



Universidade do Estado do Rio de Janeiro

Centro de Tecnologia e Ciências

Faculdade de Engenharia

Thiago Azevedo Teixeira

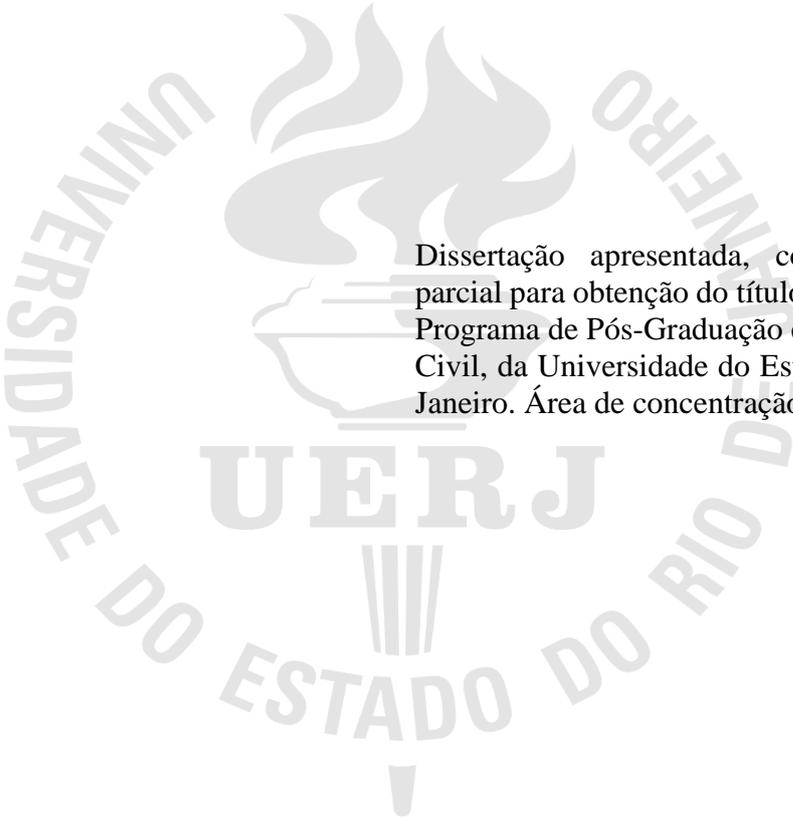
**Avaliação da suscetibilidade à liquefação com base em ensaios CPTu, com
aplicação à Barragem de Fundão, Mariana (MG)**

Rio de Janeiro

2023

Thiago Azevedo Teixeira

**Avaliação da suscetibilidade à liquefação com base em ensaios CPTu, com aplicação à
Barragem de Fundão, Mariana (MG)**



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

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Denise Maria Soares Gerscovich

Rio de Janeiro

2023

CATALOGAÇÃO NA FONTE
UERJ / REDE SIRIUS / BIBLIOTECA CTC/B

T266 Teixeira, Thiago Azevedo.
Avaliação da suscetibilidade à liquefação com base em ensaios CPTu, com aplicação à Barragem de Fundão, Mariana (MG) / Thiago Azevedo Teixeira. – 2023.
156 f.

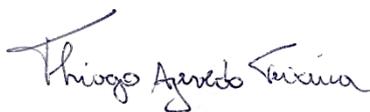
Orientadora: Denise Maria Soares Gerscovich.
Dissertação (Mestrado) – Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia.

1. Engenharia civil - Teses. 2. Barragens de rejeitos - Teses. 3. Estrutura do solo - Teses. 4. Solos - Testes - Teses. 5. Engenharia geotécnica - Teses. I. Gerscovich, Denise Maria Soares. II. Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Faculdade de Engenharia. III. Título.

CDU 624.131.3

Bibliotecária: Júlia Vieira – CRB7/6022

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



Assinatura

22/05/2023

Data

Thiago Azevedo Teixeira

Avaliação da suscetibilidade à liquefação com base em ensaios CPTu, com aplicação à Barragem de Fundão, Mariana (MG)

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

Aprovado em: 31 de março de 2023.

Banca Examinadora:



Profa. Dra. Denise Maria Soares Gerscovich (Orientadora)
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Bruno Teixeira Lima
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Marcus Peigas Pacheco
Faculdade de Engenharia – UERJ



Prof. Dr. Leonardo De Bona Becker
Universidade Federal do Rio de Janeiro – UFRJ

Rio de Janeiro

2023

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais e aos meus irmãos, pelo amor incondicional e pelo apoio e incentivo nos momentos mais difíceis. Gratidão eterna.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus, primeiramente, pela saúde e por sempre estar comigo, me dando força para superar os obstáculos vigentes.

Aos meus pais, obrigado por me amarem de uma forma que palavras não são capazes de expressar. Pelo apoio incondicional em todas as minhas escolhas. Vocês são e serão os maiores exemplos de caráter ao longo da minha jornada.

Obrigado à minha irmã, Thaís, pelo incentivo diário e pelos conselhos que sempre acalmaram meu coração.

Ao meu irmão, Thales, obrigado por ter escolhido evoluir comigo e por ser meu grande companheiro. Não somos apenas gêmeos univitelinos, somos gêmeos de alma.

Obrigado a todos os meus familiares e amigos, por estarem sempre a meu lado, proporcionando momentos de alegria, apoio e aconchego.

Agradeço à minha orientadora, Denise, pela confiança que sempre depositou em mim. Pela força que me deu para concluir o trabalho, pelos conhecimentos transmitidos e pelo imenso profissionalismo.

A todos os meus colegas mestrandos e doutorandos do PGECIV, pela amizade e pelo companheirismo durante o curso. Obrigado por tornarem meus dias mais felizes.

À FAPERJ, pela concessão da bolsa.

À UERJ, pela oportunidade concedida.

