



ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO NO ESTADO DE REGIME PERMANENTE

Ana Cláudia de Mattos Telles

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadores: Maria Claudia Barbosa

Leonardo De Bona Becker

Rio de Janeiro

Junho de 2017

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO
NO ESTADO DE REGIME PERMANENTE

Ana Cláudia de Mattos Telles

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA
(COPPE) DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE
DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE
EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

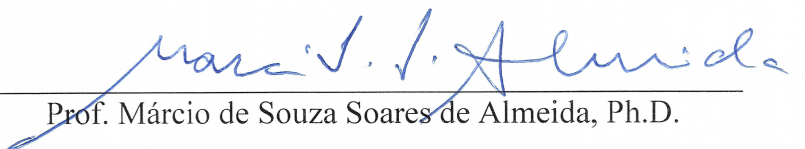
Examinada por:



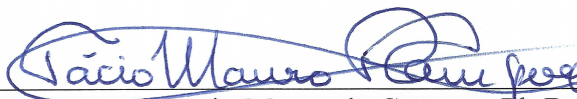
Prof. Maria Cláudia Barbosa, D.Sc.



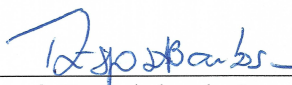
Prof. Leonardo De Bona Becker, D.Sc.



Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida, Ph.D.



Prof. Tácio Mauro de Campos, Ph.D.



Prof. Terezinha de Jesus Espósito Barbosa, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2017

Telles, Ana Cláudia de Mattos

Análise do comportamento de um rejeito de minério de ferro no estado de regime permanente/ Ana Cláudia de Mattos Telles – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2017.

XX, 106 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadores: Maria Claudia Barbosa e Leonardo De Bona Becker

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2017.

Referências Bibliográficas: p 100-104.

1. Regime permanente. 2. Rejeito de minério de ferro. 3. Ensaio triaxiais. I. Barbosa, Maria Claudia *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE UM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO
NO ESTADO DE REGIME PERMANENTE

Ana Cláudia de Mattos Telles

Junho/2017

Orientadores: Maria Claudia Barbosa

Leonardo De Bona Becker

Programa: Engenharia Civil

Neste trabalho foi realizada uma série de ensaios triaxiais drenados e não drenados para a determinação da linha de regime permanente de um rejeito de minério de ferro. A partir dos resultados obtidos foi possível determinar os parâmetros de estado dos corpos de prova e avaliar sua influência no comportamento do material. Para análise quanto à instabilidade/liquefação do rejeito submetido a carregamento monotônico não drenado, foram determinadas a linha de colapso definida por SLADEN *et al.* (1985), a relação entre a linha de instabilidade e o parâmetro de estado, e a relação entre o índice de fragilidade não drenada e o parâmetro de estado a partir das análises dos ensaios realizados para este trabalho e por FLÓREZ (2015). Os resultados foram ainda extensivamente comparados com diversos materiais encontrados na literatura, inclusive outros rejeitos provenientes da mineração brasileira.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

ANALYSIS OF AN IRON TAILING BEHAVIOUR IN THE STEADY STATE

Ana Cláudia de Mattos Telles

June/2017

Advisors: Maria Claudia Barbosa

Leonardo De Bona Becker

Department: Civil Engineering

A series of drained and undrained triaxial standard tests have been carried out to determine the steady state line of an iron tailing. The results allowed determining the state parameters of the specimens and evaluating its influence on the material behaviour. To analyse the instability/liquefaction behaviour of this iron tailing when subjected to a monotonic undrained load, the collapse line defined by SLADEN *et al.* (1985), as the relationship between the instability line and the state parameter, and the relationship between the undrained brittleness index and the state parameter were determined. The results were extensively compared to many others materials presented in the literature, including other Brazilian tailings.

*Aos meus mestres Marcos Barreto de Mendonça
e Leonardo De Bona Becker, por me fazerem
amar e crescer dentro da Geotecnia.*

AGRADECIMENTOS

À minha irmã. Àquela que começou dividindo uma placenta e continuou por dividir cada dor e cada conquista na minha vida. Àquela que é minha inspiração ao observar sua luta e perseverança diárias na busca de se tornar a melhor médica para seus pacientes. Muito obrigada por estar sempre ao meu lado e por ser tudo o que você é na minha vida. Te amo como as palavras não serão capazes de definir.

Aos meus pais, por todo apoio e dedicação, por todo empenho e exemplo, pela preocupação em me dar a melhor base e educação. Obrigada pelo companheirismo e amor incondicional. Um agradecimento mais que especial também aos meus padrinhos, primas, e avós. Vocês formam a melhor definição da palavra família, e agradeço imensamente por me ensinarem isso. Amo vocês para todo o sempre.

Ao amigo Bruno Bernhardt, àquele que já considero como um irmão, por todo o carinho, participação, e amizade. Obrigada pela pessoa especial que você é para mim.

À minha orientadora Maria Claudia Barbosa, pela confiança em aceitar embarcar nessa jornada que desde o início se mostrou totalmente imprevisível. Por ser sempre tão leve e tornar as discussões e reuniões divertidas. Obrigada por tudo o que me ensinou, e por me permitir aprender com você.

Ao meu orientador Leonardo Becker, por tanta coisa que eu teria que escrever um novo capítulo dessa dissertação para isso. Obrigada pela presença, paciência, apoio, ensinamentos, confiança, alegria, enfim, por tudo que esses cinco anos de convívio me proporcionou e tanto me fez crescer. Obrigada por ser quem você é, e por estar sempre aqui.

Ao amigo Marcos Barreto de Mendonça, meu muito obrigada pelo apoio dentro e fora da Geotecnia, e pela força e carinho que sempre me acompanharam ao longo de todos esses anos, fosse o momento que eu estivesse vivendo. Obrigada por me ceder sua sala por tantas vezes, pelos sorrisos e brincadeiras toda vez que me encontrava lá, e pela paciência em diversos momentos. Obrigada pelo primeiro fio de confiança em me oferecer o que foi uma das coisas mais preciosas na minha vida e o pontapé inicial para me tornar muito do que sou hoje.

Às professoras e amigas Alessandra Conde, Ana Paula Becker, e Maria Cristina Alves. Obrigada por trazerem luz e alegria à ala feminina da nossa engenharia geotécnica. Obrigada pelos braços sempre abertos, pelo carinho, e por me permitirem fazer parte desse grupo que tanto me honra. Vocês realmente moram no meu coração.

Aos amigos queridos que me acompanham desde a infância, Camila Brasiliense, Nathália de Sousa e Guilherme Silveira, e à amiga Mariana Bernardo. Obrigada pela paciência com minhas ausências, e obrigada pela torcida e apoio incondicional de vocês quatro. Amo vocês, para sempre.

Aos amigos Roberta Caldas, Gabriela Lauria, Flora Rocha, Rafaela Lopes, Danilo Obolari, e Fellipe Gonçalves, pelo carinho do dia a dia, pela preocupação, pela parceria. Obrigada por me permitirem saber que posso contar com vocês, e por terem sido por tantas vezes meus refúgios cheios de cor, abraços, e sorrisos.

À amiga Camilla Guberman, que da forma mais inesperada invadiu minha vida para dividir comigo rejeito, laboratório, nervosismo, chocolate, e, principalmente, todo o seu brilho e alegria. Muito obrigada por me deixar fazer parte desse momento marcante na sua vida, e por irradiar tantas coisas boas dentro de mim.

Aos amigos Lucas Marques Ferreira e José Roberto Fonteles pela incrível e carinhosa paciência em me aguentar nesses meses finais. Obrigada por se fazerem frequentemente presentes, mesmo que isso significasse aguentar meu nervosismo e temática repetitiva. Obrigada por tornarem os dias difíceis muito mais leves.

Aos meus alunos. Àqueles que já foram, àqueles que ainda serão, aos grandes amigos que se tornaram. Vocês são minha motivação para buscar, todos os dias, em todas as aulas, o meu melhor. Obrigada pelo carinho, pela torcida, pelo apoio, pelos sorrisos. Um agradecimento mais especial aos alunos da minha querida EC2, que marcaram essa jornada da forma mais incrível possível.

À amiga Gabriela Batalha, que mesmo do outro lado do oceano não poupou esforços para contribuir e ajudar com os artigos. Seu carinho e prestatividade são inesquecíveis.

Ao amigo Serginho pela mais que valiosa ajuda com os ensaios triaxiais. Sem você nada disso seria possível.

Aos membros da banca, professora Terezinha Espósito, professor Márcio Almeida e professor Tácio Campos. Muito obrigada por aceitarem participar desse trabalho e pelas valiosas contribuições após a defesa.

À CAPES, pelo suporte financeiro durante toda a pesquisa.

E, à Deus, por tudo que me proporcionou até hoje. Uma vez mais eu só tenho a agradecer por ter me presenteado com todas essas pessoas maravilhosas que trazem tanta luz e amor à minha vida.

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	vii
LISTA DE FIGURAS.....	xii
LISTA DE TABELAS	xviii
LISTA DE SÍMBOLOS	xix
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Motivação da Pesquisa	2
1.2. Objetivos do Trabalho	2
1.3. Organização do Trabalho	3
2. ESTADO DE REGIME PERMANENTE (<i>STEADY STATE</i>)	4
2.1. Definição	4
2.2. Steady State <i>versus</i> Critical State	5
2.3. Linha de Regime Permanente (<i>Steady State Line</i>)	5
2.3.1. Linearidade da linha de regime permanente no espaço $\log p'$ - e	7
2.3.2. Fatores que afetam a SSL das areias	10
2.4. Parâmetro de Estado	15
2.4.1. Influência do parâmetro de estado no comportamento de materiais granulares	20
3. LIQUEFAÇÃO EM MATERIAIS GRANULARES	24
3.1. O Fênomeno da Liquefação	24
3.2. Análise do Potencial de Liquefação	26
3.2.1. Superfície de Colapso (Collapse Surface)	26
3.2.2. Linha de Instabilidade (Instability Line)	29
3.2.3. Índice de fragilidade não drenada (Undrained Brittleness Index)	37
4. APRESENTAÇÃO DA ÁREA E MATERIAL DE ESTUDO	42
4.1. Apresentação da Área	42
4.2. Amostragem	43
4.3. Apresentação do Rejeito Estudado	43
4.3.1. Caracterização do rejeito inalterado	44

4.3.2. Caracterização do rejeito após envelhecimento (100 e 200 dias).....	45
5. METODOLOGIA UTILIZADA.....	47
5.1. Ensaio de Caracterização	47
5.2. Ensaio de Adensamento Unidimensional	47
5.3. Ensaio Triaxiais	48
5.3.1. Distribuição dos ensaios realizados.....	48
5.3.2. Identificação dos corpos de prova	48
5.3.3. Moldagem dos corpos de prova.....	49
5.3.4. Fases de saturação, consolidação, e cisalhamento.....	52
5.3.5. Determinação dos índices de vazios.....	53
5.3.6. Cálculo da tensão desviadora	54
6. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS	55
6.1. Ensaio de Caracterização	55
6.1.1. Análise granulométrica.....	55
6.1.2. Densidade relativa dos sólidos	56
6.1.3. Índices de vazios mínimo e máximo	56
6.2. Ensaio de Adensamento Unidimensional	56
6.3. Ensaio Triaxiais	57
6.3.1. Ensaio realizado por FLÓREZ (2015)	57
6.3.2. Ensaio realizado por esta autora	61
7. ANÁLISES DOS RESULTADOS	66
7.1. Determinação da Linha de Consolidação Isotrópica.....	66
7.1.1. Comparação entre a linha de consolidação isotrópica e a linha de consolidação unidimensional.....	66
7.2. Determinação da SSL.....	68
7.2.1. Espaço $p'-q$	68
7.2.2. Espaços $p'-e$ e $\log p'-e$	69
7.2.3. Espaço $p'-e-q$	72
7.3. Parâmetros de Estado	73
7.3.1. Determinação dos parâmetros de estado	75
7.3.2. Influência do parâmetro de estado no comportamento do material	77

7.4.	Determinação da Superfície de Colapso	79
7.5.	Linha de Instabilidade	81
7.6.	Índice de Fragilidade Não Drenada (I_{Bu}).....	83
7.7.	Comparação com os Resultados de Outros Autores	87
7.7.1.	Parâmetros da SSL (M, λ, Γ).....	87
7.7.2.	Linha de Colapso	91
7.7.3.	Influência do parâmetro de estado no comportamento do material.....	91
7.7.4.	Índice de fragilidade não drenada (I_{Bu}).....	94
8.	CONCLUSÕES	98
9.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	100
	APÊNDICE A	105

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Definição de estado de regime permanente (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)	4
Figura 2.2 - Linha de regime permanente no espaço tridimensional $p'-e-q$ (ATKINSON & BRANSBY, 1978).....	6
Figura 2.3 - Relação entre o índice de vazios e o estado de tensões no regime permanente em ensaios triaxiais CIU	7
Figura 2.4 - Linha de regime permanente linear no espaço $\log p'-e$ (BEEN & JEFFERIES, 1985)	8
Figura 2.5 - SSL com assíntotas horizontais para baixas tensões no plano $\log p'-e$ (adaptado de CARRERA <i>et al.</i> , 2011)	9
Figura 2.6 - A não linearidade da SSL no espaço $e:\log p'$ (adaptado de BEDIN <i>et al.</i> , 2012).....	10
Figura 2.7 - Dois exemplos de microestrutura de solos granulares com mesmo índice de vazios e diferentes teores de finos onde os contatos primários são entre (a) grãos grossos e (b) grãos finos (adaptado de THEVANAYAGAM <i>et al.</i> , 2002).....	11
Figura 2.8 - Comportamento reverso de misturas areia-silte observado em: (a) Estado de regime permanente e; (b) Adensamento unidimensional (adaptado de CARRERA <i>et al.</i> , 2011).....	12
Figura 2.9 - SSL de misturas areia-silte traçadas no plano $\log p'-e$ para índices de vazios usuais e para índices de vazios equivalentes quando $FC < FC_{th}$ e $FC > FC_{th}$ (adaptado de THEVANAYAGAM <i>et al.</i> , 2002)	13
Figura 2.10 - Caminhos de tensões efetivas de ensaios CIU realizados em corpos de prova com (a) Índices de vazios diferentes e mesmo estado inicial de tensões efetivas, e (b) Índices de vazios iguais e diferentes estados iniciais de tensões efetivas (adaptado de BOUKPETI <i>et al.</i> , 2002).....	16
Figura 2.11 - Definição de parâmetro de estado (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016).....	17
Figura 2.12 - Caminhos de tensões normalizados de dois ensaios CIU na areia de Kogyuk (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 1985)	18
Figura 2.13 – Curvas tensão-deformação de dois ensaios CIU realizados na areia de Kogyuk (gráfico traçado pela autora a partir dos dados disponibilizados por BEEN & JEFFERIES, 2016)	18

Figura 2.14 - Comportamento das areias influenciado pelo parâmetro de estado (adaptado de YOSHIMINE <i>et al.</i> , 1999).....	19
Figura 2.15 - Deformação volumétrica no pico em função do parâmetro de estado para 20 diferentes materiais (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016).....	20
Figura 2.16 - Ângulo de atrito de pico em função do parâmetro de estado (BEEN & JEFFERIES, 2016)	21
Figura 2.17 – Parâmetro A de poro-pressão na ruptura em função do parâmetro de estado (BEEN & JEFFERIES, 2016)	22
Figura 2.18 - Relação entre a razão S_u/p'_0 (na ruptura) e o parâmetro de estado (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016).....	23
Figura 3.1 - Instabilidade observada durante ensaio não drenado (STARK & MESRI, 1992).....	24
Figura 3.2 - Diferenças no conceito de liquefação (adaptado de CARRERA <i>et al.</i> , 2011)	25
Figura 3.3 - Linha de colapso para dois corpos de prova cisalhados de forma não drenada com um mesmo índice de vazios	27
Figura 3.4 - Caminhos de tensões efetivas normalizados da areia de Leighton Buzzard (SLADEN <i>et al.</i> , 1985).....	27
Figura 3.5 – Picos dos caminhos de tensões normalizados e linha de colapso da areia de Leighton Buzzard (SLADEN <i>et al.</i> , 1985).....	28
Figura 3.6 - Efeito do estado do solo no potencial de liquefação (adaptado de SLADEN <i>et al.</i> , 1985).....	29
Figura 3.7 - Localização da Linha de Instabilidade (LADE, 1994)	30
Figura 3.8 - Diagrama esquemático mostrando os caminhos de tensões efetivos e suas respectivas curvas tensão-deformação para iniciação de instabilidade estática (A, B) e cíclica (C), e subsequente liquefação sob condições de carregamento não drenado em areia fofa (adaptado de LADE, 1994)	31
Figura 3.9 – Diferentes linhas de instabilidade para corpos de prova com diferentes índices de vazios e mesmo estado inicial de tensões efetivas (adaptado de CHU <i>et al.</i> , 2012).....	32
Figura 3.10 - Relação entre a inclinação da linha de instabilidade e o parâmetro de estado (adaptado de CHU <i>et al.</i> , 2012).....	32
Figura 3.11 - Estabilidade em ensaio drenado, mesmo no interior da região de instabilidade potencial (LEONG <i>et al.</i> , 2000).....	34

Figura 3.12 - Instabilidade sob condições de cisalhamento drenado: ensaio CSD (CHU <i>et al.</i> , 2012).....	35
Figura 3.13 - Instabilidade em ensaios não drenados (CHU <i>et al.</i> , 2012).....	37
Figura 3.14 - Representação esquemática do índice de fragilidade não drenada.....	38
Figura 3.15 - Relação entre I_{Bu} e a razão entre as tensões efetivas inicial e no estado de regime permanente de corpos de prova cisalhados de forma não drenada em ensaios triaxial e ringshear (SADREKARIMI & OLSON, 2011b)	39
Figura 3.16 - Relação entre o índice de fragilidade não drenada e o parâmetro de estado normalizado pela inclinação da SSL (BEEN & JEFFERIES, 2016).....	40
Figura 3.17 - Relação entre a razão $S_{u,ss}/\sigma'_c$ e o índice de fragilidade não drenada (SADREKARIMI & OLSON, 2011b).	40
Figura 4.1 - Imagem de satélite da Barragem do Fundão em 2015, com os Diques que a compunham (adaptado de FLÓREZ, 2015)	42
Figura 4.2 - Locais de retirada das amostras na barragem (FLÓREZ, 2015).....	43
Figura 4.3 - Fotografias do rejeito inalterado, obtidas pela MEV (FLÓREZ, 2015)	45
Figura 5.1 - Conjunto utilizado na moldagem dos corpos de prova (adaptado de FLÓREZ, 2015).....	49
Figura 5.2 - (a) Conjunto antes da compactação; (b) Conjunto após a compactação.....	50
Figura 5.3 - Extração do corpo de prova utilizando um macaco hidráulico.....	51
Figura 5.4 - Corpo de prova no interior da câmara triaxial, envolto por papel filtro e uma membrana de látex.....	51
Figura 5.5 - Equipamentos utilizados na realização dos ensaios triaxiais.....	52
Figura 5.6 - Corpo de prova apresentando formato de barril durante o ensaio triaxial, após ruptura	54
Figura 6.1 - Curva granulométrica do rejeito estudado	55
Figura 6.2 - Curvas de adensamento unidimensional do rejeito (adaptado de SILVA, 2017).....	57
Figura 6.3 -Tensão desviadora <i>versus</i> deformação axial dos corpos de prova cisalhados em 0 dias (inalterado), 100 dias e 200 dias (FLÓREZ, 2015).....	58
Figura 6.4 - Excesso de poro-pressão <i>versus</i> deformação axial dos corpos de prova cisalhados em 0 dias (inalterado), 100 dias e 200 dias (FLÓREZ, 2015).....	58
Figura 6.5 - Tensão desviadora <i>versus</i> deformação axial dos corpos de prova cisalhados por FLÓREZ (2015) após 600 dias	59

Figura 6.6 - Excesso de poro-pressão <i>versus</i> deformação axial dos corpos de prova cisalhados por FLÓREZ (2015) após 600 dias.....	59
Figura 6.7 - Caminhos de tensões efetivas dos CP cisalhados por FLÓREZ (2015) após 600 dias.....	60
Figura 6.8 - Comparação entre dois ensaios com tensão efetiva de consolidação igual a 500kPa.....	61
Figura 6.9 - Tensão desviadora <i>versus</i> deformação axial dos ensaios CID realizados por esta autora.....	62
Figura 6.10 – Deformação volumétrica <i>versus</i> deformação axial dos ensaios CID realizados por esta autora	62
Figura 6.11 - Caminhos de tensões efetivas dos ensaios CID.....	63
Figura 6.12 - Tensão desviadora <i>versus</i> deformação axial dos ensaios CIU realizados por esta autora.....	64
Figura 6.13 – Excesso de poro-pressão <i>versus</i> deformação axial dos ensaios CIU realizados por esta autora	64
Figura 6.14 - Caminhos de tensões efetivas dos ensaios CIU realizados por esta autora	65
Figura 7.1 - Linha de consolidação isotrópica determinada para o rejeito estudado.....	66
Figura 7.2 - SSL definida no plano $p'-q$ para os ensaios de ambas as campanhas e para todos os ensaios	69
Figura 7.3 – Linha de regime permanente do rejeito no espaço $e-\log p'$	70
Figura 7.4 - Linha de regime permanente determinada para o rejeito no plano $p'-e$	71
Figura 7.5 - SSL do rejeito no espaço tridimensional $p'-e-q$	72
Figura 7.6 - Linha de regime permanente e caminhos de tensões representados nos planos $p'-q$ e $p'-e$	74
Figura 7.7 - Relação entre o parâmetro de poro-pressão A na ruptura e o parâmetro de estado dos corpos de prova.....	77
Figura 7.8 - Relação entre S_u/p'_0 (pico e regime permanente) e o parâmetro de estado dos corpos de prova	78
Figura 7.9 - Linha de colapso (CL) dos ensaios T-U-300(2) e T-U-500(1).....	79
Figura 7.10 - Caminhos de tensões efetivas dos ensaios CIU normalizados por p'_{ss}	80
Figura 7.11 - Linha de colapso (CL) do rejeito, determinada a partir dos ensaios realizados por esta autora e por FLÓREZ (2015).....	81

Figura 7.12 - Relação entre a inclinação da linha de instabilidade (e o ângulo de atrito correspondente) e o parâmetro de estado dos corpos de prova	82
Figura 7.13 - Relação entre I_{Bu} e o índice de vazios no início do cisalhamento dos CP	83
Figura 7.14 - Relação entre I_{Bu} e o estado de tensões efetivas no início do cisalhamento dos CP	84
Figura 7.15 - Relação entre I_{Bu} e o parâmetro de estado dos CP.....	84
Figura 7.16 - Relação entre $S_{u,ss}/p'_0$ e o I_{Bu} para o rejeito estudado	85
Figura 7.17 - Comparação entre a curva determinada através dos resultados dos ensaios e a curva calculada considerando uma relação linear entre ψ e I_{Bu}	86
Figura 7.18 - Relação entre λ_{10} e a porcentagem de finos para diferentes materiais (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)	88
Figura 7.19 - Relação entre Γ e o índice de vazios máximo para diferentes materiais (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)	90
Figura 7.20–Comparação da SSL determinada para o rejeito estudado com a de outros rejeitos arenosos/siltosos da literatura (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)	90
Figura 7.21 – Deformação volumétrica no pico em função do parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016).....	92
Figura 7.22 - Ângulo de atrito de pico em função do parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016).....	92
Figura 7.23 – Parâmetro de poro-pressão no pico em função do parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)	93
Figura 7.24 - Relação entre a razão S_u/p'_0 (na ruptura) e o parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016).....	94
Figura 7.25 - Valores de I_{Bu} em função de ψ/λ encontrados para o rejeito estudado neste trabalho (em vermelho), e por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES).....	95

Figura 7.26 - Relação entre I_{Bu} e a tensão efetiva inicial normalizada pela tensão efetiva no estado de regime permanente (adaptado de SADREKARIMI & OLSON, 2011b) ..	96
Figura 7.27 - Comparação da relação entre $S_{u,ss}/p'_0$ e o I_{Bu} determinada para o rejeito estudado com a relação determinada por SADREKARIMI & OLSON (2011a,b), e com os valores determinados por PEREIRA (2005) para outros rejeitos de minério de ferro	97

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Ensaios CIU realizados na areia de Kogyuk (BEEN & JEFFERIES, 1985)	18
Tabela 3.1 - Resumo do potencial de liquefação por zona, a partir do estado do solo e da superfície de colapso (adaptado de SLADEN <i>et al.</i> , 1985).....	29
Tabela 4.1 - Resumo da caracterização física e química do rejeito inalterado (adaptado de FLÓREZ, 2015).....	44
Tabela 4.2 - Resultados encontrados na caracterização física, química e mineralógica do rejeito estudado nas condições inalterada e após envelhecimento (adaptado de FLÓREZ, 2015).....	46
Tabela 5.1 - Distribuição dos ensaios triaxiais realizados.....	48
Tabela 6.1 - Resumo das propriedades do rejeito estudado	56
Tabela 6.2 - Valores de índices de vazios após moldagem e adensamento dos CP	61
Tabela 6.3 - Valores de índices de vazios após moldagem e adensamento dos CP	63
Tabela 7.1 - Corpos de prova com resultados descartados nas análises.....	68
Tabela 7.2 - Valores dos índices de vazios dos CP no estado de regime permanente ...	70
Tabela 7.3 - Resumo das propriedades do rejeito do Fundão no estado de regime permanente.....	72
Tabela 7.4 - Determinação dos parâmetros de estado dos corpos de prova	75
Tabela 7.5 – Índice de vazios e parâmetro de estado estimados	76
Tabela 7.6 - Parâmetros de estado e parâmetro A na ruptura.....	77
Tabela 7.7 - Parâmetros de estado, razão entre tensões no pico, e ângulo de atrito correspondente à linha de instabilidade.....	82
Tabela 7.8 - Valores de I_{Bu} dos ensaios CIU realizados.....	83
Tabela 7.9 - Intervalos típicos dos parâmetros do solo na condição de regime permanente (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016).....	87
Tabela 7.10 - Resumo das características de rejeitos de minério de ferro encontrados na literatura.....	89
Tabela 7.11 - Inclinação da superfície de colapso de algumas areias (adaptado de SLADEN <i>et al.</i> , 1985).....	91
Tabela 7.12 - Valores de I_{Bu} e p'_o/p'_{ss} para as duas campanhas de ensaios realizadas...	95

LISTA DE SÍMBOLOS

A_f – Parâmetro A de poro-pressão na ruptura

B – Módulo de compressibilidade triaxial

CC – Coeficiente de curvatura

C_c – Índice de compressão

CID – Ensaio triaxial com consolidação isotrópica e fase de cisalhamento drenada

CIU – Ensaio triaxial com consolidação isotrópica e fase de cisalhamento não drenada

CNU – Coeficiente de não uniformidade

CP – Corpo de prova

D – Módulo de compressibilidade edométrica

e – Índice de vazios

E – Módulo de Young

e₀ – Índice de vazios no final da fase de consolidação

e_m – Índice de vazios após moldagem

e_{ss} – Índice de vazios no estado de regime permanente

FC – Teor de finos (*Fines Content*)

I_{Bu} – Índice de fragilidade não drenada

ICL – Linha de consolidação isotrópica (*Isotropic Consolidation Line*)

IL – Linha de instabilidade (*Instability Line*)

M – Inclinação da linha de regime permanente no plano p'-q

M_L – Inclinação da linha de colapso no plano p'-q

p' – tensão efetiva octaédrica ($p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$)

p'₀ – Tensão efetiva no final da consolidação

q – Tensão desviadora ($q=\sigma'_1 - \sigma'_3$)

SSL – Linha de regime permanente (*Steady State Line*)

SSP – Ponto de regime permanente (*Steady State Point*)

S_u – Resistência não drenada

Γ – Altura da linha de regime permanente, definida para $p'=1\text{kPa}$

ϵ_a – Deformação axial

ϵ_v – Deformação volumétrica

γ – Peso específico

ϕ' – Ângulo de atrito

η – razão entre as tensões q e p'

λ_{ICL} – Inclinação da linha de consolidação isotrópica no plano $\log p'-e$, calculada em logaritmo base e

λ – Inclinação da linha de regime permanente no plano $\log p'-e$, calculada em logaritmo base e

ν – Coeficiente de Poisson

λ_{10} – Inclinação da linha de regime permanente no plano $\log p'-e$, calculada em logaritmo de base 10

ψ – Parâmetro de estado

Subscritos

p – pico

ss – estado de regime permanente

0 – início do cisalhamento

1. INTRODUÇÃO

A indústria extrativa mineral brasileira representa uma atividade importante para o PIB do país e principalmente para os estados produtores. Segundo IBRAM (2015b), em 2014 a produção mineral brasileira atingiu 40 bilhões de dólares. No estado de Minas Gerais, por exemplo, a mineração representa 7,5% do PIB, e a atividade ainda possui um poder multiplicador de 13 vezes, isto é, para cada emprego gerado por uma empresa do setor, há 13 novas ocupações em ramos dependentes.

Dentre os minérios produzidos no Brasil, o minério de ferro é o principal produto da pauta de exportações, correspondendo a 75% de todos os minérios exportados pelo país (IBRAM, 2015a). Em 2014 o Brasil ocupava a quarta posição mundial no ranking dos países com maior reserva mineral de ferro, sendo detentor de 11,9% da reserva mundial, e o terceiro lugar na produção desse minério, com 12,8% de toda a produção mundial (DNPM, 2016).

Em 2016 a produção de minério de ferro no Brasil correspondeu a cerca de 357 milhões de toneladas, sendo 26 milhões voltadas para o mercado nacional e 331 milhões para exportação (SINFERBASE, 2017). Os dois principais estados produtores do país são Minas Gerais, com 51,6%, e o Pará com 32% (IBRAM, 2015a).

Todos esses importantes valores, no entanto, têm uma consequência: a elevada produção de rejeitos que a indústria mineradora gera durante todo o processo.

Os rejeitos de mineração são os resíduos excedentes que resultam da última etapa do processo de beneficiamento do minério bruto. GOMES *et al.* (2002) pontuam que, dependendo do mineral explorado, esse resíduo é uma parcela muito significativa do que é extraído da natureza, sendo da ordem de 40% para minérios de ferro e quase 100% para mineração de ouro, por exemplo.

Para a disposição dos rejeitos oriundos do beneficiamento do minério de ferro, as mineradoras do Brasil têm adotado frequentemente a disposição hidráulica em lagos de rejeitos, que são dispostos em forma de polpa, que consiste em uma mistura de água e sólidos transportada por meio de tubulações, por gravidade ou bombeamento (FLÓREZ, 2015). Essa polpa é armazenada em barragens construídas com vários alteamentos, muitas vezes com a utilização dos próprios resíduos como material de construção (GOMES *et al.*, 2002). Observa-se, portanto, a importância de se conhecer o

comportamento desses materiais para prever o comportamento da barragem a curto e longo prazo.

1.1. MOTIVAÇÃO DA PESQUISA

O processo de deposição hidráulica, frequente método utilizado em barragens de rejeito, tem como característica o fato de resultar em materiais saturados e com elevados índices de vazios, condição ideal para que, caso sejam solicitados por um carregamento não drenado, haja o desencadeamento de um fenômeno conhecido como liquefação estática. Por estas razões há diversos casos de ruptura de barragens de rejeito associadas à liquefação estática, em diversos locais do mundo. Como exemplo podem ser citadas as barragens de Stava (Itália, 1985), Fernandinho (Brasil, 1986), Sullivan (Canadá, 1991), Merriespruit (África do Sul, 1994), Los Frailes (Espanha), Pico São Luiz (Brasil) e, a mais recente, a barragem do Fundão (Brasil, 2015) (FOURIE & PAPAGEORGIOU, 2001, PEREIRA, 2005, CARRERA *et al.*, 2011).

Devido ao processo de beneficiamento, o rejeito de minério de ferro possui uma granulometria tipicamente de silte ou areia siltosa. Apesar de diversos autores pontuarem que as areias com frações de silte são mais susceptíveis à liquefação do que as areias limpas (YAMAMURO & LADE, 1998; SLADEN *et al.*, 1985), os estudos encontrados na literatura ainda abrangem muito mais o comportamento das areias sem finos, ou com um teor de finos muito pequeno e, dessa forma, discute-se a representatividade dos resultados para os dois tipos de materiais.

Para compreender melhor como o fenômeno da liquefação ocorre é preciso conhecer as propriedades do material no estado de regime permanente e seu estado inicial antes do cisalhamento, como será amplamente discutido na revisão bibliográfica deste trabalho. Apesar disso, o comportamento de rejeitos ainda é pouco estudado a partir da teoria dos estados de regime permanente.

1.2. OBJETIVOS DO TRABALHO

O objetivo principal buscado neste trabalho foi o de compreender a influência da linha de regime permanente no comportamento do rejeito estudado, principalmente

no que concerne à sua instabilidade e elevada perda de resistência pós-pico quando submetido a um carregamento monotônico não drenado, dando meios de prever o seu comportamento e estimar valores de tensões alcançados a partir de diferentes estados de tensões e índices de vazios no início do cisalhamento.

Além disso, buscou-se comparar as propriedades do rejeito no estado de regime permanente, e seu comportamento durante o cisalhamento, com diversos outros materiais encontrados na literatura.

1.3. ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação foi organizada em 8 capítulos, estruturados da seguinte forma:

O capítulo 1 é a introdução do trabalho, onde são apresentados a motivação e os objetivos.

A revisão bibliográfica foi dividida em dois capítulos. No capítulo 2 é apresentada toda a parte de linha de regime permanente, incluindo sua definição, fatores que a afetam, e sua influência no comportamento dos materiais granulares. No capítulo 3 são discutidas as temáticas de instabilidade e liquefação estática nestes materiais.

O capítulo 4 apresenta o material e a área de estudo, assim como resultados de caracterizações realizadas neste mesmo rejeito em estudos anteriores.

A metodologia adotada na realização deste trabalho foi exposta no capítulo 5.

No capítulo 6 encontram-se os resultados de todos os ensaios realizados no material estudado.

O capítulo 7 apresenta as análises e discussões dos resultados, assim como uma comparação entre eles e os resultados de outros materiais encontrados na literatura.

E, por último, no capítulo 8 encontram-se as conclusões do trabalho.

2. ESTADO DE REGIME PERMANENTE (*STEADY STATE*)

2.1. DEFINIÇÃO

O estado de regime permanente (*Steady State*) foi definido por POULOS (1981) e é caracterizado por um estado onde o solo se deforma continuamente a volume constante, estado de tensões efetivas constante, e velocidade constante. Segundo o autor este estado é alcançado somente após todo o rearranjo de partículas e toda a quebra de grãos, caso haja, terem terminado.

A Figura 2.1 apresenta como exemplo o resultado de um ensaio triaxial não drenado realizado por BEEN & JEFFERIES (2016) em um corpo de prova da areia de Erksak, moldado com um elevado índice de vazios, e confinado para uma tensão efetiva igual a 701 kPa. Pode ser observado que a partir de cerca de 12% de deformação axial o corpo de prova apresenta constância de tensão desviadora e de poro-pressão gerada, o que indica uma constância no estado de tensões efetivas e nenhuma tendência à variação de volume, tendo, portanto, alcançado o estado de regime permanente.

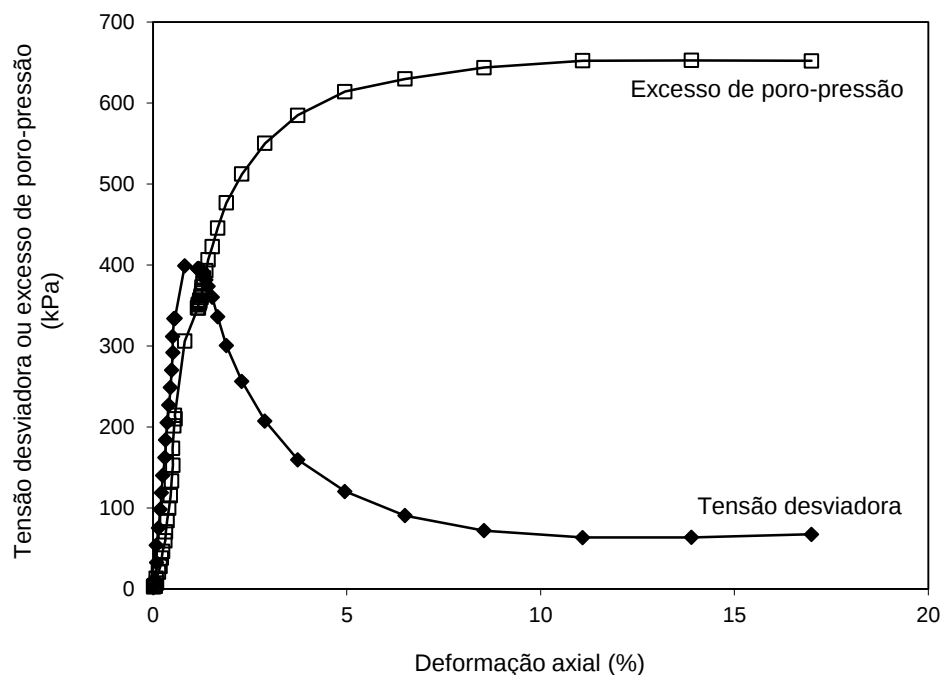


Figura 2.1 - Definição de estado de regime permanente (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

2.2. STEADY STATE VERSUS CRITICAL STATE

O conceito de Estado Crítico (*Critical State*) foi definido como um estado onde o solo continuaria deformando, mas sob o mesmo estado de tensões efetivas e o mesmo índice de vazios. BEEN & JEFFERIES (2016) pontuam que as pesquisas baseadas na teoria dos Estados Críticos determinavam o estado crítico a partir de ensaios drenados, com deformação controlada, em amostras dilatantes, enquanto que as pesquisas baseadas no estado de regime permanente determinavam este estado em ensaios não drenados, com tensão controlada, e em amostras contrativas.

Dessa forma, se acreditou inicialmente que para alcançar o estado de regime permanente seria necessário que os ensaios fossem realizados com controle de tensão. No entanto, estudos posteriores demonstraram que ensaios realizados com controle de deformação apresentam os mesmos resultados que ensaios realizados com controle de tensão (BEEN & JEFFERIES, 2016).

SLADEN *et al.*(1985) atentam ainda para a diferença nas definições de ambos os estados, isto é, para a hipótese de velocidade constante. No entanto, segundo os autores, não haveria distinção entre as duas teorias ao se estudar o comportamento de areias.

É, portanto, aceito que o estado de regime permanente e o estado crítico são, de fato, o mesmo.

2.3. LINHA DE REGIME PERMANENTE (*STEADY STATE LINE*)

SLADEN *et al.*(1985) pontuam que as tensões efetivas no estado de regime permanente são unicamente função do índice de vazios do solo, e que essa relação é dada por uma linha denominada Linha de Regime Permanente (SSL, do inglês *Steady State Line*). Essa linha é curva no espaço tridimensional $p'-e-q$, como pode ser visto na Figura 2.2. Sua projeção no espaço $p'-q$, no entanto, é uma reta que intercepta a origem, demonstrando que no estado de regime permanente as tensões normal e cisalhante são função apenas do ângulo de atrito interno do solo.

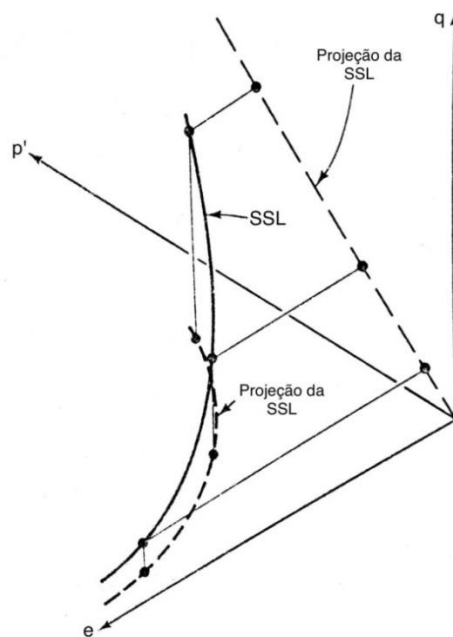


Figura 2.2 - Linha de regime permanente no espaço tridimensional $p'-e-q$ (ATKINSON & BRANSBY, 1978)

O formato da linha de regime permanente no espaço $p'-e$ também é uma curva, como pode ser observado na Figura 2.2.

