erros na determinação da massa do corpo de prova pouco alteravam a DR da amostra.

2.1.4 Moldagem dos Corpos de Prova

Face à dificuldade de obtenção de corpos de prova de baixa densidade relativa, foram testadas diversas metodologias até se chegar ao processo mais confiável.

Na prática, foi observado que as diferentes metodologias de confecção do corpo de prova (deposição seca e deposição úmida) apresentam vantagens, desvantagens e algumas dificuldades específicas.

Cabe lembrar o trabalho de Ratton (1993) que realizou uma série de ensaios triaxiais não drenados na areia da praia de Ipanema, ou seja, solo de características próximas ao utilizado na atual pesquisa. Na ocasião foi adotada a moldagem por pluviação submersa e o valor mínimo de densidade relativa dos corpos de prova foi 33%. Em nenhuma amostra foi observado acréscimo positivo de poropressão sob condição não drenada, revelando um arranjo estrutural de comportamento denso. Face a esta experiência, o método de pluviação submersa foi descartado na presente pesquisa.

2.1.4.1 Pluviação Seca

A primeira tentativa de moldagem dos corpos de prova foi feita com a metodologia de pluviação seca, de acordo com as seguintes etapas:

i) Posicionava-se a pedra porosa, a membrana e os anéis de borracha da base.
ii) Posicionava-se o molde tripartido e aplicava-se vácuo para que a membrana aderisse ao molde e ficasse com as mesmas medidas deste.
iii) Apoiava-se a base do funil sobre o conjunto papel filtro - pedra porosa
iv) Preenchia-se o funil com solo seco, e este era levantado lentamente, espalhando o material por todo o diâmetro do molde. A altura de queda do solo era mantida a menor possível para que o solo adensasse o mínimo possível (grandes alturas de queda resultam em maiores energias de deposição e, consequentemente, amostras mais densas).
v) Após o preenchimento total do molde, posicionava-se o papel filtro, a pedra porosa, cabeçote e os anéis de borracha

A grande dificuldade deste método se dava apenas no momento da colocação dos elementos de topo (pedra porosa, cabeçote e anéis de borracha) do corpo de prova. Neste instante claramente o solo sofria uma compressão. O que se observava, na maioria das vezes, era que a pedra porosa se afastava completamente do cabeçote, sempre após da colocação dos anéis de borracha. Com isso, o corpo de prova era descartado.

Para evitar o descarte, decidiu-se testar uma variação deste método incluindo, ao final do processo, a aplicação de uma pequena pressão com um compactador. Com isso, entendia-se

que somente uma camada no topo do corpo de prova estaria seria afetada. O restante do corpo de prova permaneceria na condição fofa. A etapa consistia em:

vi) Quando o nível de solo a chegava ao topo, aplicava-se pequena pressão

vii) Após a compressão, o espaço era preenchido

Com esta variação a dificuldade observada no contato entre a pedra porosa e o cabeçote foi superada com sucesso.

Entretanto, apesar de Jefferies & Been (2016) afirmar em que as densidades relativas produzidas pelo método de pluviação seca variam entra 30 e 70%, na presente pesquisa, os corpos de prova não alcançaram valores inferiores à DR = 63%. Acredita-se que estes altos valores que possam ter se dado pela compactação realizada

Cabe ainda destacar a grande dificuldade observada para se atingir a saturação completa da amostra. O fato de o solo estar inicialmente seco em estufa, talvez tenha contribuído para formação de bolhas de ar ocluso.

O método de pluviação seca não se mostrou adequado para estudos do fenômeno de liquefação, já que o material estar fofo é um dos critérios básicos para a ocorrência de tal fenômeno.

2.1.4.2 Sedimentação em água

A segunda metodologia aqui destacada é a sedimentação em água, na qual existem várias similaridades com a pluviação seca, como por exemplo, a utilização dos mesmos materiais (funil, molde, o material seco, bomba, etc.). Contudo, a grande diferença entre as metodologias está na presença de uma pequena lâmina d'água durante toda moldagem do corpo de prova.

A lâmina d'água é aplicada por dentro da membrana por meio de um dos furos da base da célula triaxial. O funil onde o material é colocado deve ser mantido afastado entre 1,0 e 3,0 mm. A areia se choca com a água e vai se acomodando no interior do molde. Em nenhum momento a lâmina d'água pode ficar mais baixa que o material colocado no corpo de prova.

Esta metodologia não se mostrou adequada para a confecção de corpos de prova no estado fofo; a menor densidade relativa atingida foi de 56%.

Contudo, é necessário destacar a qualidade dos resultados produzidos pela metodologia. Além disso, o método se mostrou o mais fácil de se obter a saturação do corpo de prova. De uma maneira geral, os valores iniciais do parâmetro B, antes da saturação, se encontravam na faixa de 0,50 ou superiores.

De uma maneira geral, os corpos de prova confeccionados por sedimentação em água apresentavam boa qualidade, falando-se de sua geometria, e não ficavam sinuosos após a confecção.

2.1.4.3 Deposição úmida (“Moisty Tamping”)

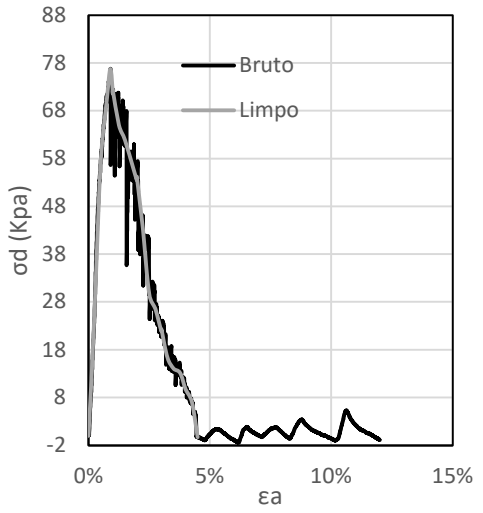
A metodologia de deposição úmida consiste em se preparar o solo originalmente seco com uma umidade inicial de, aproximadamente, 5% e depositá-lo no interior do molde em seis camadas de iguais pesos e espessuras. A vantagem deste método está na ativação da coesão aparente da areia, possibilitando a estabilização do corpo de prova. Essa metodologia é apontada como sendo a que se consegue alcançar uma vasta gama de densidades relativas, inclusive para corpos de prova mais fofos. Jefferies & Been (2016)

Da mesma forma que o método de deposição seca, são utilizados: membrana, molde tripartido, bomba de vácuo, pedras porosas, papel filtro, etc. Para cada camada, o solo seco, assim como a quantidade necessária de água, era pesado. O solo era colocado cuidadosamente no interior do molde, com auxílio de uma colher amassada. O controle da espessura das camadas era feito com paquímetro. Em cada camada era usado um compactador, apenas para nivelar o solo e garantir que espessura da camada e densidade relativa desejadas. Antes da colocação da camada seguinte o topo era escarificado para minimizar heterogeneidades no corpo de prova

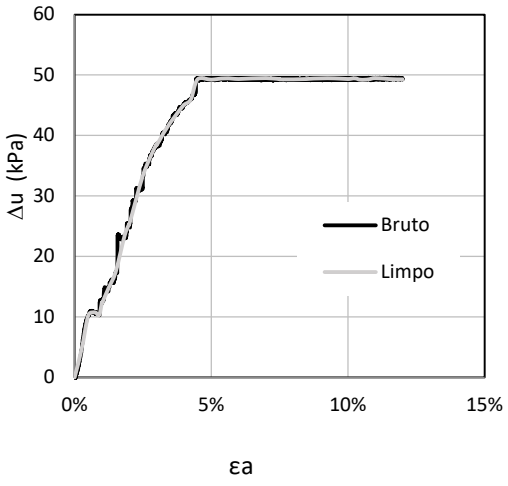
Após as primeiras tentativas não se teve sucesso na moldagem de corpos de prova de baixa densidade relativa. Foi, então, testada uma primeira alternativa de se reduzir o número de camadas para 4 ou 3; também, sem sucesso.

Em seguida, optou-se por eliminar a construção do corpo de prova em camadas. Todo volume de solo úmido era posicionado dentro do molde e compactado moderadamente para garantir a geometria final do corpo de prova. Desta forma, os primeiros corpos de prova com comportamento fofo foram confeccionados.

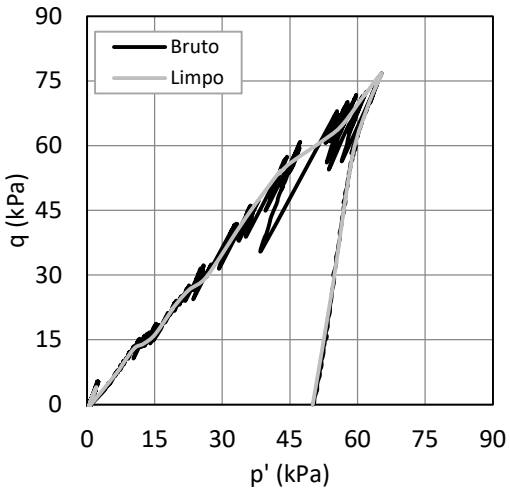
Os resultados dos ensaios triaxiais não drenados indicaram trepidação nas determinações das tensões efetivas, como indicado na Figura 2.5. A princípio tal comportamento foi atribuído a um possível mal funcionamento das células de carga ou, talvez, da prensa. Entretanto, a mesma resposta foi observada usando outra prensa e, consequentemente, outra célula de carga. Acreditou-se então que foco do problema estava, provavelmente, na adaptação da metodologia de moldagem, a qual gerava um corpo de prova bastante heterogêneo.



(a)



(b)



(c)

Figura 2.5: Resultado de ensaio CIU moldagem do corpo de prova em uma única camada pelo método da deposição úmida

A solução do problema de moldagem do corpo de prova foi encontrada a partir do uso da metodologia de camadas de solo úmido e, especificamente, do molde, desenvolvidos na Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP) por PEREIRA (2005),

O molde em questão (Figura 2.6) é acompanhado de um compactador, que se encaixa perfeitamente no tubo cilíndrico, bipartido, o qual está rosqueado em uma base de ferro. O topo do cilindro possui outra rosca onde se sobrepõe um anel de ferro adicional, que auxilia principalmente na confecção da última camada da amostra. O molde produz corpos de prova com medidas fixas 80 mm de altura e 35,5 de diâmetro

Figura 2.6: Molde da UFOP.

Na presente pesquisa, a areia seca era misturada à água destilada, fazendo com que se atingisse uma umidade próxima dos 6%. Em seguida, o solo úmido era peneirado para apurar a homogeneização. Deste material eram separadas 5 porções, das quais 4 tinham o mesmo peso, para confecção do corpo de prova, e a quinta porção era usada para a determinação da umidade do material.