RESUMO

TEIXEIRA, Thiago A. *Avaliação da suscetibilidade à liquefação com base em ensaios CPTu, com aplicação à Barragem de Fundão, Mariana (MG)*. 2023. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

O fenômeno da liquefação ocorre de maneira abrupta em solos naturais ou em estruturas construídas de forma artificial, como por exemplo, em barragens de contenção de rejeitos. Diante disso, um projeto bem elaborado de barragens torna-se essencial, com o objetivo de garantir sua segurança, para proteger vidas, o meio ambiente e as construções em suas proximidades. Nos últimos tempos, a segurança das barragens tem sido revistas, devido às constantes falhas registradas. Uma análise sobre a suscetibilidade à liquefação é de suma importância em estruturas constituídas de solos arenosos, não consolidados, com potencial contrátil. No Brasil, o estudo da liquefação estática tem sido prioritário, devido às características geotécnicas dos rejeitos granulares. Existem vários métodos disponíveis capazes de avaliar o potencial de liquefação do solo, no entanto, o ensaio de penetração do cone, com medições de propressão (CPTu) é o mais utilizado no meio geotécnico, capaz de estimar as propriedades *in-situ* em rejeitos, o que inclui o parâmetro de estado (ψ). O presente trabalho tem como objetivo avaliar e comparar as metodologias de Been *et al.* (1987), Been *et al.* (1988), Plewes *et al.* (1992), Shuttle e Cunning (2007), Torre-Cruz (2021), Robertson (2010), Robertson (2016) e Robertson (2022). Cinco sondagens da Barragem de rejeitos de Fundão, em Mariana (MG). (F01, F02, F03, F04 e F05) foram utilizadas. Os perfis foram extraídos do laudo de Morgenstern *et al.* (2016). O estudo mostrou diferenças significativas na previsão do potencial de liquefação e evidenciou a complexidade da obtenção de resultados confiáveis. Além das incertezas intrínsecas associadas à formulação dos métodos, há principais diferenças estão relacionadas à inclinação da linha de estado crítico (λ_{10}). Recomenda-se, portanto, que, na prática geotécnica, mais de um método seja usado antes da tomada de decisão.

Palavras-chave: Liquefação. Barragem. Rejeito. CPTu. Suscetibilidade à liquefação.

ABSTRACT

TEIXEIRA, Thiago A. *Evaluation of liquefaction susceptibility based on CPTu tests, with application to the Fundão Dam, Mariana (MG)*. 2023. 156 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade do Estado do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2023.

The phenomenon of liquefaction occurs abruptly in natural soils or artificially constructed structures, such as tailings containment dams. Therefore, a well-elaborated design of dams becomes essential, to guarantee their safety, to protect lives, the environment, and the constructions in the vicinity. Lately, the safety of dams has been reviewed, due to the frequent failures. The analysis of the liquefaction susceptibility is of paramount importance in unconsolidated sandy soil structures with contractile potential. In Brazil, the study of static liquefaction has been a priority, due to the geotechnical characteristics of granular tailings. There are several methods, in the literature, to evaluate soil liquefaction potential. However, the cone penetration test, with pore pressure measurements (CPTu) is the most used. The test estimates different geotechnical properties, including the state parameter (ψ). The present work aims to evaluate and compare the CPTu methodologies proposed by Been et al. (1987), Been et al. (1988), Plewes et al. (1992), Shuttle and Cuning (2007), Torre-Cruz (2021), Robertson (2010), Robertson (2016) and Robertson (2022). Five CPTu records (F01, F02, F03, F04, and F05) from the Fundão tailings dam, in Mariana (MG), were used. The profiles were extracted from Morgenstern et al.' (2016) report. The study showed significant differences in predicting the liquefaction potential and evidenced the complexity of obtaining reliable results. Besides the intrinsic uncertainties associated with the formulation of the methods, the main differences were related to the slope of the critical state line (λ_{10}). It is therefore recommended that, in geotechnical practice, more than one method is used before decision-making.

Keywords: Liquefaction. Dam. Tailings. CPTu. Liquefaction susceptibility.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Fluxograma básico do processo de extração do minério. Adaptado de Machado (2007).	23
Figura 2: Métodos de descarga de rejeitos. (a) Vários pontos (<i>spigots</i>). (b) Descarga pontual. Modificado de Vick (1983).	25
Figura 3: Modelo conceitual de variação da permeabilidade no interior do depósito de rejeitos. (Modificado de Vick, 1983 apud Kealy & Brush, 1971).	26
Figura 4: Fatores que influenciam a posição da superfície freática em barragens alteadas pelo método a montante (Fell <i>et al.</i> 1992).....	27
Figura 5: Dique de partida (Assis, 2007).....	28
Figura 6: Disposição de rejeitos (Assis, 2007).....	29
Figura 7: Comparação de causas de incidentes em barragens de rejeito. (a) Condição da barragem, (b) Tipo de incidente para barragem ativa, (c) Tipo da barragem. Modificado de ICOLD (2001).	33
Figura 8: Compilação das causas de ruptura para (a) ICOLD (2001) e (b) Rico <i>et al.</i> (2008). Modificado de Taguchi (2014).	34
Figura 9: Comportamento de areias fofas ($e_1 - e_2$) e compactas ($e_3 - e_4$), durante o cisalhamento (Casagrande, 1936).....	36
Figura 10: Representação da Linha de Estado Crítico (LEC) (Freire Neto, 2009).	37
Figura 11: Esquema do comportamento não-drenado areia sujeita a carregamento monotônico de compressão triaxial: SS – amolecimento pós-pico (<i>strain softening</i>) ; LSS; amolecimento limitado pós-pico (<i>limited strain softening</i>); SH (<i>strain hardening</i>) – endurecimento; US (<i>ultimate state</i>) estado último; q_{ST} (<i>static gravitational shear stress</i>) resistência estática; su (<i>ultimate undrained shear strength</i>) resistência não drenada (Robertson e Fear, 1995; Robertson e Wride, 1998).....	39
Figura 12: Classificação do tipo de resposta em processos de liquefação (Robertson e Wride, 1998)	40
Figura 13: Esquema do fluxo por liquefação, estático e cíclico. Modificado de Olson (2001).	41
Figura 14: Mobilidade cíclica nos solos. Modificado de Kramer (1996).....	41

