

UNIVERSIDADE FEDERAL DE JUIZ DE FORA
FACULDADE DE ENGENHARIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL - PEC

Raphael Zanotti do Carmo

**Análise do potencial de liquefação estática do rejeito de uma barragem do
Quadrilátero Ferrífero**

Juiz de Fora

2025

Raphael Zanotti do Carmo

**Análise do potencial de liquefação estática do rejeito de uma barragem do
Quadrilátero Ferrífero**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Prof. Mario Vicente Riccio Filho

Juiz de Fora

2025

Ficha catalográfica elaborada através do programa de geração automática da Biblioteca Universitária da UFJF,
com os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

Carmo, Raphael Zanotti do.
Análise do potencial de liquefação estática do rejeito de uma barragem do Quadrilátero Ferrífero / Raphael Zanotti do Carmo. -- 2025.
146 p. : il.

Orientador: Mario Vicente Riccio Filho
Dissertação (mestrado acadêmico) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2025.

1. Barragem. 2. Rejeito de minério de ferro. 3. Liquefação. 4. Metodologia de campo. 5. Metodologia de laboratório. I. Riccio Filho, Mario Vicente, orient. II. Título.

Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil

Raphael Zanotti do Carmo

Título: "Análise do potencial de liquefação estática do rejeito de uma barragem do Quadrilátero Ferrífero"

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Estruturas e materiais.

Aprovada em 13/11/2025.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Mario Vicente Riccio Filho- Orientador(a) e Presidente da Banca
Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF)

Prof. Dr. Heraldo Nunes Pitanga- Membro Titular Interno
Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF)

Prof. Dr. Leonardo de Bona Becker - Membro Titular Externo
COPPE/UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. Dr. Marcio Sousa Soares de Almeida - Membro Titular Externo
COPPE/UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro

Juiz de Fora, 13/11/2025.



Documento assinado eletronicamente por **Marcio de Souza Soares de Almeida, Usuário Externo**, em 14/11/2025, às 08:18, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Mario Vicente Riccio Filho, Vice-Chefe de Departamento**, em 14/11/2025, às 08:52, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **Heraldo Nunes Pitanga, Professor(a)**, em 08/12/2025, às 15:40, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



Documento assinado eletronicamente por **leonardo de bona becker, Usuário Externo**, em 08/12/2025, às 16:10, conforme horário oficial de Brasília, com fundamento no § 3º do art. 4º do [Decreto nº 10.543, de 13 de novembro de 2020](#).



A autenticidade deste documento pode ser conferida no Portal do SEI-Ufjf (www2.ufjf.br/SEI) através do ícone Conferência de Documentos, informando o código verificador **2744909** e o código CRC **273DBC1C**.

Dedico esta dissertação aos meus pais e avós,
meus maiores e mais sábios orientadores na
vida

AGRADECIMENTOS

A conclusão desta dissertação é resultado de uma trajetória que jamais teria sido possível sem o apoio, incentivo e colaboração de pessoas especiais, às quais sou profundamente grato:

À minha mãe, Dulcelena Maria, mesmo com a distância física, nunca me faltaram o seu carinho, a sua força e o seu amor. Você é uma inspiração constante na minha vida, e sou imensamente grato por tudo que representa para mim

À minha avó, Maria Madalena, agradeço profundamente por todas as orações, cuidados e pelo amor incondicional. Sua força, amor, carinho e fé sempre foram fontes de força e conforto ao longo desta jornada.

Ao meu pai, Valdir Mendes, agradeço o apoio constante ao longo da minha caminhada. Sua presença e incentivo foram fundamentais para que eu pudesse chegar até aqui.

Ao meu orientador, Mario Riccio, pela confiança, paciência e orientação técnica ao longo de todo o desenvolvimento deste trabalho. Sua contribuição foi essencial para minha formação acadêmica e profissional.

À Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF), agradeço por toda a infraestrutura disponibilizada para o desenvolvimento desta dissertação. Aos colegas que conheci ao longo dessa jornada, meu sincero agradecimento pelas trocas de conhecimento, companheirismo e apoio nos momentos desafiadores.

.

“Tudo o que fizerem, façam de todo o coração, como para o Senhor, e não para os homens (Colossenses, 3:23)”

RESUMO

O fenômeno de liquefação pode atuar tanto como causa primária de ruptura, ao reduzir abruptamente a resistência do material, quanto como consequência de outros modos de falha, quando deformações significativas ou redistribuições de tensões promovem condições favoráveis ao colapso estrutural do maciço, induzindo gatilhos para ocorrência deste fenômeno. Quando desencadeada, essa condição pode levar à instabilização progressiva do maciço e à falha global da estrutura. Diante disso, torna-se essencial o conhecimento do potencial de liquefação do rejeito, a partir da compreensão de suas características. O fenômeno de liquefação pode ocorrer tanto em razão de vibrações induzidas por sismos ou detonações, caracterizando a liquefação dinâmica, ou pela aplicação de carregamentos estáticos, caracterizando a liquefação estática. Neste trabalho será avaliado a susceptibilidade dos rejeitos granulares à liquefação estática. Para investigação do potencial de liquefação estática de rejeitos de minério de ferro, foram efetuados ensaios de campo (SPT e CPTu) e ensaios de laboratório a partir de amostras de rejeito reconstituídas e indeformadas. Dessa forma, foi possível avaliar o potencial de liquefação estática do rejeito de minério de ferro da barragem estudada, localizada no Quadrilátero Ferrífero, por meio de metodologias fundamentadas em ensaios de campo e laboratório. Os resultados evidenciaram que, no contexto dos rejeitos estudados, metodologias baseadas em ensaios de campo que incorporam explicitamente as condições de drenagem do próprio ensaio são fundamentais para avaliar a suscetibilidade à liquefação, proporcionando maior confiabilidade na interpretação do fenômeno nos rejeitos. Destacou-se também a importância de integrar abordagens de campo e de laboratório para uma interpretação mais robusta do comportamento do material, uma vez que os ensaios de laboratório permitiram observar que, embora o material apresente resposta contrátil em determinados níveis de tensão, não foram observados sinais de amolecimento típicos de materiais metaestáveis, geralmente associados ao fenômeno de liquefação.

Palavras-chave: barragem; rejeito de minério de ferro; liquefação; metodologia de campo; metodologia de laboratório.

ABSTRACT

The liquefaction phenomenon can act both as a primary cause of rupture, by abruptly reducing the strength of the material, and because of other modes of failure, when significant deformations or stress redistributions promote conditions favorable to the structural collapse of the dam, inducing triggers for the occurrence of this phenomenon. When triggered, this condition can lead to progressive destabilization of the mass and overall failure of the structure. Given this, it is essential to understand the liquefaction potential of the tailings based on an understanding of their characteristics. The phenomenon of liquefaction can occur either due to vibrations induced by earthquakes or detonations, characterizing dynamic liquefaction, or by the application of static loads, characterizing static liquefaction. This study will evaluate the susceptibility of granular tailings to static liquefaction. To investigate the static liquefaction potential of iron ore tailings, field tests (SPT and CPTu) and laboratory tests were performed on reconstituted and undeformed tailings samples. Thus, it was possible to evaluate the static liquefaction potential of iron ore tailings from the dam studied, located in the Iron Quadrangle, using methodologies based on field and laboratory tests. The results showed that, in the context of the tailings studied, methodologies based on field tests that explicitly incorporate the drainage conditions of the test itself are fundamental for assessing susceptibility to liquefaction, providing greater reliability in the interpretation of the phenomenon. The importance of integrating field and laboratory approaches for a more robust interpretation of the material's behavior was also highlighted, since laboratory tests allowed us to observe that, although the material exhibits a contractile response at certain stress levels, no signs of softening typical of metastable materials, usually associated with the phenomenon of liquefaction, were observed.

Keywords: dams; iron ore tailings; liquefaction; field methodology; laboratory methodology.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Resultado de ensaio de cisalhamento direto para areias com diferentes índices de vazios. (a) tensão de cisalhamento vs. deslocamento, (b) índice de vazios vs. deslocamento e (c) índice de vazios vs. tensão normal	30
Figura 2 – Representação tridimensional da linha do estado crítico (LEC) no espaço	32
Figura 3 – Ensaio de compressão triaxial não drenado na areia Ersak.....	33
Figura 4 – Determinação da linha do estado crítico por meio de ensaios triaxiais com amostras com comportamento contrátil e dilatante	34
Figura 5 – Comportamento tensão-deformação e linha de estado permanente	36
Figura 6 – Curvas tensão-deformação em ensaios triaxiais: (1) areia fofa; (2) areia com compacidade intermediária; (3) areia densa	37
Figura 7 – Conceitos de linha de instabilidade (a) linha de colapso; (b) linha de instabilidade.....	38
Figura 8 – Diferentes linhas de instabilidade para diferentes índices de vazios e mesmo estado inicial de tensões efetivas	39
Figura 9 – Relação entre a inclinação da linha de instabilidade e parâmetro de estado	40
Figura 10 – Diagrama esquemático demonstrando os caminhos de tensões efetivas e suas respectivas curvas tensão x deformação para carregamento estático (A, B) e cíclico (C)	41
Figura 11 – Linha do estado crítico e conceito de parâmetro de estado	43
Figura 12 – Ábaco de classificação comportamental sugerido por Jefferies e Davies (1991) e atualizado por Jefferies e Been (2016) com contorno do parâmetro de estado conforme metodologia de Plewes et al. (1992).....	47
Figura 13 – Envoltória de Fear e Robertson (1995) sugerida por Olson (2001) para avaliação da susceptibilidade à liquefação utilizando ensaio SPT	49
Figura 14 – Envoltória de Fear e Robertson (1995) sugerida por Olson (2001) para avaliação da susceptibilidade à liquefação utilizando ensaio CPT.....	50

Figura 15 – Correção entre a razão $qc/N60$ e o diâmetro médio das partículas ($D50$)	51
.....
Figura 16 – Ábaco de classificação comportamental apresentado por Jefferies e Been (2016) com o critério de contratibilidade sugerido por Shuttle e Cunning (2008).....	52
Figura 17 – Diagrama para identificar solos com microestrutura a partir do índice de rigidez normalizado do solo	55
Figura 18 – Sistema de classificação comportamental normalizado sugerido por Robertson (2016)	57
Figura 19 – Contorno ψ proposto por Smith et al. (2021) plotados no gráfico de classificação do solo para $p' = 100$ kPa, $Ir, e = 200$ e $Mtc = 1,40$	60
Figura 20 – Regiões e limites para avaliação da susceptibilidade à liquefação em solos baseados em ensaios de granulometria	62
Figura 21 – Regiões e limites para avaliação da susceptibilidade à liquefação em rejeitos	63
Figura 22 – Gráfico tensão deformação para comportamento típico de solo para solicitação não drenada.....	64
Figura 23 –Tensão versus deformação e tensão versus poropressão – comportamento <i>quasi steady state</i>	65
Figura 24 – Trajetória de tensões – comportamento <i>quasi steady state</i>	65
Figura 25 – Avaliação do comportamento tensão x deformação para solos não coesivos em 3 diferentes estados.....	66
Figura 26 – Programa de investigação – Planta (CPTu-02 e SP-02 na região da crista e PI-01, CPTu-01 e SP-01 no reservatório da Barragem A)	69
Figura 27 – Programa de investigação – Seção A (Seção de maior altura da Barragem A – linha tracejada = topografia anterior a terraplanagem de descaracterização).....	69
Figura 28 – Seção transversal contínua da estrutura – Seção A (linha tracejada = topografia anterior a terraplanagem realizada para descaracterização)	70

Figura 29 – Curva granulométrica do rejeito (escala segundo NBR 7181 (ABNT, 2025))	76
Figura 30 – Testemunho de sondagem e caracterização tático visual – SP-01	78
Figura 31 – Testemunho de sondagem e caracterização tático visual – SP-02	79
Figura 32 – Histograma dos resultados obtidos na sondagem a percussão	80
Figura 33 – Valores de qt , fs , $u2$ e Bq obtidos por meio da sondagem CPTu-01	81
Figura 34 – Valores de qt , fs , $u2$ e Bq obtidos por meio da sondagem CPTu-02	82
Figura 35 – Valor de N_{SPT} associado à classificação SBT Index - Robertson (2016) para as sondagens realizadas nas proximidades do reservatório – SP-01 e CPTu-01	84
Figura 36 – Valor de N_{SPT} associado à classificação SBT Index - Robertson (2016) para as sondagens realizadas nas proximidades da crista da Barragem – SP-02 e CPTu-02	85
Figura 37 – Avaliação da curva de distribuição granulométrica e contornos de susceptibilidade à liquefação conforme critério apresentado por Terzaghi et al. (1996)	87
Figura 38 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 – Plewes et al. (1992)	88
Figura 39 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 – avaliação conjunta - Plewes et al. (1992)	89
Figura 40 – Avaliação da compressibilidade ($\lambda 10$) obtida por meio do ensaio CPTu-01	91
Figura 41 – Avaliação da compressibilidade ($\lambda 10$) obtida por meio do ensaio CPTu-02	91
Figura 42 – Relação $qc/N60$ estimada utilizando os resultados de Robertson e Campanella (1985)	92
Figura 43 – Avaliação da sondagem a percussão (SPT) por meio da metodologia de Olson (2001) para avaliação da susceptibilidade à liquefação – SPT-01 e SPT-02	93
Figura 44 – Avaliação da susceptibilidade à liquefação pela metodologia de Olson (2001) – CPTu-01 e CPTu-02	94

Figura 45 – Avaliação da susceptibilidade à liquefação pela metodologia de Olson (2001) – CPTu-01 e CPTu-02 de forma conjunta	95
Figura 46 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01– Shuttle e Cunning (2008).....	97
Figura 47 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-02– Shuttle e Cunning (2008).....	98
Figura 48 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02– Shuttle e Cunning (2008).....	99
Figura 49 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 de forma isolada - Robertson (2010).....	101
Figura 50 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 de forma conjunta - Robertson (2010)	102
Figura 51 – Proposta de Robertson (2016) para identificação de solos com microestrutura.....	103
Figura 52 – Classificação comportamental do rejeito conforme metodologia de Robertson (2016) – CPTu-01	105
Figura 53 – Classificação comportamental do rejeito conforme metodologia de Robertson (2016) – CPTu-02	106
Figura 54 – Sistema de classificação comportamental sugerido por Robertson (2016) aplicado ao CPTu-01 e CPTu-02 de forma individualizada.....	107
Figura 55 – Sistema de classificação comportamental sugerido por Robertson (2016) aplicado ao CPTu-01 e CPTu-02 de forma conjunta.....	107
Figura 56 – Classificação dos rejeitos nas profundidades de coleta de amostras indeformadas	108
Figura 57 – Avaliação da condição de drenagem – CPTu-01	110
Figura 58 – Avaliação da condição de drenagem – CPTu-02	111
Figura 59 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 – Smith et al. (2021)	112

Figura 60 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante para o CPTu-01 e CPTu-02 em conjunto – Smith et al. (2021)	113
Figura 61 – (A) Relação entre a tensão desviadora x deformação axial; (B) Acréscimo de poropressão x deformação axial; (C) Trajetória de tensões efetivas (p' Cambridge) – Amostra AI-01 – Ensaio Triaxial CIU	116
Figura 62 – (A) Relação entre a tensão desviadora x deformação axial; (B) Acréscimo de poropressão x deformação axial; (C) Trajetória de tensões efetivas (p' Cambridge) – Amostra BL-01 – Ensaio Triaxial CIU	117
Figura 63 – (A) Relação entre a tensão desviadora x deformação axial; (B) Variação volumétrica x deformação axial; - Amostra AI-02 – Ensaio Triaxial CID	118
Figura 64 – (A)Tensão x Deformação (B)Poropressão x Deformação (C) Trajetória de tensões	120
Figura 65 – (A)Tensão x Deformação (B)Poropressão x Deformação (C) Trajetória de tensões	122
Figura 66 – (A) Curva tensão x deformação típica proposta por Macedo e Vergaray (2021) com destaque para a curva de fluxo limitado; (B) Curva tensão x deformação obtido para o rejeito em análise	124
Figura 67 – Resultados obtidos em termos de % de material contrátil para cada metodologia	133
Figura 68 – Resultados obtidos em termos de % de material contrátil na faixa de $-0,05 < \psi < 0$ para cada metodologia	134
Figura 69 – Resultados obtidos em termos de % de material contrátil para o rejeito fino e rejeito grosso (classificação Robertson (2016) – SBT Index)	135

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Quantitativo dos ensaios de campo realizados para caracterização do rejeito	68
Tabela 2 – Quantitativo dos ensaios de laboratório realizados para caracterização do rejeito	68
Tabela 3 – Relação de coleta de amostras nos ensaios SPT	72
Tabela 4 – Relação de ensaios realizados em cada amostra	73
Tabela 5 – Distribuição granulométrica do rejeito (escala segundo NBR 7181 (ABNT, 2025))	76
Tabela 6 – Resultado do ensaio de massa específica dos grãos.....	77
Tabela 7 – Resultado do ensaio de índice de vazios máximos e mínimos	77
Tabela 8 – Parâmetros estatísticos do resultado dos ensaios a percussão	80
Tabela 9 – Avaliação da condição de drenagem dos ensaios CPTu.....	109
Tabela 10 – Resumo do índice de vazios dos ensaios triaxiais no rejeito	115
Tabela 11 – Condições de contorno e características dos ensaios triaxiais	115
Tabela 12 – Índice de vazios dos ensaios triaxiais para validação da amostra reconstituída	119
Tabela 13 – Índice de vazios dos ensaios triaxiais da amostra reconstituída em um estado fofa de compacidade.....	121
Tabela 14 – Tabela resumo da % de material contrátil comparando os rejeitos finos e grossos	129
Tabela 15 – Tabela resumo das metodologias baseadas em ensaios de campo.....	129
Tabela 16 – Tabela resumo das metodologias baseadas em ensaios de laboratório...	132

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CC	Coeficiente de Curvatura
CID	Ensaio Triaxial Adensado Isotrópicamente Drenado
CNU	Coeficiente de Não Uniformidade
CPTu	Ensaio de Piezocone
CIU	Ensaio Triaxial Adensado Isotrópicamente Não Drenado
OCR	Razão de Pré-Adensamento
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

a	Relação das áreas do cone;
A_c	Projeção da área do cone;
ϕ	Ângulo de Atrito;
c	Coesão;
G_s	Massa Específica Relativa;
C_C	Índice de Compressão;
C_s	Índice de Recompressão;
B_q	Parâmetro de Poropressão;
CD	Contorno utilizado por Robertson (2016) que divide o ábaco de classificação comportamental em regiões contráteis e dilatantes;
D_{50}	Diâmetro médio das partículas;
e	Índice de vazios;
$e_{máx}$	índice de vazios máximo;
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo;
F_r	Razão de atrito normalizada;
e_c	Índice de vazios crítico;
F_s	Atrito lateral medido no ensaio CPTu;
I_B	Índice de classificação comportamental do solo atualizado por Robertson (2016);

I _C	Índice de classificação comportamental do solo proposto por Jefferies e Davies (1993);
IP	Índice de plasticidade;
I _r	Índice de rigidez do solo;
LL	Limite de liquidez;
OCR	Razão de Pré-Adensamento;
p'	Tensão efetiva média;
p'c	Tensão efetiva média no estado crítico;
Pa	Pressão atmosférica;
q	Tensão desviadora;
Q	Resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva vertical;
qc	Resistência de ponta do ensaio CPTu;
qc ₁	Resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu (usando uma tensão de referência de 100 kPa);
Q _{tn}	Resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu introduzindo o expoente adimensional (n) que varia de acordo com o tipo de solo e estado de tensão;
Qt	Resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva vertical;
S _u	Resistência ao cisalhamento não drenada;
SBT _n	Ábaco de classificação comportamental normalizado;
S _{u(liq)}	Resistência ao cisalhamento liquefeita;

	S_u (pico) Resistência ao cisalhamento de pico;
u_1	Poropressão gerada durante o ensaio CPTu e medido na ponta do cone;
u_2	Poropressão gerada durante o ensaio CPTu e medido na base do cone;
u_0	Poropressão de equilíbrio;
w	Teor de umidade (em %);
γ	Peso específico natural;
γ_d	Peso específico seco;
γ_w	Peso específico da água;
γ_s	Peso específico real dos grãos;
λ_{10}	Inclinação da linha de estado crítico no plano $e - p'$ (eixo das abscissas utilizando logaritmo na base 10);
φ'	Ângulo de atrito efetivo;
φ_c	Ângulo de atrito no estado crítico – (em termos de tensões efetivas);
ψ	Parâmetro de estado;
σ'_1	Tensão principal maior efetiva;
σ'_3	Tensão principal menor efetiva;
σ_{v0}	Tensão vertical efetiva;
τ	Tensão Cisalhante.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	21
1.1	CONTEXTUALIZAÇÃO	21
1.2	JUSTIFICATIVA	22
1.3	OBJETIVO GERAL.....	24
1.4	OBJETIVOS ESPECÍFICOS	24
1.5	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1	EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS RUPTURAS DE BARRAGENS POR LIQUEFAÇÃO	26
2.2	ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO.....	29
2.3	LINHA DE ESTADO CRÍTICO.....	31
2.4	LINHA DE INSTABILIDADE.....	37
2.5	PARÂMETRO DE ESTADO	42
2.6	METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO BASEADAS EM ENSAIO DE CAMPO.....	43
2.6.1	Metodologia de Plewes et al. (1992).....	44
2.6.2	Metodologia de Olson (2001)	47
2.6.3	Metodologia de Shuttle e Cunning (2008)	51
2.6.4	Metodologia de Robertson (2010).....	52
2.6.5	Metodologia de Robertson (2016).....	53
2.6.6	Metodologia de Smith et al. (2021).....	57
2.7	METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO BASEADAS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO	61
2.7.1	Tsuchida (1970) <i>apud</i> Ishihara (1985)	61
2.7.2	Avaliação do índice de fragilidade (I_B)	63
3	MATERIAIS E MÉTODOS	67
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	67
3.2	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA	67
3.2.1	ENSAIOS DE CAMPO	71
3.2.2	ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	72
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	76

4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS REJEITOS	76
4.2	AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO	86
4.2.1	Tsuchida (1970) <i>apud</i> Ishihara (1985)	86
4.2.2	Metodologia de Plewes et al. (1992).....	87
4.2.3	Metodologia de Olson (2001)	89
4.2.4	Metodologia de Shuttle e Cunning (2008)	96
4.2.5	Metodologia de Robertson (2010).....	100
4.2.6	Metodologia de Robertson (2016).....	103
4.2.7	Metodologia de Smith et al. (2021).....	109
4.2.8	Avaliação do índice de fragilidade (I _B)	114
4.3	SÍNTESE E COMPARAÇÃO ENTRE METODOLOGIAS	125
5	CONCLUSÕES.....	135
5.1	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	140
	ANEXO I	141
	REFERÊNCIAS.....	143

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONTEXTUALIZAÇÃO

Historicamente o crescimento econômico do Brasil tem sido fortemente influenciado pelo setor de mineração, um dos pilares da economia nacional. No entanto, a expansão da mineração também traz desafios substanciais relacionados à gestão de resíduos, especificamente em relação aos estéreis e rejeitos de mineração, que são subprodutos inevitáveis dessa atividade (Miller et al., 2017). Estes subprodutos apresentam baixo valor comercial, sendo o estéril gerado a partir da extração do minério na jazida e os rejeitos gerados após o processo de beneficiamento nas usinas de tratamento (Das et al., 2024).

Os rejeitos de mineração são comumente armazenados em barragens ou pilhas, métodos amplamente utilizados, porém sujeitos a riscos significativos de ruptura e de contaminação ambiental quando não são corretamente projetados e operados (Baker et al., 2019). Visando reduzir esses riscos, a Resolução ANM nº 95/2022 determinou a descaracterização das barragens construídas pelo método de alteamento a montante e proibiu a implementação de novas estruturas utilizando essa tecnologia.

Diante deste cenário, a segurança de barragens é um aspecto crítico na disposição de rejeitos de mineração, dada a potencial gravidade dos impactos ambientais e humanos associados a falhas estruturais. Dessa forma, considerando a sustentabilidade a longo prazo, melhorias nos métodos de disposição dos rejeitos, concepção e operação das barragens são necessárias para garantir a viabilidade econômica e a estabilidade das estruturas geotécnicas envolvidas na gestão da mineração.

De acordo com Ciminelli et al. (2017), as principais causas das falhas em barragens de rejeito incluem a construção inadequada, a falta de manutenção e inspeção regular, e a gestão deficiente dos rejeitos. A falta de conhecimento do risco e falhas na operação têm induzido falhas estruturais com resultados catastróficos.

A maior parte dos rejeitos provenientes do processo de beneficiamento mineral não apresentam plasticidade (Soares, 2010). De forma geral, se apresentam como areias ou siltes e, quando dispostos inadequadamente, podem formar camadas com elevado índice de vazios que, em certa condição de saturação, tornam-se suscetíveis ao fenômeno conhecido como "fluxo por liquefação" sob solicitações não drenadas (Silva, 2010).

O fenômeno da liquefação estática clássica é amplamente reconhecido em rejeitos em estado fofo, em condição parcial ou total de saturação, submetidos a carregamentos em condições não drenadas (Wang et al. 2002). Estudos recentes têm demonstrado que a instabilidade em rejeitos de mineração não está restrita apenas às condições não drenadas. Vergaray & Macedo (2024) investigaram a resposta mecânica de rejeitos finos plásticos sob caminhos de tensão do tipo *Constant Shear Drained* (CSD), os quais mantêm a tensão cisalhante constante enquanto a tensão efetiva média é progressivamente reduzida, indicando um colapso estrutural abrupto, caracterizado por perda de resistência abrupta sem aumento de poropressão, mesmo em condições drenadas.

A liquefação de rejeitos de minério de ferro representa uma área crítica de estudo dentro da engenharia geotécnica e da gestão de resíduos minerais. O termo liquefação define, em linhas gerais, uma mudança no estado do solo, passando de um estado sólido para um quase fluído, levando a uma queda expressiva na resistência ao cisalhamento do solo (Wang et al. 2014).

Casos históricos como a ruptura da Barragem B-I em Brumadinho-MG (2019) e da Barragem Fundão em Mariana-MG (2015), rupturas ocorridas pelo mecanismo de liquefação, demonstram impactos significativos que resultaram em desastres ambientais, sociais e econômicos. A compreensão dos mecanismos de liquefação, como causa ou efeito de uma ruptura, é essencial para mitigar os riscos associados e proteger o meio ambiente e as comunidades próximas (Jordaan et al., 2019).

O potencial de liquefação de solos tem sido avaliado por meio de diversas metodologias que combinam ensaios laboratoriais e análises de campo. Os ensaios de campo permitem a classificação do comportamento sob cisalhamento (contrátil ou dilatante), sendo realizados tipicamente por ensaios SPT e CPTu (Santos Junior, 2017). Os ensaios de laboratório, como o de compressão triaxial também permitem a avaliação do comportamento sob cisalhamento, indicando seu comportamento contrátil ou dilatante sob condições controladas de ensaio.

1.2 JUSTIFICATIVA

A crescente demanda global por recursos minerais tem colocado o Brasil como um dos maiores produtores de minério de ferro do mundo (IBRAM, 2023). Esse protagonismo, no entanto, é acompanhado por desafios como o aumento na geração de grandes volumes de resíduos durante o processo de beneficiamento do minério (estéreis e rejeitos) e do manejo desses materiais (CADE, 2022). A disposição adequada dos rejeitos produzidos durante o

beneficiamento do minério é um desafio recorrente, uma vez que a crescente produção de minério de ferro gera um aumento significativo do porte das estruturas de pilhas e barragens para o armazenamento desses rejeitos.

A liquefação é uma das principais causas de rupturas de barragens de rejeitos (Seed; Idriss, 1971). No Brasil, eventos recentes de rompimento de barragens de rejeitos como na Barragem do Fundão, em 2015 e da Barragem B1, em 2019, em Minas Gerais destacaram a gravidade dos riscos associados à liquefação. Esses desastres não apenas causaram perda de vidas humanas e destruição de ecossistemas, mas também comprometeram a imagem e a viabilidade da indústria mineradora no cenário global. Em resposta, as normas regulamentadoras e os padrões de segurança têm sido revisados, aumentando a demanda por estudos mais aprofundados sobre o comportamento mecânico dos rejeitos sob diferentes condições de operação.

Nesse contexto, observa-se que as metodologias para a avaliação da suscetibilidade à liquefação, tanto aquelas baseadas em ensaios de campo quanto em ensaios de laboratório, apresentam limitações inerentes aos seus próprios fundamentos e modelos de cálculo. Assim, a seleção da metodologia mais apropriado deve ser realizada com cautela, considerando-se as particularidades do rejeito em estudo e os resultados dos ensaios que o caracterizam. Essa escolha criteriosa é fundamental para que a caracterização do fenômeno seja conduzida de forma consistente tecnicamente adequada.

Dessa forma, o estudo do potencial de liquefação estática em rejeitos de minério de ferro, por meio da aplicação de diferentes metodologias baseadas em ensaios de campo e de laboratório e da comparação crítica entre os resultados obtidos, contribui diretamente para uma avaliação mais robusta e fundamentada desse fenômeno, entendendo as limitações de cada metodologia e as características do rejeito em avaliação. Além de aprimorar a compreensão do mecanismo de liquefação, tal abordagem permite identificar convergências e discrepâncias entre os métodos, limitações e evidenciar a sensibilidade dos métodos às características do material, fornecendo uma base mais sólida para interpretação do comportamento geotécnico.

1.3 OBJETIVO GERAL

O objetivo desta dissertação será a avaliação do potencial de liquefação estática do rejeito de minério de ferro de uma barragem situada na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, e avaliar comparativamente diferentes metodologias de identificação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos, fundamentadas por ensaios de campo e laboratório, evidenciando a aplicabilidade e as limitações de cada metodologia empregada considerando o rejeito de minério de ferro avaliado.

1.4 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos desta pesquisa são os seguintes:

- Caracterizar os rejeitos próximos da crista e do reservatório de uma barragem de contenção de rejeitos a partir de ensaios de granulometria, limites de Atterberg, massa específica dos grãos, teor de umidade, índice de vazios máximo e mínimo e ensaios de compressão triaxial, drenados e não drenados.
- Caracterizar os rejeitos próximos a crista e do reservatório de uma barragem de rejeitos quanto ao comportamento arenoso ou argiloso por meio de ensaios de piezocone.
- Realizar a avaliação quanto à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos dispostos em uma barragem de rejeitos de minério de ferro a partir dos ensaios de caracterização considerando a metodologia de Tsuchida (1970) *apud* Ishihara (1985).
- Realizar a avaliação quanto à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos dispostos em uma barragem do Quadrilátero Ferrífero a partir dos ensaios de compressão triaxial drenados e não drenados realizados em amostras coletadas de forma indeformada e reconstituída, utilizando a avaliação do índice de fragilidade não drenada (I_B) observado nas trajetórias tensão x deformação do material.
- Realizar a avaliação quanto à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos dispostos em uma barragem do Quadrilátero Ferrífero a partir dos ensaios do tipo piezocone e sondagem a percussão realizados nos rejeitos utilizando a metodologia de Plewes et al. (1982), Olson (2001), Shuttle e Cunning (2008), Robertson (2010), Robertson (2016) e Smith et al. (2021)
- Realizar análise comparativa entre os resultados obtidos para avaliação da variabilidade espacial do comportamento dos rejeitos dispostos na barragem.

- Realizar análise comparativa entre as metodologias de análise em relação à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos, evidenciando as limitações e base de cálculo de cada metodologia por meio de uma tabela resumo.

1.5 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Este trabalho é dividido em cinco capítulos, de acordo com a seguinte estruturação:

Capítulo 1 – Introdução: Apresenta a contextualização do tema, o objetivo geral e específico proposto e a estruturação do trabalho.

Capítulo 2 – Revisão bibliográfica: constitui uma revisão bibliográfica sobre os métodos analíticos empregados para avaliação do potencial de liquefação do rejeito estudado nesta pesquisa. As metodologias empregadas baseiam-se em ensaios de campo e/ou ensaios de laboratório.

Capítulo 3 – Materiais e métodos: neste capítulo serão descritos os ensaios realizados nos rejeitos. São apresentadas informações quanto aos perfis de solo, coletas de amostra e demais aspectos pertinentes da caracterização do material e da investigação geotécnica realizada.

Capítulo 4 – Resultados e discussões: o capítulo apresenta discussões e análise dos resultados pelas metodologias de avaliação do potencial de liquefação descritas neste trabalho. Com base nos resultados pôde-se entender o comportamento dos rejeitos e avaliar o seu potencial de liquefação. Além disso, apresenta uma síntese e comparação entre as metodologias adotadas.

Capítulo 5 – Conclusões e sugestões para pesquisas futuras: este capítulo apresenta uma síntese das principais conclusões do estudo e proposições de temas complementares para estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Numa concepção geral, a liquefação é um fenômeno no qual o solo perde grande parte de sua resistência ou rigidez por um período, geralmente curto, mas ainda assim longo o suficiente para que a liquefação cause muitos danos (Jefferies; Been, 2016). Conforme definido por Terzaghi et al. (1996), a perda de resistência é tão significativa que o material assume a consistência de um líquido denso.

Castro (1969) definiu liquefação como um fenômeno pelo qual a areia experimenta uma redução significativa da sua resistência ao cisalhamento em condições não drenadas, resultando em uma condição de fluxo de massa de solo. O fenômeno está associado a solos que apresentam tendência à contração, ou seja, redução de volume durante o cisalhamento. Para os solos com comportamento dilatante, ou seja, que apresentam acréscimo de volume no cisalhamento, não apresentam susceptibilidade à liquefação.

A liquefação está associada a diversos casos de ruptura de barragens como a ruptura da Barragem Lower San Fernando Dam em 1971 na Califórnia e até mesmo no Brasil, com a ruptura da Barragem do Fundão, em 2015 e da Barragem B1, em 2019, em Minas Gerais (Castro, 2021). A ocorrência deste fenômeno induz a perda substancial da resistência ao cisalhamento do material, caracterizando rupturas catastróficas e de grande extensão de massa mobilizada.

O atual capítulo possui como objetivo apresentar os principais aspectos dos ensaios de campo utilizados no trabalho (SPT e CPTu), as principais definições acerca do fenômeno de liquefação e introduzir os conceitos e aspectos necessários para o entendimento do fenômeno de liquefação. Além disso, serão introduzidas as metodologias utilizadas no trabalho para avaliação da susceptibilidade à liquefação de um rejeito com base em ensaios de campo e laboratório e uma breve evolução histórica das rupturas de barragem por liquefação.

2.1 EVOLUÇÃO HISTÓRICA DAS RUPTURAS DE BARRAGENS POR LIQUEFAÇÃO

A liquefação de rejeitos tem sido reconhecida como uma das principais causas de rupturas catastróficas em barragens alteadas pelo método de montante, mas seu mecanismo fundamental é inerente aos materiais e as condições em que se apresentam, e não à tipologia construtiva. Do ponto de vista da Mecânica dos Solos, a liquefação ocorre quando materiais

granulares não plásticos, tipicamente em estado fofo e saturado ou até mesmo parcialmente saturados, apresentam estrutura metaestável e são submetidos a trajetórias de tensão que geram aumento de poropressão e consequente redução das tensões efetivas. Nessas condições, o material desenvolve grandes deformações reduzindo de forma significativa as tensões efetivas. Assim, a perda de resistência não drenada, ou mesmo em condições drenadas, é o mecanismo central que explica a natureza abrupta das falhas por liquefação.

É importante destacar que a liquefação de rejeitos não está restrita a barragens alteadas a montante. Embora essa tipologia aumente a probabilidade de ocorrência do fenômeno devido à presença de camadas antigas de rejeito fofo e saturado atuando como fundação de alteamentos subsequentes, a liquefação pode ocorrer em rejeitos na qual coexistam material granular não plástico, saturação elevada, condição fofa, estrutura metaestável e a existência de um gatilho seja ele estático ou dinâmico. Entre os gatilhos dinâmicos, destacam-se eventos sísmicos e vibrações. Já os gatilhos estáticos incluem sobrecargas, carregamentos rápidos, rebaixamento rápido do nível freático e intervenções construtivas.

Quando desencadeado, o processo resulta em grandes deformações, acompanhadas pelo aumento de poropressão e pela redução abrupta das tensões efetivas, levando à perda de resistência ao cisalhamento. Esse comportamento, é responsável pelos danos de grande escala observados em diversos eventos de ruptura ao longo do último século.

Historicamente, diversos eventos marcaram a evolução do entendimento técnico sobre rupturas de barragens por liquefação. Um dos primeiros registros relevantes é o caso da Sheffield Dam, na Califórnia (EUA), que rompeu em 1925 após um terremoto (Seed; Idriss, 1971). O evento foi fundamental para impulsionar os estudos iniciais sobre liquefação induzida por sismos em barragens.

Em 1970, a barragem de rejeitos da mina de Mufulira, na Zâmbia, sofreu ruptura associada à liquefação dos rejeitos de cobre, resultando no colapso do maciço e no escoamento de aproximadamente 1 milhão de toneladas de material para as galerias subterrâneas da mina. O evento, considerado um dos mais graves envolvendo rejeitos, causou a morte de 89 trabalhadores (Wise Uranium Project, 2025).

Outro marco importante ocorreu em 1971, com a ruptura da Lower San Fernando Dam, também nos Estados Unidos. A estrutura sofreu deslocamentos significativos devido à liquefação de camadas de areia saturadas durante o terremoto de San Fernando. Esse evento

teve papel decisivo no desenvolvimento de normas e diretrizes de segurança de barragens frente a carregamentos dinâmicos (Seed, 1983).

Em 14 de janeiro de 1978, a barragem de rejeitos Mochikoshi No. 1, pertencente à Mochikoshi Gold Mining Company (Japão), rompeu devido à liquefação desencadeada por um evento sísmico. Aproximadamente 80.000 m³ de rejeitos foram mobilizados, escoando por 7 a 8 km a jusante. O acidente resultou na morte de uma pessoa, destacando a susceptibilidade de depósitos de rejeitos saturados a gatilhos dinâmicos, especialmente em regiões de elevada sismicidade (Vick, 1983).

Outro evento notório ocorreu em 23 de agosto de 1991, onde a barragem de rejeitos da Sullivan Mine, localizada em Kimberley, British Columbia (Canadá), sofreu uma instabilidade durante a construção de um alteamento incremental. A falha foi atribuída à liquefação de rejeitos antigos presentes na fundação do novo alteamento, condição que levou ao escorregamento de aproximadamente 75.000 m³ de material (ICOLD, 2021).

Em 12 de novembro de 1996, a barragem de rejeitos Amatista, localizada no distrito de Acari, província de Caravelí (região de Arequipa, Peru), sofreu ruptura durante o terremoto de Nazca. A barragem, alteada pelo método de montante, apresentou liquefação dos rejeitos, levando ao colapso parcial da estrutura e à mobilização de mais de 300.000 m³ de rejeitos de ouro. O fluxo percorreu cerca de 600 metros, atingindo o rio Acari e áreas agrícolas a jusante, causando contaminação significativa (Wise Uranium Project, 2025).

No Brasil, os casos mais emblemáticos ocorreram nas últimas décadas. O rompimento da Barragem de Fundão, em Mariana-MG, em 2015, foi classificado como uma falha por liquefação estática, conforme detalhado por Morgenstern et al. (2016). A ruptura ocorreu subitamente, sem que houvesse qualquer evento sísmico associado, resultando em 19 mortes e em um desastre ambiental marcado na história do país (Souza, 2021). O evento desencadeou uma série de revisões normativas, discussões técnicas e investigações sobre o comportamento dos rejeitos em condição não drenada.

Posteriormente, em 2019, a Barragem B1 da Mina Córrego do Feijão, em Brumadinho-MG, rompeu de forma abrupta, resultando em 272 mortes. Assim como em Fundão, a causa da ruptura foi atribuída à liquefação estática de rejeitos com estrutura metastável e elevada saturação, conforme apontado nas investigações conduzidas por um painel independente de especialistas (Macedo; Sassa, 2019). O evento teve repercussão internacional, levando a um

endurecimento dos critérios regulatórios e à intensificação da pesquisa sobre estabilidade não drenada de barragens.

A partir desses marcos, houve um avanço substancial no estado da arte, com desenvolvimento de métodos empíricos e semiempíricos para avaliação da suscetibilidade à liquefação. Destacam-se as contribuições de Plewes et al. (1992), Olson (2001), Shuttle e Cunning (2008), Robertson (2010), Robertson (2016) e, mais recentemente, Smith et al. (2021), introduzindo conceitos de drenagem nas metodologias de avaliação da susceptibilidade à liquefação.

No plano regulatório brasileiro, não existem dispositivos legais que tratem diretamente do fenômeno de liquefação de rejeitos, seja em barragens de mineração ou em outras estruturas de contenção. Entretanto, a liquefação passou a ser considerada de forma indireta em decorrência dos grandes acidentes recentes. A Lei nº 12.334/2010, que institui a Política Nacional de Segurança de Barragens, estabelece requisitos gerais para avaliação de cenários de falha e para a verificação das condições de estabilidade, sem mencionar explicitamente a liquefação, mas exigindo que todos os mecanismos potenciais de ruptura sejam contemplados. A Portaria ANM nº 70.389/2017 reforça a necessidade de análises drenadas e não drenadas, fundamentais para a caracterização de mecanismos associados à redução de tensões efetivas. Mais recentemente, a Resolução ANM nº 95/2022 proibiu o alteamento a montante e determinou a descaracterização das estruturas existentes nesse método, fundamentando-se no histórico de falhas por liquefação. Importante destacar, contudo, que a própria descaracterização deve ser conduzida com cautela, pois intervenções como cortes, escavações, rebaixamento rápido do nível freático e vibrações podem atuar como gatilhos estáticos capazes de induzir a liquefação em rejeitos saturados e metastáveis.

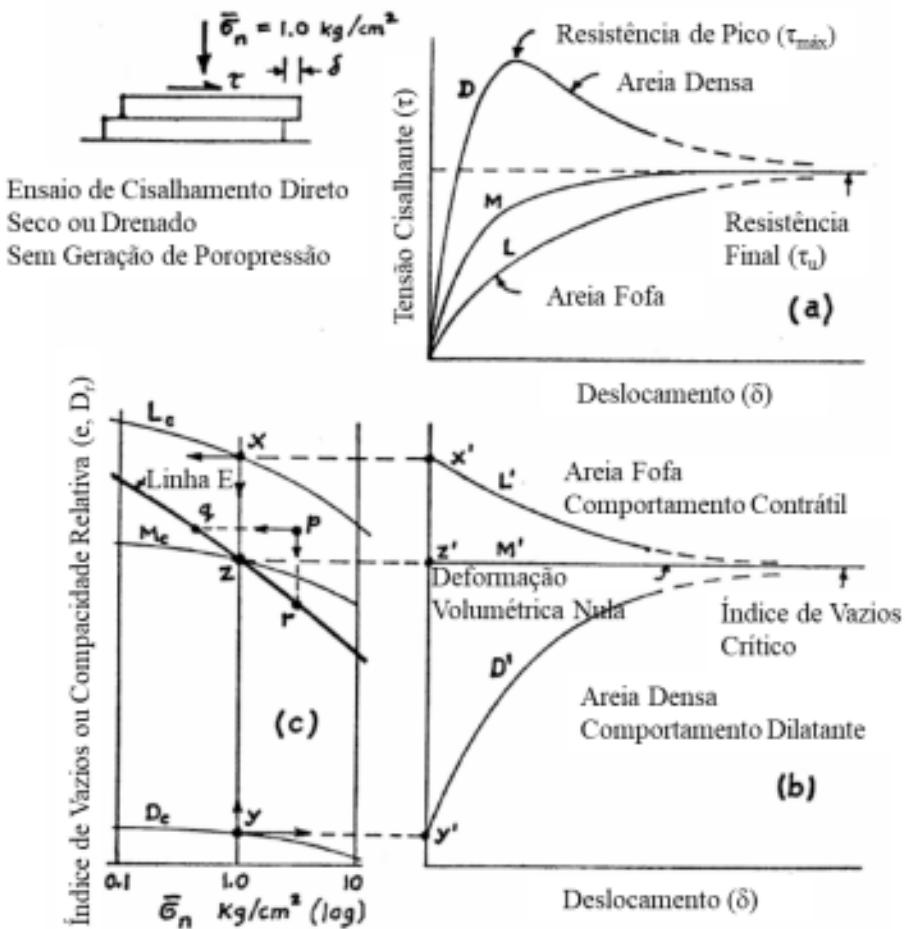
2.2 ÍNDICE DE VAZIOS CRÍTICO

O índice de vazios crítico do solo, de acordo com a teoria de Casagrande (1936), é um estado em que o solo atinge ao final de um ensaio de cisalhamento, independente da sua condição de compacidade e do tipo de carregamento. O autor observou que as amostras de areias fofas quando submetidas ao cisalhamento apresentavam tendência à contração, já as areias densas, apresentavam tendência à dilatação. Contudo, para grandes deformações, tanto a

amostra de areia fofa quanto a de areia densa atingia o mesmo valor de índice de vazios, sendo este o índice de vazios crítico.