As camadas eram fixadas em 20 mm de espessura e, para fins de controle, marcas foram realizadas na haste do compactador. O lançamento das camadas seguiu a seguinte metodologia:

(i) o volume do material úmido equivalente a uma camada era colocado no interior do molde

(ii) pequenos golpes eram dados com um lápis a fim de se evitar que apenas a área em contato com compactador fosse compactada,

(iii) o compactador era utilizado para que a amostra chegasse à espessura desejada;

(iv) após a retirada do compactador, o topo da camada era escarificado para que uma camada aderisse perfeitamente a outra

(v) O processo era repetido 4 vezes até o preenchimento de todo volume do molde

(vi) Ao final, a parte cilíndrica do molde era desrosqueada da base; lentamente, para que não causasse dano na amostra. O processo de desrosquear o cilindro da base era realizado com o molde na posição horizontal, para que o corpo de prova não saísse do molde.

(vii) E então era desrosqueado o anel superior do cilindro, ainda com o molde na posição horizontal.

(viii) As duas metades do molde eram separadas aplicando movimentos relativos, uma parte à outra, para cima e para baixo. Caso o movimento aplicado fosse no sentido da abertura do cilindro, a amostra se partia.

Depois do molde retirado, a amostra passava por uma etapa crítica, que era a sua inserção no interior da membrana. A membrana era colocada em um molde cilíndrico, com uma abertura lateral para encaixe de um pequeno tubo de silicone, através do qual aplicava-se sucção. A largura molde era ligeiramente superior à do corpo de prova. Esta etapa exigiu extrema cautela para que o corpo de prova não fosse danificado ou rompesse. A Figura 2.7 ilustra o processo de inserção da membrana.

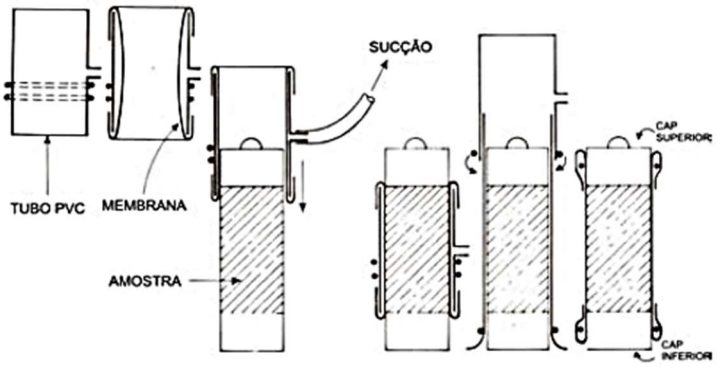


Figura 2.7: Sequência de passos para inserção da membrana (PEREIRA, 2005).

Finalizada a inserção da membrana, eram colocados os anéis de borracha e pedra porosa superior da amostra. As Figura 2.8 A e B mostram o corpo de prova confeccionado antes e após a inserção da membrana de látex.

O índice de vazios e a densidade relativa do corpo de prova eram obtidas a partir do valor do teor de umidade ω, peso de sólidos P_s , densidade dos grão Gs e volume do corpo de prova V, como indicado nas Equações de (2.3) a (2.6).

$$P_s = \frac{P_t}{(1 + \omega)} \tag{2.3}$$

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V} \tag{2.4}$$

$$e = \frac{G_s}{\gamma_d} - 1 \tag{2.5}$$

$$DR = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \tag{2.6}$$

No caso dos corpos de prova onde a densidade relativa era muito baixa, uma pequena adaptação da metodologia foi realizada. Foi passada uma pequena quantidade de vaselina na parte interna do molde, para que fosse possível retirar a amostra sem a necessidade de separar as duas metades do cilindro. Essa metodologia evitou danos à amostra nesta fase de montagem do ensaio.

(a) antes da inserção da membrana

(b) após a inserção da membrana

Figura 2.8: Preparação do corpo de prova

2.2 Ensaios Triaxiais Não Drenados (CU) e Drenados (CD)

O programa experimental consistiu na realização de ensaios triaxiais consolidados e não drenados CU, com medição de poropressão e consolidados e drenados CD. Os ensaios drenados foram realizados para fins de determinação da Linha de Estados Críticos. Todos os ensaios foram realizados na prensa de deformação controlada A Figura 2.9 apresenta os equipamentos que compõem o sistema triaxial.

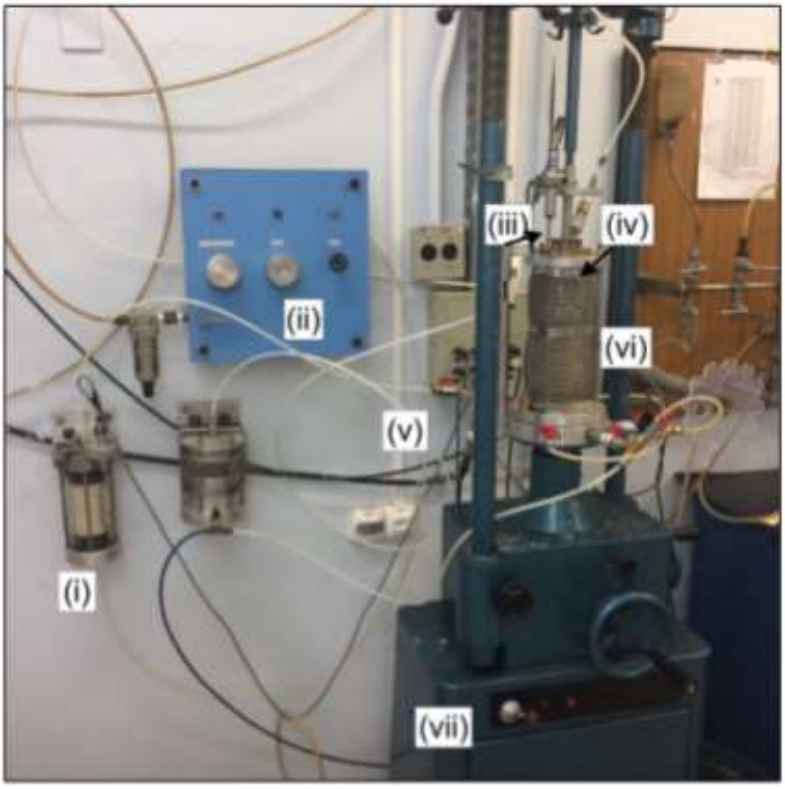


Figura 2.9: (i) medidor de variação de volume; (ii) painel de controle de pressões; (iii) LVDT; (iv) célula de carga; (v) transdutor de pressão; (vi) câmara de acrílico com grades; (vii) sistema de engrenagens para controle de velocidade de cisalhamento. (SENEZ, 2016)

2.2.1 Saturação do corpo de prova

Duas formas de saturação foram utilizadas na presente pesquisa: saturação por percolação e por contrapressão.

A saturação por percolação foi realizada com utilização de fluxo de água destilada ascendente para tal era aplicada diferença de pressão entre o topo e a base de 5,0 kPa, fazendo com que a água percolasse do reservatório da base para o reservatório do topo, sendo então descartada.

A saturação por contrapressão era realizada aplicando-se pressão uniforme em toda a amostra, com a finalidade de dissolver as bolhas de ar presentes. Neste processo, a tensão confinante aplicada no corpo de prova excedia a contrapressão em 10 kPa

Por fim, a saturação era verificada por meio do cálculo do parâmetro B de Skempton, cujo valor não poderia ser inferior à 0,97. Esse limite mínimo de saturação foi sugerido por Jefferies & Been (2016)

2.2.2 Definição da Velocidade de Cisalhamento

A velocidade de cisalhamento do ensaio triaxial sob condições não drenadas deve ser estabelecida para garantir a equalização dos excessos de poropressão no interior do corpo de prova.

A definição da velocidade de cisalhamento foi baseada na sugestão de Head (1986). A Figura 2.10 mostra a curva de variação volumétrica em função da raiz do tempo. O ponto de encontro dos dois trechos da curva representa o tempo total de adensamento tr_{100}

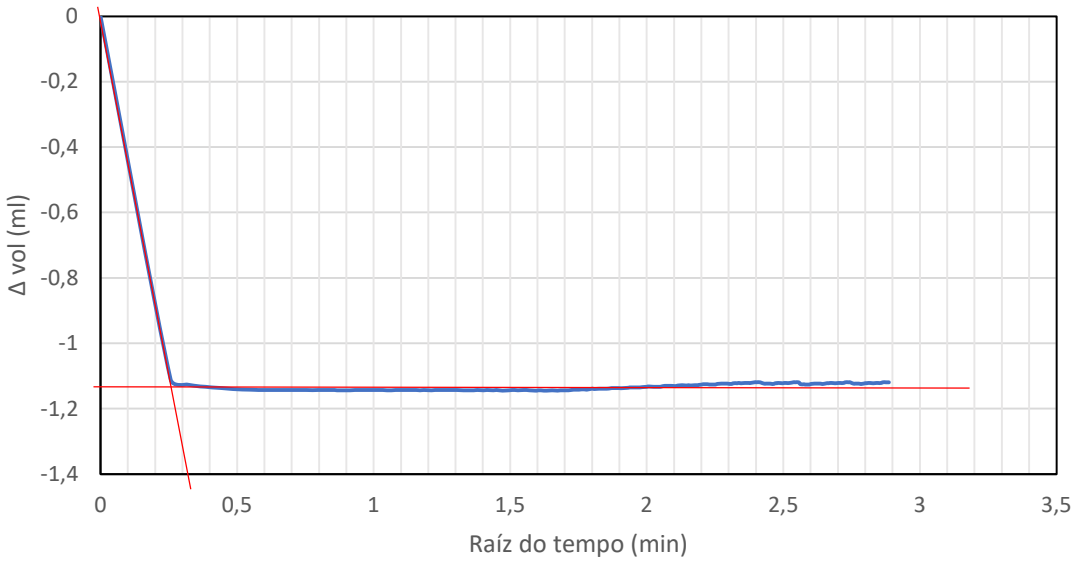


Figura 2.10: Determinação do t_{100} (HEAD, 1986).

O cálculo da velocidade foi feito por meio da Equação (2.7)

$$v = \frac{\varepsilon_{af} \times H}{100 \times tf} \tag{2.7}$$

Onde:

v = velocidade máxima de cisalhamento;

H = altura do corpo de prova em mm;

ε_{af} = deformação axial estimada na ruptura, em %;

tf = tempo mínimo de ruptura em minutos.

Vale salientar que tf se relaciona com t100 dada pela equação (2.8), que determina o valor de tf para o caso de ensaio não drenado sem drenagem lateral.

$$tf = 0{,}53 * t_{100} \tag{2.8}$$

Head (1986) afirma ainda que o menor valor usado para tf deve ser de 120 minutos, assim como a deformações axial estimada na ruptura. ε_{af} , que no caso de areias fofas, saturadas e cisalhadas de maneira não drenada, deve ser igualada a um valor entre 12 e 18%, resultando em:

$$v = \frac{12 \times 80}{100 \times 120} = 0{,}08\ mm/min$$

Vale salientar que as velocidades adotadas por outros pesquisadores foram de 0,04 mm/min e 0,08 mm/min, Abreu (2012) e Pereira (2005), respectivamente.