Figura 15: Representação da linha de fluxo por liquefação (FLS). Modificado de Kramer (1996).	42
Figura 16: Esquema dos caminhos de tensão efetiva e as curvas de tensão-deformação para o início da instabilidade estática (A, B) e cíclica (C) e consequente liquefação em condição de carregamento não drenado, para uma areia fofa (Lade, 1994).	43
Figura 17: Dependência da linha de fluxo por liquefação e o índice de vazios para areias (Modificado de Chu <i>et al.</i> 2012).	44
Figura 18: Suscetibilidade à liquefação em função do estado do solo. Modificado de Carrera <i>et al.</i> (2011).	45
Figura 19: Linha de Estado permanente, no espaço $q:p':e$ (ATKINSON E BRANSBI, 1978).	46
Figura 20: Representação da não linearidade da LEC. Modificado, de Carrera <i>et al.</i> (2011)..	47
Figura 21: Linearização da LEC (Been <i>et al.</i> , 1986).	48
Figura 22: Variação do potencial de liquefação estática com a variação da porcentagem de finos (Carrera <i>et al.</i> 2011).	49
Figura 23: influência dos finos na posição da LEC (Thevanayagam <i>et al.</i> , 2002).	50
Figura 24: Recomendação relativa à avaliação do potencial de liquefação, levando em conta a influência dos finos (Seed <i>et al.</i> , 2003).	50
Figura 25: Limites granulométricos de suscetibilidade à liquefação (Terzaghi <i>et al.</i> , 1996)...	51
Figura 26: Influência das condições iniciais de carregamento (Olson, 2001).	52
Figura 27: Definição do Parâmetro de estado (ψ) (Jefferies e Been, 2016).	53
Figura 28: Dados do ensaio CPTu normalizados em profundidades de penetração de 3 a 5 m: (a) velocidade normalizada plotada contra resistência normalizada; (b) velocidade normalizada plotada em relação à Poropressão normalizada (Schnaid <i>et al.</i> , 2019).	58
Figura 29: Resistência à penetração do cone q_{pc} para diferentes compacidades- areia de Monterey (Been et al., 1986).	60
Figura 30: Resistência à penetração do cone Q_p vs parâmetro de estado ψ - areia de Monterey (Jefferies e Been, 2016).	61
Figura 31: Resultados experimentais em ensaios triaxiais e em câmaras de calibração em areias adensadas (Been <i>et al.</i> , 1987).	62
Figura 32: Correlação entre as inclinações m e k e inclinações ($\lambda = \lambda_{10}$) (Jefferies e Been, 2016; Been <i>et al.</i> , 1987).	63

Figura 33: Correlação entre a linha de estado crítico λ_{ss} (λ_{10}) e as relações de compressibilidade de argilas (inclinação da reta virgem λ e inclinação da reta de compressão elástica ou descompressão κ) (Jefferies e Been, 2016; Been <i>et al.</i> , 1988).....	65
Figura 34: Aplicação do modelo em areias e argilas, onde $q^*=(q_{pc}-p)/p'(1-B_q)$ (Been <i>et al.</i> , 1988).....	66
Figura 35: Ábaco de classificação comportamental do solo, mostrando os contornos de I_c constantes (Jefferies e Been, 2016).	67
Figura 36: Relação entre a inclinação da reta virgem no plano $q \times p'$ numa escala logarítmica na base 10 (λ_{10}) e a razão de atrito normalizado (F_r). (Plewes <i>et al.</i> (1992) com dados adicionais de Reid (2015) e Reid (2012).	69
Figura 37: Contornos de ψ para $M = 1,2$ ($\phi = 30^\circ$) (Plewes <i>et al.</i> , 1992).	70
Figura 38: Efeito da gradação na LEC, λ_{10} para alguns rejeitos (modificado de Reid, 2019).	72
Figura 39: Variação dos índices de compressão e descompressão com o teor de finos do rejeito.	73
Figura 40: Efeito da gradação na LEC, λ_{10} considerando dados experimentais de Reid, 2019 (Jefferies e Been, 2016).	74
Figura 41: Classificação CPT-SBT (Robertson, 1990).	76
Figura 42: Valores do índice I_c com o teor de finos (FC) (Robertson e Wride 1998).....	79
Figura 43: Contornos do índice I_c e do expoente de tensões n no gráfico normalizado $Qtn - Fr$ (Robertson, 2009).....	80
Figura 44: Classificação CPT- SBT com base nos parâmetros normalizados $Qtn - Fr$ (Robertson, 2009).	81
Figura 45: Relação entre o índice I_c e o fator de correção para areia limpa kc (Robertson e Wride 1998).....	82
Figura 46: Proposta atualizada e modificada da relação entre K_c e I_c (Robertson, 2022).....	83
Figura 47: Contornos estimados para o parâmetro de estado ψ no gráfico CPT-SBT (Robertson, 2009).....	85
Figura 48: Gráfico CPT-SBT - Proposta de limites entre as zonas contrátil e dilatante a partir da resistência de ponta normalizada do cone em areias limpas Qtn, cs (Robertson, 2010).....	86
Figura 49: Gráfico CPT-SBT para suscetibilidade à liquefação (Robertson, 2010).	87
Figura 50: Atualização do gráfico CPT-SBT para suscetibilidade à liquefação ($CD = contractive-dilatative boundary$) (Robertson, 2016).	88

Figura 51: Influência da distância da interface nas areias (Becker <i>et al.</i> ,2023).....	90
Figura 52. Complexo de Germano – Google Earth (Fabre, 2019).	92
Figura 53. Esquema de separação de rejeitos (Dique 1 e 2 de Fundão) - Google Earth (Fabre, 2019).....	93
Figura 54. Esquema de construção a montante (Morgenstern <i>e outros</i> , 2016)	93
Figura 55. <i>Piping</i> em 2009 (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).	94
Figura 56. Dique 1a e tapete de drenagem (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).	95
Figura 57. Galerias de drenagem principal e secundaria (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	96
Figura 58. Proposta de realinhamento da barragem junto à ombreira esquerda (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	97
Figura 59. Fissuras observadas no talude junto à ombreira esquerda em 27 de agosto de 2014 (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).	98
Figura 60. Reforço com bermas (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).	98
Figura 61: Histogramas de parâmetro de estado para o rejeito arenoso de Fundão. (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	100
Figura 62: Critério de liquefação de Robertson (2010) para dados em CPT F-02. (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	101
Figura 63: Imagem aérea da barragem de rejeitos de Fundão e os locais dos ensaios CPTu (F01-F05). (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	103
Figura 64: Perfis de sondagem de CPTu para a ombreira esquerda, da barragem de contenção de rejeitos de Fundão. (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	104
Figura 65: Perfis de sondagem de CPTu para a ombreira direita, da barragem de contenção de rejeitos de Fundão. (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	105
Figura 66: Perfis de poropressão em kPa.	106
Figura 67: Sondagem CPTu – F01 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.	109
Figura 68: Sondagem CPTu – F01 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shuttle e Cuning (2007).	110
Figura 69: Estimativa do Parâmetro de Estado para as sondagens CPTu-F01 a F05, de acordo com a metodologia de Torres-Cruz (2021).....	113
Figura 70: Ábaco de classificação comportamental do solo (Jefferies e Been, 2016) e os contornos do ψ , para $\lambda_{10} = 0,082$ e $M_{tc} = 1,34$	114
Figura 71: Classificação comportamental do solo, de acordo com Jefferies e Been (2016)..	115