De forma a exemplificar como a SSL relaciona o índice de vazios do solo antes do cisalhamento com o estado de tensões efetivas no regime permanente (p'_{ss} , q_{ss}), a Figura 2.3 apresenta quatro caminhos de tensões efetivas resultantes de ensaios triaxiais CIU, traçadas nos espaços $p'-q$ e $p'-e$. Observa-se que, para um mesmo índice de vazios, o estado de tensões efetivas alcançado no regime permanente será o mesmo, independente do estado de tensões iniciais do corpo de prova (ensaios A, C e D). Observa-se também que, quanto maior for o índice de vazios no início do cisalhamento, menores serão as tensões alcançadas no estado de regime permanente (ensaio B).

Os valores de índice de vazios, tensões efetivas octaédricas, e tensão desviadora, no estado de regime permanente de um determinado corpo de prova formam o ponto de regime permanente (SSP, do inglês *Steady State Point*) no espaço tridimensional, e situam-se sobre a SSL. Todos os valores neste estado são indicados nesta dissertação com o subíndice ss (e_{ss} , p'_{ss} , q_{ss} ...).

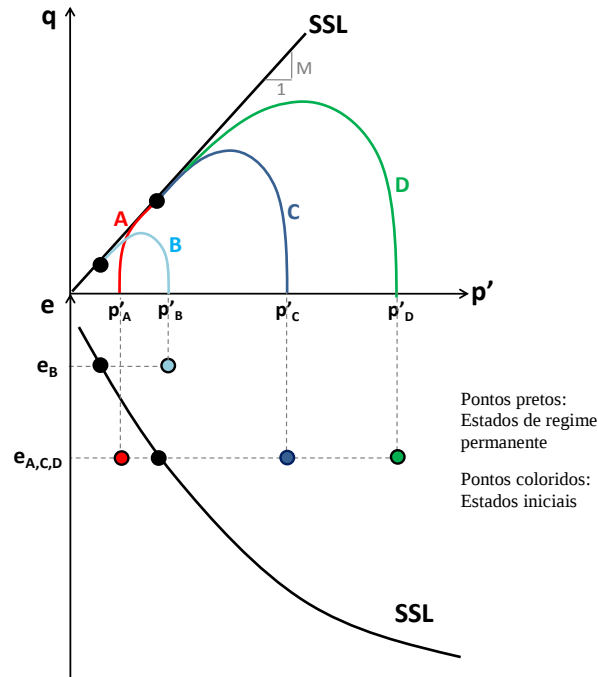


Figura 2.3 - Relação entre o índice de vazios e o estado de tensões no regime permanente em ensaios triaxiais CIU

A inclinação da SSL no plano $p'-q$ é dada pela razão entre a tensão desviadora e a tensão efetiva octaédrica, ambas no estado de regime permanente, isto é

$$M = \frac{q_{ss}}{p'_{ss}}$$

A partir do valor de M pode-se então determinar o ângulo de atrito no estado de regime permanente (ϕ'_{ss}), calculado pela expressão (válida somente para compressão)

$$\phi'_{ss} = \arcsen\left(\frac{3M}{6 + M}\right) \quad [\text{Equação 2.1}]$$

2.3.1. Linearidade da linha de regime permanente no espaço $\log p'-e$.

Diversos autores apresentam a existência de uma relação linear entre índice de vazios e $\log p'$ no estado de regime permanente, como pode ser observado na Figura 2.4, que apresenta a SSL da areia de Koguyt determinada por BEEN & JEFFERIES (1985).

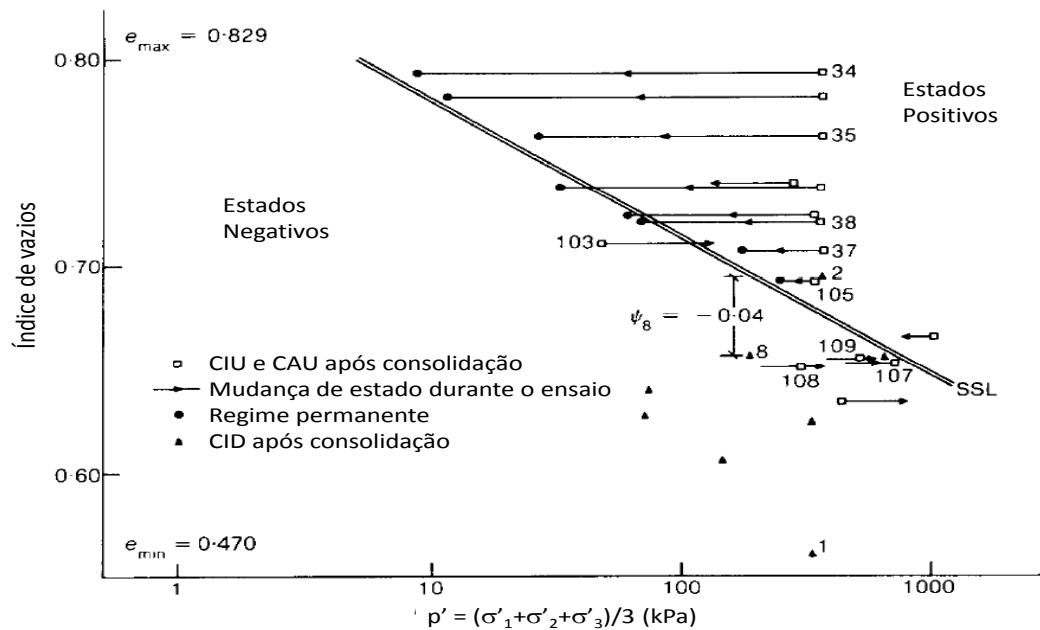


Figura 2.4 - Linha de regime permanente linear no espaço $\log p'-e$ (BEEN & JEFFERIES, 1985)

Pode-se, a partir desta linearidade, determinar uma função entre o índice de vazios e a média das tensões principais efetivas, ambos no estado de regime permanente, através da expressão

$$e_{ss} = \Gamma - \lambda \cdot \ln(p'_{ss}) \quad [\text{Equação 2.2}]$$

onde Γ e λ são, respectivamente os coeficientes linear e angular da reta, e representam propriedades do material no estado de regime permanente. BEEN & JEFFERIES (2016) pontuam que Γ e λ são propriedades intrínsecas do solo, isto é, não são afetadas pela estrutura, histórico de tensões, índice de vazios, etc.

Assim, Γ é, por definição, o valor de e_{ss} quando $p'_{ss} = 1$ kPa, e λ é dado por

$$\lambda = - \frac{\Delta e_{ss}}{\Delta \ln(p'_{ss})} \quad [\text{Equação 2.3}]$$

HIRD & HASSONA (1990) pontuam que, sendo λ dado pela razão entre a variação do índice de vazios e a variação do logaritmo da tensão efetiva, o parâmetro poderia ser usado como uma medida da compressibilidade do material. Essa ideia é reforçada pelo fato de que, como já conhecido da teoria dos estados críticos, a inclinação da SSL seria a mesma inclinação da linha de consolidação isotrópica (ATKINSON & BRANSBY, 1978).

O valor de λ pode ser encontrado na literatura calculado a partir do logaritmo de base 10, ou do logaritmo neperiano. Neste trabalho, λ é referenciado em base natural, e λ_{10} é usado quando o cálculo tiver sido realizado em logaritmo de base 10, isto é, usando $\log$ ao invés de $\ln$ nas Equações 2.2 e 2.3. A relação entre ambos é dada por

$$\lambda_{10} = 2,303 \cdot \lambda$$

Apesar da hipótese de linearidade, alguns autores (BEDIN, 2010, LI & WANG, 1998, CARRERA *et al.*, 2011) mostram que, mesmo no plano $\log p'-e$, a SSL é curva e possui uma assíntota horizontal para baixas tensões, e elevados índices de vazios, conforme representado na Figura 2.5.

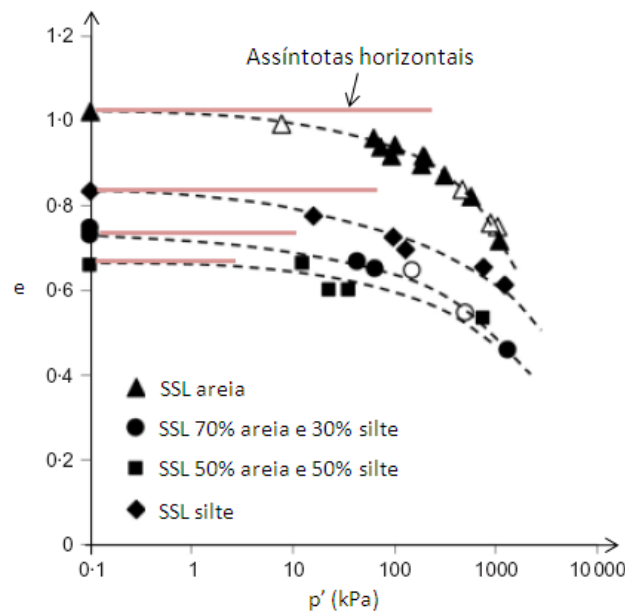


Figura 2.5 - SSL com assíntotas horizontais para baixas tensões no plano $\log p'-e$ (adaptado de CARRERA *et al.*, 2011)

Além disso, diversos estudos mostram que a SSL possui declividade acentuada para elevadas tensões, e baixos índices de vazios (BEDIN *et al.*, 2012, CARRERA *et al.*, 2011). A Figura 2.6 apresenta um exemplo da ocorrência desse fenômeno. O aumento na declividade da SSL neste intervalo de tensões está em sua maioria associado à quebra de grãos, o que será discutido posteriormente.

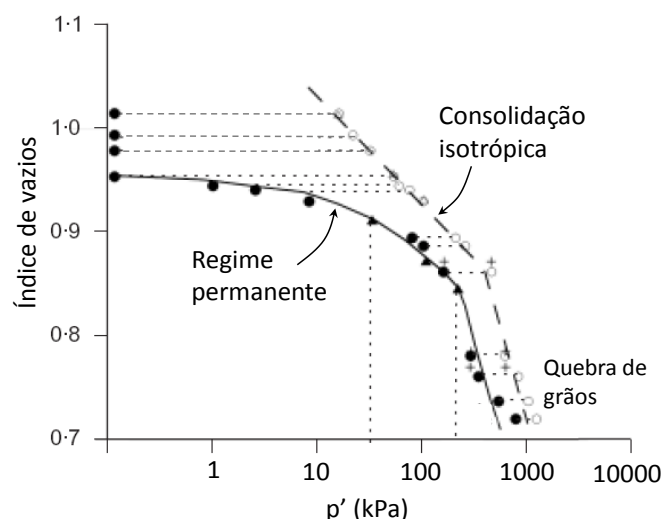


Figura 2.6 - A não linearidade da SSL no espaço $e:\log p'$ (adaptado de BEDIN *et al.*, 2012)

2.3.2. Fatores que afetam a SSL das areias

Existem diversos estudos que buscam entender quais fatores afetam a linha de regime permanente das areias, e como eles a afetam. Neste trabalho serão discutidas as influências do teor de finos não plásticos, do teor de finos plásticos, e da quebra de grãos.

(a) Teor de finos (FC) não plásticos

A influência de finos no comportamento quanto à liquefação de areias é muito discutida pela literatura no âmbito da microestrutura do solo. Quando a granulometria do solo se altera, o arranjo das partículas e a forma como elas se conectam variam, de forma a aumentar ou diminuir o número de contatos entre elas. Sendo as tensões efetivas na massa de solo tensões de contato, haverá uma consequência direta no comportamento mecânico do material.

A Figura 2.7 reproduz um desenho esquemático apresentado por THEVANAYGAM *et al.* (2002) que apresenta dois diferentes exemplos de microestruturas em que um solo granular misto (granulometria grossa e fina) pode se encontrar. Observa-se que as tensões na massa de solo podem ser suportadas primariamente pelos contatos entre os grãos grossos (Figura 2.7a), ou pelos contatos entre os grãos finos (Figura 2.7b). Os dois solos representados possuem o mesmo índice de vazios, porém teores de finos diferentes, sendo $FC_{(a)} < FC_{(b)}$.

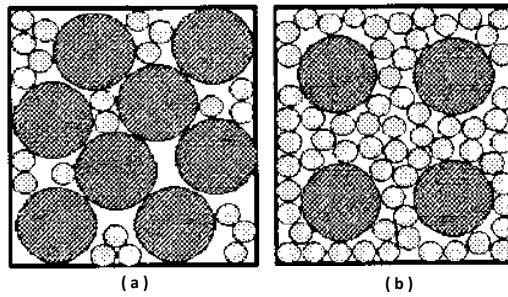


Figura 2.7 - Dois exemplos de microestrutura de solos granulares com mesmo índice de vazios e diferentes teores de finos onde os contatos primários são entre (a) grãos grossos e (b) grãos finos (adaptado de THEVANAYGAM *et al.*, 2002)

THEVANAYGAM *et al.* (2002) pontuam que, para um mesmo índice de vazios, conforme há um aumento na quantidade de finos da mistura, menor é o número de contatos entre os grãos grosseiros, e que, ao alcançar uma determinada porcentagem de finos, há uma mudança nos contatos primários entre grãos, que deixam de ser entre os grãos grossos e passam a ser entre os grãos finos. Esta determinada porcentagem de finos é denominada de porcentagem de finos limite (FC_{th}). Dessa forma, quando $FC < FC_{th}$, os grãos grosseiros têm uma função primária na resistência ao cisalhamento dos solos, e os grãos finos uma contribuição secundária. Quando $FC > FC_{th}$, isso se inverte.

Assim, THEVANAYGAM *et al.* (2002) atentam para o fato de que o índice de vazios não seria um índice representativo para caracterizar a resposta mecânica de misturas granulares, já que, para um mesmo índice de vazios, o comportamento seria diferente dada a diferença na contribuição de cada fração do solo.

Foi observado por diversos autores (THEVANAYAGAM *et al.*, 2002, YANG *et al.*, 2006, CARRERA *et al.*, 2011) um comportamento reverso nas misturas de areia e silte a partir de resultados de ensaios realizados nesses materiais ao se variar as porcentagens de ambas as frações granulométricas. No estado de regime permanente esse comportamento reverso é caracterizado, no plano $\log p'-e$, pelo rebaixamento das SSL com o aumento do teor de finos, até que, a partir de um determinado teor, elas voltam a subir (Figura 2.8a). Esse teor é, portanto, o teor de finos limite.

O mesmo comportamento reverso foi observado nas curvas resultantes de ensaios de adensamento unidimensional. De forma semelhante, conforme se aumenta o teor de finos da mistura, a curva posiciona-se mais abaixo, até que, a partir de FC_{th} , ela volta a subir (Figura 2.8b).

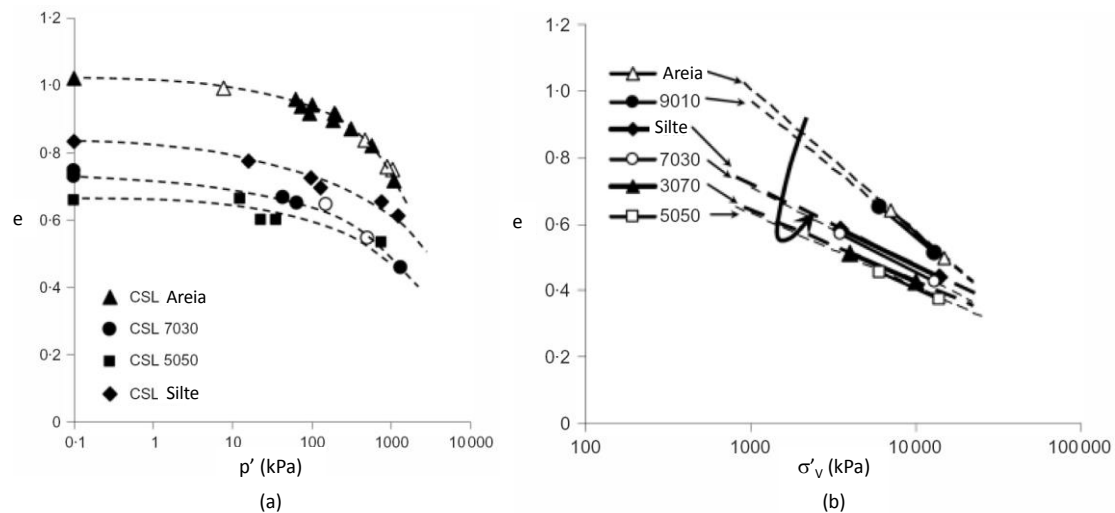


Figura 2.8 - Comportamento reverso de misturas areia-silte observado em: (a) Estado de regime permanente e ; (b) Adensamento unidimensional (adaptado de CARRERA *et al.*, 2011)

Dessa forma, uma proposta conhecida para comparar o comportamento entre misturas com diferentes frações de finos é utilizar os índices de vazios intergranular e interfino. O índice de vazios intergranular (e_c) é definido como o índice de vazios da matriz original se os finos fossem removidos dela e, de forma análoga, define-se o índice de vazios interfino desconsiderando a parcela ocupada pelos grãos maiores (THEVANAYAGAM, 1998). A ideia é uma aproximação para os casos, como discutido anteriormente, em que a distribuição de tensões se daria primariamente entre os grãos grosseiros ou entre os grãos finos. Assim, quando o teor de finos do material fosse menor que o teor de finos limite, a mistura poderia ser representada por e_c , e quando o teor de finos fosse maior, poderia ser representada por e_f .

THEVANAYAGAM *et al.* (2002), no entanto, propõem uma alteração para o cálculo do índice de vazios de forma a não desconsiderar completamente a fração fina, mas sim considerando que uma determinada parcela também atua ativamente. Esses índices de vazios foram denominados índice de vazios de contato entre grãos equivalente ($e_{c,eq}$), e índice de vazios de contato entre finos equivalente ($e_{f,eq}$).

THEVANAYAGAM *et al.* (2002) demonstraram que, ao traçar as SSL das misturas areia e silte no plano $\log p' - e$, utilizando os índices de vazios equivalentes ($e_{c,eq}$ e $e_{f,eq}$) ao invés dos índices de vazios usuais, haveria apenas duas SSL, uma para $FC < FC_{th}$ e outra para $FC > FC_{th}$ (Figura 2.9). O mesmo foi observado posteriormente por outros autores (YANG *et al.*, 2006, CARRERA *et al.*, 2011).

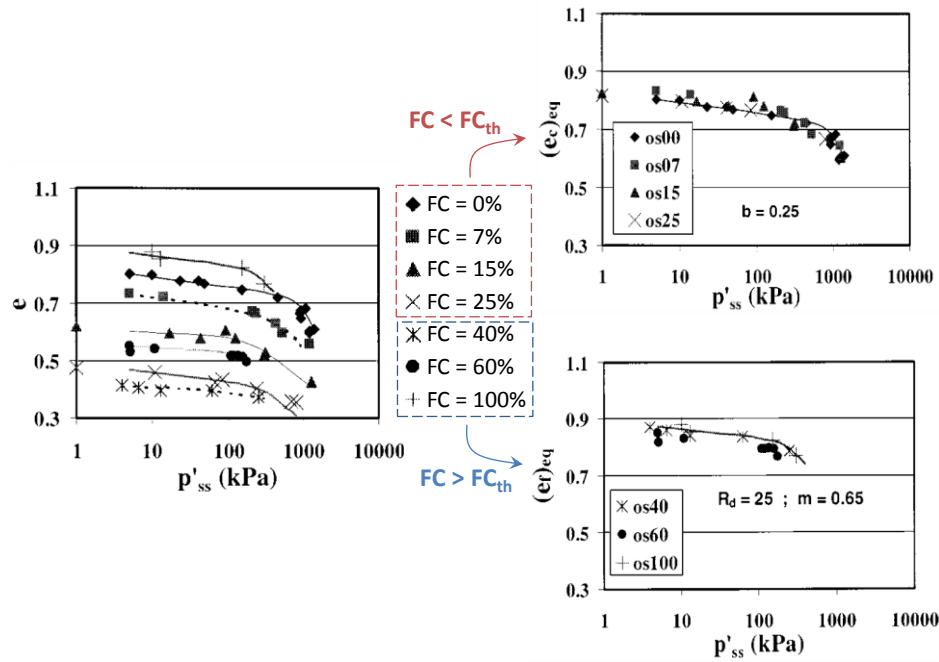


Figura 2.9 - SSL de misturas areia-silte traçadas no plano $\log p'$ -e para índices de vazios usuais e para índices de vazios equivalentes quando $FC < FC_{th}$ e $FC > FC_{th}$ (adaptado de THEVANAYAGAM *et al.*, 2002)

No plano $p'-q$, no entanto, não foi determinada uma correlação direta entre a inclinação da SSL e a porcentagem de finos. CARRERA *et al.* (2011) determinaram uma leve alteração no valor do ângulo de atrito no estado de regime permanente quando variaram as porcentagens de fino no rejeito de Stava: 35° para areia limpa e areia com 50% de silte, 36° para mistura com 70% areia e 30% silte, e 34° para silte puro. Já YANG *et al.* (2006) encontraram um intervalo um pouco maior para os valores de ϕ'_{ss} das misturas estudadas, sendo este entre 37 e 42° . Os autores, contudo, não identificam como esse intervalo se deu entre os diferentes teores de finos analisados.

(b) Teor de finos plásticos

O efeito de finos plásticos na linha de regime permanente das areias é pouco estudado na literatura. PAPADOPOULOU & TIKI (2016) realizaram um estudo misturando finos plásticos (caulim) e não plásticos (silte), com areia, a fim de se obter misturas com diferentes teores de finos e, dentre essas misturas, foram obtidos ainda índices de plasticidade (IP) diferentes a partir da combinação entre finos plásticos e não plásticos. Assim, foram realizados ensaios em areia limpa, areia com $FC=5\%$ ($IP=0, 6, 12\%$) e areia com $FC=15\%$ ($IP=0, 12, 22, 30\%$).

Os resultados apontaram, no plano $p'-q$, uma variação entre 1° e 3° no valor do ângulo de atrito de regime permanente para as misturas com 5% de finos, em relação ao valor encontrado para a areia limpa. Para as misturas com 15% de finos, a variação de ϕ'_{ss} se deu entre -3° e $+4^\circ$, também em relação à areia limpa, sendo $+4^\circ$ a mistura não plástica, e -3° as misturas com IP iguais a 22 e 30%. Observou-se que dentre as misturas com FC=5%, a variação do índice de plasticidade não alterou ϕ'_{ss} significativamente. No entanto, para as misturas com FC=15%, o aumento do IP resultou numa redução de ϕ'_{ss} de 36° para 29° .

No plano $\log p'-e$, PAPADOPOULOU & TIKÁ (2016) pontuam que, tanto no grupo de FC=5% quanto no grupo de FC=15% foi observado que as SSL das misturas com todos os índices de plasticidade são pouco inclinadas e aproximadamente paralelas até alcançar um valor de p'_{ss} em torno de 300 kPa. Com o aumento de p'_{ss} elas tendem a convergir para tensões acima de 1000 kPa. Os autores também pontuam que a SSL da mistura com FC=5% e não plástica encontra-se ligeiramente abaixo da SSL da areia limpa. Com o aumento do índice de plasticidade para 6% ela se move para baixo, e em seguida volta a subir com IP=12%. Comportamento análogo apresentou a mistura com FC=15%; até IP=22% as SSL se moveram para baixo no plano $\log p'-e$, porém, com o aumento do IP para 30%, ela tornou a se mover para cima. Os autores observaram, portanto, que para um mesmo teor de finos, as misturas podem apresentar um comportamento reverso a partir da variação do índice de plasticidade.

ABEDI & YASROBI (2010) também analisaram o comportamento de misturas de areia com diferentes índices de plasticidade. Os autores fizeram misturas de areia e finos para FC=5, 10, 15, 20, 25, e 30%. Os finos eram compostos de 75% de um determinado fino natural (IP=10%) e 25% de bentonita (IP=98%). Foi observada, no plano $p'-q$, uma variação no ângulo de atrito de regime permanente de menos de 4° entre as misturas, havendo um crescimento entre FC=0 e 10%, e depois um decréscimo até os 30%, quando alcançou seu menor valor.

(c) Quebra de grãos

Conforme discutido anteriormente, diversos estudos apresentam um aumento na declividade da linha de regime permanente para elevadas tensões e,

consequentemente, baixos índices de vazios. Este aumento está frequentemente associado a estudos sobre quebra de grãos no material.

BEDIN *et al.* (2012), ao determinarem a SSL de um rejeito de minério de ouro a partir da realização de ensaios triaxiais, identificaram este comportamento de mudança de declividade. Os autores apresentam então 8 curvas granulométricas determinadas para 4 corpos de prova do rejeito, sendo 4 antes do início dos ensaios e 4 após os corpos de prova alcançarem o estado de regime permanente. Estes CP foram consolidados para tensões efetivas iguais a 600, 800, 1000, e 1200 kPa. As tensões alcançadas por eles na condição de regime permanente (p'_{ss}) variaram entre cerca de 300 e 750 kPa. Os resultados das curvas granulométricas apresentam diferença significativa entre os corpos de prova antes e após o cisalhamento, demonstrando ter havido quebra de grãos durante os ensaios. Os autores, no entanto, atentam para o fato de que o ponto correspondente à mudança de declividade da SSL ocorre para uma tensão entre 200 e 400 kPa, valor inferior às tensões para as quais foi observada quebra de grãos por outros autores.

CARRERA *et al.* (2011), com o objetivo de explicar a causa da curvatura acentuada na SSL do rejeito de Stava, determinaram as curvas granulométricas de cinco corpos de prova do rejeito após estes alcançarem o estado de regime permanente em ensaios triaxiais CIU. Os valores das tensões efetivas octaédricas alcançadas pelos corpos de prova nesse estado variaram entre 6 e 1978 kPa, sendo dois deles com tensões acima de 1000 kPa. Os autores pontuam que nenhuma diferença significativa foi observada entre as curvas granulométricas antes e após o cisalhamento, não podendo, portanto, associar o formato da SSL à quebra de grãos.

2.4. PARÂMETRO DE ESTADO

A Figura 2.10 apresenta os caminhos de tensões efetivas de seis corpos de prova de um material granular submetidos a ensaios triaxiais CIU. Os três corpos de prova apresentados na Figura 2.10a foram cisalhados com o mesmo estado de tensões efetivas inicial, porém índices de vazios diferentes, enquanto que os três CP da Figura 2.10b foram cisalhados com índices de vazios iguais, porém estados de tensões iniciais diferentes. Observa-se que para um mesmo estado inicial de tensões efetivas, quanto

mais denso for o material, maiores serão as tensões alcançadas no regime permanente. No entanto, quando cisalhado com um mesmo índice de vazios, este estado de tensões independe do estado de tensões inicial do corpo de prova. Observa-se, contudo, que os caminhos de tensões seguidos durante o cisalhamento dos três CP com o mesmo valor de índice de vazios são muito diferentes, o que indica que, apesar do estado de tensões inicial não influenciar as tensões alcançadas no estado de regime permanente, ela influenciará o comportamento do material granular durante seu cisalhamento.

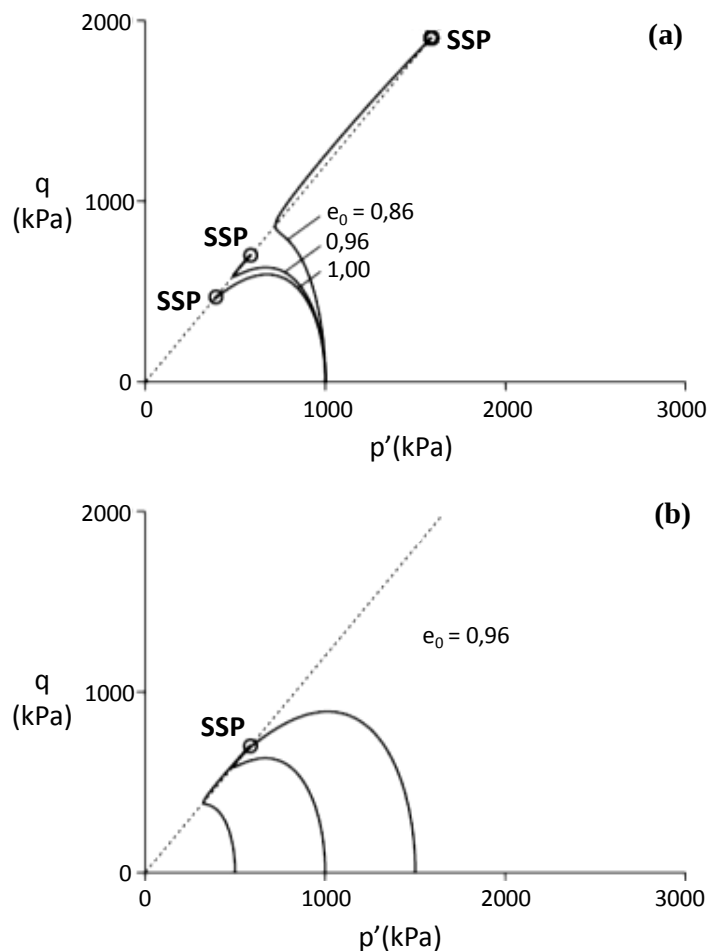


Figura 2.10 - Caminhos de tensões efetivas de ensaios CIU realizados em corpos de prova com (a) índices de vazios diferentes e mesmo estado inicial de tensões efetivas, e (b) índices de vazios iguais e diferentes estados iniciais de tensões efetivas (adaptado de BOUKPETI *et al.*, 2002).

A partir da ideia de que o comportamento do solo durante o cisalhamento depende tanto do índice de vazios quanto do estado de tensões efetivas, ambos no início do cisalhamento, e tendo o estado de regime permanente como um estado de referência, BEEN & JEFFERIES (1985) definiram um parâmetro que incorpora ambas as variáveis, e o denominaram de parâmetro de estado (ψ). O parâmetro de estado é determinado no espaço $\log p'-e$, e é definido como a diferença entre o índice de vazios

no início do cisalhamento (e_0) e o índice de vazios sobre a SSL correspondente ao estado de tensões efetivas inicial do corpo de prova ($e_{ss,0}$). Isto é,

$$\psi = e_0 - e_{ss,0} \quad [\text{Equação 2.4}]$$

onde

ψ é o parâmetro de estado

e_0 é o índice de vazios antes do cisalhamento

$e_{ss,0}$ é o índice de vazios na linha de regime permanente correspondente ao valor de p'_0

A definição do parâmetro de estado é melhor entendida graficamente, e encontra-se representada na Figura 2.11. Observa-se que um corpo de prova cujo par de valores e_0 , p'_0 estiver representado por um ponto acima da SSL terá um parâmetro de estado positivo ($e_0 > e_{ss,0}$). Ao contrário, um corpo de prova cujo par e_0 , p'_0 estiver abaixo da SSL, terá um parâmetro de estado negativo ($e_0 < e_{ss,0}$).

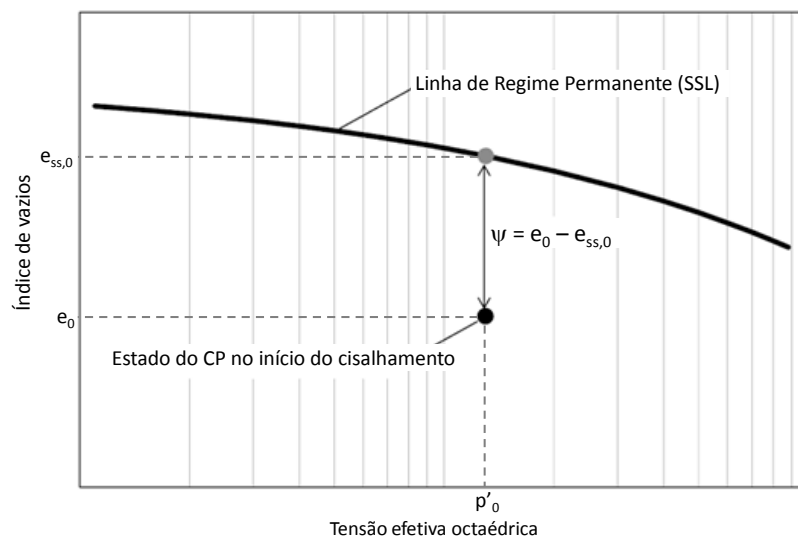


Figura 2.11 - Definição de parâmetro de estado (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

A influência do parâmetro de estado no comportamento das areias pode ser observada na Figura 2.12 e na Figura 2.13, que apresentam os resultados de dois ensaios triaxiais CIU realizados por BEEN & JEFFERIES (1985) em corpos de prova da areia de Kogyuk. Observa-se na Tabela 2.1 que os CP dos ensaios 37 e 103 foram cisalhados com o mesmo valor de índice de vazios (0,71), porém tensões efetivas iniciais diferentes, o que resultou em parâmetros de estado diferentes ($\psi=+0,03$ para o ensaio 37

e $\psi=-0,03$ para o ensaio 103). Desta forma, os comportamentos apresentados por ambos os corpos de prova durante o cisalhamento são completamente distintos. Enquanto o ensaio 37, com $\psi=+0,03$ alcança um valor de pico bem pronunciado no gráfico da Figura 2.13, seguido por um amolecimento, o ensaio 103 alcança um discreto “pico” seguido de enrijecimento. Esse “pico” do ensaio 103 é denominado de estado de transformação de fase.

Tabela 2.1 - Ensaios CIU realizados na areia de Kogyuk (BEEN & JEFFERIES, 1985)

Ensaio	e	p'₀ (kPa)	D _r (%)	ψ
37	0,71	350	33	0,03
103	0,71	48	33	-0,03

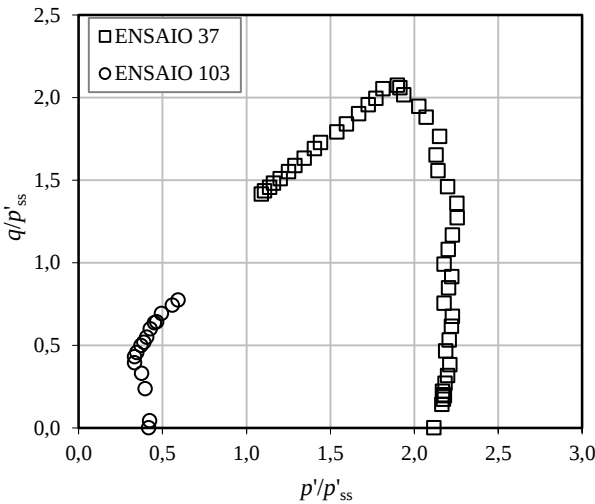


Figura 2.12 - Caminhos de tensões normalizados de dois ensaios CIU na areia de Kogyuk (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 1985)

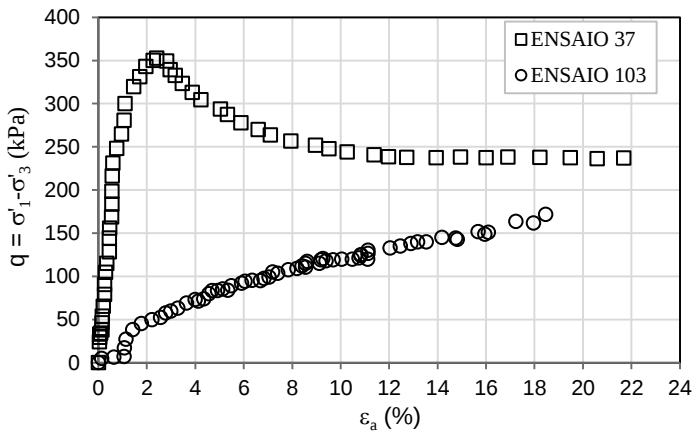


Figura 2.13 – Curvas tensão-deformação de dois ensaios CIU realizados na areia de Kogyuk (gráfico traçado pela autora a partir dos dados disponibilizados por BEEN & JEFFERIES, 2016)

De forma geral, pode-se dividir o comportamento das areias durante o cisalhamento não drenado em três tipos, sendo eles função do parâmetro de estado do material. A Figura 2.14 apresenta esquematicamente os gráficos de tensão-deformação e os caminhos de tensões efetivas durante o cisalhamento não drenado desses três tipos, e os classificam como “areias densas”, “areias fofas”, e “areias muito fofas”. A diferença entre os três ensaios é o parâmetro de estado de cada um antes do cisalhamento. Para uma areia apresentar o comportamento que a classifique como densa, ela deve possuir parâmetro de estado negativo e, para ser “muito fofa”, além de positivo, o parâmetro de estado deve possuir um módulo elevado. Esses valores, no entanto, variam em função do material.

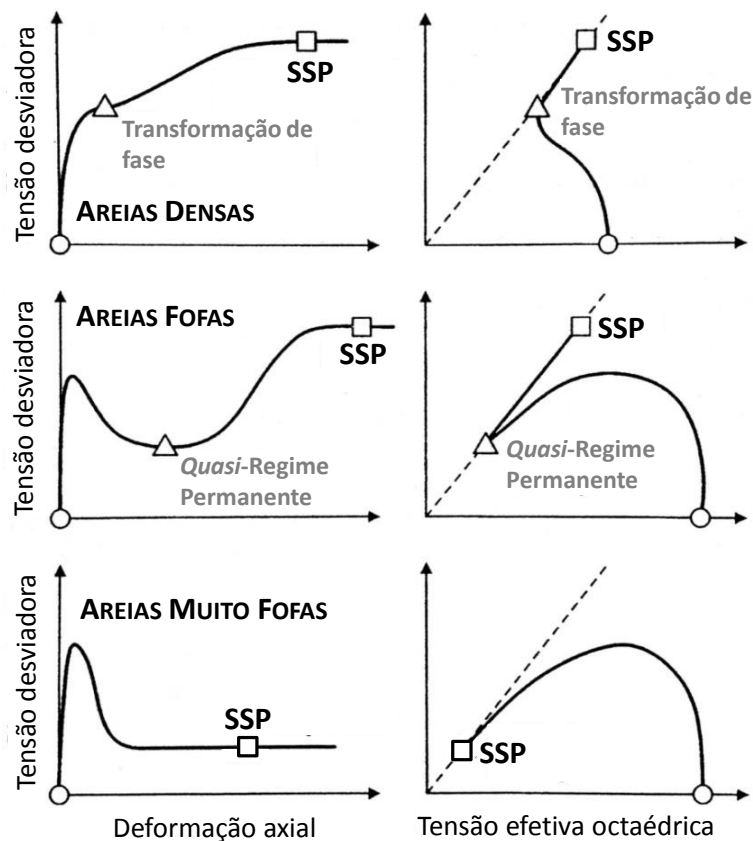


Figura 2.14 - Comportamento das areias influenciado pelo parâmetro de estado (adaptado de YOSHIMINE *et al.*, 1999)

Comparando os resultados das Figuras 2.12 e 2.13 com a Figura 2.14, nota-se que o ensaio 103, com $\psi = -0,03$, corresponde ao primeiro comportamento apresentado, de areias densas, e o ensaio 37, com $\psi = +0,03$ corresponde ao último comportamento, de areias muito fofas, apesar dos dois ensaios, como visto, possuírem o mesmo índice de vazios.

2.4.1. Influência do parâmetro de estado no comportamento de materiais granulares

O comportamento diferenciado dos três corpos de prova apresentados na Figura 2.14 é resultado da tendência de variação de volume apresentada por cada um durante o cisalhamento, e que, no caso de carregamentos não drenados, influencia diretamente o valor e o sinal do excesso de poro-pressão gerado.

BEEN & JEFFERIES (2016) plotaram os valores da deformação volumétrica no pico em função do parâmetro de estado determinados a partir de ensaios triaxiais drenados realizados em 20 areias distintas encontrados na literatura. Os solos utilizados variam de areia quartzoza limpa a areia siltosa, e as tensões confinantes variam entre 19 e 1200 kPa. O resultado encontra-se apresentado na Figura 2.15. Observa-se que há uma tendência da deformação volumétrica ficar mais negativa, quanto mais negativo for o parâmetro de estado.