De forma a entender o comportamento de areias fofas e densas na condição de cisalhamento, Casagrande (1975) utilizou o resultado do ensaio de cisalhamento direto por meio de três gráficos obtidos com aplicação de tensão normal de 1 kgf/cm^2 para as areias em três condições distintas de compacidade, areia fofa (L_c), areia densa (D_c) e areia com índice de vazios correspondente ao índice de vazios crítico (M_c). A Figura 1 ilustra o comportamento obtido para as três amostras ensaiadas.

Figura 1 – Resultado de ensaio de cisalhamento direto para areias com diferentes índices de vazios. (a) tensão de cisalhamento vs. deslocamento, (b) índice de vazios vs. deslocamento e (c) índice de vazios vs. tensão normal



Fonte: Modificado de Casagrande (1975).

O conceito de estado crítico em solos está intimamente associado ao conceito do índice de vazios crítico, que é definido pelo estado de tensões atingido por um solo quando não

experimenta mais qualquer variação de volume (índice de vazios) ou das tensões cisalhantes (resistência) sob um processo contínuo de cisalhamento (Schofield; Wroth, 1968).

Em um aspecto geral, os trabalhos de Casagrande (1975) levam à conclusão de dois principais pontos, quais sejam: I) Qualquer combinação de índice de vazios e tensão normal efetiva que esteja abaixo da Linha E representam estados em que o solo apresenta comportamento dilatante, ou seja, não susceptíveis ao processo de liquefação; II) A combinação de índice de vazios e tensão normal efetiva que estiver acima da Linha E representam o estado de tensão em que o solo apresenta comportamento contrátil, ou seja, apresentam risco à ocorrência de liquefação. Quanto mais distante da Linha E, maior será a perda de resistência até atingir o estado crítico.

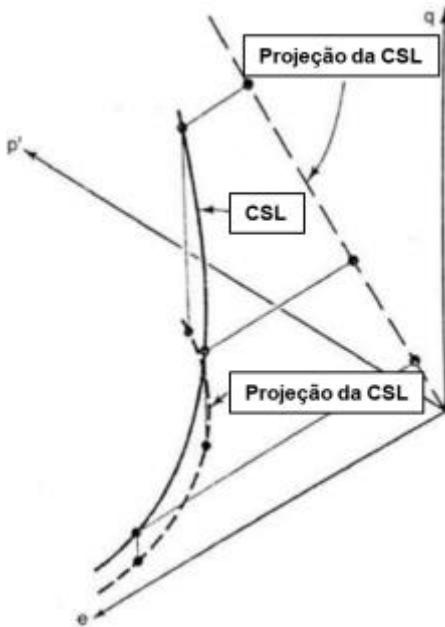
2.3 LINHA DE ESTADO CRÍTICO

A linha de estados críticos representa o lugar geométrico que relaciona o estado de tensões e o índice de vazios do solo, atingido o estado crítico. A superfície localiza-se no espaço tridimensional p' versus e versus q (tensão octaédrica e tensão desviadora de acordo com os parâmetros estabelecidos por Cambridge, conforme equação (1) e equação (2), onde σ'_1 e σ'_3 representam as tensões principais efetivas maior e menor, respectivamente (Souza, 2021). A Figura 2 ilustra a linha de estado crítico representado de forma tridimensional no espaço.

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2 * \sigma'_3}{3} \quad (1)$$

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2)$$

Figura 2 – Representação tridimensional da linha do estado crítico (LEC) no espaço

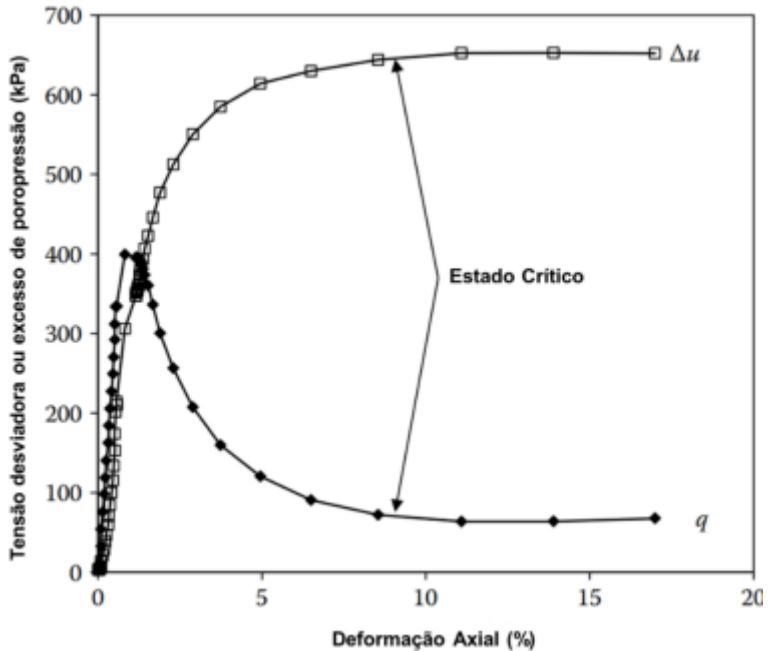


Fonte: Adaptado de ATKINSON; BRANSBY, 1998)

Sendo assim, a resistência última do material é formada pelas três variáveis (e , p' e q). A avaliação da resistência última é realizada por meio de ensaios triaxiais, definido a partir da avaliação da curva tensão *versus* deformação e poropressão *versus* deformação para ensaios triaxiais não drenados, e curvas tensão *versus* deformação e variação volumétrica *versus* deformação para ensaios triaxiais drenados (Souza, 2021).

A Figura 3 ilustra o ensaio de compressão triaxial não drenado da areia Ersak realizado por Jefferies e Been (2016), demonstrando a região de estado crítico obtido pelo material quando há uma constância da tensão desviadora e excesso de poropressão a deformações contínuas. Comportamento semelhante ocorre para os ensaios triaxiais drenados, nos gráficos tensão *versus* deformação e variação volumétrica *versus* deformação.

Figura 3 – Ensaio de compressão triaxial não drenado na areia Ersak



Fonte: Adaptado de Jefferies e Been (2016)

A Linha do Estado Crítico (LEC) é comumente representada em um plano $e - p'$. Nesse contexto, a Figura 4 ilustra os possíveis estados de tensão e compacidade de um solo, sendo os possíveis comportamentos detalhados abaixo:

- Amostra de solo com comportamento contrátil (em vermelho), acima da linha do estado crítico:

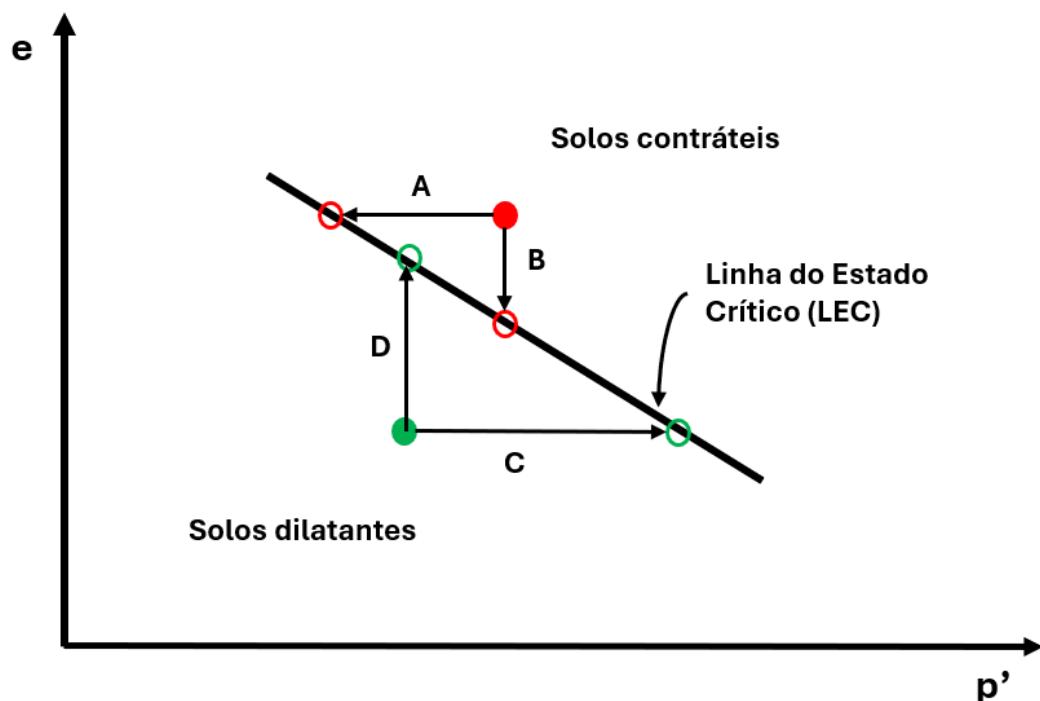
Para um cisalhamento realizado em condições drenadas, a amostra reduz de volume resultando em redução do índice de vazios (trajetória B). Já para um cisalhamento realizado em condições não drenadas, a amostra tende a apresentar comportamento de contração com geração de poropressões positivas e por consequência, redução na tensão efetiva média sem variação de volume (trajetória A).

- Amostra de solo com comportamento dilatante (em verde), abaixo da linha do estado crítico:

Para um cisalhamento drenado, a amostra apresenta aumento de volume (dilatância) resultando em um aumento do índice de vazios (trajetória D). Já para um cenário de

cisalhamento não drenado, nota-se que a amostra tende a dilatar com geração de poropressões negativas e, por consequência, resultando em aumento da tensão efetiva média (trajetória C).

Figura 4 – Determinação da linha do estado crítico por meio de ensaios triaxiais com amostras com comportamento contrátil e dilatante



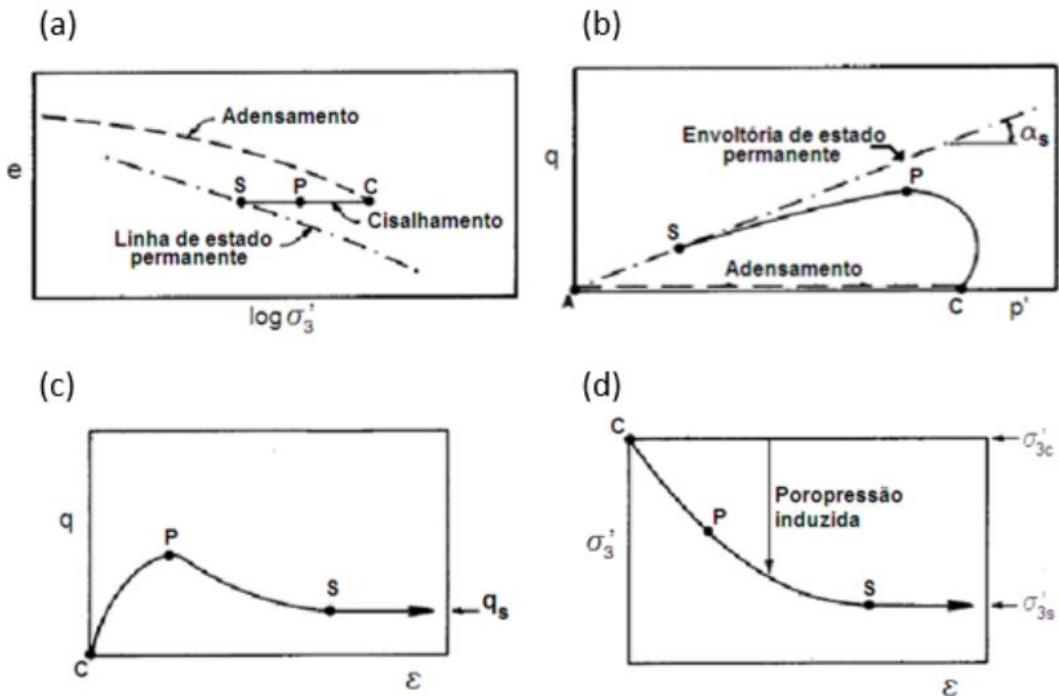
A determinação confiável da Linha de Estado Crítico (LEC) exige rigor na preparação e execução dos ensaios triaxiais, especialmente em rejeitos de mineração, cuja estrutura metastável pode ser facilmente alterada. Conforme destacado por Jefferies e Been (2016), a obtenção de trajetórias de tensão representativas e de índices de vazios realistas demanda cuidados específicos, como o uso de base alargada e hastes guiadas para minimizar rotação da amostra, utilização de membranas de borracha com dupla lubrificação e outros aspectos de moldagem. Para a construção da LEC, Jefferies e Been (2016) enfatizam a necessidade de medição precisa do índice de vazios pós-cisalhamento, utilizando procedimentos como congelado de amostra, assegurando interpretação consistente da posição do estado inicial, do parâmetro de estado e da suscetibilidade à liquefação estática.

Um outro conceito importante e que também foi estabelecido por meio de ensaios triaxiais foi definido por Castro (1969) de linha de estado permanente, que estabelece uma relação entre os valores de índice de vazios obtidos a grandes deformações com os logaritmos das tensões efetivas confinantes. Nessas condições, o solo tenderia a se deformar continuamente sob volume e tensões efetivas constantes (Poulos, 1981).

Na literatura, discute-se se a linha de estado permanente e a linha do estado crítico são coincidentes (Casagrande, 1975), uma vez que ambas descrevam estados de deformação contínua sob tensões efetivas constantes. Diversos autores argumentam que Linha do Estado Crítico (LEC) e Linha de Estado Permanente (LEP) podem coincidir para muitos solos arenosos naturais (Been & Jefferies, 1985; Jefferies & Been, 2016), mas evidências experimentais mostram que, em materiais de estrutura metastável, solos siltosos e, em especial, rejeitos de mineração, essas curvas podem não ser coincidentes (Verdugo, 2024). Em contrapartida, Been et al. (1991) examinaram alguns detalhes das definições entre o estado crítico e o estado permanente concluindo que para propósitos práticos a equivalente poderia ser assumida

A Figura 5 ilustra o conceito de estado permanente de deformações por meio do resultado de ensaios de compressão triaxial. Além disso, a Figura 5 ilustra o comportamento tensão-deformação de um solo suscetível à liquefação, com comportamento strain-softening, uma vez que após atingir a resistência de pico, há uma queda brusca na resistência com o aumento da deformação, sendo P a tensão desviadora máxima e o ponto S, correspondente a resistência de estado permanente ou resistência liquefeita.

Figura 5 – Comportamento tensão-deformação e linha de estado permanente

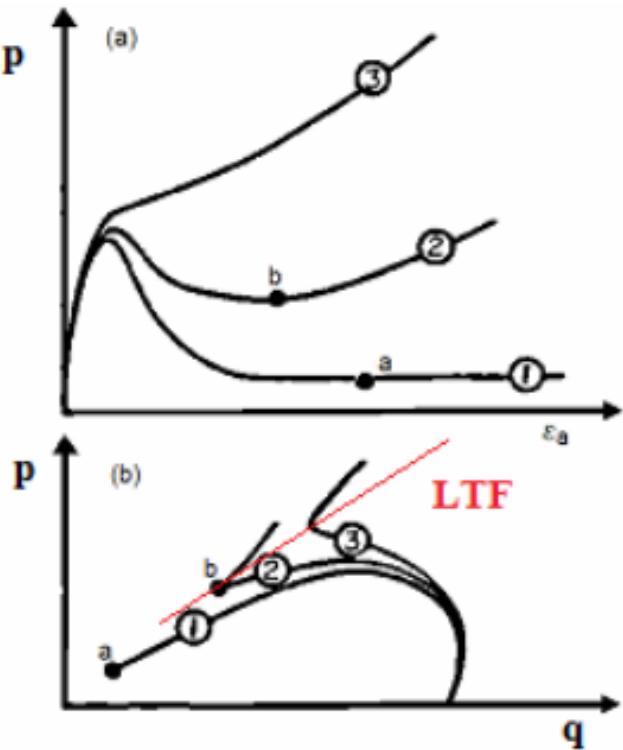


Fonte: Adaptado de Poulos *et al.* (1985)

Contudo, é importante destacar que a condição tensão-deformação indicada na Figura 5 (c) que representa a condição de liquefação (curva tipo 1 da Figura 6), não é o único tipo de resposta associado ao comportamento de solos sob cisalhamento não drenado. Para solos granulares densos (curva tipo 3 da Figura 6), a curva tensão deformação tende a apresentar efeitos de dilatância sob cisalhamento, atingindo elevados valores de resistência devido a geração de poropressão negativa (Castro, 1969).

Um outro aspecto a se considerar faz menção aos estados intermediários de compacidade (curva tipo 2), onde o solo apresenta uma “liquefação limitada”, caracterizado por apresentar uma resistência mínima (ponto b) representando um estado quase permanente (“quasi steady state”), uma vez que o solo apresenta dilatância para maiores níveis de deformação. O mesmo comportamento foi observado por Verdugo (1996) durante um conjunto de ensaios triaxiais realizados na areia Toyoura.

Figura 6 – Curvas tensão-deformação em ensaios triaxiais: (1) areia fofa; (2) areia com compacidade intermediária; (3) areia densa



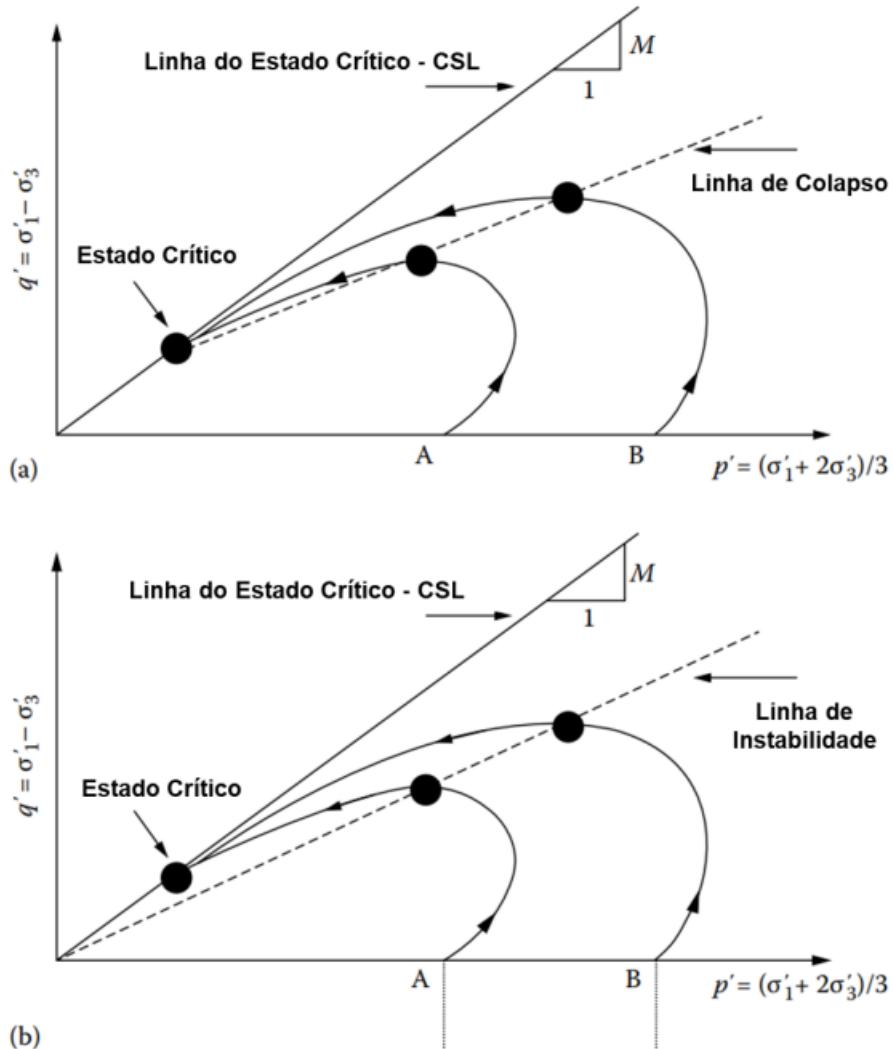
Fonte: Adaptado de Castro (1969)

Os pontos associados às mudanças no comportamento volumétrico de solos granulares durante o cisalhamento, caracterizados pelas respostas dos tipos (2) e (3), definem a denominada Linha de Transformação de Fase (LTF), a qual corresponde aos estados em que se observam os máximos excessos de poropressão gerados ao longo do ensaio.

2.4 LINHA DE INSTABILIDADE

Lade (1994) introduziu o conceito de uma envoltória denominada linha de instabilidade (*Instability Line*), uma envoltória que representa o limiar de perda de estabilidade durante o cisalhamento. Assim como a linha de colapso, essa envoltória é definida no espaço de tensões p' – q a partir dos pontos de pico obtidos em ensaios triaxiais não drenados. No entanto, a linha de instabilidade é traçada de modo a intersectar a origem do diagrama, refletindo a condição limite em que o material já não é capaz de manter sua estrutura. A Figura 7 ilustra a posição típica dessa envoltória no plano p' – q .

Figura 7 – Conceitos de linha de instabilidade (a) linha de colapso; (b) linha de instabilidade



Fonte: Adaptado de Yang (2002)

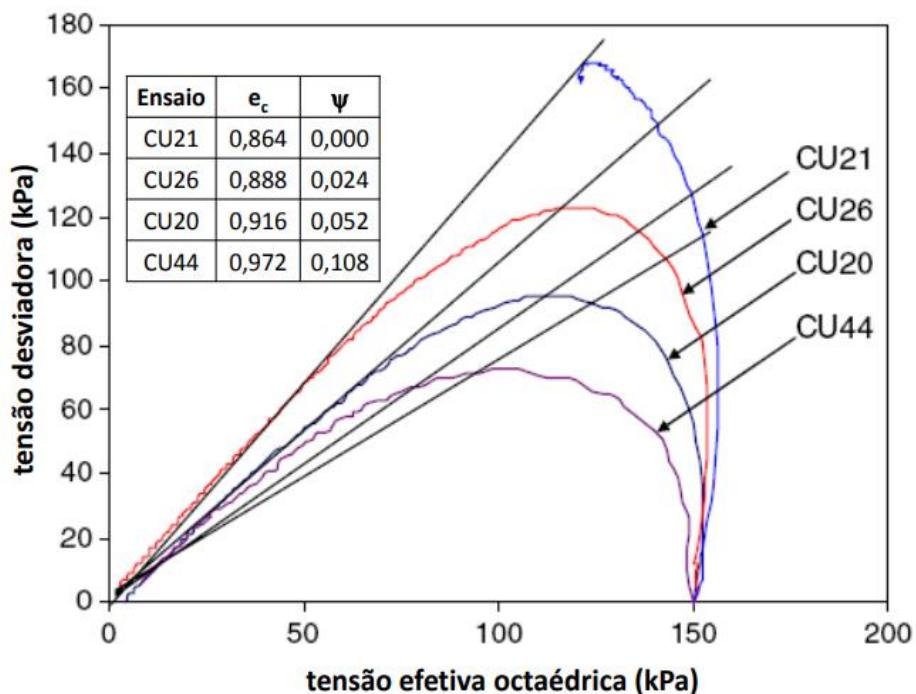
Conforme discutido por Lade (1994), a instabilidade em materiais granulares ocorre quando o estado de tensões do solo se posiciona sobre a linha de instabilidade ou no intervalo compreendido entre a linha de instabilidade e a linha de estado permanente (estado crítico), região esta denominada de região de instabilidade potencial. Nessa condição, e à medida que as deformações aumentam, o material pode evoluir para um regime de colapso característico da liquefação. Considerando que a linha de instabilidade é representada por uma reta que parte da origem no espaço p' - q' , sua inclinação, M_{IL} , é determinada pela razão entre a tensão desviadora e a tensão octaédrica efetiva correspondentes ao pico das trajetórias de tensão, conforme

expresso na Equação (3), onde q é o valor da tensão desviadora no pico e p' é o valor da tensão efetiva octaédrica, também no pico.

$$M_{IL} = \frac{q_{pico}}{p'_{pico}} \quad (3)$$

Chu *et al.* (2012) destacam que a linha de instabilidade não é necessariamente fixa para o mesmo material, sendo dependente do seu parâmetro de estado. A Figura 8 ilustra essa diferença de comportamento por meio das trajetórias de tensões efetivas obtidas em quatro ensaios triaxiais não drenados realizados pelos autores, consolidados na mesma tensão efetiva de 150 kPa, porém, apresentando diferentes índices de vazios. Os resultados demonstram que, para o mesmo estado inicial de tensões, materiais com maior índice de vazios apresentam linhas de instabilidade menos inclinadas, indicando maior propensão ao colapso sob cisalhamento.

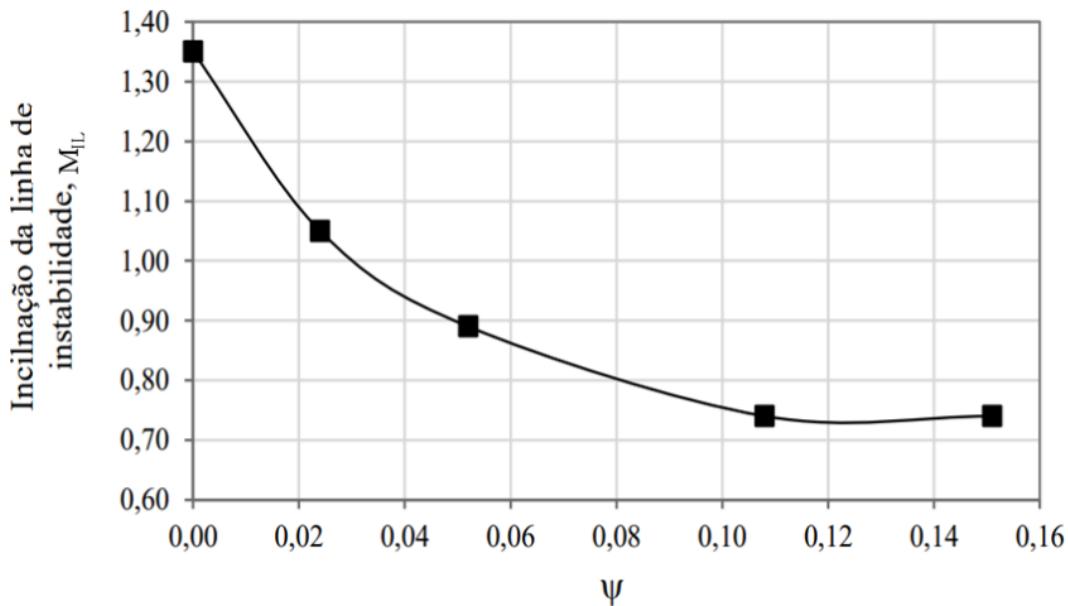
Figura 8 – Diferentes linhas de instabilidade para diferentes índices de vazios e mesmo estado inicial de tensões efetivas



Fonte: Adaptado de Chu *et al.*, 2012

Chu et al. (2012) investigaram como a inclinação da linha de instabilidade varia em função do índice de vazios inicial para uma areia marítima, estabelecendo uma relação entre M_{IL} e e_0 . A partir desses resultados, Telles (2017) reinterpretou essa correlação utilizando o parâmetro de estado ψ . A Figura 9 apresenta a relação obtida. Nota-se que a inclinação da linha de instabilidade tem uma queda brusca no trecho inicial do grafico, se estabilizando para parâmetro de estado superior a 0,11, se tornando insensível a variação das condições iniciais de tensão e índices de vazios a partir desse parâmetro de estado.

Figura 9 – Relação entre a inclinação da linha de instabilidade e parâmetro de estado



Fonte: Adaptado de Telles, 2017

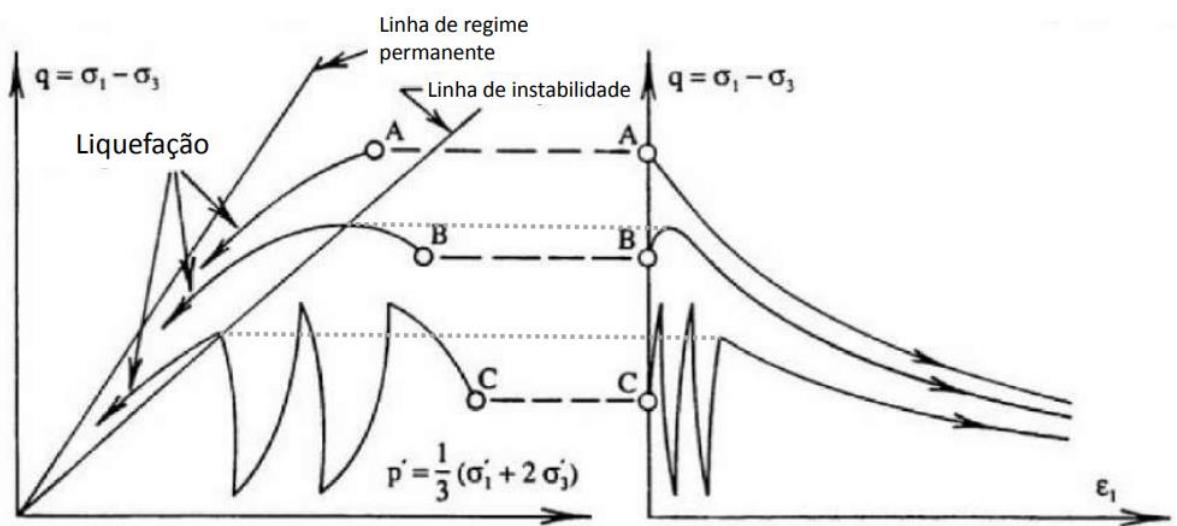
O estado de tensões posicionado acima da linha de instabilidade não implica, por si só, que o solo irá colapsar. Em condições drenadas, o material pode manter-se estável mesmo quando situado acima da linha de instabilidade, ao passo que pode evoluir para um regime instável quando submetido a cisalhamento constante acompanhado de redução gradual das tensões efetivas, como ocorre em ensaios do tipo CSD (*Constant Shear Drained*). Embora a instabilidade possa se desenvolver tanto em condições drenadas quanto não drenadas, nestas últimas o comportamento tende a ser mais crítico, pois a perda de estabilidade geralmente se

manifesta como um colapso súbito da estrutura granular, diferentemente do que ocorre no regime drenado (Chu *et al*, 2012).

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. Mesmo quando o estado de tensões se encontra abaixo da linha de instabilidade, carregamentos estáticos ou dinâmicos podem conduzir o material a trajetórias que atinjam a linha de instabilidade e evoluam até interceptar a linha de estado permanente (estado crítico). A Figura 10 ilustra esse comportamento para três corpos de prova.

Observa-se que o corpo de prova A encontrava-se, inicialmente, dentro da região de instabilidade potencial e, por isso, uma pequena perturbação em seu estado de tensões foi suficiente para conduzi-lo diretamente à condição de liquefação. Já os corpos de prova B e C estavam localizados abaixo da linha de instabilidade e somente atingiram essa condição após a aplicação de carregamentos distintos, estático no caso de B e cíclico no caso de C. Nota-se que, ao interceptarem a linha de instabilidade, ambos os corpos de prova evoluíram imediatamente para o estado de liquefação, evidenciando o papel crítico dessa envoltória na deflagração da instabilidade em materiais granulares.

Figura 10 – Diagrama esquemático demonstrando os caminhos de tensões efetivas e suas respectivas curvas tensão x deformação para carregamento estático (A, B) e cíclico (C)



Fonte: Adaptado de Lade, 1994

2.5 PARÂMETRO DE ESTADO

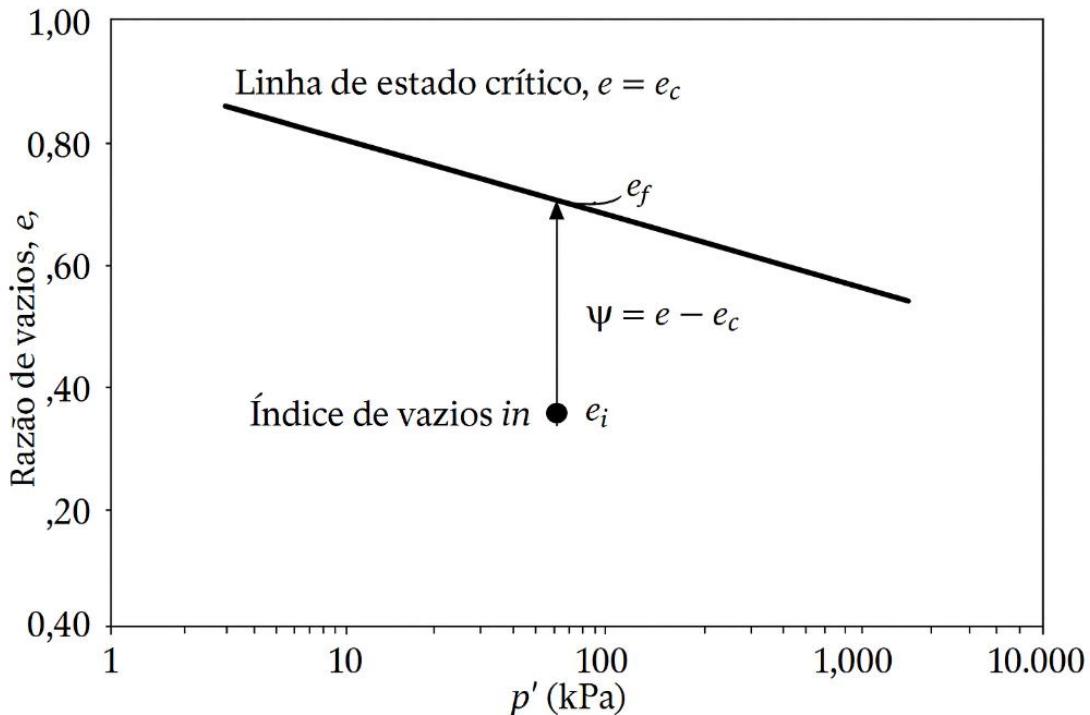
O parâmetro de estado (ψ) é definido como sendo a diferença entre o índice de vazios do solo na condição *in situ* e o índice de vazios no estado crítico, ou seja, sobre a Linha do Estado Crítico (LEC), correspondente ao mesmo valor de tensão efetiva média. Jefferies and Been (2016) sugere a utilização do parâmetro de estado para avaliar o estado do solo e definir a sua tendência à contração ou dilatação durante um cisalhamento, definido segundo a Equação (4).

$$\psi = e - e_c \quad (4)$$

Onde “e” representa o índice de vazios *in situ*, ou seja, antes do cisalhamento e “ec” representa o índice de vazios a volume constante, ou seja, no estado crítico, para o mesmo valor de tensão efetiva média.

Nesse sentido, é importante mencionar que o comportamento do solo no cisalhamento depende do estado de tensão e do índice de vazios *in situ* quando comparado com a linha do estado crítico. Dessa forma, torna-se importante entender a compacidade do solo e em qual nível de tensão está atuando para compreender o comportamento contrátil ou dilatante durante o cisalhamento. A Figura 11 ilustra o gráfico proposto por Jefferies and Been (2016) para avaliação da condição de compacidade do material em relação a linha do estado crítico.

Figura 11 – Linha do estado crítico e conceito de parâmetro de estado



Fonte: Adaptado de Jefferies and Been (2016)

Conforme proposto por Jefferies and Been (2016), os solos que apresentarem índice de vazios in situ superior ao índice de vazios no estado crítico, ou seja, $\psi > 0$, irão apresentar comportamento contrátil e apresentam um risco de serem susceptíveis ao fenômeno de liquefação. Do contrário, solos que apresentarem índice de vazios in situ inferior ao índice de vazios no estado crítico, ou seja, $\psi < 0$, tendem a apresentar comportamento dilatante e não apresentam suscetibilidade à liquefação. Contudo, estudos experimentais conduzidos por Jefferies and Been (2016) indicam que solos que apresentam ψ superior a -0,05 tendem a apresentar comportamento de strain-softening (amolecimento) sob cisalhamento não drenado.

2.6 METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO BASEADAS EM ENSAIO DE CAMPO

Metodologias para avaliação da susceptibilidade à liquefação em rejeitos baseadas em ensaios de campo desempenham um papel fundamental para melhor entendimento do fenômeno de liquefação. A importância dessas metodologias reside na capacidade de fornecer dados

diretos sobre as condições do rejeito *in situ*, avaliando as propriedades do rejeito na condição real, levando em consideração fatores como umidade, índice de vazios e estado de compacidade. Além disso, os ensaios de campo refletem características como variabilidade espacial e as condições ambientais na realização do ensaio.

Em contrapartida, é imperioso destacar que os ensaios de campo apresentam desafios e limitações quando correlacionados para avaliação da susceptibilidade à liquefação, sobretudo, devido à sua limitação de capturar o comportamento do material após o pico de resistência, tornando-se metodologias mais conservadoras (Robertson, 2004). Verifica-se que os ensaios de campo mais utilizados, como o SPT e o CPTu, fornecem parâmetros predominantemente a partir de correlações semi-empíricas.

Cabe mencionar que a aplicação do ensaio de piezocone (CPTu) em rejeitos de mineração exige uma discussão específica sobre os efeitos da velocidade de cravação e, sobretudo, sobre as condições de drenagem que se desenvolvem durante o ensaio. Nesses materiais, a velocidade padrão do ensaio (aproximadamente 2 cm/s) pode não ser suficiente para garantir comportamento totalmente não drenado (Schneider et al., 2008).

Quando o material responde em condição parcialmente drenada, ocorre uma transição entre os comportamentos típicos de solos arenosos e argilosos, resultando em valores intermediários de poropressão gerada e em resistências de ponta que não refletem, de forma direta, a resistência efetiva ou não drenada (Lunne et al., 1997). Consequentemente, o uso de correlações empíricas e semiempíricas pode levar a interpretações conservadoras e/ou enviesadas se o regime de drenagem não for previamente reconhecido (Olson, 2001). Apesar dessas limitações, tais ensaios são amplamente empregados na avaliação da suscetibilidade à liquefação.

2.6.1 Metodologia de Plewes et al. (1992)

Jefferies e Been (2016) demonstra em seus estudos que a determinação do parâmetro de estado a partir de ensaios de CPT é um problema complexo, dependente de vários parâmetros do solo e é resolvido por meio de uma equação inversa.

A resistência à penetração obtida nos ensaios CPT dependem de diversos parâmetros do solo, tal como rigidez, tensões efetivas horizontais e verticais, dentre outros. Dessa forma, com

o aumento da tensão no ensaio, a dilatância fica limitada (Jefferies; Been, 2016). Nesse sentido, o conceito de Q_p estabelece a resistência à penetração adimensional, normalizada pela tensão efetiva média.

Plewes *et al.* (1992) propuseram durante seus estudos a avaliação da susceptibilidade à liquefação, sobretudo, para areias siltosas e siltes por meio de ensaio CPT baseados na teoria do estado crítico e parâmetro de estado. A relação entre Q_p e o estado de tensão médio está estabelecido na Equação (5).

$$Q_p = k * \exp(-m\psi) = \frac{q_t - p_0}{p'_0} \quad (5)$$

Onde Q_p é a resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva média, q_t a resistência à penetração do cone corrigida, p_0 a tensão total média e p'_0 a tensão efetiva média. Os parâmetros k e m são associados à inclinação da linha do estado crítico (λ_{10}), calculados pela Equação (6), Equação (7) e Equação (8).

$$k = 8 + \frac{0,55}{\lambda_{10} - 0,01} \quad (6)$$

$$m = 8,1 - 2,3 \log \lambda_{10} \quad (7)$$

$$\lambda_{10} = \frac{F}{10} \quad (8)$$

Sendo F a razão de atrito normalizada, Plewes *et al.* (1992) estabelece a relação considerando o atrito lateral, a tensão efetiva vertical e a resistência de ponta. A Equação (9) estabelece tal relação.

$$F = \frac{F_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (9)$$

Utilizando a teoria de expansão da cavidade, conforme estabelece Jefferies e Been (2016), a equação inversa a ser determinada possui o formato estabelecido na Equação (10), onde k e m são parâmetros de inversão que depende da rigidez do solo e do parâmetro de estado crítico e devem ser utilizadas para os casos de cravação drenada. É importante mencionar que a metodologia de Plewes *et al.* (1992) desconsidera a rigidez e demais propriedades do solo, sendo uma análise mais simplificada, contudo, que costuma trazer resultados acurados.

$$\psi = \frac{-\ln \frac{Q_p}{k}}{m} \quad (10)$$

Por meio da utilização do modelo *Norsand* e a teoria de expansão de cavidades, Shuttle e Cunning (2007) demonstraram que para cravações não drenadas, onde há geração de excesso de poropressão durante o processo de cravação do cone, a Equação (11) deverá ser utilizada para determinação do parâmetro de estado.

$$Q_p(1 - B_q) + 1 = \bar{k} * e^{\bar{m}\psi} \quad (11)$$

Onde \bar{k} e \bar{m} são incógnitas semelhantes a “k” e “m”, onde as últimas só aparecem em caso de cravações drenadas, sem geração de excesso de poropressão. Os parâmetros \bar{k} e \bar{m} podem ser calculados conforme Equação (12) e Equação (13).

$$\frac{\bar{k}}{M} = 3 + \frac{0,85}{\lambda_{10}} \quad (12)$$

$$\bar{m} = 11,9 - 13,3 \lambda_{10} \quad (13)$$

Ainda, de acordo com Jefferies e Been (2016), a relação entre as resistências normalizadas Q e Q_p dependem do coeficiente de repouso k_0 , conforme detalha a Equação (14) e Equação (15).

$$Q = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (14)$$

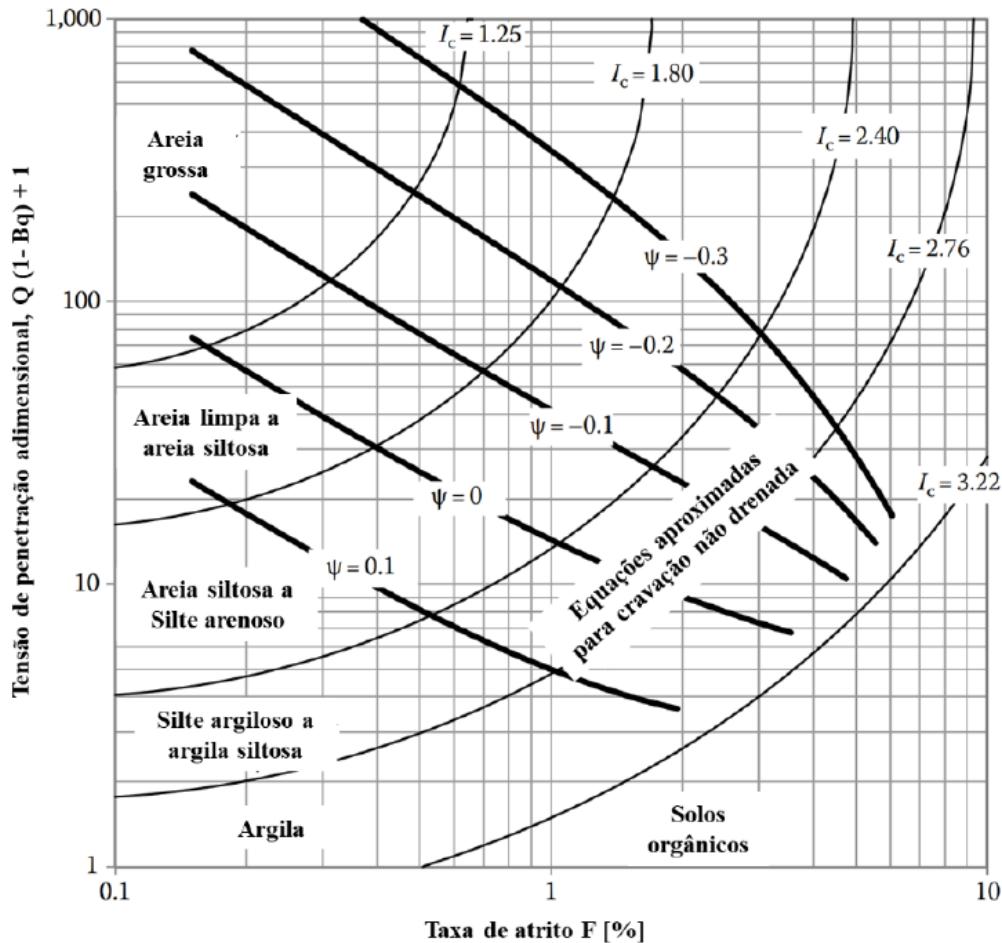
$$Q_p = \frac{3Q}{1 + 2k_0} \quad (15)$$

É importante mencionar que materiais como silte e rejeitos, de forma geral, se apresentam com teor de finos mais elevados, o que durante uma cravação do ensaio de piezocone, geram-se excessos de poropressão que diminuem a resistência do ensaio. Nesse contexto, Jefferies e Been (2016) indica duas possibilidades para calcular o parâmetro de estado a partir do ensaio CPTu, em condições não drenadas, quais sejam:

1. Realizar ensaios experimentais e medir as propriedades do solo para condição drenada e calcular os coeficientes de inversão CPT usando a teoria da expansão da cavidade com modelo *Norsand*, para determinar as constantes k e m ;

2. Utilizar metodologias (ábacos) que relacionam o resultado de ensaio CPTu e relacionar com o parâmetro de estado (Figura 12).