Figura 72: Classificação comportamental do Rejeito para a ombreira esquerda (CPTu-F01-F02).....	117
Figura 73 : Classificação comportamental do Rejeito para a ombreira direita (CPTu-F03-F04-F05).....	118
Figura 74: Contornos da ombreira esquerda no gráfico SBTn normalizado.....	118
Figura 75: Contornos da ombreira direita no gráfico SBTn normalizado.....	119
Figura 76: Classificação do material de acordo com índice de comportamento de solo modificado <i>IB</i> (Robertson, 2016).....	120
Figura 77: Classificação do material de acordo com sua tendência de variação volumétrica, definida em termos do limite CD (<i>contractive-dilative boundary</i>) (Robertson, 2016).....	121
Figura 78: Ábaco de classificação comportamental SBTn de acordo com Robertson (2016).	121
Figura 79: Sondagem CPTu – F01 - Ombreira esquerda: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B	123
Figura 80: Sondagem CPTu – F02 - Ombreira esquerda: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B	124
Figura 81: Sondagem CPTu – F03 - Ombreira direita: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B	124
Figura 82: Sondagem CPTu – F04 - Ombreira direita: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B	125
Figura 83: Sondagem CPTu – F05 - Ombreira direita: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B	125
Figura 84: Comparação dos sistemas de classificação do comportamento do rejeito para a ombreira esquerda.....	127
Figura 85: Comparação dos sistemas de classificação do comportamento do rejeito para a ombreira direita.....	127
Figura 86: Granulometria das areias e lamas de Fundão, plotados juntamente com os Limites de Tsuchida (1970) (modificado de Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	128
Figura 87: Áreas de coleta das amostras na barragem (Floréz, 2015).....	130

Figura 88: Estimativa do Parâmetro de Estado para as sondagens CPTu-F01 a F05, de acordo com as metodologias da Tabela 13 e Tabela 14.	131
Figura 89: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F01. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).	132
Figura 90: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para o CPTu F01 ao F05.	133
Figura 91: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para as ombreiras direita e esquerda.	135
Figura 92: Sondagem CPTu – F02- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.	148
Figura 93: Sondagem CPTu – F03- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.	149
Figura 94: Sondagem CPTu – F04- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.	149
Figura 95: Sondagem CPTu – F05- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.	150
Figura 96: Sondagem CPTu – F02 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shuttle e Cuning (2007).	151
Figura 97: Sondagem CPTu – F03 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shuttle e Cuning (2007).	151
Figura 98: Sondagem CPTu – F04 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shuttle e Cuning (2007).	152
Figura 99: Sondagem CPTu – F05 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shuttle e Cuning (2007).	152
Figura 100: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F02. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).	153
Figura 101: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F03. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).	154
Figura 102: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F04. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).	155
Figura 103: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F05. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).	156

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Comparação entre os métodos construtivos de alteamento de barragens de rejeito (ANCOLD,1999).....	31
Tabela 2: Exemplos dos principais acidentes em barragens de rejeitos no Brasil.	35
Tabela 3: Parâmetros normalizados (adimensionais) do CPT.....	55
Tabela 4: Investigação de campo para uso prático (Mitchell <i>et al.</i> , 1978; Robertson, 2012) .	56
Tabela 5: Limites de I_c para diferentes granulometrias (Jefferies e Been, 2016).	67
Tabela 6: Parâmetros geotécnicos no estado crítico para rejeitos arenosos e siltosos (Jefferies e Been, 2016).....	74
Tabela 7: Limites de I_c para diferentes granulometrias (Robertson e Wride 1998).	78
Tabela 8: Correlação entre valores I_c e FC (Robertson e Wride 1998).	79
Tabela 9: Correlação entre valores I_c e k_c (Robertson e Wride 1998).	82
Tabela 10 . Registros de sismicidade no dia da ruptura da barragem de Fundão (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	99
Tabela 11: Elevação da superfície do resíduo e nível d'água nos perfis de sondagem CPTu	104
Tabela 12: Propriedades da LEC dos rejeitos de Fundão.....	107
Tabela 13: Equações utilizadas na estimativa do ψ , segundo os métodos de Been <i>et al.</i> (1987, 1988).....	108
Tabela 14: Equações utilizadas na estimativa do ψ , segundo os métodos de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shuttle e Cunning (2007).....	110
Tabela 15: Parâmetros experimentais adotados para rejeitos de Fundão.	111
Tabela 16: Porcentagem de registros com $Bq > 0,02$	126
Tabela 17: Propriedades índice dos Rejeitos de Fundão (Morgenstern <i>et al.</i> , 2016).....	128
Tabela 18: Caracterização física e química do rejeito inalterado (Floréz, 2015).	129
Tabela 19: Resumo das propriedades do Rejeito de Fundão (Telles, 2017).	129
Tabela 20: Valores detalhados da distribuição do parâmetro de estado calculados pelos vários métodos apresentados neste trabalho.....	134

LISTA DE SÍBOLOS

- a** Relação das áreas do cone;
- Ac** Projeção da área do cone;
- A_N** Área da seção transversal da célula de carga;
- As_b** Área da seção transversal da luva do cone em sua extremidade inferior;
- As_t** Área da seção transversal da luva do cone em sua extremidade superior;
- B_q** Parâmetro de Poropressão;
- C_c** Coeficiente de Compressão Virgem
- CD** Contorno utilizado por Robertson (2016) que divide o ábaco de classificação comportamental em regiões contráteis e dilatantes;
- CPT** Ensaio de Penetração de Cone (*Cone Penetration Test*);
- CPT_u** Ensaio de Penetração do Piezocone (*Cone Penetration Test with pore pressure measurement*);
- C_q** Coeficiente de normalização da resistência no ensaio CPT_u;
- D₅₀** Diâmetro Médio das partículas;
- D_r** Densidade Relativa;
- e** Índice de vazios;
- e_c** Índice de vazios crítico;
- e_{máx}** Índice de vazios máximo;
- e_{min}** Índice de vazios mínimo;
- F** Razão de Atrito Normalizada;
- FC** Porcentagem de finos (*Fines Content*);
- F_r** Razão de Atrito Normalizada;
- f_s** Atrito Lateral medido no ensaio CPT_u;
- G** Módulo Cisalhante;
- G_s** Densidade dos grãos do solo;
- 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;
- K₀** Coeficiente de Empuxo no Repouso;
- K_c** Fator de Correção para a determinação de Q_{tn,cs};