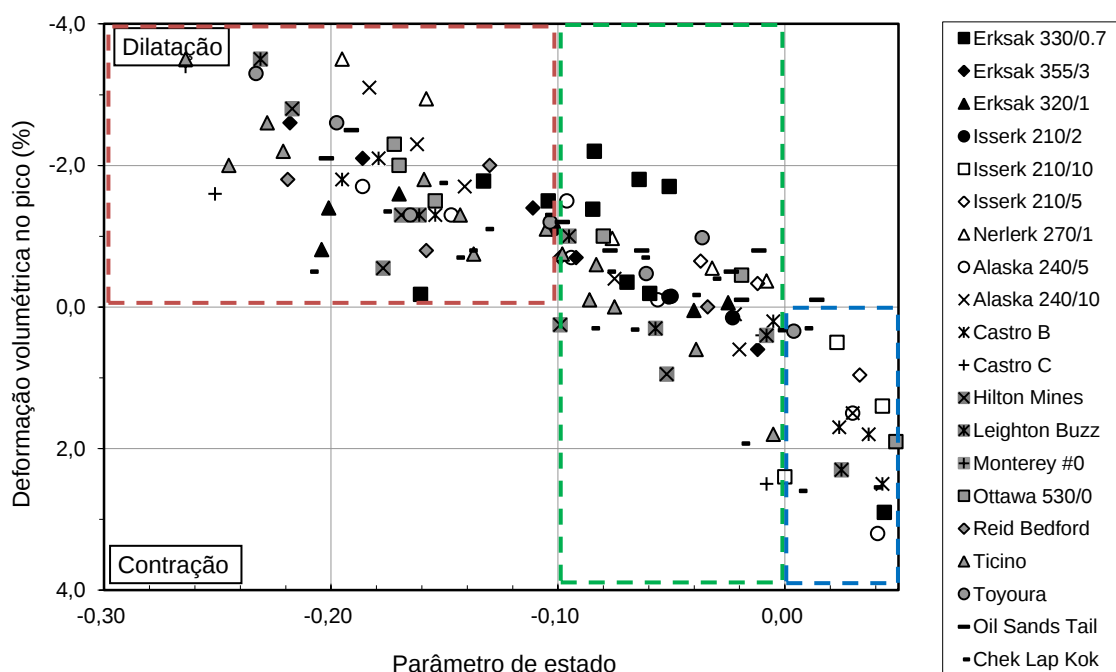


Figura 2.15 - Deformação volumétrica no pico em função do parâmetro de estado para 20 diferentes materiais (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

Nota-se que, exceto por um, todos os ensaios com parâmetros de estado positivos apresentaram deformação volumétrica positiva no pico (região azul da Figura 2.15). O contrário, no entanto, não acontece, e possuir um parâmetro de estado negativo não é garantia de deformação volumétrica negativa no pico. Os corpos de prova situados

na faixa com parâmetros de estado entre -0,10 e 0 (região verde) apresentaram os dois tipos de comportamento no pico. Somente para valores de parâmetro de estado inferiores a -0,10 é que todos os corpos de prova apresentaram deformação volumétrica negativa no pico (região vermelha da figura).

A partir do resultado encontrado, BEEN & JEFFERIES (2016) pontuam que seria necessário, em média, um estado inicial de aproximadamente $\psi = -0,06$ para assegurar que ocorra dilatação no pico.

A deformação volumétrica no pico apresentada por um determinado material sob um determinado estado inicial (índice de vazios e tensão efetiva) é de interesse para a avaliação da liquefação porque, se essa deformação volumétrica for de dilatação durante o cisalhamento drenado, então, em um caso cujo carregamento for não drenado, as poro-pressões que surgirão serão negativas e, por consequência, a resistência não drenada apresentada por este material será maior que a sua resistência drenada.

BEEN & JEFFERIES (2016) plotaram também, para os mesmos ensaios triaxiais de compressão drenados analisados na Figura 2.15, os valores de ângulos de atrito de pico em função do parâmetro de estado. O resultado encontra-se apresentado na Figura 2.16. Nota-se que os valores encontram-se agrupados numa faixa e que, para um determinado solo, a tendência é o ângulo de atrito de pico diminuir com o aumento do parâmetro de estado.

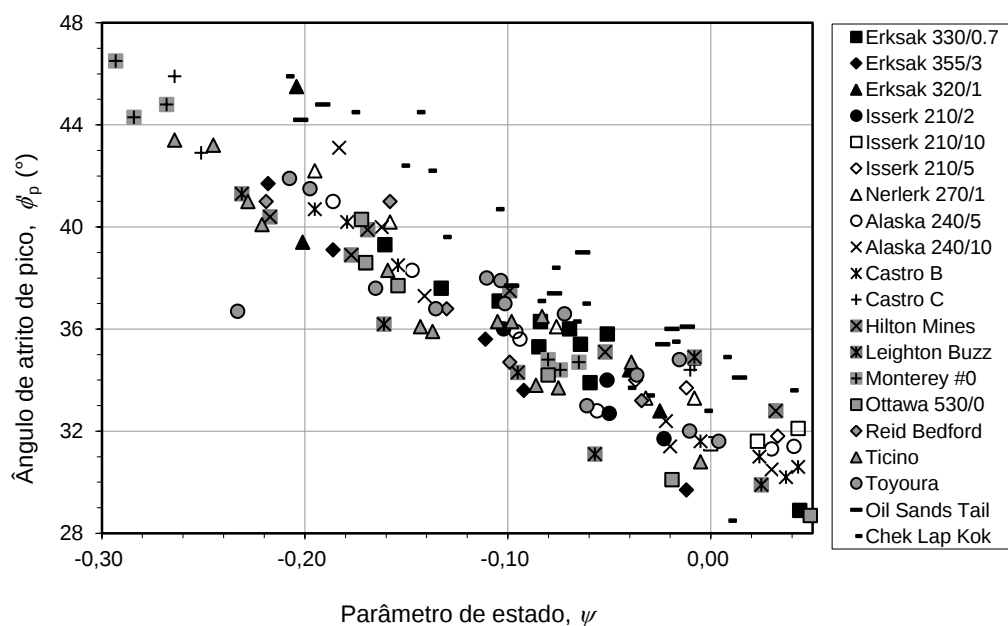


Figura 2.16 - Ângulo de atrito de pico em função do parâmetro de estado (BEEN & JEFFERIES, 2016)

Análise comparativa similar foi realizada por BEEN & JEFFERIES (2016) a partir dos resultados de ensaios triaxiais de compressão não drenados realizados em 23 materiais granulares por diversos autores. As Figuras 2.17 e 2.18 apresentam, respectivamente, a relação entre o parâmetro A de poro-pressão na ruptura (A_f) e o parâmetro de estado, e a relação entre a razão S_u/p'_0 na ruptura e o parâmetro de estado, mas somente para valores positivos do mesmo. Observa-se que há uma tendência do parâmetro A_f aumentar e, por consequência, o valor de S_u/p'_0 na ruptura diminuir, com o aumento do parâmetro de estado.

Nota-se também que a grande maioria dos resultados encontra-se no intervalo de A_f entre 0,5 e 1,5, e de $S_{u,p}/p'_0$ entre 0,15 e 0,4.

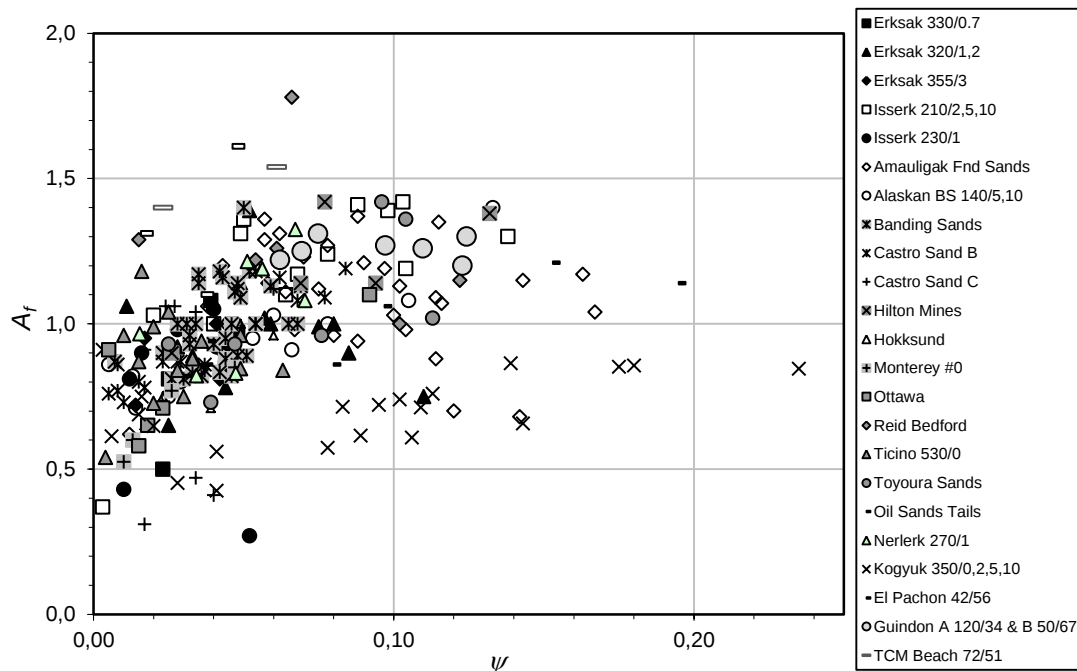


Figura 2.17 – Parâmetro A de poro-pressão na ruptura em função do parâmetro de estado (BEEN & JEFFERIES, 2016)

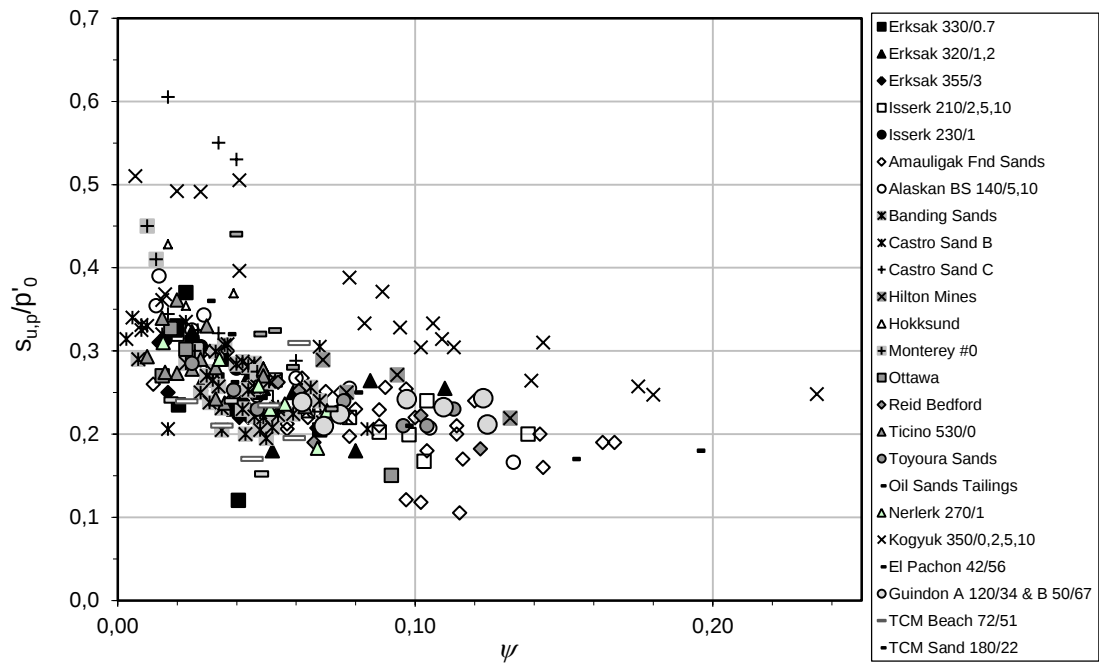


Figura 2.18 - Relação entre a razão S_u/p'_0 (na ruptura) e o parâmetro de estado (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

3. LIQUEFAÇÃO EM MATERIAIS GRANULARES

3.1. O FÊNOMENO DA LIQUEFAÇÃO

A Figura 3.1 apresenta o resultado de um ensaio triaxial CIU realizado com tensão controlada por CASTRO (1969), em uma areia fina, limpa, e uniforme. O corpo de prova foi consolidado para uma tensão efetiva igual a 400 kPa e cisalhado com um índice de vazios de 0,71. Observa-se na figura que o corpo de prova levou 14 minutos para mobilizar a resistência de pico, com aproximadamente 1% de deformação axial, e, após mobilizá-la, tornou-se incapaz de sustentar o carregamento, deformando mais 18% em apenas 0,18 segundos. A este fenômeno dá-se o nome de liquefação estática.

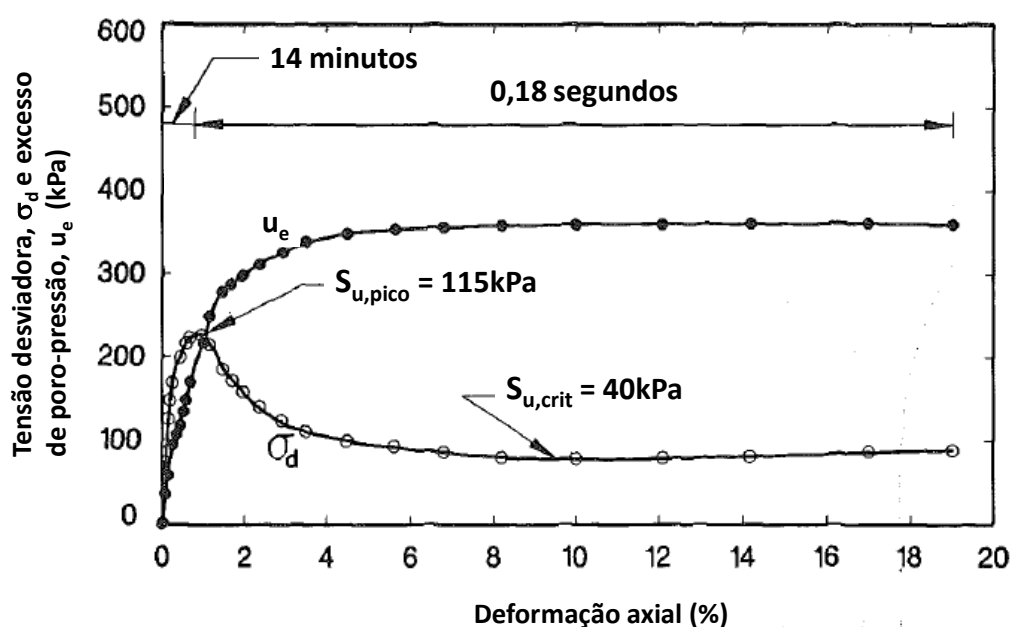


Figura 3.1 - Instabilidade observada durante ensaio não drenado (STARK & MESRI, 1992)

A liquefação em solos pode ser caracterizada sob duas diferentes óticas. Alguns autores consideram a ocorrência do fenômeno pela perda de resistência ao cisalhamento da massa de solo, a volume constante, quando esta está submetida a um carregamento estático, cíclico ou dinâmico (POULOS *et al.*, 1985).

Para este fenômeno ocorrer, NRC (1985) pontuam que deve haver, a princípio, uma susceptibilidade de perda de resistência na massa de solo e, então, um mecanismo deflagrador do fenômeno (como um aumento na poro-pressão, por exemplo). A combinação de ambos pode colocar o solo “sobre o pico da curva tensão-deformação” e,

uma vez que esta condição for alcançada, uma ruptura progressiva irá ocorrer, a poropressão continuará aumentando, e a resistência ao cisalhamento decrescerá até a resistência no regime permanente ser alcançada.

Dessa forma, NRC (2015) pontuam que não é qualquer massa de solo que pode liquefazer, mas apenas aquelas com estados de tensões iniciais superiores aos estados de tensões no regime permanente.

Outros autores, no entanto, consideram a ocorrência da liquefação apenas quando a resistência ao cisalhamento do solo vai a zero (POULOS *et al.*, 1985, CARRERA *et al.*, 2011).

A Figura 3.2(a) apresenta os caminhos de tensões efetivas de dois ensaios CIU realizados na fração arenosa do rejeito de Stava (CARRERA *et al.*, 2011), e a Figura 3.2(b) apresenta a SSL determinada para essa fração arenosa, assim como os pontos correspondentes aos estados inicial e final dos dois ensaios. Observa-se, pela primeira definição apresentada de liquefação, que ambos os corpos de prova teriam sofrido o fenômeno durante o cisalhamento. No entanto, pela segunda definição, apenas o corpo de prova A pode ser considerado liquefeito.

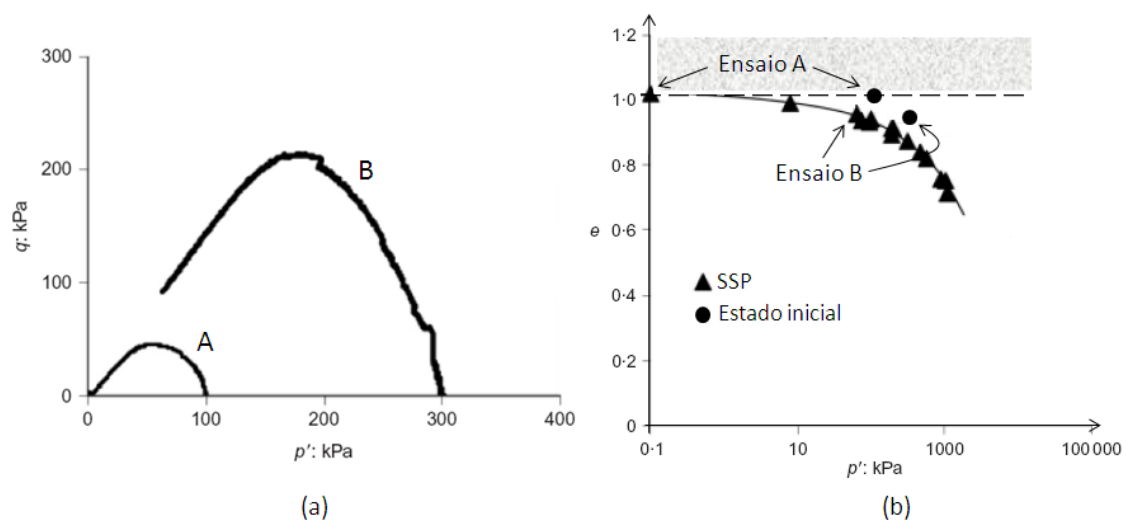


Figura 3.2 - Diferenças no conceito de liquefação (adaptado de CARRERA *et al.*, 2011)

A partir da segunda definição, CARRERA *et al.* (2011) pontuam que não são todos os corpos de prova com estados de tensões iniciais acima da linha de regime permanente que podem alcançar a liquefação, mas somente os corpos de prova cujos estados estiverem acima da assíntota horizontal existente no plano $\log p'-e$ (ver item

2.3.1), também representada na Figura 3.2(b). Dessa forma, para a ocorrência do fenômeno, o estado inicial do corpo de prova deve estar sobre a região hachurada da figura. Observa-se que o corpo de prova do ensaio B, apesar de estar acima da SSL, encontra-se abaixo da assíntota horizontal, e, portanto, não atende ao critério e não liquefaz.

3.2. ANÁLISE DO POTENCIAL DE LIQUEFAÇÃO

A análise do potencial de liquefação de um material granular será discutida a partir de três conceitos frequentemente encontrados na literatura: a superfície de colapso, a linha de instabilidade, e o índice de fragilidade não drenada.

3.2.1. Superfície de Colapso (*Collapse Surface*)

Ao contrário do estado de tensões alcançado no regime permanente, que, conforme discutido no capítulo 2, é função apenas do índice de vazios inicial do solo, a tensão desviadora máxima suportada pelo corpo de prova e seu estado de tensões neste momento são função tanto do índice de vazios quanto do seu estado de tensões inicial.

SLADEN *et al.*(1985) observaram, ao cisalhar de forma não drenada corpos de prova de areias saturadas com mesmos índices de vazios mas diferentes tensões efetivas iniciais, que, no plano $p'-q$, a união dos pontos mais altos dos caminhos de tensões efetivas formava uma linha reta, e que o prolongamento desta reta interceptava o ponto de regime permanente, comum a todos os ensaios com o mesmo índice de vazios.

Esta observação, junto com a de que essa linha muda de posição somente com o índice de vazios, fez os autores definirem uma superfície no espaço tridimensional $p'-e-q$. Esta superfície foi denominada de superfície de colapso (*Collapse Surface*).

A linha de colapso (CL, *Collapse Line*), representação da superfície de colapso no plano $p'-q$, foi traçada esquematicamente na Figura 3.3, a partir dos caminhos de tensões efetivas de dois ensaios não drenados realizados com o mesmo índice de vazios. SLADEN *et al.* (1985) pontuam que a inclinação da linha de colapso (M_L) é a mesma para qualquer índice de vazios, variando apenas o valor do seu intercepto no eixo q ; sendo mais elevada a superfície de colapso quanto menor for o índice de vazios do corpo de prova.

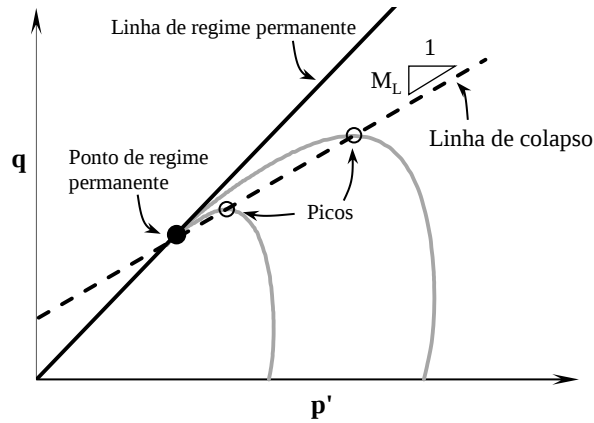


Figura 3.3 - Linha de colapso para dois corpos de prova cisalhados de forma não drenada com um mesmo índice de vazios

Dessa forma, a fim de se determinar a inclinação da linha a partir de ensaios com diferentes índices de vazios, os autores sugerem normalizar os caminhos de tensões efetivas pela média das tensões principais efetivas no estado de regime permanente (p'_{ss}) correspondente a cada ensaio.

A Figura 3.4 apresenta os caminhos de tensões efetivas normalizados da areia de Leighton Buzzard (SLADEN *et al.*, 1985). Observa-se que a normalização transforma a linha de regime permanente em um único ponto, de coordenadas (1, M), para onde todos os caminhos tendem nessa condição.

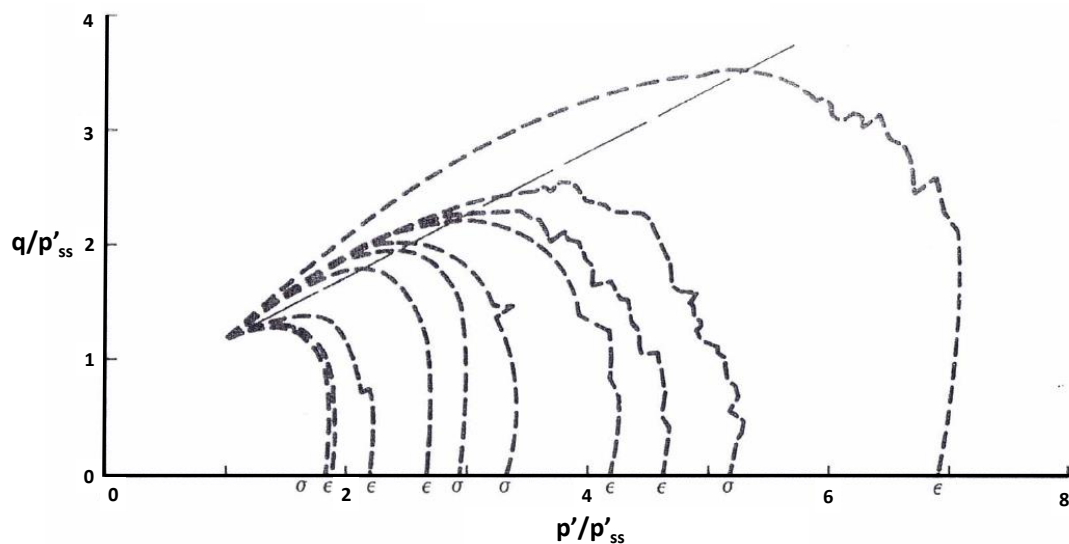


Figura 3.4 - Caminhos de tensões efetivas normalizados da areia de Leighton Buzzard (SLADEN *et al.*, 1985)

A Figura 3.5 apresenta então os pontos referentes aos picos dos caminhos de tensões efetivas normalizados da Figura 3.4 e o ponto de regime permanente, a partir dos quais foi traçada a linha de colapso para essa areia (SLADEN *et al.*, 1985).

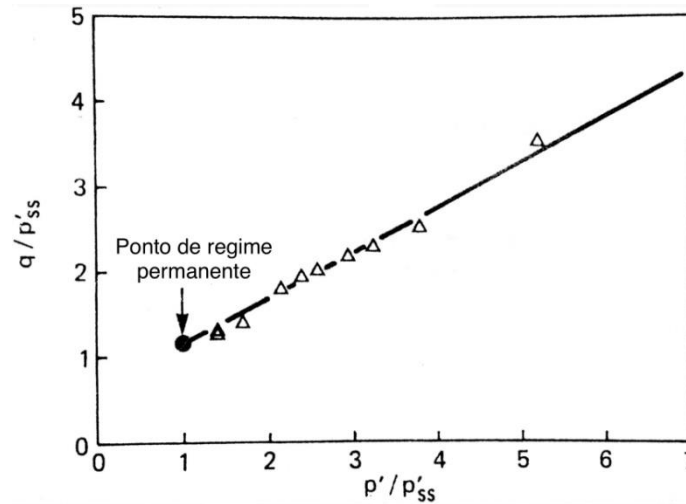


Figura 3.5 – Picos dos caminhos de tensões normalizados e linha de colapso da areia de Leighton Buzzard (SLADEN *et al.*, 1985)

A inclinação M_L da linha de colapso pode ser calculada em termos do ângulo de atrito de Mohr-Coulomb (ϕ'_L) através da relação apresentada anteriormente na Equação 2.1, porém substituindo M por M_L , isto é

$$\phi'_L = \arcsen\left(\frac{3M_L}{6 + M_L}\right) \quad [\text{Equação 3.1}]$$

A partir da definição de superfície de colapso, SLADEN *et al.* (1985) dividiram o espaço p' - q , para um dado índice de vazios, em três zonas, como apresentado na Figura 3.6. Na zona A as tensões cisalhantes são inferiores às tensões cisalhantes no estado de regime permanente, o que torna a liquefação impossível, como discutido no início desse capítulo. A zona C representa o estado do solo sobre a superfície de colapso e a liquefação pode ocorrer sob carregamento essencialmente estático. Todos os estados do solo acima da superfície de colapso são instáveis. Na zona B, segundo os autores, a liquefação pode ocorrer em resposta a alguma causa externa que cause elevação na poro-pressão, como um carregamento cíclico, por exemplo, e que leve o solo à superfície de colapso.

A Tabela 3.1 apresenta um resumo do potencial de liquefação segundo as zonas divididas na Figura 3.6.

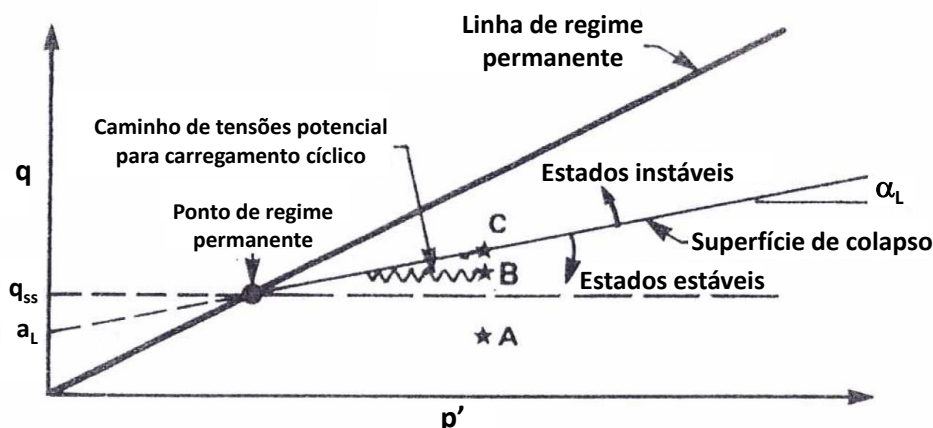


Figura 3.6 - Efeito do estado do solo no potencial de liquefação (adaptado de SLADEN *et al.*, 1985)

Tabela 3.1 - Resumo do potencial de liquefação por zona, a partir do estado do solo e da superfície de colapso (adaptado de SLADEN *et al.*, 1985)

Zona	Potencial de liquefação
A	Impossível
B	Possível sob algum carregamento externo que cause excesso de poro-pressão positivo
C	Possível sob carregamento estático

3.2.2. Linha de Instabilidade (Instability Line)

LADE (1994) pontua que a liquefação necessita e se dá após uma condição de instabilidade do material. Como instabilidade o autor define como “a incapacidade do material sustentar um dado carregamento, o que inclui a incapacidade de sustentar pequenas perturbações no carregamento”. Esse estado de tensões que o solo torna-se incapaz de sustentar corresponde ao topo da superfície de escoamento, que ocorre ligeiramente antes do ponto de máxima tensão desviadora do caminho de tensões efetivas, como representado esquematicamente na Figura 3.7 (LADE, 1994). Observa-se na mesma figura que a união da origem do diagrama de tensões ao topo do caminho de tensões efetivas dá origem à chamada Linha de Instabilidade.

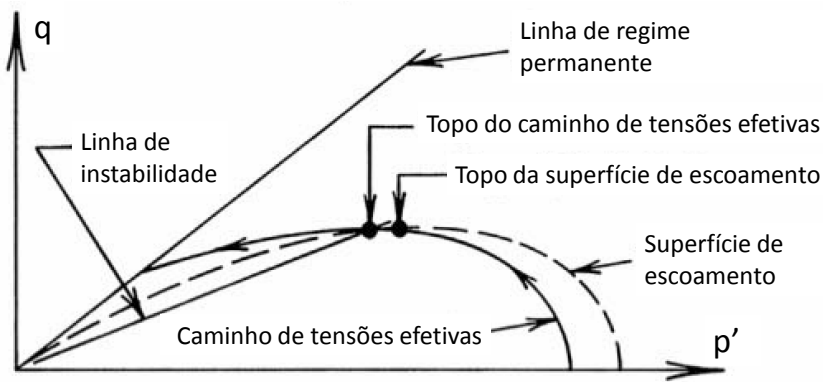


Figura 3.7 - Localização da Linha de Instabilidade (LADE, 1994)

A linha de instabilidade (IL, de *Instability Line*) foi definida inicialmente por LADE (1992) com as mesmas características da linha de colapso, mas teve seu conceito alterado posteriormente pelo autor (LADE, 1994). Os estudos recentes utilizam este segundo conceito, e a linha de instabilidade é definida como uma linha reta que conecta os pontos dos topos de caminhos de tensões não drenados e passa pela origem do plano p' - q .

LADE (1994) pontua que para um material granular tornar-se instável, seu estado de tensões deve estar localizado sobre, ou acima, da linha de instabilidade. O mesmo foi observado posteriormente por LEONG *et al.* (2000), LADE & YAMAMURO (2011), e CHU *et al.* (2012). Dessa forma, a região contida entre a linha de instabilidade e a linha de regime permanente é denominada de *região de instabilidade potencial*.

Segundo LADE (1994), a deflagração da instabilidade ocorre com pequenas deformações, e, uma vez que a instabilidade é iniciada, ela leva à liquefação em grandes deformações. A Figura 3.8 apresenta esquematicamente os caminhos de tensões e as curvas tensão-deformação de três corpos de prova submetidos a carregamento não drenado. Observa-se que o corpo de prova A encontrava-se inicialmente no interior da região de instabilidade potencial, e a menor alteração no seu estado de tensões levou o corpo de prova direto para a condição de liquefação. Os corpos de prova B e C encontravam-se inicialmente abaixo da linha de instabilidade e foram levados até ela a partir de carregamentos estático e cíclico, respectivamente. Percebe-se que ao alcançar a linha de instabilidade ambos os corpos de prova liquefizeram.

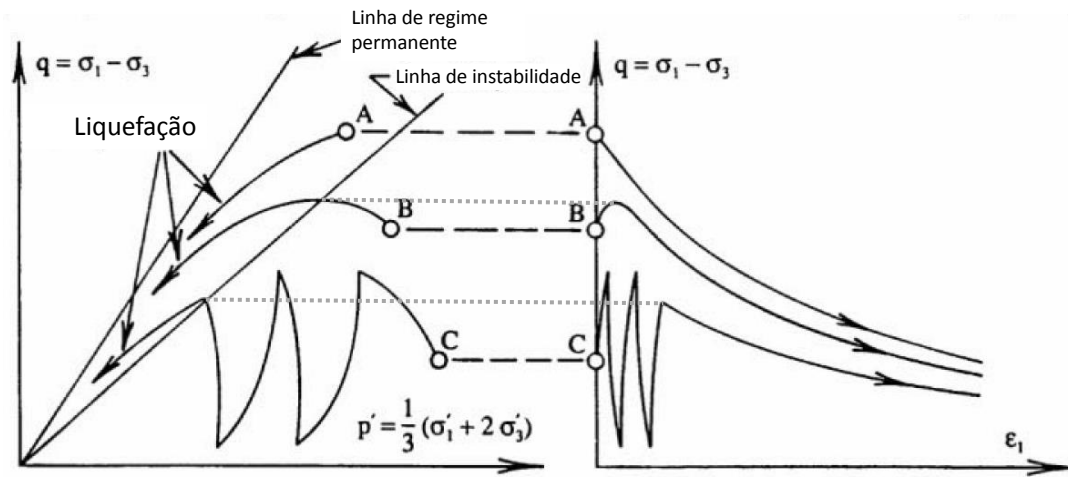


Figura 3.8 - Diagrama esquemático mostrando os caminhos de tensões efetivas e suas respectivas curvas tensão-deformação para iniciação de instabilidade estática (A, B) e cíclica (C), e subsequente liquefação sob condições de carregamento não drenado em areia fofa (adaptado de LADE, 1994)

Desde que a linha de instabilidade passa pela origem, sua inclinação é dada pela razão q/p' no pico e pode ser representada pelo invariante de tensões η_p , isto é

$$\eta_p = \frac{q_p}{p'_p}$$

onde q_p é o valor da tensão desviadora no pico e p'_p é o valor da tensão efetiva octaédrica também no pico.

O ângulo de atrito de pico (ϕ'_p) pode então ser calculado de forma análoga aos ângulos de atrito no estado de regime permanente e da superfície de colapso. Assim,

$$\phi'_p = \arcsen\left(\frac{3\eta_p}{6 + \eta_p}\right) \quad [\text{Equação 3.2}]$$

CHU *et al.* (2012) pontuam, no entanto, que esta linha não é única para um mesmo material, e que ela varia com o parâmetro de estado do solo. A Figura 3.9 apresenta os caminhos de tensões efetivas de quatro ensaios triaxiais CIU realizados pelos autores (CHU *et al.*, 2012). Os quatro corpos de prova foram consolidados para a mesma tensão efetiva (150 kPa), porém com índices de vazios ao final da consolidação variando entre 0,864 e 0,972. Observa-se que, para um mesmo estado inicial de tensões efetivas, quanto maior o índice de vazios, menor é a inclinação da linha de instabilidade.

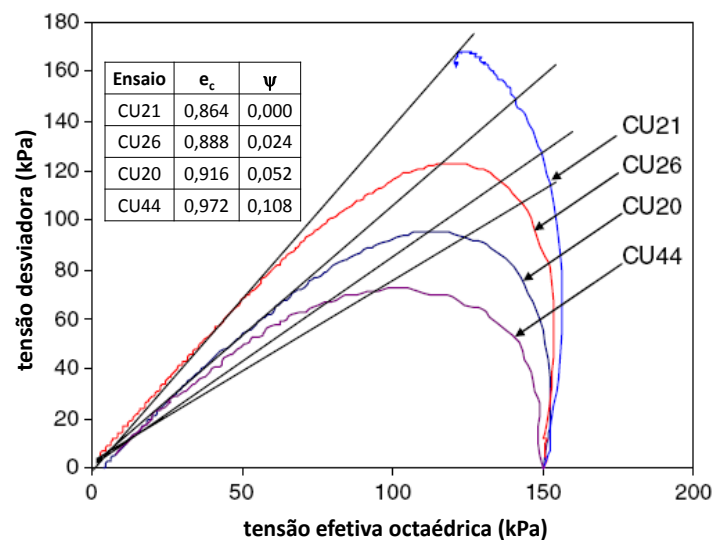


Figura 3.9 – Diferentes linhas de instabilidade para corpos de prova com diferentes índices de vazios e mesmo estado inicial de tensões efetivas (adaptado de CHU *et al.*, 2012)

A partir dos quatro ensaios apresentados na Figura 3.9, e mais um quinto ensaio realizado também com tensão efetiva igual a 150 kPa e índice de vazios igual a 1,015, os autores traçaram uma curva que apresenta a relação entre a inclinação da linha de instabilidade e o parâmetro de estado dos corpos de prova (Figura 3.10). Observa-se que η_p tem uma queda brusca no trecho inicial do gráfico e, para $\psi > 0,12$, ela aparenta se aproximar de um valor limite de q/p' , para areias muito fofas (CHU *et al.*, 2012).

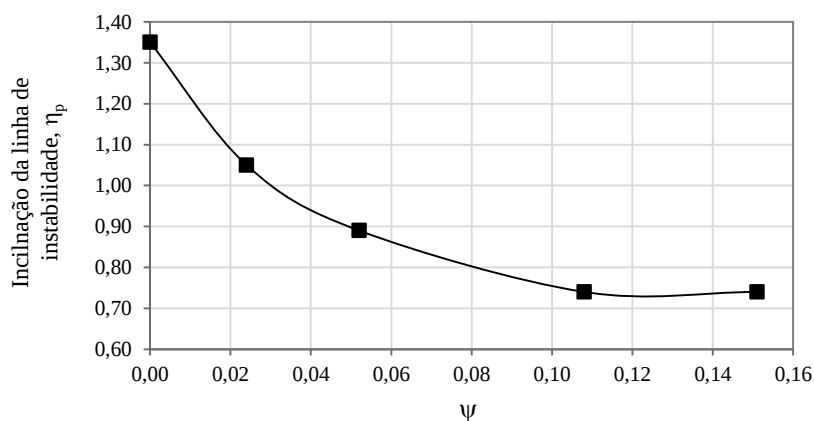


Figura 3.10 - Relação entre a inclinação da linha de instabilidade e o parâmetro de estado (adaptado de CHU *et al.*, 2012)

Resultado similar foi encontrado por CARRERA *et al.* (2011) ao estudarem a localização dos pontos de q máximo dos caminhos de tensões efetivas de ensaios CIU realizados em corpos de prova “fofos” do rejeito de Stava. Os autores observaram que esses pontos encontravam-se na região limitada pela linha de regime permanente e pela

linha reta que unia a origem do gráfico aos picos dos caminhos de tensões dos ensaios que alcançavam tensões efetivas iguais (ou próximas a) zero no estado de regime permanente. Nestes casos a IL equivale à linha de colapso (que também passará pela origem) e sua inclinação torna-se única e independente do valor do parâmetro de estado. Este seria, portanto, um limite inferior para η_p , como o encontrado por CHU *et al.*, 2012.

Conforme discutido, a inicialização da instabilidade requer então que os estados de tensões de alguns planos no elemento de solo estejam localizados dentro, ou que sejam levados para dentro, da região de instabilidade potencial (LADE & YAMAMURO, 2011). É importante ressaltar, no entanto, que a linha de instabilidade por si só não é um mecanismo deflagrador da instabilidade (LADE & YAMAMURO, 2011), mas que alguns pré-requisitos como a direção do carregamento e o controle de variáveis devem ser atendidos (CHU *et al.*, 2012), conforme será visto nos itens a seguir.

(a) Instabilidade sob condições drenadas

LADE & YAMAMURO (2011) pontuam que as areias são perfeitamente estáveis, mesmo acima da linha de instabilidade, enquanto o carregamento for mantido drenado. A Figura 3.11(a) apresenta um ensaio realizado por LEONG *et al.* (2000), onde um corpo de prova, consolidado para uma tensão efetiva igual a 150 kPa foi cisalhado de forma drenada até alcançar uma razão $\sigma'_1/\sigma'_3=3$ ou $q/p'=1,2$, sendo este estado representado pelo ponto A na figura, dentro da região de instabilidade potencial (entre a IL e a SSL). Neste instante a tensão desviadora passou a ser mantida constante e foi permitido ao corpo de prova deformar sob condição totalmente drenada. Observa-se nos gráficos da Figura 3.11(b) que tanto a deformação axial quanto a volumétrica logo se tornaram constantes, demonstrando que o corpo de prova se manteve perfeitamente estável durante as condições do ensaio.