3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

São apresentados aqui os resultados obtidos do programa experimental da presente pesquisa. É necessário destacar que apenas a metodologia da deposição úmida foi capaz de produzir corpos de prova de baixa densidade relativa, foco principal desta pesquisa. Contudo, os resultados obtidos com as demais metodologias (corpos de prova densos) foram aproveitados para determinação da linha de estado crítico

Nos casos em que as leituras dos instrumentos mostraram variações cíclicas (Figura 2.5), as curvas foram refeitas considerando registros a cada 0,25% de deformação, incluindo os casos onde as amostras demostram resistência ao cisalhamento igual a zero, todas as medidas residuais apresentadas após esse ponto foram então desconsideradas.

3.1 Ensaios Drenados CID

Sendo a liquefação um fenômeno não drenado, a utilização de ensaios drenados não contribui de maneira direta para a determinação do potencial de liquefação da areia aqui estudada. Contudo, como destacado nos capítulos anteriores, é necessário um resultado de ensaio drenado para auxiliar na confecção da Linha de Estados Críticos.

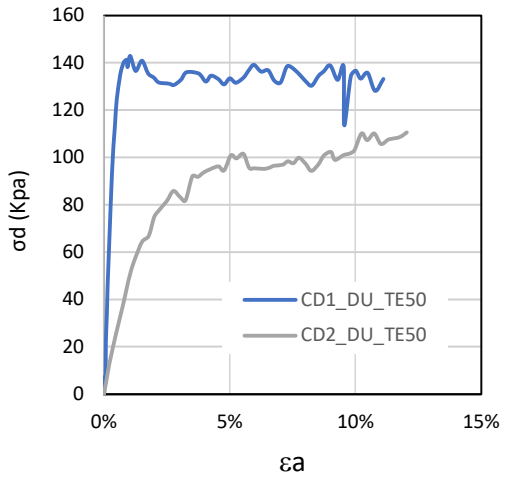
Todos os ensaios drenados realizados tiveram seus corpos de prova confeccionados com a metodologia de deposição úmida. A nomenclatura dos corpos de prova foi estabelecida a partir do seguinte padrão: *Tipo de ensaio, número da amostra Tipo de moldagem, e Tensão efetiva em kPa*.

A Figura 3.1 ilustra os resultados dos ensaios CD realizados. Além disso, o Apêndice, resume as características dos corpos de prova.

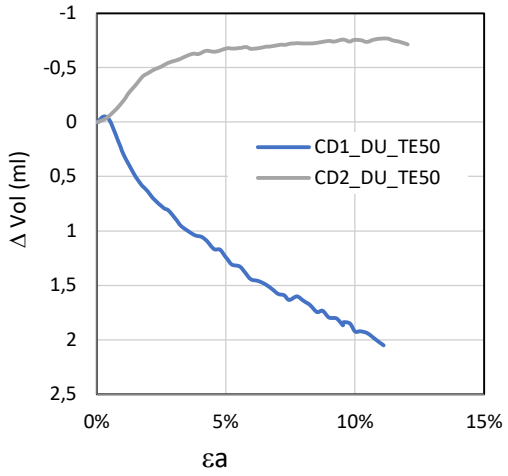
O corpo de prova CD1_DU_TE50 apresenta características de uma amostra densa, já que se observa no início uma leve contração em seu volume, que depois de modifica para expansão até o fim do ensaio. Observa-se que a referida amostra mantêm sua variação de volume com crescimento contínuo, apesar da resistência ao cisalhamento ter alcançado certo patamar. Contudo, Jefferies e Been (2016) relatam que amostras densas não são as mais indicadas para a determinação da Linha de Estados críticos, já que o índice de vazios crítico é alcançado apenas na área no entrono do plano de ruptura que se forma após o cisalhamento da

amostra, sendo este o motivo para que o ensaio não seja utilizado na determinação da linha de estados críticos.

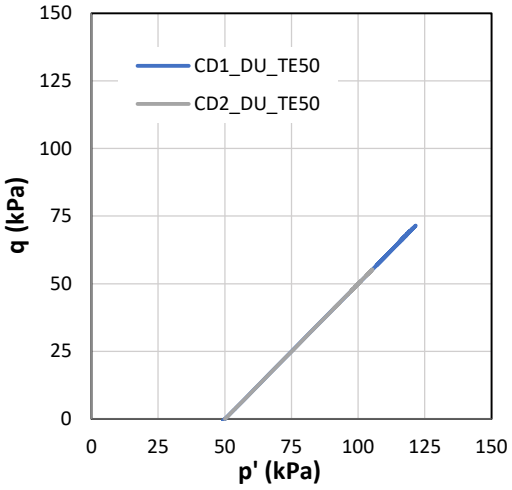
Já o corpo de prova CD2_DU_TE50 apresenta variação de volume negativa durante toda a fase de cisalhamento, sendo este o indicativo que o corpo de prova se comportou como fofo durante todo o ensaio. Apesar de no fim do ensaio a variação de volume estar quase constante, a resistência ao cisalhamento ainda apresenta certa variação, com indicativo de possível endurecimento. Considera-se então que a amostra também não alcançou o estado crítico, sendo este estado caracterizado onde a variação de volume e a variação de tensão se igualariam a zero.



(a)



(b)



(c)

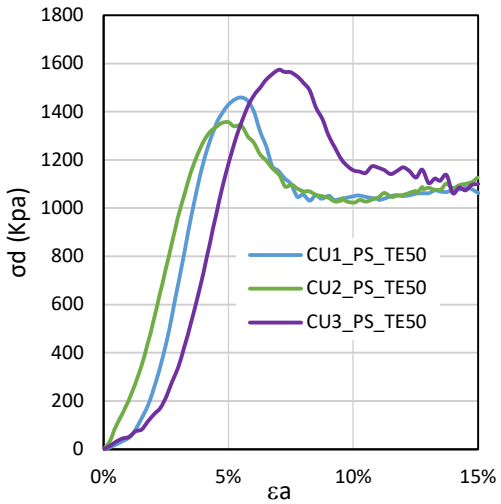
Figura 3.1: Resultado de ensaio CID com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida. (a) curva tensão deformação, (b) curva variação de volume x deformação axial e (c) trajetória de tensão

Dada a necessidade de pelo menos um ensaio drenado para a determinação da linha de estado crítico, será escolhido então a amostra CD2 para o traçado da LEC, a ser apresentada mais adiante no presente capítulo.

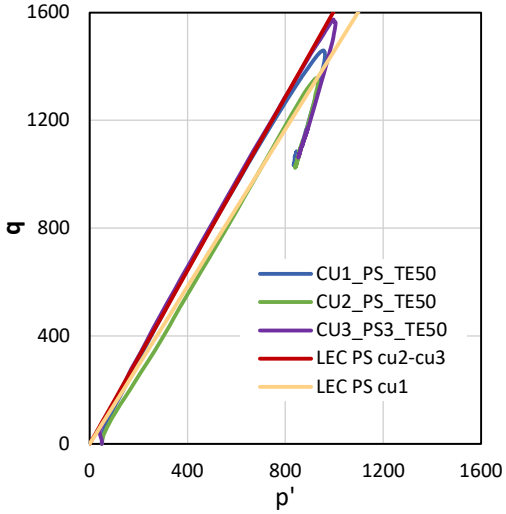
3.2 Ensaios Não Drenados CIU

3.2.1 Moldagem por pluviação seca

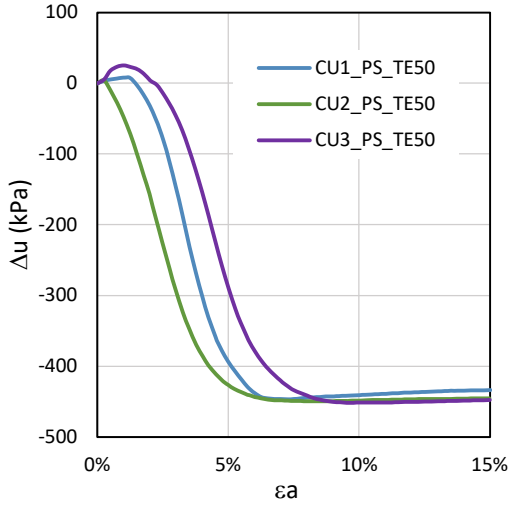
Foram realizados três ensaios utilizando a metodologia de moldagem de corpos de prova por pluviação seca, sendo os resultados apresentados na Figura 3.2



(a)



(c)



(b)

Figura 3.2: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da pluviação seca. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva

Os corpos de prova mostraram-se sensíveis a quaisquer vibrações causadas no equipamento, já que, após retirado o molde, a membrana de látex era o único elemento que garantia a estabilidade ao corpo de prova. Em sua maioria, os corpos de prova possuíam certa sinuosidade. Por conta disso, eram necessários cuidados redobrados ao se posicionar o corpo de prova na base da célula triaxial.

Esta metodologia gerou o maior número de descarte de corpos de prova; ora pela sinuosidade dos corpos de prova, ora pelo completo afastamento do cabeçote em relação ao topo da amostra. Foi observado também que, em alguns casos, os corpos de prova não apresentavam seção regular ao longo de sua altura, o que também foi um dos critérios de descarte da presente pesquisa. Vale também salientar que, somente para esta metodologia alguns corpos de prova não chegaram ao nível de saturação requerido. Em relação às densidades relativas, todos os corpos de prova apresentam comportamento de densidade média à densa.

É possível observar que as amostras apresentam pico de resistência não drenada bem definido, se estabilizando na resistência residual. Contudo, os pontos de ruptura apresentam ligeiros deslocamentos entre si. Duas amostras apresentam comportamentos próximos, enquanto a de maior densidade relativa se destaca, tendo seu comportamento de pico, aproximadamente, a uma deformação 2% superior.

As amostras passam por pequeno acréscimo de poropressão positiva, até sofrerem queda abrupta e se estabilizarem para valores próximos. Ao se observar as trajetórias de tensão, os

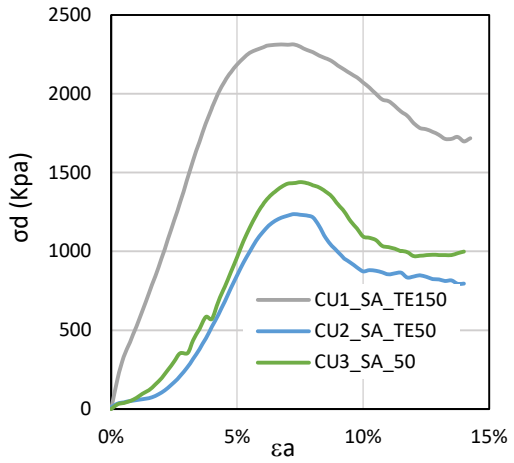
corpos de prova seguem duas linhas de estado crítico de inclinação de valores próximos, 58,15 º e 55,59º, se traduzindo em razões de tensão no estado crítico (M), iguais a 1,61 e 1,46, respectivamente.

Observando que corpo de prova CU2_PS_TE50 apresenta declividade M diferente das demais, este ensaio não será considerado na determinação da razão de tensões no estado crítico final da areia do Leblon

3.2.2 Moldagem por sedimentação em água

A metodologia de sedimentação em água também só produziu corpos de prova de densidades relativas medianas e densas. Contudo, é possível apontar vantagens da metodologia de sedimentação em água quando comparada a anterior.