Figura 12 – Ábaco de classificação comportamental sugerido por Jefferies e Davies (1991) e atualizado por Jefferies e Been (2016) com contorno do parâmetro de estado conforme metodologia de Plewes et al. (1992)



Fonte: Adaptado de Jefferies e Been (2016)

2.6.2 Metodologia de Olson (2001)

Olson (2001) propôs uma metodologia para determinação da susceptibilidade à liquefação que dispensa a utilização de ensaios de laboratório ou fatores de correção. Essa metodologia foi baseada em retro-análises de 33 eventos históricos, dos quais cinco deles foram rupturas de fluxo por liquefação induzidas por carregamento estático.

Olson (2001) propôs a avaliação da susceptibilidade à liquefação em sete etapas, quais sejam:

1. “Determinar a susceptibilidade à liquefação utilizando relações entre resistência à penetração corrigida e a tensão efetiva vertical, separando comportamento contrátil e dilatante;
2. Determinar a tensão de cisalhamento estático usando análises de equilíbrio limite da geometria pré-falha;
3. Estimar tensão de cisalhamento adicional, por exemplo, tensão de cisalhamento sísmico;
4. Determinar a razão de resistência ao escoamento utilizando a resistência à penetração;
5. Avaliar o gatilho de liquefação comparando a resistência ao cisalhamento de escoamento com tensões de cisalhamento estática e adicionais combinadas;
6. Determinar a razão de resistência não drenada utilizando a resistência à penetração se a liquefação for desencadeada; e, por fim;
7. Avaliar a estabilidade pós-gatilho usando uma análise convencional de equilíbrio limite da geometria pré-falha.”

A primeira etapa sugerida por Olson (2001) consiste na avaliação da susceptibilidade à liquefação, que consiste na determinação das zonas de materiais contráteis em um perfil geológico. Existem diversas metodologias para avaliação da susceptibilidade à liquefação dos solos com base em ensaios SPT. Contudo, Olson (2001) endossou a utilização da envoltória sugerida por Fear e Robertson (1995) para avaliação da susceptibilidade à liquefação de materiais arenosos, baseado nos conceitos da teoria da mecânica dos solos do estado crítico e ensaios de laboratório. A envoltória de Fear e Robertson (1995) foi adotada em função da boa adesão entre a teoria, ensaios de laboratório e casos históricos estudados por Olson (2001).

De forma semelhante ao que foi adotado no ensaio SPT, a envoltória sugerida por Fear e Robertson (1995) também foi indicada por Olson (2001) para avaliação da susceptibilidade à liquefação. Contudo, indicou-se também a relação $qc/N60 = 0,60$ para conversão da envoltória. Cabe mencionar que a relação $qc/N60 = 0,60$ é um valor típico de solos arenosos, sendo um valor menor tendencioso para solos siltosos e argilosos (Robertson; Campanella 1985, Burland; Burbidge 1985), sendo necessário uma correção da envoltória para tais materiais. A Equação

(16) e Equação (17) detalham a envoltória de Fear e Robertson (1995) indicadas por Olson (2001) para ensaios SPT e CPTu, respectivamente. Já a Figura 13 e Figura 14 ilustram a utilização da envoltória de Fear e Robertson (1995) para ensaios SPT e CPTu, respectivamente.

$$\sigma_{v0}' = 9,5812 \times 10^{-4} [(N_1)_{60}]^{4,7863} \quad (16)$$

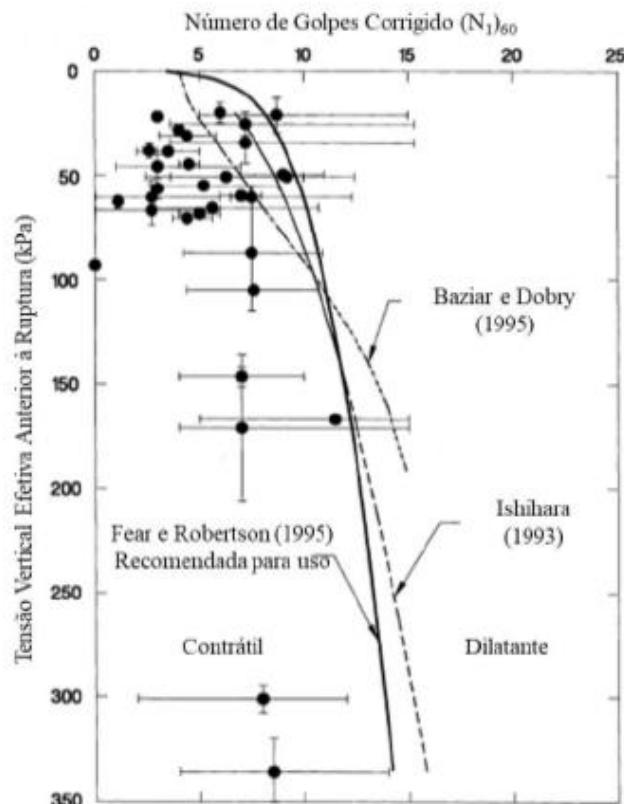
$$\sigma_{v0}' = 1,1047 \times 10^{-2} (q_{c1})^{4,7863} \quad (17)$$

Onde:

$(N_1)_{60}$ = Número de golpes do ensaio SPT normalizado e corrigido para uma energia de 60% da energia teórica de queda livre do martelo;

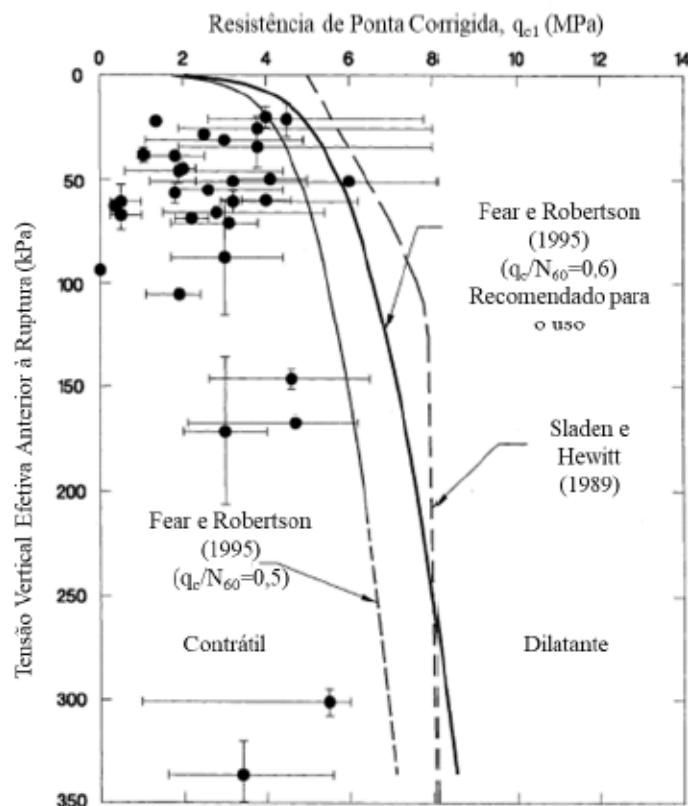
(q_{c1}) = Resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu

Figura 13 – Envoltória de Fear e Robertson (1995) sugerida por Olson (2001) para avaliação da susceptibilidade à liquefação utilizando ensaio SPT



Fonte: Adaptado de Olson (2001)

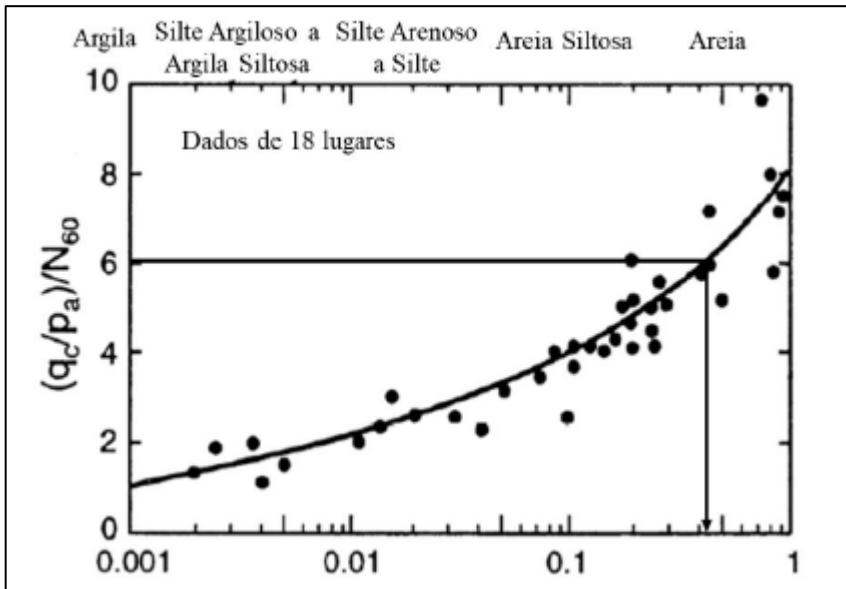
Figura 14 – Envoltória de Fear e Robertson (1995) sugerida por Olson (2001) para avaliação da susceptibilidade à liquefação utilizando ensaio CPT



Fonte: Adaptado de Olson (2001)

Robertson e Campanella (1985) por meio de 18 ensaios mostram que a relação q_c/N_{60} é dependente do tipo de solo, sendo maior para solos granulares e menor para siltes e argilas. A Figura 15 apresenta uma correção para a razão q_c/N_{60} baseado no diâmetro médio das partículas (D_{50}), citado em Robertson e Cabral (2014).

Figura 15 – Correção entre a razão q_c/N_{60} e o diâmetro médio das partículas (D_{50})



Fonte: Adaptado de Robertson e Campanella (1985)

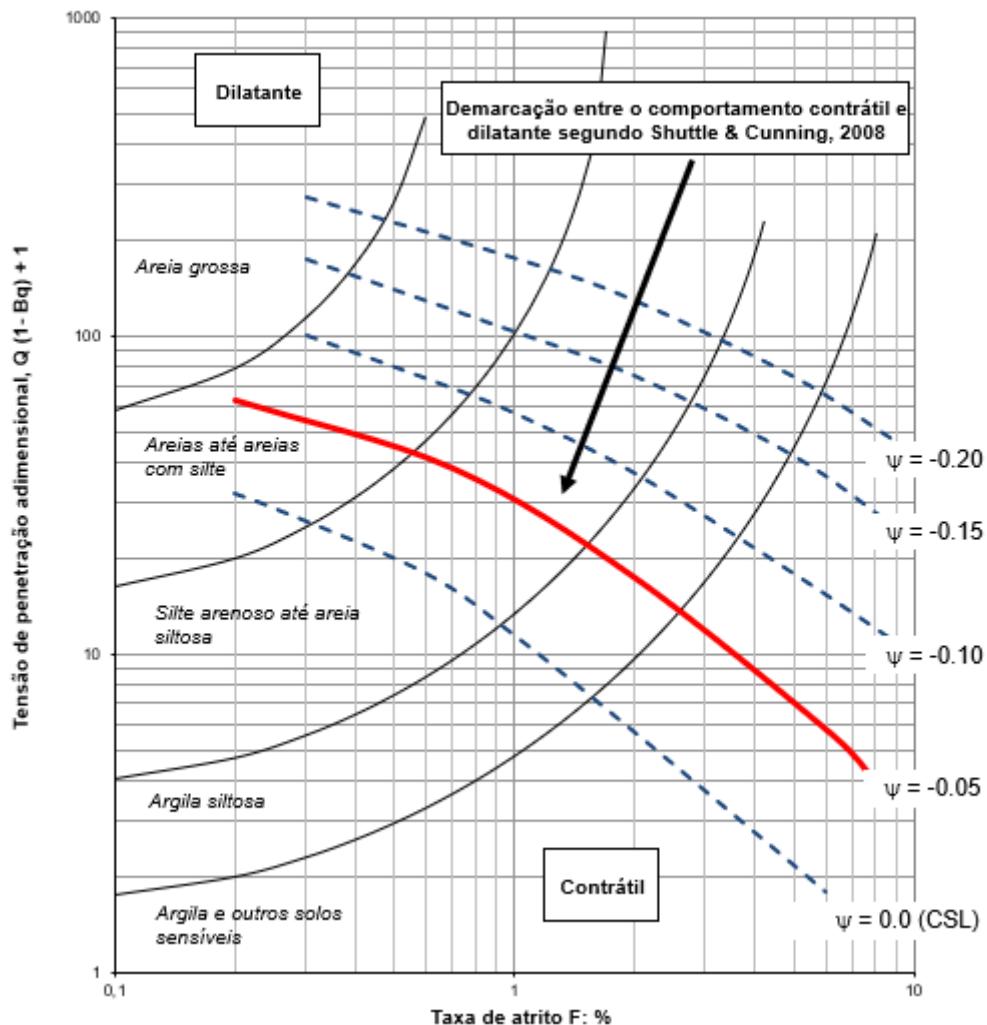
2.6.3 Metodologia de Shuttle e Cunning (2008)

Shuttle e Cunning (2008) realizaram um estudo detalhado para definição do parâmetro de estado fundamentado em análises de elementos finitos com o modelo constitutivo *NorSand* e a teoria de expansão de cavidade, estendendo para um comportamento não drenado do material. Para isso, utilizaram como calibração o rejeito siltoso de Rose Creek e o solo arenoso de Erksak.

O critério proposto por Shuttle e Cunning (2008) foi desenvolvido a partir da evolução dos estudos de Shuttle e Cunning (2007), com a incorporação do parâmetro B_q nas análises de susceptibilidade à liquefação. Segundo os autores, ao se utilizar a abordagem fundamentada no modelo constitutivo *NorSand*, não se espera que os resultados obtenham diferenças significativas em relação a outras metodologias que adotam critérios semelhantes.

Os autores demonstraram que o contorno de $\psi = -0,05$ deve ser adotado para a divisão entre os materiais com comportamento contrátil ($\psi > -0,05$) e os materiais dilatantes ($\psi < -0,05$). A Figura 16 ilustra o contorno proposto por Shuttle e Cunning (2008) para distinguir o comportamento contrátil do dilatante, utilizando o gráfico de comportamento do solo sugerido por Jefferies e Davies (1991).

Figura 16 – Ábaco de classificação comportamental apresentado por Jefferies e Been (2016) com o critério de contratibilidade sugerido por Shuttle e Cunning (2008)



2.6.4 Metodologia de Robertson (2010)

Robertson (2010) apresenta um método simplificado capaz de estimar o parâmetro de estado *in situ* de solos granulares utilizando o parâmetro $Q_{tn,cs}$. A relação simplificada entre esses dois parâmetros está descrita na Equação (18).

$$\psi = 0,56 - 0,33 \log Q_{tn,cs} \quad (18)$$

A resistência de ponta normalizada (Q_{tn}) requer um ajuste para obtenção da resistência de ponta equivalente a areias limpas. A Equação (19), Equação (20) e Equação (21) proposta por Robertson (2010) descreve o processo de correção.

$$Q_{tn,cs} = K_c Q_{tn} \quad (19)$$

$$K_c = 1 \text{ se } I_c \leq 1,64 \quad (20)$$

$$K_c = 5,581I_c^3 - 0,403I_c^4 - 21,63I_c^2 + 33,75I_c - 17,88 \text{ se } I_c > 1,64 \quad (21)$$

Onde K_c representa o fator de correção em função da fração de finos, plasticidade e mineralogia e I_c como o índice de classificação comportamento do solo, detalhado na Equação (22).

$$I_c = [(3,47 - \log Q_t)^2 + (\log F_r + 1,22)^2]^{0,5} \quad (22)$$

É importante destacar que Robertson (2010) separou os casos históricos de ruptura por liquefação indicados por Olson (2001) e acrescentou novos ensaios baseados em CPT de forma a contribuir para a avaliação da susceptibilidade à liquefação. Robertson (2010) obteve um bom ajuste nos casos históricos e observou que estes se apresentavam abaixo do contorno $Q_{tn,cs} = 70$. Dessa forma, o autor sugere o uso do contorno $Q_{tn,cs} = 70$ como divisor dos materiais contráteis e dilatantes, sendo $Q_{tn,cs} < 70$ (contrátil) e $Q_{tn,cs} > 70$ (dilatante).

2.6.5 Metodologia de Robertson (2016)

A metodologia desenvolvida por Robertson (2016) é um avanço significativo na avaliação da susceptibilidade à liquefação. O autor aprimorou as metodologias existentes ao incorporar dados empíricos e modelagens avançadas que permitem uma avaliação mais detalhada e confiável. Nesse contexto, diversos sistemas de classificação com base em ensaios CPTu foram propostos na literatura. Dentre os diversos sistemas, a proposta de Robertson *et al.* (1986) se consolidou como uma das principais, sendo o sistema atualizado até chegar no ábaco proposto por Robertson (2016).

O autor traz à tona a problemática das primeiras tratativas dos estudos associados à mecânica dos solos no estado crítico avaliarem apenas solos ideais, sem microestrutura, jovens e que não apresentam cimentação. Robertson (2016) propõe uma atualização do sistema de classificação dos solos SBTn (*Soil Behavior Type*) proposto por Robertson (2009) capaz de identificar solos com microestrutura, possibilitando a classificação do solo com base no índice de rigidez normalizado do solo (K_G) oferecendo uma abordagem mais detalhada e precisa, com base na Equação (23).

$$K_G = \left(\frac{G_0}{q_n} \right) (Q_{tn})^{0,75} \quad (23)$$

Onde Q_{tn} é a resistência de ponta normalizada em relação a tensão efetiva vertical, G_0 é o módulo cisalhante a pequenas deformações definido pela Equação (24) e q_n a medida direta da resistência do solo em solos arenosos, calculado pela Equação (25).

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (24)$$

Onde V_s é a velocidade de onda de cisalhamento medida pelo ensaio de piezocone sísmico e ρ a massa específica do solo.

$$q_n = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{P_{atm}} \quad (25)$$

Robertson (2009) apresenta uma forma alternativa de cálculo do G_0 , com base nos dados de entrada do ensaio de piezocone, considerando o índice de classificação do comportamento do solo, conforme apresenta a Equação (26).

$$G_0 = 0,0188 [10^{(0,55Ic+1,68)}] (q_t - \sigma_{v0}) \quad (26)$$

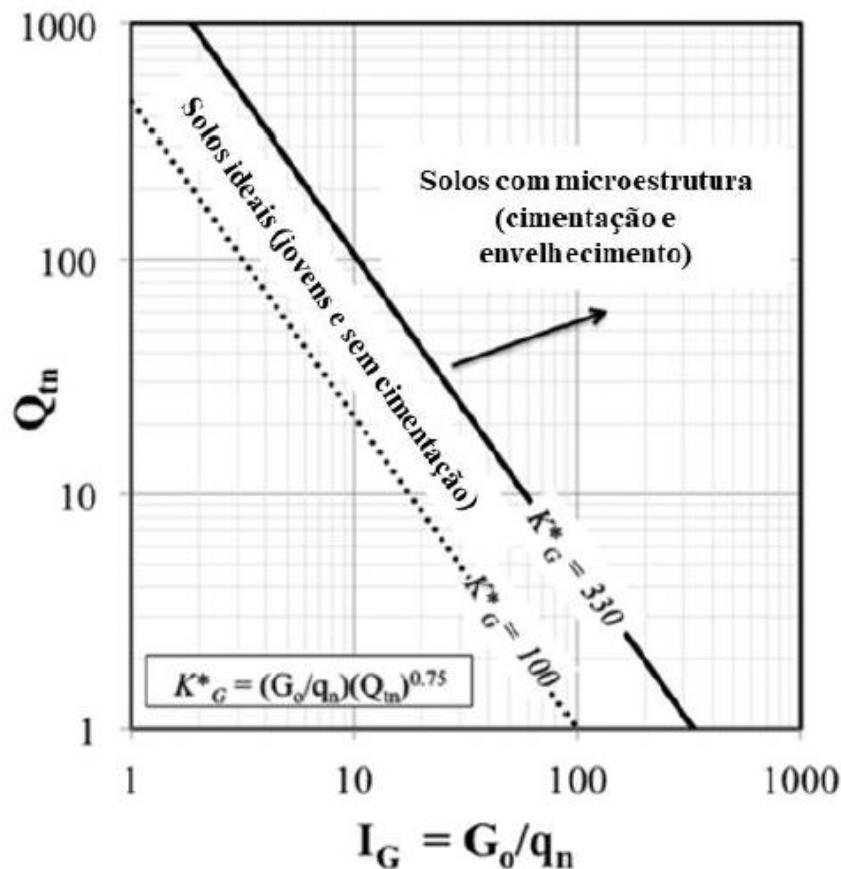
Onde q_t é a resistência de ponta corrigida calculada pela Equação (27).

$$q_t = q_c + (u_2 - a) \quad (27)$$

Onde q_c é a resistência de ponta do cone, u_2 a poropressão gerada durante a realização do ensaio de penetração do cone, a é a razão da área do cone utilizada para correção da poropressão gerada durante o ensaio, usualmente em torno de 0,80.

Por meio de tais relações, Robertson (2016) classificou solos ideais na faixa de $100 < K_G < 330$ e solos com $K_G > 330$ como solos com microestrutura considerável. A Figura 17 apresenta o diagrama utilizado para identificar solos com microestrutura.

Figura 17 – Diagrama para identificar solos com microestrutura a partir do índice de rigidez normalizado do solo



Fonte: Adaptado de Robertson (2016)

A atualização de Robertson (2016) permitiu identificar solos com microestruturas e, além disso, introduziu descrições comportamentais para cada tipo de solo que remetem às características físicas do solo, como granulometria e plasticidade. Robertson (2016) introduziu o parâmetro I_B para definição das curvas limites entre regiões de classificação do solo, em detrimento do parâmetro I_c proposto por Jefferies e Davies (1993). O cálculo do parâmetro I_B está detalhado na Equação (28).

$$I_B = 100 * \frac{(Q_{tn} + 10)}{(Q_{tn} F_r + 70)} \quad (28)$$

Com essa nova classificação, Robertson (2016) divide o ábaco em regiões de materiais que apresentam comportamento de solos argilosos (*Clay-like*), comportamento arenosos (*Sand-like*) e comportamento intercalário (*Interlayered*).

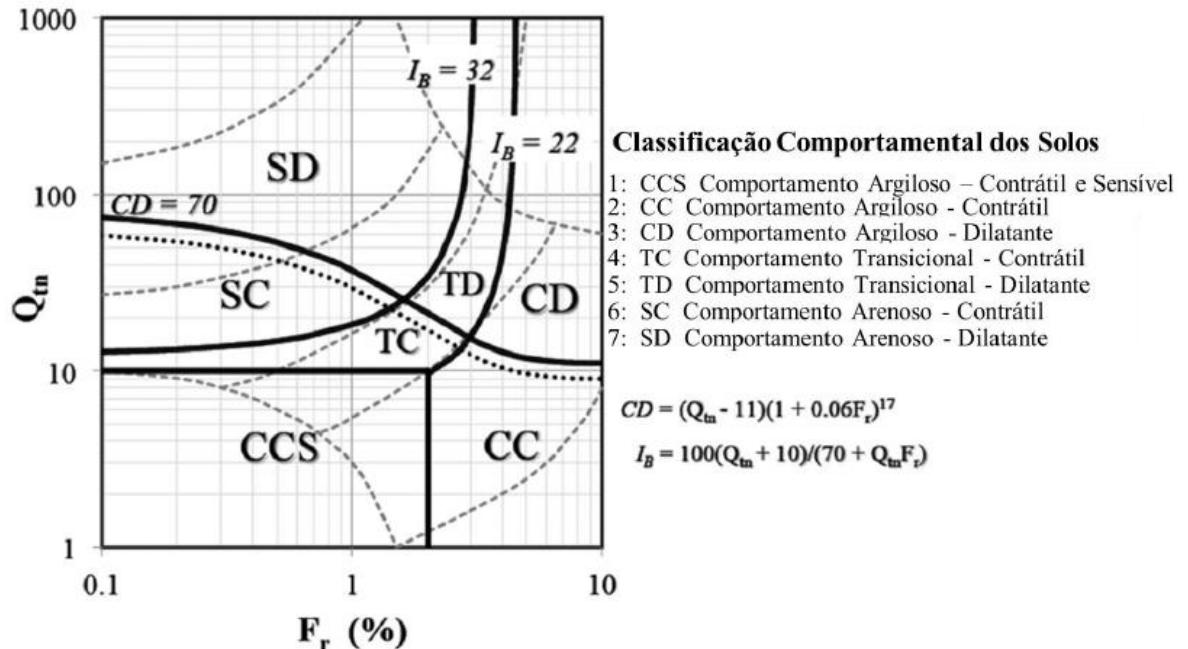
like) ou então, um comportamento transicional entre os dois anteriores (*Transitional*). Ainda, nesse mesmo ábaco são definidas as regiões em que o solo apresenta comportamento contrátil e dilatante, sendo dividido pelo contorno $CD = 70$, descrito pela Equação (29).

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_r)^{17} \quad (29)$$

O contorno $CD = 70$ foi sugerido por Robertson (2010) com base no limite do parâmetro de estado $\psi < -0,05$ usado para separar solos granulares entre contráteis e dilatantes e a razão de sobreadensamento (OCR) igual a 4 para separar solos finos entre contráteis e dilatantes. Como pode ser observado na Figura 18, a classificação de Robertson (2016) utiliza uma avaliação do ponto de vista comportamental, onde $I_B > 32$ indica um comportamento *Sand-like*, $I_B < 22$ como sendo *Clay-like* e $22 < I_B < 32$ como sendo um material *transitional*.

É importante destacar que para efeitos de avaliação da susceptibilidade à liquefação, cabe destacar que nem todos os solos contráteis apresentam perda de resistência a baixas deformações, ou seja, comportamento *strain-softening* e nem todos os solos que apresentam comportamento *strain-softening* apresentam uma fragilidade alta, conforme indicado por Robertson (2017). A Figura 18 apresenta o sistema de classificação comportamental normalizado sugerido por Robertson (2016).

Figura 18 – Sistema de classificação comportamental normalizado sugerido por Robertson (2016)



Fonte: Adaptado de Robertson (2016)

2.6.6 Metodologia de Smith et al. (2021)

Smith et al. (2021) apresenta um método generalizado para estimativa do parâmetro de estado em condições drenadas ou não drenadas baseado no ensaio CPTu, fundamentado na modelagem usando calibração a partir do modelo *NorSand*. A metodologia é baseada no método de inversão que considera a influência da rigidez do solo.

A modelagem do método considerou uma tensão efetiva média de $p' = 50, 100, 200, 400$ e 800 kPa e um índice de rigidez elástica do solo ($I_{r,e} = G_{max}/p'$) de $100, 200, 400$ e 800 , demonstrando ser uma faixa razoável para solos fofos com velocidade de cisalhamento entre 140 e 800 m/s.

O método é baseado em calibração de 29 materiais, considerando os parâmetros de inversão k' e m' com base em Shuttle and Jefferies (2016). O método proposto pode ser detalhado em sete etapas, conforme Smith et al. (2021):

1. Checar a presença de microestrutura no solo através da metodologia de Robertson (2016). Caso seja identificado solo com microestrutura e cimentação, sugere-se a calibração específica do material;
2. Verificar as condições de drenagem na profundidade do ensaio
 - a. Se $|Bq| < 0,02$ e $|\Delta u| < 20 \text{ kPa}$, utilizar equações para condição drenada;
 - b. Se $t_{50} > 60$ pelo ensaio de dissipação, considerar equações de inversão não drenada. Caso contrário, usar método alternativo de nível de triagem como Plewes et al (1992);
3. Estimar valor de G_{max} e $I_{r,e}$ a partir de dados sísmicos (Vs) aplicando um fator de redução de 0,25. Se o dado sísmico não estiver disponível, inferir valor por meio de sondagem nas proximidades;
4. Estimar o valor de λ_{10} conforme, por exemplo, Plewes et al. (1992) ou calibração utilizando ensaios de laboratório;
5. Para penetração drenada do ensaio CPTu, considerar k' a partir da Equação (30) com os valores obtidos pela Equação (31) e Equação (32) e M_{txc} como dado de entrada. Em seguida, calcular o valor de inversão m' usando a Equação (33).

$$\frac{k'}{M_{txc}} = a + b \cdot \ln\left(\frac{1}{\lambda_{10}}\right) \quad (30)$$

$$a = 13,58 - 0,52 \ln(I_{r,e}) \quad (31)$$

$$b = 0,87 \ln(I_{r,e}) - 0,19 \quad (32)$$

$$m' = 3,83(\lambda_{10})^{-0,31} \quad (33)$$

6. Para penetração não drenada do ensaio CPTu, considerar k' por meio da Equação (34) e partir dos resultados obtidos por meio da Equação (35), Equação

(36) e M_{tc} como dados de entrada. Na sequência, calcular m' por meio da Equação (37)

$$m' = c + \left(\frac{d}{\lambda_{10}} \right) \quad (34)$$

$$c = 7,36 - 4,61 (G_0) \quad (35)$$

$$d = 0,06 + 0,02 (G_0) \quad (36)$$

$$m' = \frac{\ln 10}{\lambda_{10}} \quad (37)$$

7. Para uma cravação parcialmente drenada, considera-se calcular o k' usando a Equação (38) e obter o m' a partir da Equação (39), indicada por Plewes et al. (1992):

$$\frac{k'}{M_{tc}} = 3 + \left(\frac{0,85}{\lambda_{10}} \right) \quad (38)$$

$$m' = 11,9 - 13,3 (\lambda_{10}) \quad (39)$$

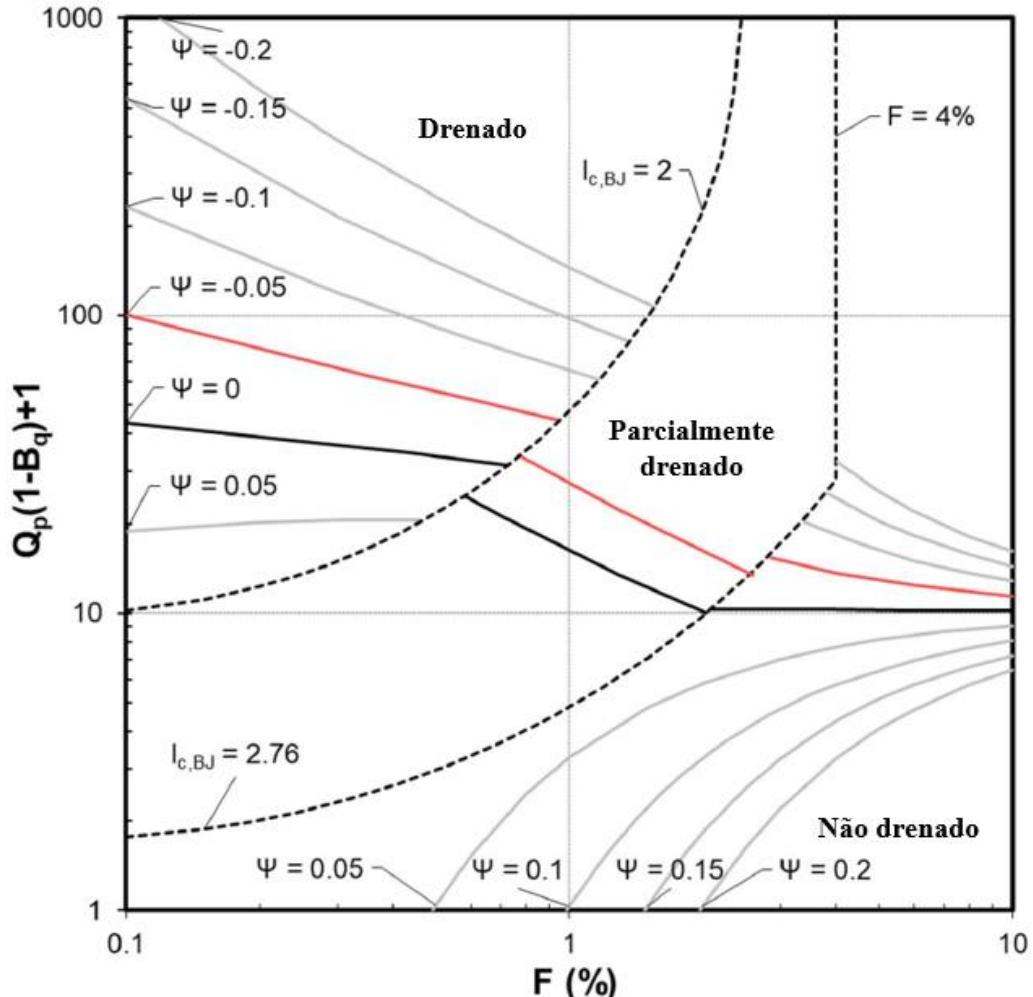
8. Estimar o parâmetro de estado a partir dos valores obtidos anteriormente, considerando a condição de drenagem do ensaio de piezocone: k' , m' , Q_p e B_q considerando a Equação (40):

$$Q_p (1 - B_q) + 1 = k' \cdot \exp (-m' \cdot \psi) \quad (40)$$

Importante mencionar que os contornos de ψ obtido utilizando o método de Smith et al. (2021) apresentados na Figura 19 considera os parâmetros $p' = 100$ kPa, $I_{r,e} = 200$ e $M_{tc} = 1,40$. No mesmo gráfico é apresentado uma orientação para as condições de drenagem do

CPTu. Cabe mencionar que o contorno de ψ varia conforme as propriedades de M_{tc} , $I_{r,e}$ e G_{max} .

Figura 19 – Contorno ψ proposto por Smith et al. (2021) plotados no gráfico de classificação do solo para $p' = 100$ kPa, $I_{r,e} = 200$ e $M_{tc} = 1,40$



Fonte: Adaptado de Smith et al. (2021)

O parâmetro $I_{c,BJ}$ é uma versão adaptada do índice de comportamento do solo utilizado em métodos de inversão baseados na abordagem de Jefferies e Been (2016) calibrada por Smith et al. (2021) para distinguir condições drenadas e traçar contornos específicos do parâmetro de estado durante a interpretação de CPTu em rejeitos. Já o parâmetro F (%), conforme proposto por Smith et al. (2021), representa a fração do perfil investigado com comportamento contrátil, inferido a partir da inversão do parâmetro de estado com base em dados de CPTu.

Embora o gráfico proposto por Smith et al. (2021) delimita regiões correspondentes a cravações drenadas, não drenadas e parcialmente drenadas, os autores reconhecem que a metodologia apresentada possui a limitação de não fornecer equações de inversão para a condição parcialmente drenada. Nesses casos, é sugerida a utilização da formulação de Plewes et al. (1992) como alternativa. No entanto, esta também não foi calibrada para cenários de drenagem parcial, o que pode comprometer a acurácia da estimativa do parâmetro de estado e levar a interpretações equivocadas quanto à susceptibilidade à liquefação.

2.7 METODOLOGIAS PARA AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO BASEADAS EM ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Metodologias para avaliação da susceptibilidade à liquefação em rejeitos baseadas em ensaios de laboratório desempenham um papel fundamental na identificação e observação do comportamento do solo frente ao fenômeno de liquefação. A importância dessas metodologias está na capacidade de entender e identificar com precisão o comportamento após atingir o pico de resistência do material, além de possibilitar o estudo do fenômeno de forma controlada e em condições específicas, simulando uma representatividade dos dados em campo.

2.7.1 *Tsuchida (1970) apud Ishihara (1985)*

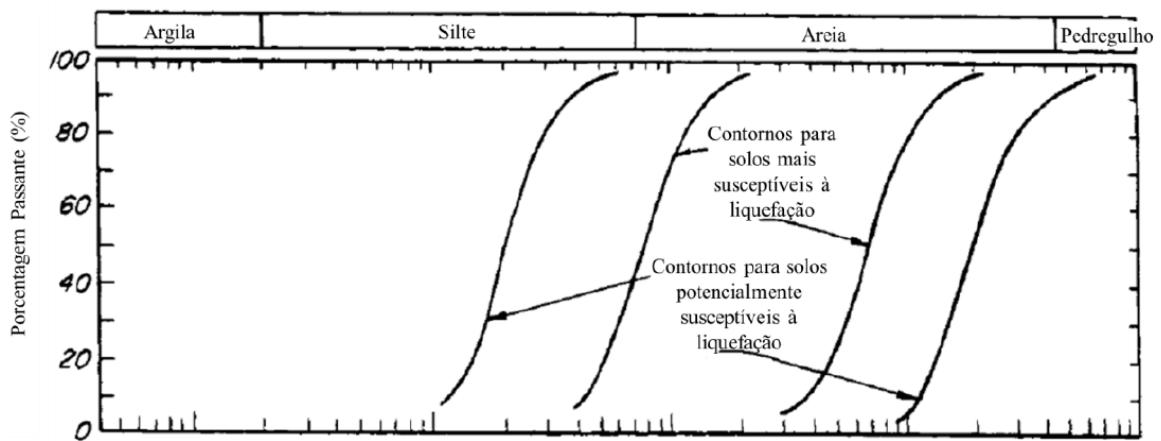
Segundo Terzaghi et al. (1996), solos que não apresentam coesão (areias finas limpas e areias siltosas não plásticas, por exemplo) são suscetíveis à liquefação quando apresentam índices de vazios altos suficiente para apresentar comportamento contrátil durante um evento de cisalhamento. A permeabilidade do solo deve ser suficientemente baixa para impedir a drenagem do excesso de poropressão gerado durante um carregamento não drenado. Tais características dependem de diversos fatores, tais como granulometria, estado de tensão, microestruturas, índice de vazios e histórico de tensões.

Areias grossas e médias apresentam uma menor susceptibilidade à liquefação, uma vez que se apresentam com permeabilidade alta. Contudo, areias finas que possuem menos de 5% de material passante na peneira nº200 e areias siltosas não plástica, são os materiais mais suscetíveis à ocorrência de liquefação. De forma geral, nota-se por casos históricos que os

solos com presença de finos e comportamento plástico impedem a separação das areias durante o cisalhamento, aumentando a resistência à liquefação (Terzaghi *et al.*, 1996).

Fundamentados nessas observações, análise da plasticidade e granulometria do solo, bem como em casos históricos de ruptura por liquefação, Tsuchida (1970) propôs um critério para avaliação da susceptibilidade à liquefação baseado em ensaios de granulometria, conforme ilustra a Figura 20. Cabe mencionar que as regiões indicadas por Tsuchida (1970) correspondem à classificação de solos com maior propensão à liquefação, bem como daqueles considerados potencialmente suscetíveis ao fenômeno.

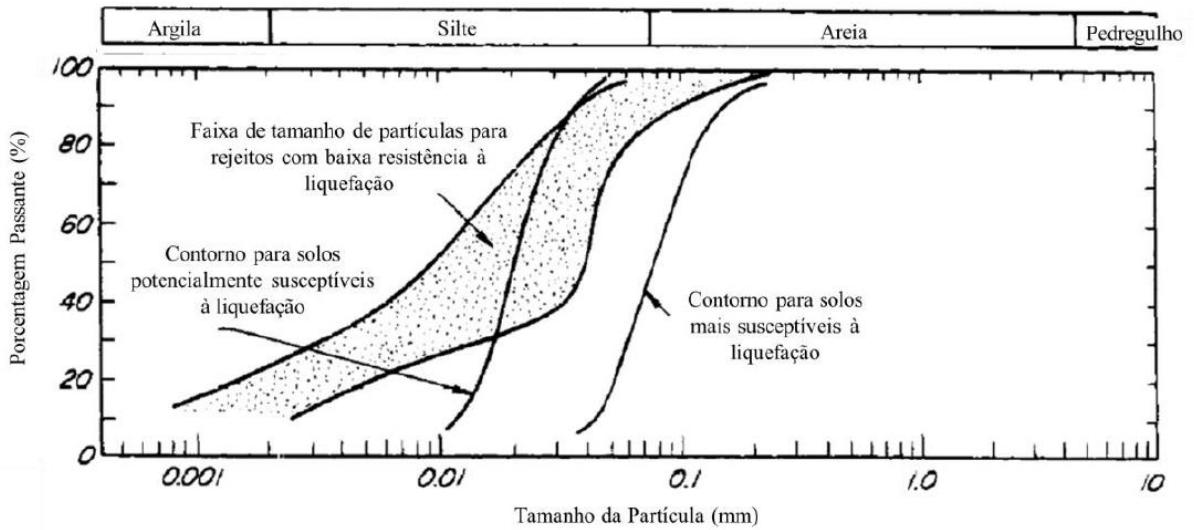
Figura 20 – Regiões e limites para avaliação da susceptibilidade à liquefação em solos baseados em ensaios de granulometria



Fonte: Adaptado Tsuchida (1970)

Os rejeitos de mineração, por vezes se apresentam com elevado percentual de finos (na ordem de siltes e argilas) e usualmente não são plásticos. Nesse sentido, Ishihara (1985) propôs uma metodologia baseada no ábaco para avaliação da susceptibilidade à liquefação em rejeitos de mineração. A Figura 21 ilustra a faixa de curva granulométrica proposta. É importante destacar que Ishihara (1985) apresenta a curva para rejeitos e solos em uma mesma figura de forma comparativa para ilustrar que as curvas não são coincidentes, uma vez que os estudos de Tsuchida (1970) foram baseados em solos de origem aluvial e não incluíam materiais tal como rejeitos de mineração.

Figura 21 – Regiões e limites para avaliação da susceptibilidade à liquefação em rejeitos



Fonte: Adaptado Ishihara (1985)

2.7.2 Avaliação do índice de fragilidade (I_B)

Bishop (1967) definiu um conceito chamado de índice de fragilidade não drenada (“Brittleness index”) que tem como definição apresentar um índice que os materiais granulares apresentam quando submetidos ao cisalhamento não drenado. Esse índice é definido pela diferença entre a resistência de pico e a residual, dividido pela resistência de pico, conforme ilustra a Equação (41).

$$I_B = \frac{S_{Pico} - S_{res}}{S_{Pico}} \quad (41)$$

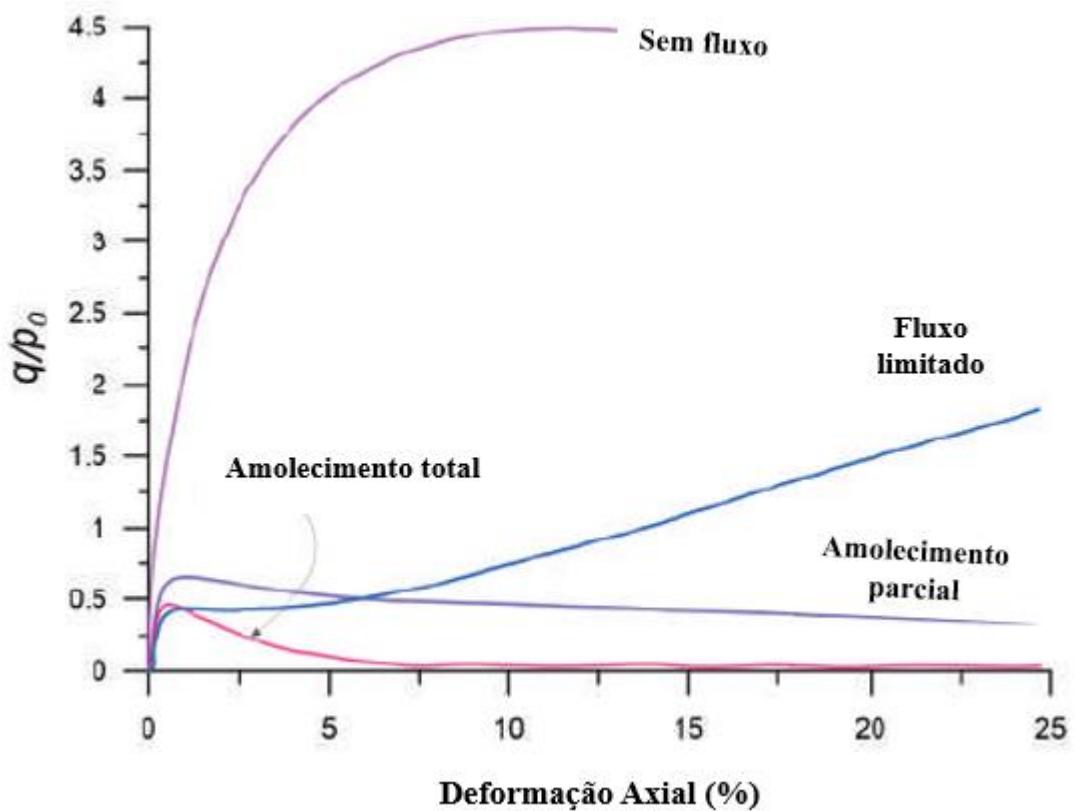
Onde S_{Pico} é a resistência ao cisalhamento de pico e S_{res} é a resistência ao cisalhamento no estado permanente (estado crítico).

O valor do índice de fragilidade (I_B) apresenta uma variação de 0 a 1. Quanto mais próximo da unidade, maior a fragilidade do material e maior o amolecimento que o material apresenta, resultando em uma maior perda de resistência pós pico, uma característica de material com elevada susceptibilidade à liquefação. Caso o material seja dilatante, em uma mobilização não drenada o índice de fragilidade é definido como zero (Sladen *et al.*, 1985).

Macedo e Vergaray (2021) introduz o conceito de liquefação com amolecimento parcial, liquefação com amolecimento total e liquefação com fluxo limitado, observado em ensaios de

compressão triaxial não drenado. Para os dois primeiros casos, os autores sugerem a classificação pelo índice de fragilidade (I_B), sendo a liquefação com amolecimento parcial com valor de I_B superior a 0,25 e para liquefação com amolecimento total, I_B superior à 0,6. Para o caso de liquefação com fluxo limitado, o autor sugere a avaliação da curva tensão deformação, onde o material apresenta um pico de resistência, associado a um pequeno amolecimento e logo após, um ganho de resistência a grandes deformações. A Figura 22 ilustra o comportamento típico obtido pelos autores em ensaios triaxiais.