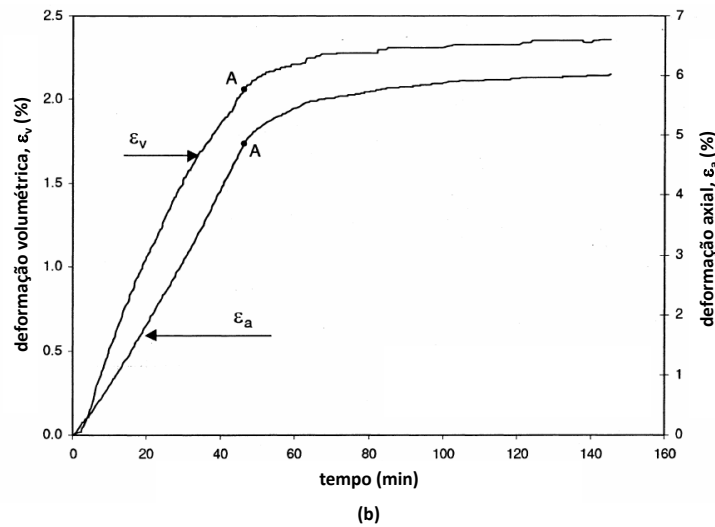
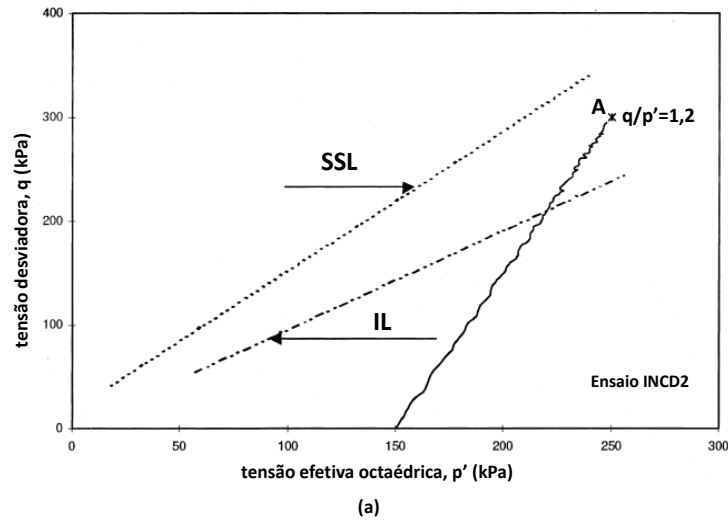


Figura 3.11 - Estabilidade em ensaio drenado, mesmo no interior da região de instabilidade potencial (LEONG *et al.*, 2000)

CHU *et al.* (2012) pontuam, no entanto, que a areia não permanece estável para todas as situações de cisalhamento sob condição drenada. A Figura 3.12 apresenta os resultados de um ensaio do tipo CSD (*Constant Shear Drained*) realizado pelos autores em um corpo de prova de areia. O ensaio CSD é um tipo de ensaio no qual os caminhos de tensão efetiva apresentam tensão cisalhante constante e redução da tensão efetiva octaédrica. O corpo de prova do ensaio apresentado foi consolidado isotropicamente para uma tensão efetiva igual a 150 kPa e cisalhado de forma drenada até alcançar um estado de tensões cujo valor de q/p' fosse igual a 0,81, representado pelo ponto A da Figura 3.12. O corpo de prova foi então submetido a uma redução na sua tensão confinante, sob uma taxa constante de 1 kPa/min, mantendo a condição drenada do ensaio. Observa-se que o caminho de tensões segue horizontalmente para a esquerda,

até alcançar o ponto B, imediatamente após a IL (Figura 3.12a). Durante este intervalo as deformações axial e volumétrica se mantiveram aproximadamente constantes (Figura 3.12b). No entanto, a partir do momento que o caminho de tensões alcança o ponto B, há um rápido aumento na taxa de deformação axial (Figura 3.12b,c) e na área da seção transversal do corpo de prova, tornando difícil o controle da tensão desviadora (CHU *et al.*, 2012). O corpo de prova não é mais controlável e o ensaio apresenta um declínio no caminho de tensões (CHU *et al.*, 2012). Observa-se então que o CP se apresentou estável durante o ensaio CSD somente enquanto o estado de tensões se manteve abaixo da linha de instabilidade. Ao alcançar o ponto B, sobre a IL, o corpo de prova logo apresentou características de instabilidade.

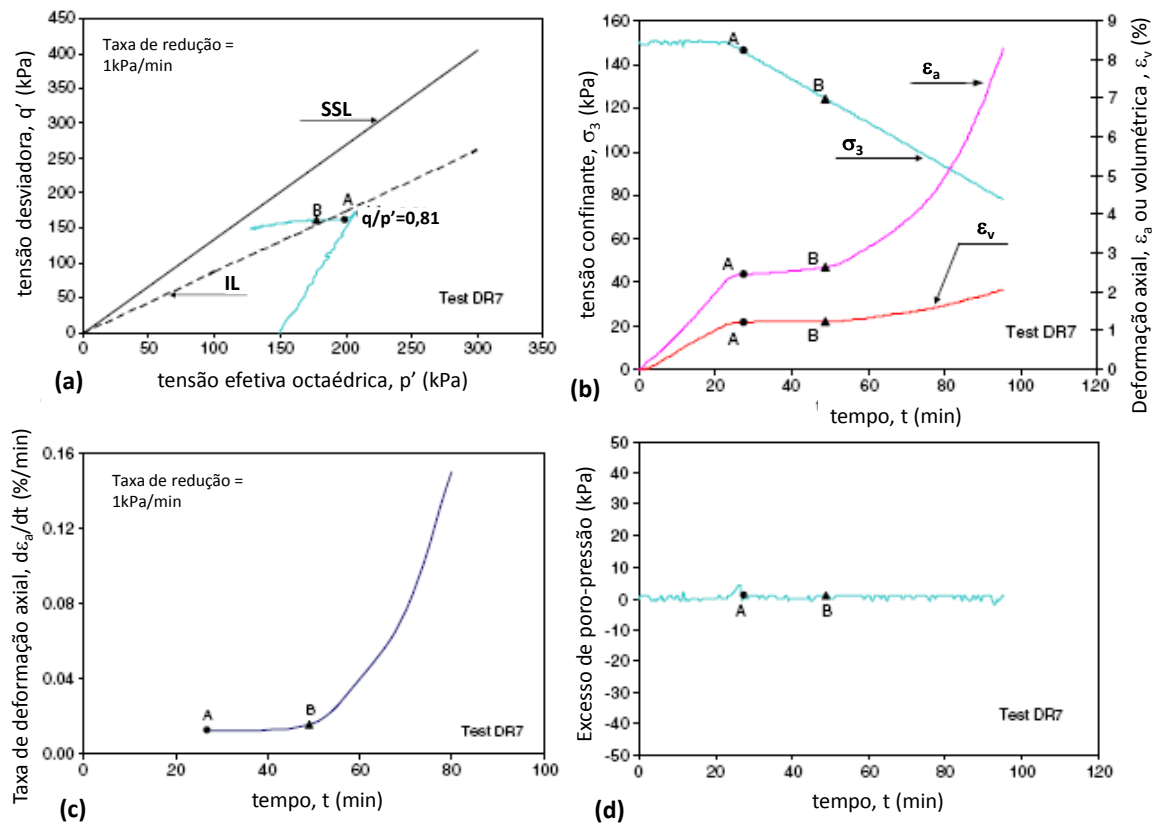


Figura 3.12 - Instabilidade sob condições de cisalhamento drenado: ensaio CSD (CHU *et al.*, 2012)

(b) Instabilidade sob condições não drenadas

CHU *et al.* (2012) realizaram então outros dois ensaios de forma similar aos apresentados anteriormente.

Dois corpos de prova com índices de vazios após a consolidação iguais a 0,967 foram cisalhados ao longo de caminhos de tensões drenados até alcançar os estados de tensões efetivas representados pelos pontos A e C da Figura 3.13. Os valores dos índices de vazios nos pontos A e C são, respectivamente, iguais a 0,973 e 0,958. Observa-se que o ponto A encontra-se abaixo da linha de instabilidade traçada na figura, e o ponto C encontra-se acima, no interior da região de instabilidade potencial. A partir deste momento a tensão total octaédrica e a tensão desviadora foram mantidas constantes, mas a válvula de drenagem foi fechada. A Figura 3.13(b) e (c) apresentam como se deu a deformação axial e a geração de excesso de poro-pressão, a partir dos pontos A e C, quando a condição não drenada foi imposta. Observa-se que o ensaio UD01(Ponto A) deformou axialmente menos de 1% e estabilizou, gerando um excesso de poro-pressão de cerca de 30 kPa e alcançando o estado de tensões efetivas em B. Pode-se notar que o ensaio UD02 que, por outro lado, encontrava-se acima da linha de instabilidade, apresentou aumento súbito na deformação axial e na geração de excesso de poro-pressão imediatamente após o fechamento da drenagem, caracterizando a condição de instabilidade, e resultando na liquefação do corpo de prova. Os autores pontuaram ainda que, quando a instabilidade ocorreu, o corpo de prova colapsou e o ensaio tornou-se incontrolável.

Embora tenha sido visto que a instabilidade pode ocorrer em areias fofas tanto em condições de cisalhamento drenado quanto não drenado, CHU *et al.*(2012) pontuam que os dois tipos de instabilidade são diferentes. Enquanto que a instabilidade sob condições não drenadas ocorre na forma de um colapso quase que instantâneo, o mesmo não ocorre para condições de carregamento drenadas. CHU *et al.*(2012) pontuam que isso se dá devido ao fato das tensões efetivas ou poro-pressões em condições não drenadas de instabilidade serem reduzidas a uma taxa muito mais elevada do que em condições de instabilidade drenada, o que resulta no desenvolvimento diferenciado de taxas de deformação em ambos os casos.

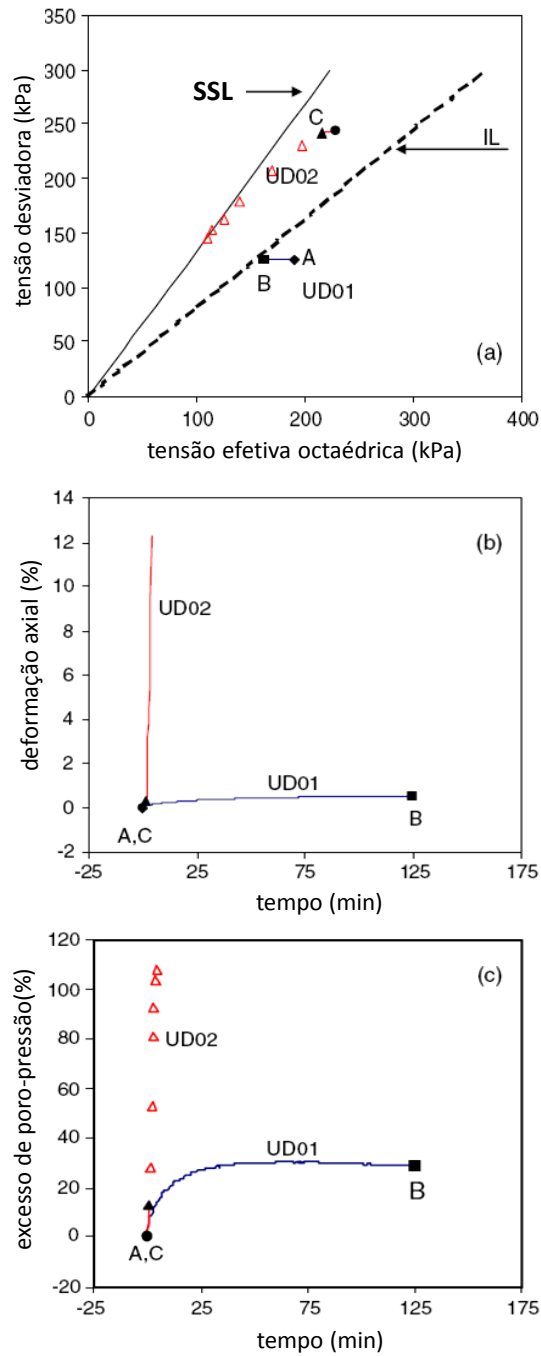


Figura 3.13 - Instabilidade em ensaios não drenados (CHU *et al.*, 2012)

3.2.3. Índice de fragilidade não drenada (*Undrained Brittleness Index*)

O índice de fragilidade não drenada (I_{Bu}) foi definido por BISHOP (1967,1973) como

$$I_{Bu}(\%) = \frac{S_{u,p} - S_{u,ss}}{S_{u,p}} \cdot 100 \quad [\text{Equação 3.3}]$$

onde

I_{Bu} é o índice de fragilidade não drenada

$S_{u,p}$ é o valor da resistência não drenada no pico

$S_{u,ss}$ é o valor da resistência não drenada alcançada no estado de regime permanente

O índice calcula a fração que a redução da resistência não drenada, durante o cisalhamento não drenado, representa do valor máximo alcançado no ensaio, de tal forma que ele apresenta um meio de expressar a severidade da liquefação.

O índice de fragilidade não drenada poderia ser representado de forma esquemática como a proporção que a seta azul representa da seta vermelha na Figura 3.14. Solos que não sofrem perda de resistência pós-pico não possuem seta azul e, por definição, $I_{Bu}=0$. Ao contrário, solos que sofreram liquefação até alcançar tensões efetivas nulas, ou muito próximas de nulas, possuem a seta azul igual à vermelha, e, portanto, $I_{Bu}=100\%$.

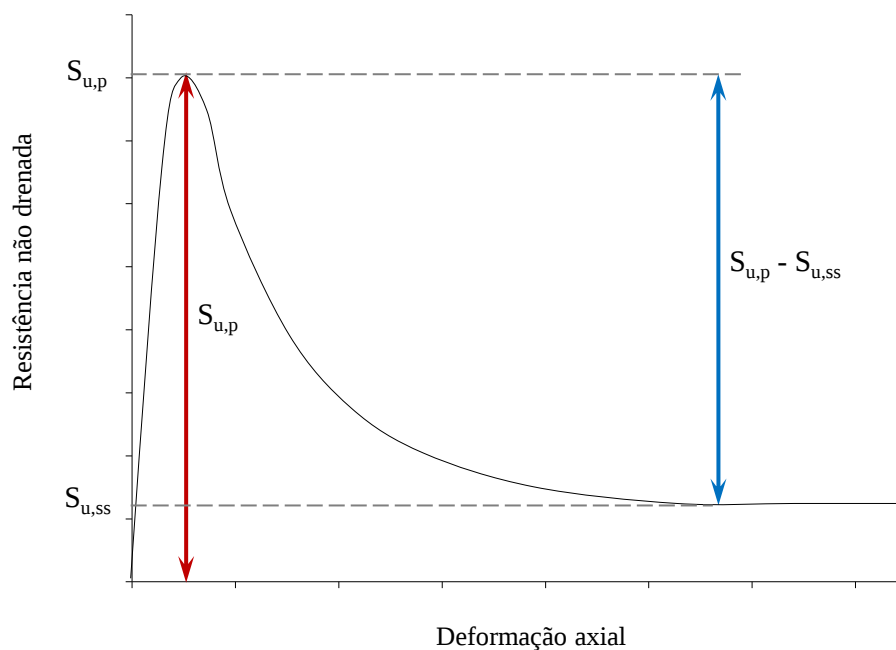


Figura 3.14 - Representação esquemática do índice de fragilidade não drenada

O índice de fragilidade não drenada é muito utilizado na literatura em estudos sobre materiais com potencial de liquefação. SLADEN *et al.* (1985) observaram que esse índice aparentava ser, para todas as areias, uma relação razoavelmente única da razão p'_o/p'_{ss} . Novos dados, com outras areias, foram adicionados posteriormente a essa relação por SLADEN & OSWELL (1989) e SADREKARIMI & OLSON (2011b). O

resultado encontra-se apresentado na Figura 3.15. SADREKARIMI & OLSON (2011b) pontuam que essa relação também é válida para corpos de prova cisalhados em ensaios ringshear não drenados, considerando a razão entre as tensões normais ao invés das tensões octaédricas.

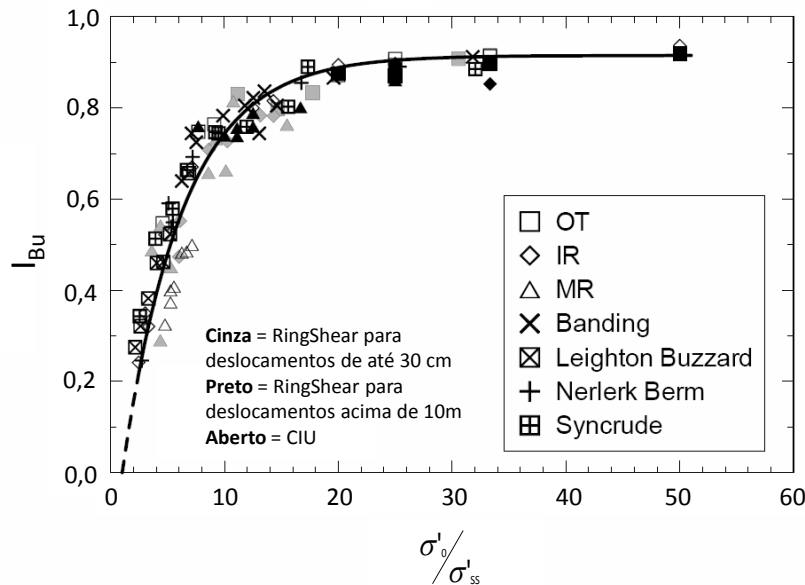


Figura 3.15 - Relação entre I_{Bu} e a razão entre as tensões efetivas inicial e no estado de regime permanente de corpos de prova cisalhados de forma não drenada em ensaios triaxial e ringshear (SADREKARIMI & OLSON, 2011b)

BEEN & JEFFERIES (2016) apresentaram a relação entre o índice de fragilidade não drenada e o parâmetro de estado normalizado pelo valor de λ , para 14 materiais encontrados na literatura (Figura 3.16). Essa relação foi inicialmente apresentada por HIRD & HASSONA (1990), e os autores pontuam que a divisão do parâmetro de estado pelo valor de λ tem o objetivo de normalizar o diagrama pelo efeito da compressibilidade dos materiais.

Observa-se na Figura 3.16 que, para um mesmo material, o índice de fragilidade não drenada cresce com o aumento do parâmetro de estado. Isso se deve diretamente ao fato de que maiores parâmetros de estado resultam em maiores reduções na tensão desviadora devido ao amolecimento do material e, por consequência, quanto maior for essa redução, maior será o valor de I_{Bu} .

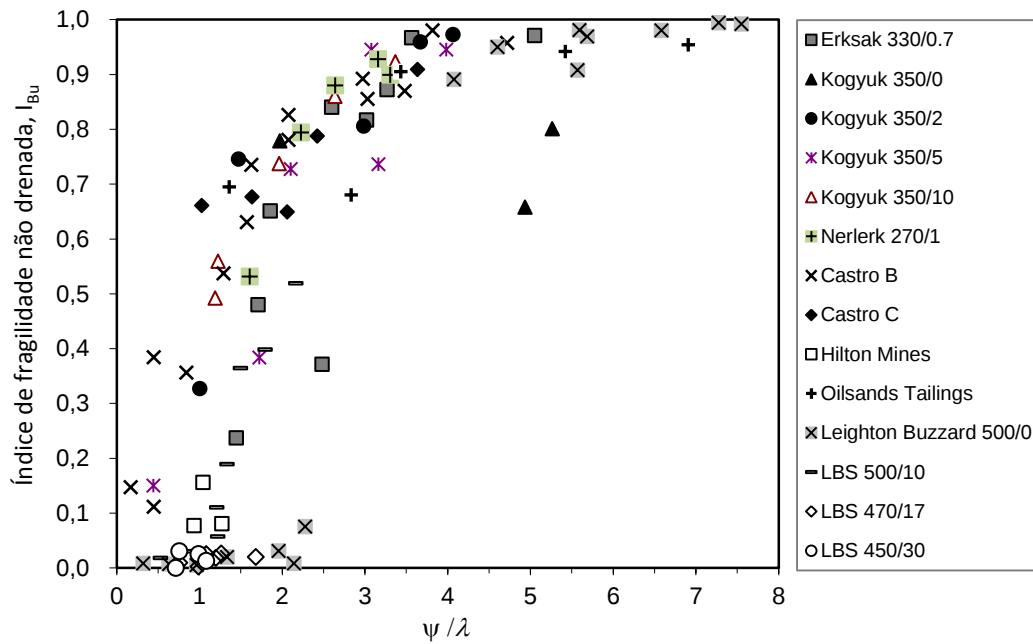


Figura 3.16 - Relação entre o índice de fragilidade não drenada e o parâmetro de estado normalizado pela inclinação da SSL (BEEN & JEFFERIES, 2016)

SADREKARIMI & OLSON (2011b) também apresentam uma relação entre a resistência não drenada no estado de regime permanente ($S_{u,ss}$) normalizada pela tensão efetiva inicial dos corpos de prova, e o índice de fragilidade não drenada. Segundo os autores essa relação aparenta ser única, e independe do tipo de areia, modo de cisalhamento, método de deposição, e quebra de grãos. A Figura 3.17 apresenta o resultado encontrado pelos autores. Ressalta-se que σ'_c representa a tensão efetiva vertical nos ensaios Ring Shear e a tensão efetiva octaédrica no ensaio triaxial.

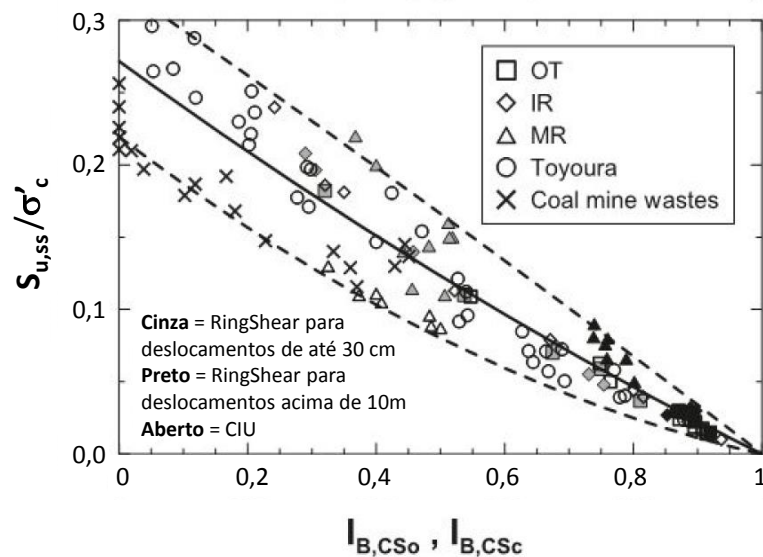


Figura 3.17 - Relação entre a razão $S_{u,ss}/\sigma'_c$ e o índice de fragilidade não drenada (SADREKARIMI & OLSON, 2011b).

A relação média entre $S_{u,ss}/\sigma'_c$ determinada a partir da Figura 3.17 é dada pela expressão quadrática (SADREKARIMI & OLSON, 2011a):

$$\frac{S_{u,ss}}{\sigma'_c} = 0,05I_{Bu}^2 - 0,32I_{Bu} + 0,27 \quad [\text{Equação 3.4}]$$

4. APRESENTAÇÃO DA ÁREA E MATERIAL DE ESTUDO

4.1. APRESENTAÇÃO DA ÁREA

A área de estudo faz parte da unidade industrial de Germano, pertencente à Samarco Mineração S.A., situada no município de Mariana, em Minas Gerais. A unidade de Germano é responsável pela lavra e beneficiamento do material bruto proveniente das minas, cujo produto concentrado, em forma de polpa, é transportado via mineroduto até a usina de Ponta Ubu, em Anchieta, no Espírito Santo (REZENDE, 2013).

Na etapa de beneficiamento são gerados dois tipos principais de rejeitos: o rejeito fino, conhecido como lama, e o rejeito arenoso. Com o objetivo de armazenamento deste rejeito, a unidade de Germano possuía três diferentes barragens: a Barragem de Germano, a do Fundão, e a de Santarém. As duas primeiras eram responsáveis pelo armazenamento da lama e do rejeito arenoso, e na terceira era armazenada a água utilizada no processo.

O rejeito estudado neste trabalho é o rejeito arenoso proveniente da Barragem do Fundão, que teve sua ruptura em novembro de 2015. A barragem era dividida em dois diques, onde um armazenava o rejeito em forma de lama e o outro a parcela arenosa do rejeito. A Figura 4.1 apresenta como era a barragem de estudo e os reservatórios que a compunham.



Figura 4.1 - Imagem de satélite da Barragem do Fundão em 2015, com os reservatórios que a compunham (adaptado de FLÓREZ, 2015)

4.2. AMOSTRAGEM

Os estudos realizados nesse rejeito tiveram início na tese de FLÓREZ (2015). Em seu trabalho, a autora realizou uma série de procedimentos em laboratório que simulassem alterações que o rejeito poderia sofrer após deposição na barragem. Essas alterações consistiram em ciclos de saturação e secagem, ciclos de temperatura e pressão, passagem de tempo (em laboratório), passagem de tempo (em ambiente externo), e separação magnética (porcentagens de ferro mínima e máxima).

A amostragem do material foi realizada em 2013, e é descrita detalhadamente por aquela autora em seu trabalho. A amostragem foi realizada por membros da própria mineradora, e as amostras foram transportadas até o laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. A Figura 4.2 apresenta os locais de retirada das amostras do rejeito utilizado neste estudo. Observa-se que elas foram retiradas da região da praia da barragem, pertencente ao Dique 1.



Figura 4.2 - Locais de retirada das amostras na barragem (FLÓREZ, 2015)

4.3. APRESENTAÇÃO DO REJEITO ESTUDADO

Devido à pesquisa ter se iniciado com o trabalho de FLÓREZ (2015), diversos ensaios já haviam sido realizados no material. A autora citada caracterizou o rejeito física, química, e mineralogicamente, antes e após os procedimentos de alteração, e também analisou possíveis mudanças em seu comportamento mecânico a partir da

realização de ensaios triaxiais de compressão, não drenados, em corpos de prova nas condições inalterada e após alterações.

Os parâmetros analisados por FLÓREZ (2015) durante a caracterização foram:

- Caracterização física: granulometria e massa específica dos grãos
- Caracterização química: porcentagens de ferro, sílica, óxido de alumínio e outros compostos químicos, e microscopia eletrônica por varredura (MEV)
- Caracterização mineralógica: análises de difração de raios-X (DRX)

Nesta dissertação somente serão utilizados os resultados dos ensaios apresentados por FLÓREZ (2015) realizados nas condições inalterada e após as passagens de tempo em laboratório. Assim, serão apresentados a seguir, de forma resumida, alguns resultados destas etapas de caracterização do rejeito.

4.3.1. Caracterização do rejeito inalterado

A caracterização física e química do rejeito inalterado foi realizada a partir de 30 amostras retiradas da barragem. A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos resultados encontrados.

Tabela 4.1 - Resumo da caracterização física e química do rejeito inalterado (adaptado de FLÓREZ, 2015)

Ensaio				Rejeito inalterado
CARACTERIZAÇÃO	Física	Granulometria (%)	Argila	1
			Silte	29
			Areia fina	60
			Areia média	10
			Areia grossa	0
		G_s		$2,85 \pm 0,06$
	Química	Fe (%)		$9,66 \pm 2,21$
		SiO ₂ (%)		$85,77 \pm 3,29$
		Al ₂ O ₃ (%)		$0,06 \pm 0,05$
		Microscopia - MEV		Partículas de ferro e sílica

Os resultados da microscopia eletrônica de varredura encontram-se apresentados na Figura 4.3 através das fotografias do rejeito, ampliadas de 35 a 1500 vezes, onde se observam as presenças de sílica e óxidos de ferro. O ensaio de difração de raios-X confirmou o resultado da MEV, identificando o mineral quartzo e os óxidos de ferro hematita e goethita (FLÓREZ, 2015).

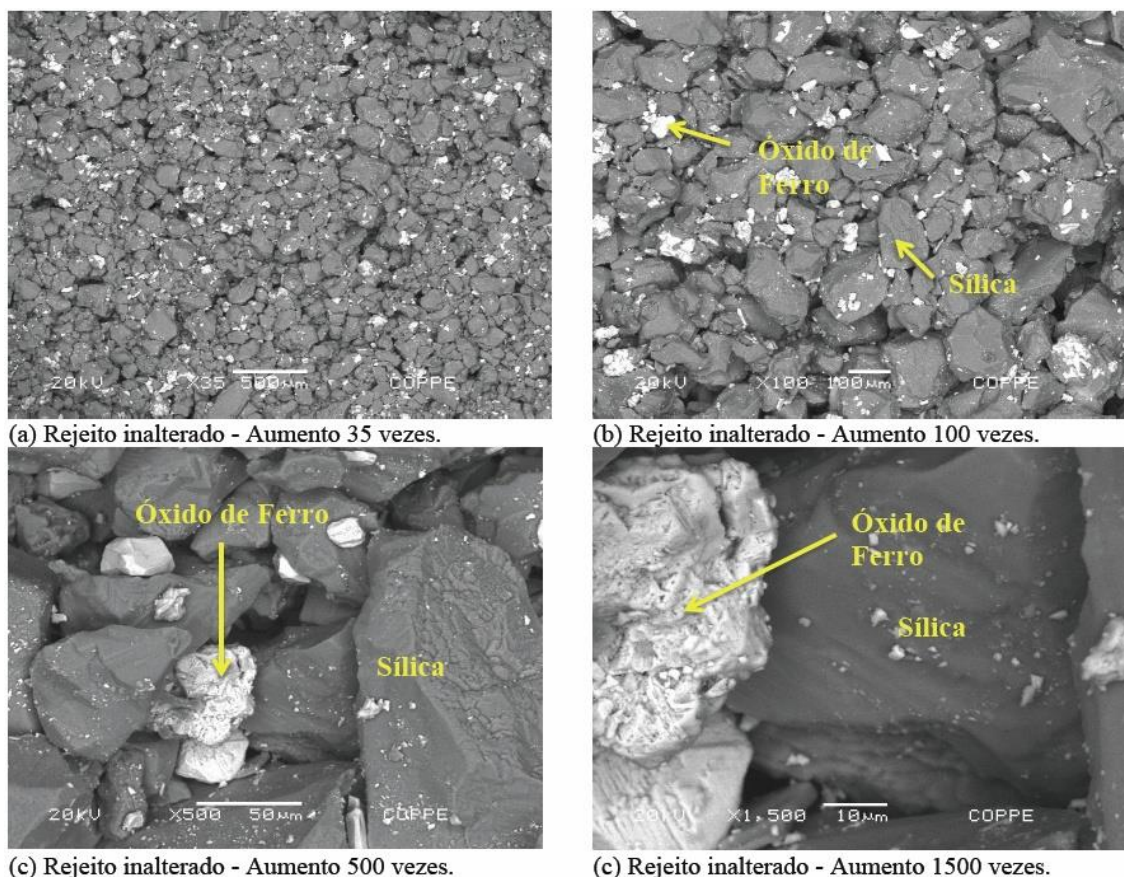


Figura 4.3 - Fotografias do rejeito inalterado, obtidas pela MEV (FLÓREZ, 2015)

4.3.2. Caracterização do rejeito após envelhecimento (100 e 200 dias)

Para simular as condições do rejeito após envelhecimento, os corpos de prova foram moldados de forma similar aos corpos de prova analisados como “rejeito inalterado”. No entanto, após moldagem, eles foram deixados dentro do molde na câmara úmida por tempos de 100 e 200 dias em condições de temperatura de 26 a 30°C e umidade do ar entre 70 e 90%, e isolados do ambiente externo (FLÓREZ, 2015). Maiores detalhes sobre procedimentos de moldagem podem ser encontrados em

FLÓREZ (2015) e no capítulo 5 deste trabalho. A partir desses corpos de prova foram realizados todos os ensaios de caracterização e os ensaios triaxiais para esses tempos.

FLÓREZ (2015) pontua que não foram observadas alterações visíveis nem formação de ligações, precipitados ou novas substâncias minerais entre os grãos do rejeito durante as microscopias eletrônicas de varredura realizadas, obtendo assim os mesmos resultados que o rejeito na condição inalterada.

A autora citada também realizou ensaios DRX no rejeito envelhecido e encontrou padrões similares aos do rejeito inalterado, isto é, após 100 e 200 dias eles apresentavam os mesmos minerais que o rejeito inalterado.

Os resultados encontrados durante a fase de caracterização dos rejeitos após a passagem de tempo encontram-se resumidos na Tabela 4.2, junto com os valores já apresentados do rejeito inalterado, para comparação.

Tabela 4.2 - Resultados encontrados na caracterização física, química e mineralógica do rejeito estudado nas condições inalterada e após envelhecimento (adaptado de FLÓREZ, 2015)

Ensaio				Rejeito inalterado	Envelhecimento	
					100 dias	200 dias
CARACTERIZAÇÃO	Física	Granulometria (%)	Argila	1	0	0
			Silte	29	20	14
			Areia fina	60	71	75
			Areia média	10	9	11
			Areia grossa	0	0	0
		G _s		2,85 ± 0,06	2,818	2,805
	Química	Fe (%)		9,66 ± 2,21	8,88	8,81
		SiO ₂ (%)		85,77 ± 3,29	87,1	86,65
		Al ₂ O ₃ (%)		0,06 ± 0,05	0,14	0,14
		Microscopia - MEV		Partículas de ferro e sílica	Partículas de ferro e sílica (similar ao rejeito inalterado)	Partículas de ferro e sílica (similar ao rejeito inalterado)
	Mineralógica	DRX		Quartzo, hematita e goethita	Quartzo, hematita e goethita	Quartzo, hematita e goethita

5. METODOLOGIA UTILIZADA

Os ensaios realizados no rejeito estudado foram divididos em três grupos: ensaios de caracterização, ensaios de adensamento unidimensional, e ensaios triaxiais. A metodologia utilizada nos ensaios de cada um desses grupos encontra-se apresentada nos itens a seguir.

5.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A caracterização do rejeito foi feita através de análise granulométrica (ensaio de peneiramento e sedimentação com defloculante), determinação da massa específica dos sólidos, e determinação dos índices de vazios mínimo e máximo. As normas utilizadas em cada um dos ensaios estão discriminadas a seguir.

- Peneiramento e sedimentação:
NBR 7181:2016 – Solo – Análise Granulométrica (ABNT, 2016b)
- Determinação da massa específica dos sólidos:
NBR 6458:2016 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água (ABNT, 2016a)
- Determinação da densidade seca máxima (índice de vazios mínimo):
ASTM D4253-00 - Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table (ASTM, 2000a)

Para determinação do índice de vazios máximo teve que ser adotada uma metodologia diferente das apresentadas pela norma ASTM-D4254 (ASTM, 2000b), visto que, mesmo após a realização dos três métodos sugeridos por ela, o índice de vazios ainda se encontrava muito inferior ao esperado para esse material. Detalhes da metodologia utilizada podem ser encontrados em SILVA (2017).

5.2. ENSAIOS DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

Os ensaios de adensamento unidimensional foram realizados por SILVA (2017). Os corpos de prova foram moldados com o rejeito seco e destorroado, utilizando o método da pluviação. Antes do início dos ensaios os corpos de prova foram deixados saturando por 72 horas. Para o ensaio com índice de vazios inicial igual a 0,7, cada ciclo

de carregamento e descarregamento foi feito em 48h para análise do tempo de estabilização deste material. Para o ensaio com índice de vazios igual a 0,8, cada ciclo de carregamento e descarregamento foi feito em 24h. A metodologia completa utilizada nos ensaios de adensamento unidimensional encontra-se em SILVA (2017).

5.3. ENSAIOS TRIAXIAIS

5.3.1. Distribuição dos ensaios realizados

Os ensaios triaxiais utilizados neste trabalho foram divididos em duas campanhas. A primeira foi realizada por FLÓREZ (2015) e consistiu de 20 ensaios do tipo CIU divididos em quatro diferentes idades, denominados por inalterado (0 dias), 100 dias, 200 dias e 600 dias, sendo esses tempos medidos a partir da moldagem do corpo de prova, conforme metodologia descrita no item 4.3.2 deste trabalho, e mais detalhadamente apresentada por FLÓREZ (2015). A segunda campanha de ensaios foi executada para este trabalho, e consistiu de 4 ensaios do tipo CID e 7 ensaios CIU, com medição de poro-pressão gerada. Ao todo as duas etapas contabilizaram um total de 31 ensaios triaxiais. A Tabela 5.1 apresenta a distribuição desses ensaios, por tipo de drenagem (CID e CIU) e tensão efetiva após a consolidação (p'_0).

Os sete ensaios CIU realizados para essa pesquisa foram moldados de forma a obter corpos de prova com diferentes parâmetros de estado.

Tabela 5.1 - Distribuição dos ensaios triaxiais realizados

Tipo de ensaio	Tensão efetiva após a consolidação (p'_0)						Total
	50kPa	100kPa	150kPa	300kPa	400kPa	500kPa	
CID	-	1	1	1	-	1	4
CIU	5	-	6	7	1	8	27
Total	5	1	7	8	1	9	31

5.3.2. Identificação dos corpos de prova

As duas campanhas são referenciadas neste trabalho utilizando as autoras como forma de identificação. Além disso, os ensaios triaxiais realizados por FLÓREZ (2015) também são identificados pelo tempo, e os ensaios realizados por esta autora diferem na forma de drenagem. Assim, a nomenclatura utilizada para identificar os corpos de prova foi dividida em três termos, da seguinte forma:

[Autora]-[tempo ou tipo de drenagem]-[tensão de consolidação]

Quando os três termos eram repetidos, isto é, quando se fez ensaio em mais de um corpo de prova com as mesmas características e as mesmas tensões, acrescentou-se ao final os números (1), (2) ou (3), para identificar se era o primeiro, o segundo, ou o terceiro corpo de prova cisalhado com essa tensão. A seguir encontram-se quatro exemplos de identificação dos corpos de prova e o que elas significam.

- **F-0d-150:** Ensaio realizado por FLÓREZ (2015), no rejeito inalterado, com tensão confinante efetiva igual a 150 kPa
- **F-600d-300(2):** Ensaio realizado por FLÓREZ (2015), no rejeito de 600 dias, com tensão confinante efetiva igual a 300 kPa (segundo corpo de prova com essa tensão)
- **T-D-150:** Ensaio realizado por esta autora (TELLES), drenado, com tensão confinante efetiva igual a 150 kPa
- **T-U-500(3):** Ensaio realizado por esta autora, não drenado, com tensão confinante efetiva igual a 500 kPa (terceiro corpo de prova)

5.3.3. Moldagem dos corpos de prova

Os corpos de prova foram moldados por dupla compactação estática. O conjunto utilizado na moldagem era formado por um molde cilíndrico, de diâmetro interno igual a 5,1 cm, dois colares com encaixes para o molde, dois êmbolos, e um anel de PVC bipartido, como apresentado na Figura 5.1. A montagem desse conjunto consistia, de baixo para cima, no êmbolo inferior, no anel de PVC, no colar inferior, de forma que esse ficasse apoiado no anel e com uma certa distância até o êmbolo, no cilindro, no colar superior e, somente após a colocação do rejeito, no êmbolo superior.

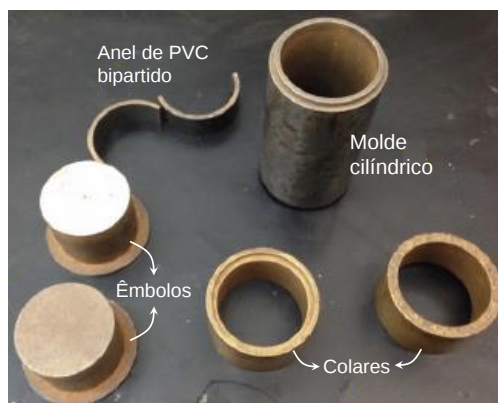


Figura 5.1 - Conjunto utilizado na moldagem dos corpos de prova (adaptado de FLÓREZ, 2015)

Antes da montagem do conjunto, o cilindro e os colares eram internamente untados com uma fina camada de vaselina, para reduzir o atrito entre o corpo de prova e as paredes do molde.

A etapa seguinte consistia então em misturar o rejeito seco e destorroado com água destilada, e prosseguir com a homogeneização do material. Essa água era utilizada apenas para que o corpo de prova tivesse coesão aparente suficiente para sustentação própria. Segundo testes realizados por FLÓREZ (2015), o teor de umidade do material deveria estar em torno de 16%. De forma a obter uma variação nos índices de vazios após as moldagens, e com o objetivo de alcançar um intervalo maior de parâmetros de estado, os corpos de prova desta pesquisa foram moldados com teores de umidade entre 12 e 16%.