O nível de saturação com parâmetro B = 0,97 era alcançado mais rápido do que em comparação com qualquer outra metodologia, não havendo necessidade de nenhum descarte por conta de baixos valores de saturação. Os corpos de prova não apresentam tanta sensibilidade quanto os moldados pela metodologia anterior, exibem ainda ótima qualidade geométrica e pouca sinuosidade. A Figura 3.3 ilustra os resultados obtidos por meio da sedimentação em água.



(a)

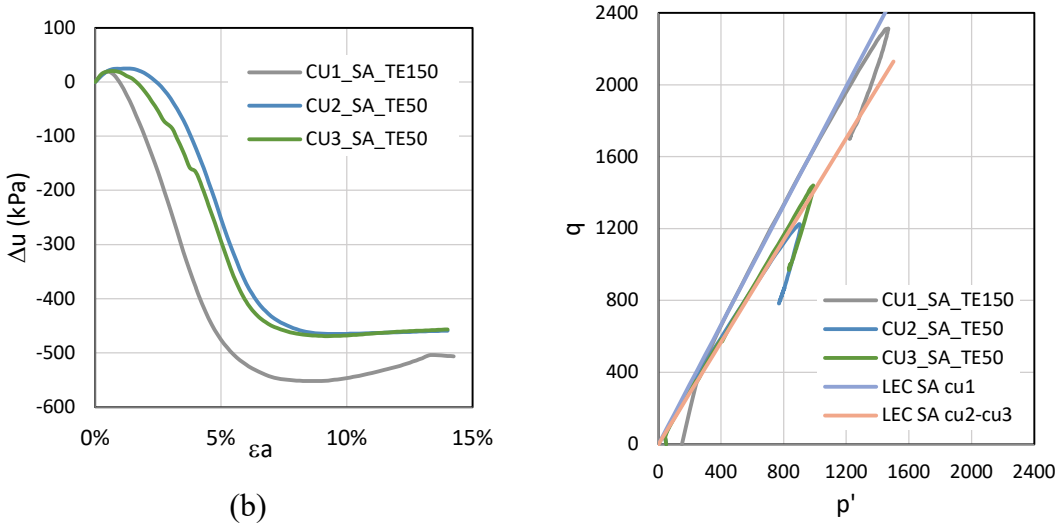


Figura 3.3: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da sedimentação em água. (a) curva tensão deformação, (b) curva acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva

Os corpos de prova também apresentam pequeno acréscimo de poropressão positiva, até sofrerem queda abrupta e se estabilizarem logo em seguida. Ao se observar as trajetórias de tensão, os corpos de prova também não seguem uma única relação entre tensões no estado crítico. A CU1_SA_TE150 apresenta a declividade M_{150} = 1,66 (58,93º) superior aos outros dois ensaios, onde M_{50} = 1,42, que é igual a 54,84º

Sendo a amostra CU1_SA_TE150, representada pela declividade M_{150}, a mesma será então desconsiderada para a determinação de LEC final da areia do Leblon. Vale salientar que os resultados M_{50} aqui encontrados pouco se distanciam dos determinados na metodologia de moldagem de corpo de prova anterior.

Considerando os picos de resistência não drenada, eles ocorrem para uma mesma deformação, seguidas da resistência residual. Uma das amostras difere com relação a outras duas, apresentando pico muito mais elevado.

3.2.3 Moldagem por deposição úmida

Inicia-se aqui ilustrando a diferença dos corpos de prova retirados logo após o término da fase de cisalhamento. As Figura 3.4-a e Figura 3.4-b, respectivamente, ilustram ensaios que apresentaram comportamento expansivo durante a fase de cisalhamento e outro contrativo. As

diferenças entre tais comportamentos são evidentes quando se retira a cápsula da prensa. O corpo de prova da imagem da esquerda, mesmo após cisalhado, apresenta resistência suficiente para ainda se manter em pé, e é possível perceber um plano de ruptura bem formado após o cisalhamento. Já amostra fofa não apresentava resistência para tal.

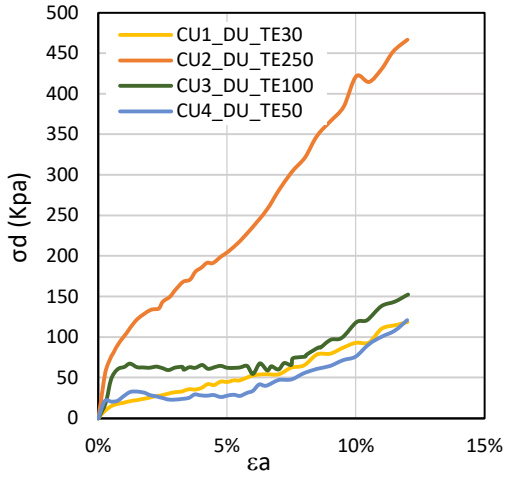
(a) corpo de prova denso

(b) corpo de prova de areia fofa

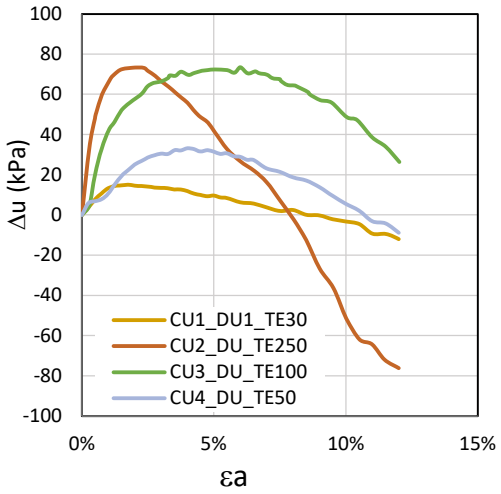
Figura 3.4: Corpos de prova após fase de cisalhamento

É possível dizer que todos os corpos de prova que apresentaram comportamento fofo tiveram comportamento análogo ao retratado na imagem, ou seja, tombavam completamente logo após a retirada a câmara de acrílico, diferentemente dos corpos de prova onde se foi observada expansão, que além de se manter em pé sozinhos, apresentam planos de ruptura bem definidos.

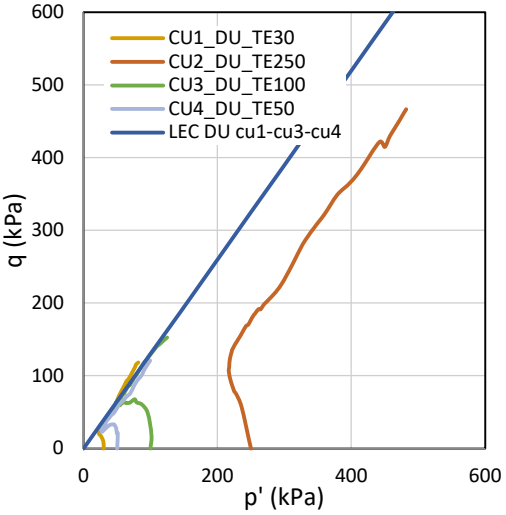
Para essa metodologia foi dada atenção especial, visto que essa foi a única que pode fazer qualquer apontamento sobre o potencial de liquefação da areia aqui estudada. Os resultados são aqui apresentados de maneiras divididas: Em um primeiro são apresentados corpos de prova cujo acréscimos de poropressão não foram unicamente positivos durante o decorrer de todo os ensaios, Figura 3.5. Cabe destacar que esses corpos de prova foram moldados como fofos, contudo, suas densidades se alteraram após a fase de adensamento, conforme especificado.



(a)



(b)



(c)

Figura 3.5: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida em amostras de densidade mediana. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva

Os ensaios foram iniciados com acréscimo de poropressão positiva muito mais elevado que das metodologias anteriores, e, após alcançar um pico de poropressão, começam a cair. Exatamente no ponto onde o acréscimo de poropressão para de subir e começa a decair, a trajetória de tensão no plano p'-q chega em seu valor mínimo, e, somente após esse ponto passa a ganhar resistência, Figura 3.5 (a) e (b). As amostras são caracterizadas com densidade mediana, inicialmente se contraem até o ponto de transformação de fase, caracterizado principalmente nas amostras CU3_DU_TE100 e CU4_DU_TE50. Logo após esse momento o ensaio apresenta ganho de resistência e consequentemente comportamento dilatante. Como esperado, os ensaios não sofrem liquefação por conta das elevadas densidades relativas.

Considerando ainda as trajetórias de tensão, três ensaios tendem para uma única linha de estados críticos, mas a amostra CU2_DU_TE250 se afasta completamente dessa reta. Nesse ensaio é impossível traçar qualquer tendência de linha de estado crítico, visto que qualquer reta que seja traçada da origem do plano encontra a referida curva em apenas um ponto. O coeficiente angular M da linha de estado crítico das três amostras é igual a 1,3, com ângulo de 52,43º

A Figura 3.6 retrata os ensaios que os excessos de poropressão foram unicamente positivos, estando estas amostras distribuídas no intervalo de densidades relativa de 15 % a 26%.