Figura 22 – Gráfico tensão deformação para comportamento típico de solo para solicitação não drenada

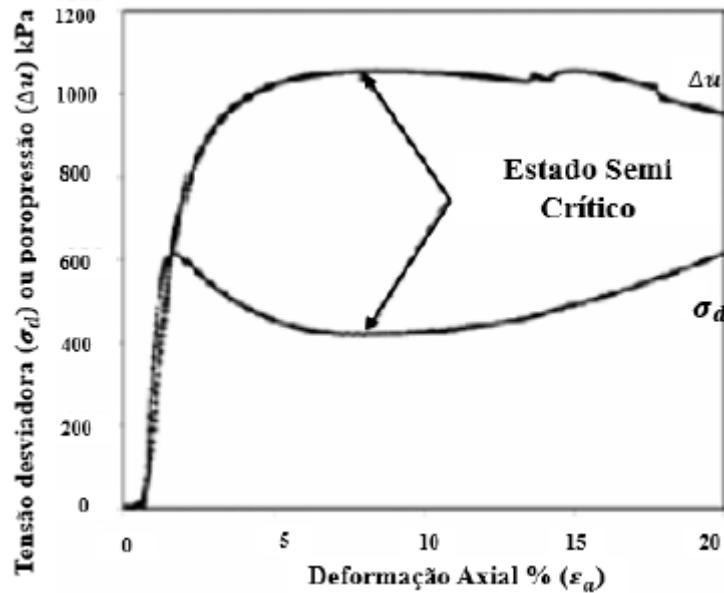


Fonte: Adaptado de Macedo e Vergaray (2021)

Nesse contexto, Jefferies e Been (2016) também observaram em ensaios triaxiais não drenados um comportamento de queda na tensão desviadora pós pico, atingindo um valor mínimo e que cresce novamente atingindo um valor de resistência última. Esse comportamento

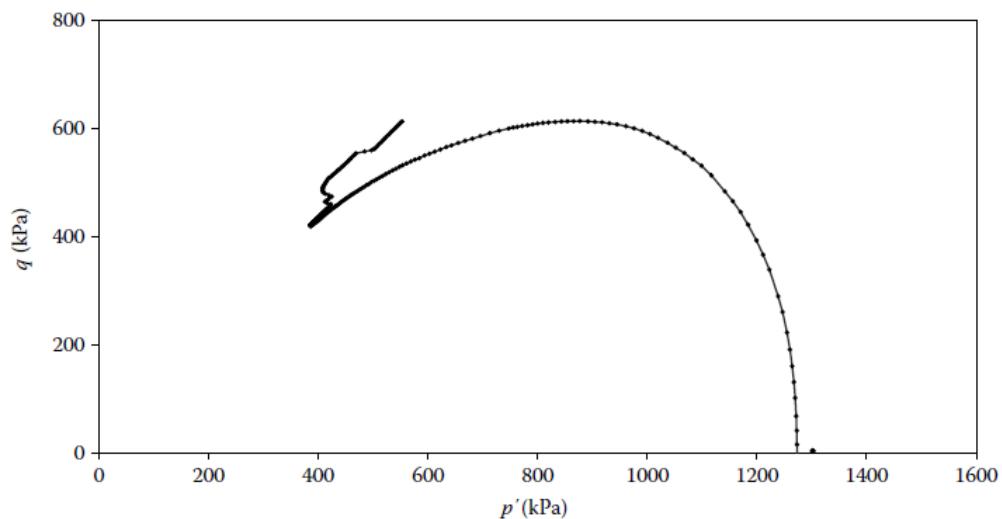
foi denominado pelo autor como *quasi steady state* (estado quase permanente). A Figura 23 e Figura 24 ilustra o comportamento típico observado no ensaio nos gráficos tensão desviadora/poropressão e trajetórias de tensões, respectivamente.

Figura 23 –Tensão versus deformação e tensão versus poropressão – comportamento *quasi steady state*



Fonte: Adaptado de Jefferies e Been (2006)

Figura 24 – Trajetória de tensões – comportamento *quasi steady state*

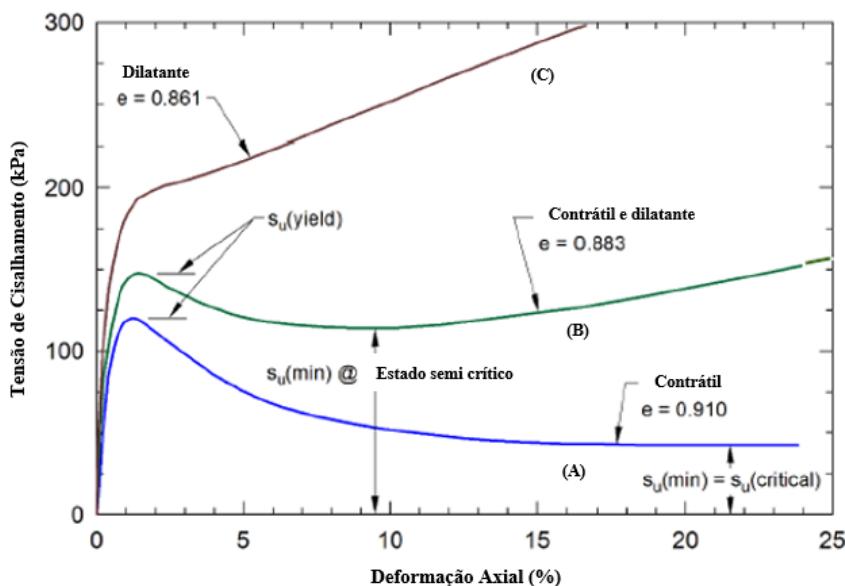


Fonte: Adaptado de Jefferies e Been (2006)

Ishihara *et al.* (1975) introduziram um conceito chamado transformação de fase, que denomina o limiar entre o comportamento contrátil e dilatante observado tanto nas curvas tensão deformação (Figura 23), quanto nas trajetórias de tensão (Figura 24). Nota-se que o comportamento *quasi steady state* representa uma condição temporária na qual o solo apresenta comportamento contrátil (amolecimento) durante certo nível de deformação e caminha para um comportamento dilatante, representando uma condição de fluxo de liquefação limitado.

Olson e Mattson (2008) ilustram o comportamento típico de 3 solos saturados não plásticos sob condições não drenadas. A Figura 25 apresenta o comportamento típico dos solos estudados. Conforme indicado pelo autor, o solo tipo (A) apresenta comportamento contrátil com comportamento *strain-softening*, representativo de um solo fofo, já o solo tipo (B) apresenta um comportamento contrátil e logo após, um comportamento dilatante a altos níveis de deformação (comportamento de fluxo limitado), representativo de um solo de média densidade. Por fim, o solo tipo (C) apresenta comportamento de endurecimento, *strain-hardening*, representativo de uma areia densa. A resistência mínima possível para o solo tipo (B) é definida no estado semicrítico, já para o solo tipo (A), no estado crítico.

Figura 25 – Avaliação do comportamento tensão x deformação para solos não coesivos em 3 diferentes estados



Fonte: Adaptado de Olson e Mattson (2008)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os estudos desenvolvidos foram subsidiados por meio de ensaios de campo e laboratório, em amostras de rejeito de minério de ferro, subproduto do beneficiamento de minério, pertencente a uma mineradora de grande porte. A autorização para utilização do banco de dados utilizado no trabalho foi formalizada em 25/07/2024, via e-mail e aprovado pela gerência da empresa possuidora dos dados. Por razões de sigilo a barragem estudada será referida como “Barragem A” neste trabalho.

A Barragem A se caracteriza como uma estrutura de contenção de rejeitos, construída a partir de um dique de partida em aterro argilo-arenoso compactado seguido de alteamentos sucessivos de rejeito pelo método de alteamento a montante. Atualmente a estrutura está em processo de descaracterização, submetida a escavações dos alteamentos e adequação da geometria da Barragem A, além do reforço em enrocamento a jusante e o reservatório impermeabilizado por meio de um selo de argila sobre os rejeitos dispostos, sendo os ensaios e sondagens realizados após a adequação geométrica da estrutura.

É importante mencionar que o propósito desta dissertação não abrange a avaliação da segurança da Barragem A. Assim, os resultados apresentados neste estudo não devem ser utilizados como base para decisões práticas ou para projetos em nível profissional relacionados à Barragem A ou a qualquer outra estrutura geotécnica, considerando o enfoque acadêmico adotado neste trabalho.

3.2 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

De forma a caracterizar o material estudado, foram realizados ensaios de campo e laboratório no rejeito depositado na Barragem A. A Tabela 1 detalha os ensaios de campo realizados, já a Tabela 2 os ensaios de laboratório para caracterização das amostras. A Figura 26 ilustra em planta a localização das investigações de campo. Já a Figura 27 ilustra em seção os ensaios, bem como a coleta de amostra realizada.

É importante destacar que durante a cravação do SP-02 houve a tentativa de coleta de amostra na profundidade próxima a 7,0, contudo, não foi bem-sucedida em função da baixa recuperação. Além disso, o ensaio SP-02 foi realizado em uma região mais próxima da crista

da Barragem A, onde se espera a predominância de material mais grosso, em função do método de disposição hidráulica adotado na construção da estrutura. Por outro lado, o SP-01 foi executado em uma área mais próxima ao reservatório, sendo, portanto, esperada a presença de material mais fino nessa região. As sondagens foram realizadas a uma distância de 60 metros entre elas, sendo essas regiões definidas de forma a abranger duas diferentes zonas da estrutura (reservatório e crista). É importante destacar que as sondagens e a coleta de amostras foram executadas após o processo de reconformação e adequação geométrica da estrutura para fins de descaracterização. Nesse contexto, os materiais investigados sofreram alívio de tensões em decorrência das escavações realizadas, em aproximadamente 3 m na região do SP-01, e cerca de 6 m no SP-02. A Figura 27 apresenta os detalhes na região de coleta e a Figura 28 uma seção transversal contínua.

Tabela 1 – Quantitativo dos ensaios de campo realizados para caracterização do rejeito

Quantitativo – Ensaios de campo
02 sondagens percussivas (SPT) onde foi realizado 2 coletas indeformadas em profundidade por meio do amostrador Shelby
02 sondagens piezocone (CPTu)
01 poço de inspeção para coleta de amostra (bloco indeformado)

Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

Tabela 2 – Quantitativo dos ensaios de laboratório realizados para caracterização do rejeito

Quantitativo – Ensaios de laboratório
03 Ensaios de massa específica dos grãos
02 Ensaios de granulometria completa
02 Limites de Atterberg (2 pares de valores de LL e LP)
02 Teor de umidade <i>in situ</i>
01 Ensaio de índice de vazios máximos e mínimos
04 Ensaios de compressão triaxial drenado (CID)
13 Ensaios de compressão triaxial não drenados (CIU)

Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

Figura 26 – Programa de investigação – Planta (CPTu-02 e SP-02 na região da crista e PI-01, CPTu-01 e SP-01 no reservatório da Barragem A)

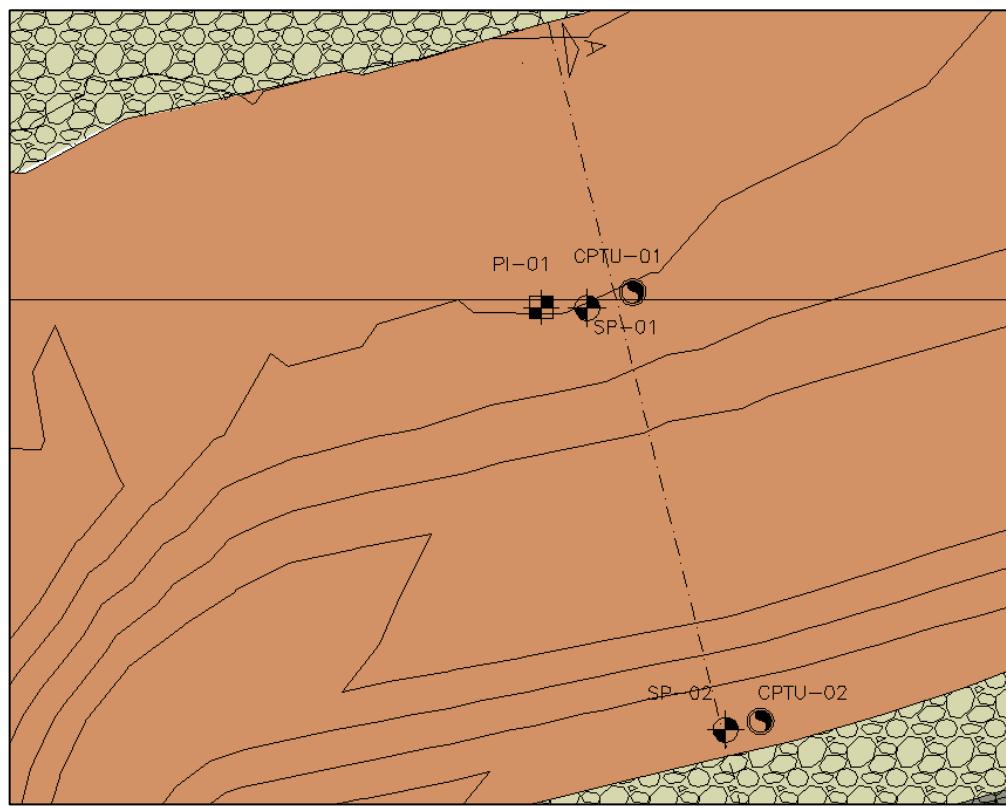


Figura 27 – Programa de investigação – Seção A (Seção de maior altura da Barragem A – linha tracejada = topografia anterior a terraplanagem de descaracterização)

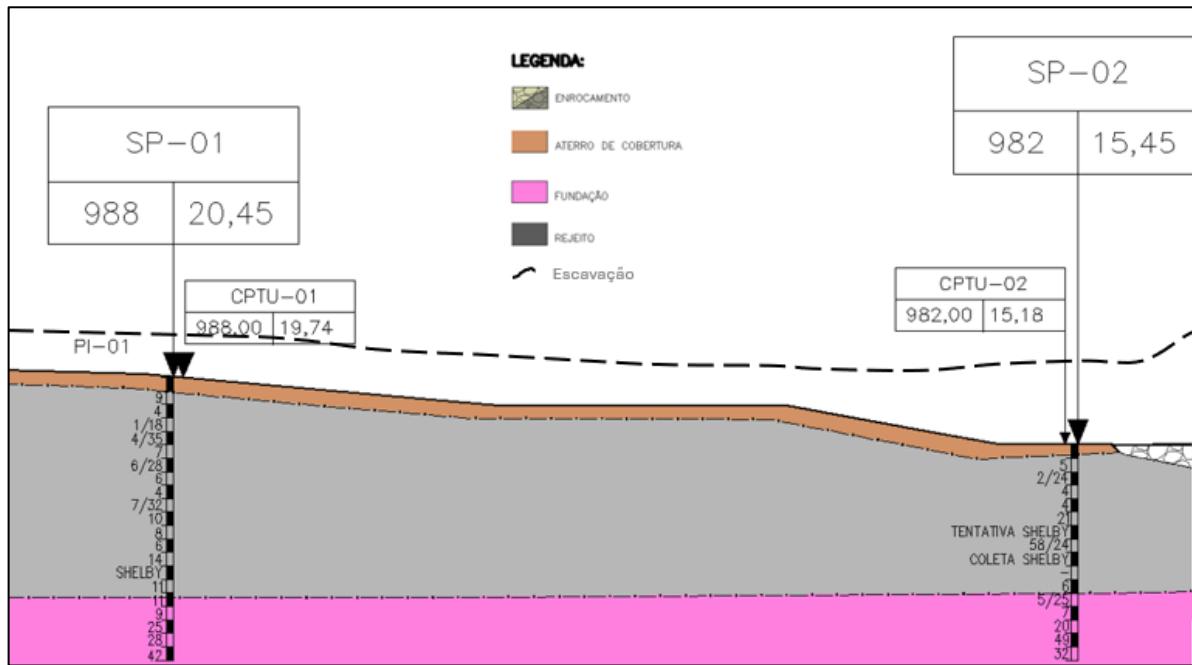
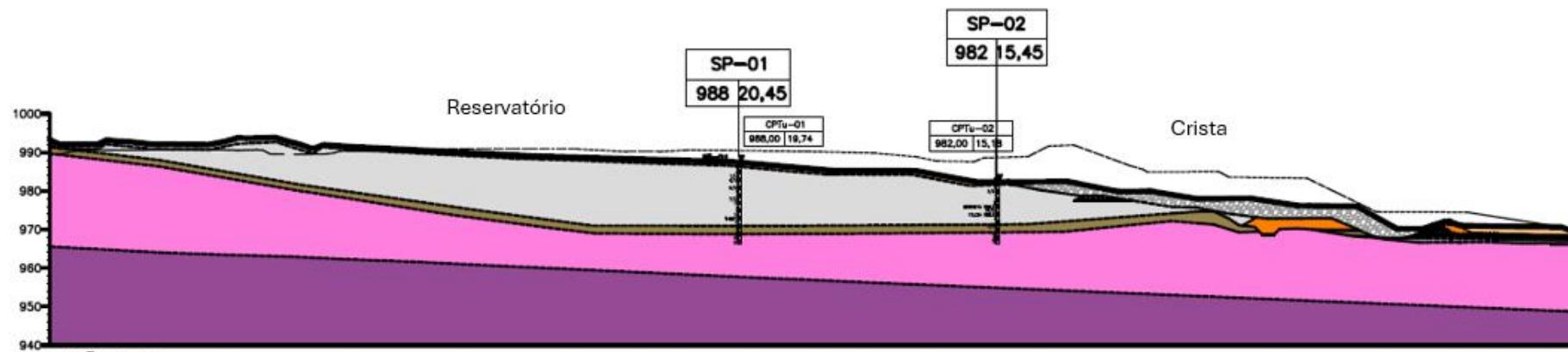


Figura 28 – Seção transversal contínua da estrutura – Seção A (linha tracejada = topografia anterior a terraplanagem realizada para descaracterização)



3.2.1 ENSAIOS DE CAMPO

Os ensaios de campo realizados para caracterização geotécnica do material e avaliação das condições *in situ* foram os ensaios SPT e CPTu, além de abertura de poço de inspeção (PI-01, vide Figura 26) para coleta de amostra indeformadas.

O ensaio SPT foi realizado conforme diretrizes estabelecidas na norma NBR 6484 (ABNT, 2020) que especifica a execução de sondagem de simples reconhecimento de solos. O ensaio foi realizado de forma manual e o avanço se deu por trado e trépano com lavagem de solo até atingir a cota suficiente para a etapa de cravação do amostrador padrão.

Para coleta de amostra indeformada, utilizou-se o amostrador tipo Shelby. O diâmetro do amostrador foi de 75 mm e suas dimensões seguiram as exigências da norma NBR 9820 (ABNT, 1997).

Para a coleta de amostras deformadas em profundidade, utilizou-se o amostrador padrão do ensaio SPT, tipo bipartido. Para a abertura de poços de inspeção com retirada de amostras deformadas e indeformadas, utilizou-se como premissa a NBR 9604 (ABNT, 2024) que trata sobre os procedimentos de aberturas de poços de inspeção.

Para a correção do valor do N_{SPT} medido, em função da inexistência de informações sobre a energia de cravação empregada nos ensaios do atual trabalho, foi assumido o valor de 70% como referência para avaliação dos ensaios realizados, conforme Skempton (1986). Além disso, foi considerado o coeficiente de correção C_N proposto por Liao e Whitman (1986) devido ao fato de se mostrar a correção mais difundida na prática da engenharia geotécnica.

O ensaio CPTu foi realizado conforme diretrizes estabelecidas na norma internacional D5778-12 (ASTM, 2020), sendo o equipamento do tipo Pagani-TG63150. O ensaio foi realizado com uma velocidade padrão de 2 cm/s com o diâmetro da ponteira de 35,8 mm e 10 cm^2 de área de ponta e ângulo de vértice de 60°. Para a leitura das poropressões, foi utilizada uma pedra porosa previamente saturada, posicionada na base do cone (poropressão “ u_2 ”), conforme recomendado pela ISSMFE (1989).

A adoção da velocidade padrão de cravação decorre da necessidade de compatibilização com as principais correlações e interpretações disponíveis para o CPTu, as quais são baseadas na execução do ensaio a essa taxa. Embora haja discussões recentes na literatura acerca da influência da velocidade na resposta predominantemente não drenada do ensaio, no presente

estudo optou-se por manter a velocidade normativa, garantindo a comparabilidade e a consistência dos resultados.

Para a avaliação do potencial de liquefação dos rejeitos com base em ensaios de campo, foram avaliados os ensaios a percussão (SPT) e ensaios CPTu. Para isso, neste estudo foram adotadas as metodologias de Plewes *et al.* (1992), Olson (2001), Shuttle e Cunning (2008), Robertson (2010), Robertson (2016) e Smith *et al.* (2021).

3.2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Foram coletadas 03 (três) amostras indeformadas e 03 (três) amostras deformadas para caracterização do rejeito. Duas amostras indeformadas foram coletadas em profundidade por meio do amostrador Shelby, durante a realização do ensaio SPT-01 e SPT-02, sendo a terceira amostra indeformada obtida por meio da abertura de um poço de inspeção onde foi coletado um bloco conforme norma NBR 9604 (ABNT, 2024). As amostras deformadas foram coletadas nas mesmas regiões das amostras indeformadas e foram utilizadas para realização de ensaios de caracterização básica. A Tabela 3 resume as coletas realizadas com localização apresentada pela Figura 26).

Tabela 3 – Relação de coleta de amostras nos ensaios SPT

Furo	Amostra	Profundidade de coleta (m)	Amostrador/ bloco
SP-01	AI-01	13,45 – 14,45	Shelby
SP-02	AI-02	8,00 – 9,00	Shelby
PI-01	BL-01	2,70 – 3,00	Bloco

Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

3.2.2.1 Ensaios de caracterização básica

De forma a caracterizar o rejeito, foram realizados 03 ensaios de massa específica dos grãos, 02 ensaios de granulometria completa, 02 limites de plasticidade, 02 ensaios de teor de umidade e 01 ensaio de índice de vazios máximos e mínimos, conforme resume a Tabela 4. As normas utilizadas para realização dos ensaios estão explicitadas na sequência.

Tabela 4 – Relação de ensaios realizados em cada amostra

Furo	Amostra	Massa Esp. dos Grãos	Granulometria	Limites de plasticidade	Teor de umidade	Índice de vazios máximo e mínimo
SP-01	AI-01	X	-	-	-	-
SP-02	AI-02	X	X	X	X	-
PI-01	BL-01	X	X	X	X	X

Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

- ABNT NBR 7181:2025 – Solo – Análise granulométrica;
- ABNT NBR 6458:2025 – Determinação da massa específica dos sólidos, da massa específica aparente e da absorção de água da fração retira na peneira com abertura de 2,0 mm;
- ABNT NBR 6459:2016 – Solo – Determinação do limite de liquidez;
- ABNT NBR 7180:2016 – Solo – Determinação do limite de plasticidade;
- ABNT NBR 6457:2024 – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade
- ABNT NBR 16843:2020 – Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos;
- ABNT NBR 16840:2020 – Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos.

Os ensaios de caracterização básica, incluindo granulometria, limites de Atterberg, massa específica dos grãos e determinação do teor de umidade, têm como objetivo a classificação física dos rejeitos analisados neste estudo. Cabe mencionar ainda que além da classificação física dos rejeitos, o ensaio de granulometria permite avaliar de forma preliminar o potencial de liquefação dos rejeitos com base na sua distribuição dos grãos. Nesse contexto, será adotado a metodologia baseada na curva granulométrica proposta por Tsuchida (1970) *apud* Ishihara (1985).

A realização dos ensaios para determinação dos índices de vazios máximo e mínimo se deu pela necessidade de avaliar o estado de compacidade das amostras coletadas, além de auxiliar na reconstituição de amostras em um estado mais fofo, com foco na investigação do

comportamento dos rejeitos em relação ao fenômeno de liquefação. Os valores do índice um estado mais fofo (e_{alvo}) foram obtidos por meio da Equação (42).

$$D_r = \frac{e_{máx} - e_{alvo}}{e_{máx} - e_{mín}} \quad (42)$$

Onde D_r corresponde a compacidade relativa do corpo de prova, $e_{máx}$ o índice de vazios máximo do material obtido por meio de ensaio, $e_{mín}$ relativo ao índice de vazios mínimo e e_{alvo} relativo ao índice necessário para moldagem das amostras na condição de compacidade desejada.

3.2.2.2 *Ensaios de compressão triaxial*

De forma a entender o comportamento geomecânico do rejeito à diferentes condições de compacidade e tensões de confinamento, realizaram-se 17 ensaios triaxiais, sendo 13 deles ensaios de compressão triaxial não drenado com medida de poropressão em corpo de prova adensado isotropicamente e saturado (CIUSAT) e 04 ensaios de compressão triaxial drenado em corpo de prova adensado isotropicamente e saturado (CIDSAT). As normas utilizadas para orientar os ensaios são detalhadas abaixo:

- ASTM D4767:11 – *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*;
- ASTM D7181:11 – *Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils*.

Os ensaios triaxiais foram conduzidos em amostras indeformadas e em amostra reconstituída. As amostras indeformadas foram submetidas aos carregamentos compreendendo as tensões de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, tensões em que a estrutura está submetida, sendo 13 (treze) ensaios CIUSAT e 04 (quatro) ensaios CIDSAT. O ensaio CIUSAT foi realizado em amostra coletada em profundidade por meio do amostrador Shelby (AI-01) e em amostra coletada em superfície, por meio da abertura do poço de inspeção (BL-01). Já o ensaio CIDSAT foi realizado apenas na amostra coletada em profundidade (AI-02), por meio do amostrador Shelby.

Importante destacar que os ensaios foram executados em um laboratório comercial, não fazendo uso dos procedimentos especializados e rigorosos normalmente empregados em programas triaxiais voltados à determinação da Linha de Estado Crítico (LEC), conforme discutido no item 2.3. Os ensaios seguiram o método convencional, utilizando rotinas e equipamentos padronizados para medição de poropressões, determinação dos índices de vazios e demais parâmetros necessários para realização do ensaio.

Com o objetivo de avaliar o comportamento dos rejeitos em uma condição fofa, próximo ao valor do índice de vazios máximo ($e_{máx} = 1,15$), optou-se por realizar ensaios triaxiais com amostras reconstituídas. Contudo, antes, de forma a validar o processo de reconstituição e avaliar o comportamento entre amostra indeformada e reconstituída mantendo condições similares de peso específico seco, índice de vazios e teor de umidade, realizou-se ensaio de compressão triaxial sob o carregamento de 200 kPa para apenas um corpo de prova reconstituído por meio da metodologia *Moist Tamping* com índice de vazios próximo ao índice de vazios obtido na amostra indeformada coletada por meio do poço de inspeção, BL-01.

Uma vez validado o comportamento da amostra reconstituída, realizou-se novamente uma reconstituição de amostra deformada pela metodologia *moist tamping*, dessa vez, com índice de vazios próximo ao índice de vazios máximo ($e_{máx} = 1,15$). Para isso, a moldagem do corpo de prova foi realizada com $Dr = 20\%$ e submetida aos estágios de carregamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

Importante mencionar que a metodologia de reconstituição de amostras deformadas por *moist tamping* é descrito como uma prática simples e comum (Ladd, 1978). O material foi depositado em um amostrador, camada por camada, aplicando quantidades igualmente pequenas para cada camada de forma a apresentar uma composição homogênea e isotrópica. A partir de então, realizou-se a compactação por um soquete até atingir a densidade relativa de 20%.

Para a avaliação do potencial de liquefação dos rejeitos, foram avaliados os ensaios realizados em amostras indeformadas e em amostras reconstituídas. Para isso, foram utilizados os conceitos de fragilidade não drenada (I_B) conforme estabelece Bishop (1967), bem como, a avaliação das trajetórias de tensões e gráficos de tensão x deformação.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS REJEITOS

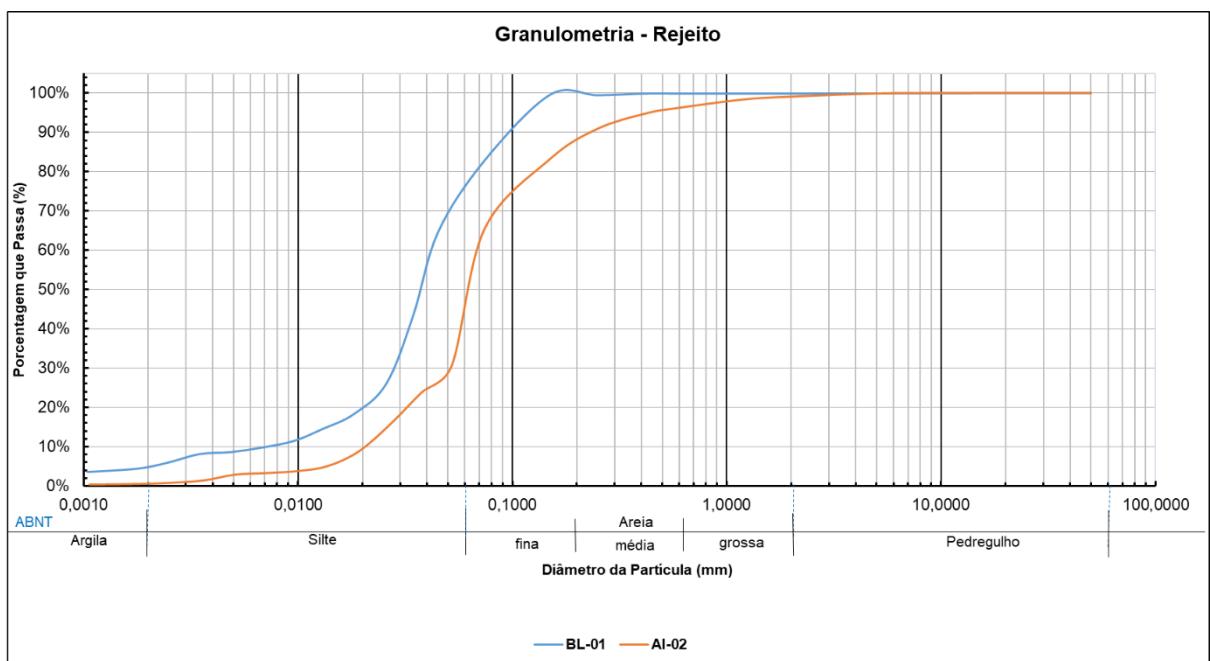
A caracterização geotécnica de campo foi conduzida por meio de ensaios de penetração padrão (SPT) e ensaios com piezocone (CPTu), sendo avaliados parâmetros como resistência a penetração, resistência de ponta, poropressão e atrito lateral. Os dados de campo e laboratório indicaram a presença de dois domínios distintos de rejeito: um com maior teor de areia, situado nas proximidades da crista da barragem, e outro mais fino, com predominância de silte, próximo ao reservatório.

A Tabela 5 e a Figura 29 apresentam os resultados obtidos para o ensaio de granulometria completa e limites de plasticidade. Já a Figura 29 apresenta a curva granulométrica obtida. Importante destacar que os resultados obtidos estão aderentes aos estudos realizados para os rejeitos no quadrilátero ferrífero, conforme Carneiro *et al.* (2023).

Tabela 5 – Distribuição granulométrica do rejeito (escala segundo NBR 7181 (ABNT, 2025))

Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)	Pedregulho (%)	IP (%)	Classificação
AI-02	1,00	42,00	56,00	1,00	NP	Areia siltosa
BL-01	5,00	69,00	26,00	0,00	NP	Silte arenoso

Figura 29 – Curva granulométrica do rejeito (escala segundo NBR 7181 (ABNT, 2025))



Nota-se que o material apresenta elevado percentual de silte e areia nas duas amostras, variando entre um material areno-siltoso e silte-arenoso, contudo, é importante mencionar que a amostra obtida no furo de sondagem mais próximo do maciço (AI-02) apresenta uma maior parcela de rejeitos arenosos que a amostra coletada na região do reservatório (BL-01), evidenciando o processo de disposição hidráulica realizado na estrutura. O resultado obtido para a massa específica dos grãos, bem como, dos índices de vazios máximos e mínimos estão resumidos na Tabela 6 e Tabela 7, respectivamente. Os resultados obtidos nos ensaios corroboram com os estudos realizados por Carneiro *et al.* (2023) para os rejeitos arenosos no Quadrilátero Ferrífero (Minas Gerais), onde em muitos casos apresentam resquícios de minério de ferro, revelando um elevado valor de massa específica dos grãos.

Tabela 6 – Resultado do ensaio de massa específica dos grãos

Amostra	Massa específica dos grãos (g/cm ³)
AI-01	4,06
AI-02	4,11
BL-01	4,09
Média	4,09

Tabela 7 – Resultado do ensaio de índice de vazios máximos e mínimos

Amostra	e_{\max}	e_{\min}
BL-01	1,15	0,99

Importante destacar que o valor obtido de 0,99 para o índice de vazios mínimo não representa a condição real do material, uma vez que amostras indeformadas coletadas em campo apresentaram índices de vazios inferiores aos obtidos no ensaio. Essa discrepância ocorre porque a norma NBR 16843 (ABNT, 2020) possui limitações para a execução do ensaio em materiais com mais de 12% de finos passantes na peneira de 0,075 mm, o que pode comprometer a representatividade dos resultados para solos granulares contendo elevado teores de finos. Contudo, em relação ao índice de vazios máximo, os resultados se apresentam dentro do esperado, sem nenhuma restrição normativa.

De forma a caracterizar o perfil geotécnico e valores de NSPT, foram realizadas 2 sondagens a percussão, denominadas SP-01 (mais próximo do reservatório) e SP-02 (mais

próximo a crista da estrutura) que apresentam nível d'água em 4,0 m e 2,20 m respectivamente. De forma preliminar, os rejeitos foram classificados de forma tátil-visual como silto-arenosos, com ausência de plasticidade. A Figura 30 e Figura 31 apresentam o testemunho de sondagem e a caracterização tátil-visual realizada nas amostras.

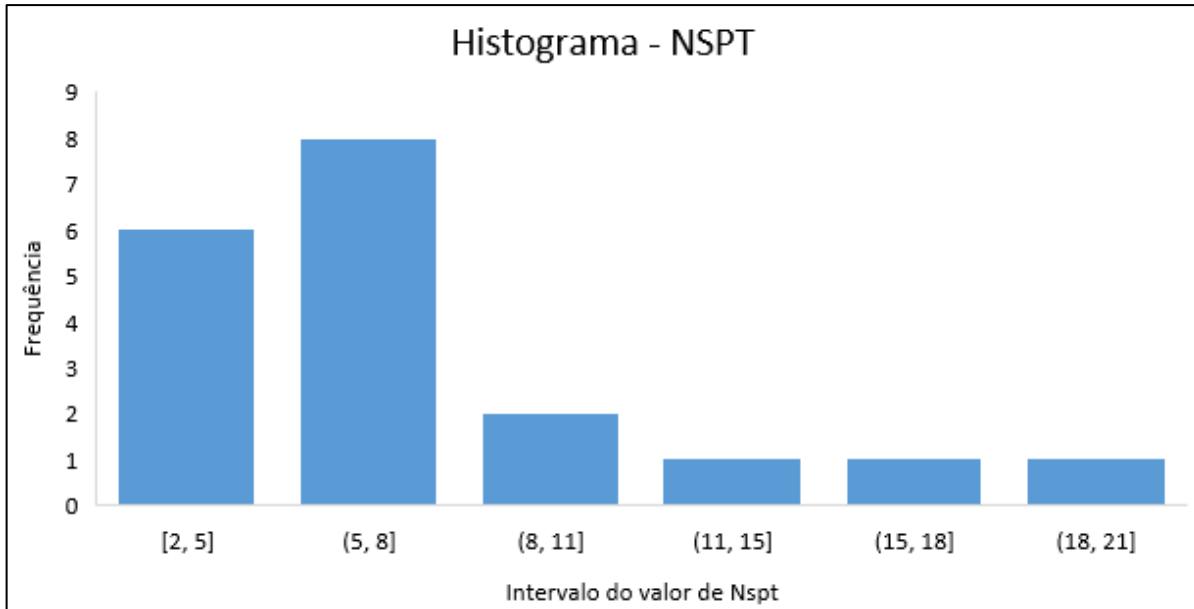
Figura 30 – Testemunho de sondagem e caracterização tátil visual – SP-01



Figura 31 – Testemunho de sondagem e caracterização tático visual – SP-02



Figura 32 – Histograma dos resultados obtidos na sondagem a percussão



Nota-se por meio da Figura 32 que a maior frequência de resultados indica um número de golpes entre 5 e 8, apresentando valor máximo de 21 golpes. A Tabela 8 resume os dados estatísticos obtidos e o Anexo I apresenta os boletins de sondagem.

Tabela 8 – Parâmetros estatísticos do resultado dos ensaios a percussão

Parâmetros estatísticos	
Material	Rejeito
Máximo	21
Mínimo	2
Média	7
Mediana	6
Desvio Padrão	5
<u>Número de medidas do N_{SPT}</u>	<u>19</u>

Fonte: Elaborado pelo autor (2024).

Ainda, foram realizadas 02 (duas) sondagens CPTu na estrutura de forma a caracterizar o rejeito existente. O CPTu-01 alcançou cerca de 20 metros de profundidade, já o CPTu-02, 15 metros. O resultado de q_t , f_s , u_2 e B_q medido em cada uma das sondas CPTu é apresentado na Figura 33 e Figura 34 para o CPTu-01 e CPTu-02, respectivamente.

Figura 33 – Valores de q_t , f_s , u_2 e B_q obtidos por meio da sondagem CPTu-01

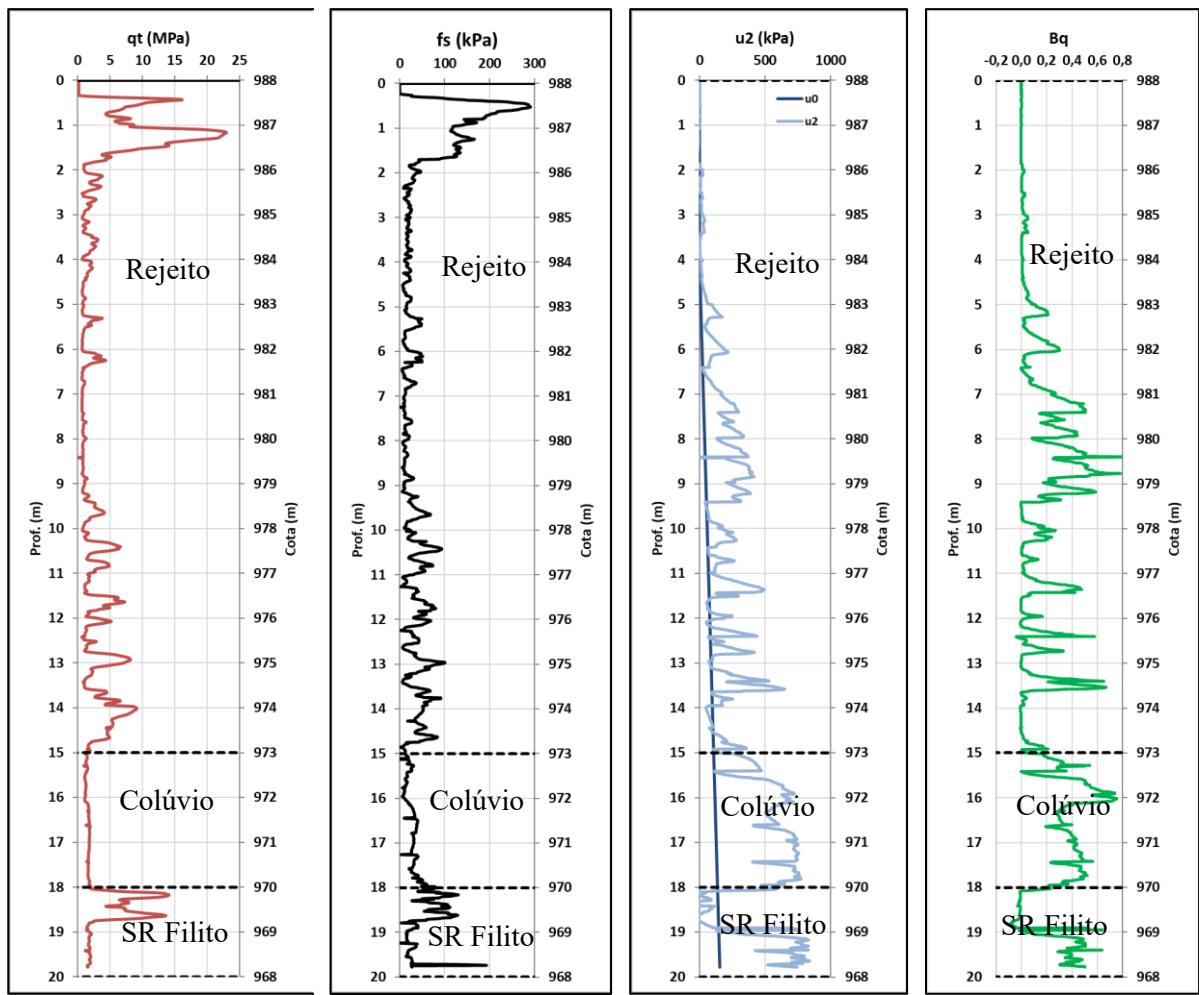
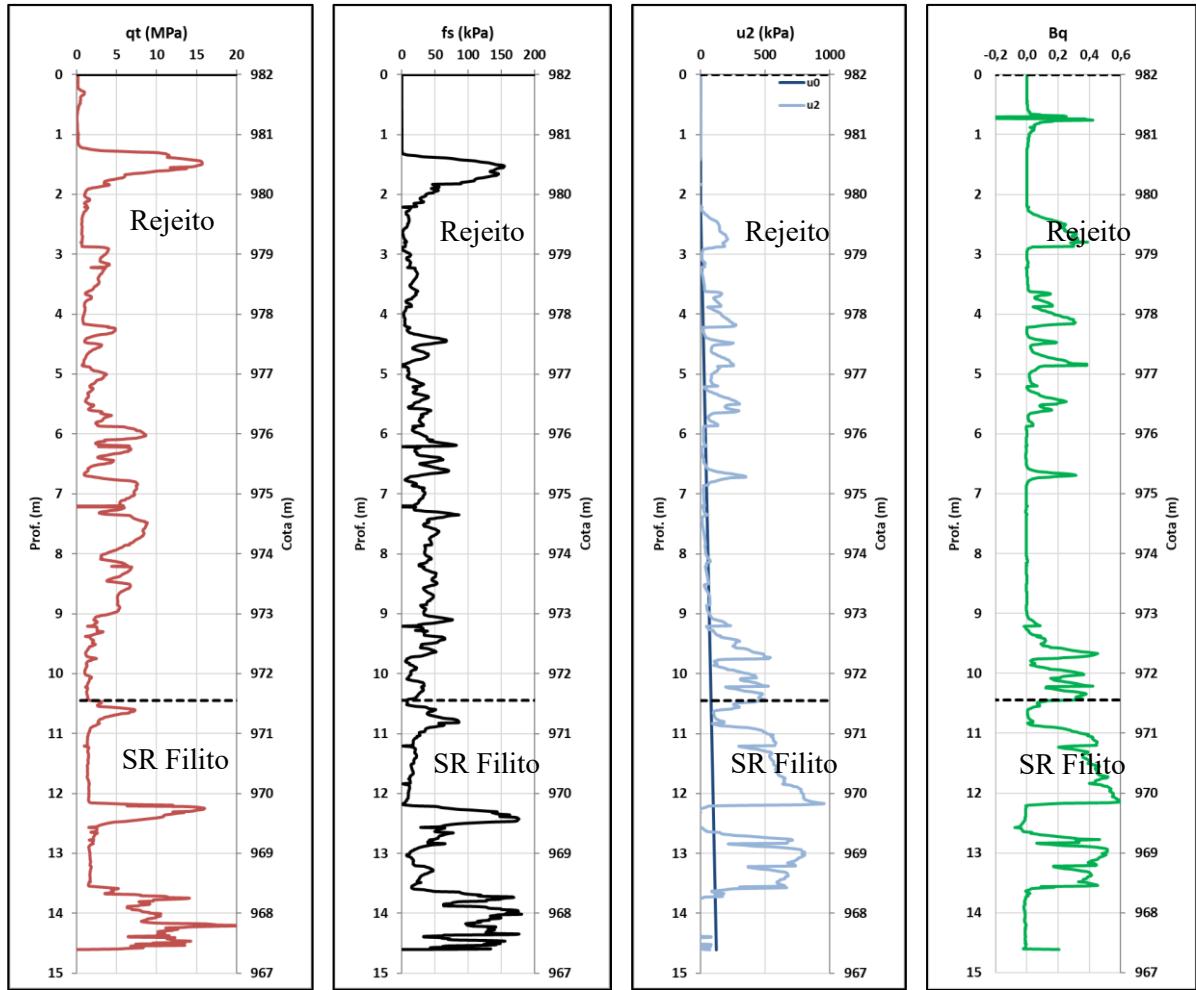


Figura 34 – Valores de q_t , f_s , u_2 e B_q obtidos por meio da sondagem CPTu-02



Nota-se, por meio da avaliação dos valores de q_t , f_s , u_2 e B_q obtidos no ensaio CPTu, que o ensaio interceptou camadas de solo e rejeito, sendo este em maior extensão, seguido do Colúvio e do Solo Residual de Filito. A divisão das camadas foi realizada por meio da avaliação das sondagens a percussão e pelo comportamento observado pelo ensaio CPTu.