Após homogeneização, o rejeito era colocado dentro do cilindro com o auxílio de uma colher, de forma que ocupasse todo o seu interior e parte dos colares, alcançando assim um volume inicial superior ao que deveria ser obtido no final da compactação. Em seguida utilizava-se uma prensa hidráulica para empurrar os êmbolos superior e inferior, reduzindo o volume ocupado pelo material dentro do cilindro. A Figura 5.2(a) apresenta o conjunto antes da compactação, com os êmbolos ainda parcialmente fora dos colares, e (b) após a compactação, com ambos os êmbolos no interior dos colares e parcialmente dentro do cilindro. As regiões hachuradas da figura representam esquematicamente as regiões que o material ocupa dentro do conjunto, antes e após a compactação.



Figura 5.2 - (a) Conjunto antes da compactação; (b) Conjunto após a compactação

A extração do corpo de prova do interior do cilindro era feita lentamente utilizando um macaco hidráulico, que o extrudava de baixo para cima (Figura 5.3). Em seguida o CP era pesado, medido com um paquímetro, e colocado sobre um papel filtro e uma pedra porosa em cima do pedestal da câmara triaxial. Colocava-se então outro papel filtro e outra pedra porosa, no topo do corpo de prova, depois o envolvia lateralmente por um papel filtro e por último por uma membrana de látex. A Figura 5.4 apresenta o corpo de prova no interior da câmara triaxial, imediatamente antes do enchimento dela.

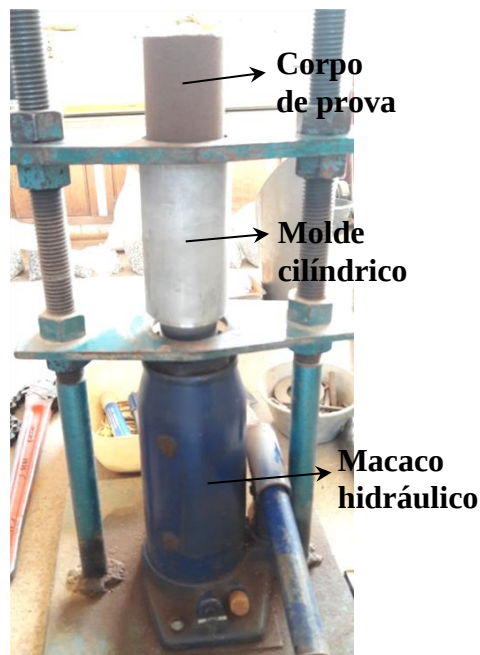


Figura 5.3 - Extração do corpo de prova utilizando um macaco hidráulico



Figura 5.4 - Corpo de prova no interior da câmara triaxial, envolto por papel filtro e uma membrana de látex

A moldagem do corpo de prova foi realizada de forma similar à executada por FLÓREZ (2015), exceto que na homogenização foi utilizada água destilada ao invés do fluido oriundo do rejeito.

5.3.4. Fases de saturação, consolidação, e cisalhamento

As fases de saturação, consolidação e cisalhamento de todos os corpos de prova foram realizadas no laboratório da COPPE/UFRJ utilizando os equipamentos LoadTrac II e FlowTrac II, fabricados pela Geocomp. A Figura 5.5 apresenta uma foto dos equipamentos utilizados, durante a execução de um dos ensaios.



Figura 5.5 - Equipamentos utilizados na realização dos ensaios triaxiais

A saturação do corpo de prova foi feita em duas etapas. Primeiramente o corpo de prova, na câmara triaxial, era submetido a uma pequena diferença de carga hidráulica entre sua base e topo, de forma a gerar um fluxo vertical dentro dele. Em seguida a saturação se deu por contra-pressão, até alcançar um parâmetro B de pelo menos 0,95.

Após a saturação os corpos de prova foram consolidados isotropicamente, enquanto era controlado o volume de água que saía dos mesmos.

A fase de cisalhamento se deu imediatamente após o final da consolidação. Os ensaios foram realizados com deformação controlada, e os corpos de prova foram cisalhados até uma deformação axial entre 16 e 21%, de forma a alcançar o estado de regime permanente. A velocidade de deformação utilizada nos ensaios foi a mesma para os ensaios CID e CIU, e a mesma utilizada por FLÓREZ (2015), sendo igual a 0,0534 %/min (cerca de 0,053 mm/min).

5.3.5. Determinação dos índices de vazios

Os índices de vazios foram determinados em três diferentes momentos dos ensaios triaxiais: após a moldagem, após a consolidação, e no estado de regime permanente. O índice de vazios no início do cisalhamento é igual ao do final da fase de consolidação.

Para a determinação do índice de vazios de moldagem (e_m) de cada corpo de prova, foi determinada a umidade do rejeito após cada homogeneização, imediatamente antes da moldagem. A homogeneização era feita em uma quantidade maior de rejeito, além da que seria utilizada no CP, de forma que o material excedente fosse dividido em três cápsulas e levado à estufa por pelo menos 24 horas.

O índice de vazios no final da consolidação (e_0) foi calculado como o índice de vazios de moldagem menos a redução de volume da fase de adensamento, considerado como equivalente ao volume medido de água que saiu do corpo de prova durante a consolidação.

O índice de vazios no estado de regime permanente (e_{ss}) para o ensaio CIU foi considerado como sendo igual ao índice de vazios no início do cisalhamento, visto que o cisalhamento ocorre sem drenagem. Já o índice de vazios no estado de regime permanente para o ensaio CID foi calculado considerando a variação de volume do corpo de prova durante o cisalhamento, a partir do volume medido de água que entrou ou saiu do corpo de prova.

Os valores de todos os índices de vazios determinados para cada corpo de prova serão apresentados no próximo capítulo.

5.3.6. Cálculo da tensão desviadora

Conforme o corpo de prova deforma durante o cisalhamento, a área da sua seção transversal muda, sendo essa área função da deformação ocorrida. HEAD (1986) pontua que a correção da área a ser aplicada para a determinação da tensão desviadora depende do modo de ruptura do corpo de prova durante o ensaio, isto é, se ele vai romper em formato de barril, ou sob uma única superfície plana.

O rejeito estudado nesse trabalho deforma em formato de barril, como pode ser observado na Figura 5.6. Nesse caso, para o cálculo da área corrigida, é considerado que o corpo de prova se deforma como um cilindro reto e, para condição de cisalhamento não drenado, a área da seção transversal devido à deformação do corpo de prova é calculada por (HEAD, 1982)

$$A = \frac{A_C}{1 - \varepsilon_a}$$

onde A é a área da seção transversal corrigida, A_C é a área da seção transversal no início do cisalhamento, e ε_a é a deformação axial do corpo de prova.

Em ensaios CID, além da deformação axial, deve-se levar em consideração a deformação volumétrica do corpo de prova durante o cisalhamento. Assim, a área da seção corrigida é dada por (HEAD, 1986)

$$A = \left(\frac{1 - \varepsilon_{vol}}{1 - \varepsilon_a} \right) \cdot A_C$$

sendo ε_{vol} a deformação volumétrica do corpo de prova durante o cisalhamento.

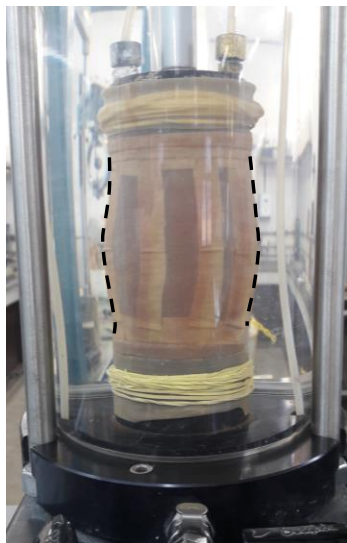


Figura 5.6 - Corpo de prova apresentando formato de barril durante o ensaio triaxial, após ruptura

6. RESULTADOS DOS ENSAIOS REALIZADOS

6.1. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Para a caracterização do rejeito foram realizados ensaios de peneiramento, sedimentação, determinação do peso específico dos sólidos, e determinação dos índices de vazios mínimo e máximo. Os resultados encontram-se apresentados a seguir.

6.1.1. Análise granulométrica

A Figura 6.1 apresenta a curva granulométrica determinada para o rejeito estudado. Observa-se que ele é constituído de 69% de areia e 31% de silte, sendo classificado como uma areia siltosa. A partir da curva foram determinados o teor de finos (FC=38%), e os valores de D_{50} (0,09mm), do coeficiente de não uniformidade (CNU=3,45) e do coeficiente de curvatura (CC=1,12) do material.

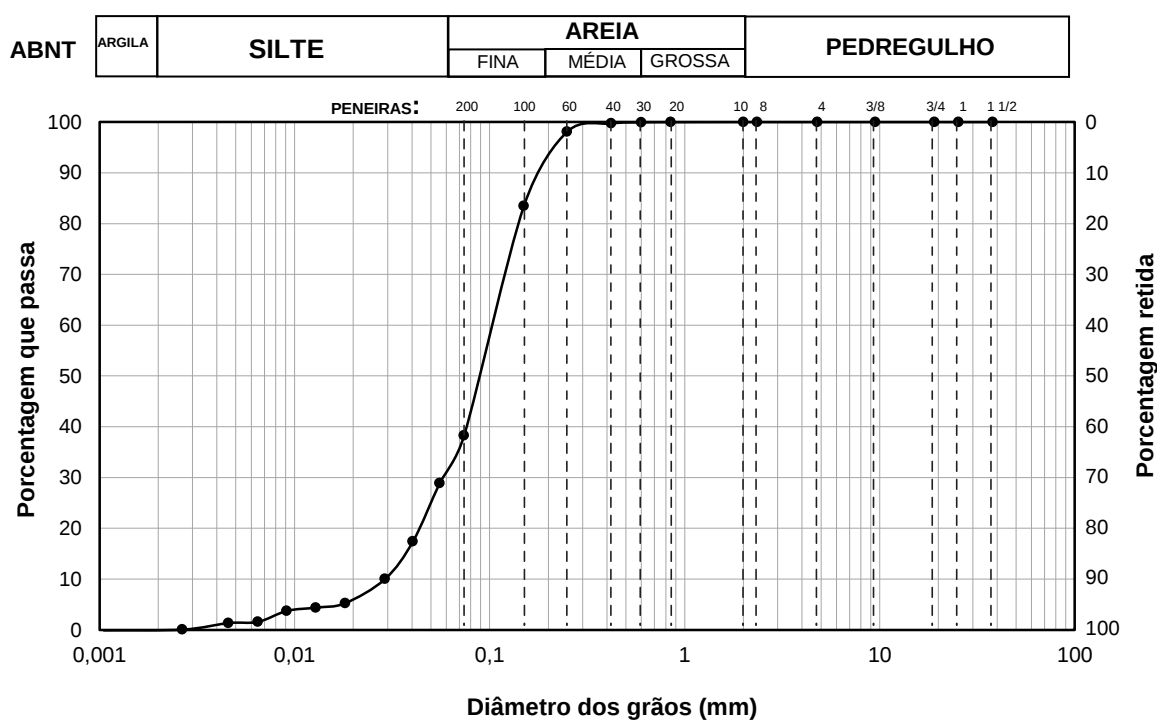


Figura 6.1 - Curva granulométrica do rejeito estudado

6.1.2. Densidade relativa dos sólidos

A densidade relativa dos sólidos (G_s) do rejeito foi determinada igual a 2,795. Este valor é superior aos valores comuns das areias siltosas devido à presença de óxido de ferro na composição do material. O resultado, no entanto, encontra-se dentro da faixa de valores determinada por FLÓREZ (2015), e por REZENDE (2013), cujo trabalho foi realizado em amostras de rejeitos retiradas da mesma barragem. O resultado encontrado também está próximo aos valores de outros rejeitos de minérios de ferro estudados na literatura (PEREIRA, 2005; MOTTA, 2008; GOMES *et al*, 2002).

6.1.3. Índices de vazios mínimo e máximo

Os índices de vazios mínimo e máximo determinados para o rejeito foram respectivamente iguais a 0,59 e 0,97. Os valores são próximos aos resultados encontrados por REZENDE (2013) em ensaios realizados com amostras de rejeito retiradas da mesma barragem (0,53 e 1,04).

Um resumo dos resultados obtidos durante os ensaios de caracterização do material encontra-se apresentado na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 - Resumo das propriedades do rejeito estudado

Material	Areia (%)	Silte (%)	FC (%)	D ₅₀ (mm)	CNU	CC	G _s	e _{mín}	e _{máx}
Rejeito Fundão	69	31	38	0,09	3,45	1,12	2,795	0,59	0,97

6.2. ENSAIOS DE ADENSAMENTO UNIDIMENSIONAL

Os ensaios de adensamento unidimensional no rejeito foram realizados por SILVA (2017), a partir de índices de vazios de moldagem iguais a 0,7 e 0,8. As curvas obtidas encontram-se apresentadas na Figura 6.2. Observa-se que houve uma pequena diferença no valor do C_c entre ambas as curvas, sendo o da curva de $e=0,7$ igual a 0,044, e o da curva de $e=0,8$ igual a 0,051.

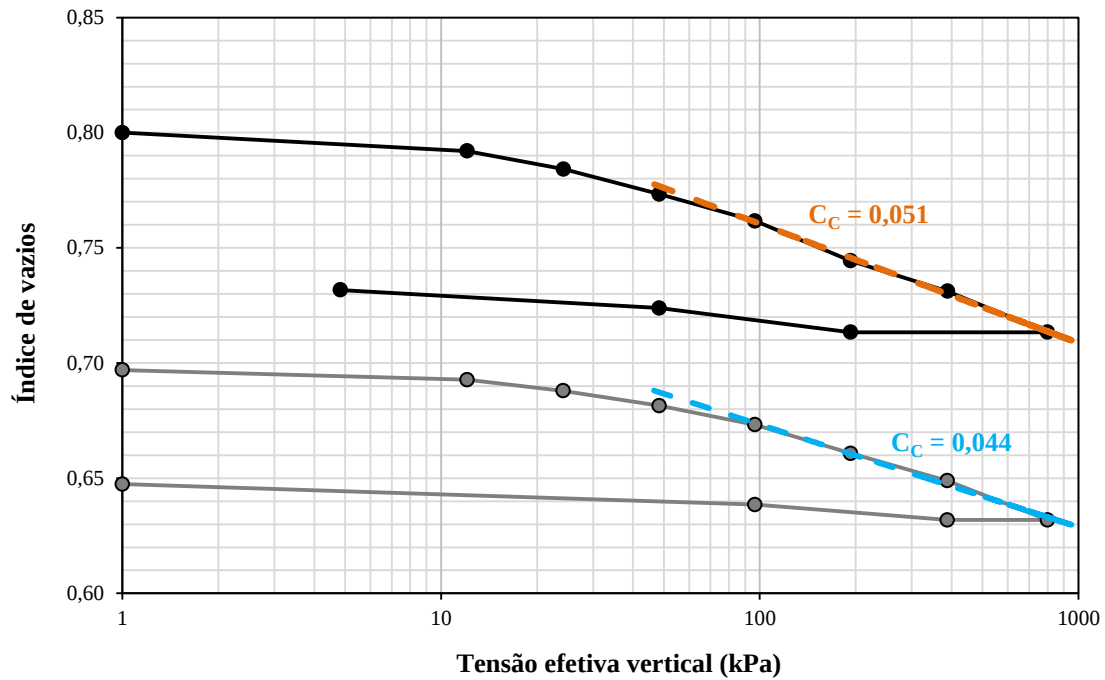


Figura 6.2 - Curvas de adensamento unidimensional do rejeito (adaptado de SILVA, 2017)

6.3. ENSAIOS TRIAXIAIS

Os resultados dos 31 ensaios triaxiais realizados serão apresentados em dois tópicos, sendo um para a campanha de ensaios realizada por FLÓREZ (2015) e outro para a campanha de ensaios realizados por esta autora.

6.3.1. Ensaios realizados por FLÓREZ (2015)

Os resultados dos ensaios triaxiais não drenados (CIU) realizados por FLÓREZ (2015) nos tempos de 0 dias (inalterado), 100 dias, e 200 dias foram apresentados pela autora em seu trabalho, e encontram-se reproduzidos nas Figuras 6.3 e 6.4. Os ensaios realizados em corpos de prova de 600 dias, no entanto, não fizeram parte da tese daquela autora, de forma que os resultados encontram-se somente apresentados a seguir, nas Figuras 6.5 a 6.7.

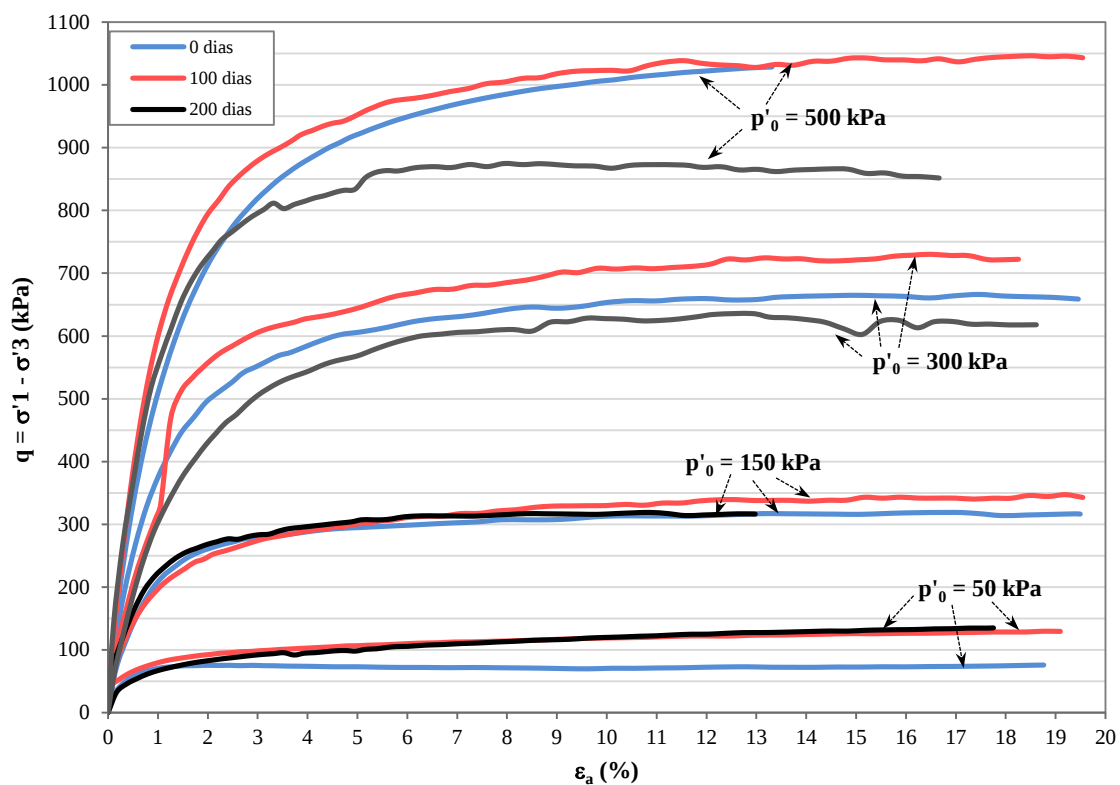


Figura 6.3 - Tensão desviadora *versus* deformação axial dos corpos de prova cisalhados em 0 dias (inalterado), 100 dias e 200 dias (FLÓREZ, 2015)

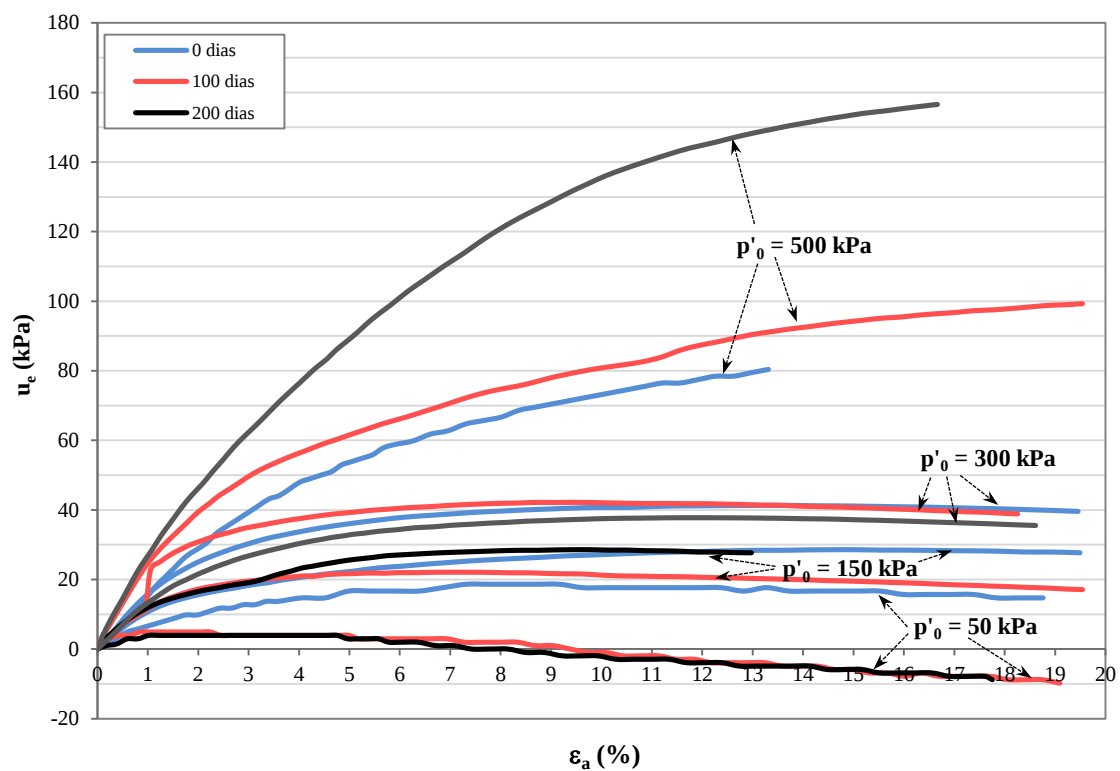


Figura 6.4 - Excesso de poro-pressão *versus* deformação axial dos corpos de prova cisalhados em 0 dias (inalterado), 100 dias e 200 dias (FLÓREZ, 2015)

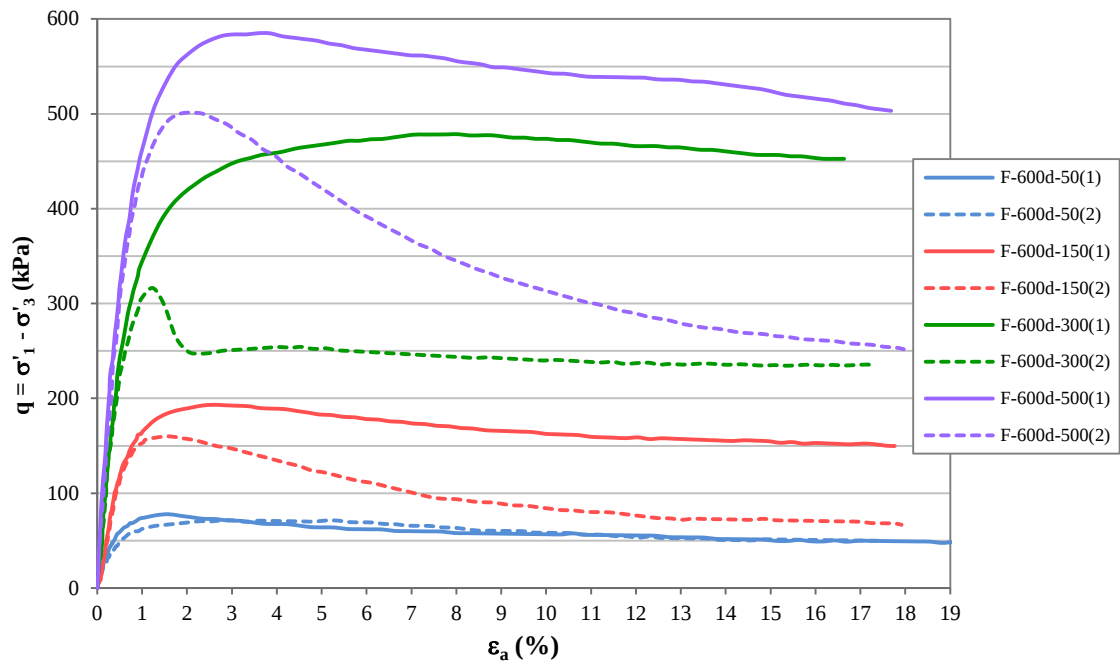


Figura 6.5 - Tensão desviadora *versus* deformação axial dos corpos de prova cisalhados por FLÓREZ (2015) após 600 dias

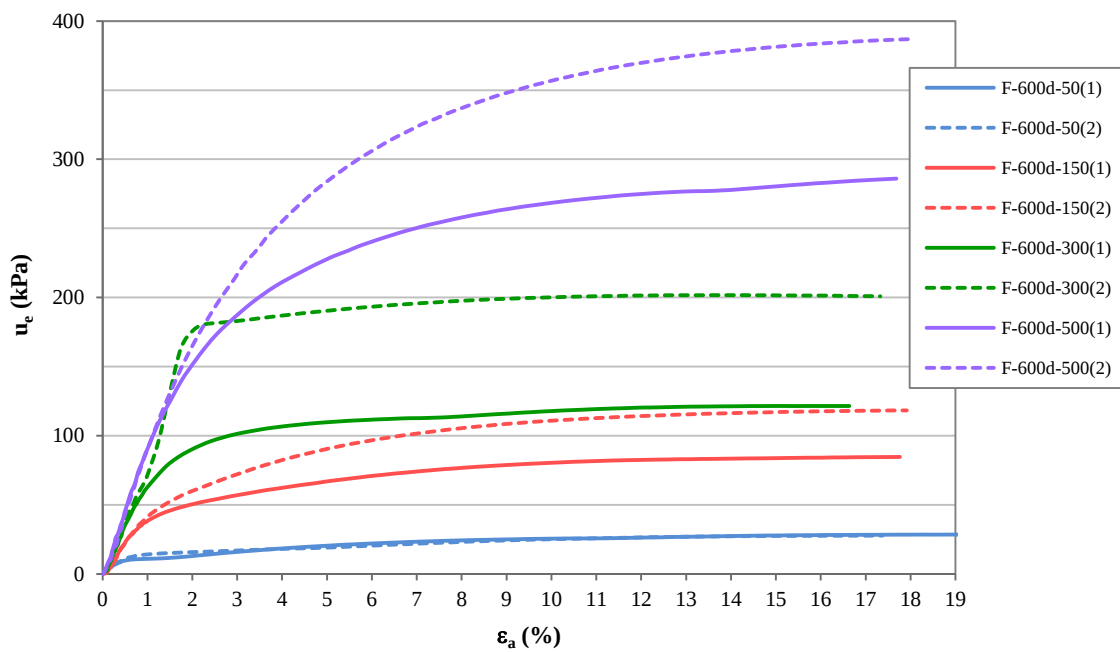


Figura 6.6 - Excesso de poro-pressão *versus* deformação axial dos corpos de prova cisalhados por FLÓREZ (2015) após 600 dias

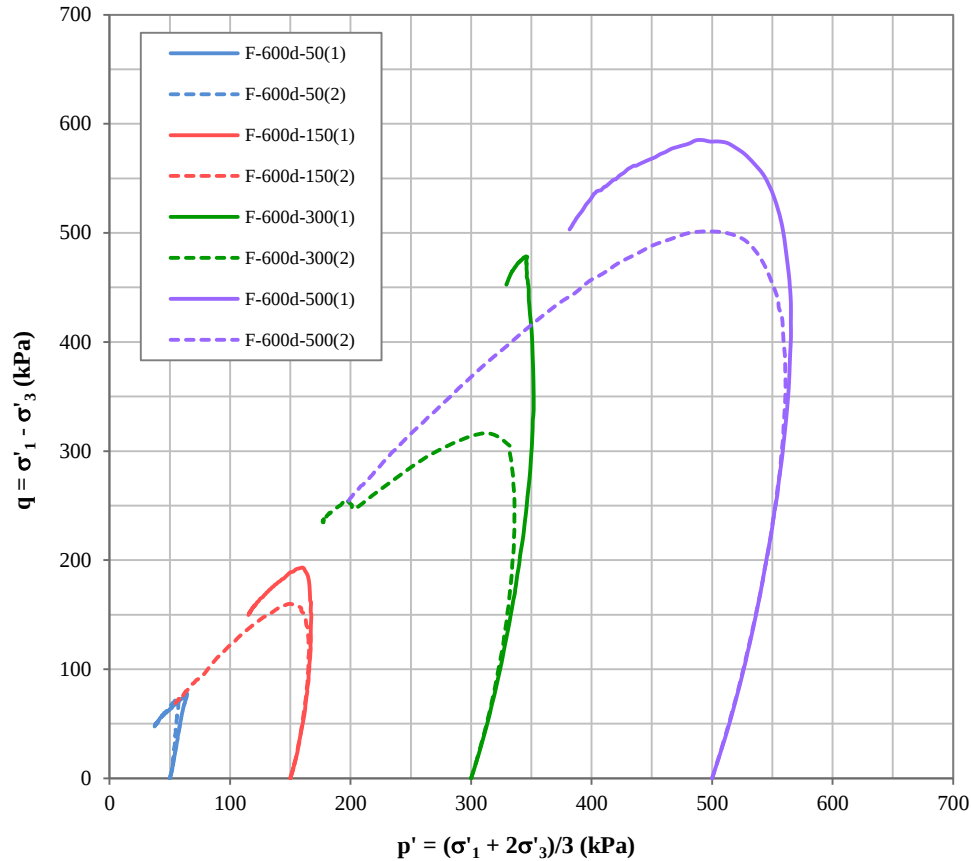


Figura 6.7 - Caminhos de tensões efetivas dos CP cisalhados por FLÓREZ (2015) após 600 dias

Observa-se nas figuras anteriores uma grande variabilidade de resultados encontrados nos ensaios realizados por FLÓREZ (2015), desde valores de tensões desviadoras e excessos de poro-pressão, até mudanças no comportamento das curvas. Os ensaios F-100d-500 e F-600d-500(2), por exemplo, possuem a mesma tensão efetiva de consolidação, mas o primeiro apresenta tensão desviadora crescente durante todo o ensaio, até estabilizar com aproximadamente 17% de deformação axial e com um valor máximo de cerca de 1050 kPa, enquanto o segundo ensaio alcança um valor máximo de aproximadamente 500 kPa, com apenas 2% de deformação axial, e esse valor ainda cai pela metade em seguida.

Os valores de excesso de poro-pressão alcançados pelos dois ensaios também destoam: 100 kPa para o ensaio F-100d-500 e quatro vezes isso para o ensaio F-600d-500(2). A título de breve comparação, as quatro curvas dos ensaios F-100d-500 e F-600d-500(2) foram plotadas juntas na Figura 6.8.

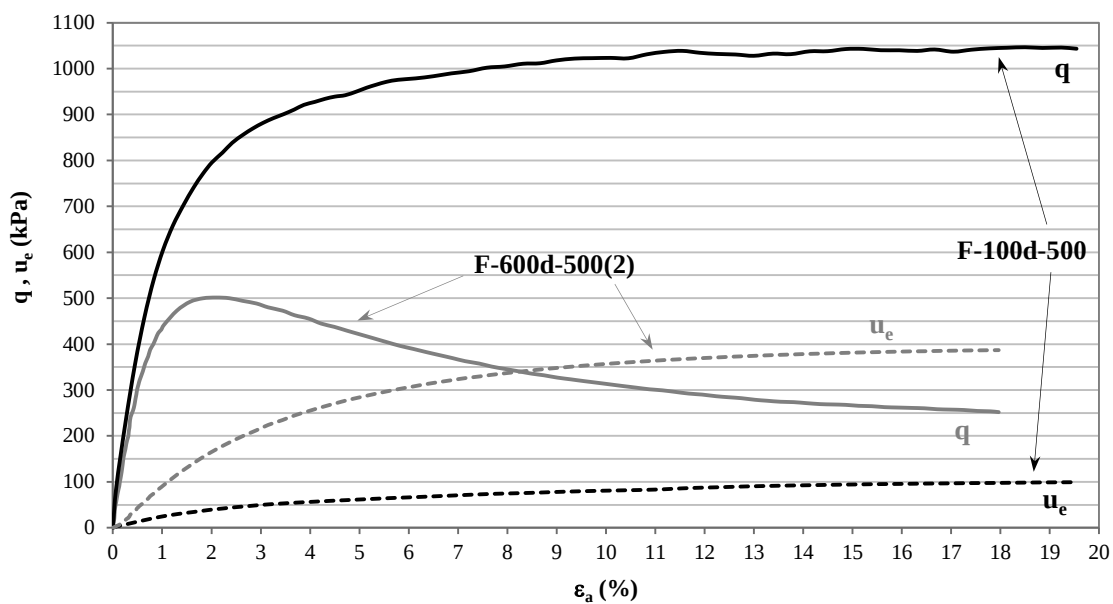


Figura 6.8 - Comparação entre dois ensaios com tensão efetiva de consolidação igual a 500kPa

6.3.2. Ensaios realizados por esta autora

6.3.2.1. Ensaios CID

Moldagem e adensamento dos corpos de prova

Conforme apresentado anteriormente, foram realizados 4 ensaios triaxiais drenados no rejeito, com tensões de consolidação que variaram entre 100 e 500 kPa, em corpos de prova com índices de vazios entre 0,805 e 0,813. A Tabela 6.2 apresenta os valores dos índices de vazios após a moldagem e a fase de adensamento dos corpos de prova.

Tabela 6.2 - Valores de índices de vazios após moldagem e adensamento dos CP

Ensaio	CP	Índices de vazios	
		Moldagem	Adensamento
CID	T-D-100	0,808	0,787
	T-D-150	0,813	0,766
	T-D-300	0,809	0,744
	T-D-500	0,805	0,718

Fase de Cisalhamento

Os gráficos com os resultados da fase de cisalhamento dos ensaios CID encontram-se apresentados nas Figuras 6.9 a 6.11 abaixo. Observa-se que todos os corpos de prova contraíram durante o cisalhamento.

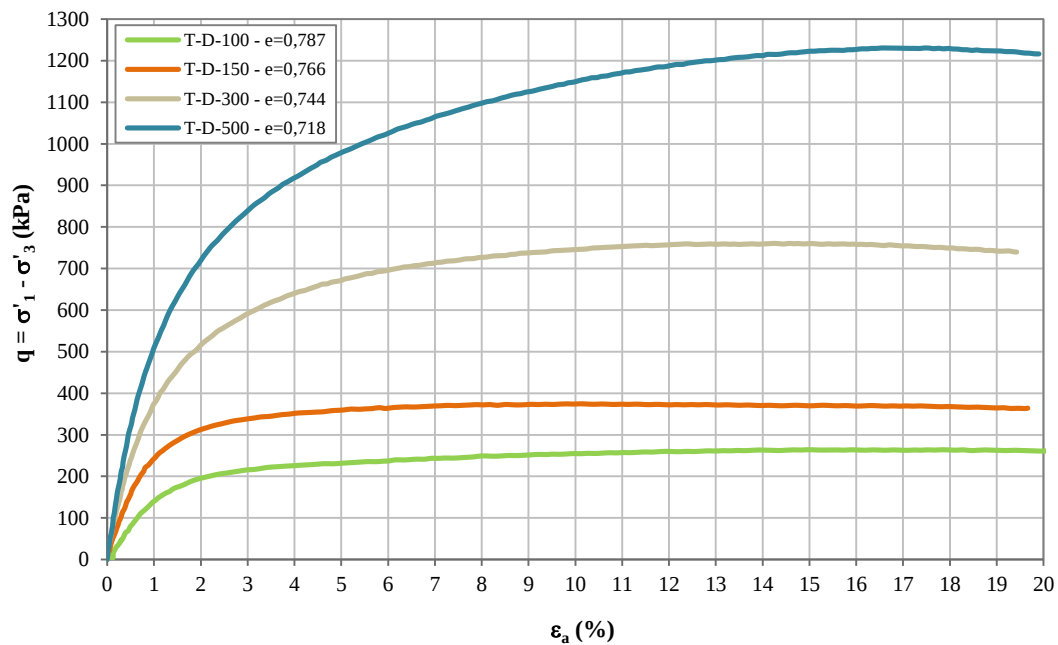


Figura 6.9 - Tensão desviadora *versus* deformação axial dos ensaios CID realizados por esta autora

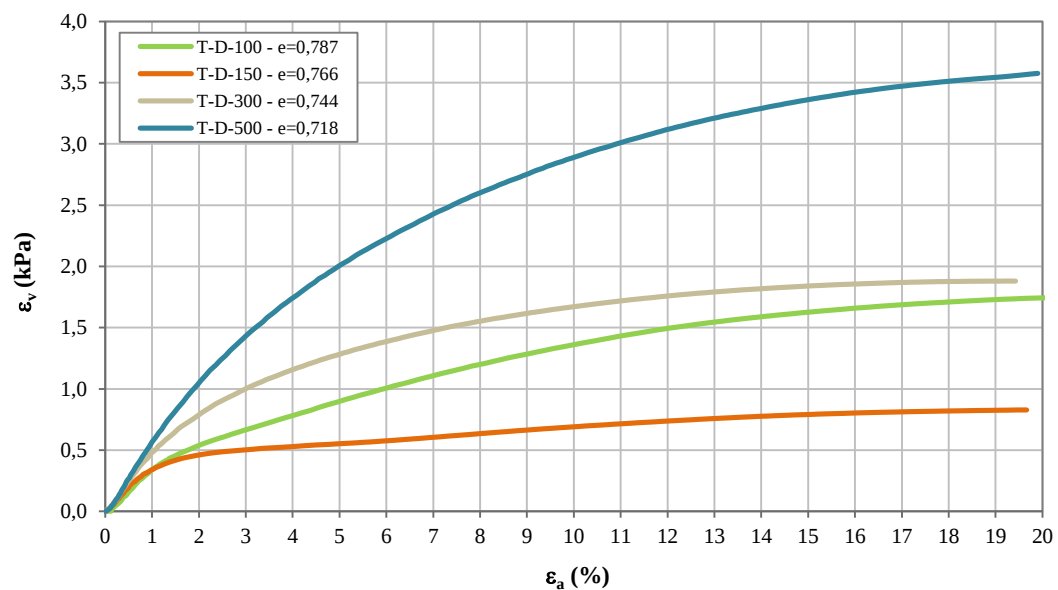


Figura 6.10 – Deformação volumétrica *versus* deformação axial dos ensaios CID realizados por esta autora

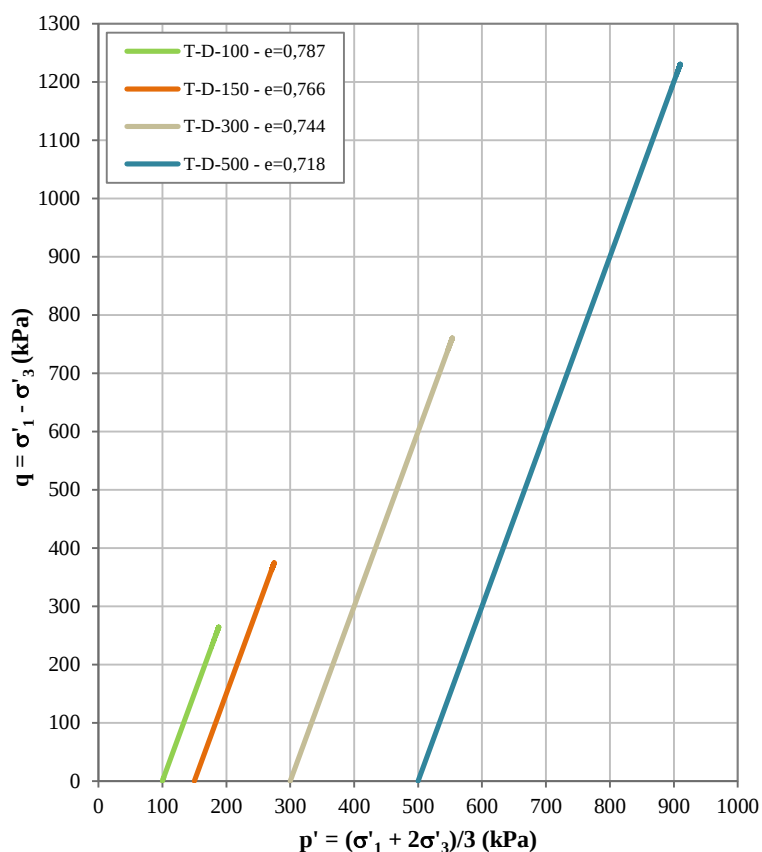


Figura 6.11 - Caminhos de tensões efetivas dos ensaios CID

6.3.2.2. Ensaios CIU

Moldagem e adensamento dos corpos de prova

Foram realizados, nesta campanha de ensaios, 7 ensaios triaxiais não drenados em corpos de prova do rejeito. A Tabela 6.3 apresenta os valores dos índices de vazios após a moldagem e a fase de adensamento dos corpos de prova.