- LL** Limite de Liquidez;
- LSS** *Limited Strain Softening*;
- n** Expoente adimensional que varia com o tipo de solo e o estado de tensão;
- OCR** Razão de Pré-Adensamento (*overconsolidation ration*);
- p'** Tensão Efetiva Média;
- p'_c** Tensão Efetiva Média no Estado Crítico;
- P_a** Pressão atmosférica;
- q** Tensão desviadora;
- Q** Resistência de Ponta Normalizada pela tensão vertical efetiva;
- q_c** Resistência de ponta do ensaio CPTu;
- q_{c1}** Resistência de ponta normalizada do ensaio CPTu (usando uma tensão de referência de 100kPa);
- Q_p** Resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva média;
- q_t** Resistência de ponta corrigida do ensaio CPTu;
- Q_t** Resistência de Ponta Normalizada pela tensão vertical efetiva;
- 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;
- Q_{tn,cs}** Resistência de ponta normalizada e equivalente à de areais limpas;
- SBT_n** Ábaco de Classificação Comportamental Normalizado (*Normalized Soil Behaviour Type*);
- SH** *Strain Hardening*;
- SPT** Ensaio de Penetração do tipo *Standard Penetration Test*;
- SS** *Strain Softening*;
- S_u** Resistência ao cisalhamento não drenada;
- S_u(LIQ)** Resistência ao cisalhamento liquefeita;
- S_u(Pico)** Resistência ao cisalhamento de pico;
- u₁** Poropressão gerada durante o ensaio CPTu e medida na ponta do cone;
- u₂** Poropressão gerada durante oensaio CPTu e medida na base do cone;
- u_o** Poropressão de equilíbrio/ou “*in-situ*”;
- USCS** Sistema Unificado de Classificação de Solos;
- USL** Linha de Estado Último (*Ultimate State Line*);
- w** Teor de Umidade (em %);
- Γ** Índice de vazios no estado crítico associado a p'=1 kPa;
- γ** Peso específico natural;

- γ_d Peso específico seco;
- γ_w Peso específico da água;
- λ (λ_e) Inclinação da linha de estado crítico no plano $e - p'$ (eixo das abcissas utilizando logaritmo natural);
- λ_{10} Inclinação da linha de estado crítico no plano $e - p'$ (eixo das abcissas utilizando logaritmo na base 10);
- λ_{10BE} Média dos limites de λ_{10}
- M_{tc} Inclinação da linha de estado crítico no plano $p' - q$;
- v Volume Específico (1+e)
- σ'_1 Tensão Principal Maior Efetiva;
- σ'_3 Tensão Principal Menor Efetiva;
- σ'_h Tensão horizontal efetiva;
- σ'_n Tensão Normal Efetiva;
- σ'_{oct} Tensão Octaédrica Efetiva;
- σ'_{v0} Tensão vertical efetiva;
- σ_v Tensão vertical Total;
- τ Tensão de Cisalhamento;
- τ'_{oct} Tensão de Cisalhamento Octaédrica;
- φ' Ângulo de atrito efetivo;
- φ_c Ângulo de atrito no estado crítico – (em termos de tensões efetivas);
- ψ Parâmetro de estado;

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	19
Objetivos	20
Estrutura da dissertação	21
1 BARRAGENS DE REJEITO	22
1.1 Disposição de rejeitos	22
1.1.1 Métodos de descarga de rejeitos	24
1.1.2 Métodos construtivos.....	28
1.1.3 Ruptura de barragens: Mecanismos e fenômenos envolvidos	32
2 FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO EM SOLOS GRANULARES	36
2.1 Estado Crítico	36
2.2 Liquefação	38
2.1 Linha de liquefação ou Linha de Colapso	42
2.2 Liquefação vs Liquefação verdadeira	44
2.3 Variáveis que influenciam o potencial de liquefação	48
2.3.1 Distribuição granulométrica e formato dos grãos.....	49
2.4 Parâmetro de estado (ψ)	52
3 ENSAIO DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPT, CPTU)	53
3.1 Condições de drenagem no campo	57
3.2 Estimativa do parâmetro de estado ψ com base em ensaios CPT/CPTu	59
3.2.1 Método de Been, Jefferies <i>et al</i> (1986, 1987,1988, 2006, 2016).....	60
3.2.2 Método de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shutte e Cunning (2007)	68
3.2.3 Método de Robertson <i>et al.</i> (1990, 1998, 2009,2010, 2012, 2016, 2022).....	75
3.3 Transição de camadas	89
4 ÁREA DE ESTUDO	91
4.1 Barragem de Fundão	91
4.2 Histórico do Processo de Alçamento da Barragem	94
4.3 Colapso Da Barragem (05 De novembro de 2015)	99
4.3.1 Estimativa do parâmetro de estado ψ a partir de ensaios CPTu.....	100
4.3.2 Mecanismo de liquefação	101

5	APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS ASSOCIADAS AOS ENSAIOS CPTU PARA AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO	102
5.1	Método de Been et al. (1987-1988).....	107
5.2	Método de Plewes <i>et al.</i> (1992) e Shuttle e Cuning (2007).....	109
5.2.1	Metodologia de Torres-Cruz (2021).....	111
5.3	Método de Robertson	115
5.3.1	Índice de comportamento do solo (<i>I_c</i>) e Classificação do material (Robertson, 1998, 2009).....	116
5.3.2	Identificação das regiões dilatantes e contráteis e classificação de comportamento do material (Robertson, 2016)	119
5.3.3	Estimativa do parâmetro de estado ψ (Robertson, 2010 e 2022)	122
5.4	Comparação entre os diversos métodos.....	126
5.4.1	Classificação do material	126
5.4.2	Estimativa do Parâmetro de estado.....	130
5.4.3	Parâmetro de estado e percentis.....	133
6	CONCLUSÃO	136
6.1	Comentários finais	138
6.2	Sugestões para trabalhos futuros	139
	REFERÊNCIA.....	141
	ANEXO I. ESTIMATIVA DO PARÂMETRO DE ESTADO PELOS MÉTODOS DE BEENE <i>ET AL.</i> (1987-1988)	148
	ANEXO II. ESTIMATIVA DO PARÂMETRO DE ESTADO PELOS MÉTODOS DE PLEWES <i>ET AL.</i> (1992) E SHUTTLE E CUNNING (2007)	151
	ANEXO III. DISTRIBUIÇÃO DOS PARÂMETROS DE ESTADO CALCULADOS POR DIVERSOS MÉTODOS	153