No que diz respeito ao rejeito, nota-se que a caracterização de silte-arenoso constatada nos ensaios SPT é corroborada com os ensaios CPTu, que apresentam trechos com B_q praticamente nulo, indicando uma cravação drenada, possivelmente em materiais arenosos. Contudo, também apresenta regiões que atingem a faixa de 0,4 a 0,8, principalmente no CPTu-01, apresentando um comportamento característico de solos finos (argila e siltos) caracterizando uma condição não drenada de cravação, conforme estabelece Lunne et. al (1997).

Além disso, é importante mencionar que os furos CPTu apresentaram variação de resistência de ponta (q_t) entre 1 MPa e 9 MPa, aproximadamente, e atrito lateral (f_s) entre 10 kPa e 90 kPa, para o material de rejeito. Ainda, é possível estimar o nível freático dos furos CPTu, sendo o CPTu-01 próximo a 4 metros e o CPTu-02 a 2 metros de profundidade, avaliando o excesso e as dissipações da poropressão.

Por fim, observa-se que os ensaios SP-01 e CPTu-01 interceptam camadas de rejeito com características mais finas quando comparados aos materiais identificados nos ensaios SP-02 e CPTu-02. Esse comportamento é coerente com o processo construtivo da barragem, uma vez que foi adotado o sistema de disposição hidráulica. Dessa forma, os ensaios SP-01 e CPTu-01, realizados nas proximidades do reservatório, tendem a caracterizar materiais mais finos e depositados em regiões de menor energia. Em contrapartida, os ensaios SP-02 e CPTu-02, executados na região da crista da barragem, interceptam materiais mais grossos, associados à decantação preferencial das partículas mais pesadas. A Figura 35 apresenta a correlação entre o número de golpes e a classificação do SBT Index, conforme metodologia proposta por Robertson (2016), para as sondagens realizadas nas proximidades do reservatório. Já a Figura 36, para a região da crista da barragem.

Figura 35 – Valor de N_{SPT} associado à classificação SBT Index - Robertson (2016) para as sondagens realizadas nas proximidades do reservatório – SP-01 e CPTu-01

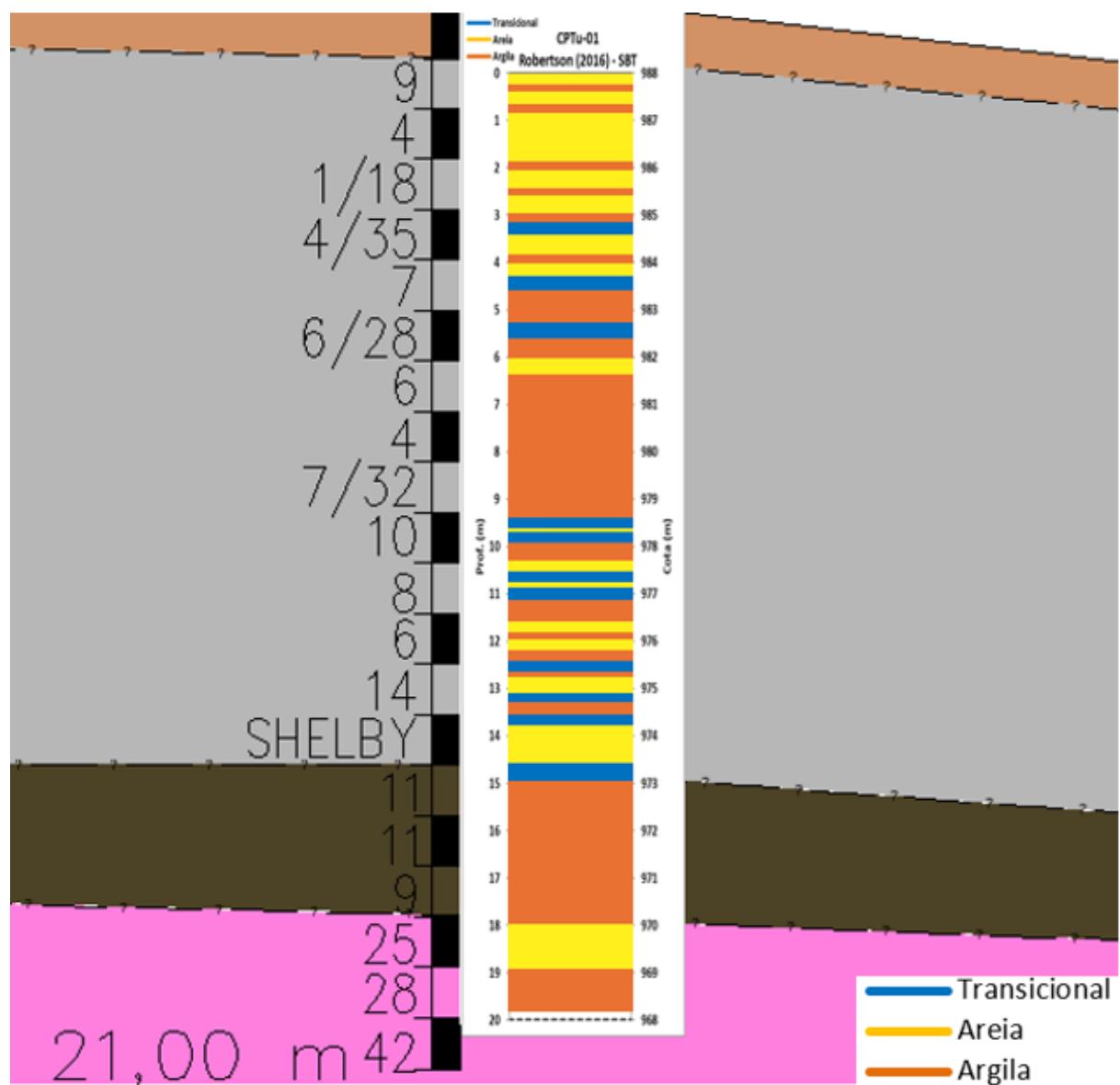
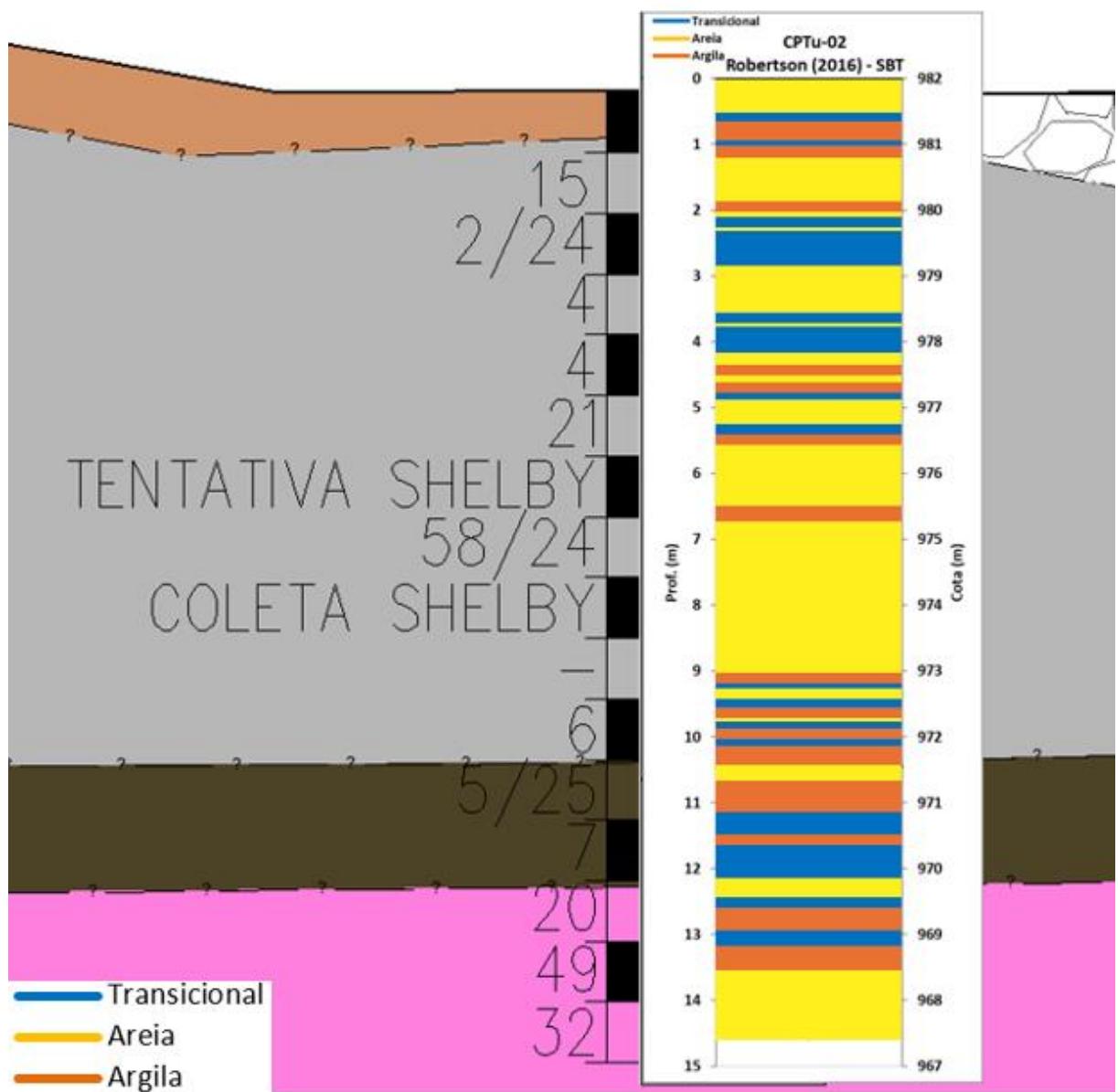


Figura 36 – Valor de N_{sp} associado à classificação SBT Index - Robertson (2016) para as sondagens realizadas nas proximidades da crista da Barragem – SP-02 e CPTu-02



Outro parâmetro relevante para a caracterização do rejeito e fundamental para as metodologias de avaliação da suscetibilidade à liquefação baseadas em ensaios de campo é o parâmetro M_{txc} , determinado a partir das trajetórias de tensões obtidas nos ensaios triaxiais de compressão. Esse parâmetro representa a taxa de atrito crítico, constituindo uma propriedade intrínseca do solo no estado crítico. Com base no ângulo de atrito crítico médio de 36° , definido a partir das envoltórias de resistência dos ensaios triaxiais, obtém-se um valor de $M_{txc} = 1,45$, conforme demonstrado nas trajetórias de tensão da Figura 65. Apesar de não ter atingido o

estado crítico nos ensaios triaxiais, este valor foi adotado por apresentar coerência com os resultados obtidos por Jefferies e Been (2016) para rejeitos areno-siltosos.

Considerando a hipótese de que o rejeito se encontrava em condição normalmente adensada ($OCR \approx 1$), hipótese coerente com o histórico de deposição dos rejeitos, no qual o material esteve submetido predominantemente ao seu próprio peso, sem registros de alívios significativos de tensão ou processos que induzissem sobreadensamento, as escavações realizadas para a adequação geométrica necessária ao processo de descaracterização da estrutura promoveu um alívio de tensões, resultando em um estado de sobreadensamento induzido. Considerando o furo SP-01, onde houve a remoção de 3 m de material, a tensão efetiva vertical atual no ponto analisado (14,45 m abaixo da nova superfície) é de aproximadamente 317,9 kPa, enquanto a tensão removida pela escavação corresponde a 66 kPa, resultando em uma tensão de pré-adensamento estimada de 383,9 kPa e um $OCR \approx 1,21$. Para o furo SP-02, associado a uma escavação mais profunda, de 6 m, a tensão efetiva vertical atual no ponto analisado (9 m de profundidade) é de 198 kPa, com alívio de 132 kPa, o que eleva a tensão de pré-adensamento para 330 kPa, resultando em um $OCR \approx 1,67$. Esses valores indicam que o processo de escavação modificou o histórico de tensões atuantes no rejeito, induzindo diferentes graus de sobreadensamento nos pontos investigados.

4.2 AVALIAÇÃO DA SUSCEPTIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

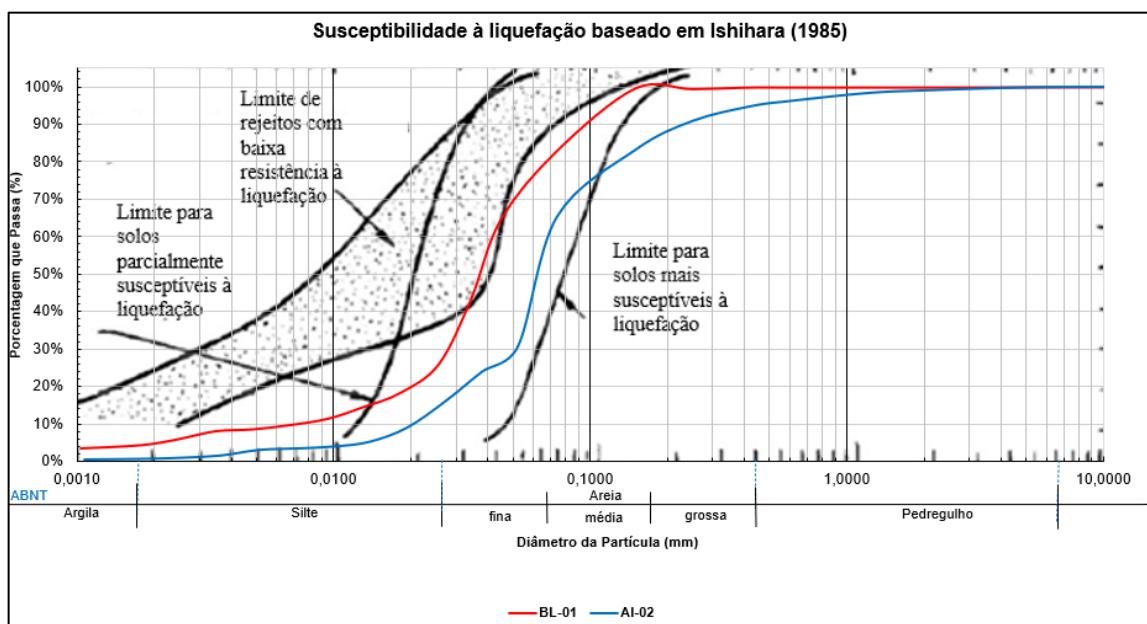
4.2.1 Tsuchida (1970) *apud* Ishihara (1985)

Avaliações com base em ensaios de granulometria e índices físicos, comumente, são utilizados para uma análise preliminar da susceptibilidade à liquefação. Os métodos de Tsuchida (1970) e Ishihara (1985) citados por Terzaghi et al. (1996) utilizam a curva de distribuição granulométrica para essa avaliação.

A Figura 37 ilustra a curva de distribuição granulométrica para o rejeito em análise, destacando as regiões e contornos de solos mais susceptíveis à liquefação e a faixa de tamanho de partículas para rejeitos com baixa resistência à liquefação, conforme apresentado em Terzaghi et al. (1996). Dessa forma, nota-se que o rejeito apresenta curva granulométrica dentro do contorno de solos mais susceptíveis à liquefação conforme critério de Ishihara (1985).

É importante destacar que a avaliação com base na metodologia de Ishihara (1985) não leva em consideração o índice de vazios do material, bem como, o seu estado de tensão efetiva vertical (σ'_{vo}), o que faz com que materiais com granulometrias parecidas sejam classificados da mesma forma. Dessa forma, torna-se importante uma análise mais detalhada no que diz respeito à avaliação da susceptibilidade à liquefação do rejeito por meio de outras metodologias.

Figura 37 – Avaliação da curva de distribuição granulométrica e contornos de susceptibilidade à liquefação conforme critério apresentado por Terzaghi et al. (1996)



Fonte: Autor com base nos limites propostos por Ishihara (1985)

4.2.2 Metodologia de Plewes et al. (1992)

A metodologia proposta por Plewes et al. (1992) foi adotada para cálculo do parâmetro de estado do rejeito, segundo a Equação (10) e Equação (11) detalhada no item 2.6.1. Importante destacar que foram considerados os parâmetros k e m para condição drenada e \bar{k} e \bar{m} para a condição não drenada ($B_q > 0,02$). Dessa forma, adotou-se o valor de $K_0 = 0,70$ (valor estimado e adotado por Shuttle e Cunning, 2008 para rejeitos siltosos) e $M_{txc} = 1,45$ (calculado pelos ensaios triaxiais). Os resultados obtidos para cada CPTu estão detalhados na Figura 38.

O critério estabelecido por Plewes et al. (1992) para avaliação da susceptibilidade à liquefação indicou que uma porcentagem de 53% dos rejeitos se apresenta com comportamento

contrátil ($\psi > -0,05$) para o CPTu-01 e 40% com comportamento contrátil ($\psi > -0,05$) para o CPTu-02. É importante mencionar que dos 53% dos rejeitos que se apresentam contráteis no CPTu-01, 44% encontram-se na faixa entre $-0,05 < \psi < 0$. Já para o CPTu-02, dos 40% dos rejeitos com comportamento contrátil, 35% encontram-se entre $-0,05 < \psi < 0$. Importante observar que o CPTu-01 foi realizado mais próximo do reservatório da estrutura, demonstrando ser um rejeito com maior teor de finos apresentando uma maior quantidade de regiões contráteis. A Figura 39 ilustra os resultados obtidos de forma consolidada.

Figura 38 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 –
Plewes et al. (1992)

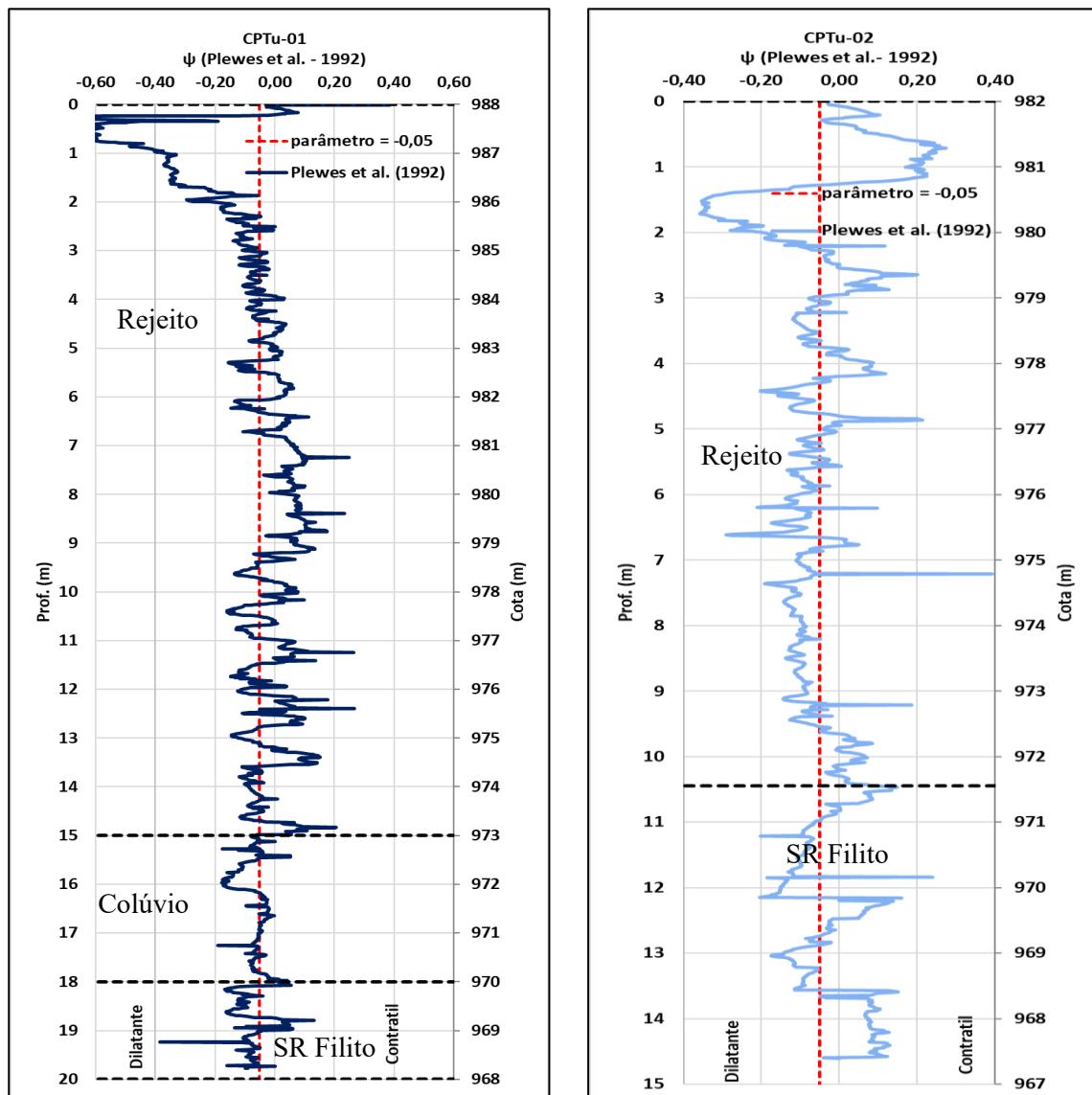
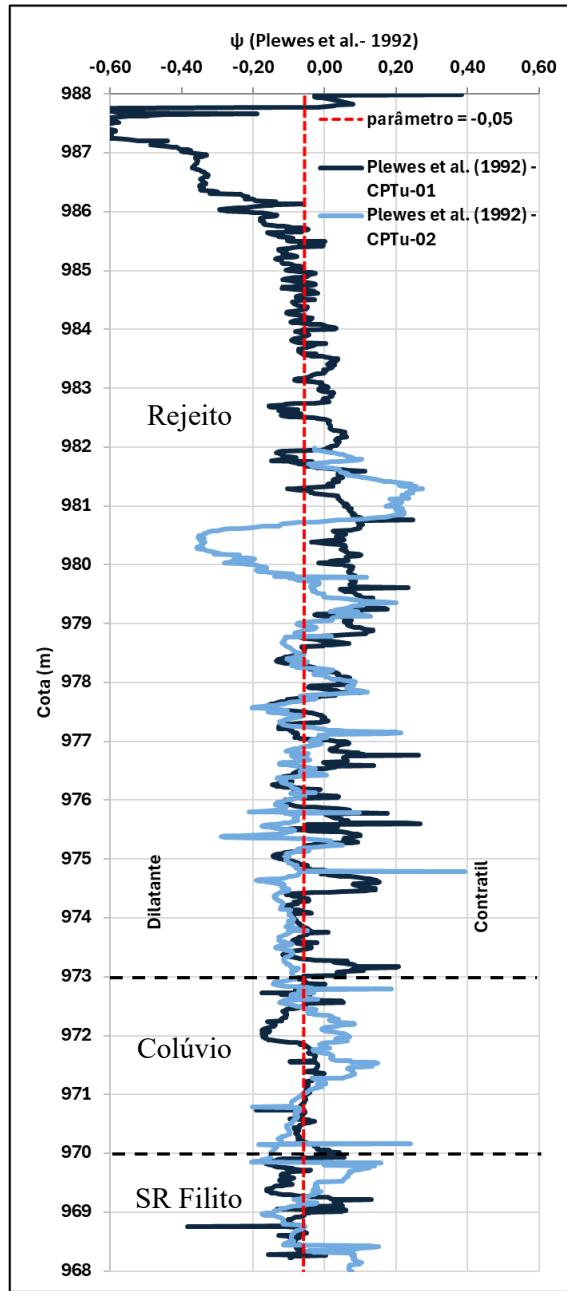


Figura 39 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 – avaliação conjunta - Plewes et al. (1992)



4.2.3 Metodologia de Olson (2001)

A metodologia proposta por Olson (2001) na tese de doutorado e detalhada no artigo proposto por Olson e Stark (2003) apresenta uma envoltória para avaliação da susceptibilidade à liquefação, originalmente desenvolvida por Fear e Robertson (1995). É importante destacar

que a envoltória inicialmente proposta por Fear e Robertson (1995), com base no ensaio de Sondagem à Percussão (SPT), foi convertida por Olson (2001) para o ensaio de piezocone (CPTu) adotando uma relação $q_c / N_{60} = 0,60$.

Conforme abordado no item 2.6.1, materiais siltosos e argilosos apresentam alta compressibilidade (dentre eles os rejeitos de mineração) e geralmente apresentam a relação q_c / N_{60} inferior ao valor de 0,60, o que sugere a necessidade de corrigir a envoltória de Fear e Robertson (1995) para aplicação da metodologia nestes materiais.

A necessidade da correção da envoltória de Fear e Robertson (1995) para materiais com média e alta compressibilidade foi abordada por Olson (2009). O autor afirma que a inclinação da linha do estado crítico (λ_{10}) é uma medida da compressibilidade do solo e sugeriu a utilização desse valor para avaliação da susceptibilidade à liquefação. O autor sugere, além da envoltória proposta por Fear e Robertson (1995) que contempla os materiais com λ_{10} próximo a 0,03 representativos de baixa compressibilidade, as envoltórias para materiais de média compressibilidade ($\lambda_{10} = 0,06$) e alta compressibilidade ($\lambda_{10} = 0,17$).

A inclinação da linha do estado crítico (λ_{10}) foi estimada utilizando a Equação (8), utilizando o critério de Plewes et al. (1992) apresentado por Jefferies e Been (2016), em função da grande amostragem dos dados de campo. A Figura 40 apresenta um histograma dos resultados obtidos para o ensaio CPTu-01 e a Figura 41, para o ensaio CPTu-02. Nota-se que o CPTu-01 apresenta valores de λ_{10} próximos a 0,17 e o CPTu-02, valores próximos a 0,06 indicando materiais de média compressibilidade. Apesar do valor de λ_{10} apresentar variações ao longo da profundidade, optou-se pela adoção de um valor único, representativo do comportamento médio do material, de modo a caracterizar o rejeito como um todo de forma consistente.

Figura 40 – Avaliação da compressibilidade (λ_{10}) obtida por meio do ensaio CPTu-01

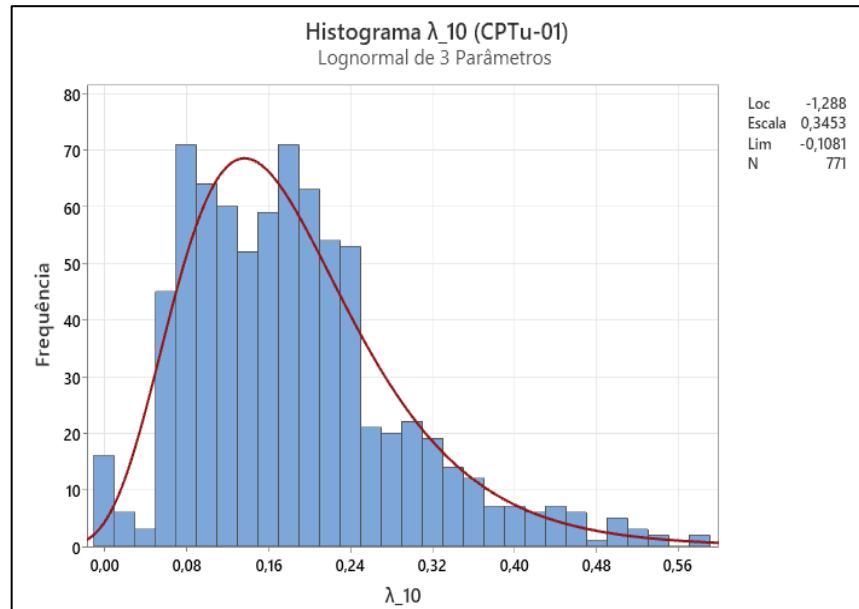
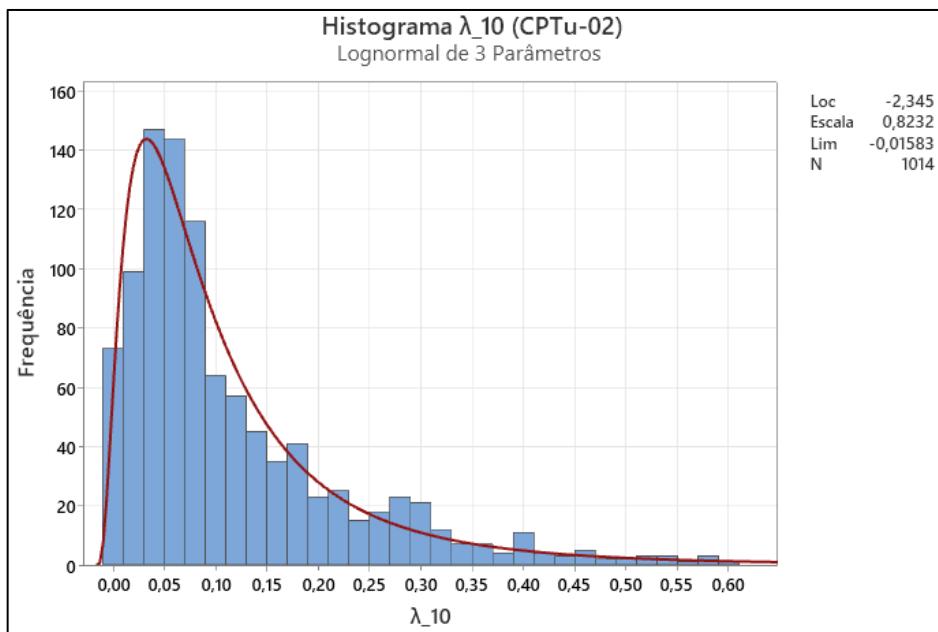
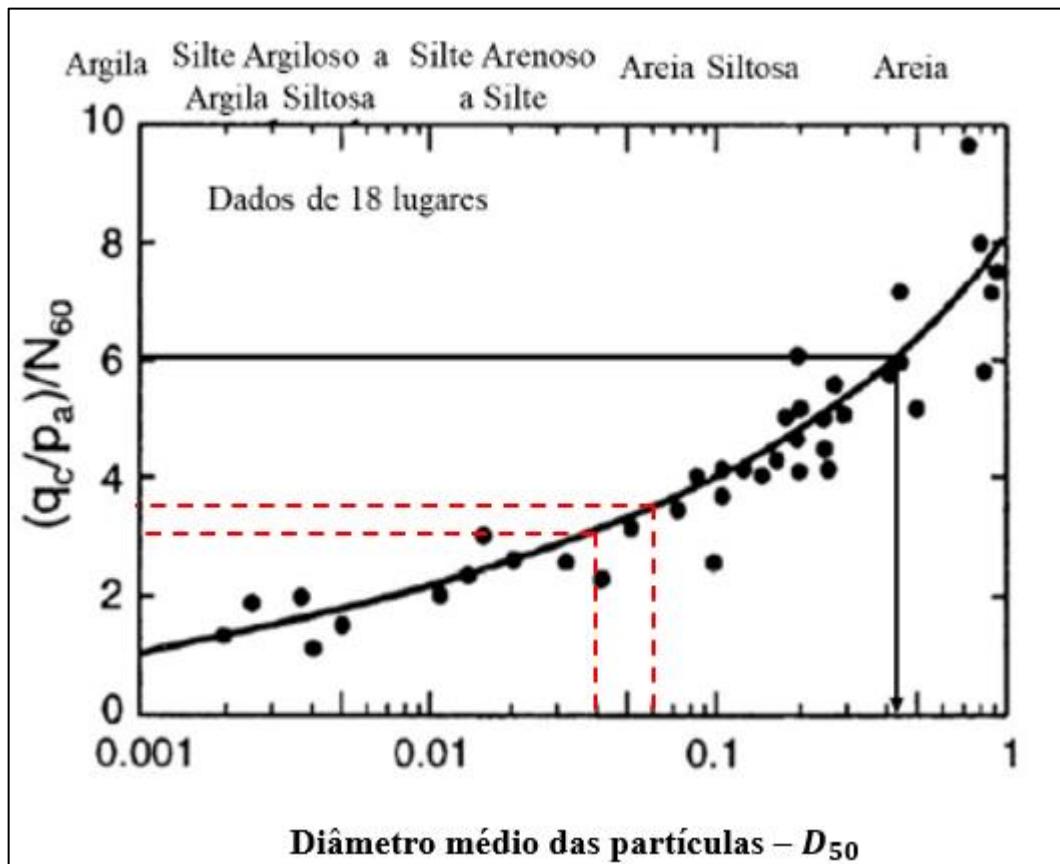


Figura 41 – Avaliação da compressibilidade (λ_{10}) obtida por meio do ensaio CPTu-02



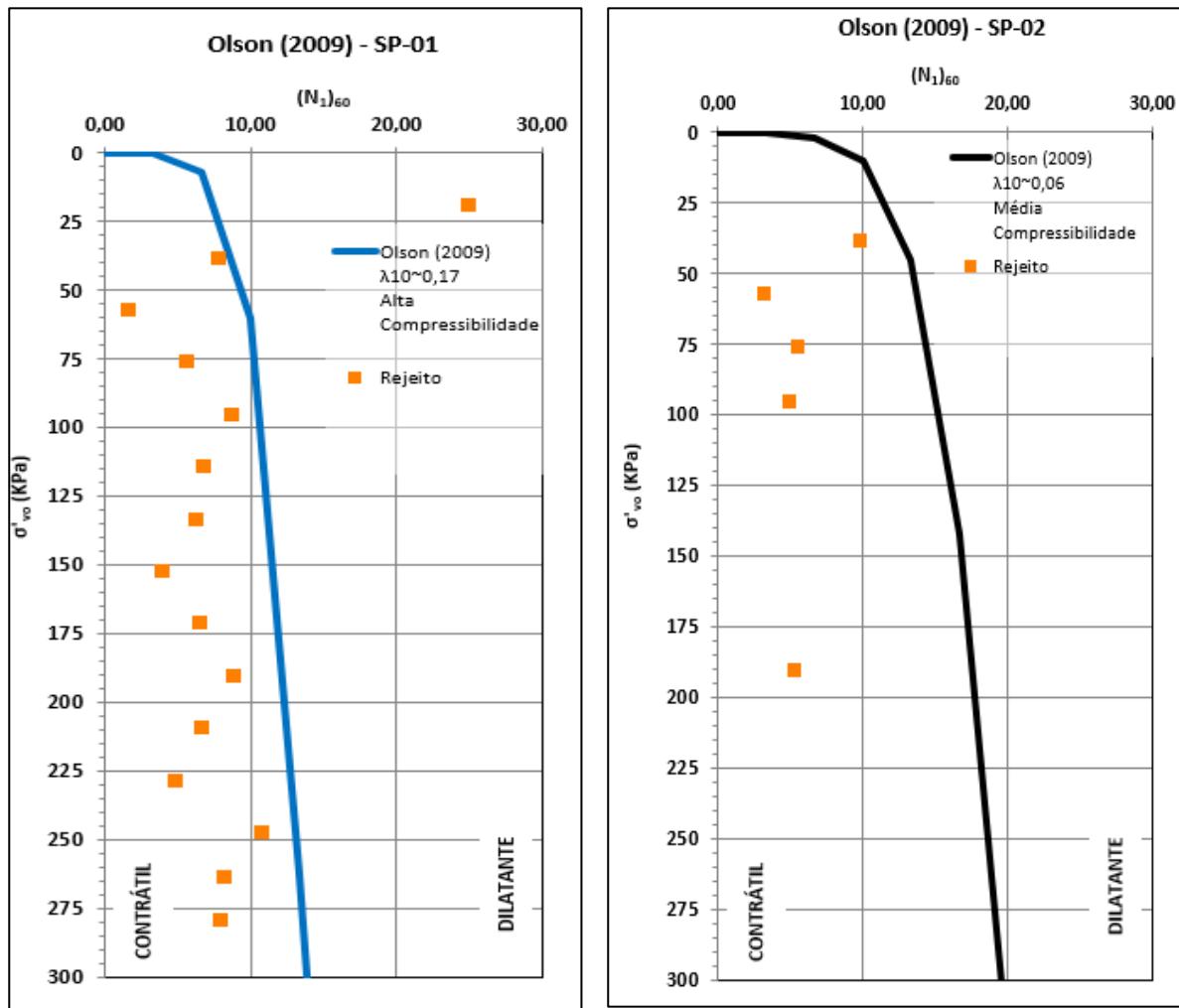
A correção da relação q_c/N_{60} foi realizada com base na proposta sugerida por Robertson e Campanella (1985), apresentada na Figura 42. A faixa de valores corresponde a ordem de grandeza entre 0,30 e 0,35, sendo adotado o valor de 0,30 para representar as duas amostras de rejeito coletada.

Figura 42 – Relação q_c/N_{60} estimada utilizando os resultados de Robertson e Campanella (1985)



A metodologia aplicada aos valores obtidos por meio do ensaio a percussão (SPT) é ilustrada na Figura 43 de forma isolada, para cada ensaio. Nota-se que o SPT-01, apoiado na envoltória para materiais de alta compressibilidade, e o SPT-02, apoiado na envoltória para materiais de média compressibilidade, demonstraram uma predominância de materiais contráteis, quase que em toda a sua extensão. Cabe mencionar que entre 100 kPa e 175 kPa não foi executado o ensaio SPT, uma vez que nessa região houve a coleta de amostras indeformadas.

Figura 43 – Avaliação da sondagem a percussão (SPT) por meio da metodologia de Olson (2001) para avaliação da susceptibilidade à liquefação – SPT-01 e SPT-02



Utilizando a metodologia de Olson (2001) para os resultados obtidos por meio dos ensaios CPTu, nota-se que tanto o CPTu-01 (utilizando a envoltória para materiais de alta compressibilidade) quanto o CPTu-02 (utilizando a envoltória para materiais de baixa compressibilidade) apresentam comportamento predominantemente contrátil em toda a profundidade do ensaio, cerca de 81 % de materiais contráteis para o CPTu-01 e 90 % para o CPTu-02. A Figura 44 ilustra o resultado obtido para o CPTu-01 e CPTu-02 de forma isolada, e a Figura 45 de forma conjunta.

Figura 44 – Avaliação da susceptibilidade à liquefação pela metodologia de Olson (2001) – CPTu-01 e CPTu-02

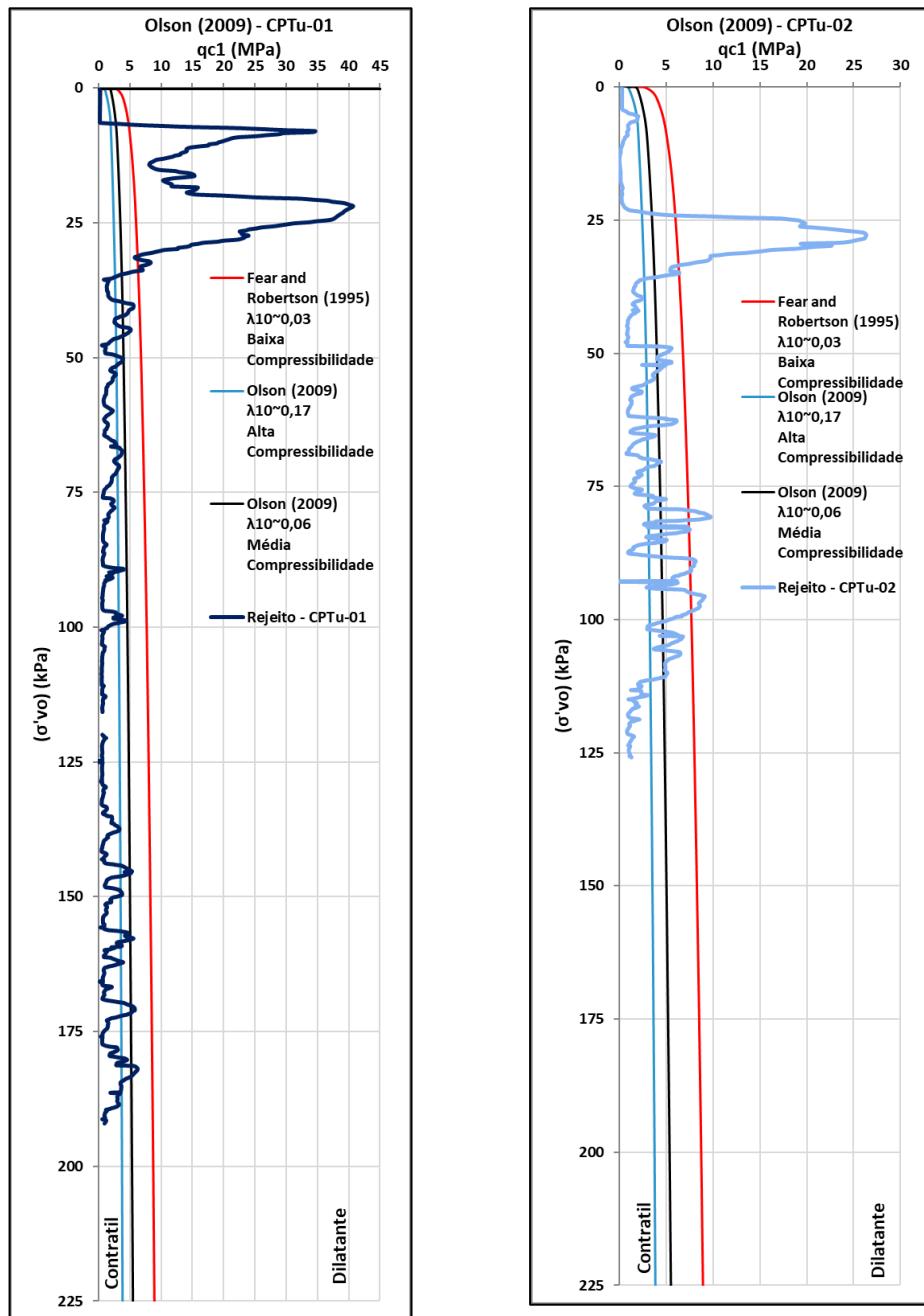
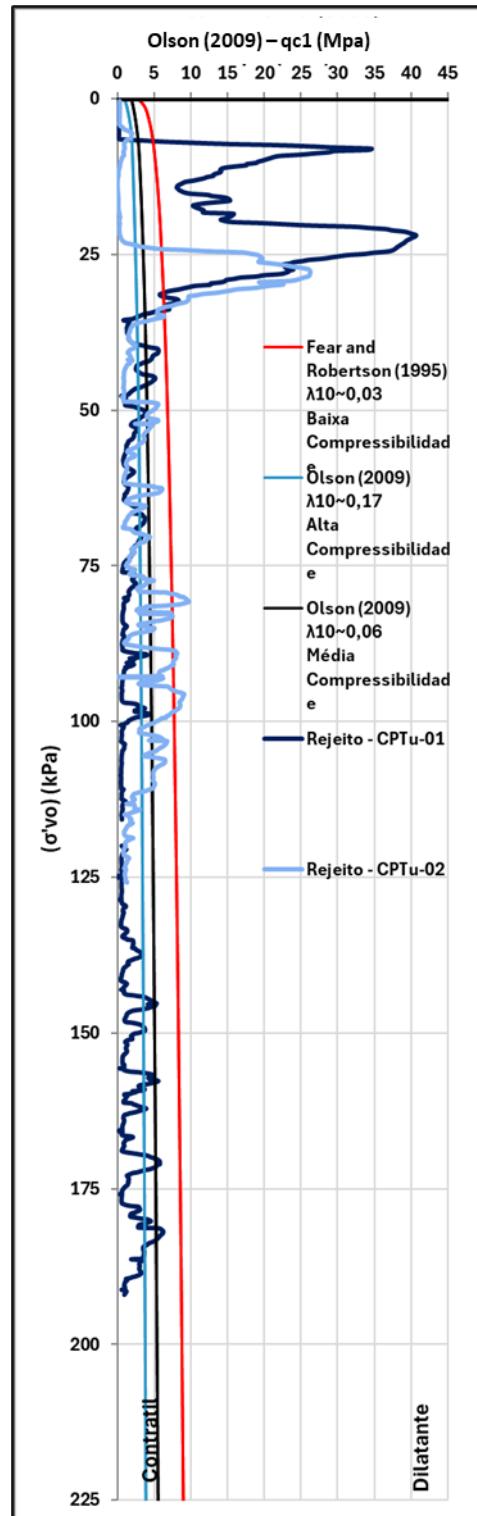


Figura 45 – Avaliação da susceptibilidade à liquefação pela metodologia de Olson (2001) – CPTu-01 e CPTu-02 de forma conjunta



Vale destacar a vantagem do ensaio CPTu em fornecer um perfil contínuo, permitindo uma distinção mais precisa entre zonas de comportamento contrátil e dilatante. Em contraste, o ensaio SPT, por sua natureza pontual e descontínua, apresenta limitações na definição detalhada da estratigrafia.