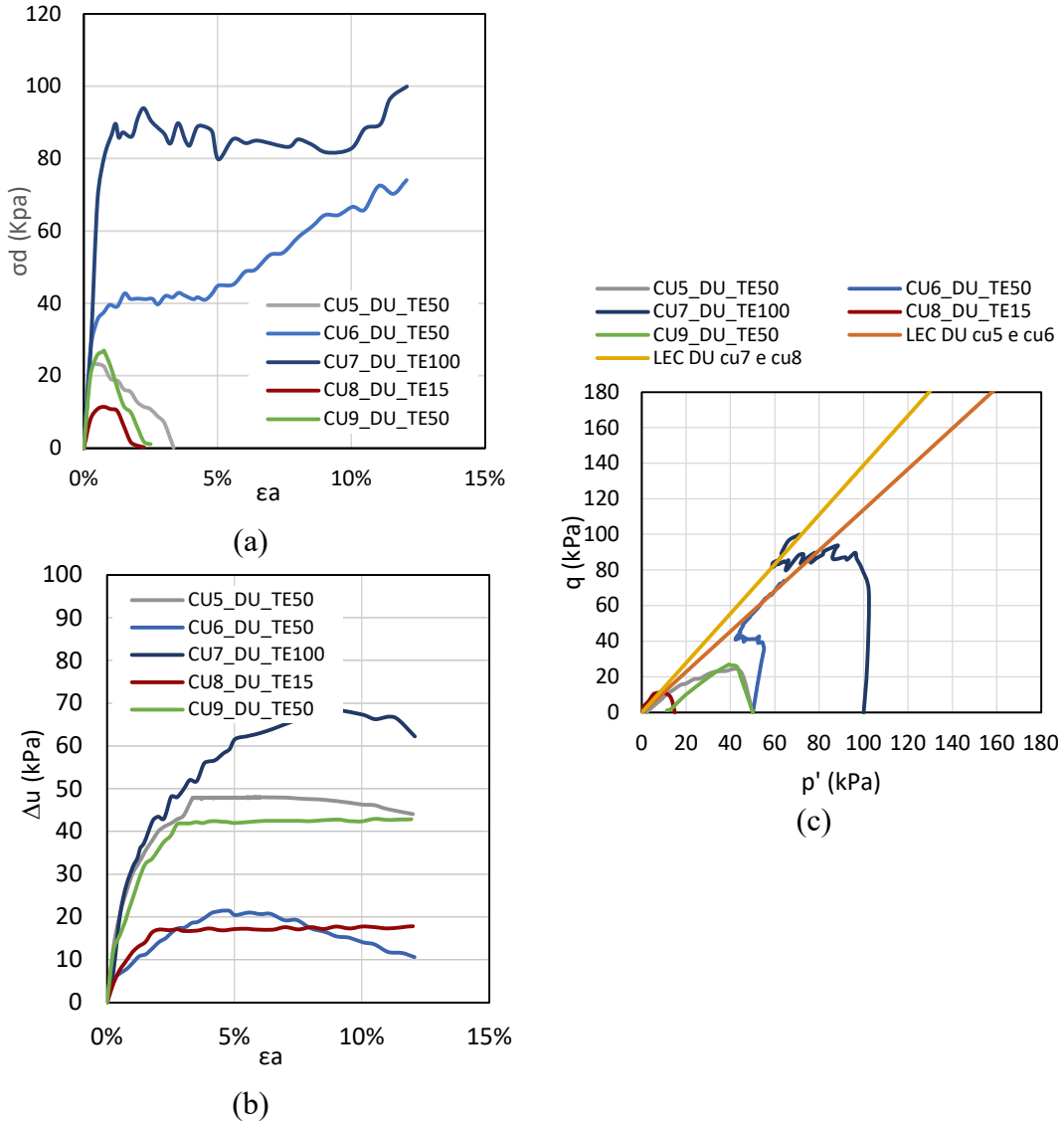


Figura 3.6: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida em amostras de densidade mediana. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial e (c) trajetória de tensão efetiva

Os ensaios aqui selecionados mantêm o acréscimo de poropressão positivo durante toda a fase de cisalhamento. Contudo, alguns ensaios apresentam valores constantes de poropressão após certo valor de deformação axial, enquanto que outras amostras a variação de poropressão passa a diminuir.

Deve ser chamada atenção para ponto onde a poropressão para de aumentar e passa a ser constante (Figura 3.6-b). Já que para esta exata deformação o valor da resistência não drenada alcança seus menores valores (Figura 3.6-a). Ou seja, quando o ensaio alcança o maior valor de poropressão passa também a não apresentar resistência alguma.

É possível perceber que a ruptura acontece de forma abrupta. A maioria dos ensaios fofas apresentam o pico de resistência não drenada antes mesmo de chegarem a 2% de deformação (ensaios CU5_DU_TE50, CU8_DU_TE50 E CU9_DU_TE50)

É necessário ressaltar que alguns ensaios têm tendência de se encaminhar para a origem do gráfico das trajetórias de tensão (CU5_DU_TE50 e CU8_DU_TE15), mas nenhum atinge o ponto 0,0. Contudo, destaca-se a trajetória CU9_DU_TE50 que se iguala em q=0, mas não em p', que apresenta valor de aproximadamente 13 kPa, sendo essa a maior distância que um ensaio contrativo apresentou da origem, estando completamente independente de qualquer linha de estado crítico que possa vir a ser traçada, motivo este pelo qual a linha de estado crítico da referida amostra não veio a ser traçada.

Considerando as linhas de estado crítico traçadas uma considera as trajetórias CU5_DU_TE50 e CU6_DU_TE50, com coeficiente angular M = 1,14 (48,71º), enquanto que a demais leva em consideração CU7_DU_TE100 e CU8_DU_TE15, com coeficiente angular M = 1,39 (54,26º).

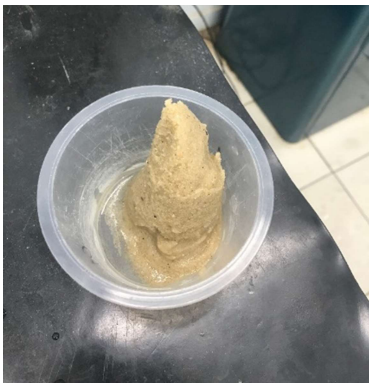
Acredita-se então que pode ter sido problema de acurácia da célula de carga, o que não descaracteriza a correlação feitas das presentes amostras com o comportamento de liquefação verdadeira descrito por Carrera et al. (2011).

Com finalidade de confirmar a ocorrência de ruptura por liquefação, já que o comportamento observado não foi idêntico ao idealizado, foi realizado um último teste com o corpo de prova após a fase de cisalhamento. Alguns testes de liquefação são realizados inserindo uma carga dinâmica em uma areia saturada, onde após aplicação desta carga, é possível ver o solo se comportando como líquido.

O solo foi retirado da membrana de maneira lenta e cautelosa e depositado em um recipiente de plástico transparente, juntamente com a água que havia dentro da membrana. A Figura 3.7 a, b ilustra o procedimento realizado. Percebe-se que o corpo de prova não mantém

a geometria inicial e visualmente não possui nenhum plano de ruptura, observando-se então que se trata de um corpo de prova fofo. Após ação da mesa vibratória (Figura 3.7 c), o corpo de prova se liquefez em fração de segundos.

(a) retirada da membrana



(b) corpo de prova antes da vibração.

(c) corpo de prova após vibração de 5 segundos

Figura 3.7: Confirmação do fenômeno de liquefação

As Figura 3.8 representa as amostras moldadas para densidades relativas iniciais de 6%, o que só foi possível graças à aplicação de vaselina no molde da UFOP, adaptando assim a metodologia aplicada por Pereira (2005), fazendo com que não houvesse necessidade de abertura do molde para a retirada da amostra. Além da densidade relativa, todos os corpos de prova foram cisalhados com a contrapressão de 400 kPa, na tentativa de manter critério único para as trajetórias de tensão dos ensaios fofos se encaminhassem para a origem no plano p-q.

Contudo, é perceptível que corpos de prova nos quais a tensão efetiva supera 100 kPa, não se comportam como fofos, por conta do adensamento das amostras, com exceção da amostra CU11_DU_TE60.

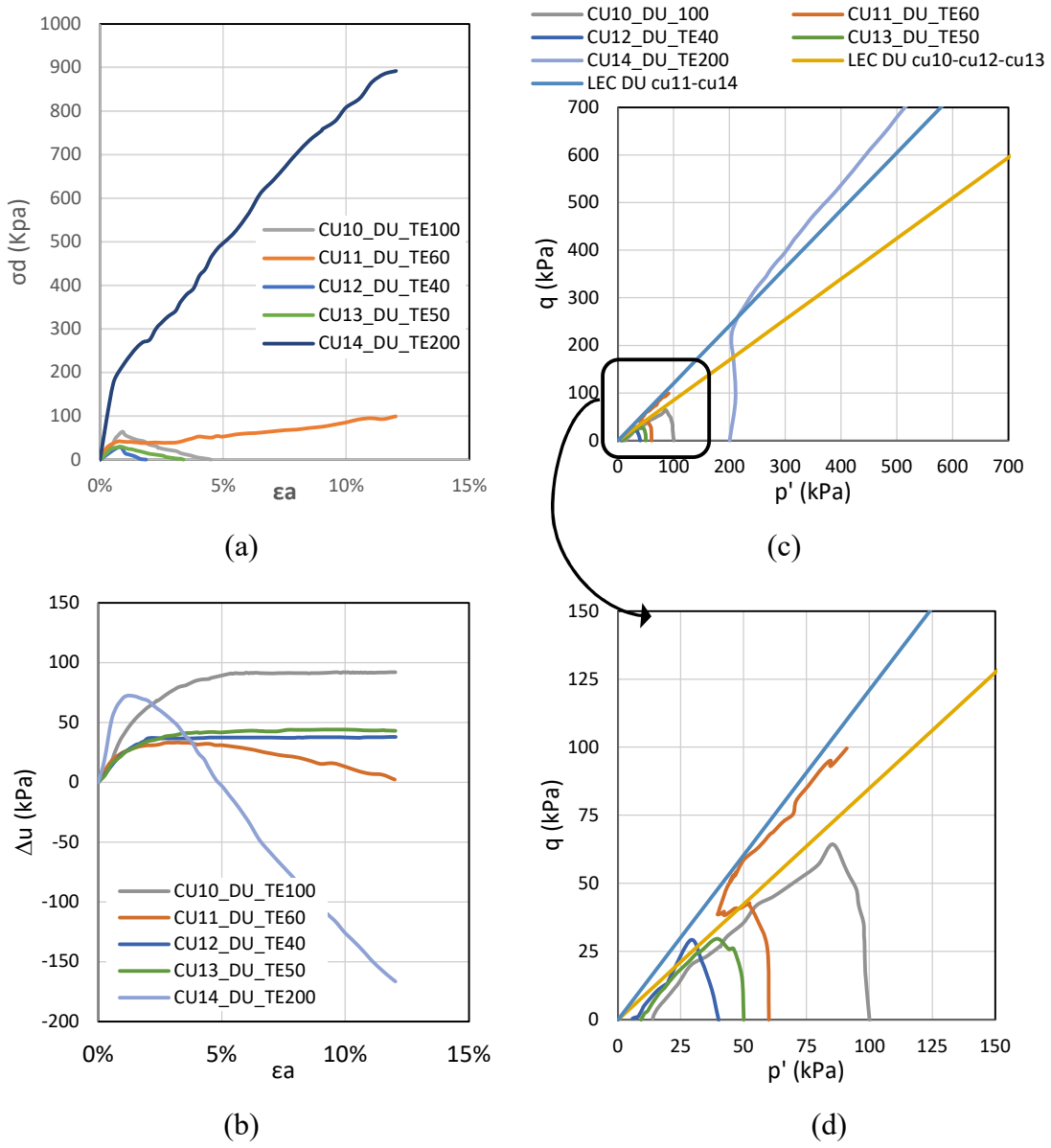


Figura 3.8: Resultado de ensaio CIU com moldagem do corpo de prova pelo método da deposição úmida em amostras de densidade mediana. (a) curva tensão deformação, (b) acréscimo de poropressão x deformação axial, (c) trajetória de tensão efetiva e (d) detalhe das amostras fofas

Apesar do aumento de cuidados com a confecção dos corpos de prova, não foram observadas grandes diferenças nos resultados. Conforme ilustrado na Figura 3.8 (a), apenas três ensaios, CU10_DU_TE100, CU12_DU_TE40 e CU13_DU_TE50, apresentam corpos de prova com perda completa de resistência não drenada, com o pico de resistência sendo observado por volta de 2% de deformação axial. Que são os mesmos ensaios que apresentam variação de poropressão puramente positiva (Figura 3.8 (b)) e que apresentam trajetória de tensões efetivas que se encaminham para as proximidades da origem, Figura 3.8 (c).