Tabela 6.3 - Valores de índices de vazios após moldagem e adensamento dos CP

Ensaio	CP	Índices de vazios	
		Moldagem	Adensamento
CIU	T-U-150	0,829	0,798
	T-U-300(1)	0,818	0,775
	T-U-300(2)	0,813	0,763
	T-U-400	0,825	0,738
	T-U-500(1)	0,818	0,764
	T-U-500(2)	0,771	0,710
	T-U-500(3)	0,775	0,708

Fase de Cisalhamento

Os gráficos com os resultados da fase de cisalhamento dos ensaios CIU encontram-se apresentados nas Figuras 6.12 a 6.14 seguir. Observa-se que todos os corpos de prova apresentaram excesso de poro-pressão positivo na ruptura.

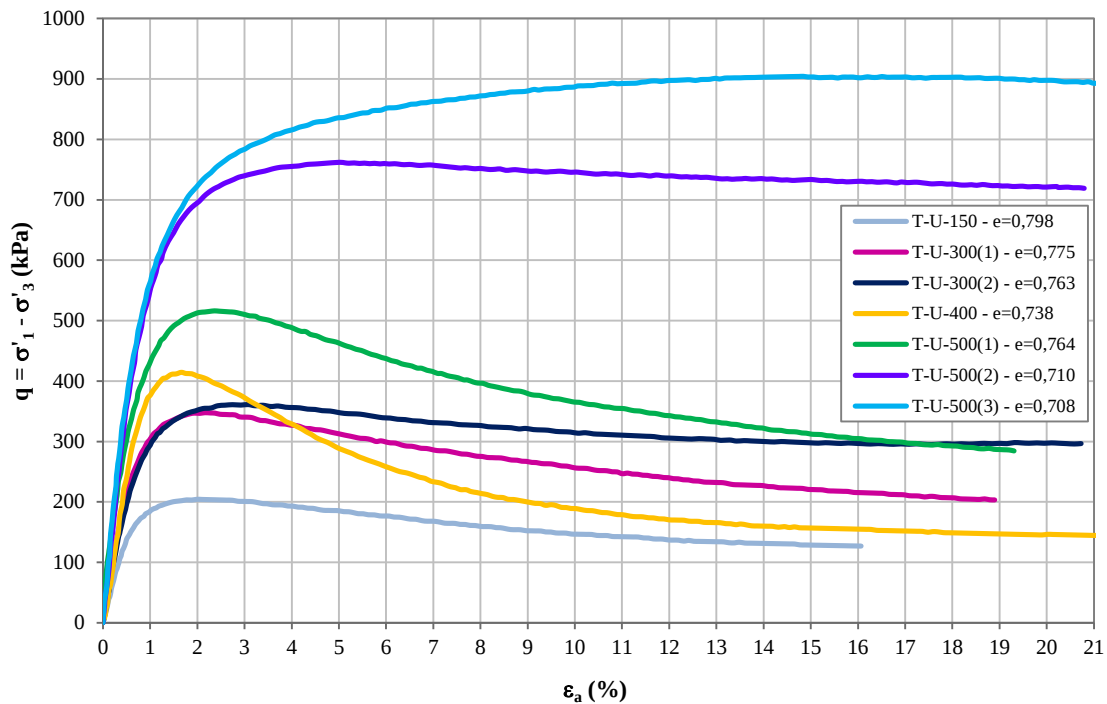


Figura 6.12 - Tensão desviadora *versus* deformação axial dos ensaios CIU realizados por esta autora

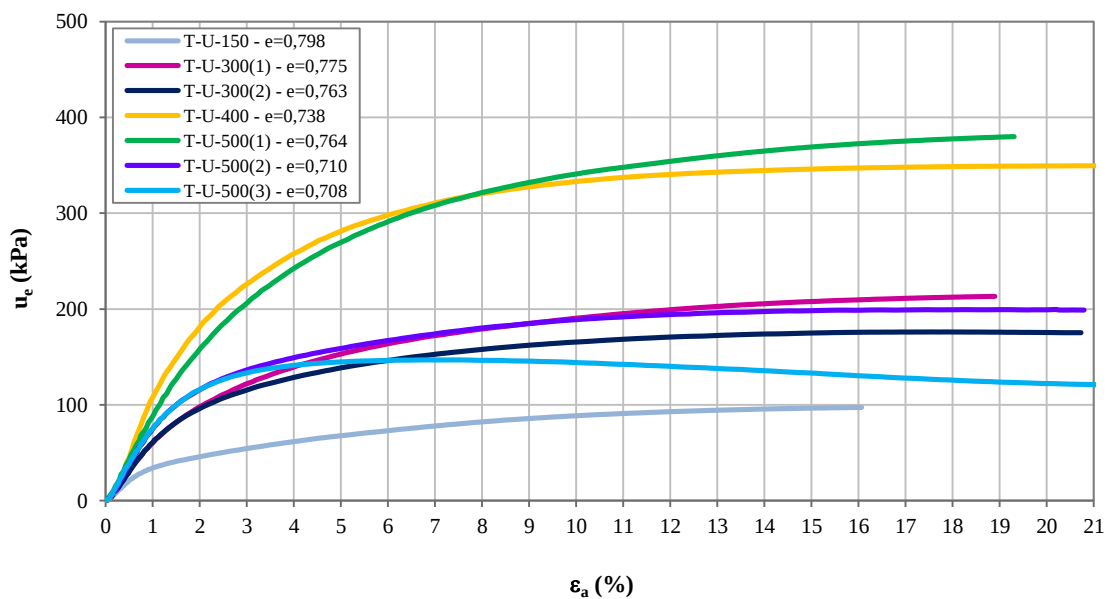


Figura 6.13 – Excesso de poro-pressão *versus* deformação axial dos ensaios CIU realizados por esta autora

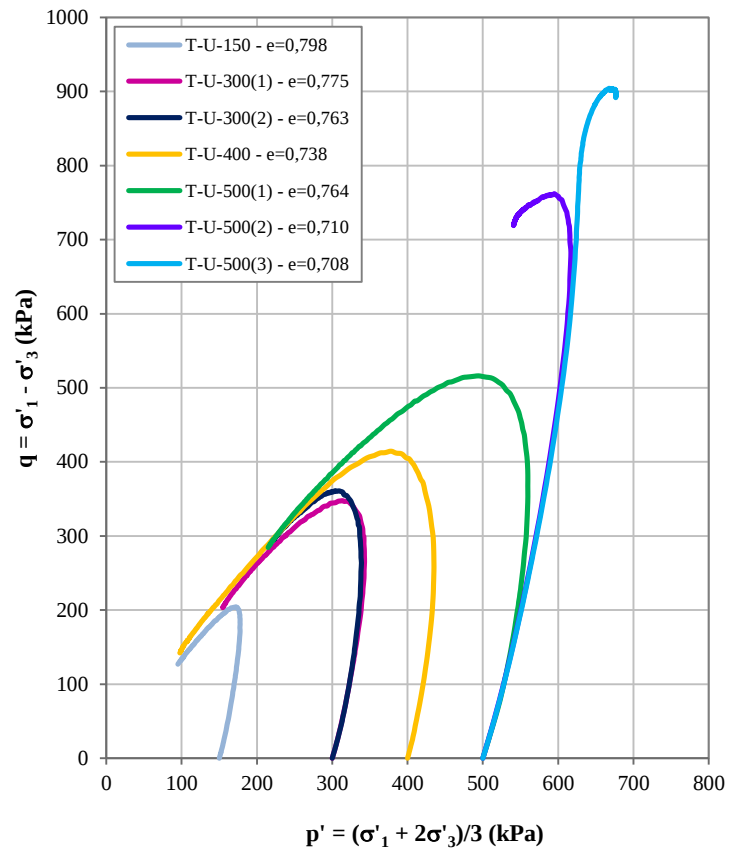


Figura 6.14 - Caminhos de tensões efetivas dos ensaios CIU realizados por esta autora

7. ANÁLISES DOS RESULTADOS

7.1. DETERMINAÇÃO DA LINHA DE CONSOLIDAÇÃO ISOTRÓPICA

A linha de consolidação isotrópica (ICL, *Isotropic Consolidation Line*) foi determinada para o rejeito a partir dos quatro ensaios triaxiais drenados realizados, desde que estes foram moldados com aproximadamente o mesmo índice de vazios (0,81). A Figura 7.1 apresenta, no plano $\log p' - e$, os pontos referentes aos estados dos corpos de prova ao final da consolidação, e a ICL traçada a partir do ajuste linear deles. Observa-se que a inclinação da ICL (λ_{ICL}) é igual a 0,041, quando calculada a partir do logaritmo neperiano, e 0,094, em logaritmo de base 10.

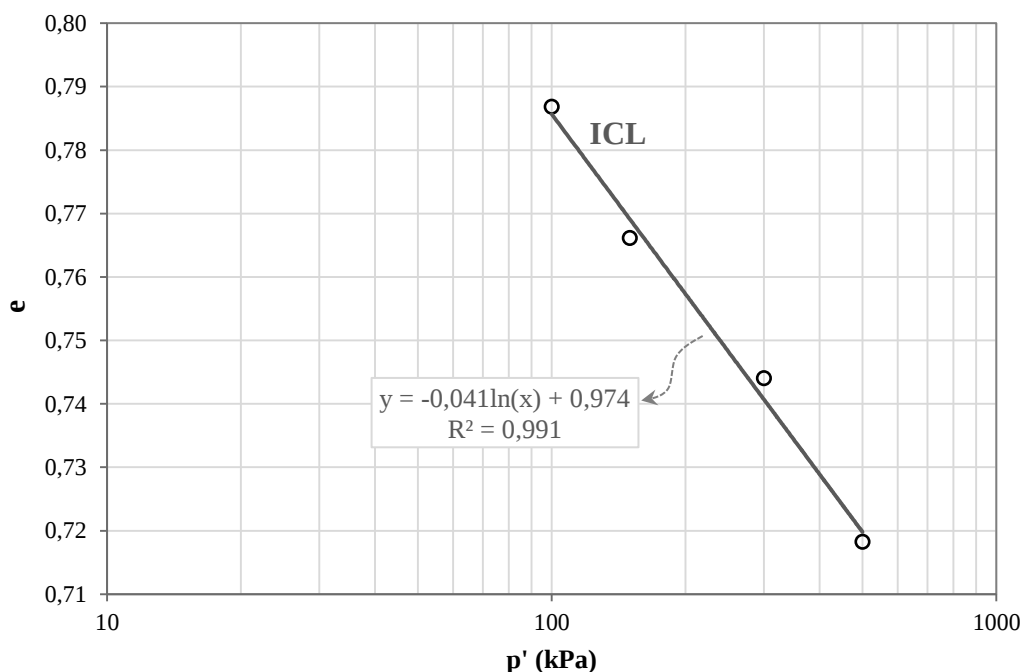


Figura 7.1 - Linha de consolidação isotrópica determinada para o rejeito estudado

7.1.1. Comparação entre a linha de consolidação isotrópica e a linha de consolidação unidimensional

Os ensaios de consolidação unidimensional e isotrópica possuem condições de contorno diferentes e, por essa razão, resultam em módulos de compressibilidade diferentes. Uma comparação aproximada entre eles pode ser feita utilizando as leis da

elasticidade, onde os módulos de compressão edométrica (D) e compressão volumétrica (B) são calculados respectivamente por

$$D = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)}$$

$$B = \frac{E}{3(1 - 2\nu)}$$

onde E e ν são, respectivamente, o módulo de Young e o coeficiente de Poisson do material. Dessa forma, a razão entre ambos os módulos é dada por

$$\frac{D}{B} = \frac{3(1 - \nu)}{(1 + \nu)}$$

Como o coeficiente de Poisson para carregamentos drenados em areias fofas é geralmente um valor entre 0,2 e 0,3, a razão D/B seria aproximadamente entre 1,6 e 2,0.

Sendo a relação entre os módulos de compressibilidade e os índices de compressibilidade nas condições edométrica (C_c) e isotrópica (λ_{ICL}) dadas, respectivamente, por

$$D = \frac{\sigma'_v \cdot (1 + e)}{0,434 \cdot C_c}$$

$$B = \frac{p' \cdot (1 + e)}{0,434 \cdot \lambda_{10}}$$

e considerando $K_0 = 1 - \sin \phi'_{ss}$, a razão entre os índices de compressibilidade no ensaio triaxial e no ensaio edométrico pode ser estimada por

$$\frac{\lambda_{10}}{C_c} = \frac{p' \cdot D}{\sigma'_v \cdot B} = \frac{D}{B} \cdot \frac{(1 + 2K_0)}{3} \cong 2 \cdot 0,63 \cong 1,3$$

Conforme apresentado no item 6.1, o valor de C_c determinado no ensaio edométrico, realizado a partir de um índice de vazios inicial de 0,8, foi igual a 0,051. Sendo a inclinação da ICL igual a 0,094, tem-se a razão entre esses dois coeficientes (λ_{10}/C_c) igual a 1,8, que é um pouco superior ao valor de 1,3 estimado teoricamente.

7.2. DETERMINAÇÃO DA SSL

7.2.1. Espaço $p'-q$

As análises dos resultados apresentados no capítulo 6 indicaram que nem todos os ensaios realizados por FLÓREZ (2015) alcançaram o estado de regime permanente. Dessa forma, esses ensaios não puderam ser utilizados para o traçado da SSL, e tiveram seus resultados descartados. A Tabela 7.1 apresenta os cinco corpos de prova cujos resultados foram descartados e o motivo do descarte de cada um.

Tabela 7.1 - Corpos de prova com resultados descartados nas análises

Corpo de Prova	Razão do descarte
F-0d-50	<i>Quasi-steady state</i> sem alcançar estabilização
F-0d-500	Estado de tensões continuava diminuindo
F-200d-50	Estado de tensões continuava aumentando
F-200d-500	Estado de tensões continuava diminuindo
F-600d-500(1)	Estado de tensões continuava diminuindo

Foram então determinadas as tensões no estado de regime permanente (q_{ss} e p'_{ss}) para os outros 26 ensaios realizados, a partir das quais foram ajustadas, por regressão linear, duas linhas de regime permanente no espaço $p'-q$, sendo uma para a campanha de ensaios realizada por FLÓREZ (2015) e outra para a campanha de ensaios realizada por esta autora. Os resultados encontram-se apresentados na Figura 7.2. Observa-se que não houve diferença significativa entre os ajustes de ambas as campanhas, e dessa forma foi traçada uma SSL única unindo os resultados de todos os ensaios. Essa SSL única também se encontra apresentada na Figura 7.2. A forte correlação encontrada ($R^2=0,998$) indica que A passagem de tempo, apresentada anteriormente no capítulo 5, não resultou em mudança significativa no comportamento do material.

A partir da Figura 7.2 define-se, portanto, o primeiro parâmetro da SSL, isto é, $M=q_{ss}/p'_{ss}=1,36$. Isso representa um ângulo de atrito na condição de regime permanente (ϕ'_{ss}) igual a 34° .

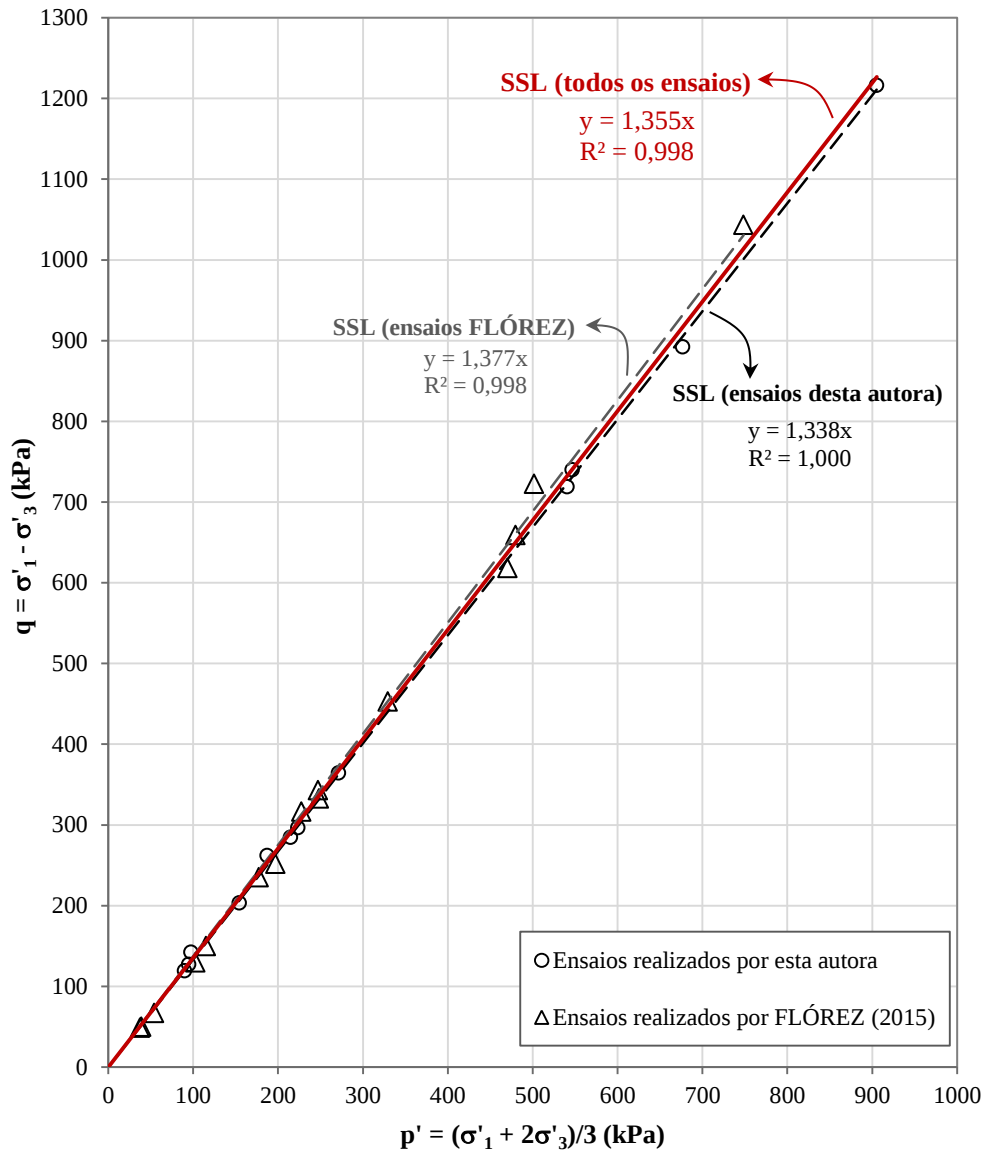


Figura 7.2 - SSL definida no plano $p'-q$ para os ensaios de ambas as campanhas e para todos os ensaios

7.2.2. Espaços $p'-e$ e $\log p'-e$

Para a determinação da SSL no espaço $p'-e$ foram usados somente os ensaios realizados para este trabalho devido ao controle do índice de vazios de cada corpo de prova. Conforme apresentado no item 5.3.5, foram determinados três índices de vazios para cada corpo de prova: após a moldagem (e_m), no início da fase de cisalhamento (e_0), e no estado de regime permanente (e_{ss}). A Tabela 7.2 apresenta os valores dos índices de vazios no estado de regime permanente determinados para cada corpo de prova.

Tabela 7.2 - Valores dos índices de vazios dos CP no estado de regime permanente

Ensaio	CP	e_{ss}
CIU	T-U-150	0,798
	T-U-300(1)	0,775
	T-U-300(2)	0,763
	T-U-400	0,738
	T-U-500(1)	0,764
	T-U-500(2)	0,710
	T-U-500(3)	0,708
CID	T-D-100	0,756
	T-D-150	0,752
	T-D-300	0,711
	T-D-500	0,657

A partir dos valores dos índices de vazios no estado de regime permanente e da média das tensões efetivas principais também no estado de regime permanente, foi traçada a SSL no plano $\log p' - e$, utilizando uma reta como ajuste aos pontos. A Figura 7.3 apresenta os pontos correspondentes ao estado de regime permanente dos 11 ensaios triaxiais executados nesta campanha, assim como a reta ajustada. Observa-se que dois deles apresentaram resultados muito destoantes dos demais, sem explicação aparente e, portanto, decidiu-se por desconsiderá-los do ajuste da SSL.

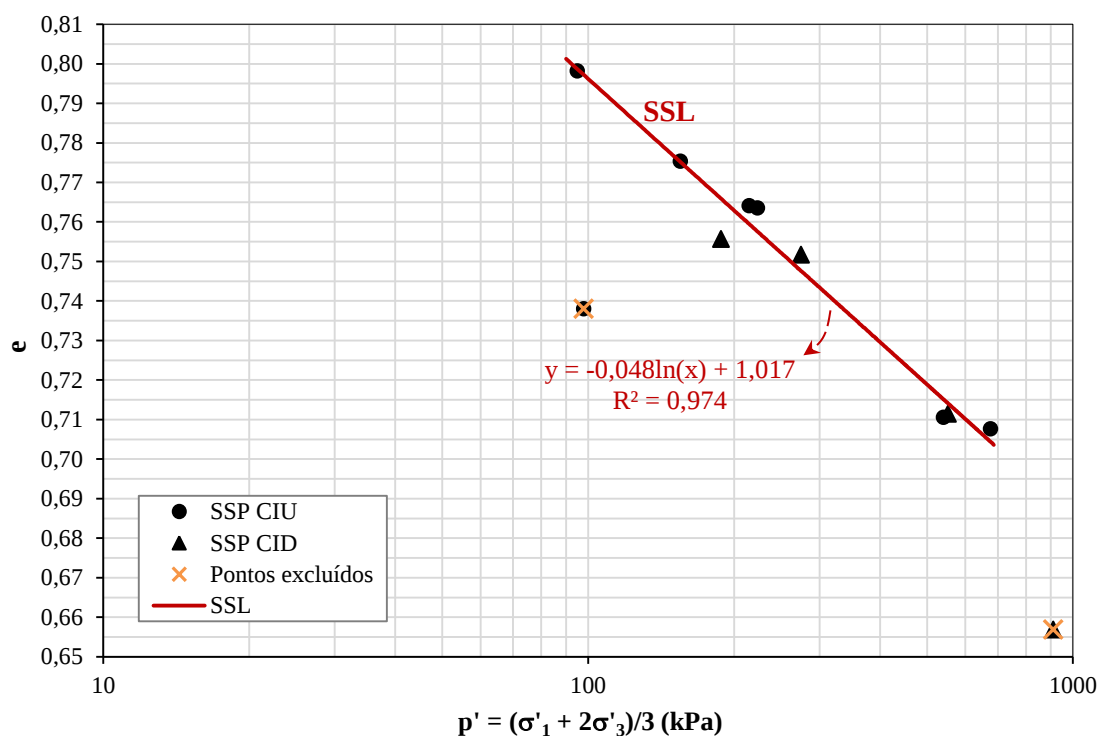


Figura 7.3 – Linha de regime permanente do rejeito no espaço $e - \log p'$

A partir da equação da SSL ajustada na Figura 7.3, ficam determinadas as propriedades λ e Γ do rejeito, sendo, portanto, $\lambda = 0,048$ e $\Gamma = 1,017$. Observa-se que a linha de regime permanente possui inclinação similar a linha de consolidação isotrópica ($\lambda_{ICL}=0,041$), como prevê a teoria dos estados críticos (ATKINSON & BRANSBY, 1978).

Apesar dos pontos ajustarem bem uma reta, é importante ressaltar que ela só pode ser considerada válida para os intervalos de índices de vazios abrangidos pelos resultados dos ensaios, isto é, para índices de vazios entre 0,80 e 0,71, aproximadamente. Isto ocorre porque, para baixos e altos índices de vazios, a SSL costuma apresentar, respectivamente, uma assíntota horizontal e uma mudança acentuada na declividade, conforme discutido no item 2.3.1 deste trabalho.

Os pontos excluídos no ajuste referem-se aos ensaios T-U-400 e T-D-500. O motivo do ensaio de 400 kPa ter destoadado tanto dos resultados dos outros ensaios é desconhecido. O ponto referente ao ensaio drenado de 500 kPa pode ter apresentado discrepância com relação à reta determinada devido à alta tensão alcançada no estado de regime permanente ($p'_{ss}=905$ kPa) e, por consequência, um baixo índice de vazios. Este ponto poderia pertencer à reta com acentuada declividade e, dessa forma, não seria representada pelos parâmetros determinados.

A linha de regime permanente determinada na Figura 7.3 foi traçada também no plano $\log p'-e$ e encontra-se apresentada na Figura 7.4. Observa-se que, neste plano, a SSL é representada por uma curva logarítmica.

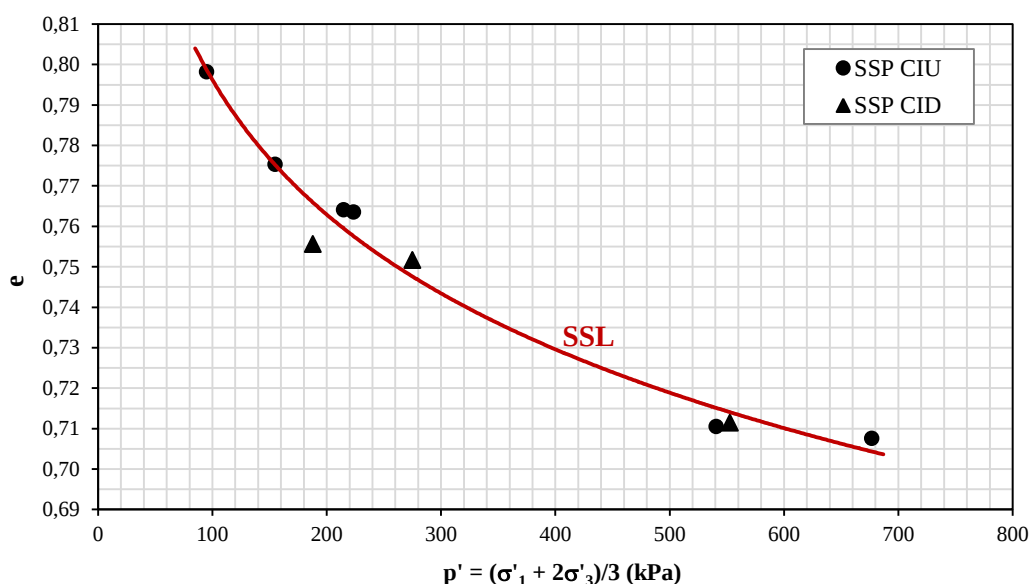


Figura 7.4 - Linha de regime permanente determinada para o rejeito no plano $p'-e$

A Tabela 7.3 apresenta então um resumo dos valores encontrados para as propriedades do rejeito do Fundão no estado de regime permanente.

Tabela 7.3 - Resumo das propriedades do rejeito do Fundão no estado de regime permanente

Material	M	λ	Γ
Rejeito do Fundão	1,36	0,048	1,017

7.2.3. Espaço p' - e - q

Com os resultados obtidos na Figura 7.2 e na Figura 7.4 é possível traçar a linha de regime permanente tridimensionalmente, isto é, no espaço p' - e - q . O resultado encontra-se apresentado na Figura 7.5.

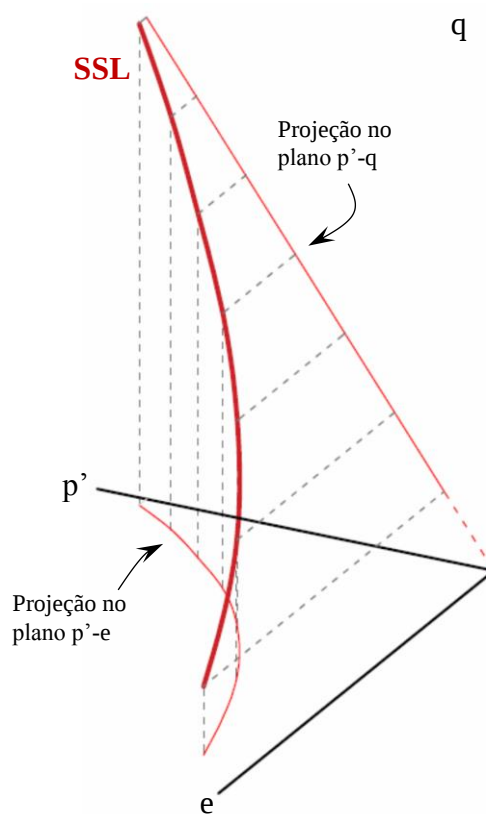


Figura 7.5 - SSL do rejeito no espaço tridimensional p' - e - q

7.3. PARÂMETROS DE ESTADO

A Figura 7.6 apresenta a união do plano $p'-q$ com o plano $p'-e$, a partir de um eixo p' único, e as respectivas projeções da linha de regime permanente em cada um dos espaços. No plano $p'-q$ estão apresentados os caminhos de tensões efetivas dos nove ensaios utilizados no traçado da SSL. No plano $p'-e$ estão marcados os pontos referentes aos estados desses corpos de prova tanto no início do cisalhamento quanto na condição de regime permanente.

Seis setas em linha cheia foram traçadas no plano $p'-e$ para indicar o caminho que os corpos de prova nos ensaios CIU fazem do início do cisalhamento até alcançar o estado de regime permanente, na SSL. As três setas dos ensaios CID foram traçadas em linha tracejada, pois elas apenas indicam os pontos correspondentes ao início e final do ensaio, e não o caminho realizado durante ele.

É interessante observar como a união dos dois planos explica o comportamento diferenciado dos três corpos de prova adensados isotropicamente para 500 kPa, assim como os valores das tensões alcançadas por eles no estado de regime permanente. Apesar dos três possuírem, no início do cisalhamento, o mesmo estado de tensões efetivas, seus respectivos valores de índices de vazios os posicionavam de forma diferente em relação à linha de regime permanente. O ensaio T-U-500(1), por exemplo, encontrava-se inicialmente muito à direita da SSL, o que o obrigou a reduzir significativamente suas tensões efetivas até alcançá-la (representado pela seta verde). Já os ensaios T-U-500(2) e T-U-500(3) encontravam-se à esquerda da SSL e, portanto, suas tensões tiveram que aumentar para alcançar a curva (setas roxa e azul clara, respectivamente).

A diferença nas tensões alcançadas por estes dois últimos corpos de prova foi consequência da distância existente entre o estado inicial de cada um e a SSL; quanto maior a distância, maior o caminho a ser percorrido até ela. Como o ensaio T-U-500(3) encontrava-se mais distante, alcançou um estado de tensões efetivas maior no regime permanente.

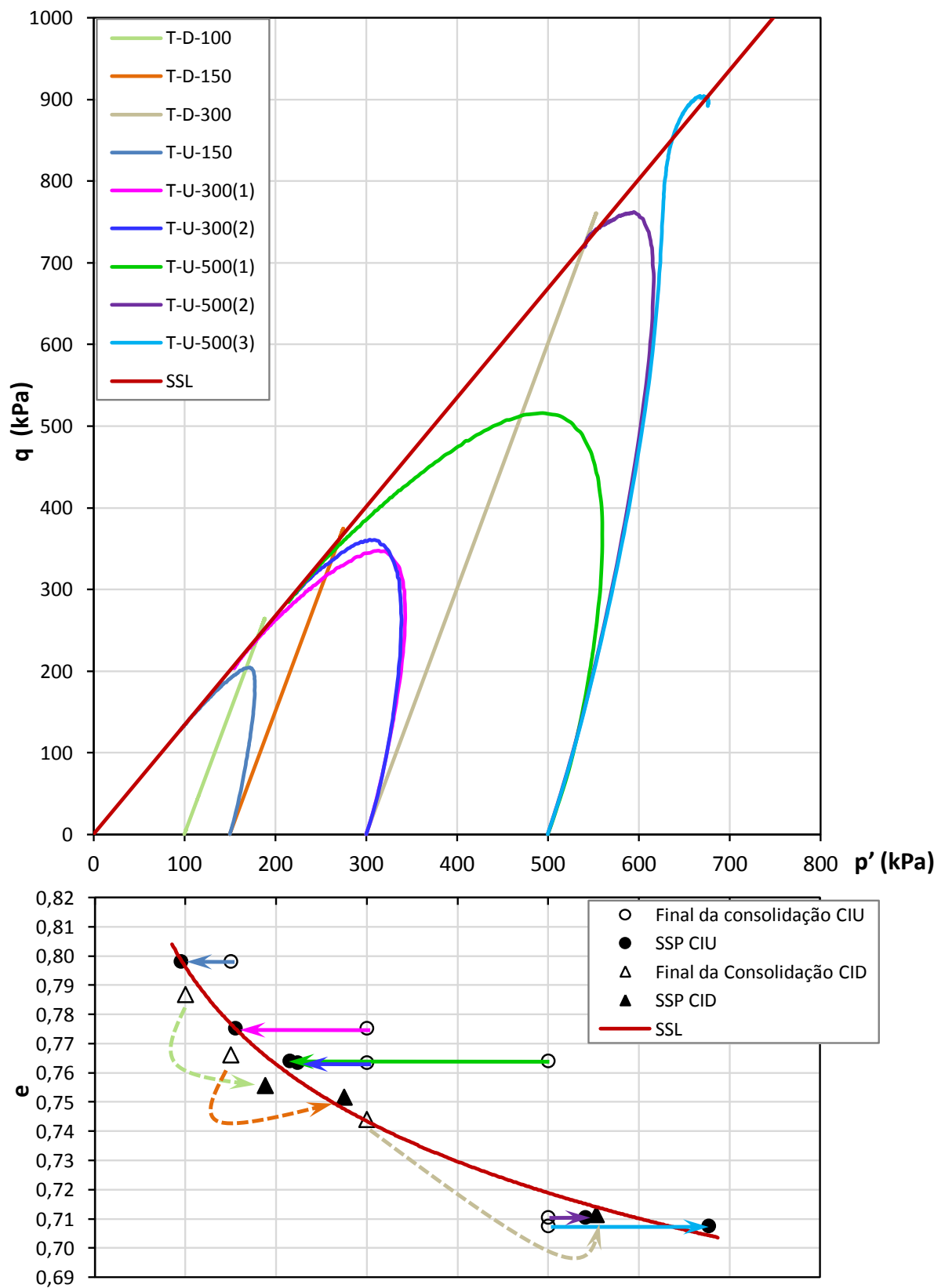


Figura 7.6 - Linha de regime permanente e caminhos de tensões representados nos planos p' - q e p' - e

Atenta-se assim para a influência do parâmetro de estado (ψ) no comportamento do rejeito durante seu cisalhamento. O parâmetro de estado foi apresentado anteriormente no capítulo 2, e relaciona o estado inicial do corpo de prova (índice de vazios e estado de tensões efetivas) com a SSL. Ele é definido como

$$\psi = e_0 - e_{ss,0}$$

onde e_0 é o índice de vazios do corpo de prova no início do cisalhamento, e $e_{ss,0}$ é o índice de vazios na SSL correspondente ao estado de tensões efetivas inicial do CP. O valor de $e_{ss,0}$ é calculado a partir da equação da SSL e, para os ensaios realizados, é dado por

$$e_{ss,0} = -0,048 \cdot \ln(p'_0) + 1,017 \quad [\text{Equação 7.1}]$$

7.3.1. Determinação dos parâmetros de estado

Para a determinação do parâmetro de estado é preciso, portanto, conhecer o índice de vazios no início do cisalhamento do corpo de prova e a linha de regime permanente. Foram então calculados os valores dos parâmetros de estado dos nove ensaios triaxiais utilizados no traçado da SSL, cujos índices de vazios iniciais são conhecidos. A Tabela 7.4 apresenta os valores do índice de vazios dos corpos de prova no início do cisalhamento (e_0), do índice de vazios na SSL correspondente ao mesmo estado de tensões inicial do corpo de prova ($e_{ss,0}$), e do parâmetro de estado (ψ).

Tabela 7.4 - Determinação dos parâmetros de estado dos corpos de prova

Ensaio	CP	p'_0 (kPa)	e_0	$e_{ss,0}$ (*)	ψ
CIU	T-U-150	150	0,798	0,777	0,021
	T-U-300(1)	300	0,775	0,743	0,032
	T-U-300(2)	300	0,763	0,743	0,020
	T-U-500(1)	500	0,764	0,719	0,045
	T-U-500(2)	500	0,710	0,719	-0,008
	T-U-500(3)	500	0,708	0,719	-0,011
CID	T-D-100	100	0,787	0,796	-0,009
	T-D-150	150	0,766	0,777	-0,011
	T-D-300	300	0,744	0,743	0,001

(*)Valores calculados pela Equação 7.1

Além dos valores calculados na Tabela 7.4, também foi estimado o parâmetro de estado do ensaio T-U-400 a partir de suas tensões no regime permanente. A

estimativa foi feita utilizando a equação da SSL, apresentada na Figura 7.3, e o valor de p' alcançado na condição de regime permanente do ensaio, para calcular o e_{ss} . O objetivo é, portanto, estimar a partir da curva já determinada, qual valor de índice de vazios teria um corpo de prova que, ao ser cisalhado de forma não drenada, alcançaria determinado estado de tensões no regime permanente.

Sendo o valor de p'_{ss} do ensaio T-U-400 igual a 98 kPa, seu valor de índice de vazios na condição de regime permanente seria 0,796. Como o cisalhamento é não drenado, esse valor também representa o índice de vazios do corpo de prova no início do cisalhamento. A Tabela 7.5 apresenta o índice de vazios estimado para o ensaio e o parâmetro de estado calculado a partir dele.

Tabela 7.5 – Índice de vazios e parâmetro de estado estimados

Ensaio	CP	p'_0 (kPa)	e_0 (*)	$e_{ss,0}$	ψ(*)
CIU	T-U-400	400	0,796	0,730	0,067

(*)Valores estimados pela SSL

Essa estimativa não foi feita com o ensaio T-D-500 visto que em ensaios drenados o índice de vazios no início do cisalhamento não é o mesmo do estado de regime permanente, e que não se sabe se esse ensaio corresponderia à outra inclinação da SSL, com parâmetros diferentes dos determinados.

Observa-se nas Tabelas 7.4 e 7.5 que foram encontrados seis valores positivos para o parâmetro de estado, variando entre 0,001 e 0,067, e quatro valores negativos, compreendidos entre -0,011 e -0,008.

Ao se comparar com os resultados apresentados na Figura 2.15, observa-se que todos os corpos de prova com parâmetro de estado negativo situaram-se dentro da região marcada em verde da figura. Esta região corresponde ao intervalo para o qual os corpos de prova podem apresentar tendência à deformação volumétrica positiva ou negativa na ruptura. No caso dos ensaios realizados, todos os quatro corpos de prova apresentaram tendência à contração.

7.3.2. Influência do parâmetro de estado no comportamento do material

A influência do parâmetro de estado na ruptura do material foi analisada, a princípio, em termos do parâmetro A de poro-pressão calculado no momento da ruptura (A_f). A relação entre o ângulo de atrito de pico (ϕ'_p) e o parâmetro de estado será discutida posteriormente no item de linha de instabilidade.

A Tabela 7.6 apresenta, assim, os valores dos parâmetros de estado e os valores do parâmetro A_f para os sete corpos de prova cujos parâmetros de estado foram determinados no item anterior. A partir desse resultado foi traçado, na Figura 7.7, um gráfico que apresenta a relação entre A_f e o parâmetro de estado. Observa-se que o valor de A_f apresenta uma tendência de crescimento com o aumento do parâmetro de estado, não tendo sido encontrada, no entanto, uma boa correlação linear entre as variáveis ($R^2=0,84$).