4.2.4 Metodologia de Shuttle e Cunning (2008)

Baseados no trabalho de Plewes et al. (1992), Shuttle e Cunning (2008) sugeriram melhorias na estimativa do parâmetro de estado para determinar as regiões de comportamento contrátil e dilatante. A Figura 46 e Figura 47 ilustram os resultados obtidos para o CPTu-01 e CPTu-02, respectivamente. Já a Figura 48 ilustra os resultados obtidos de forma consolidada. Cabe mencionar que o parâmetro λ_{10} foi estimado conforme sugerido por Plewes et al. (1992) e o parâmetro M_{txc} no valor de 1,45 calculado por meio dos ensaios triaxiais.

Figura 46 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01– Shuttle e Cunning (2008)

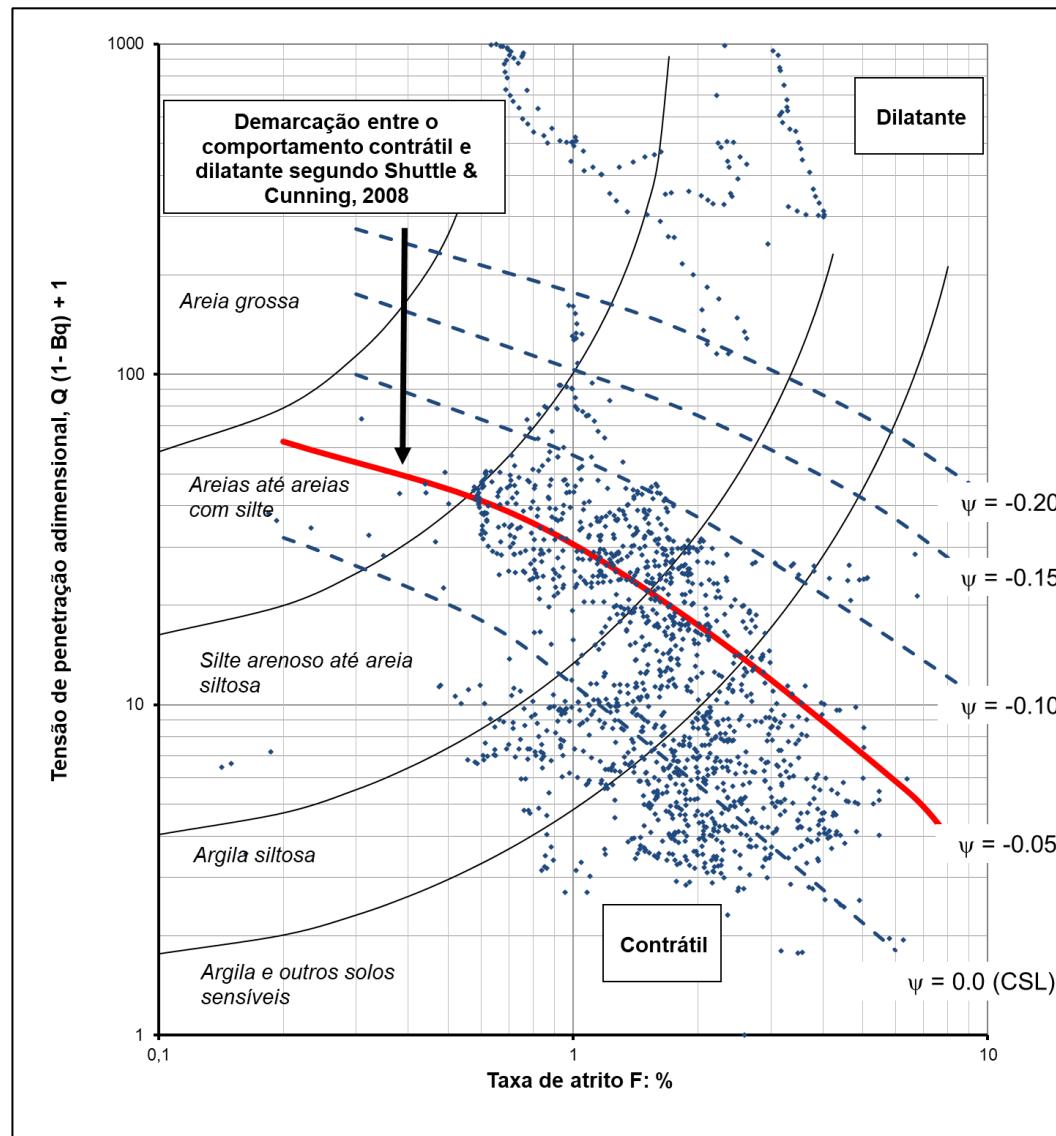


Figura 47 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-02– Shuttle e Cunning (2008)

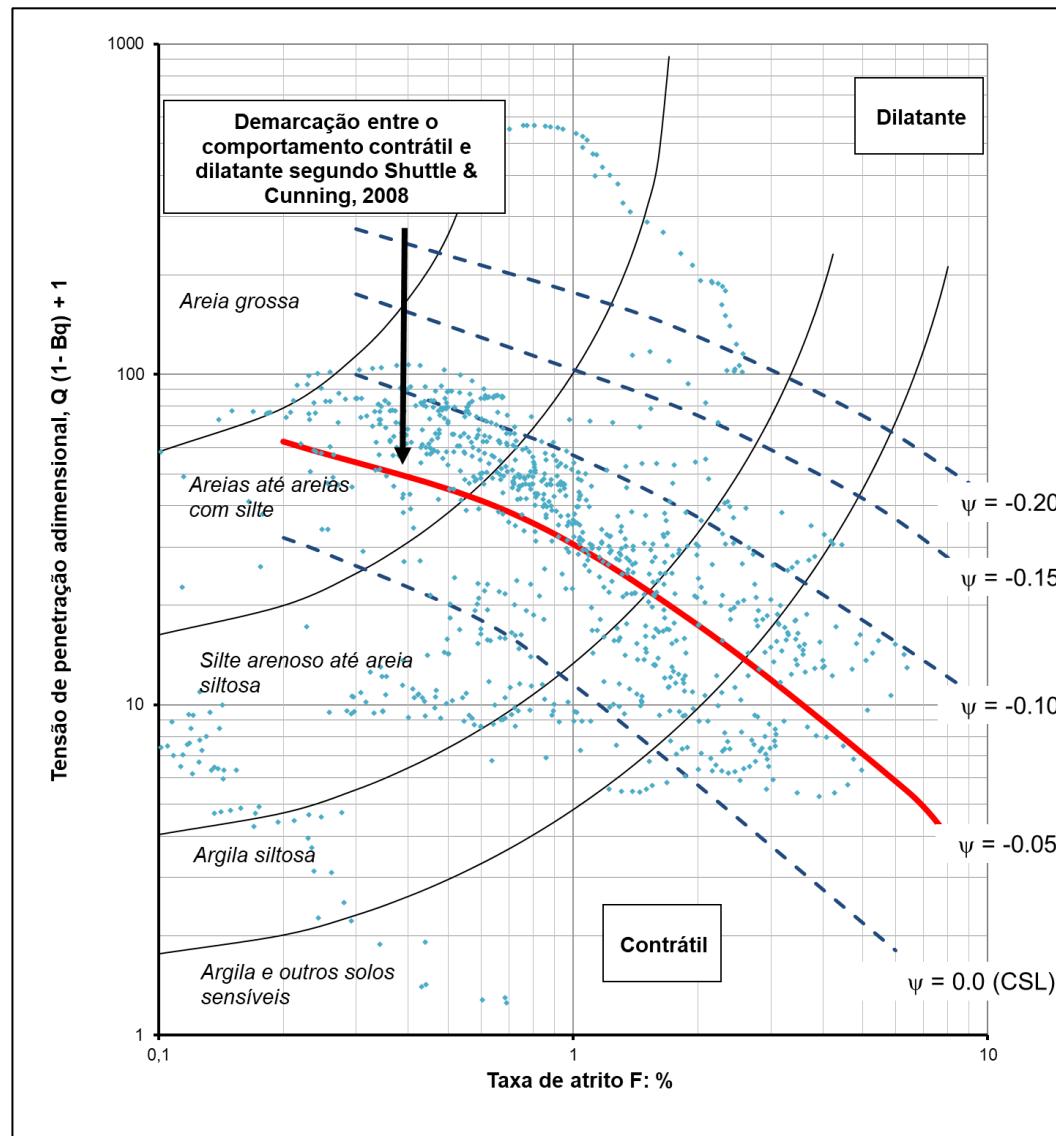
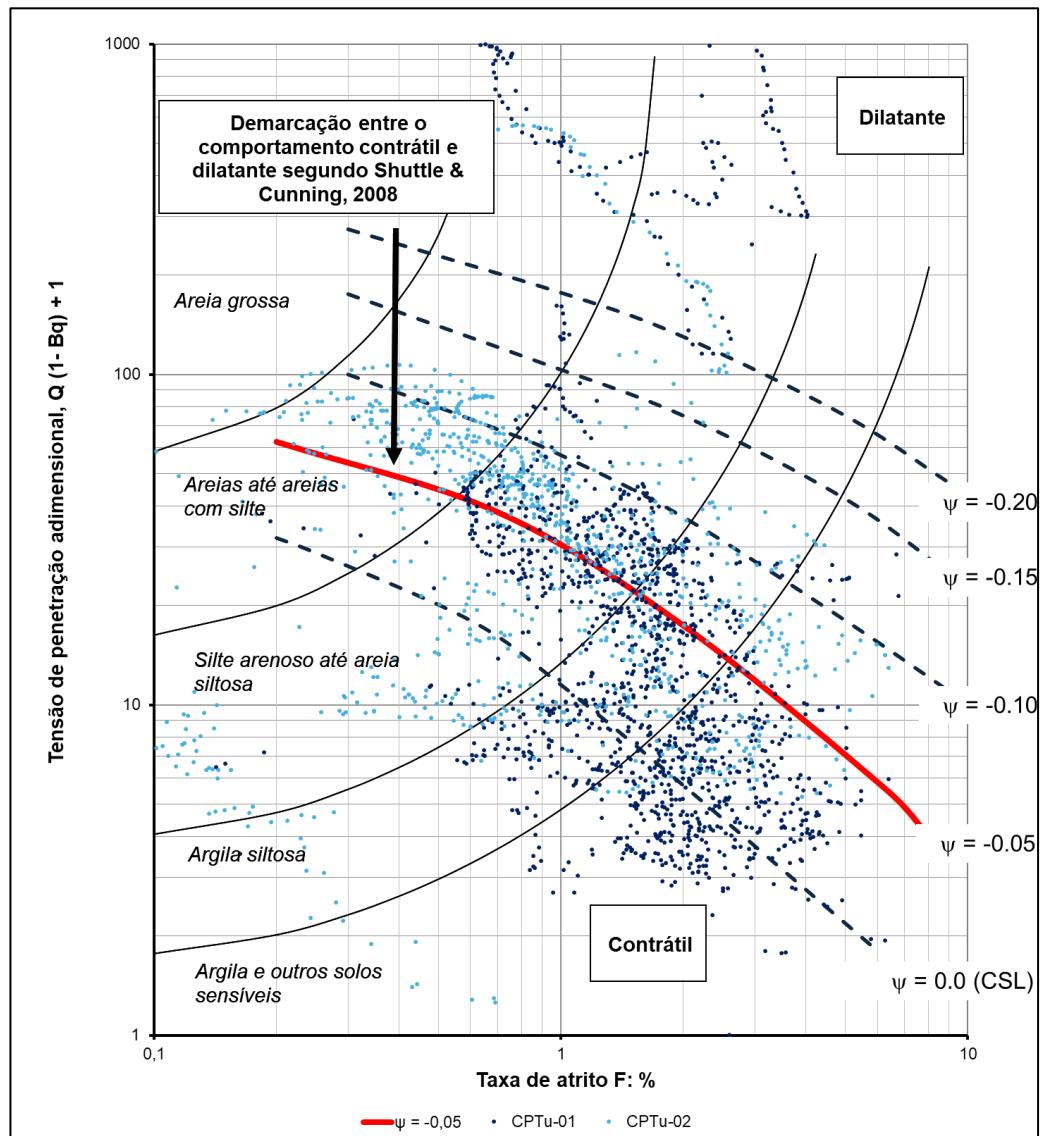


Figura 48 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02– Shuttle e Cunning (2008)



O critério estabelecido por Shuttle e Cunning (2008) para avaliação da susceptibilidade à liquefação indicou que uma porcentagem de 57% dos rejeitos se apresenta com comportamento contrátil ($\psi > -0,05$) para o CPTu-01 e 31% com comportamento contrátil ($\psi > -0,05$) para o CPTu-02. É importante mencionar que dos 57% dos rejeitos que se apresentam contráteis no CPTu-01, apenas 18% encontram-se na faixa entre $-0,05 < \psi < 0$. Já para o CPTu-02, dos 31% dos rejeitos com comportamento contrátil, 28% encontram-se entre $-0,05 < \psi < 0$.

4.2.5 Metodologia de Robertson (2010)

A metodologia de Robertson (2010) apresenta como critério de avaliação da susceptibilidade à liquefação a avaliação do parâmetro de estado obtido para cada resultado da sondagem CPTu. A Figura 49 ilustra o resultado obtido para a sondagem CPTu-01 e CPTu-02 de forma individualizada e a Figura 50, de forma conjunta.

Em todas as sondagens, nota-se que o parâmetro de estado indica comportamento dilatante a pequenas profundidades e predominância de comportamento contrátil a elevadas profundidades. Contudo, é importante observar uma predominância de regiões contráteis no CPTu-01 quando comparado com o CPTu-02.

Figura 49 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 de forma isolada - Robertson (2010)

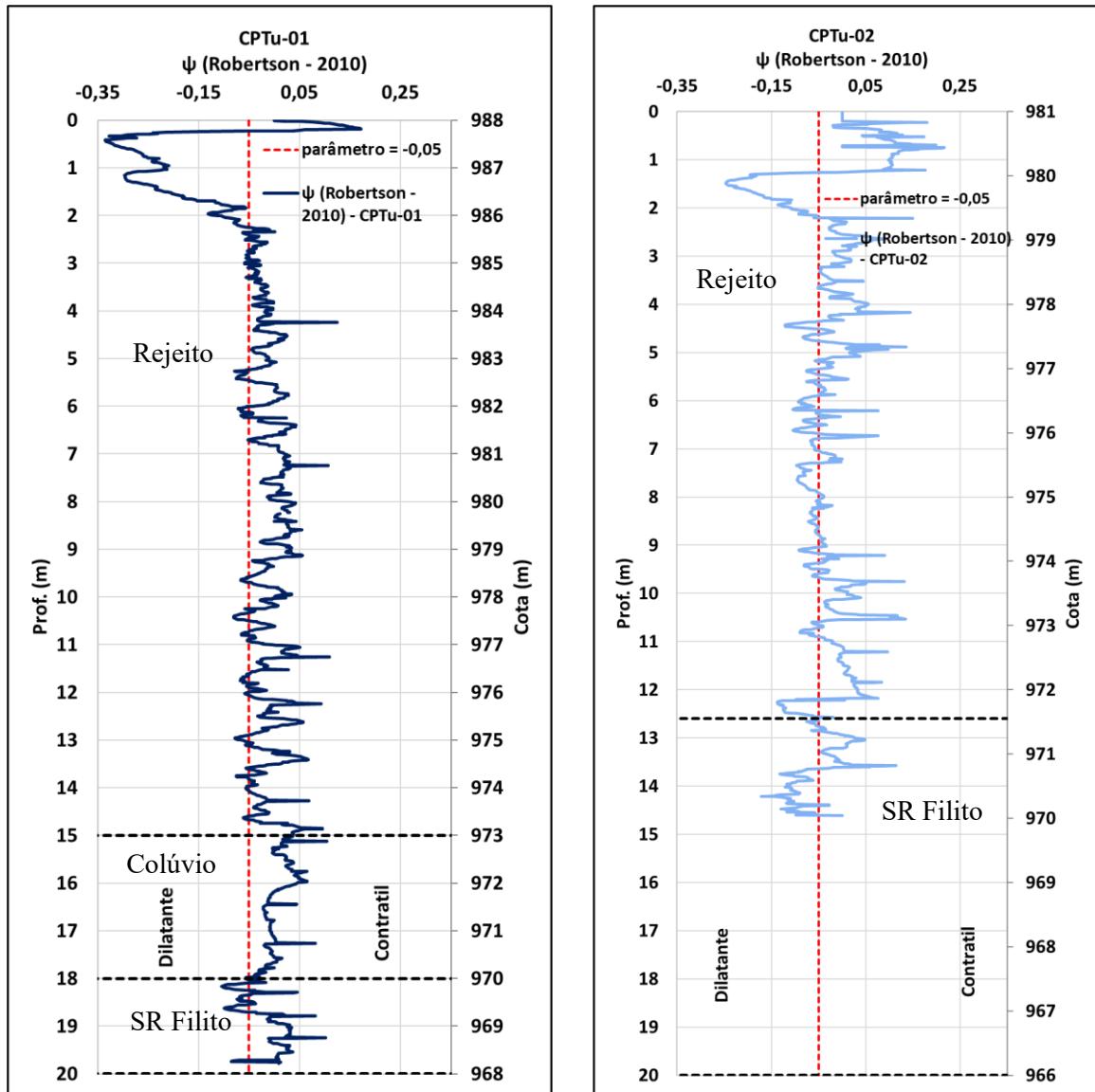
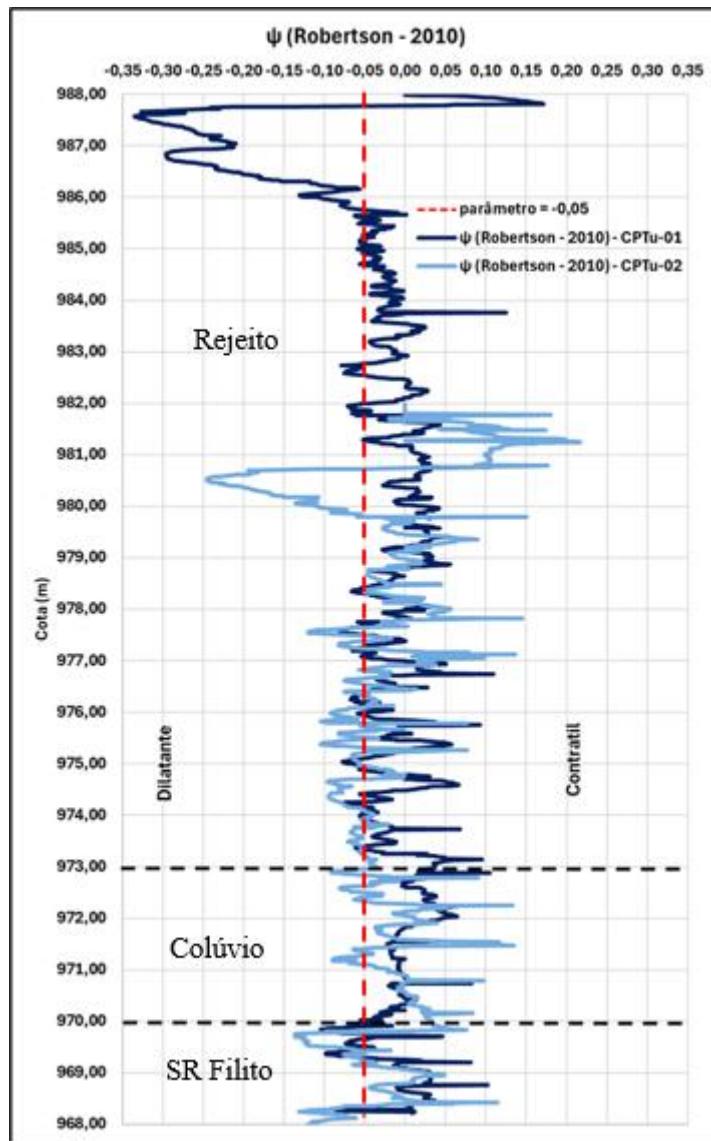


Figura 50 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 de forma conjunta - Robertson (2010)



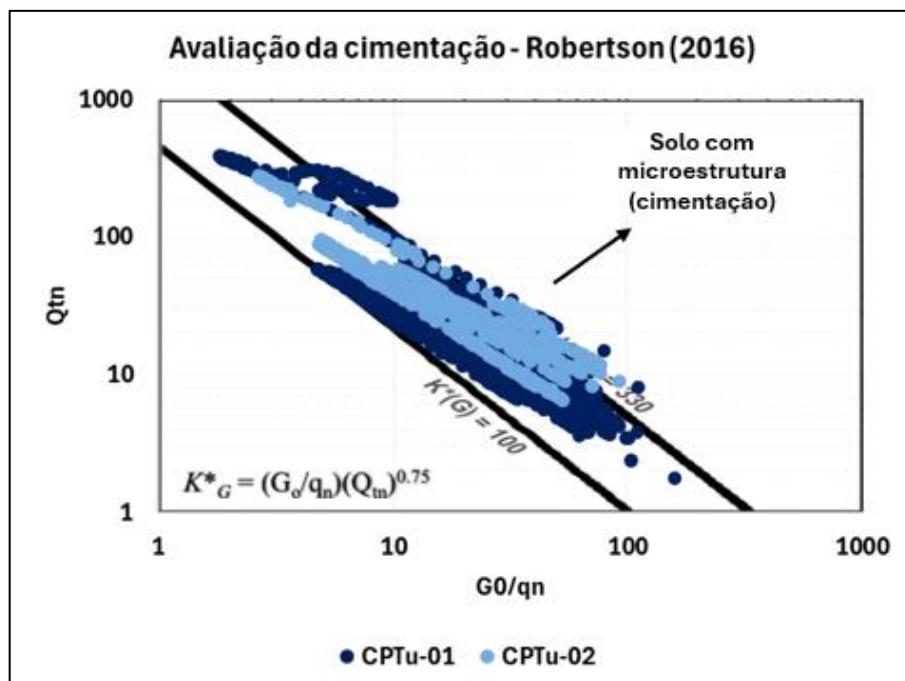
O critério estabelecido por Robertson (2010) para avaliação da susceptibilidade à liquefação indicou uma predominância do parâmetro de estado entre $-0,05 < \psi < 0,05$. Observou-se que uma porcentagem de 73% dos rejeitos se apresenta com comportamento contrátil ($\psi > -0,05$) para o CPTu-01 e 60% com comportamento contrátil ($\psi > -0,05$) para o CPTu-02. É importante mencionar que dos 73% dos rejeitos que se apresentam contráteis no CPTu-01, 59% encontram-se na faixa entre $-0,05 < \psi < 0$. Já para o CPTu-02, dos 60% dos rejeitos com comportamento contrátil, 56% encontram-se entre $-0,05 < \psi < 0$. Essa faixa de

valores encontrado para o parâmetro de estado sugere que o material apesar de contrátil, apresenta pequena redução de volume para atingir o estado crítico.

4.2.6 Metodologia de Robertson (2016)

Conforme Robertson (2016), a maioria das correlações empíricas existentes para interpretação do CPTu são resultantes de experiência em solos com baixa ou nenhuma microestrutura, denominados de “solos ideais”. Para isso, Robertson (2016) sugere uma avaliação preliminar correlacionando o parâmetro I_G (parâmetro de rigidez a baixas deformações) e Q_{tn} (resistência de ponta normalizada do ensaio) na qual os solos ideais se enquadrariam em um I_G entre 100 e 330. A Figura 51 apresenta os resultados obtidos, indicando que o rejeito se apresenta como um solo jovem, sem cimentação. Importante mencionar que o parâmetro I_G foi obtido por meio de correlação conforme Schnaid (1999), que utiliza resultado dos ensaios SPT para determinação do G_0 (rigidez) necessária para obtenção do parâmetro I_G , sendo o cálculo do q_n obtido por meio da diferença entre o q_t (kPa) e a tensão vertical efetiva. Importante mencionar que apesar de adotado, a estimativa de módulo de rigidez obtida por meio de correlações empíricas com SPT se apresentam com baixa acurácia.

Figura 51 – Proposta de Robertson (2016) para identificação de solos com microestrutura



A metodologia de Robertson (2016) foi utilizada nos resultados obtidos por meio do CPTu-01 e CPTu-02 de forma a determinar as regiões contráteis e dilatantes do rejeito, além da classificação do comportamento do material. Por meio da Figura 52 e Figura 53, é possível observar que o rejeito se apresenta de forma heterogênea no que diz respeito ao comportamento, uma vez que em certas regiões apresenta comportamento de areia ($IB > 32$), transicional ($22 < IB < 32$) e argila ($IB < 22$) sem nenhum padrão de comportamento em relação à profundidade. Contudo, é importante notar que o CPTu-01 revela um comportamento argiloso do rejeito quando comparado ao CPTu-02, onde o material se comporta predominantemente como arenoso.

Cabe destacar que ambas as sondagens CPTu apresentaram comportamento dilatante em pequenas profundidades, entre 1 e 2 metros. O comportamento contrátil (em vermelho) é identificado pelos valores $CD < 70$. Já o comportamento dilatante (verde) é identificado por $CD > 70$.

Figura 52 – Classificação comportamental do rejeito conforme metodologia de Robertson (2016) – CPTu-01

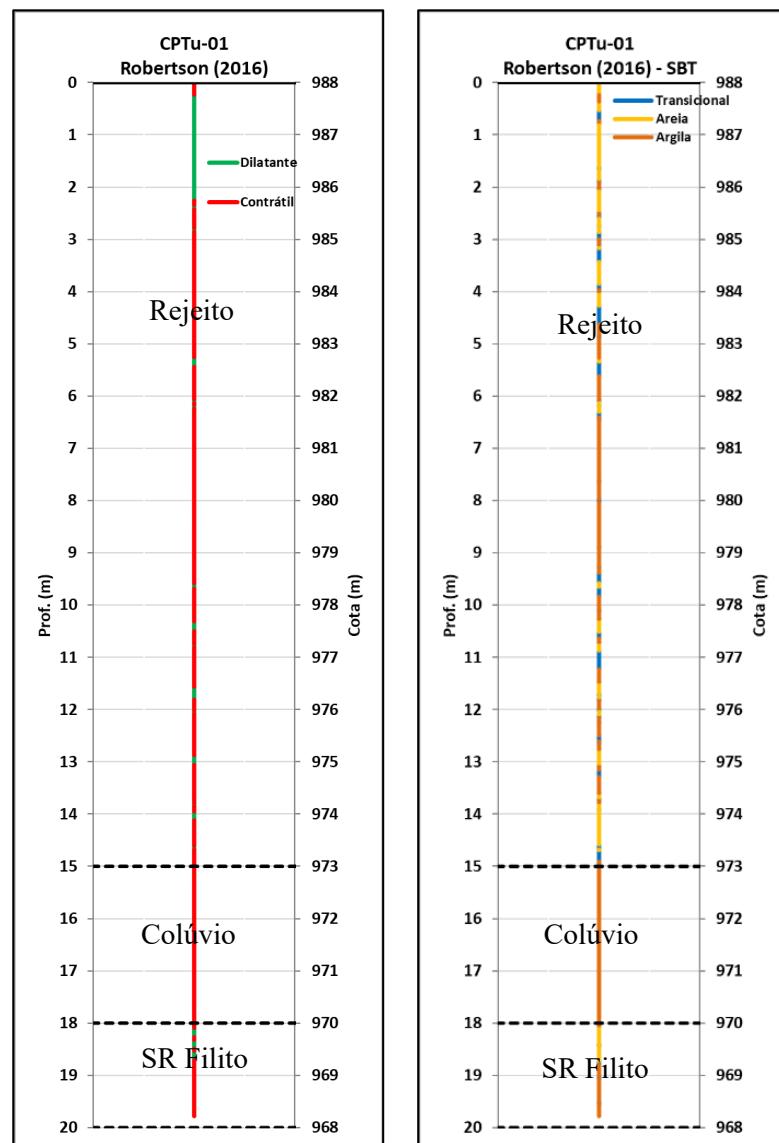
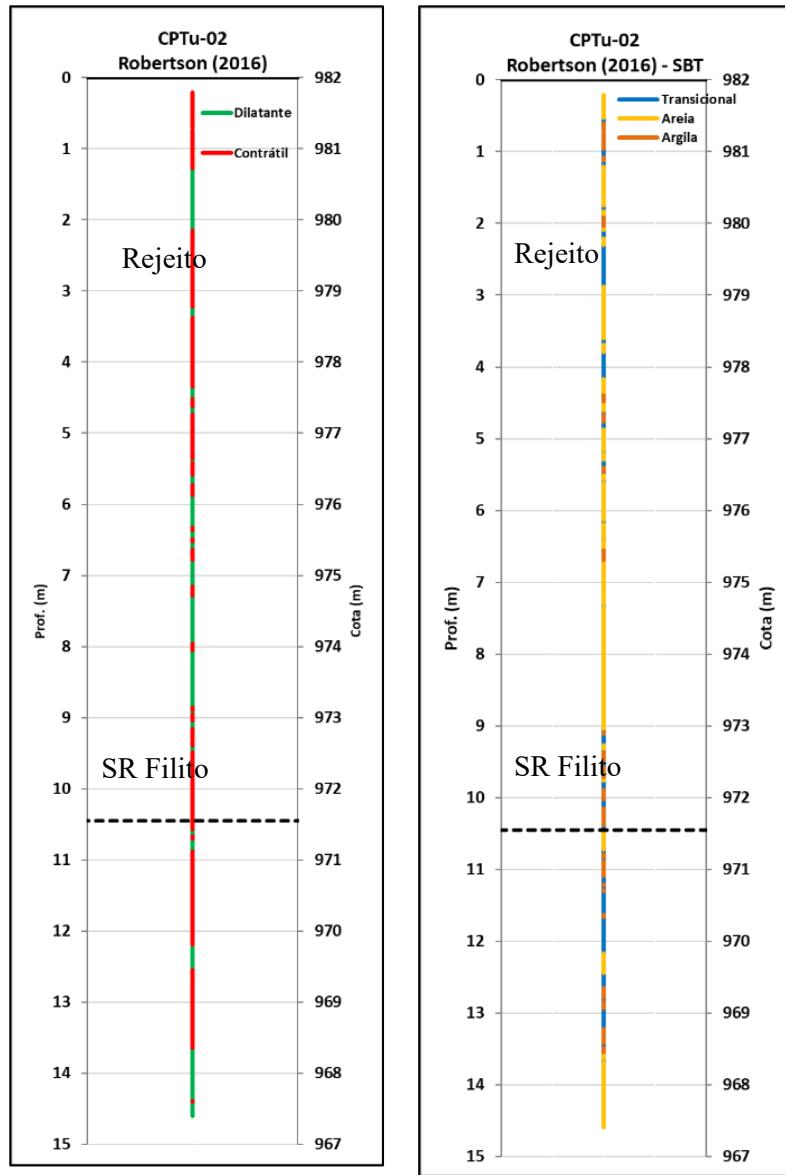


Figura 53 – Classificação comportamental do rejeito conforme metodologia de Robertson (2016) – CPTu-02



Robertson (2016) propõe a avaliação da susceptibilidade por meio do ábaco de classificação comportamental. Dessa forma, a Figura 54 ilustra o comportamento obtido para o CPTu-01 e CPTu-02 de forma individualizada, a Figura 55, de forma conjunta e a Figura 56 o ábaco de classificação restrito para a região onde foi coletado as amostras indeformadas, onde SD = areia com comportamento dilatante; SC = areia com comportamento contrátil; TD = material transicional dilatante; TC = material transicional contrátil; CCS = Argila sensitiva contrátil; CD = argila com comportamento dilatante; CS = argila com comportamento contrátil.

Figura 54 – Sistema de classificação comportamental sugerido por Robertson (2016) aplicado ao CPTu-01 e CPTu-02 de forma individualizada

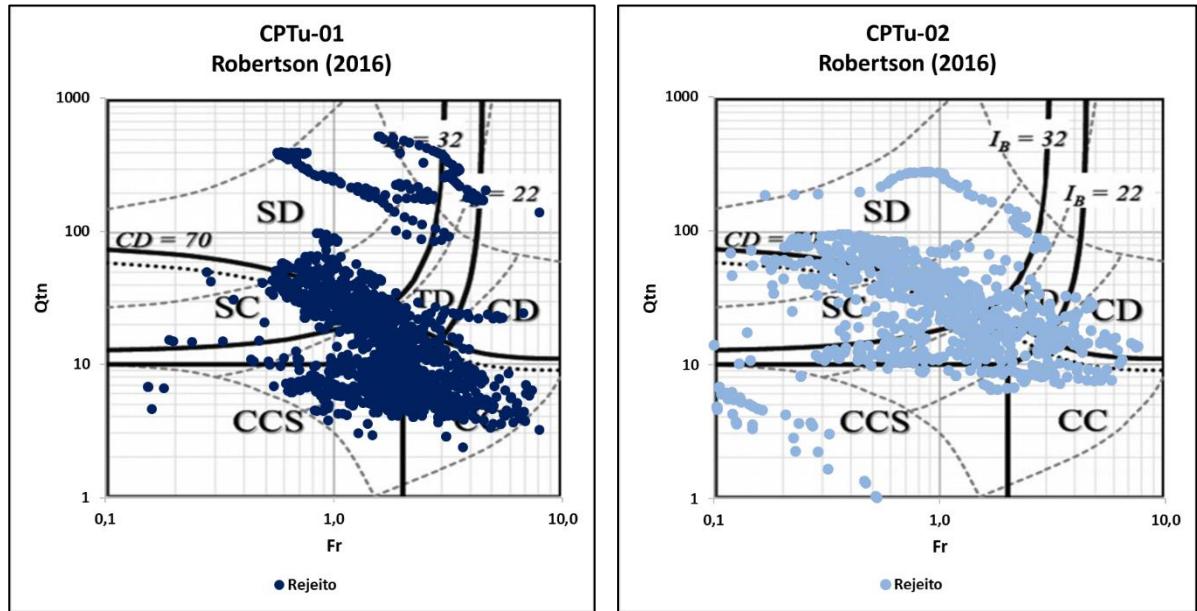


Figura 55 – Sistema de classificação comportamental sugerido por Robertson (2016) aplicado ao CPTu-01 e CPTu-02 de forma conjunta

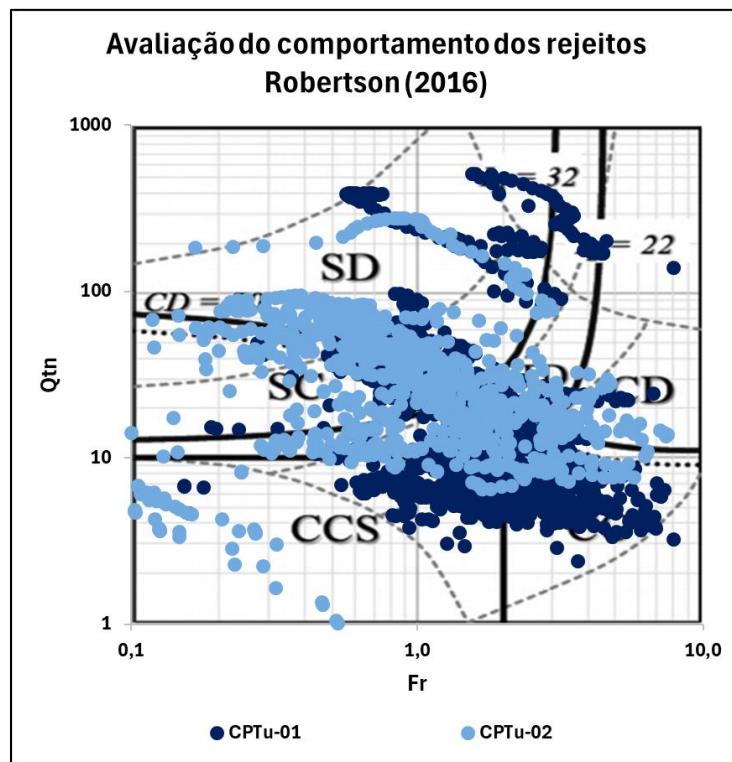
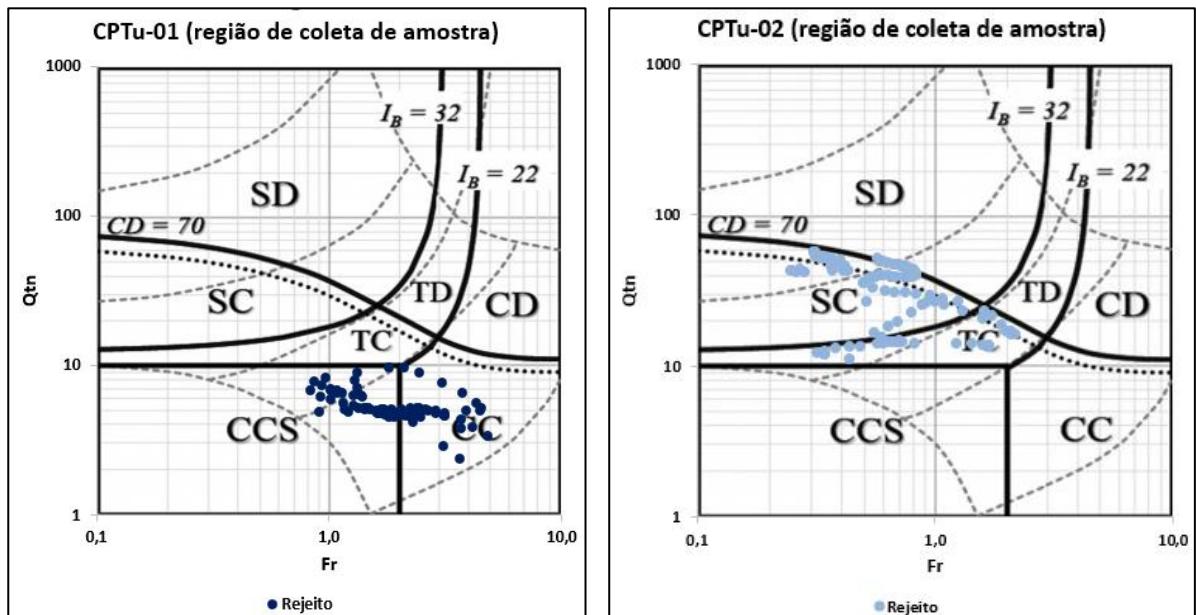


Figura 56 – Classificação dos rejeitos nas profundidades de coleta de amostras indeformadas



De posse dos resultados obtidos, evidencia-se que o rejeito se apresenta ora com comportamento arenoso, ora transicional e ora argiloso. A caracterização do rejeito (item 4.1) demonstra que o material varia entre areno-siltoso e silte-arenoso não plástico, indicando que de fato esses rejeitos podem ser classificados com comportamento *clay-like* (argiloso) ou *sand-like* (arenoso), sendo o comportamento *sand-like* predominante no CPTu-02 e o *clay-like* no CPTu-01. Dessa forma, é possível concluir que a metodologia classifica o comportamento do material independentemente da sua matriz granulométrica. Isto reforça a necessidade de se utilizar métodos complementares ao método de Tsuchida (1970) *apud* Ishihara (1985) que se baseia principalmente na distribuição granulométrica do material.

Importante destacar que o rejeito se apresenta, a pequenas profundidades (entre 1 a 2 metros), com comportamento dilatante ($CD > 70$) e majoritariamente contrátil ($CD < 70$) a elevadas profundidades. De acordo com o método de Robertson (2016) para o CPTu-01, 75% do rejeito demonstrou comportamento contrátil, susceptíveis à liquefação estática. Já para o CPTu-02, a sondagem demonstrou uma porcentagem menor, de 59% de materiais contráteis e susceptíveis à liquefação.

4.2.7 Metodologia de Smith et al. (2021)

Para aplicação da metodologia de Smith et al. (2021) para avaliação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos, realizou-se a avaliação da presença de cimentação e microestruturas conforme a metodologia proposta por Robertson (2016), indicando que os rejeitos identificados nos ensaios CPTu-01 e CPTu-02 se comportam como solos ideais, conforme ilustrado na Figura 51. A avaliação da condição de drenagem dos ensaios CPTu foi realizado conforme critérios estabelecidos por Smith et al. (2021), sendo $|Bq| < 0,02$ e $|\Delta u| < 20 kPa$. Como não foi realizado ensaio de dissipação nos furos de sondagem para verificação da condição não drenada de cravação, adotou-se a equação inversa segundo Plewes et al. (1992), conforme sugere Smith et al. (2021) para os casos em que não se dispõe de ensaio de dissipação. A Tabela 9 ilustra a avaliação da condição de drenagem para cada CPTu.

Tabela 9 – Avaliação da condição de drenagem dos ensaios CPTu

Ensaio	CPTu-01	CPTu-02
Quantidade de dados	1500	1044
Drenado (%)	26	35
Não drenado ou parcialmente drenado (%)	74	65

O parâmetro λ_{10} foi estimado utilizando a proposição de Plewes et al. (1992), por meio da Equação (8). A partir disso, foram definidos os coeficientes k' e m' : para penetração drenada, adotou-se a metodologia de Smith et al. (2021), e para condição não drenada ou parcialmente drenada, utilizou-se a proposta de Plewes et al. (1992), considerando $M_{txc} = 1,45$ conforme obtido nos ensaios triaxiais.

A condição de drenagem também foi avaliada por meio do ábaco proposto por Smith et al. (2021), desenvolvido a partir da modelagem de 29 solos distintos, permitindo a classificação dos rejeitos quanto à condição de drenagem, conforme ilustrado na Figura 57 e Figura 58. Por fim, o cálculo do parâmetro de estado foi realizado com base no mesmo ábaco de Smith et al. (2021), que delimita regiões segundo o parâmetro de estado para propriedades padrão $p' = 100$, $I_{r,e} = 200$ e $M_{txc} = 1,40$. Como o rejeito em análise apresenta diferentes propriedades, o cálculo do parâmetro de estado considerou os valores de k' e m' condicionado à condição de

drenagem do ensaio CPTu, ilustrado na Figura 59 e Figura 60, evidenciando grande parte dos rejeitos em um contexto de drenagem parcial de cravação.