Vale salientar que o comportamento que os ensaios fofos seguem o mesmo padrão de resultado descrito anteriormente, onde q se igualou a zero, mas p apresenta valores pequenos diferentes de zero. Considerando as linhas de estado crítico formadas, os valores dos coeficientes M apresentaram diferenças consideráveis. A LEC dos ensaios 11 e 14 apresentam valor M de 1,21, correspondente a um ângulo de inclinação igual a 50,43º, já para os demais ensaios, M se iguala ao valor de 0,85, correspondente a um ângulo de 40,36º.

O fato das amostras fofas não chegarem a zero em no eixo p', dificulta o traçado da LEC, já que é nas proximidades da origem, que as amostras fofas tendem a linha de estados críticos, o que explicaria o fato da reta que utiliza apenas amostras fofas, ter apresentado um valor para razão de tensões no estado crítico tão baixo. Finalmente, na Figura 3.9, são apresentadas todas as trajetórias produzidas por deposição úmida ao mesmo tempo, com coeficiente angular M de 1,24, ou seja, 51,12º.

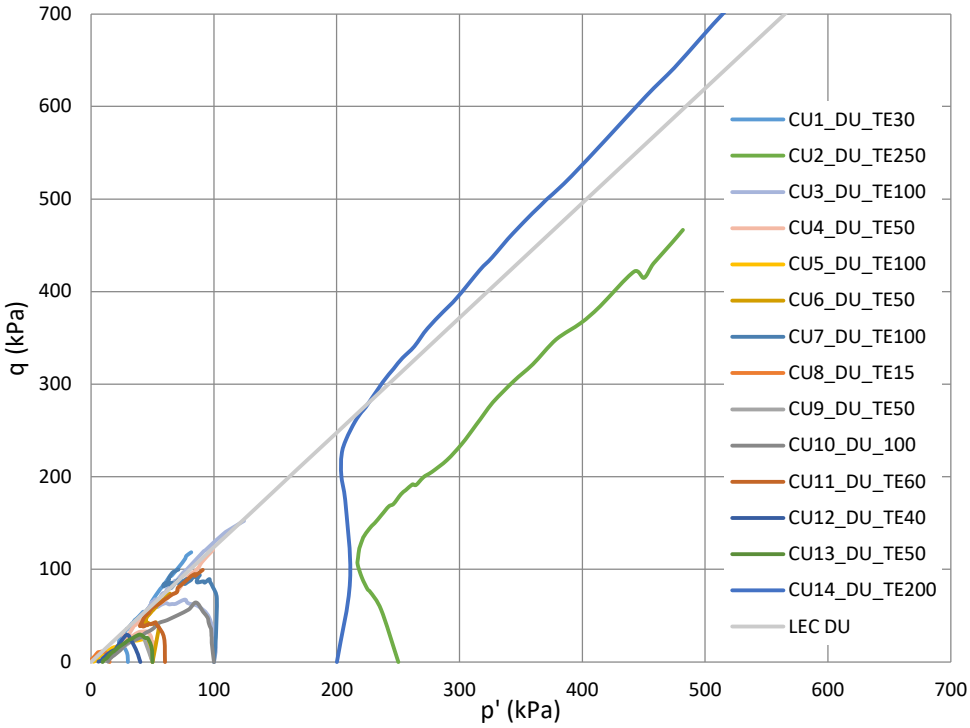
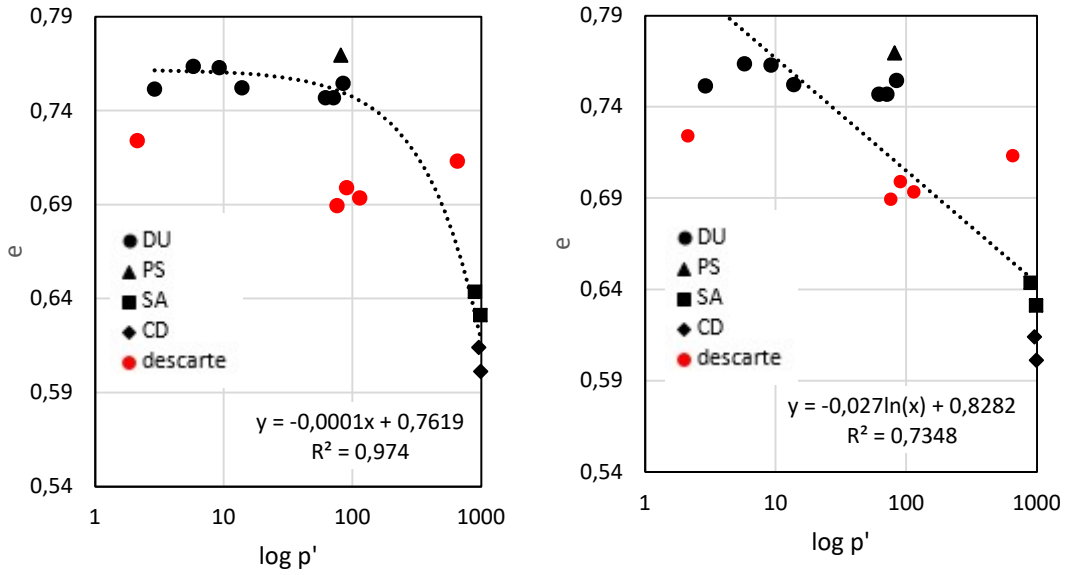


Figura 3.9: Linha de estados críticos para moldagem de deposição úmida com M = 1,24 (51,12º)

3.3 Determinação da Linha de Estado Crítico e da Linha de Liquefação

Após determinação da linha de estado crítico produzida por cada método de moldagem, no espaço p-q, será abordada então o traçado da LEC no espaço e-log p', traduzindo assim o comportamento geral, considerando todas as metodologias de moldagem de corpo de prova em conjunto, mas sem utilizar as amostras destacadas no item anterior (CU2_PS_TE50, CU1_SA_TE150, CU2_DU_TE250 e CU9_DU_TE50)

Dois modelos de confecção da linha de estados críticos descritos na presente pesquisa abordam sua determinação de maneiras distintas. Carrera (2011) determina apenas com a utilização de ensaios não drenados, enquanto que Jefferies & Been (2016) utilizam, no mínimo, três ensaios não drenados e um drenado. O traçado das linhas de estados críticos está ilustrado na Figura 3.10, ora em uma distribuição linear, ora em distribuição logarítmica. Ressalta-se a semelhança da distribuição linear com a curva citada por Carrera et al. (2011). É perceptível a concentração de amostras de pluviação seca e sedimentação em água na parte final da curva, já que essas metodologias tiveram como resultado corpos de prova de maior densidade.



(a) Linha de Estado Crítico tendência linear

(b) Linha de Estado Crítico tendência logarítmica

Figura 3.10: Linhas de Estado Crítico para areia do Leblon

O ensaio drenado fofo, na parte superior do gráfico, foi realizado para que se conseguisse traçar a parte final da LEC, sem necessidade de altas tensões, como abordado por Jefferies & Been (2016). Contudo, o que se viu é que o ensaio drenado fofo pouco interferiu na parte mais ao fim da LEC.

A parte final da LEC foi determinada, com grande precisão, pelos ensaios de maior densidade vindo das metodologias de Pluviação seca e Sedimentação em água, ou seja, a variação de metodologia de moldagens ajudou em um maior refinamento na confecção da LEC.

Além dos resultados de ensaios desconsiderados nos itens anteriores, outros ensaios foram também desconsiderados, sendo esses representados pela cor vermelha, com finalidade de aumento da precisão da correlação das distribuições.

Deve ser dada a devida atenção para os coeficientes de correlação R^2 das duas curvas. Obviamente a distribuição em forma de reta tem que possuir valor de correlação menor já que se trata de uma aproximação, destaca-se ainda que os dados possuem desvio padrão de 0,06, e erro padrão de 0,012.

É também apresentado o traçado da linha de liquefação, visto que essa abordagem se aproxima mais dos resultados aqui gerados, conforme Figura 1.14 (b). O principal motivo para a escolha dessa abordagem é que as trajetórias não se encaminharam para um único ponto, sendo assim impossível a determinação do ponto de estado permanente

Considerando o traçado da linha de liquefação, é perceptível que foram geradas diversas linhas de ruptura por liquefação, sem que se fosse alcançada uma única reta. Contudo, ao se traçar uma linha de tendência dos pontos máximos de p’ e q, é possível encontrar uma reta de tendência, com alta correlação, com η igual a 0,756, se traduzindo em um ângulo de 37,09º. Tais informações são ilustradas nas Figura 3.11 e Figura 3.12

Como as trajetórias de tensão efetiva das amostras são dados que já foram apresentados em outros momentos na presente pesquisa e com o objetivo de dar destaque às linhas de rupturas geradas, todas as trajetórias de tensão foram colocadas na mesma cor.

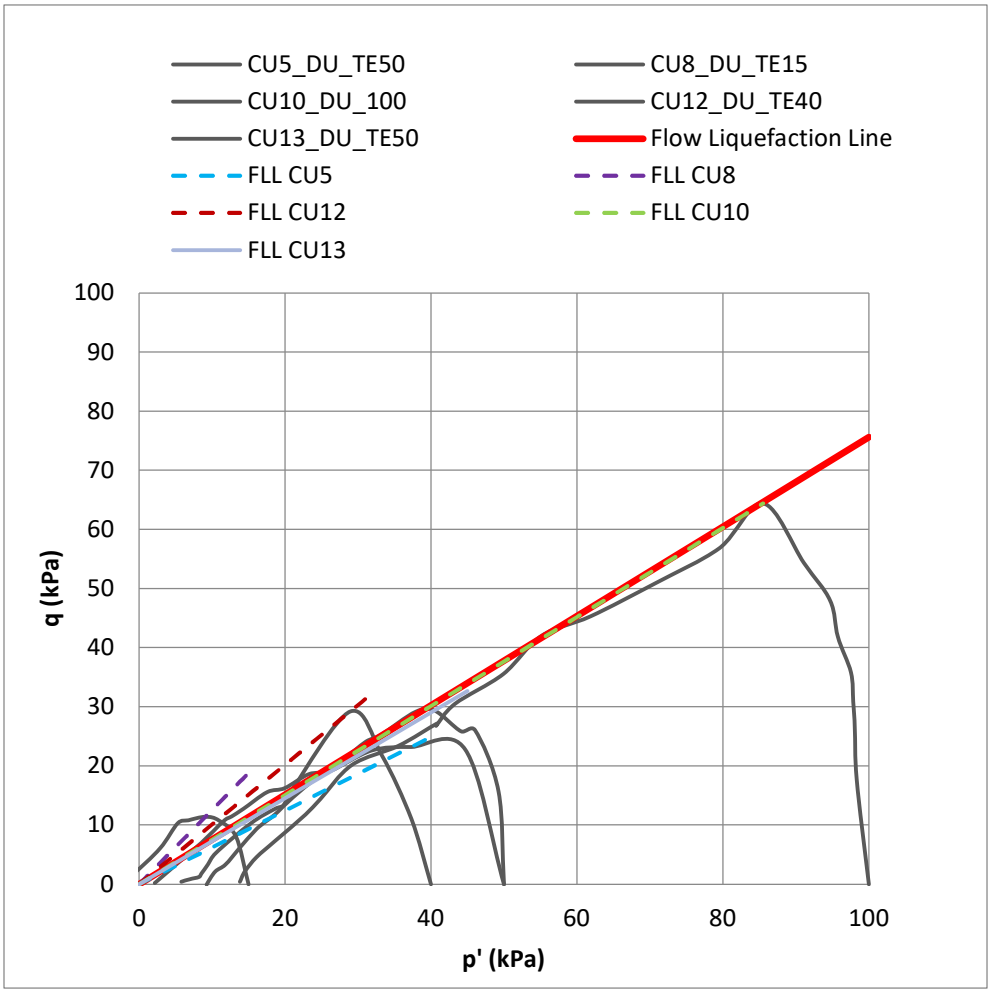


Figura 3.11: Linhas de liquefação para areia do Leblon

Cabe ressaltar que Yang (2002) levantou a possibilidade de que a linha de liquefação poderia variar e não ser única, ou seja, algo análogo ao caso das linhas de ruptura traçadas para a areia do Leblon. Contudo, ao se traçar uma reta de tendência para os diversos pontos máximos das trajetórias de tensão, é possível verificar que os pontos, apesar de não estarem em uma reta única, possuem correlação considerável