Tabela 7.6 - Parâmetros de estado e parâmetro A na ruptura

Ensaio	CP	ψ	A_f
CIU	T-U-150	0,021	0,22
	T-U-300(1)	0,032	0,29
	T-U-300(2)	0,020	0,32
	T-U-400	0,067 (*)	0,39
	T-U-500(1)	0,045	0,34
	T-U-500(2)	-0,008	0,21
	T-U-500(3)	-0,011	0,15

(*) Valor estimado pela SSL

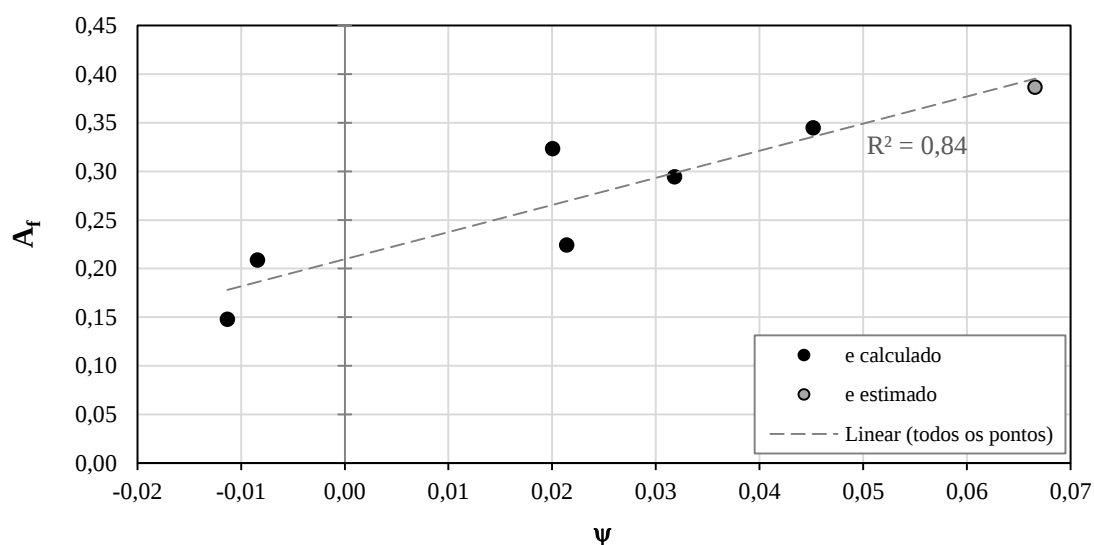


Figura 7.7 - Relação entre o parâmetro de poro-pressão A na ruptura e o parâmetro de estado dos corpos de prova

O comportamento dos solos, submetidos a carregamento não drenado, é comumente analisado pela resistência não drenada normalizada pela tensão efetiva antes do cisalhamento. Assim, a Figura 7.8 apresenta a relação entre a razão S_u/p'_0 e o parâmetro de estado dos corpos de prova do rejeito estudado. Duas séries de pontos foram plotadas, sendo uma para os valores de S_u no estado de regime permanente, e outra para os valores de S_u no pico.

No estado de regime permanente, a razão S_u/p'_0 é função das propriedades M e λ do solo, além do parâmetro de estado do corpo de prova, segundo a relação teórica dada por (ver Apêndice A):

$$\frac{S_{u,ss}}{p'_0} = \frac{M}{2 \cdot e^{(\psi/\lambda)}} \quad [\text{Equação 7.2}]$$

A curva vermelha apresentada no gráfico corresponde a esta relação para o rejeito estudado, sendo $M=1,36$ e $\lambda=0,048$.

Foi ajustada, na Figura 7.8, uma função quadrática a partir dos pontos correspondentes ao estado de regime permanente. Nota-se que essa função, dentro do intervalo compreendido pelos resultados dos ensaios, possui ótima correlação ($R^2=0,97$) e aproxima-se muito da curva teórica em vermelho. A partir dessa observação, os pontos com os valores de pico foram ajustados também por uma função quadrática, e o resultado igualmente apresentou um coeficiente de correlação elevado ($R^2=0,91$).

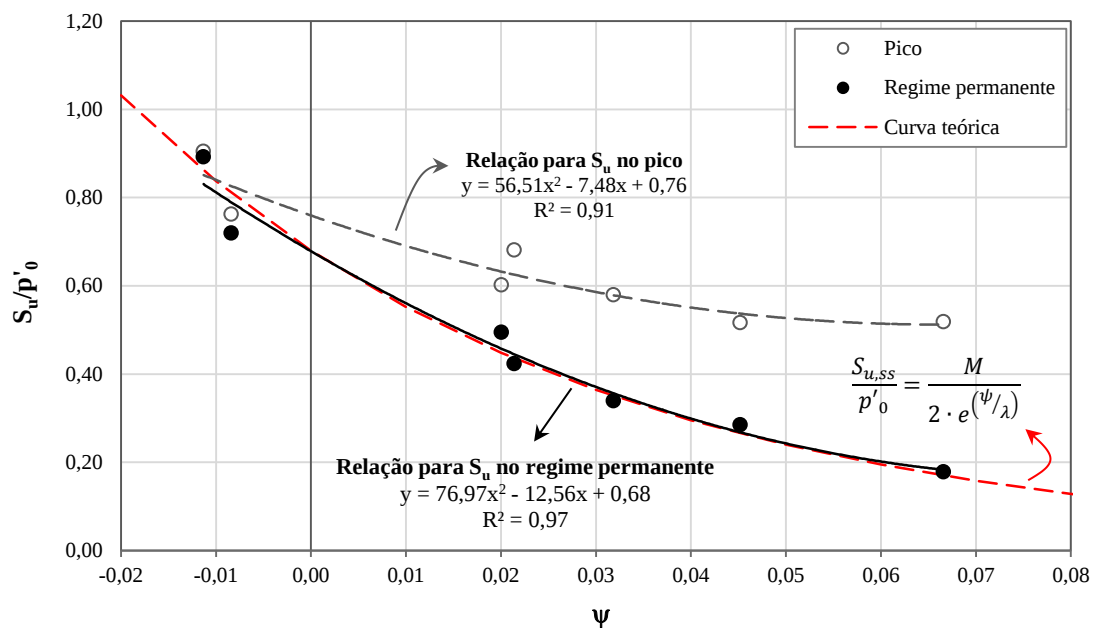


Figura 7.8 - Relação entre S_u/p'_0 (pico e regime permanente) e o parâmetro de estado dos corpos de prova

Observa-se que as duas curvas determinadas tendem a se afastar com o aumento do parâmetro de estado, o que reforça a ideia de que, quanto maior ele for, maior será a diferença entre as tensões desviadoras alcançadas no pico e no estado de regime permanente. Observa-se também que ambas as curvas tendem a se encontrar em um determinado ponto, cujo valor de ψ é negativo, o que representaria uma condição em que não há mais perda de resistência após um valor de pico.

7.4. DETERMINAÇÃO DA SUPERFÍCIE DE COLAPSO

Conforme discutido anteriormente no capítulo 3, SLADEN *et al.*(1985) definem a superfície de colapso no espaço $p'-q$ como uma linha reta que intercepta os pontos de pico e o ponto de regime permanente em corpos de prova cisalhados com o mesmo índice de vazios. A Figura 7.9 apresenta os caminhos de tensões efetivas dos ensaios T-U-300(2) e T-U-500(1), cisalhados com índices de vazios de 0,763 e 0,764, respectivamente. Nela estão marcados os pontos de pico e os pontos de regime permanente de ambos os ensaios. Nota-se que os pontos de regime permanente estão sobre a SSL e que são quase coincidentes, dada à proximidade do valor do índice de vazios dos dois corpos de prova. A partir desses pontos foi traçada a linha de colapso, por regressão linear, válida para esse índice de vazios. O ajuste resultou em $\phi'_L=21^\circ$, com $R^2=1,000$.

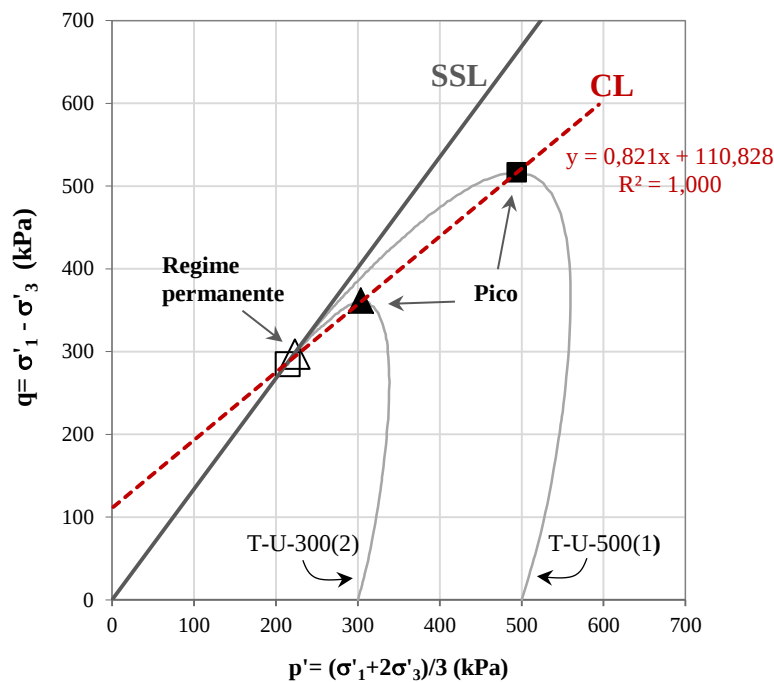


Figura 7.9 - Linha de colapso (CL) dos ensaios T-U-300(2) e T-U-500(1)

Conforme apresentado anteriormente, SLADEN *et al.*(1985) pontuam que a inclinação da superfície de colapso se mantém constante para qualquer índice de vazios, e propõem normalizar os caminhos de tensões efetivas pela média das tensões efetivas principais no estado de regime permanente (p'_{ss}), a fim de se determinar uma inclinação única da linha de colapso.

A Figura 7.10 apresenta os caminhos de tensões efetivas normalizados dos ensaios CIU realizados para este trabalho, com os respectivos pontos de pico marcados. O ensaio T-U-500(3) foi excluído da análise por não apresentar redução de p' . A SSL, no gráfico normalizado fica reduzida a um ponto, e também se encontra representada na Figura 7.10. A linha de colapso foi então ajustada por regressão linear, utilizando 7 pontos (6 de pico e 1 de regime permanente), e resultou em um valor de $M_L=1,01$ com um $R^2=0,99$. A partir da Equação 3.1 tem-se $\phi'_L=26^\circ$.

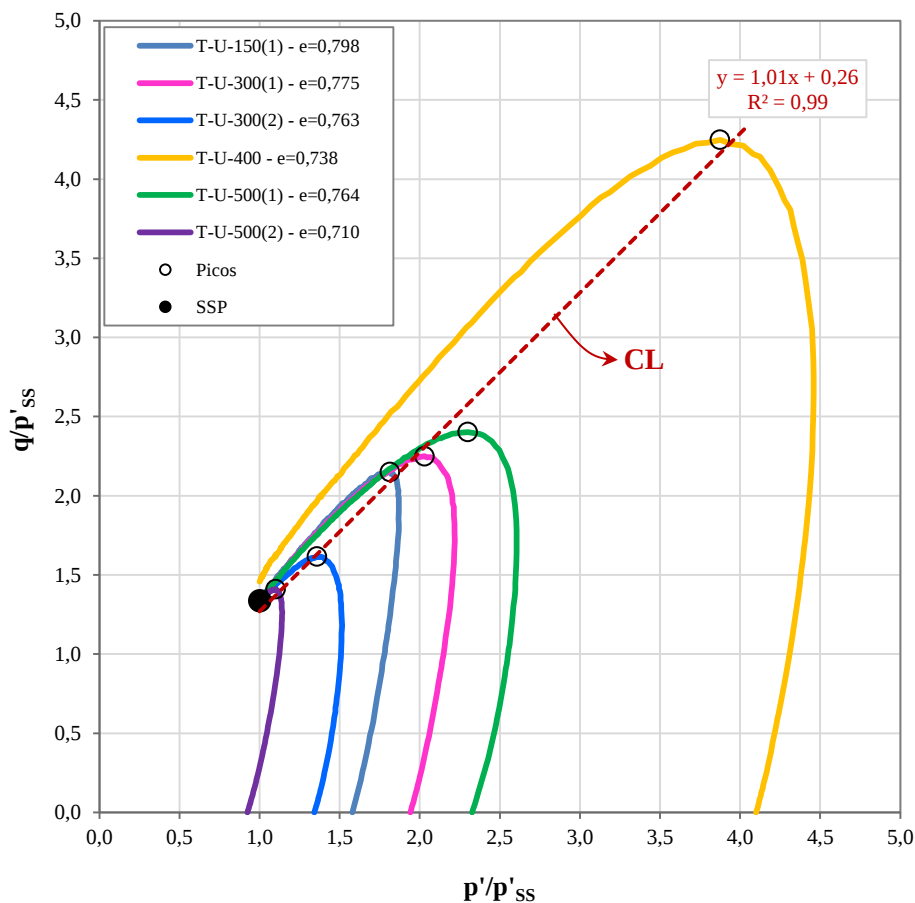


Figura 7.10 - Caminhos de tensões efetivas dos ensaios CIU normalizados por p'_{ss}

De forma análoga, foi traçada a linha de colapso do rejeito utilizando também os resultados dos ensaios realizados por FLÓREZ (2015). Apenas os resultados dos ensaios de 600 dias foram utilizados porque somente esta campanha apresentou corpos de prova no estado “fofo”. A Figura 7.11 apresenta os pontos de ruptura dos ensaios de ambas as campanhas e o ponto correspondente a SSL. A linha de colapso foi então traçada por regressão linear e resultou em um valor de $\phi'_L=26^\circ$, com um $R^2=0,98$. Novamente se observa uma ótima correlação entre os resultados de ambas as campanhas de ensaios.

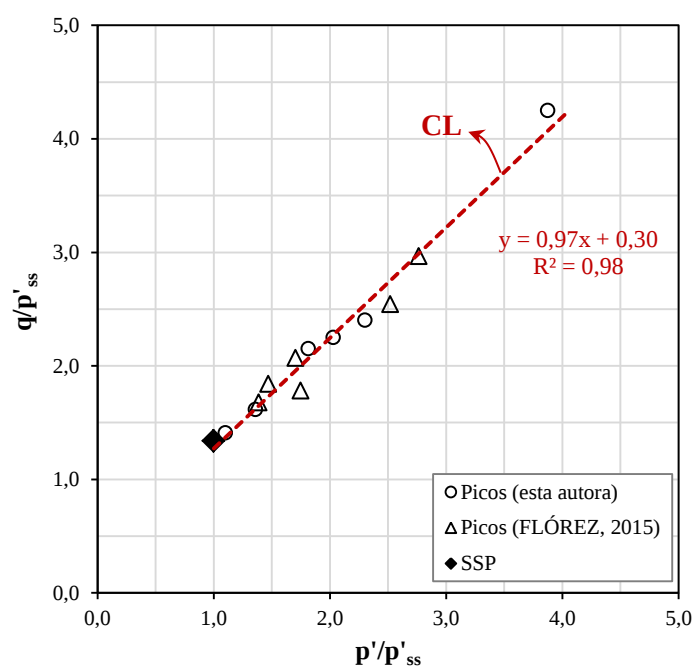


Figura 7.11 - Linha de colapso (CL) do rejeito, determinada a partir dos ensaios realizados por esta autora e por FLÓREZ (2015)

7.5. LINHA DE INSTABILIDADE

Conforme discutido no item 3.2.2 deste trabalho, a inclinação da linha de instabilidade, no plano $p'-q$, é dada pela razão entre as tensões q e p' no pico do caminho de tensões efetivas dos ensaios não drenados (η_p) e, assim, o ângulo de atrito de Mohr-Coulomb é equivalente ao ângulo de atrito de pico.

A Tabela 7.7 apresenta os valores dos parâmetros de estado dos corpos de prova, os valores da razão q/p' no pico (η_p) e os valores do ângulo de atrito

correspondente à linha de instabilidade (ϕ'_{IL}) para os sete corpos de prova cujos parâmetros de estado foram determinados.

Tabela 7.7 - Parâmetros de estado, razão entre tensões no pico, e ângulo de atrito correspondente à linha de instabilidade

Ensaio	CP	ψ	η_p	ϕ'_{IL} (°)
CIU	T-U-150	0,021	1,19	30
	T-U-300(1)	0,032	1,11	28
	T-U-300(2)	0,020	1,19	30
	T-U-400	0,067 (*)	1,10	28
	T-U-500(1)	0,045	1,04	26
	T-U-500(2)	-0,008	1,28	32
	T-U-500(3)	-0,011	1,35	34

Os valores determinados foram então plotados no gráfico da Figura 7.12, que apresenta a relação entre a inclinação da linha de instabilidade e o parâmetro de estado. Conforme resultados apresentados por CHU *et al.* (2012) e CARRERA *et al.* (2011), e expostos anteriormente no capítulo 3, essa inclinação tende a se manter constante a partir de um determinado valor do parâmetro de estado. Dessa forma, foi feito um ajuste quadrático aos pontos do gráfico, e a curva ajustada aparenta tender a uma estabilização quando ψ é aproximadamente igual a 0,06. O coeficiente de correlação encontrado no ajuste foi igual a 0,92.

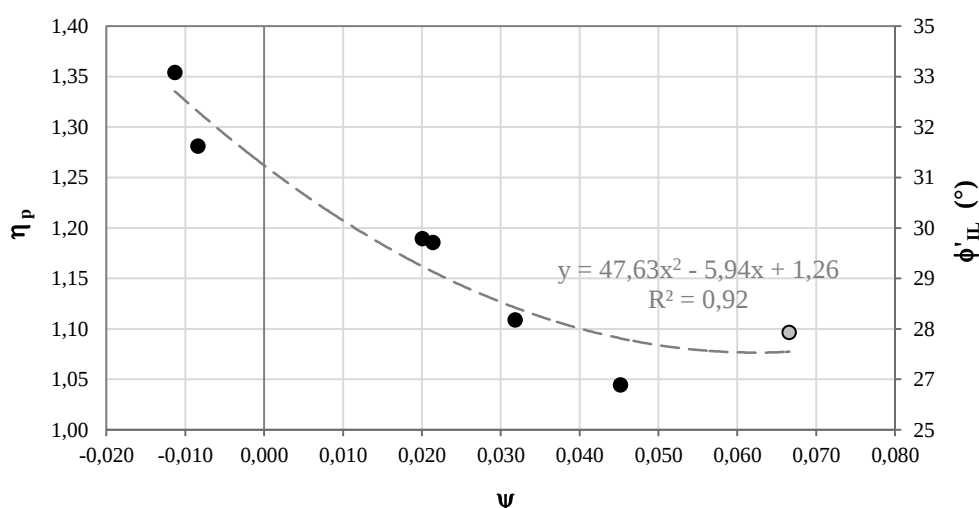


Figura 7.12 - Relação entre a inclinação da linha de instabilidade (e o ângulo de atrito correspondente) e o parâmetro de estado dos corpos de prova

7.6. ÍNDICE DE FRAGILIDADE NÃO DRENADA (I_{Bu})

O índice de fragilidade não drenada foi apresentado no item 3.2.3 deste trabalho, e é definido pela Equação 3.3. Os valores dos índices calculados para os ensaios triaxiais CIU realizados por esta autora encontram-se apresentados na Tabela 7.8. A partir dos valores calculados foram traçados gráficos para avaliar as relações de I_{Bu} com o índice de vazios dos CP, com a média das tensões principais efetivas iniciais, e com o parâmetro de estado. A Tabela 7.8 resume os valores utilizados, e os gráficos encontram-se apresentados nas Figuras 7.13 a 7.15. Os pontos em cinza nos gráficos de índice de vazios e de parâmetro de estado representam o ensaio T-U-400, que teve esses valores estimados pela SSL (item 7.3.1).

Tabela 7.8 - Valores de I_{Bu} dos ensaios CIU realizados

CP	I_{Bu} (%)	e	ψ
T-U-150	38	0,798	0,021
T-U-300(1)	42	0,775	0,032
T-U-300(2)	18	0,763	0,020
T-U-400	66	0,796(*)	0,067(*)
T-U-500(1)	45	0,764	0,045
T-U-500(2)	6	0,710	-0,008
T-U-500(3)	0	0,708	-0,011

(*)Valores estimados pela SSL

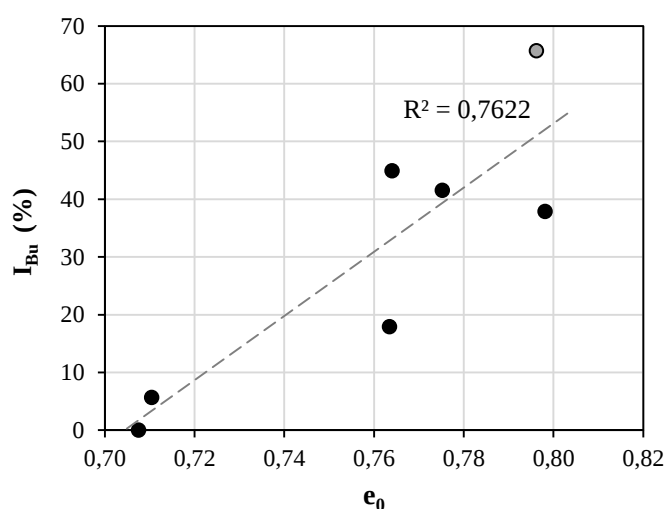


Figura 7.13 - Relação entre I_{Bu} e o índice de vazios no início do cisalhamento dos CP

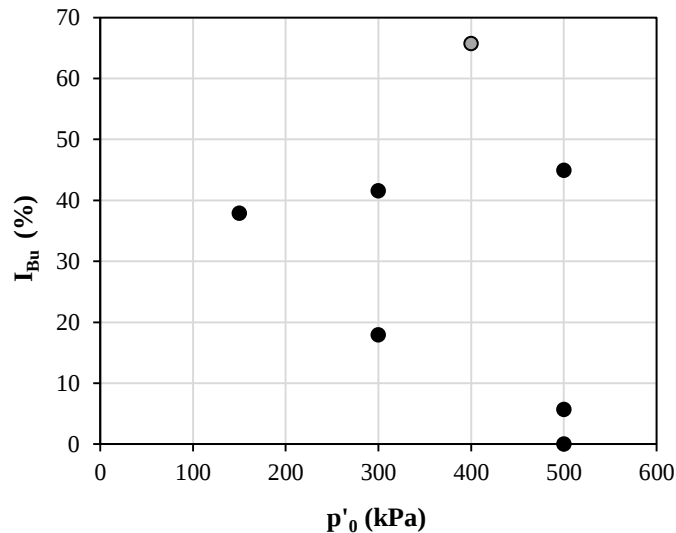


Figura 7.14 - Relação entre I_{Bu} e o estado de tensões efetivas no início do cisalhamento dos CP

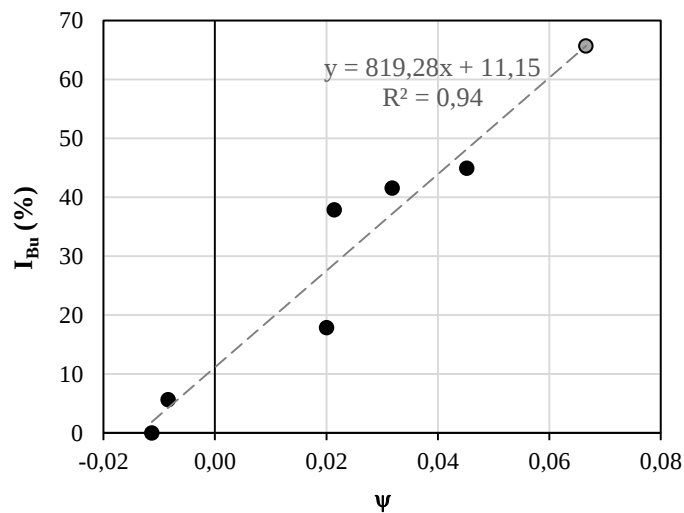


Figura 7.15 - Relação entre I_{Bu} e o parâmetro de estado dos CP

Observa-se na Figura 7.13 que há uma tendência do índice de fragilidade não drenada crescer com o aumento do índice de vazios, mas não há uma correlação forte entre os valores encontrados. Também não houve correlação entre o valor do índice e o estado inicial de tensões efetivas dos corpos de prova, conforme apresentado na Figura 7.14. No entanto, quando ambos foram analisados em conjunto, isto é, quando analisada a relação entre I_{Bu} e o parâmetro de estado, observa-se uma relação quase linear para o intervalo analisado, como demonstra a Figura 7.15. Dessa forma, conforme discussão apresentada no item 3.2.3, observa-se que o I_{Bu} cresce com o aumento do parâmetro de estado, isto é, quanto maior for o parâmetro de estado, mais significativa é a diferença

entre as tensões desviadoras de pico e na condição de regime permanente quando comparada à desviadora alcançada no pico.

Também foi analisada, para o rejeito estudado, a relação entre a resistência não drenada no estado de regime permanente, normalizada pela tensão efetiva após a consolidação, e o índice de fragilidade não drenada. Segundo SADREKARIMI & OLSON (2011a), essa relação pode ser representada por uma função quadrática.

A Figura 7.16 apresenta então a relação determinada para o rejeito, a partir dos ensaios CIU realizados por esta autora e dos ensaios de 600 dias de FLÓREZ (2015). Além dos 14 pontos referentes aos ensaios realizados, um ajuste foi feito considerando também o ponto de coordenadas (1,0), já que, por definição, quando a resistência não drenada na condição de regime permanente for igual à zero, o índice de fragilidade não drenada será igual a 1 (100%). Observa-se que os valores encontrados a partir dos ensaios igualmente foram bem representados por uma função quadrática, cujo ajuste resultou em um coeficiente de correlação igual a 0,94.

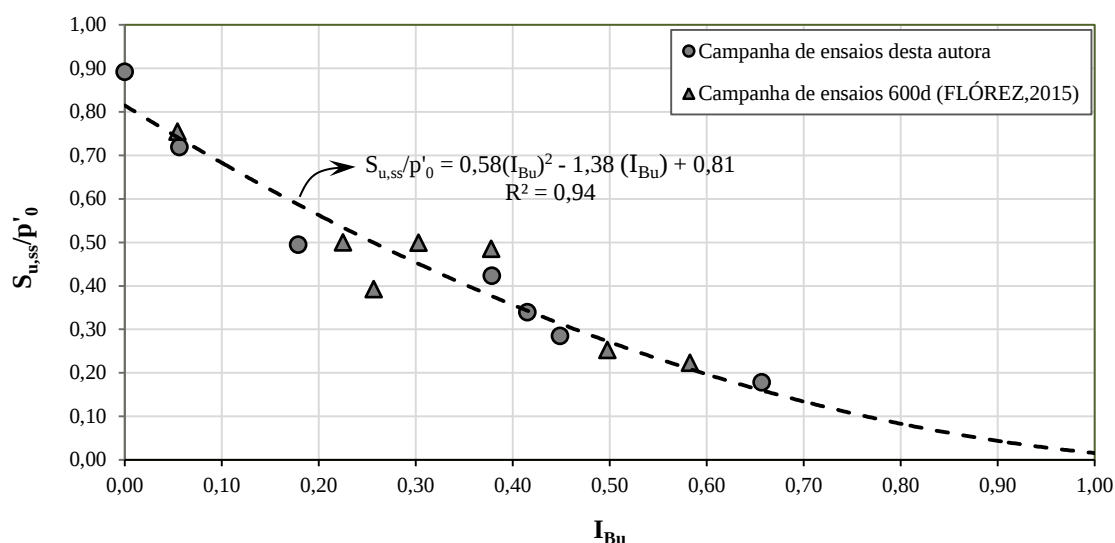


Figura 7.16 - Relação entre $S_{u,ss}/p'_0$ e I_{Bu} para o rejeito estudado

Durante as análises dos resultados, diversos parâmetros foram se repetindo através da determinação de funções ajustadas a partir dos resultados dos ensaios. Por consequência, são conhecidas

- (i) uma equação teórica que relaciona $S_{u,ss}/p'_0$ com o ψ (Equação 7.2);
- (ii) uma função linear, ajustada aos resultados dos ensaios, que relaciona o ψ com o I_{Bu} (Figura 7.15);

- (iii) uma função quadrática, ajustada aos resultados dos ensaios, que relaciona a razão $S_{u,ss}/p'_0$ com o I_{Bu} (Figura 7.16).

Percebe-se que (i), (ii), e (iii) correspondem a três equações envolvendo três incógnitas: $S_{u,ss}/p'_0$, ψ , e I_{Bu} . Portanto, de forma lógica, e havendo consistência entre os resultados encontrados, a união de duas dessas relações teria que resultar na terceira. A partir dessa observação, uma última análise foi realizada, de forma a verificar essa consistência para interpolação de resultados.

A partir da união de (i) e (ii) determinou-se a razão $S_{u,ss}/p'_0$ em função do I_{Bu} :

$$\frac{S_{u,ss}}{p'_0} = \frac{M}{2e^{(\psi/\lambda)}} = \frac{1,36}{2e^{[(0,114 \cdot I_{Bu} - 0,011)/0,048]}} = \frac{0,68}{e^{(2,381 \cdot I_{Bu} - 0,233)}} \quad [\text{Equação 7.3}]$$

A curva que representa essa função foi então comparada com a curva dada por (iii), e o resultado encontra-se na Figura 7.17. Observa-se que a curva traçada, em azul, apresenta bom ajuste para a faixa de valores ensaiados (I_{Bu} entre 0 e 0,66) mas diverge da curva experimental para valores de $I_{Bu} > 0,66$. Dessa forma, pontua-se que as relações encontradas isoladamente nas análises dos resultados são consistentes quando analisadas em conjunto, porém apenas dentro do intervalo compreendido pelos resultados dos ensaios.

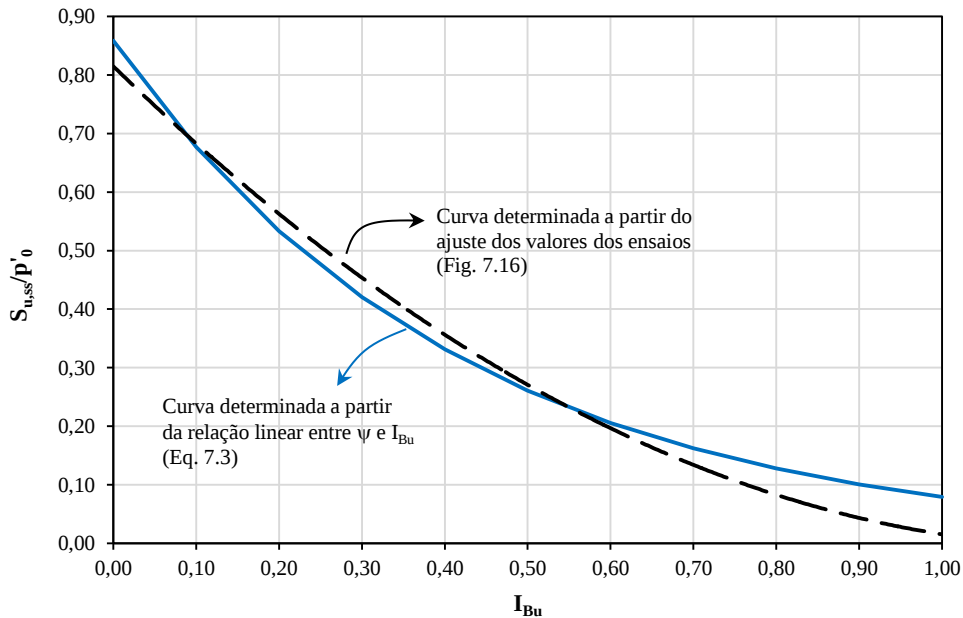


Figura 7.17 - Comparação entre a curva determinada através dos resultados dos ensaios e a curva calculada considerando uma relação linear entre ψ e I_{Bu}

7.7. COMPARAÇÃO COM OS RESULTADOS DE OUTROS AUTORES

7.7.1. Parâmetros da SSL (M , λ , Γ)

Conforme exposto no capítulo 2, BEEN & JEFFERIES (2016) reuniram diversos resultados encontrados na literatura para solos de naturezas diferentes, incluindo areias *standard* de laboratório, areias naturais e rejeitos. A tabela com o resultado dessa pesquisa conta com 74 materiais e, a partir desses dados, BEEN & JEFFERIES (2016) determinaram valores de intervalos típicos para diferentes tipos de solos.

A Tabela 7.9 apresenta esses intervalos típicos. Observa-se que, para o rejeito estudado neste trabalho, o valor determinado do parâmetro M ficou compreendido no intervalo dos rejeitos, e λ no intervalo de siltes arenosos uniformes.

Tabela 7.9 - Intervalos típicos dos parâmetros do solo na condição de regime permanente (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

Propriedade	Intervalo típico	Observação	Rejeito desta pesquisa
Γ	0,9 – 1,4	Altura da SSL, definida para $p'=1\text{ kPa}$	1,017
λ	0,009-0,03: areias quartzosas uniformes 0,04-0,11: siltes arenosos uniformes a siltes 0,02-0,03: siltes arenosos bem graduados	Inclinação da SSL quando aproximada por uma reta no espaço $\ln p'-e$	0,048
M	1,20-1,35: areias quartzosas 1,15-1,25: areias fofas 1,30-1,60: rejeitos de areia ou silte	Razão entre q e p' no estado de regime permanente: compressão triaxial como condição de referência	1,36

Além dos valores tabelados por BEEN & JEFFERIES (2016), buscou-se comparar os resultados determinados nesse estudo com rejeitos de minério de ferro provenientes da indústria brasileira. A Tabela 7.10 apresenta um resumo dos resultados encontrados a partir de 8 rejeitos estudados por quatro diferentes autores, sendo todos oriundos do quadrilátero ferrífero mineiro. Algumas considerações sobre a tabela:

- (i) Os valores do parâmetro M apresentados na tabela para os rejeitos estudados por REZENDE (2013), MOTTA (2008) e PEREIRA (2005) foram determinados por essa autora, a partir dos resultados dos ensaios

triaxiais divulgados pelos autores em seus respectivos trabalhos, sendo os dois primeiros possíveis apenas de serem estimados.

- (ii) Os valores de FC e D_{50} , quando não disponibilizados pelos autores, foram estimados a partir da curva granulométrica de cada material.

Observa-se na Tabela 7.10 que o menor e o maior valor determinado para M foram dos ensaios com teor de ferro reduzido. Para rejeitos de minério de ferro em suas condições naturais, M variou entre 1,27 e 1,58. O valor encontrado para o rejeito do presente estudo ($M=1,36$) encontra-se dentro deste intervalo. Ressalta-se que o parâmetro M não apresentou nenhuma correlação com as características físicas apresentadas na tabela, exceto uma tendência de decrescer com o aumento de D_{50} .

BEEN & JEFFERIES (2016) também plotaram os valores de λ_{10} em função do teor de finos (em escala logarítmica) para os diversos tipos de materiais analisados, assim como a relação entre Γ e o índice de vazios máximo. O resultado encontra-se apresentado nas Figuras 7.18 e 7.19, com a adição dos resultados determinados para o rejeito estudado, sendo $\lambda_{10}=0,11$, FC=38%, $\Gamma=1,017$ e $e_{m\acute{a}x}=0,97$.

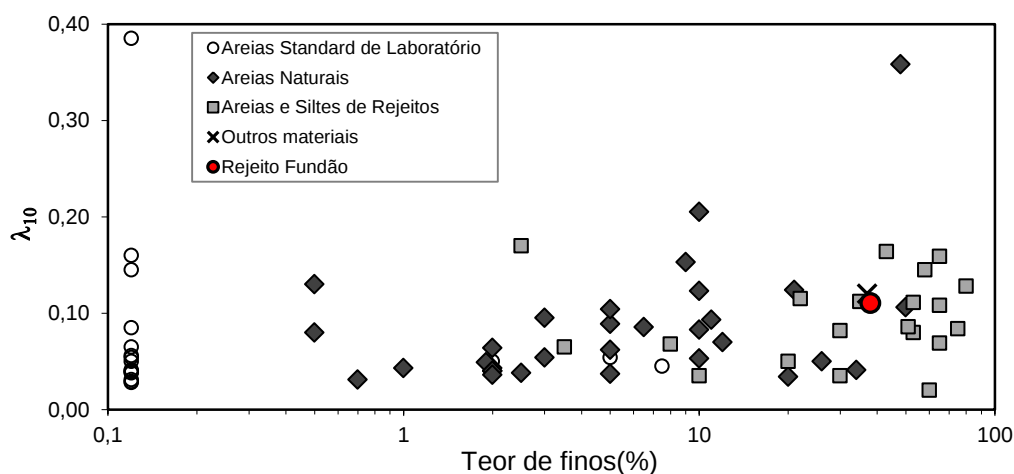


Figura 7.18 - Relação entre λ_{10} e a porcentagem de finos para diferentes materiais (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

Tabela 7.10 - Resumo das características de rejeitos de minério de ferro encontrados na literatura

Tipo de rejeito	Autor	Amostra	Regime Permanente			Caracterização					
			M	λ	Γ	FC (%)	D ₅₀ (mm)	argila (%)	silte (%)	areia (%)	G _s
Ferro	ESTA AUTORA	Barragem do Fundão (praia)	1,36	0,048	1,017	39	0,09	0	31	69	2,80
	REZENDE (2013)	Barragem do Fundão (praia)	1,29(*)	-	-	56	0,072	4	33	63	2,97
		Barragem do Fundão (praia)	1,40(*)	-	-	40	0,1	2	37	61	2,84
		Barragem do Fundão (praia)	1,32(*)	-	-	70	0,058	4	44	51	2,94
		Barragem do Fundão (praia)	1,31(*)	-	-	34	0,11	2	27	71	3,00
	MOTTA (2008)	Barragem de Germano (rejeito fino)	1,45(*)	-	-	89	0,032	7	71	22	3,22
	PEREIRA (2005)	Barragem de Germano (rejeito granular)	1,57(*)	-	-	61	0,047	13	48	39	3,40
		Barragem de rejeitos de Itabiruçu	1,41(*)	-	-	34	0,088	13,5	20,5	66	3,34
		Barragem de rejeitos de Forquilha III	1,58(*)	-	-	74	0,026	18,5	55	26,5	3,95
		Barragem de rejeitos de Forquilha II	1,30(*)	-	-	24	0,17	13	11	76	4,80
		Barragem de rejeitos de Forquilha II (com teor de ferro reduzido)	1,63(*)	-	-	24	0,24	10,5	13	76,5	3,63
		Barragem de rejeitos de Campo Grande	1,27(*)	-	-	50	0,06	12	38	30	4,15
		Barragem de rejeitos de Córrego do Doutor	1,33(*)	-	-	47	0,064	12	35	53	3,37
		Barragem de rejeitos de Córrego do Doutor (com teor de ferro reduzido)	1,07(*)	-	-	47	0,065	11	36	53	2,92

(*)Valores determinados por esta autora, a partir dos resultados de ensaios apresentados por outros autores

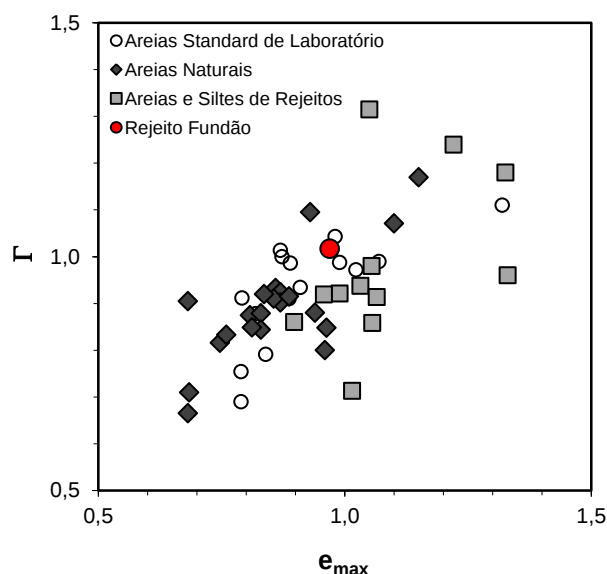


Figura 7.19 - Relação entre Γ e o índice de vazios máximo para diferentes materiais (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

Observa-se pela grande variabilidade de resultados da Figura 7.18 que não há uma relação direta entre λ_{10} e o teor de finos ao se comparar materiais de diferentes origens. Já na Figura 7.19 pode-se notar uma tendência de Γ crescer com o aumento do índice de vazios máximo. Observa-se também que não foi determinado, para nenhum rejeito, $e_{m\acute{a}x}$ inferior a 0,90, como era esperado para o rejeito estudado neste trabalho.

Por último, a Figura 7.20 apresenta uma comparação entre onze linhas de regime permanente de areias/siltes de rejeitos determinadas na literatura (BEEN & JEFFERIES, 2016) com a adição da SSL determinada para o rejeito da Barragem do Fundão neste trabalho.