Figura 57 – Avaliação da condição de drenagem – CPTu-01

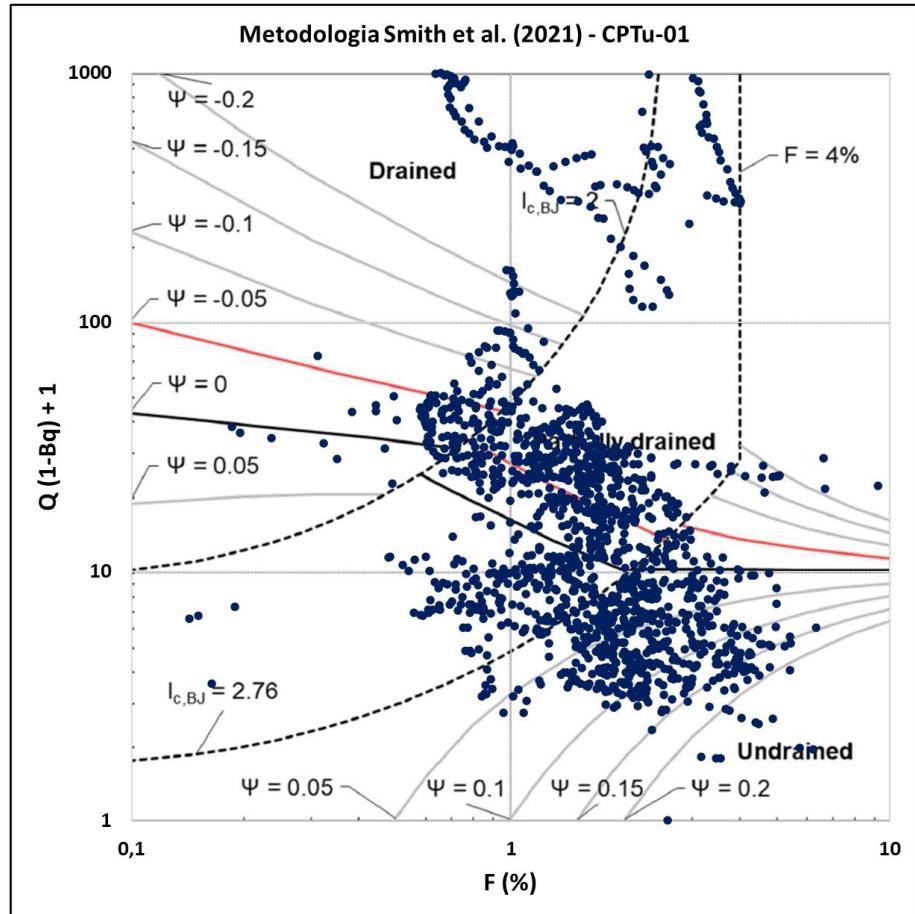


Figura 58 – Avaliação da condição de drenagem – CPTu-02

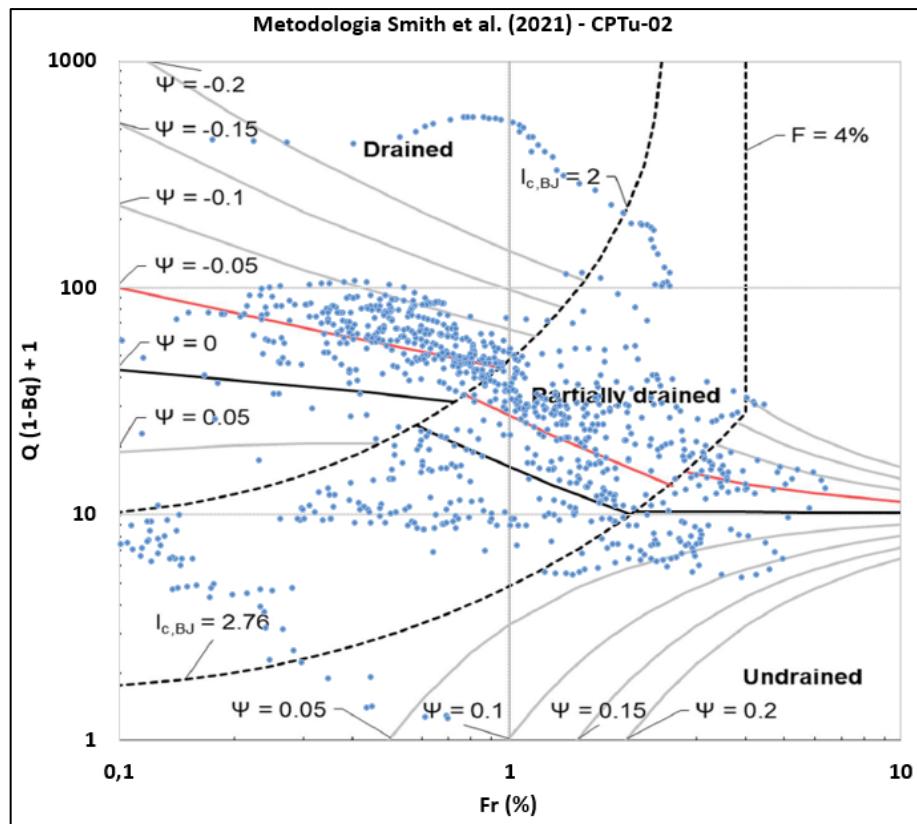


Figura 59 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante – CPTu-01 e CPTu-02 – Smith et al. (2021)

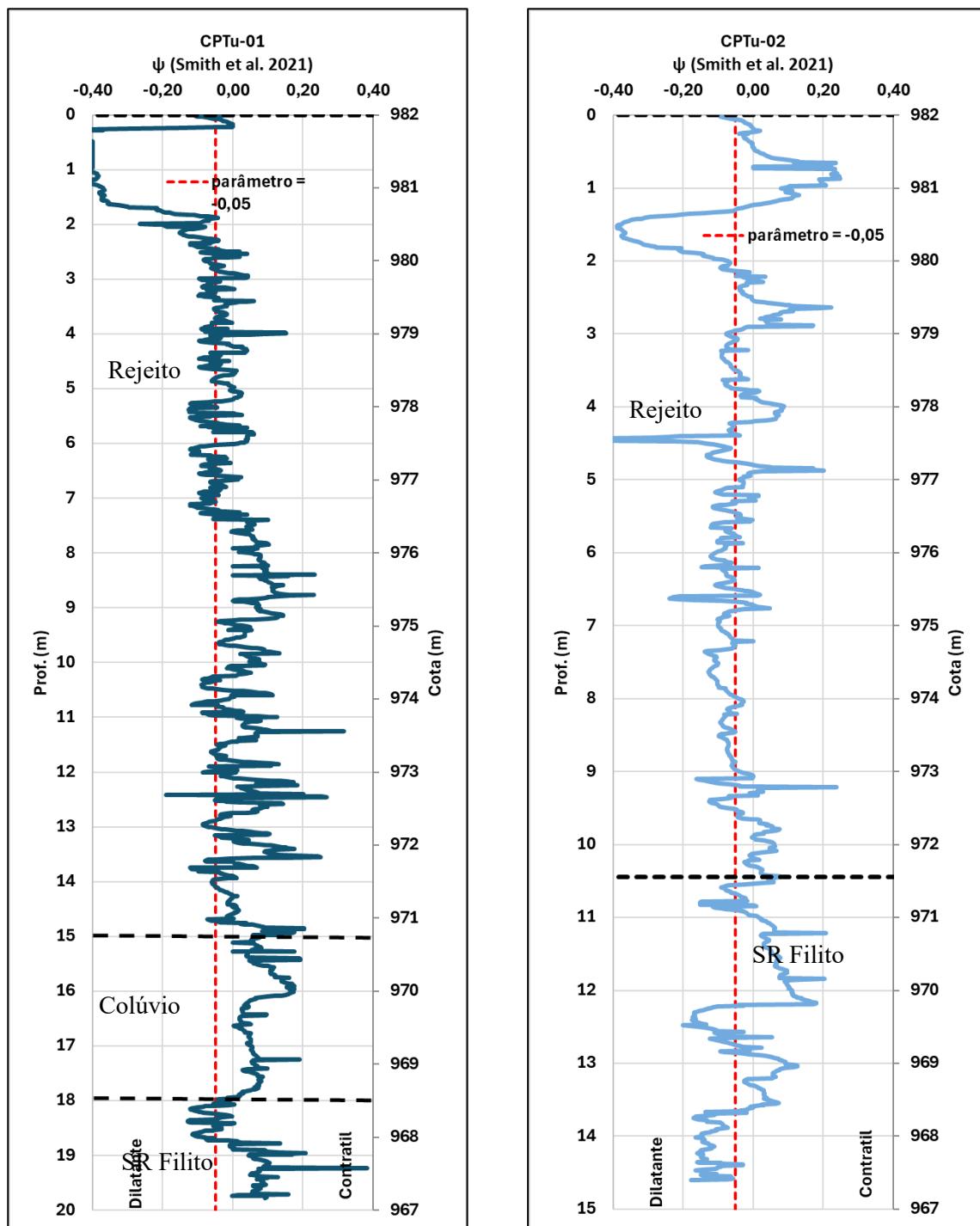
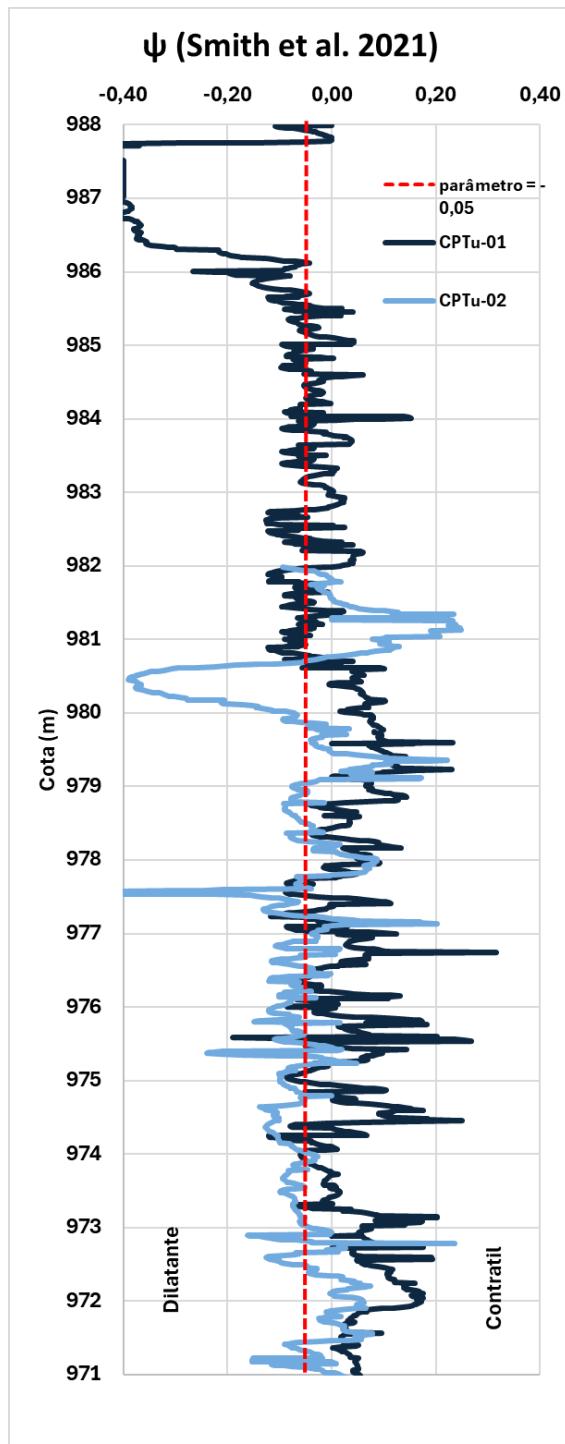


Figura 60 – Avaliação do comportamento contrátil x dilatante para o CPTu-01 e CPTu-02 em conjunto – Smith et al. (2021)



Com base no ábaco proposto por Smith et al. (2021), observa-se que a cravação do CPTu-01 ocorreu predominantemente em condições não drenadas ou parcialmente drenadas, o que corrobora os resultados obtidos pelas metodologias de Robertson (2016) e Shuttle e Cunning (2008) e indica a presença de um rejeito de menor permeabilidade. Por outro lado, o CPTu-02, embora também tenha apresentado trechos em condição parcialmente drenada, evidenciou trechos significativos em condição drenada, sugerindo a presença de um rejeito com partículas mais grossas. Ressalta-se que a velocidade de cravação adotada foi a mesma em ambos os ensaios.

Em relação ao parâmetro de estado, o CPTu-01 indicou que aproximadamente 59% do rejeito apresenta comportamento contrátil, dos quais cerca de 38% situam-se na faixa de $-0,05 < \psi < 0$. Para o CPTu-02, cerca de 32% do rejeito apresentou comportamento contrátil, sendo que aproximadamente 51% desse total se encontra na mesma faixa de parâmetro de estado.

Importante destacar que o CPTu-01, realizado na região do reservatório, indicou a presença de material mais fino e com mais zonas contráteis quando comparado com o CPTu-02, realizado próximo da crista da estrutura. Esse comportamento também foi observado nas metodologias de Plewes et al. (1992), Shuttle e Cunning (2008), Robertson (2010) e Robertson (2016).

4.2.8 Avaliação do índice de fragilidade (I_B)

Quanto aos ensaios de compressão triaxial, foram realizados 08 (oito) ensaios de compressão triaxial não drenado (CIU) em amostras indeformadas, sendo uma coletada em profundidade por meio do amostrador Shelby e a outra, em superfície, por meio da abertura de um poço de inspeção. Além disso, realizaram-se 04 (quatro) ensaios de compressão triaxial drenado (CID), sendo a amostra indeformada coletada em profundidade por meio do amostrador Shelby.

A Tabela 10 apresenta os índices de vazios pré-adensamento e pós-adensamento de cada corpo de prova, bem como, a tensão confinante de cada ensaio e a Tabela 11, os parâmetros de controle utilizado no ensaio. A Figura 61 ilustra o gráfico de tensão desviadora por deformação axial, acréscimo de poropressão por deformação axial e trajetória de tensões para a amostra AI-

01 e Figura 62 para amostra BL-01. A Figura 63 ilustra o gráfico de tensão desviadora por deformação axial e a variação volumétrica para a amostra AI-01, obtido em ensaio triaxial drenado (CID). Importante observar que os índices de vazio das amostras indeformadas se apresentam inferiores ao valor de 0,99 obtido por meio do ensaio de índice de vazios mínimo, evidenciando limitações de aplicabilidade da NBR 7181 (ABNT, 2025) para o rejeito avaliado.

Tabela 10 – Resumo do índice de vazios dos ensaios triaxiais no rejeito

Amostra	Tipo do ensaio	Tensão confinante (kPa)	Índice de vazios pré adensamento	Índice de vazios pós adensamento
AI-01	CIU	50	0,79	0,78
		100	0,73	0,71
		200	0,64	0,61
		400	0,61	0,57
AI-02	CID	50	0,49	0,49
		100	0,51	0,50
		200	0,47	0,46
		400	0,49	0,46
BL-01	CIU	50	0,80	0,78
		100	0,86	0,84
		200	0,85	0,81
		400	0,70	0,66

Tabela 11 – Condições de contorno e características dos ensaios triaxiais

Amostra	Parâmetro B mínimo obtido	Massa específica dos grãos (g/cm ³)	Prof. coleta (m)
AI-01	0,96	4,06	13,45 – 14,45
AI-02	0,96	4,11	8,00 – 9,00
BL-01	0,96	4,09	2,70 – 3,00

Figura 61 – (A) Relação entre a tensão desviadora x deformação axial; (B) Acréscimo de poropressão x deformação axial; (C) Trajetória de tensões efetivas (p' Cambridge) – Amostra AI-01 – Ensaio Triaxial CIU

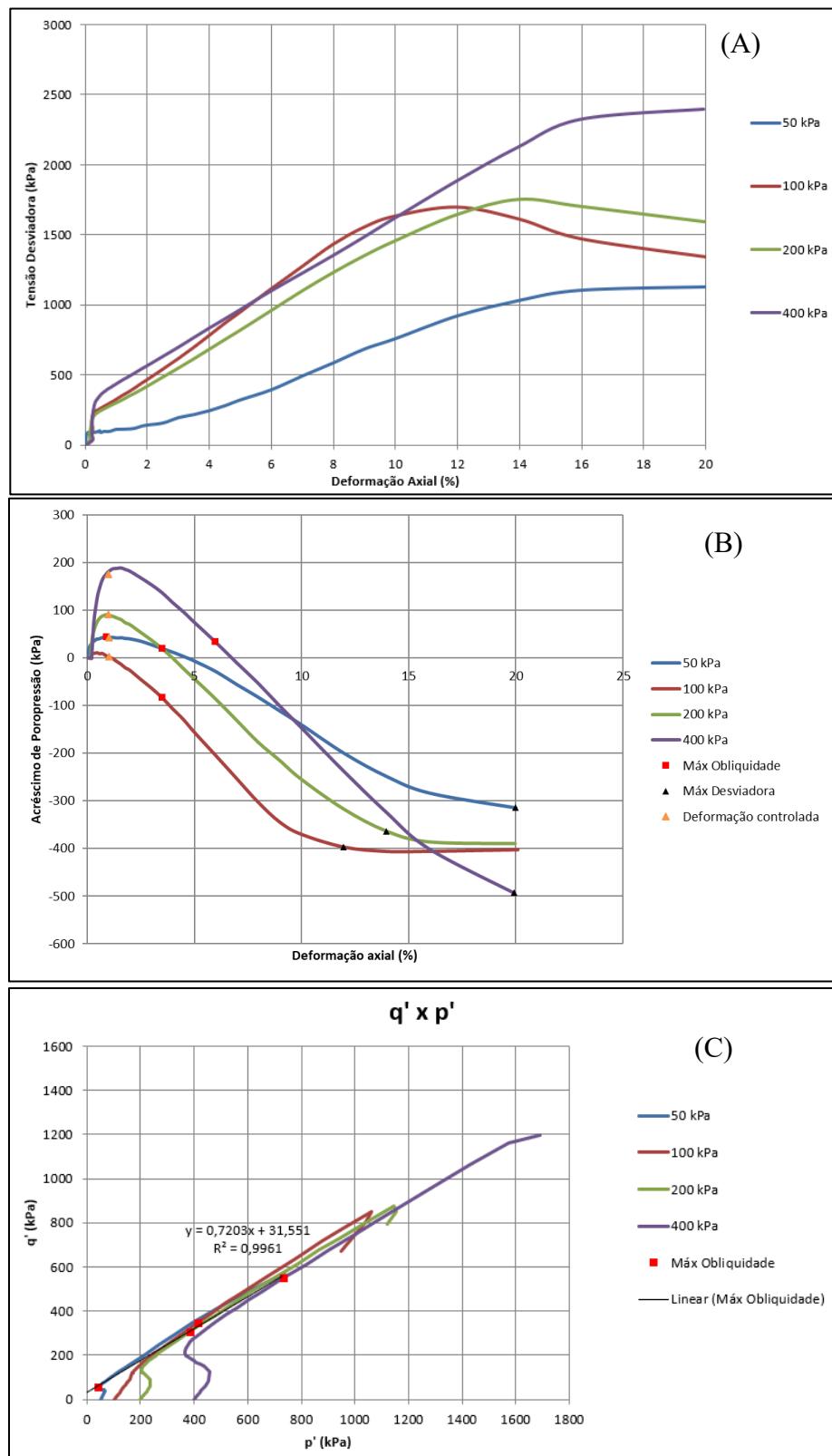


Figura 62 – (A) Relação entre a tensão desviadora x deformação axial; (B) Acréscimo de poropressão x deformação axial; (C) Trajetória de tensões efetivas (p' Cambridge)– Amostra BL-01 – Ensaio Triaxial CIU

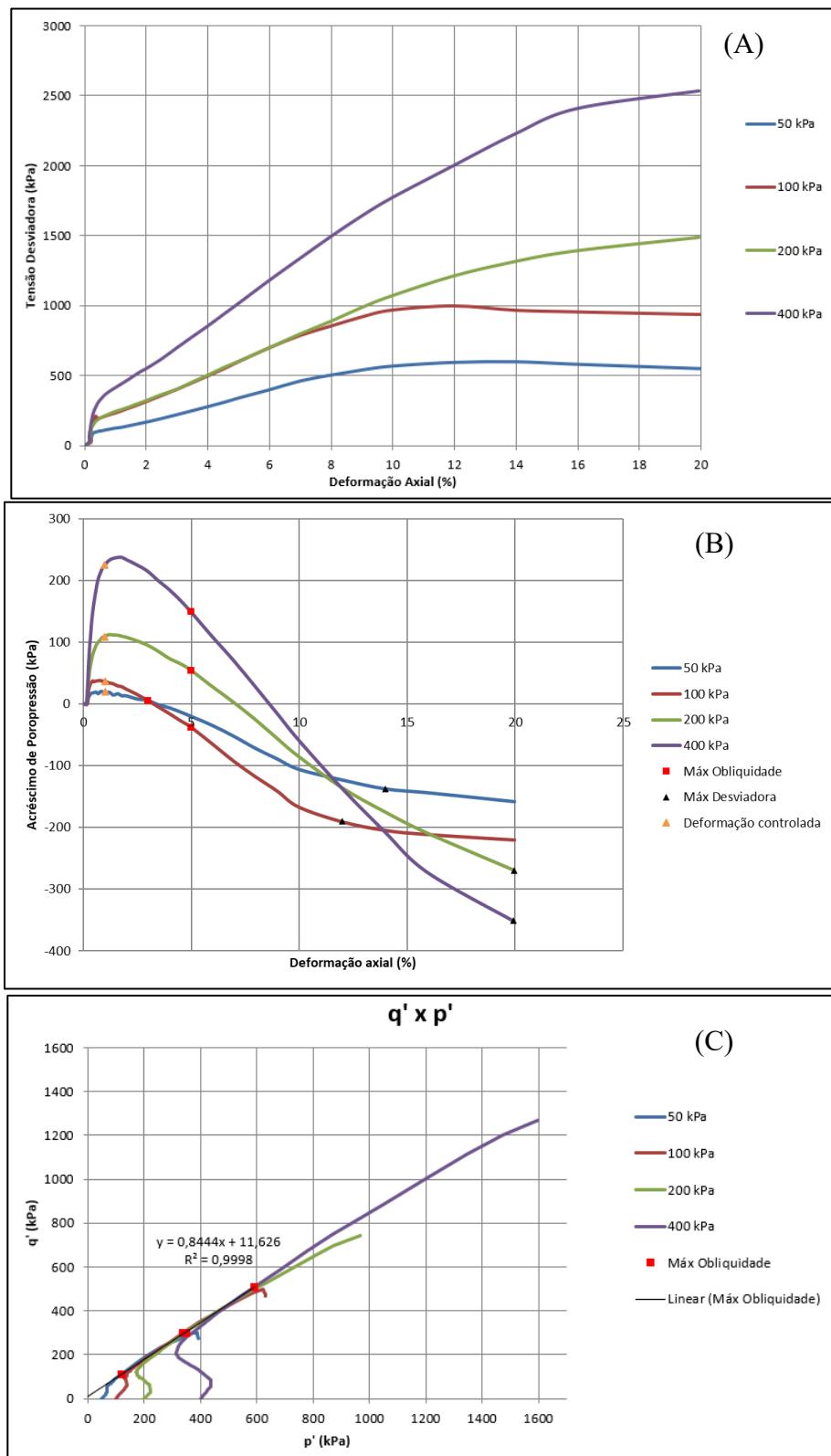
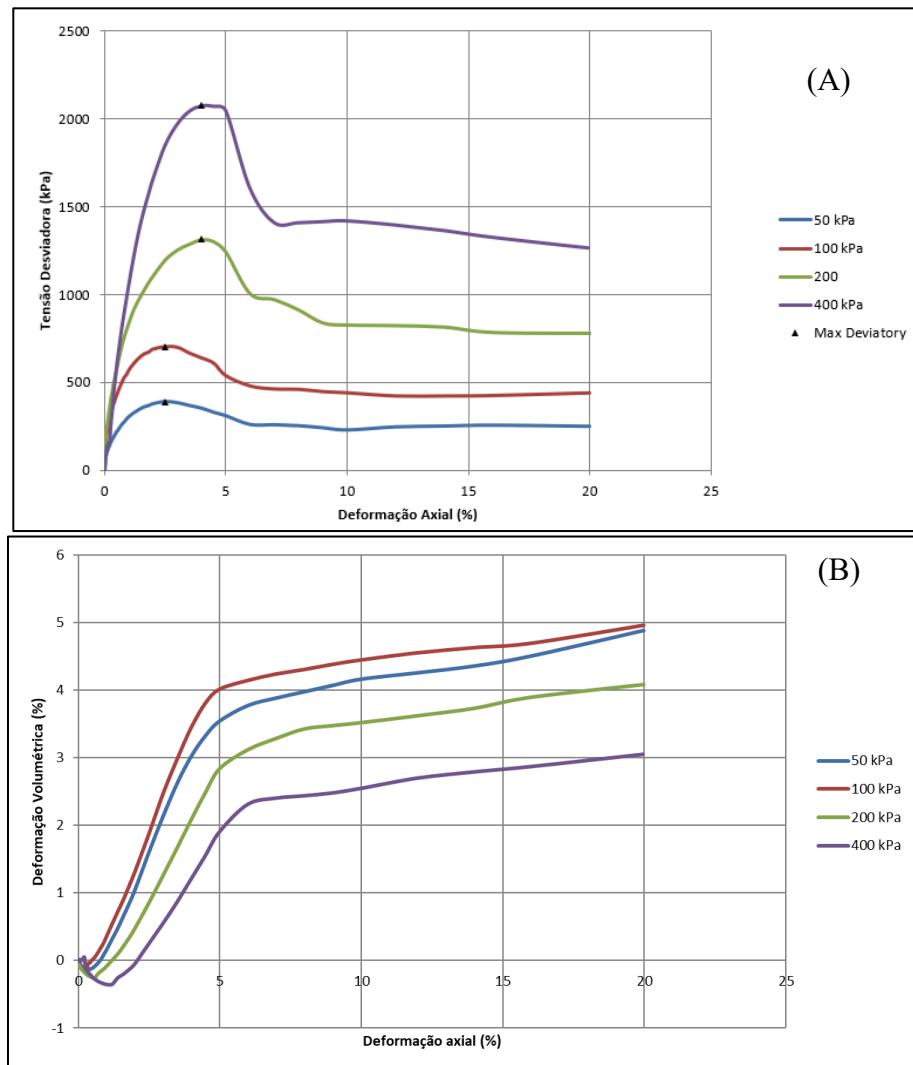


Figura 63 – (A) Relação entre a tensão desviadora x deformação axial; (B) Variação volumétrica x deformação axial; - Amostra AI-02 – Ensaio Triaxial CID



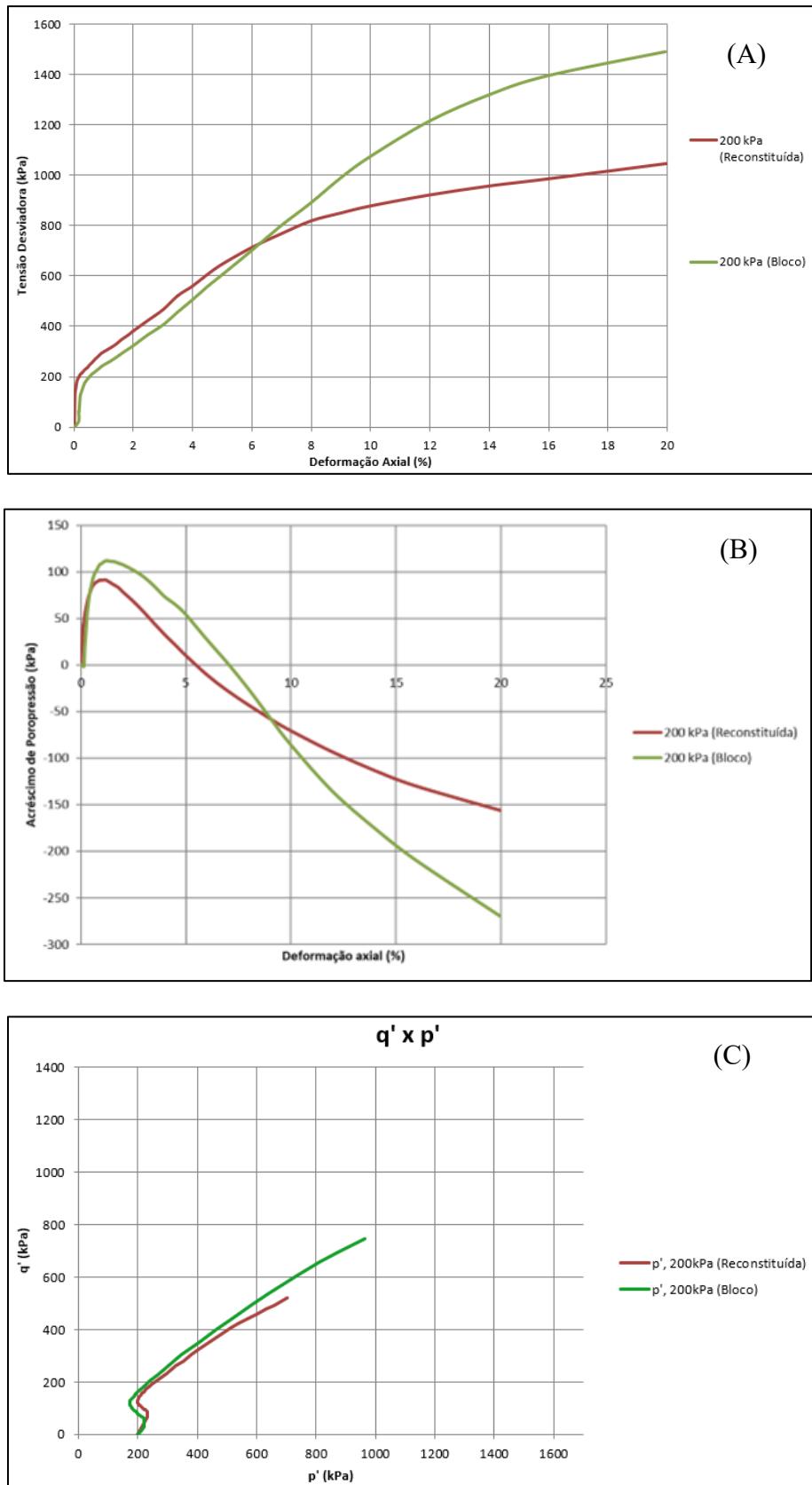
É importante destacar que as amostras que foram coletadas em campo e submetidas a ensaios triaxiais apresentaram variação do índice de vazios entre 0,46 e 0,84 após adensamento. Ao comparar com o índice de vazios máximo de 1,15 obtido no ensaio de índice de vazios máximos e mínimos, nota-se que a coleta de amostra foi realizada em um material mais denso e que a condição mais fofa não foi avaliada sob a ótica do ensaio de compressão triaxial, de forma a obter a relação tensão x deformação do material. Nesse contexto, foi realizado uma reconstituição de uma amostra do rejeito em laboratório pelo método *moist tamping* com um índice de vazios próximo a 1,0, de forma a representar a condição fofa e com maior representatividade da estrutura.

Contudo, antes da reconstituição da amostra com índice de vazios próximo a 1,0, realizou-se ensaio de compressão triaxial para apenas um corpo de prova reconstituído com índice de vazios próximo ao índice de vazios obtido na amostra indeformada coletada por meio do poço de inspeção, em bloco (BL-01), de forma a validar o processo de reconstituição e avaliar o comportamento entre amostra indeformada e reconstituída mantendo condições similares de características físicas tais como peso específico seco, índice de vazios e teor de umidade. A Figura 64 ilustra o comportamento das curvas tensão deformação, acréscimo de poropressão e trajetórias de tensões efetivas e totais da amostra reconstituída em comparação com a amostra indeformada submetida a tensão de confinamento de 200 kPa. A Tabela 12 resume o índice de vazios da amostra reconstituída submetida a 200 kPa de confinamento e da amostra indeformada (BL-01) para o corpo de prova submetido a 200 kPa no ensaio de compressão triaxial.

Tabela 12 – Índice de vazios dos ensaios triaxiais para validação da amostra reconstituída

Amostra	Tipo do ensaio	Tensão confinante (kPa)	Índice de vazios pré adensamento	Índice de vazios pós adensamento
BL-01	CIU	200	0,85	0,81
AR-01-200 (Reconstituída a 200 kPa)	CIU	200	0,83	0,80

Figura 64 – (A)Tensão x Deformação (B)Poropressão x Deformação (C) Trajetória de tensões



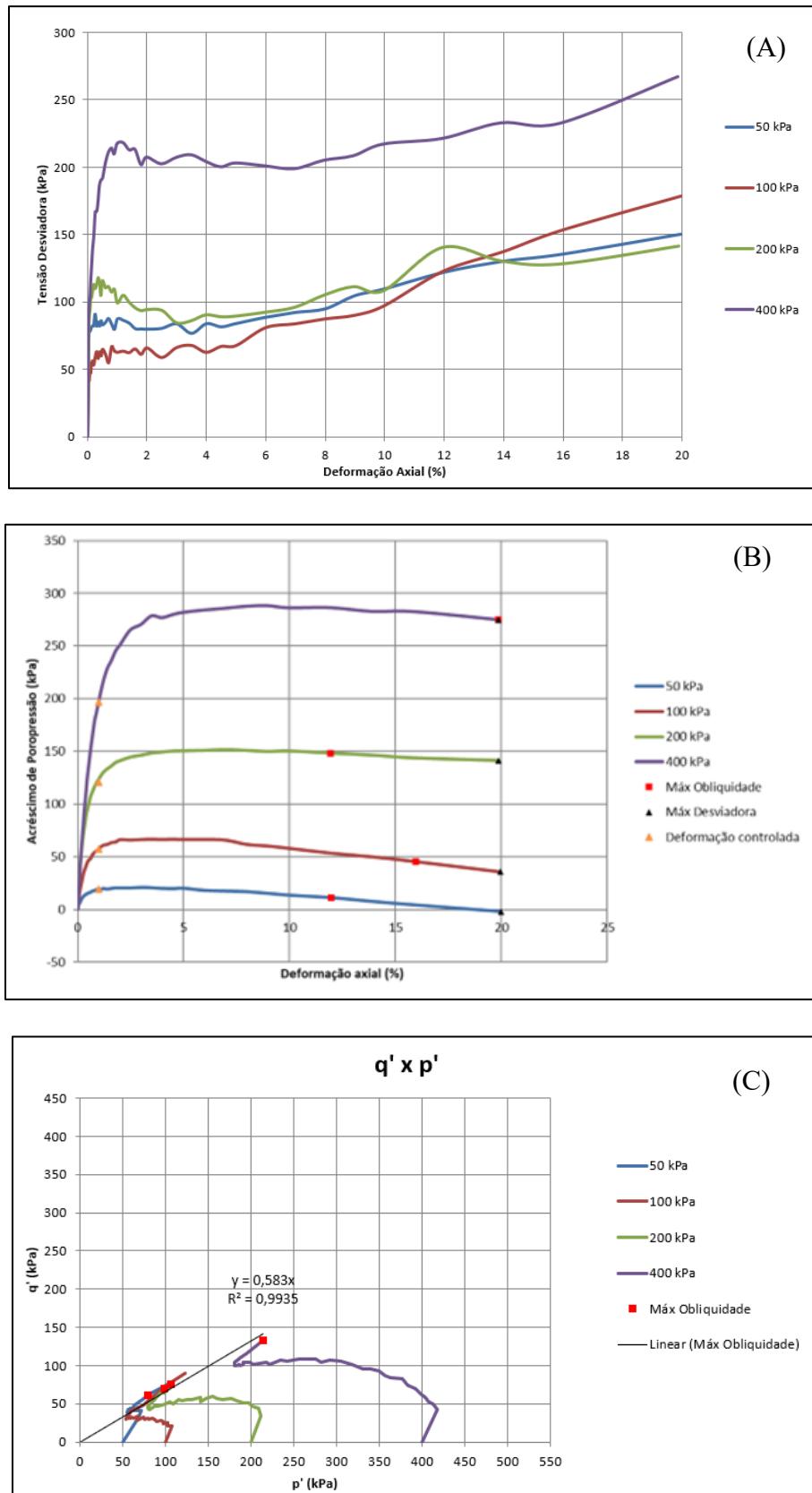
Por meio da Figura 64, é possível observar um comportamento similar entre a amostra coletada de forma indeformada no bloco em superfície e a amostra reconstituída com índice de vazios próximo ao índice de vazios obtido na amostra indeformada. Cabe mencionar que apesar da amostra reconstituída apresentar menores valores de tensão desviadora e poropressão, indicam o mesmo comportamento do material observado para a amostra coletada de forma indeformada.

Dessa forma, uma vez validado o comportamento da amostra reconstituída, realizou-se a reconstituição pela mesma metodologia *moist tamping* de uma amostra com índice de vazios próximo a 1,0, de forma a representar a condição mais fofa do rejeito. A Tabela 13 apresenta os índices de vazios pré adensamento e pós adensamento de cada corpo de prova, bem como, a tensão confinante do ensaio. Já a Figura 65 ilustra os gráficos de tensão desviadora por deformação axial, acréscimo de poropressão por deformação axial e trajetórias de tensões para a amostra AR-01 (reconstituída) no estado fofo.

Tabela 13 – Índice de vazios dos ensaios triaxiais da amostra reconstituída em um estado fofo de compacidade

Amostra	Tipo do ensaio	Tensão confinante (kPa)	Índice de vazios pré adensamento	Índice de vazios pós adensamento
AR-01	CIU	50	1,02	1,01
		100	1,01	0,98
		200	1,04	0,97
		400	1,03	0,93

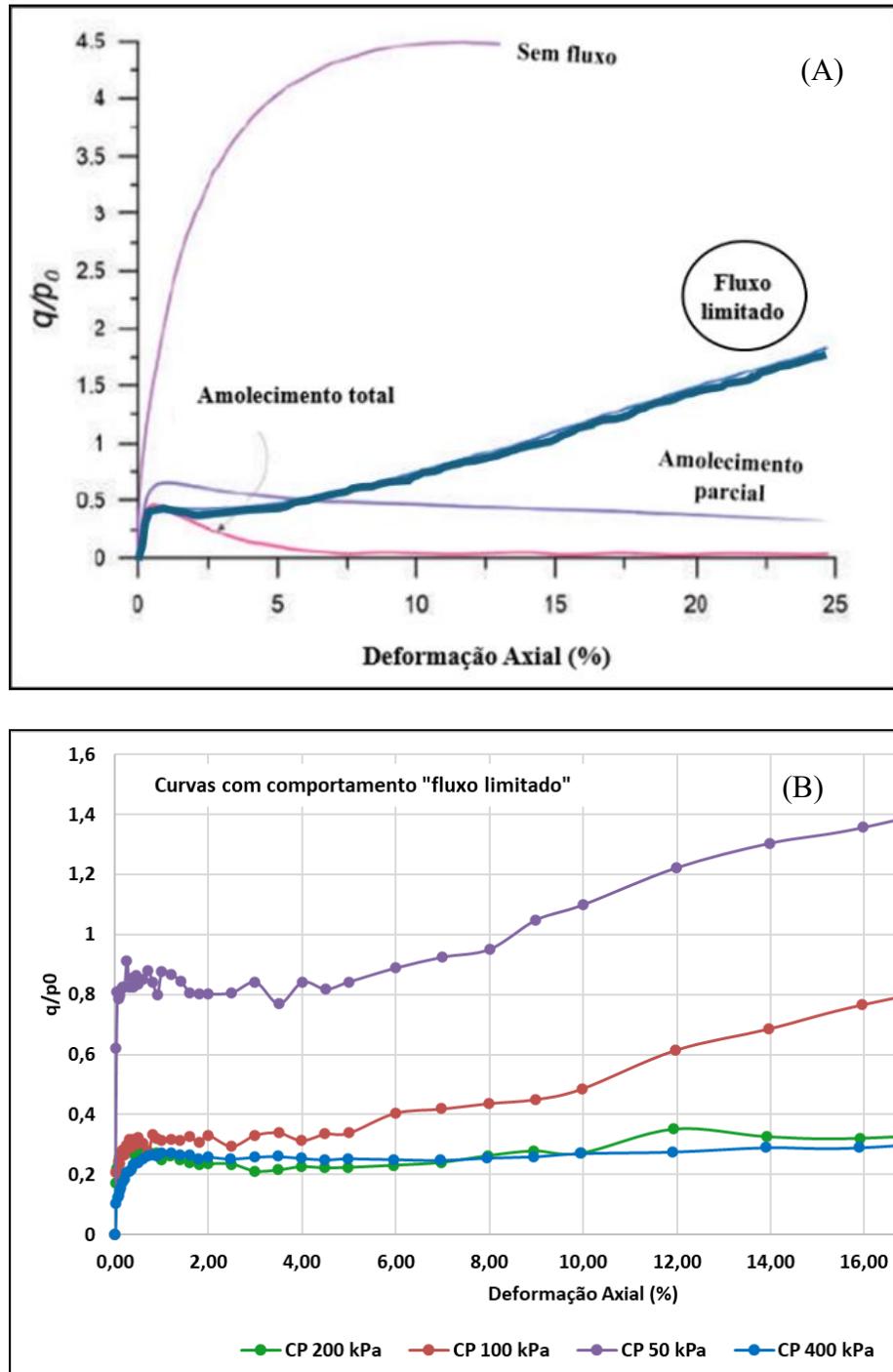
Figura 65 – (A)Tensão x Deformação (B)Poropressão x Deformação (C) Trajetória de tensões



Conforme se observa na Figura 65, em uma condição fofa, o rejeito apresenta um pico de resistência seguido de uma redução a baixos níveis de deformação e, na sequência, um aumento de resistência dado o aumento de deformação axial. O comportamento de perda de resistência pós pico é caracterizado como uma fragilidade não drenada. Contudo, Macedo e Vergaray (2021) comentam sobre a importância de avaliar as magnitudes que com esse fragilidade se apresenta em um gráfico que relaciona a tensão x deformação. Segundo os autores, usualmente o solo pode se comportar segundo 4 diferentes aspectos durante a deformação, sendo classificados em função de um índice de fragilidade (I_B) como materiais que não apresentam fluxo de liquefação, fluxo limitado, amolecimento parcial e amolecimento total, conforme detalhado no item 2.7.2.

A Figura 66(A) ilustra as 4 diferentes curvas tensão x deformação estudado por Macedo e Vergaray (2021) com destaque para a curva de fluxo limitado, que se assemelha ao comportamento observado para o rejeito neste trabalho. A Figura 66(B) ilustra o comportamento do rejeito submetido ao ensaio triaxial obtido. Os autores classificam solos com ausência de fluxo por liquefação caracterizado por apresentar $I_B < 0,25$, fluxo com amolecimento parcial apresentando um intervalo de índice de fragilidade entre $0,25 < I_B < 0,60$ e com amolecimento total, apresentando $I_B > 0,60$.

Figura 66 – (A) Curva tensão x deformação típica proposta por Macedo e Vergaray (2021) com destaque para a curva de fluxo limitado; (B) Curva tensão x deformação obtido para o rejeito em análise



Nesse sentido, retomando a Figura 66, observa-se que todos os corpos de prova apresentaram comportamento típico de fluxo limitado, conforme o estudo desenvolvido por Macedo e Vergaray (2021). A curva tensão-deformação indica que o material apresenta comportamento contrátil sob cisalhamento, evidenciado pela geração de poropressão positiva durante o ensaio. Contudo, não se observa o amolecimento característico do fenômeno de liquefação. Ademais, destaca-se que a trajetória de tensões efetivas revela um comportamento de quasi-steady state, no qual o corpo de prova transita de um estado contrátil para um comportamento dilatante.

Importante observar que os corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais não atingiram o estado crítico durante a realização dos testes, o que inviabiliza a utilização dos resultados para análise com base na teoria do estado crítico. Além disso, não foram adotados procedimentos específicos voltados à delimitação da linha do estado crítico, como a condução de ensaios sob diferentes tensões confinantes ou a realização de congelamento de amostra para preservação do índice de vazios pós cisalhamento. Diante disso, a avaliação da susceptibilidade à liquefação por meio da teoria do estado crítico não foi conduzida neste estudo.

4.3 SÍNTESE E COMPARAÇÃO ENTRE METODOLOGIAS

A avaliação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos foi realizada com base em diferentes abordagens metodológicas, o que naturalmente resultou em valores distintos do parâmetro de estado (ψ) para cada uma delas. No entanto, destaca-se que a metodologia proposta por Smith et al. (2021) trouxe à tona a relevante problemática associada à condição de drenagem parcial durante a execução do ensaio CPTu, indicando que grande parte da cravação nos rejeitos ocorreu sob esse regime.

Robertson (2016) ressalta que a estimativa confiável do parâmetro de estado a partir de dados de CPTu depende do conhecimento prévio da condição de drenagem no momento do ensaio. Em materiais que apresentam transição entre comportamento drenado e não drenado — como siltos ou certos tipos de rejeitos —, a definição do parâmetro de estado pode ser distorcida, acarretando estimativas imprecisas. Nesse contexto, observa-se que a condição parcialmente drenada esteve presente em todos os perfis analisados, o que evidencia uma limitação comum às metodologias baseadas exclusivamente em dados de CPTu para a avaliação da susceptibilidade à liquefação.

De modo geral, observa-se uma tendência consistente entre os diferentes métodos analisados, a qual é corroborada pelos ensaios de caracterização básica realizados em laboratório: o material investigado nas proximidades do reservatório apresenta maior teor de finos e maior susceptibilidade à liquefação. Por outro lado, o material mais próximo da crista da barragem apresenta características mais arenosas e menor susceptibilidade à liquefação. Essa variação espacial é coerente com o processo de deposição hidráulica dos rejeitos, que promove a segregação granulométrica e a estratificação natural dos materiais. A principal diferença observada entre as metodologias avaliadas diz respeito à quantidade de material classificado como contrátil por cada uma delas.

Tsuchida (1970) e Ishihara (1985) citados por Terzaghi et al. (1996) utilizam a curva de distribuição granulométrica para avaliação da susceptibilidade à liquefação. É importante destacar que a metodologia não leva em consideração o índice de vazios do material, bem como, o seu estado de tensão efetiva vertical (σ'_{vo}), o que pode levar à classificação semelhante de materiais com comportamentos mecânicos distintos, mas com granulometrias semelhantes. Apesar dessas limitações, essa metodologia pode ser utilizada como uma ferramenta de triagem preliminar. Com base nesse critério, Ishihara (1985) classificou os rejeitos analisados como predominantemente susceptíveis à liquefação.

A metodologia proposta por Olson (2001) e Olson e Stark (2003) apresentaram os resultados mais conservadores entre as abordagens avaliadas, por meio de correlação com resultado de N_{SPT} ou CPTu, classificando praticamente todo o rejeito como material de comportamento contrátil. Vale destacar que essa metodologia se baseia exclusivamente no resultado de N_{SPT} e parâmetro de resistência de ponta corrigida (q_t) para a avaliação da susceptibilidade à liquefação, desconsiderando os efeitos da poropressão gerada durante a cravação. Essa limitação pode explicar, ao menos em parte, o caráter conservador dos resultados obtidos por meio desse critério.

Plewes et al. (1992), Shuttle e Cunning (2008) e Smith et al. (2021) consideram o fator de poropressão para avaliação da condição não drenada e susceptibilidade à liquefação, diferentemente das metodologias propostas por Olson (2001), Robertson (2010) e Robertson (2016). A metodologia de Smith et al. (2021) ainda considera a condição de cravação do ensaio CPTu para avaliação da susceptibilidade à liquefação, por meio dos parâmetros Bq e qt. Dessa

forma, observam-se valores semelhantes aos obtidos por meio da metodologia de Plewes et al. (1992), Figura 38, Shuttle e Cunning (2008), Figura 48, e Smith et al. (2021), Figura 59.

As metodologias propostas por Robertson (2010), Figura 49 e Robertson (2016), Figura 54, apresentaram resultados semelhantemente conservadores na avaliação da susceptibilidade à liquefação. Tal comportamento pode ser atribuído, principalmente, à limitação dessas abordagens em não considerar os efeitos da poropressão gerada durante a cravação, assumindo uma condição simplificada para o regime de carregamento. Quando se consideram as características do rejeito analisado e a evidência de cravação parcialmente drenada nos ensaios CPTu realizados, torna-se evidente o grau de conservadorismo inerente a essas metodologias, o que pode levar à superestimação do potencial de liquefação em determinadas condições.

É importante destacar que, em todas as metodologias baseadas em ensaios CPTu, observou-se que uma parcela significativa dos materiais classificados como contráteis apresenta valores de parâmetro de estado situados na faixa $-0,05 < \psi < 0$. Conforme discutido por Robertson (2016), a distinção entre solos contráteis e dilatantes com base em dados de CPTu depende de diversas variáveis, como o estado de tensões in situ, a plasticidade do material e a história de carregamento. Dessa forma, não há um valor único e preciso de ψ que defina essa transição, mas sim uma zona intermediária entre os dois comportamentos. Valores na faixa $-0,05 < \psi < 0$ podem representar essa condição limítrofe, tendo em vista a proximidade com o estado crítico.