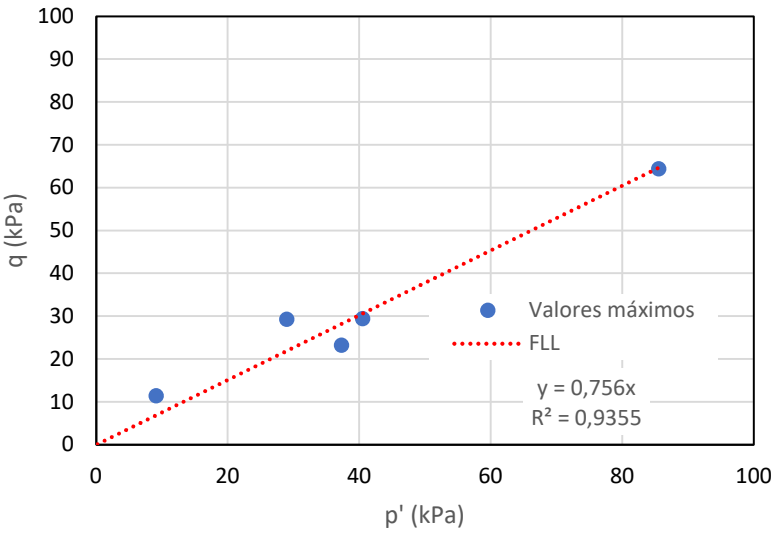


Figura 3.12: Linha de Liquefação para areia do Leblon

4 CONCLUSÕES

4.1 Conclusões Gerais

Conclui-se então que foi possível reproduzir o fenômeno de liquefação para areia do Leblon, já que as amostras fofas rompem tendendo para origem do plano p-q, além de não se diferenciarem dos modelos propostos. As amostras apresentam comportamento frágil, rompem após pico de resistência não drenada e essas rupturas são observadas para pequenos estágios de deformação axial.

Assim sendo a única metodologia capaz de produzir amostras fofas na areia do Leblon e, consequentemente capaz de reproduzir o fenômeno de liquefação, foi a Deposição Úmida, realizada ora com auxílio do fabricado pela UFOP, ora realizada com molde tripartido. O molde da UFOP possui ligeira vantagem por diminuir a possibilidade de erros humanos. Sendo a deposição úmida a metodologia mais aconselhável para a reprodução de liquefação no laboratório, se faz necessário apontar que, por mais que as outras metodologias não fabricaram corpos de prova fofos, elas foram de extrema importância ao se traçar a linha de estados críticos.

Levando em consideração a moldagem de corpos de prova de maior densidade, a metodologia de sedimentação em água é mais atrativa que a de deposição úmida e pluviação seca, visto que a saturação do corpo de prova era atingida de maneira mais fácil, e nos corpos de prova fabricados por essa metodologia foi observada alta qualidade geométrica e baixa sinuosidade.

A grande dificuldade na reprodução do comportamento de liquefação da presente pesquisa pode ser justificada pelo fato de que rupturas por liquefação em areias puras, caso da amostra aqui ensaiada, é raro, visto que só ocorre em densidades relativas extremamente baixas. Já misturas de areia e silte podem liquefazer para densidades relativas medianas. Ressalta-se ainda que os casos históricos de rupturas não drenadas, em sua maioria, envolveram materiais preponderantemente compostos por areias com certo teor de silte, sendo que essas podem liquefazer para índice de vazios mais distante do índice de vazios máximo

Outra grande dificuldade que pode ser apontada é a proximidade dos valores dos índices de vazios máximo e mínimo, o que faz com que quaisquer eventos que venham a acontecer com a amostra alterem amplamente sua densidade relativa.

Apesar dos resultados se diferenciarem dos modelos aqui discutidos, é observada algumas semelhanças com o modelo proposto por Carrera (2011), já que a resistência ao cisalhamento dos ensaios aqui realizados também se igualaram a zero. Na tentativa de confirmar a ocorrência do fenômeno aqui estudado, após a fase de cisalhamento, os corpos de prova foram vibrados em uma mesa vibratória, com intuito analisar o comportamento do material. Deste modo, a suspeita de liquefação foi confirmada, pois em fração de alguns segundos os corpos de prova se desmontavam por completo. Cabe destacar que apenas corpos de prova fofos apresentaram tal comportamento. Os corpos de prova de densidade mediana não apresentaram tal amolecimento, nem nos gráficos, e nem na mesa vibratória.

É necessário advertir que se trata de um material natural, e por mais que atenda todos os pré-requisitos para a ocorrência de liquefação, o mesmo eventualmente poderia não corresponder às expectativas traçadas.

Finalmente a areia do Leblon apresenta, para a Linha de Estados Críticos, razão de tensão no estado crítico média no valor M = 1,42, com ângulo de inclinação igual a 54,91º, já para a linha de ruptura de liquefação (*Flow Liquefaction Line*), coeficiente angular com η igual a 0,756, se traduzindo em um ângulo de 37,09º

4.2 Sugestão para trabalhos futuros

Sugere-se então para trabalhos futuros a realização de maior número de ensaios, incluindo ainda trajetórias de tensão distintas, como por exemplo, descarregamento lateral, tendo como finalidade avaliar se os resultados determinados por ensaios com diferente trajetória de tensão seriam análogos aos apresentados na presente pesquisa.

Sugere-se ainda a utilização de prensas triaxiais de tensão controlada, para comparar seus resultados com os aqui apresentados.

REFERÊNCIAS

ABREU, E. J. A. **Estudo das Condições de Liquefação da Areia de Coimbra em Triaxial Estático e Cíclico**. 145f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2012.

AKTINSON, J. **An introduction to the mechanics of soils and foudations: through critical state soil** mechanics. Londres: McGraw-Hill,Book Company, 1993

ASHOUR, M.; NORRIS G. **Liquefaction and undrained response evaluation of sands from drained formulation**, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 125, ago, 1999

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181:** Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6508:** Solo – Determinação da densidade real dos grãos. Rio de Janeiro: 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12004:** Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12051:** Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos. Rio de Janeiro: 1991.

BALBARINI, L. **A numerical investigation of lateral spreading phenomena in river embankments**, 192f, tese (Doutorado em geotecnia), Universidade de Bologna, Bologna, 2017

BEEN, K, JEFFERIES, M. **Stress dilatancy in very loose sand,** Canadian Geotechnical Journal, v 41, p 972 – 989, jan/2004.

CARRERA, A.; COOP, M.; LANCELLOTTA, R. **Influence of grading on the mechanical behaviour of Stava tailings**. Géotechnique, v. 61, n. 11, p. 935-946, nov/2011.

CARVALHO, E. Tema 113: Segurança de Barragens e Avaliação De Riscos. In: **Seminário Nacional de Grandes Barragens**, 30., 11-13 mai/2015, Foz do Iguaçu.

CASTRO, G. **Liquefaction of Sands**. Soil Mechanics Series, n. 81, Cambridge: Harvard University, 1969.

CHU J.; LEROUEIL S.; LEONG W. K. **Unstable behavior of sand and its implication for slope instability**, Canadian Geotechnical Journal, 40, 2003, p. 873-885.

CORRÊA, A. A.; COELHO A. S.; SAYÃO A. S. F. J.; SANDRONI S. S.; **Moldagem e Ensaios Triaxiais em areias fofas**, XIX Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Salvador, 2018

DAVE, K. K.; JOSHI, N. H.; PATEL, G. N.; SANTWANI, P. K. **Development of Colloidal Silica Grout Using Different Reactants**. In: Indian Geotechnical Conference, 16-18 Dez, Bombay, 2010.

DAVIES, M.; MCROBERTS, E.; MARTIN, T. **Static Liquefaction of Tailings - Fundamentals and Case Histories**. Disponível em: <https://www.researchgate.net/publication/237553405_STATIC_LIQUEFACTION_OF_TAILINGS_-_FUNDAMENTALS_AND_CASE_HISTORIES>. Acesso em: 12 de Jun. de 2016. AMEC Earth & Environmental, Vancouver e Edmonton, 2002.

ESPINOZA, L. H. **Avaliação do Potencial de Liquefação de Solos Coluvionares do Rio de Janeiro**. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2010.

FERNANDES, E. A.; SANTOS H. I. **Análise da Operação da Barragem de Rejeitos da Mineração Serra Grande S.A., Município de Crixás, Goiás**. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Ambiental) – Curso de Engenharia Ambiental da Universidade Católica de Goiás, Goiânia, 2008.

FONSECA, A. J. P. V. **Liquefação de solos à luz da mecânica aplicada.** Revista da Sociedade Portuguesa de Geotecnia, v. 128, p. 3-35, 2013.

FOURIE A. B.; BLIGHT G. E.; PAPAGEORGIOU G. **Static Liquefaction as a possible explanation for the Merriespruit tailings dam f**ailure, Canadian Geotechnical Journal, v. 38, Joanesburgo, 2001

FREIRE NETO, J. P. **Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade**. 154f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

GOMES, R. C.; RIBEIRO, L. F. M.; OLIVEIRA FILHO, W. L. **Laudo Pericial da Ruptura do Dique de Contenção de Rejeitos de Minério de Ferro da Cava C1 da Mineração Rio Verde Ltda, Localizada no Município de Nova Lima/MG**. Ministério Público de Minas Gerais, Minas Gerais, 2001.

GUILLÉN, J. L. C. **Estudo de Modelos Constitutivos para Previsão da Liquefação em Solos sob Carregamento Monotônico**. 137f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

GUILLÉN, J. L. C. **Modelagem Elasto-plástica da Liquefação Dinâmica de Solos**. 246f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

GYLLAND A. S.; SANDVEN R.; MONTAFIA A.; PFAFFHUBER A. A.; KASIN K.; LONG M. **Chapter 5 CPTU Classification diagrams for identification of sensitive clays**, In: Landslides in sensitive clays, Dublin, 2017

HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory test**. London: Pentech Press, 1986.