INTRODUÇÃO

O fenômeno da liquefação ocorre de maneira abrupta em solos naturais ou em estruturas construídas de forma artificial, como por exemplo, em barragens de contenção de rejeitos. Diante disso, um projeto bem elaborado de barragens torna-se essencial, com o objetivo de garantir sua segurança, para proteger vidas, o meio ambiente e as construções em suas proximidades. Atualmente, fica evidente que os registros para garantir a segurança das barragens tem sido escasso, devido às constantes falhas registradas nos últimos tempos.

No dia 05 de novembro de 2015, na cidade de Mariana (MG), ocorreu a ruptura da barragem de rejeitos de Fundão, com liberação de um volume estimado de 32 milhões de m³ de rejeito. Durante a ruptura, o fenômeno da liquefação estava presente, que transformou um material antes considerado maciço em um fluxo turbulento. 3 anos após este incidente, em 25 de janeiro de 2019, a barragem de rejeitos B-I, da Mina Córrego do Feijão, localizada em Brumadinho (MG), sofreu um rompimento, que liberou aproximadamente 9,7 milhões de m³ de lama, gerando um rastro de destruição, que levou consigo centenas de vidas humanas.

Uma análise sobre a suscetibilidade à liquefação é de suma importância em estruturas constituídas de solos arenosos, jovens e argilas sem cimentação, não plásticos ou de baixa plasticidade e com potencial contrátil. No que se refere ao estudo da mineração no Brasil, a liquefação estática tem sido um tema relevante, devido às características geotécnicas dos rejeitos granulares. A deposição hidráulica em barragens propicia a condição saturada e o alto índice de vazios do rejeito, ou seja, cria condições ideais para a liquefação. Além disso, as condições estruturais de algumas barragens favorecem o surgimento de camadas intercaladas de materiais com comportamento argiloso e arenoso, além da mistura de ambas. Este fenômeno dificulta a dissipação e a drenagem da poropressão ao longo das etapas de carregamento da estrutura.

Como afirma Robertson (2022), quando as condições ideais para ocorrer o fenômeno da liquefação estão presentes e as consequências da ruptura envolvem perdas de vida e (ou) prejuízos ambientais e reputacionais consideráveis, é prudente assumir que a perda de resistência se desencadeará, pois é impossível projetar com confiança de que o evento não ocorrerá em algum momento da vida útil da barragem.

O ensaio de penetração do cone, com medições de poropressão (CPTu) é amplamente utilizado no meio geotécnico, com o objetivo de estimar as propriedades *in-situ* em rejeitos, o que inclui o parâmetro de estado (ψ). Essas propriedades apresentam-se como parte fundamental na avaliação do potencial de liquefação em depósitos de rejeitos, principalmente pela dificuldade de obter amostras indeformadas em materiais arenosos, enquanto que o ensaio mantém a estrutura e o índice de vazios do solo *in-situ*. Há inúmeros métodos que estimam o parâmetro de estado com base em ensaios CPTu e dados experimentais.

Objetivos

O presente trabalho teve como objetivo realizar um estudo referencial com as principais noções e conceitos sobre a liquefação e suas causas, além de apresentar metodologias que avaliam a suscetibilidade à liquefação a partir do ensaio CPTu, e aplicá-las na prática. O estudo caminhou para uma avaliação detalhada e uma comparação das metodologias que foram apresentadas na bibliografia. Foram avaliadas Been *et al.* (1987), Been *et al.* (1988), Plewes *et al.* (1992), Shuttle e Cuning (2007), Torres-Cruz (2021), Robertson (2010), Robertson (2016) e Robertson (2022).

Os ensaios utilizados nas análises deste trabalho, são provenientes do laudo de Morgenstern *et al.* (2016), que reuniu um comitê de especialistas para compreender as causas que culminaram com a ruptura da barragem de rejeitos de Fundão, em Mariana (MG). Cinco sondagens CPTu foram selecionadas (F01, F02, F03, F04 e F05), que contemplam a ombreira esquerda e a ombreira direita da barragem, datadas nove meses antes do incidente.

Desta forma, o estudo concentrou em avaliar a confiabilidade dos métodos e a correlação existente entre eles.

Estrutura da dissertação

O primeiro capítulo tem como objetivo apresentar uma revisão bibliográfica a respeito da barragem de rejeitos, englobando a deposição dos mesmos e os métodos de descarga. Além disso, são apresentados os principais métodos construtivos e em seguida, uma discussão sobre os fenômenos e mecanismos que desencadeiam a ruptura nas barragens.

O segundo capítulo refere-se à descrição do fenômeno da liquefação. Aqui, é descrito o estado crítico, o conceito de liquefação propriamente dito, um breve comentário sobre a diferença de liquefação e liquefação verdadeira e as principais variáveis que influenciam no potencial de liquefação. Neste capítulo apresenta-se a definição de parâmetro de estado (ψ).

O terceiro capítulo discorre a respeito do ensaio de piezocone (CPTu), seu conceito e suas características. Neste capítulo, também são descritas as metodologias capazes de estimar a suscetibilidade a liquefação de solos, com base nos ensaios CPTu.

O capítulo 4 descreve a área de estudo, referente à Barragem de Fundão, em Mariana (MG), com a descrição do histórico que levou a seu colapso no dia 05 de novembro de 2015, e apresenta os possíveis mecanismos que causaram a ruptura, concluídos por Morgenstern *et al.* (2016).

O quinto capítulo apresenta os resultados na aplicação das metodologias associadas aos ensaios CPTu, além de uma comparação entre os diversos métodos.

Por fim, o último capítulo descreve as principais conclusões do trabalho e algumas sugestões que podem nortear pesquisas futuras.

Em seguida, apresenta-se a lista de referências e os apêndices.