No que se refere aos ensaios triaxiais, mesmo para amostras reconstituídas com índice de vazios próximo ao índice de vazios máximo, a curva tensão-deformação indica que, embora o material apresente comportamento contrátil durante o cisalhamento, evidenciado pela geração de poropressão positiva, não se observa o amolecimento característico associado ao fenômeno de liquefação (Figura 65). As trajetórias de tensões efetivas (Figura 65) revelam um comportamento do tipo *quasi-steady state*, no qual o corpo de prova transita de uma condição contrátil para um comportamento dilatante, comportamento similar caracterizado por Macedo e Vergaray (2021) como fluxo limitado.

A análise comparativa das metodologias apresentadas permite observar que cada abordagem traz consigo uma perspectiva distinta sobre a avaliação da susceptibilidade à liquefação, variando em termos de fundamentação teórica, vantagens e desvantagens que se refletem no grau de confiabilidade associado. A Tabela 14 apresenta uma tabela comparativa

entre a porcentagem de materiais contráteis identificados quando comparados os rejeitos finos e grossos. Já a Tabela 15 e Tabela 16 apresentam um resumo dos resultados obtidos por cada metodologia, considerando, respectivamente, os dados provenientes dos ensaios de campo e de laboratório. Além dos resultados, as tabelas também reúnem a fundamentação teórica de cada abordagem, bem como suas principais vantagens e desvantagens (limitações), permitindo uma análise comparativa entre os diferentes métodos utilizados na avaliação da susceptibilidade à liquefação. É importante observar que os ensaios realizados nas proximidades do reservatório (CPTu-01 e SP-01) indicaram a presença de rejeitos mais finos, com maior porcentagem de materiais de comportamento contrátil, quando comparados aos rejeitos mais grossos identificados nos ensaios CPTu-02 e SP-02 (Tabela 14).

Tabela 14 – Tabela resumo da % de material contrátil comparando os rejeitos finos e grossos

Metodologia	% de material contrátil para os rejeitos mais finos ¹	% de material contrátil para os rejeitos mais grossos ¹
Plewes et al. (1992)	53	40
Olson (2001)	90	81
Shuttle e Cunning (2008)	57	31
Robertson (2010)	73	60
Robertson (2016)	75	59
Smith et al. (2021)	59	32

Notas: ¹ A classificação de rejeito fino e grosso se deu a partir da análise dos ensaios de granulometria e por meio da classificação proposta por Robertson (2016), através da classificação de comportamento SBT Index

Tabela 15 – Tabela resumo das metodologias baseadas em ensaios de campo

Metodologia	% material contrátil ¹	% entre $-0,05 < \psi < 0$ da parcela de materiais contráteis	Fundamentação teórica	Vantagens	Desvantagens
Plewes et al. (1992)	46,50	85,00	Utiliza parâmetros de inversão baseado na teoria do estado crítico	Considera efeitos de poropressão para classificação dos materiais	Desconsidera a rigidez e demais propriedades do solo para avaliação do parâmetro de estado, o que indica uma análise mais simplificada. Limitações para avaliação na condição parcialmente drenada
Olson (2001)	85,50	-	Retroanálises de 33 eventos históricos, incluindo gatilhos por	Simples aplicação em estudos preliminares, baseado em dados de SPT	Desconsidera a ação da poropressão para classificação do material. Alta dependência de

Metodologia	% material contrátil ¹	% entre $-0,05 < \psi < 0$ da parcela de materiais contráteis	Fundamentação teórica	Vantagens	Desvantagens
			carregamentos estáticos e dinâmicos	e CPT. Dispensa o uso de ensaios de laboratório	correlações empíricas, o que pode superestimar a susceptibilidade à liquefação.
Shuttle e Cunning (2008)	44,00	60,50	Utiliza parâmetros de inversão baseado na teoria do estado crítico, modelo constitutivo NorSand e teoria de expansão de cavidades	Considera efeitos de poropressão para classificação dos materiais	Desconsidera a rigidez e demais propriedades do solo para avaliação do parâmetro de estado, o que indica uma análise mais simplificada. Limitações para avaliação na condição parcialmente drenada
Robertson (2010)	66,50	86,00	A metodologia separou os casos históricos de Olson (2001) e acrescentou novos ensaios baseados em CPT em casos de liquefação. Metodologia simplificada para estimar o parâmetro de estado de solos granulares utilizando o parâmetro Qtn,cs	Possibilita observar o parâmetro de estado do material e avaliar a magnitude quanto à susceptibilidade à liquefação. Dispensa o uso de ensaios de laboratório	Desconsidera efeitos da poropressão durante a cravação do ensaio. Utiliza fator de correção empírico para classificação do solo e cálculo do Qtn,cs .
Robertson (2016)	67,00	-	Aprimoramento das análises de susceptibilidade à liquefação agregando dados empíricos e modelagens avançada, trazendo aspectos como cimentação e microestrutura	Atualização do sistema de classificação dos solos SBTn (Soil Behavior Type) e avaliação da susceptibilidade à liquefação do ponto de vista comportamental. Dispensa o uso de ensaios de laboratório	Utiliza fatores de correção empíricos para cálculo do Qtn,cs e classificação do solo do ponto de vista comportamental. Desconsidera efeitos de poropressão durante a cravação do ensaio.

Metodologia	% material contrátil ¹	% entre $-0,05 < \psi < 0$ da parcela de materiais contráteis	Fundamentação teórica	Vantagens	Desvantagens
				transição que tornam a interpretação mais adequada para solos finos. Dispensa o uso de ensaios de laboratório	
Smith et al. (2021)	45,50	50,00	A metodologia foi baseada na teoria de expansão de cavidades. Equações inversas baseadas na calibração por meio do modelo constitutivo NorSand considerando calibração experimental	Considera efeitos de rigidez para classificação do comportamento contrátil. Considera efeitos de poropressão para classificação dos materiais. Apresenta regiões bem delimitadas para separação da condição drenada, não drenada e parcialmente drenada de cravação do ensaio. Metodologia não sofre com variação do nível de tensão	Limitações para avaliação na condição parcialmente drenada. Método proposto somente é válido para velocidade padrão do ensaio CPTu. O ábaco proposto na metodologia está em função dos parâmetros $M_{tc} = 1,40$, $I_{r,e} = 200$ e $p' = 100$. Para os demais casos, a metodologia precisa ser ajustada

Notas: ¹ A porcentagem de material contrátil se refere aos dados aqui analisados. Os resultados indicados na tabela são referentes à média dos resultados obtidos em cada ensaio CPTu.

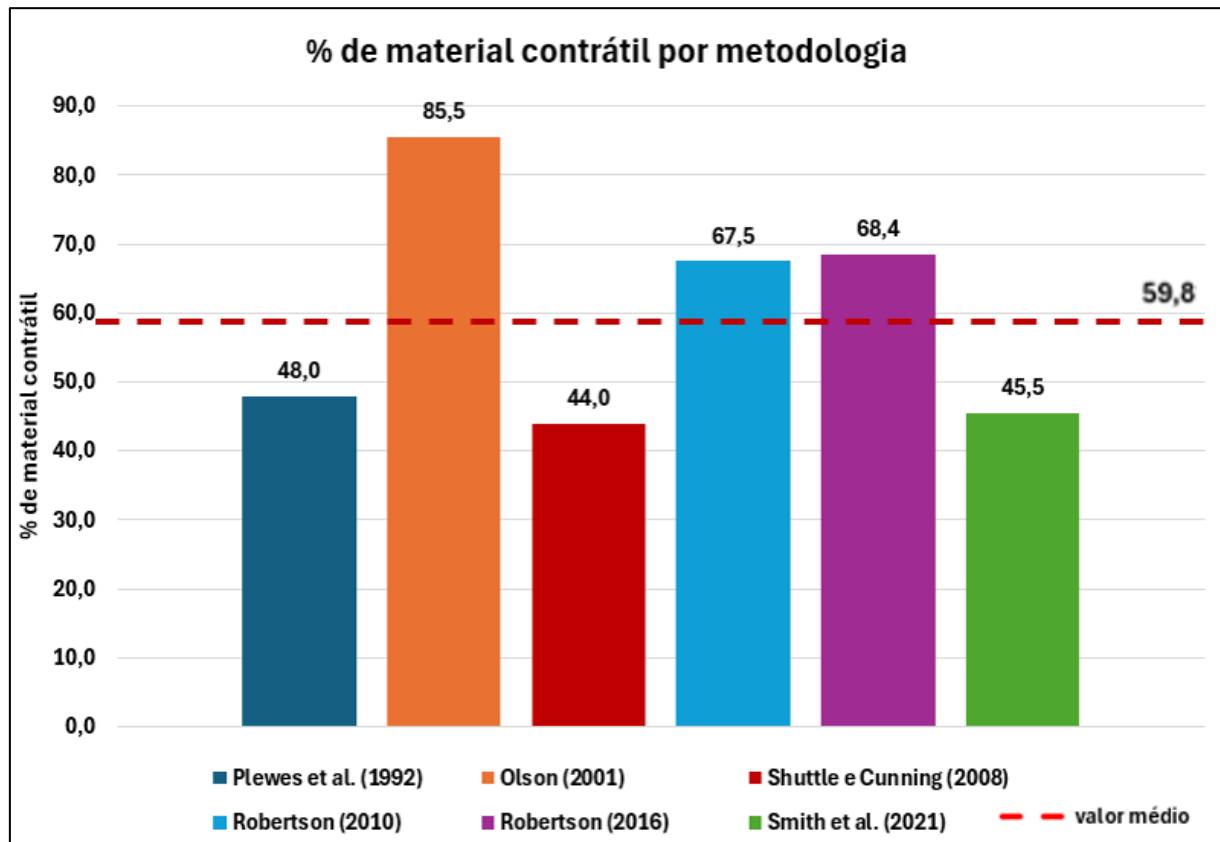
Tabela 16 – Tabela resumo das metodologias baseadas em ensaios de laboratório

Metodologia	Indica material contrátil?	Fundamentação teórica	Vantagens	Desvantagens
Tsuchida (1970) <i>apud</i> Ishihara (1985)	Sim	Avaliação da susceptibilidade à liquefação com base na curva granulométrica, utilizando intervalo característico derivado de casos históricos de ruptura	Simples aplicação e necessita apenas da curva granulométrica do material, baseado em casos históricos de ruptura. Diferenciam-se os solos que, a depender de seus parâmetros geotécnicos, podem apresentar susceptibilidade à liquefação daqueles que, mesmo exibindo indicadores compatíveis, não possuem condições para que o fenômeno ocorra.	Não leva em consideração o índice de vazios e o nível de tensões, o que superestima a avaliação da susceptibilidade à liquefação
Avaliação do índice de fragilidade por meio dos ensaios triaxiais	Sim	Avaliação do comportamento tensão x deformação e trajetória de tensões do material quando submetido ao cisalhamento não drenado. Introdução do conceito de fragilidade não drenada	Permite controlar condições de contorno e avaliar o comportamento pós pico do material	Limitações na simulação de condições reais de campo e dificuldade na preparação de amostras representativas. Dificuldades com a representatividade em termos de condições isotrópicas em campo

Em síntese, as metodologias baseadas em ensaios de campo avaliadas apresentaram diferentes graus de conservadorismo na estimativa da suscetibilidade à liquefação. A abordagem de Olson (2001) resultou em estimativas mais conservadoras, reflexo de sua simplicidade e da exclusão de parâmetros relevantes para uma avaliação mais refinada. Já as metodologias de Robertson (2010, 2016) apresentaram resultados semelhantes entre si, comportamento atribuído à limitação comum de desconsiderar os efeitos da poropressão induzida durante a cravação, adotando uma condição simplificada de carregamento.

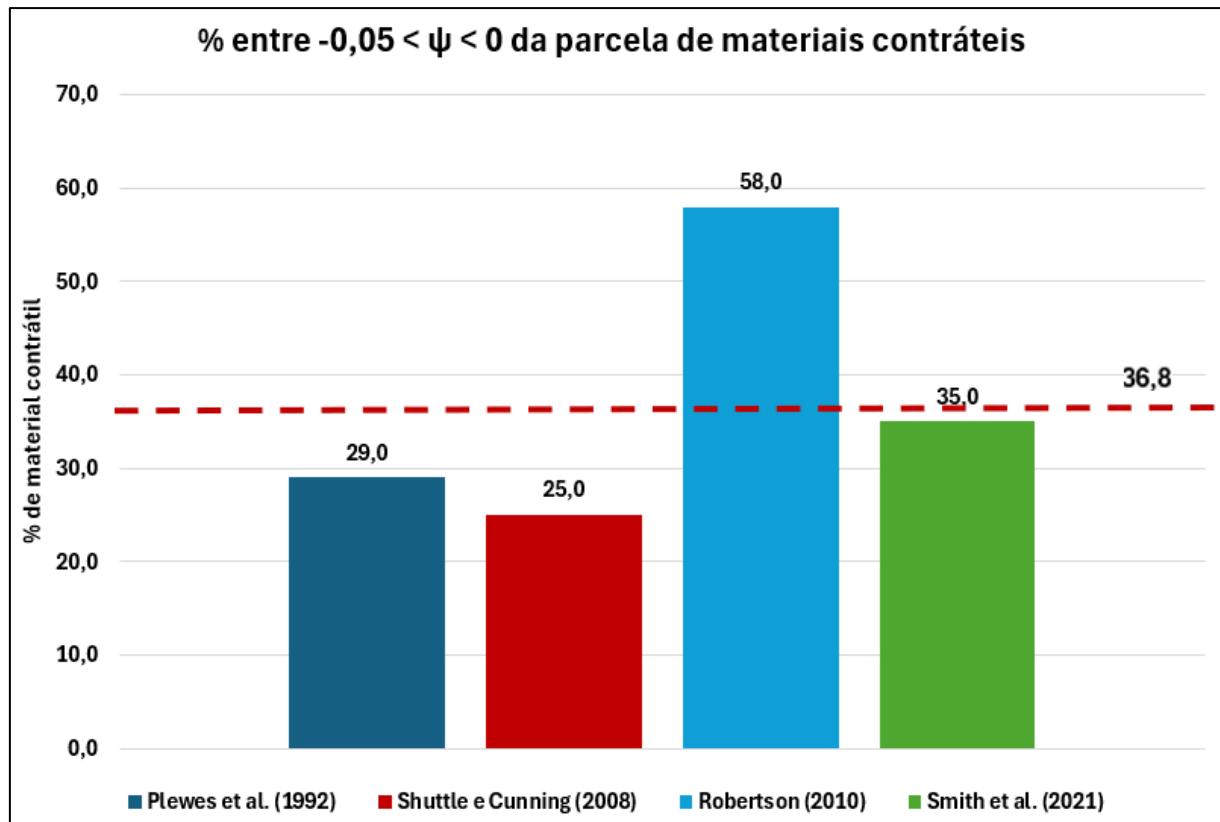
Por outro lado, os métodos de Shuttle e Cunning (2008), Smith et al. (2021) e Plewes et al. (1992), que incorporam os efeitos da poropressão, indicaram percentuais similares de material contrátil. Observa-se que a condição de drenagem durante o ensaio foi um fator determinante para as diferenças entre os resultados, especialmente entre as metodologias que consideram ou não esse aspecto. A Figura 67 ilustra os resultados obtidos.

Figura 67 – Resultados obtidos em termos de % de material contrátil para cada metodologia



No que tange à porcentagem de materiais contráteis situados na faixa de $-0,05 < \psi < 0$, nota-se que as metodologias de Plewes et al. (1992), Shuttle e Cunning (2008) e Smith et al. (2021) apresentaram valores próximos, entre 25% e 35%. Por outro lado, Robertson (2010) indicou uma porcentagem de 58% desses materiais nessa faixa. Tal resultado evidencia que uma parcela relevante dos materiais contráteis se encontra em condição próxima à linha do estado crítico, o que sugere que, embora contráteis, não apresentam elevado potencial de contração volumétrica. A Figura 68 ilustra a condição observada.

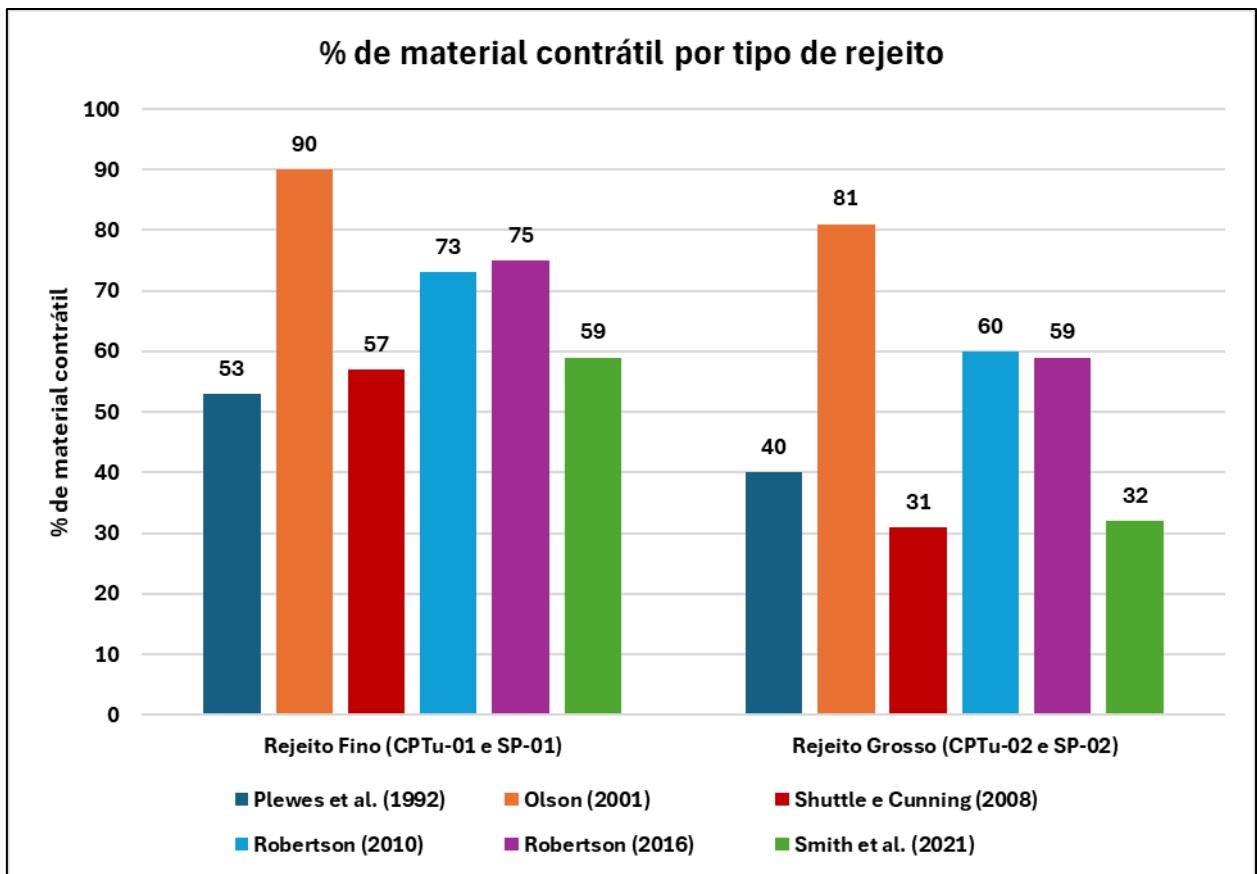
Figura 68 – Resultados obtidos em termos de % de material contrátil na faixa de $-0,05 < \psi < 0$ para cada metodologia



Além disso, observa-se que os ensaios realizados nas proximidades do reservatório (CPTu-01 e SP-01) caracterizaram rejeitos mais finos conforme metodologia de Robertson (2016) – SBT index, com maior proporção de materiais de comportamento contrátil, em comparação aos

rejeitos mais grossos classificados por meio da metodologia de Robertson (2016) – SBT índice identificados nos ensaios CPTu-02 e SP-02. A Figura 69 ilustra a condição observada.

Figura 69 – Resultados obtidos em termos de % de material contrátil para o rejeito fino e rejeito grosso (classificação Robertson (2016) – SBT Index)



5 CONCLUSÕES

O presente trabalho consistiu em um estudo de caso envolvendo a realização de ensaios de campo e de laboratório aplicados à barragem analisada. As informações obtidas a partir das investigações geotécnicas permitiram a avaliação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos estudados. A avaliação do potencial de liquefação estática foi realizada com base em oito metodologias distintas, aplicadas aos resultados obtidos por ensaios granulométricos, triaxiais e CPTu. As principais conclusões são apresentadas a seguir:

Inicialmente, foi realizada a caracterização geral do material, com análise da distribuição granulométrica, massa específica dos grãos, teor de umidade e índices de vazios máximos e mínimos. Os resultados indicaram que o rejeito apresenta composição predominantemente areno-siltosa a silto-arenosa, com elevada massa específica, sugerindo a presença de partículas minerais com resquícios de minério de ferro. Adicionalmente, observou-se que os materiais amostrados nas proximidades do reservatório, interceptados pelas sondagens CPTu-01 e SP-01, apresentaram maior percentual de finos em comparação aos materiais interceptados pelos ensaios CPTu-02 e SP-02, localizados na crista da barragem. Tal comportamento é atribuído, provavelmente, à segregação granulométrica resultante do processo de disposição hidráulica dos rejeitos, no qual as partículas mais finas tendem a ser transportadas e depositadas em áreas mais distais, próximas ao reservatório.

A metodologia de Tsuchida (1970) *apud* Ishihara (1985) classificou os rejeitos como susceptíveis à liquefação. No entanto, por se basearem exclusivamente na granulometria, apresentam limitações importantes, sendo recomendável sua utilização em conjunto com outras análises.

A metodologia de Olson (2001) apresentou os resultados mais conservadores (cerca de 85%), classificando grande parte dos rejeitos como susceptíveis. Todavia, essa abordagem considera apenas a resistência de ponta corrigida, sem levar em conta a influência da poropressão, o que limita sua aplicabilidade. As metodologias de Robertson (2010) e Robertson (2016) apresentaram resultados similares, com cerca de 68% dos dados indicando comportamento contrátil. Um aspecto relevante a ser observado nessas metodologias é a ausência de correções relacionadas à poropressão em condições de cravação não drenada, o que pode comprometer a precisão da classificação, especialmente em materiais de baixa permeabilidade.

Plewes et al. (1992) e Shuttle e Cunning (2008) apresentaram valores semelhantes entre si para a avaliação da susceptibilidade à liquefação dos rejeitos, cerca de 48% e 44%, respectivamente. Ambas as metodologias consideram a correção da poropressão em cravações não drenadas e calibração por meio de modelagem numérica utilizando equações inversas, considerando uma maior quantidade de parâmetros e ensaios de laboratório direcionados para tal avaliação.

A abordagem proposta por Smith et al. (2021) indicou cerca de 45% de materiais contráteis, considerando correções pela poropressão e calibração via modelagem inversa, além de introduzir a avaliação da drenagem parcial nos ensaios CPTu, delimitando zonas de cravação drenada, parcialmente drenada e não drenada. Os resultados obtidos por essa metodologia foram consistentes com os de Plewes et al. (1992) e Shuttle & Cunning (2008), sendo consideradas mais robustas por contemplarem maior número de variáveis e calibrações.

Importante destacar que, no que se refere à porcentagem de materiais contráteis situados na faixa de $-0,05 < \psi < 0$, as metodologias de Plewes et al. (1992), Shuttle e Cunning (2008), Robertson (2010) e Smith et al. (2021) apresentaram uma média aproximada de 36%. Este resultado evidencia que uma parcela relevante dos materiais contráteis se encontra em uma condição próxima à linha do estado crítico, o que sugere que, apesar da presença de materiais potencialmente susceptíveis à liquefação, o grau de contratibilidade não é acentuado.

Os ensaios triaxiais não drenados indicaram que, mesmo em condições de elevado índice de vazios, os rejeitos apresentaram comportamento caracterizado como *quasi steady state*, inicialmente contrátil e posteriormente dilatante, sem manifestar amolecimento típico associado à liquefação. Conforme Macedo e Vergaray (2021), esse tipo de resposta está associado ao fenômeno de fluxo limitado, característico de materiais que, embora exibam contração inicial, não desenvolvem fragilidade não drenada, e, portanto, não seriam classificados como susceptíveis à liquefação. Cabe ressaltar que os ensaios triaxiais não foram conduzidos até a condição de estado crítico, o que impossibilita a aplicação dos preceitos da Teoria do Estado Crítico na avaliação do comportamento dos rejeitos.

Dessa forma, os resultados obtidos neste estudo evidenciam que as metodologias que incorporam a correção da poropressão na avaliação da susceptibilidade à liquefação apresentam estimativas significativamente distintas daquelas que desconsideram esse efeito, destacando a necessidade de avaliar cuidadosamente a natureza do material e a escolha da metodologia mais adequado para sua interpretação. Além disso, essa discrepância reforça a importância de integrar informações provenientes tanto de ensaios de campo quanto de ensaios laboratoriais. Enquanto os métodos baseados em CPTu e outras investigações in situ fornecem uma caracterização contínua e estratificada do depósito, refletindo diretamente as condições naturais e variabilidade espacial, os ensaios triaxiais permitem uma compreensão detalhada do comportamento do material sob condições controladas, incluindo a observação da resposta pós-

pico e da fragilidade não drenada, elementos fundamentais para avaliar a propensão do rejeito à liquefação.

A análise espacial dos dados, considerando todas as metodologias aplicadas, revelou uma tendência consistente: os rejeitos mais finos, situados próximos ao reservatório, apresentaram maior susceptibilidade à liquefação, enquanto os rejeitos mais arenosos, localizados nas proximidades da crista da barragem, mostraram-se menos susceptíveis. Cabe ressaltar que cada metodologia possui limitações e premissas próprias, sendo fundamental uma análise crítica e integrada para a adequada interpretação do potencial de liquefação dos rejeitos estudados, principalmente, em função da característica parcialmente drenada observada nos ensaios CPTu.

Apesar dos avanços recentes na compreensão do comportamento dos rejeitos, é importante destacar que todas as metodologias empregadas na presente dissertação para a avaliação da susceptibilidade à liquefação foram originalmente desenvolvidas e calibradas a partir de bases experimentais assumindo condições totalmente drenadas ou totalmente não drenadas. Nenhum dos métodos analisados incorpora explicitamente a condição de drenagem parcial, característica recorrente em rejeitos de mineração devido à sua granulometria fina, elevada compressibilidade e baixa permeabilidade, que resultam em respostas intermediárias entre o regime drenado e não drenado durante carregamentos estáticos.

Essa limitação metodológica implica que os critérios empíricos e semiempíricos aplicados podem não reproduzir plenamente o comportamento real dos rejeitos, sobretudo quando comparados a ensaios de laboratório nos quais tem influência direta no desenvolvimento de deformações volumétricas e comportamento tensão x deformação. Assim, reconhece-se que a não consideração explícita da drenagem parcial constitui uma limitação comum a todas as metodologias avaliadas, impactando a acurácia das estimativas de susceptibilidade e devendo ser interpretada com cautela no contexto específico de rejeitos.

O presente trabalho apresenta outras limitações inerentes ao tema, o conjunto de dados utilizados, embora representativo do local estudado, é limitado em extensão e não captura integralmente a heterogeneidade espacial e deposicional dos rejeitos de toda a barragem, não impedindo porém a comparação e avaliação entre as metodologias empregadas. Embora os métodos empregados ofereçam uma avaliação consistente da susceptibilidade à liquefação, as

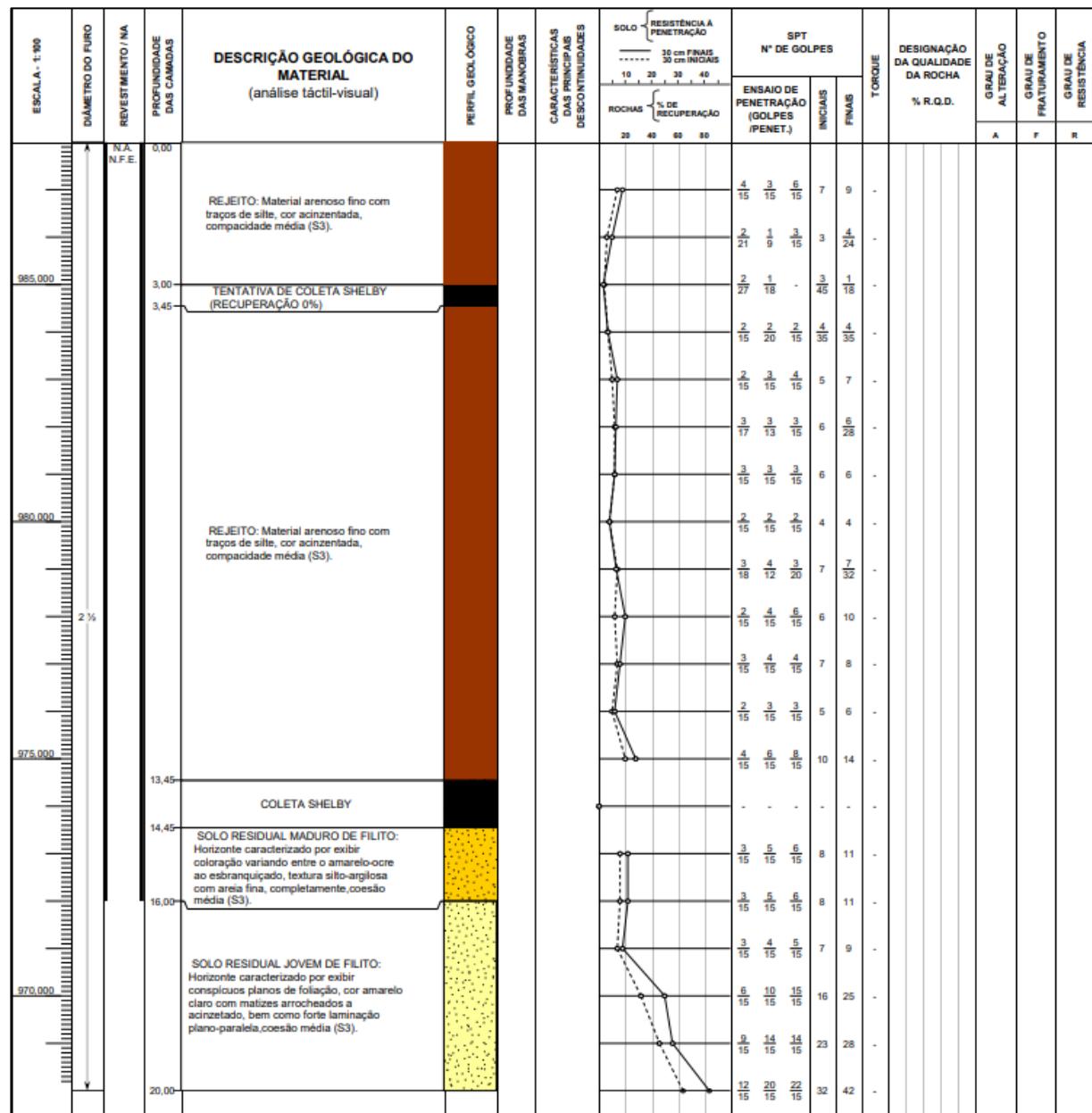
limitações associadas às suposições metodológicas, ao banco de dados disponível e à natureza particular dos rejeitos demandam interpretação cuidadosa das incertezas envolvidas.

5.1 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

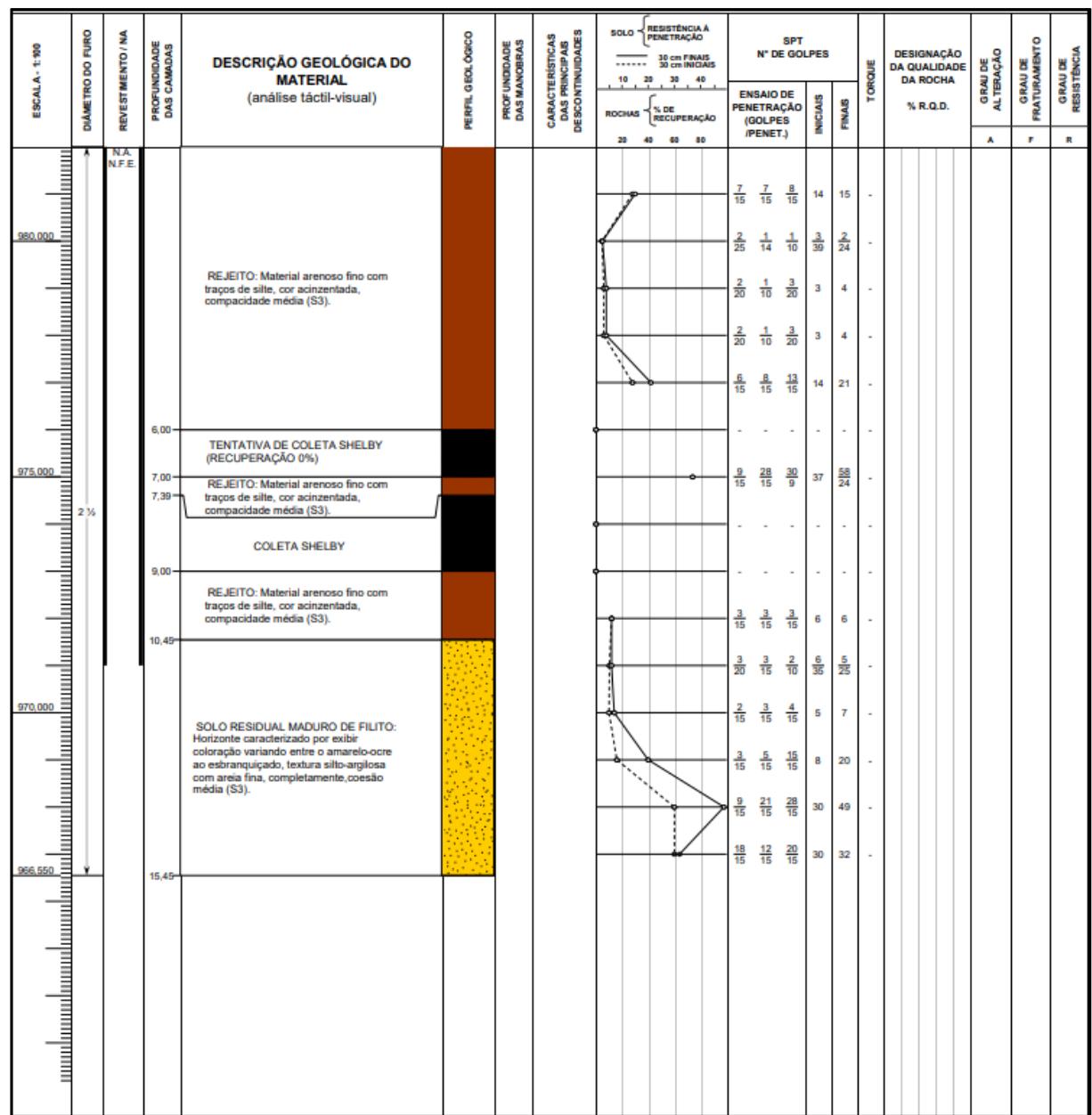
Diante dos resultados apresentados no presente estudo, recomenda-se a complementação da caracterização dos rejeitos, tanto na região do reservatório quanto nas proximidades da crista da barragem, com ênfase na realização de ensaios triaxiais direcionados à determinação da linha do estado crítico. Essa abordagem permitiria uma avaliação mais completa do comportamento dos rejeitos para avaliação quanto a susceptibilidade à liquefação. Como possível avanço, sugere-se a calibração do comportamento dos materiais por meio de modelos constitutivos representativos da relação tensão-deformação, aplicáveis tanto aos rejeitos mais granulares quanto àqueles com maior fração fina.

ANEXO I

SP-01



SP-02



REFERÊNCIAS

- ABNT. **NBR 9604 - Solo – Abertura de poço ou trincheira de inspeção, com retirada de amostras deformadas e indeformadas - Procedimento.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2024.
- ABNT. **NBR 9820 – Coleta de amostras indeformadas de solo de baixa consistência em furos de sondagem.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 1997.
- ABNT. **NBR 6484 – Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2020.
- ABNT. **NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2025.
- ABNT. **NBR 6458 – Solo – Determinação da massa específica dos sólidos, da massa específica aparente e da absorção de água da fração retira na peneira com abertura de 2,0 mm.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2025.
- ABNT. **NBR 6459 – Solo – Determinação do limite de liquidez.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT. **NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de plasticidade.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2016.
- ABNT. **NBR 6457 – Solo – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2024.
- ABNT. **NBR 16843 – Solo – Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2020.
- ABNT. **NBR 16840 – Solo – Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos.** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2020.
- ABNT. **NBR 12069 (Cancelada) - Solo – Ensaio de penetração de cone in situ (CPT).** Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, 2015.
- ASTM. **D4767-11 – Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.** American Society for Testing Materials. 2020.
- ASTM. **D7181-11 – Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils.** American Society for Testing Materials. 2020.
- ANM. **Resolução nº 13, de 8 de agosto de 2019.** Estabelece procedimentos para a descaracterização de barragens construídas pelo método a montante ou por método declarado como desconhecido. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 9 ago. 2019b.

ANM. Resolução nº 4, de 15 de fevereiro de 2019. Estabelece medidas regulatórias cautelares objetivando assegurar a estabilidade de barragens de mineração. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 18 fev. 2019a.

ANM. Resolução nº 95, de 7 de fevereiro de 2022. Dispõe sobre medidas regulatórias para garantir a estabilidade e segurança de barragens de mineração e define critérios para descaracterização. Diário Oficial da União, Brasília, DF, 8 fev. 2022.

BISHOP. E. Foundations of constructive analysis. McGraw-Hill, 1967.

CASAGRANDE, A. (1975). Liquefaction and cyclic deformation of sands – a critical review. Proc. 5th Pan-American Conference, Argentina, 81-133

CASTRO, G. (1969). Liquefaction of sands. Ph.D. Thesis, Harvard University, Cambridge, Massachusetts.

CABRAL, K., & Robertson, P. K. (2014). Accuracy and repeatability of CPT sleeve friction measurements. In Proceedings of the 3rd International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT14). Las Vegas, Nevada, USA

CRIMINELI, V.S.T., Gasparon, M., Ng, J.C., Silva, G.C., Caldeira, C.L., 2017. Dietary arsenic exposure in Brazil: the contribution of rice and beans. Chemosphere 168, 996–1003.

CADE. Mercados de Mineração. Conselho Administrativo de Defesa Econômica. Brasília, 2022.

DAS, B. M. Fundamentos de engenharia geotécnica. 7. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2013.

FEAR, C.E & ROBERTSON, P. K. (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. Canadian Geotechnical Journal, 32(4), 859-870;

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. Soils Found, v. 36, n. 4, p.1-9, 1996.

IBRAM – Instituto Brasileiro de Mineração. Gestão e manejo de rejeitos da mineração. Brasília: IBRAM, 2016.

ICOLD (2016). Bulletin 164 – Embankment Dams Committee Activities. Johannesburg, 2016.

ISHIHARA, K. (1985). Stability of Natural Deposits during Earthquakes, Proc., 11th Int. Conf. On Soil Mechanics and Foundation Engineering. San Francisco, Vol.1, pp.321-376

ISO. 22476-1: 2022 – Geotechnical Investigation and Testing – Field Testing – Part 1: Electrical cone and piezocene penetration test. Canadá, 2022.

JEFFERIES, M., BEEN, K. (2016) – **Soil liquefaction – A Critical State Approach 2 ed.** Londres e Nova York: Taylor & Francis, 2016, 690

JEFFERIES, M., DAVIES, M. P - **Soil classification by the cone penetration test: Discussion.** Klon Leonoff Ltd. 10 200 Shellbridge Way, Richmond, B.C., Canada, 1991.

KULHAWY, F.H. and Mayne, P.W. (1990) **Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design.** Electric Power Research Institute EL-6800, Project 1493-6, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif.

LIAO, S.S.C. and Whitman, R.V. (1986) **Catalogue of Liquefaction and Non-Liquefaction Occurrences during Earthquakes.** Report, Department of Civil Engineering, MIT, Cambridge.

LUNNE, T., Robertson, P.K. and Powell, J.J.M. (1997) **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice.** Blackie Academic & Professional, London, 312 p.

MORGENSTERN, N.R., Vick, S.G., Viotti, C.B. and Watts, B.D. (2016) **Fundão Tailings Dam Review Panel -Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam.** Cleary, Gottlieb, Steen & Hamilton. LLP (CGSH) legal counsel to BHP Billiton Brasil Ltda., Vale S.A. and Samarco Mineração S.A. August 25,2016.

MILLER, L. B. (2017). **Review of Journaling as a Teaching and Learning Strategy.** Teaching and Learning in Nursing, 12, 39-42.

MACEDO, J. AND L. VERGARAY. 2021. **Properties of mine tailings for static liquefaction assessment.** *Canadian Geotechnical Journal* 59(5): 667–687.

OLSON, M. S. **Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance.** 546 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – University of Illinois, Urbana, 2001.

OLSON, M. S.M. AND STARK, T.D. (2003). **Yield strength ratio and liquefaction analysis of slopes and embankments.** ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. 129(8), 727-737.

OLSON, S.M. & MATTSON, B.B. (2008). **Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios.** Canadian Geotechnical Journal, 45, 574-587.

POULOS, S.J. (1981). **The steady state of deformation.** Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE. Volume 107, n. GT5, 553-562.

PECK, R.B., Hansen, W.E. and Thornburn, T.H. (1974) **Foundation Engineering.** 2nd Edition, John Wiley and Sons Inc., 514.

PLEWES, H. D.; SHUTTLE, D. A.; LAW, K. T. **An approach to evaluation of liquefaction susceptibility using in-situ tests.** Canadian Geotechnical Journal, v. 29, n. 4, p. 648–659, 1992.

ROBERTSON, P. K. AND CAMPANELLA, R.G (1985). **Liquefaction potential of sands using the CPT**. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 111(3), 384-403.

ROBERTSON, P. K. **Evaluating Soil Liquefaction and Post -Earthquake Deformations Using the CPT**. In: International symposium on cone penetration testiNG, 2, 2004, Huntington Beach.

ROBERTSON, P. K. **Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT**. In: International symposium on cone penetration testing, 2, 2010, Huntington Beach.

ROBERTSON, P. K. **Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system—an update**. Canadian Geotechnical Journal, v. 53, n. 12, p. 1910–1927, 2016.

SEED, H.B., IDRISI, I.M. ARANGO, I. (1983) – “**Evaluation of Liquefaction Potential Using Field Performance Data**”. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 109(3):458-482.

SEED, H. B.; IDRISI, I. M. **Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 97, n. SM9, p. 1249–1273, 1971.

SANTOS JUNIOR, Mauro Pio dos. **Avaliação da suscetibilidade à liquefação de rejeitos arenosos**. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2017.

SCHOFIELD, A. N.; WROTH, C. P. **Critical state soil mechanics**. New York: McGraw-Hill, 1968.

SHUTTLE, D. A.; CUNNING, J. R. **Liquefaction potential evaluation: CPT-based method**. Canadian Geotechnical Journal, v. 45, n. 8, p. 1143–1162, 2008.

SILVA, A. C. **Análise de suscetibilidade à liquefação em rejeitos de mineração**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

SMITH, W.; BERNOULLI, J.; KRAMER, S. L. **CPT-based liquefaction triggering procedure**. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, v. 140, p. 106–142, 2021.

SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER D.; KRAHN, J. **The liquefaction of sands, a collapse surface approach**. Canadian Geotechnical Journal, v. 22, n. 4, p. 564-578, 1985.

SOARES, L. Barragem de Rejeitos. In: LUZ, A. B.; SAMPAIO, J. A.; FRANÇA, S. C. A. **Tratamento de minérios**. 5 ed. Rio de Janeiro: CETEM/MCT, 2010. p. 831-896.

SCHNAID F., ODEBRECHT E. (2012). **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo. Oficina de Textos, p. 148-167.

SOUZA, H. A. D. (2021). **Análise do comportamento geotécnico de um rejeito de minério de ouro no estado crítico.** Universidade Federal de Ouro Preto, 2021

TSUCHIDA, H. (1970). “**Evaluation of liquefaction potential of sandy deposits and measures against liquefaction induced damage.**” Proceedings of the annual seminar of the Port and Harbour Research Institute. (3-1)-(3-33).

TEIXEIRA, A. H. **Projeto e execução de fundações.** In: seminário de engenharia de fundações especiais e geotecnica, 3. Anais... São Paulo, 1996. v.1. p. 33-50.

VERGARAY L., MACEDO J. 2024. **Mechanical response of mine tailings under constant shear drained loading.** Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **150**(10): 04024082.

VERDUGO, R. and Ishihara, K. (1996): “**The steady state of sandy soils,**” Soils and Foundations, Vol. 36, No. 2, pp. 81-92.

WANG, Z.; DAFALIAS, Y. F.; LI, X.; MAKDISI, F. I. State Pressure Index for Modeling Sand Behaviour. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 128, n. 6, p. 511-519, jun. 2002.