HERRERA, H. D. G. **Análise do comportamento de rejeito de mineração durante a construção de um aterro experimental**. 109f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil da Universidade de Brasília, Brasília, 2012.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO. A Perspectiva Otimista da Mineração no Brasil. **Informações e Análises da Economia Mineral Brasileira**, Brasília, 7ª ed, p. 4-16, dez/2012.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO. I**nformações sobre a Economia Mineral Brasileira 2015**. Disponível em: < http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00005836.pdf>. Acesso em: 12 de Mai. de 2017. Brasília, 2015.

ISHIHARA, K. **Stability of natural deposits during earthquakes,** Universidade de Tóquio, Tóquio, 1985.

ISHIHARA, K. **Liquefaction and flow failure during earthquakes.** Géotechnique, 43(3), p. 349–415, Tóquio, 1993.

JEFFERIES, M.; BEEN, K. **Soil Liquefaction - A Critical State Approach**. Florida: CRC Press, 2016.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V.; **Soil mechanics. John Wiley & Sons**, Inc. Editorial, New York, 1969. p. 29-39.

MATURANO RAFAEL, H. M. A. **Análise do Potencial de Liquefação de uma Barragem de Rejeito. Rio de Janeiro**, 103 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2012, Rio de Janeiro.

MARTIN T. E. **Characterization of pore pressure conditions in upstream tailings dams**. International conference; 6th, Tailings and mine waste; Fort Collins, 1999.

MELO, D. F. M. **Comportamento Reológico de Solos Sujeitos a Corridas de Lama por Liquefação Estática**. 256f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014.

MOHAMAD R.; DOBRY R. **Undrained monotonic and and cyclic triaxial strength of sand**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 112, out, Malásia, 1986

MORGENSTERN, N. R.; VICK, S. G.; VIOTTI, C. B; WATTS, B. D. **Fundão Tailings Dam Review Panel**: Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam. Disponível em: <http://fundaoinvestigation.com/wp-content/uploads/general/PR/en/FinalReport.pdf>. Acesso em: 28 de set. de 2017. 2016.

NIERWINSKI, H. P. **Potencial de liquefação de resíduos de mineração estimado através de ensaios de campo**. 154f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

OLSON M. S. **Liquefaction analisys of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance**, 564f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de Illinois, Chicago, 2001.

ORTIGÃO J. A. R. **Comportamento das Areias.** In: Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos. Rio de Janeiro e Belo Horizonte: Terratek, 2007. p. 233-258.

PENNA, L. R.; OLIVEIRA FILHO, W. L.; ARAÚJO, L. G.; ALMEIDA, F. E. **Liquefação Estática em Depósitos de Rejeitos de Mineração**. In: COBRAMSEG 2010: Engenharia Geotécnica para o Desenvolvimento, Inovação e Sustentabilidade, 17-22 Ago., Gramado, 2010.

PERLEA V. G.; KOESTER J. P.; PRAKASH S. **How liquefiable are cohesive soils?**, Proceedings of the second international conference on earthquake geotechnical engineering, 2, p.611-618, Lisboa, 1999

PEREIRA, E. L. **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático**. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2005.

PIRETE, W. S. **Estudo do potencial de liquefação estática de uma barragem de rejeito alteada para montante aplicando a metodologia de Olson (2001)**. 120 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

PORTO, M. F.; MILANEZ, B. **A tragédia da gestão e do desenvolvimento**. Disponível em: <http://www.ensp.fiocruz.br/portal-ensp/informe/site/materia/detalhe/38680>. Acesso em: 12 de Set. de 2017. Escola Nacional de Saúde Pública, 2015.

POULOS S. J. **The steady state of deformation.** Journal of Geotechnical Engineering, 17, p.553-562, 1981

QUARESMA, L. F. **Desenvolvimento de Estudos para Elaboração do Plano Duodecenal (2010 - 2030) de Geologia, Mineração e Transformação Mineral**. Relatório Técnico 58 - Perfil do Aço. In: MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA, Brasília: 2009.

RATTON, R. B. **Ensaios Triaxiais em Areias Saturadas**. 167f. Dissertação – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

ROBERTSON, P. K. **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, v. 27, 1990

ROBERTSON, P. K. **Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, v. 134, 6, jun. 2010.

ROSCOE K. H.; SCHOFIELD A. N.; WROTH C. P. **On the yielding of soils,** Géotechnique, 8, p.22-53, 1958

RODRIGUES, C.; AMOROSO, S.; DA FONSECA, A.; CRUZ, N.; **Estudo da Risco de Liquefação das Areias de Aveiro a Partir de Ensaios SCPTU E SDMT**. In: Congresso National de Geotecnia, 14, 6-9 de Abr. de 2014, Covilha, Portugal.

RODRÍGUES, J. A. D.; IZARRARAS, V. M. A.; **Mitigation of Liquefaction Risk Using Colloidal Silica Stabilizer**. In: World Conference on Earthquake Engineering, 13, Vancouver, 2004.

SEED, R. B.; HARDER, L. F. **SPT-Based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength**. In: H. B. Seed Memorial Symposium, v. 2, BiTech Publishers, Richmond, 1990, p. 351-376.

SEED R. B.; CETIN K. O.; MOSS, R. E. S.; KAMMERER, A. M.; WU, J.; PESTANA, J. M.; RIEMER, M. F.; SANCIO, R. B.; BRAY, J. D.; KAYEN, R. E.; FARIS, **A. Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework**. In: Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar, 26, California, 2003.

SLADEN, J.A.; D'HOLLANDER, R.D. & KRAHN, J. **The liquefaction of sands, a collapse surface approach.** Canadian Geotechnical Journal, 22, 1985, p. 564-578

TERZAGHI K.; PECK R. B.; MESRI G. **Soil mechanics in engineering practice**, Third Edition, Nova Iorque, 1996.

THEVANAAYAGAM S.; FIORILLO M.; LIANG J. **Effect of non-plastic fines on undrained cyclic strength of silty sands**, Geo-Denver 2000, Denver, 2000, p. 77-91

VAID, Y.P. & THOMAS, J. Liquefaction and post-liquefaction behavior of sand. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 121(2), Vancouver, p. 163-173, 1995

VAID Y. P.; SIVATHAYALAN S. **Fundamental factors affecting liquefaction susceptibility of sands**, Canadian Geotechnical Journal, 37, Vancouver, 2007

WANG W. **Some findings in soil liquefaction**. Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, p. 1-17, Pequim, 1979

YANG J. – **Non-uniqueness of flow liquefaction line for loose sand** Géotechnique, v. 52, n. 10, p. 757-760, out, 2002

YANG J.; WEI L. M.; DAI B. B. **State variables for silty sands: Global void ratio or skeleton void ratio?**. The Japanese geotechnical society, p 99-111, out, Hong Kong, 2014

APÊNDICE

A seguir serão apresentadas as características dos corpos de prova. Destaca-se que no caso das metodologias de moldagem de pluviação seca e sedimentação em água foi utilizado o molde tripartido. Nos casos onde as amostras eram moldadas por com o molde citado anteriormente, foram realizadas três medições de diâmetro, base, meio da amostra e topo, para que se calculasse o diâmetro médio da mesma. Nas tabelas abaixo são colocados como dado de entrada a altura da amostra (h), diâmetro médio (φméd) e peso. A seguir a variação de volume na fase de consolidação, a densidade relativa (DR) antes do cisalhamento do corpo de prova com seu respectivo índice de vazios. Finalmente é apresentado o índice de vazios após o cisalhamento e sua respectiva densidade relativa

Tabela A.1: Quadro resumo das características das amostras dos ensaios drenados

Dados de entrada				**Consolidação**			**Pós cisalhamento**		
Amostra	**h (mm)**	**$\varphi_{méd}$ (mm)**	**peso (g)**	**e**	**DR (%)**	**ΔVol (ml)**	**ΔVol Total (cm^3)**	**DR (%)**	**e**
CD1_DU_TE50	84,33	38,24	157,43	0,644	58	0,52	2,05	65	0,626
CD2_DU_TE50	80,00	35,50	119,32	0,772	6	0,48	-0,714	14	0,752

Tabela A.2: Quadro resumo das características das amostras de Pluviação seca.

Dados de entrada				**Consolidação**			**Pós cisalhamento**	
Amostra	**h (mm)**	**φ méd (mm)**	**peso (g)**	**e**	**DR**	**ΔVol (ml)**	**DR**	**e**
CU1_PS_TE_50	84,06	39,14	166,06	0,628	64%	0,26	70%	0,614
CU2_PS_TE_50	82,01	37,68	149,02	0,631	63%	0,22	65%	0,626
CU3_PS_TE_50	80,17	37,33	145,14	0,606	73%	0,27	75%	0,601

Tabela A.3: Quadro resumo das características das amostras de Sedimentação em água

Dados de entrada				Consolidação			Pós cisalhamento	
Amostra	**h (mm)**	**φ méd (mm)**	**peso (g)**	**e**	**DR**	**ΔVol (ml)**	**DR**	**e**
CU1_SA_TE_150	81,13	37,78	150,25	0,608	72%	0,70	77%	0,596
CU2_SA_TE_50	79,3	38,52	149,05	0,647	56%	0,21	58%	0,644
CU3_SA_TE_50	78,23	38,35	146,57	0,638	60%	0,37	63%	0,631

Tabela A.4: Quadro resumo das características das amostras de Deposição Úmida

Dados de entrada				Consolidação			Pós cisalhamento	
Amostra	**h (mm)**	**φ méd (mm)**	**peso (g)**	**e**	**DR**	**ΔVol (ml)**	**DR**	**e**
CU1_DU_TE_30	80	35,5	119,6	0,759	11%	3,12	39%	0,689
CU2_DU_TE_250	80	35,5	123,14	0,708	32%	1,67	46%	0,672
CU3_DU_TE_100	80	35,5	123,23	0,708	32%	0,63	38%	0,693
CU4_DU_TE_50	80	35,5	123,22	0,708	32%	0,38	36%	0,699
CU5_DU_TE_50	80	35,5	121,15	0,737	20%	0,56	25%	0,724
CU6_DU_TE_50	80	35,5	119,3	0,764	9%	0,74	16%	0,747
CU7_DU_TE_100	80	35,5	121,33	0,735	21%	1,34	33%	0,704
CU8_DU_TE_15	80	35,5	119,86	0,755	13%	0,16	14%	0,751
CU9_DU_TE_50	80	35,5	121,06	0,737	20%	0,2	22%	0,733
CU10_DU_TE_100	80	35,5	118,98	0,767	8%	0,71	14%	0,752
CU11_DU_TE_60	80	35,5	118,53	0,774	5%	0,9	13%	0,754
CU12_DU_TE_40	80	35,5	118,79	0,772	6%	0,32	9%	0,764
CU13_DU_TE_50	80	35,5	118,68	0,772	6%	0,43	10%	0,763
CU14_DU_TE_200	80	35,5	119,47	0,762	10%	2,14	30%	0,713