1 BARRAGENS DE REJEITO

As barragens de rejeitos são estruturas com o propósito principal de armazenar os resíduos indesejados do processo de extração mineral ou de fabricação. Os rejeitos podem ser depositados na forma seca, em pilhas, ou úmida, por deposição hidráulica.

De acordo com o Comitê Australiano de Grandes Barragens (*Australian National Committee on Large Dams - ANCOLD, 1999*), as características que distinguem as barragens de rejeitos (por deposição úmida) das barragens de terra convencionais são:

- As barragens de rejeitos armazenam sólidos, em forma de polpa, bem como água livre;
- Sua vida útil pode ser relativamente curta;
- Os aterros são construídos em estágios ao longo de vários anos;
- Os alteamentos dos aterros podem ser realizados pelos trabalhadores das minas, sem o mesmo nível de controle do Engenheiro Civil;
- Os materiais de construção dos aterros assim como os próprios rejeitos, podem variar durante a vida útil da mina;
- A gestão e controle da água é crucial, principalmente se estiverem contidos materiais nocivos à vida humana e meio ambiente;
- A taxa de enchimento, a altura final e até mesmo a configuração geral do armazenamento, pode mudar de maneira imprevisível;
- Com o fechamento da mina, a área deve prever uma solução de fechamento do lago, de modo a criar uma área livre de manutenção.

1.1 Disposição de rejeitos

Rejeitos são resíduos remanescentes do processo de beneficiamento de minérios. A lavra é submetida a uma série de operações que alteram sua granulometria e a concentração relativa dos minerais presentes, como exemplifica a Figura 1. O minério é triturado até uma consistência de areia fina e os materiais de interesse são removidos por processos químicos ou flutuação, na forma de “concentrados”.

A água está presente nos processos de beneficiamento do minério e transporte de resíduos. Dependendo do teor de sólidos e consequente percentual de água, os rejeitos podem ser classificados como (Davies *et al.*, 2010):

- **Rejeitos em polpa:** Rejeitos com uma menor concentração de sólidos;
- **Rejeitos espessados:** Rejeitos com uma maior concentração de sólidos devido ao processo mecânico de espessamento;
- **Rejeitos em pasta:** Rejeitos com uma concentração de sólidos intermediária (com uma concentração próxima ao de uma pasta de dentes);
- **Rejeitos em torta (ou filtrados):** Rejeitos com alta concentração de sólidos;

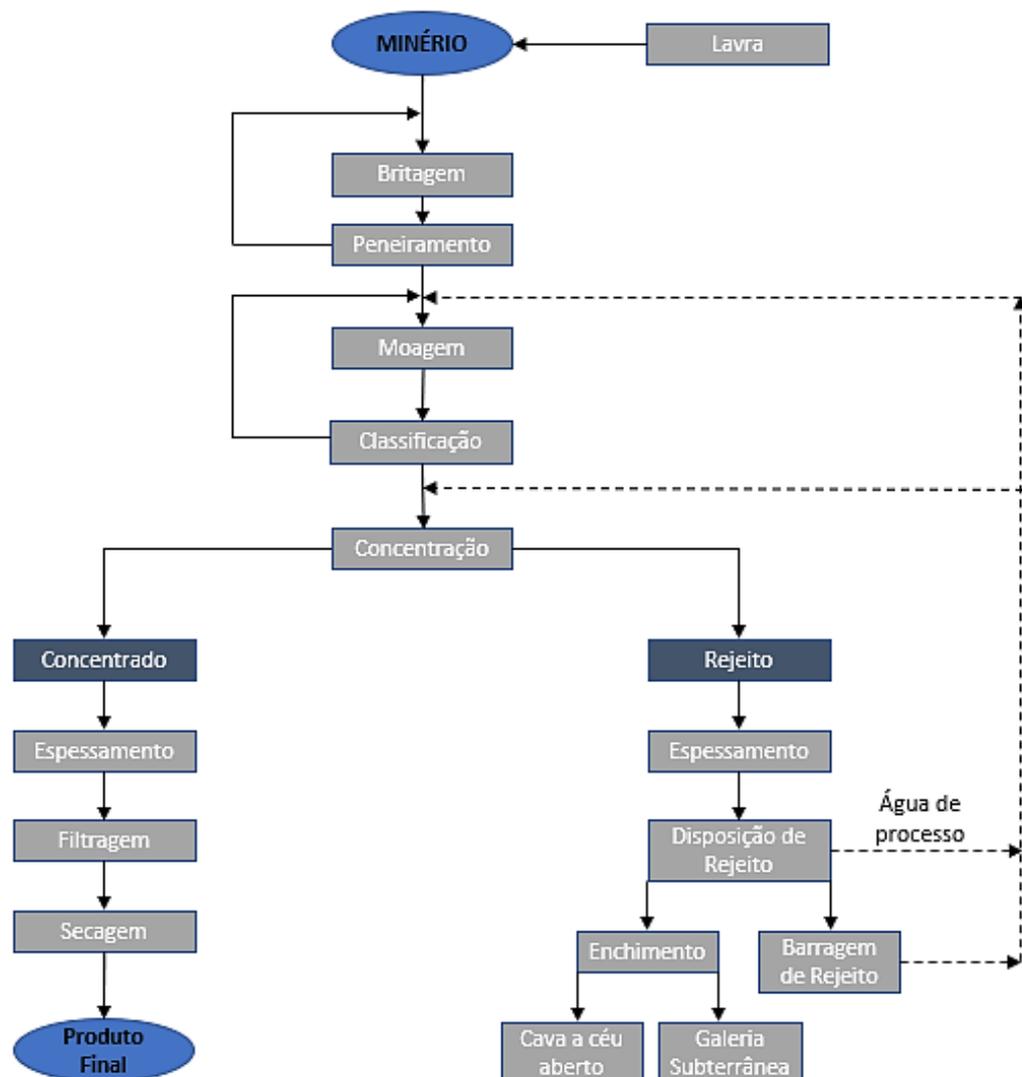


Figura 1: Fluxograma básico do processo de extração do minério. Adaptado de Machado (2007).

Os rejeitos em forma de polpa e os espessados são os mais comuns no Brasil. A disposição é feita por via úmida, formando aterros hidráulicos, caracterizados pela segregação, sedimentação e adensamento dos rejeitos. Para Russo (2007), essa técnica de disposição, além de ser mais economicamente atrativa e mais prática, quando comparada aos outros métodos, ele se apresenta com grande aplicabilidade na elaboração de barragens de rejeito de minério de ferro, com capacidade para transportar e depositar, de maneira segura, os intensos volumes de rejeitos produzidos diariamente.