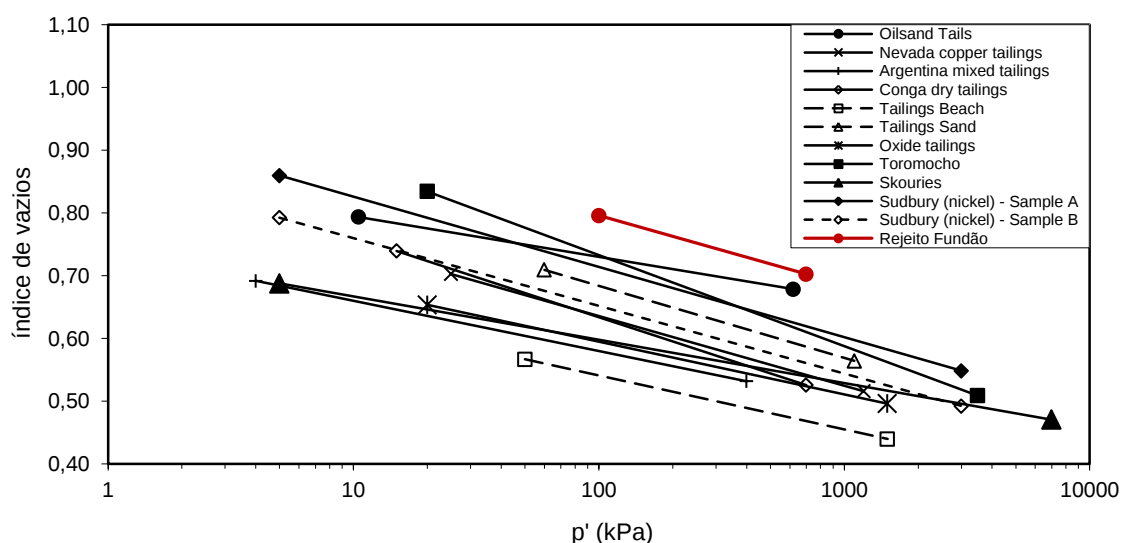


Figura 7.20—Comparação da SSL determinada para o rejeito estudado com a de outros rejeitos arenosos/siltosos da literatura (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

7.7.2. Linha de Colapso

A Tabela 7.11 apresenta a inclinação da linha de colapso de sete areias, segundo SLADEN *et al.* (1985). Nota-se que os valores variaram entre 14 e 19°, e se mostraram bem inferiores ao valor de 26° determinado para o rejeito do Fundão.

Tabela 7.11 - Inclinação da superfície de colapso de algumas areias (adaptado de SLADEN *et al.*, 1985)

Areia	Autor	M _L	ϕ'_L (°)
Nerlerk 0%	SLADEN <i>et al.</i> (1985)	0,62	16
Nerlerk 2%	SLADEN <i>et al.</i> (1985)	0,60	16
Nerlerk 12%	SLADEN <i>et al.</i> (1985)	0,59	16
Leighton Buzzard	SLADEN <i>et al.</i> (1985)	0,54	14
Banding N° 1	CASTRO <i>et al.</i> (1982)	0,67	18
Banding N° 5	CASTRO <i>et al.</i> (1982)	0,71	19
Banding N° 6	CASTRO <i>et al.</i> (1982)	0,66	17

Quando comparado a outros rejeitos da literatura, no entanto, o valor determinado encontra-se dentro do esperado. PEREIRA (2005) determinou um intervalo entre 22 e 35° para os oito rejeitos de minério de ferro estudados por ele, e anteriormente apresentados na Tabela 7.10. FOURIE & PAPAGEORGIOU (2001) apresentaram uma inclinação da linha de colapso igual a 25° para o rejeito de ouro de Merriespruit com 0% de finos.

7.7.3. Influência do parâmetro de estado no comportamento do material

As Figuras 7.21 e 7.22 apresentam, respectivamente, os mesmos gráficos das Figuras 2.15 e 2.16, apresentados por BEEN & JEFFERIES (2016) para ensaios triaxiais drenados. No entanto, a título de comparação, foram adicionados aos gráficos os resultados dos três ensaios CID realizados por esta autora, e para os quais foram determinados os valores dos parâmetros de estado. Observa-se que os resultados encontram-se dentro da faixa dos resultados encontrados na literatura.

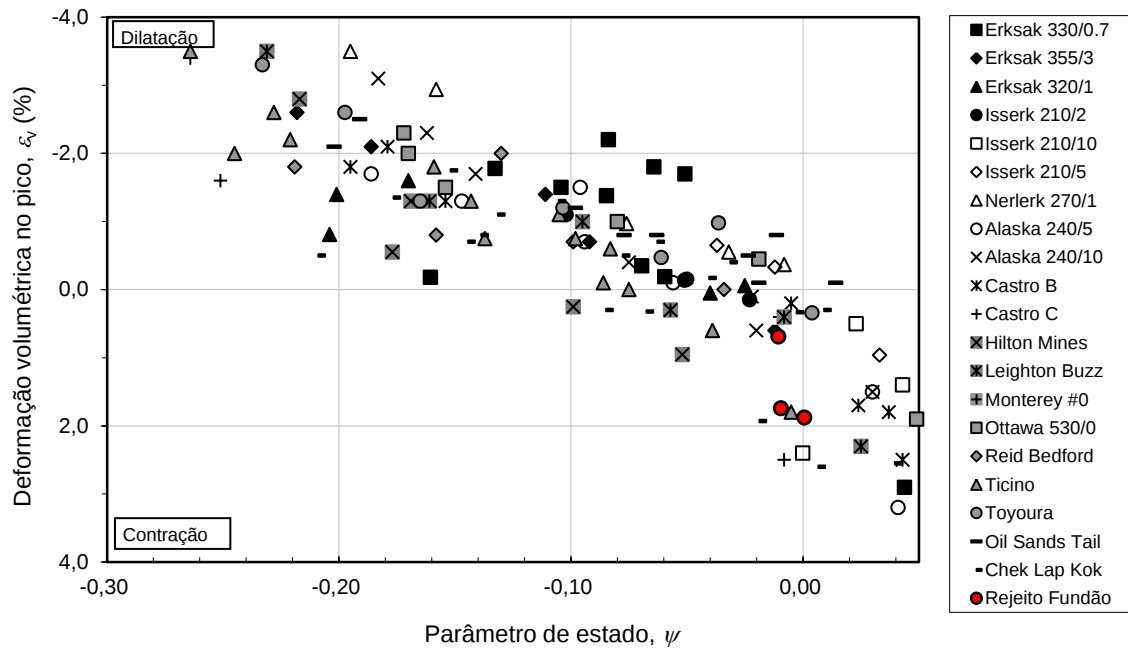


Figura 7.21 – Deformação volumétrica no pico em função do parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

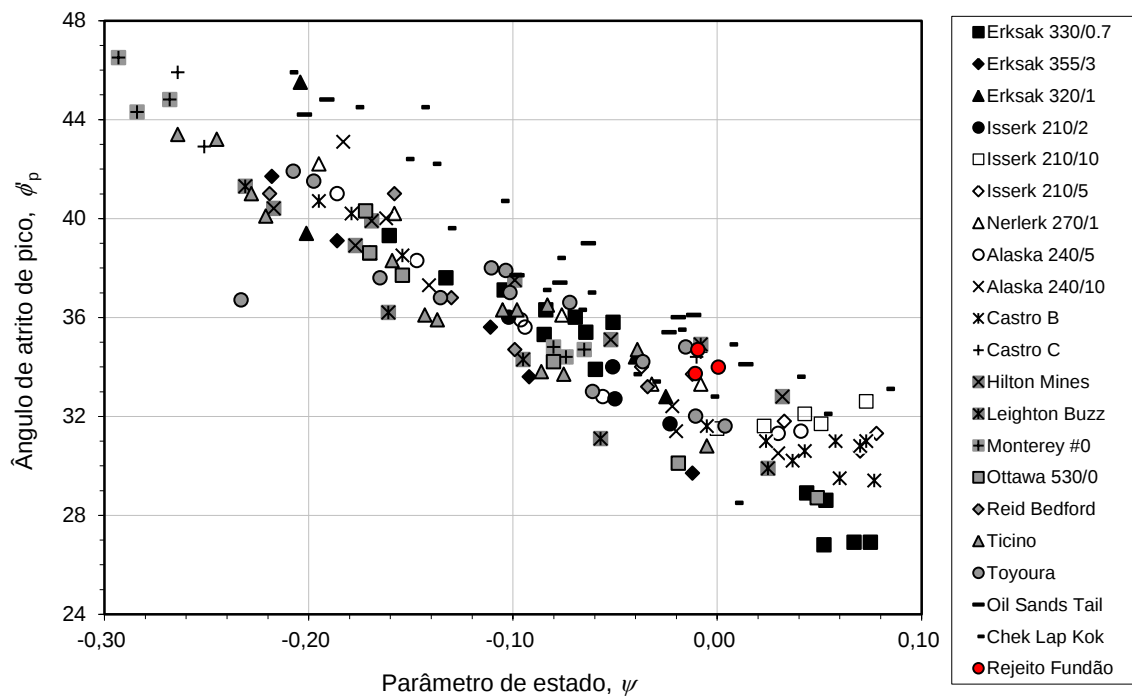


Figura 7.22 - Ângulo de atrito de pico em função do parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

De forma similar, as Figuras 7.23 e 7.24 exibem gráficos também apresentados anteriormente no capítulo 2, porém para ensaios triaxiais não drenados. A Figura 7.23 apresenta a relação entre o parâmetro A de poro-pressão na ruptura e o parâmetro de estado, e a Figura 7.24 a relação entre a razão S_u/p'_0 no pico e o parâmetro de estado. Em ambas as figuras encontram-se plotados os resultados obtidos por esta autora para o rejeito do Fundão.

Observa-se que os valores do parâmetro A na ruptura encontrados a partir dos ensaios realizados no rejeito do Fundão se apresentaram inferiores aos parâmetros encontrados por outros autores em outros materiais. A consequência direta do parâmetro A_f menor é percebida na Figura 7.24, onde os valores da razão S_u/p'_0 no pico se apresentam mais elevados que os dos outros materiais.

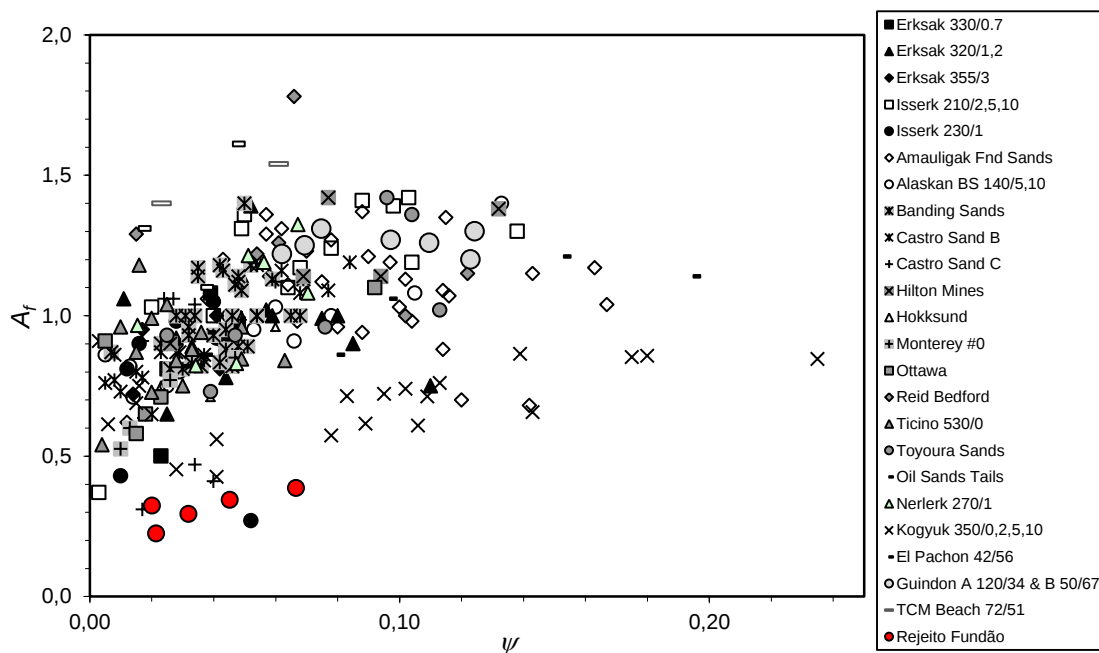


Figura 7.23 – Parâmetro de poro-pressão no pico em função do parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

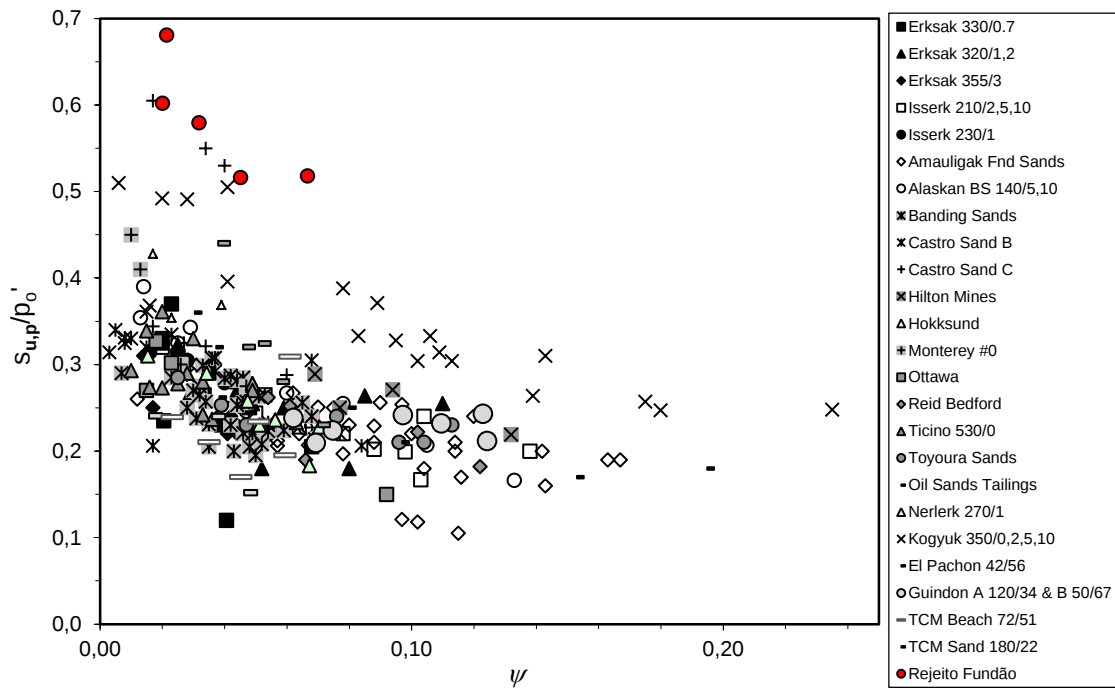


Figura 7.24 - Relação entre a razão S_u/p'_0 (na ruptura) e o parâmetro de estado: uma comparação entre os resultados encontrados para o rejeito do Fundão (em vermelho) e os resultados determinados por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES, 2016)

7.7.4. Índice de fragilidade não drenada (I_{Bu})

Conforme discutido no item 3.2.3 deste trabalho, HIRD & HASSONA (1990) propõem uma comparação entre os valores de I_{Bu} encontrados na literatura em função do parâmetro de estado dividido por λ_{10} , de forma a normalizar o diagrama pelo efeito da compressibilidade. A Figura 7.25 apresenta os resultados encontrados para o rejeito do Fundão plotados junto aos dados já apresentados na Figura 3.16. Observa-se que os cinco ensaios ficaram dentro da faixa definida pelos outros materiais.

Os resultados encontrados para o rejeito estudado também foram comparados com a relação apresentada por SADREKARIMI & OLSON (2011b), e exposta no item 3.2.3 deste trabalho. Foram utilizados os resultados dos ensaios não drenados realizados na campanha de ensaios executada por esta autora e na campanha de ensaios de 600 dias, executada por FLÓREZ (2015). A Tabela 7.12 resume os resultados dos 14 ensaios. Esses valores foram então plotados sobrepostos ao gráfico apresentado anteriormente na Figura 3.15, e o resultado encontra-se na Figura 7.26. Observa-se que

os 14 pontos correspondentes ao rejeito do Fundão apresentam uma mesma tendência, mas localizam-se um pouco à esquerda dos resultados encontrados pelos outros autores.

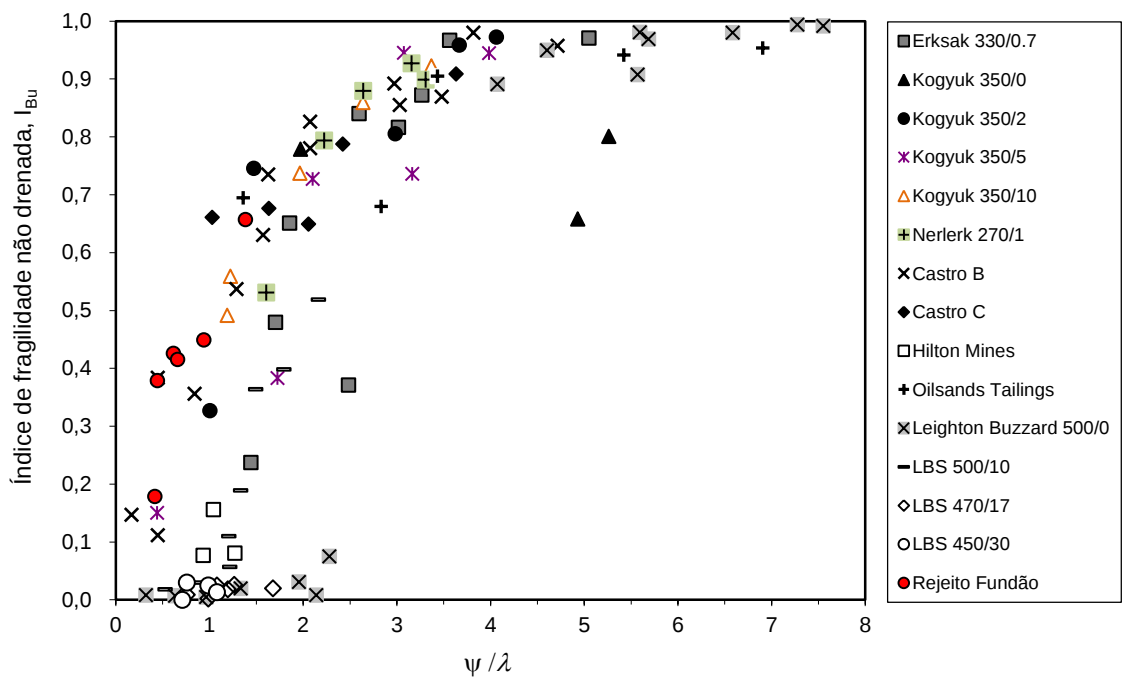


Figura 7.25 - Valores de I_{Bu} em função de ψ/λ encontrados para o rejeito estudado neste trabalho (em vermelho), e por outros autores (adaptado de BEEN & JEFFERIES)

Tabela 7.12 - Valores de I_{Bu} e p'_0/p'_{ss} para as duas campanhas de ensaios realizadas

Campanha	CP	I_{Bu} (%)	p'_0/p'_{ss}
Esta autora	T-U-150	38	1,6
	T-U-300(1)	42	1,9
	T-U-300(2)	18	1,3
	T-U-400	66	4,1
	T-U-500(1)	45	2,3
	T-U-500(2)	6	0,9
	T-U-500(3)	0	0,7
600dias de FLÓREZ (2015)	F-600d-50(1)	38	1,3
	F-600d-150(1)	23	1,3
	F-600d-300(1)	5	0,9
	F-600d-50(2)	30	1,3
	F-600d-150(2)	58	2,8
	F-600d-300(2)	26	1,7
	F-600d-500(2)	50	2,5

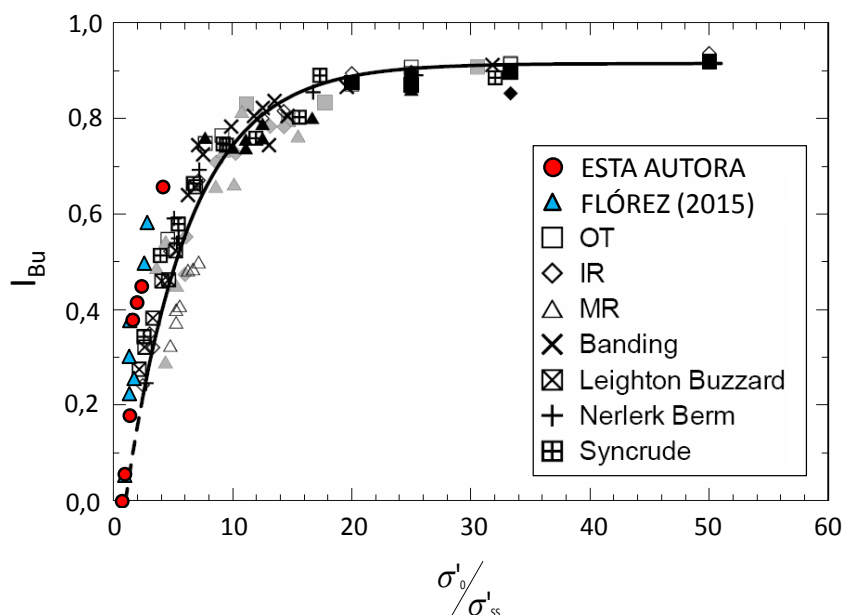


Figura 7.26 - Relação entre I_{Bu} e a tensão efetiva inicial normalizada pela tensão efetiva no estado de regime permanente (adaptado de SADREKARIMI & OLSON, 2011b)

A relação entre $S_{u,ss}/p'_0$ e o I_{Bu} , determinada para o rejeito estudado na Figura 7.16, foi comparada com a relação média determinada por SADREKARIMI & OLSON (2011a,b), apresentada anteriormente na Figura 3.17. Ambas as curvas encontram-se na Figura 7.27 e, como pode ser observado, as relações encontradas foram muito diferentes. O rejeito da barragem do Fundão apresentou valores de resistência não drenada no estado de regime permanente bem superiores à relação média proposta pelos autores, de forma similar ao comportamento observado anteriormente na Figura 7.24 para os valores de pico.

A título de comparação, foram também representados na Figura 7.27 os valores determinados por PEREIRA (2005) para 18 ensaios realizados em seis diferentes rejeitos de minério de ferro. Observa-se que, dos 18 pontos plotados, 15 apresentam uma ótima correlação ($R^2=0,97$) quando ajustados por uma função quadrática, e que essa curva fica compreendida entre os outros dois ajustes, igualmente quadráticos, já apresentados.

Atenta-se ainda para o fato de que os três pontos ensaiados por PEREIRA (2005) que fogem à essa tendência se aproximam da curva determinada para o rejeito estudado neste trabalho. Esses pontos, conforme destacado no gráfico, são os ensaios realizados pelo autor no rejeito depositado na barragem de Germano, que, conforme

apresentado no capítulo 5, é produto da mesma atividade mineradora do rejeito estudado neste trabalho, isto é, ambos os materiais possuem a mesma origem.

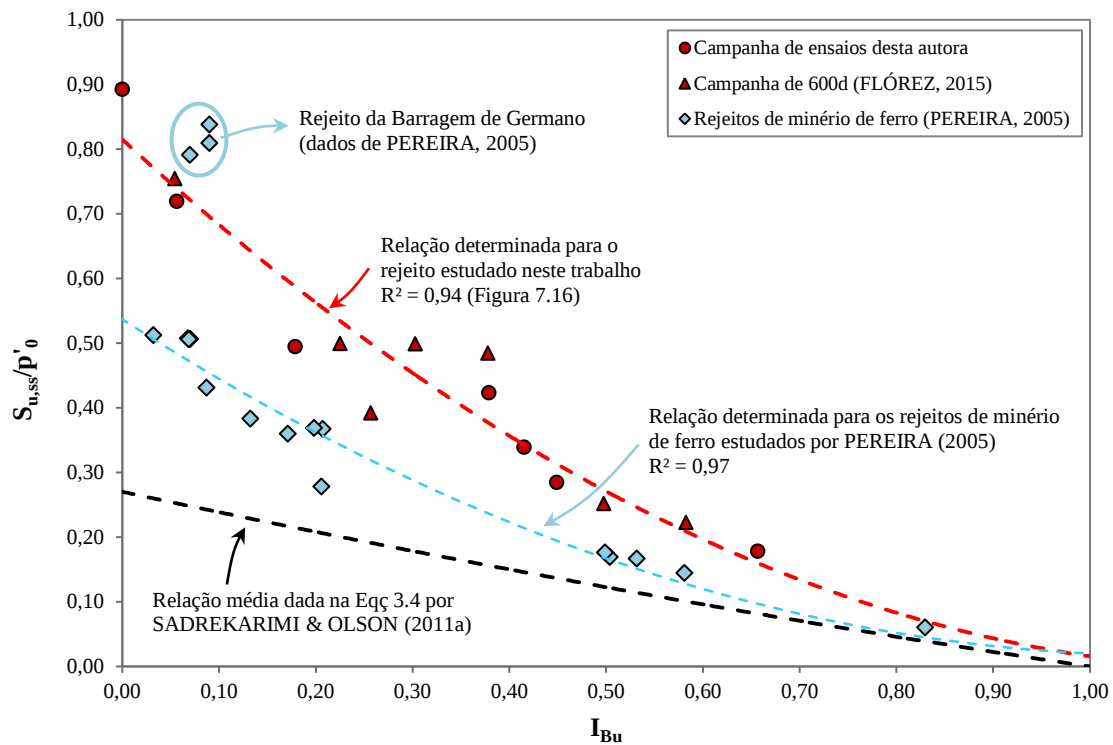


Figura 7.27 - Comparação da relação entre $S_{u,ss}/p'_0$ e I_{Bu} determinada para o rejeito estudado com a relação determinada por SADREKARIMI & OLSON (2011a,b), e com os valores determinados por PEREIRA (2005) para outros rejeitos de minério de ferro

8. CONCLUSÕES

A partir da realização de ensaios triaxiais CIU e CID, foi determinada neste trabalho a linha de regime permanente (SSL) para o rejeito de minério de ferro oriundo da barragem do Fundão nos planos $p'-q$ e $\log p'-e$. Essa linha é válida, a princípio, no intervalo compreendido entre os índices de vazios de 0,80 e 0,71, pois não foi analisado o comportamento do rejeito para baixas e altas tensões. As propriedades encontradas para o material nessa condição foram $M=1,36$, $\lambda=0,048$, e $\Gamma=1,017$.

Também foi determinada a linha de consolidação isotrópica do rejeito, sendo sua inclinação dada por $\lambda_{ICL}=0,041$, valor similar ao da linha de regime permanente, como era esperado pela teoria dos estados críticos.

A partir da moldagem de corpos de prova com diferentes índices de vazios e diferentes estados de tensões efetivas após a consolidação, foram determinados diferentes parâmetros de estado dos corpos de prova, de forma a se avaliar, e estimar, o comportamento do rejeito em função deles. Os valores determinados para o parâmetro de estado ficaram compreendidos no intervalo entre -0,011 e +0,067.

Assim, para os ensaios CIU, mostrou-se haver boa correlação entre o parâmetro de estado e o ângulo de atrito de pico, o parâmetro A na ruptura, a razão S_u/p'_0 nas condições de pico e de regime permanente, e também o índice de fragilidade não drenada (I_{Bu}).

Para avaliação do comportamento do rejeito quanto à liquefação estática, determinou-se a inclinação da superfície de colapso (SLADEN *et al.*, 1985), das linhas de instabilidade (LADE, 1994) e dos índices de fragilidade não drenada.

Foi determinado um valor de $\phi'_L=26^\circ$ para a superfície de colapso, a partir dos ensaios realizados por esta autora e por FLÓREZ (2015). Este valor é consideravelmente superior ao de outras areias da literatura, mas encontra-se dentro do intervalo dos rejeitos estudados por outros autores.

Para o intervalo de índices de vazios e tensões efetivas estudado, as inclinações das linhas de instabilidade variaram entre 26° e 34° . Também foi apresentado como essa variação se deu em função do parâmetro de estado.

O índice de fragilidade não drenada calculado para os 7 corpos de prova dos ensaios CIU realizados por esta autora resultou em valores entre 0 e 66%. Não foi

encontrada correlação clara entre esses valores e o índice de vazios, ou o estado de tensões efetivas, no início do cisalhamento. No entanto, dentro do intervalo estudado, os resultados apresentaram uma boa correlação linear com o parâmetro de estado dos corpos de prova, e uma equação que relaciona ambos foi apresentada.

As propriedades do rejeito da barragem do Fundão no regime permanente e seu comportamento durante o cisalhamento, estudados nesse trabalho, foram ainda comparados com os resultados de outros materiais estudados por outros autores.

Os valores de M , λ , e Γ determinados para o rejeito foram compatíveis com os resultados encontrados por outros autores considerando o tipo de material, granulometria e índice de vazios máximo.

Também foi mostrado que as relações encontradas nos ensaios CID para deformação volumétrica no pico e ângulo de atrito no pico, em função do parâmetro de estado, ficaram dentro da faixa de valores determinada pela literatura.

A partir dos resultados dos ensaios CIU observou-se que o rejeito do Fundão apresenta uma geração de excesso de poro-pressão na ruptura menor do que a grande maioria dos materiais granulares estudados por outros autores, para um dado valor do parâmetro de estado. Por consequência, a razão S_u/p'_0 no pico é superior a dos demais materiais.

A relação entre os valores de I_{Bu} e a razão S_u/p'_0 no estado de regime permanente foi apresentada, e comparada com a relação determinada por SADREKARIMI & OLSON (2011a,b). A curva encontrada para o rejeito estudado posicionou-se consideravelmente acima daquela proposta pelos autores. Por último, uma terceira curva foi traçada, com os valores de outros rejeitos de minério de ferro estudados na literatura, e observou-se que a curva determinada para esses rejeitos posicionava-se entre as curvas determinadas por SADREKARIMI & OLSON (2011a,b) e por esta autora. Também foi observado que apenas três corpos de prova fugiram à curva determinada, e se aproximaram da relação encontrada para o rejeito estudado neste trabalho. Atenta-se para o fato de que esses 3 corpos de prova são provenientes do material depositado na barragem de Germano, isto é, oriundo da mesma unidade industrial que o rejeito da barragem do Fundão.

9. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEDI, M., YASROBI, S. “Effects of plastic fines on the instability of sand”, **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v.30, pp.61-67, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 6458:2016 – Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água**, 2016a.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 7181:2016 – Solo – Análise Granulométrica**, 2016b.

ASTM. **D4253-00 - Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table**, 2000a.

ASTM. **D4254-00 - Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table**, 2000b.

ATKINSON, J. L., BRANSBY, P. L. **The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics**. 2 ed. London, McGraw-Hill, 1978.

BEDIN, J. **Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração**. Tese de D.Sc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, 2010.

BEDIN, J., SCHNAID, F., FONSECA, A. V, *et al.* “Gold tailings liquefaction under critical state soil mechanics”, **Géotechnique**, v.62, n.3, pp.263-267, Mar 2012.

BEEN, K., JEFFERIES, M. G. “A state parameter for sands”, **Géotechnique**, v.35, n.2, pp. 99-112, Fev 1985.

BEEN, K., JEFFERIES, M. G. **Soil Liquefaction: A Critical State Approach**. 2 ed. London and New York, Taylor & Francis, 2016.

BEEN, K., JEFFERIES, M. G., HACHEY, J. “The critical state of sands”, **Géotechnique**, v.41, n.3, pp.365-381, Mar 1991.

BISHOP, A. W. “Progressive failure – with special reference to the mechanism causing it”. In: **Proceedings of the Geotechnical Conference**, v.2, p. 142-150, Oslo, 1967.

BISHOP, A. W. “The stability of tips and spoil heaps”. **Quarterly Journal of Engineering Geology**, v.6, p. 335-376, 1973.

BOUKPETI, N., MRÓZ, Z., DRESCHER, A. “A model for static liquefaction in triaxial compression and extension”, **Can. Geotech. J.**, v.39, pp.1243-1253, 2002.

CARRERA, A., COOP, M., LANCELLOTTA, R. “Influence of grading on the mechanical behavior of Stava tailings”, **Géotechnique** v.61, n.11, pp.935-946, Nov 1991.

CASTRO, G. “Liquefaction of Sand”. **Harvard Soil Mechanics Series**, v.81, Harvard University, Cambridge, Mass, 1969.

CHU, J., LEONG, W. K., LOKE, W. L., *et al.* “Instability of Loose Sand under Drained Conditions”, **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v.138, n.2, pp.207-216, Feb. 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE PRODUÇÃO MINERAL (DNPM). **Sumário Mineral 2015**. Brasília, 2016, 135p. Disponível em: <<http://www.dnpm.gov.br/dnpm/sumarios/sumario-mineral-2015>>. Acesso em: 11 jun 2017, 11:19:51

FLÓREZ, C. T. **Estudo da alteração em laboratório de rejeitos de mineração de ferro para análise em longo prazo**. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.

FOURIE, A. B., PAPAGEORGIOU, G. “Defining an appropriate steady state line for Merriespruit gold tailings”, **Can. Geotech.J.**, v.38, pp.695-706, 2001.

GOMES, R. C., PEREIRA, E. L., RIBEIRO, L. F. M. “Avaliação do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Mineração”. In: **III SBMR – Simpósio Brasileiro De Mecânica das Rochas**, p.91-101, São Paulo, 2002.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing – Volume 2: Permeability, Shear Strength and Compressibility Tests**. London, Pentech Press, 1982.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing – Volume 3: Effective Stress Tests**. London, Pentech Press, 1986.

HIRD, C. C., HASSONA, F. A. K. “Some factors affecting the liquefaction and flow saturated sands in laboratory tests”, **Engineering Geology**, v.28, pp.149-170, 1990.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO (IBRAM). **Informações sobre a economia mineral brasileira 2015**. Brasília, 2015a, 25 p. Disponível em: <<http://www.ibram.org.br/sites/1300/1382/00005836.pdf>>. Acesso em: 11 jun. 2017, 09:41:12.

INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO (IBRAM). **Relatório anual IBRAM Julho 2014 – Maio 2015**. Brasília, 2015b, 40 p. Disponível em: <<http://ibram.org.br/sites/1300/1382/00005733.pdf>>. Acesso em: 11 jun. 2017, 09:19:03

LADE, P. V. “Instability and Liquefaction of Granular Materials”, **Computers and Geotechnics**, v.16, pp.123-151, 1994.

LADE, P. V. “Static Instability and Liquefaction of Loose Fine Sandy Slopes”, **J. Geotech. Eng.**, v.118, n.1, pp.51-71, Jan 1992.

LADE, V. P., YAMAMURO, J. A. “Evaluation of static liquefaction potencial of silty sand slopes”, **Can. Geotech.J.**, v.48, pp.247-264, 2011.

LEONG, W. K., CHU, J., THE, C. I. “Liquefaction and instability of a granular fill material”, **Geotechnical Testing Journal**, v.23, n.2, pp.178-192, 2000.

LI, X. S., WANG, Y. “Linear Representation of Steady-State Line for Sand”, **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v.124, n.12, pp.1215-1217, Dec. 1998.

MOTTA, H. P. G. **Comportamento de um rejeito de transição em centrífuga geotécnica**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.

NRC. **Liquefaction of soils during earthquakes**. National Research Council Report CETS-EE-001, National Academic Press, Washington, D.C., 1985

PAPADOPOULOU, A. I., THEODORA, M. T. “The effect of fines plasticity on monotonic undrained shear strength and liquefaction resistance of sands”, **Soil Dynamics and Earthquake Engineering**, v.88, pp.191-206, 2016.

PEREIRA, E. L. **Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de ferro sob carregamento estático**. Dissertação de M.Sc., UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2005.

POULOS, S. J., CASTRO, G., FRANCE, J. W. “Liquefaction Evaluation Procedure”, **J. Geotech. Eng.**, v.111, n.6, pp.772-792, Jun. 1985.

REZENDE, V. A. **Estudo do comportamento de barragem de rejeito arenoso alteada por montante**. Dissertação de M.Sc., NUGEO/UFOP, Ouro Preto, MG, Brasil, 2013.

SADREKARIMI, A., OLSON, S. M. “Undrained brittleness of sand in triaxial compression and ring shear tests”. **14th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**, Toronto, Ontario, CAN, 2-6 October 2011a.

SADREKARIMI, A., OLSON, S. M. “Yield strength ratios, critical strength ratios, and brittleness of sandy soils from laboratory tests”. **Can. Geotech. J.**, v.48, pp.493-510, 2011b.

SILVA, C. G. C. **Estudo da influência do teor de finos no comportamento de um rejeito de minério de ferro a partir de ensaios edométricos**. Trabalho de conclusão de curso, POLI/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2017.

SINDICATO NACIONAL DA INDÚSTRIA DO FERRO E METAIS BÁSICOS (SINFERBASE). **Relatório dezembro 2016**. Brasília, 2017, 7 p. Disponível em: <<http://www.sinferbase.com.br/relatorios>>. Acesso em: 11 jun 2017, 10:27:40

SLADEN, J. A., D’HOLLANDER, R. D., KRAHN, J. “The liquefaction of sands, a collapse surface approach”, **Can. Geotech. J.**, v.22, pp.564-578, 1985.

SLADEN, J. A., OSWELL, J. M. “The behaviour of very loose sand in the triaxial compression test”, **Can. Geotech. J.**, v.26, pp.103-113, 1989.

STARK, T. D., MESRI, G. “Undrained Shear Strebght of Liquefied Sands for Stability Analysis”, **J. Geotech. Eng.**, v.118, n.11, pp. 1727-1747, Nov. 1992.

THEVANAYAGAM, S. “Effect of fines and confining stress on undrained shear strength of silty sands”, **J. Geotech. Eng.**, v.124, n.6, pp.479-491, Jun 1998.

THEVANAYAGAM, S., SHENTHAN, T., MOHAN, S. *et al.* “Undrained Fragility of Clean Sands, Silty Sands, and Sandy Silts”, **J. Geotech. Eng.**, v.128, n.10, pp.849-859, Oct. 2002.

VAID, Y. P., CHERN, J. C., TUMI, H. “Confining Pressure, Grain Angularity, and Liquefaction”, **J. Geotech. Eng.**, v.110, n.10, pp. 1229-1235, Oct. 1985.

YAMAMURO, J. A., LADE, P. V. “Steady-State Concepts and Static Liquefaction of Silty Sands”, **J. Geotech. Geoenviron. Eng.**, v.124, n.9, pp.868-877, Sep. 1998.

YANG, S. L., SANDVEN, R., GRANDE, L. “Instability of sand-silt mixtures”, **Can. Geotech. J.**, v.43, pp.1213-1219, 2006.

YOSHIMINE, M., ROBERTSON, P. K., WRIDE, C. E. “Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction”, **Can. Geotech. J.**, v.36, pp.891-906, 1999.

APÊNDICE A

Demonstração da relação entre $S_{u,ss}/p'_0$ e M , λ e ψ .

Pela equação da SSL têm-se as seguintes relações:

$$e_{ss} = -\lambda \cdot \ln(p'_{ss}) + \Gamma \quad [A.1]$$

$$e_{ss,0} = -\lambda \cdot \ln(p'_0) + \Gamma \quad [A.2]$$

A equação [A.1] pode ser reescrita como:

$$p'_{ss} = e^{\left(\frac{\Gamma - e_{ss}}{\lambda}\right)} \quad [A.3]$$

Sendo S_u na condição de regime permanente igual a

$$S_{u,ss} = \frac{q_{ss}}{2}$$

Como $q_{ss} = M \cdot p'_{ss}$ tem-se

$$S_{u,ss} = \frac{M \cdot p'_{ss}}{2} \quad [A.4]$$

Substituindo [A.3] em [A.4]:

$$S_{u,ss} = \frac{M \cdot e^{\left(\frac{\Gamma - e_{ss}}{\lambda}\right)}}{2} \quad [A.5]$$

Sendo o parâmetro de estado definido como $\psi = e_{ss} - e_{ss,0}$ tem-se

$$e_{ss} = e_{ss,0} + \psi \quad [A.6]$$

Substituindo [A.2] em [A.6]:

$$e_{ss} = -\lambda \cdot \ln(p'_0) + \Gamma + \psi \quad [A.7]$$

Substituindo [A.7] em [A.5]:

$$S_{u,ss} = \frac{M \cdot e^{\left(\frac{\Gamma + \lambda \cdot \ln(p'_0) - \Gamma - \psi}{\lambda}\right)}}{2} \quad [A.8]$$

Fazendo apenas alterações algébricas em [A.8],

$$S_{u,ss} = \frac{M \cdot p'_0}{2 \cdot e^{(\psi/\lambda)}}$$

E, por último, dividindo ambos os lados da igualdade por p'_0 :

$$\frac{S_{u,ss}}{p'_0} = \frac{M}{2 \cdot e^{(\psi/\lambda)}}$$