1.1.1 Métodos de descarga de rejeitos

O transporte de polpa de resíduos pode ser feito por fluxo de gravidade, através de lançadores abertos, ou por tubulações, com ou sem bombeamento, a depender das diferenças de cotas topográficas das usinas e do lago de lançamento, bem como comprimento do tubo e perdas de carga (Soares, 2010).

A lama de rejeitos é geralmente abrasiva e de alta viscosidade. A densidade da polpa, ou seja, o peso de sólidos contido nela, varia cerca de 15% a 55%. O uso de espessantes faz com que sua densidade seja comumente variável entre 40% e 50% (VICK, 1983).

Diferentemente da água, o transporte da lama de rejeitos (polpa) deve respeitar uma velocidade mínima de escoamento, para evitar que os resíduos em suspensão se depositem durante o transporte. Por outro lado, altas velocidades podem acelerar os desgastes das tubulações.

A descarga do resíduo pode ser realizada em um ponto único ou por vários pontos (*spigots*), como mostrado na Figura 2. Os rejeitos se espalham, formando uma praia na forma aproximada de um cone com seu foco na linha de drenagem ou tubo de descarga.

A descarga de um único ponto requer que a extremidade aberta do tubo seja realocada periodicamente para formar uma série de depósitos sequenciais e adjacentes. Quando é utilizado espigotamento, a lama é lançada através de *spigots* espaçados na tubulação (normalmente a cerca 15 e 20 metros de distância), não havendo necessidade de realocação frequente da tubulação ou desconexão dos segmentos da tubulação.

O ângulo de inclinação das praias é proporcional à porcentagem de sólidos presentes na polpa. Geralmente essa inclinação varia de 0,5 a 2%, para regiões próximas ao ponto de lançamento, mas podendo chegar a 0,1% em regiões mais distantes (Soares, 2010).

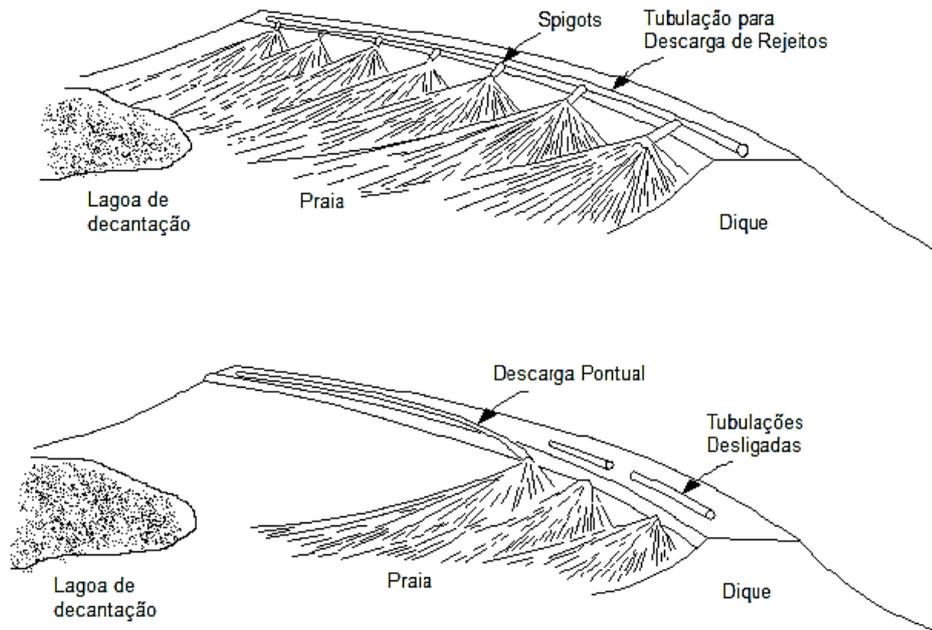


Figura 2: Métodos de descarga de rejeitos. (a) Vários pontos (*spigots*). (b) Descarga pontual. Modificado de Vick (1983).

A granulometria do rejeito localiza-se predominantemente nas faixas de areia, silte e argila. As partículas mais grossas (cascalho, areia etc.) assentam relativamente rápido, em densidade relativamente baixa, próximo ao ponto de descarga. Esta região é denominada praia. Já os materiais mais finos (argilas) são transportados para região mais central do lago de rejeito. Os materiais finos sedimentam lentamente, formando uma lama de baixa densidade e, com o tempo, adensam sob seu próprio peso. A Figura 3 mostra esquematicamente a gradação granulométrica em depósitos de rejeito.

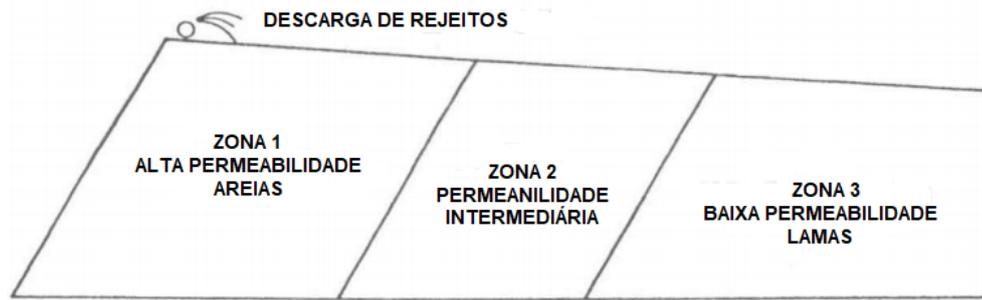


Figura 3: Modelo conceitual de variação da permeabilidade no interior do depósito de rejeitos. (Modificado de Vick, 1983 apud Kealy & Brush, 1971).

A água contida no interior do lago de rejeito é idealmente drenada para sistemas de instalados no fundo. Como o processo de disposição de rejeitos resulta numa redução de permeabilidade na direção do interior do lago, a elevação da superfície freática diminui à medida que se aproxima dos diques. A Figura 4 exemplifica diferentes hipóteses de superfície freática para condições de presença, ineficiência ou mesmo inexistência do sistema de drenagem. Adicionalmente, quando a estratigrafia da barragem possui lentes com baixa permeabilidade ocorrem superfícies freáticas empoleiradas, como mostrado na Figura 4e.

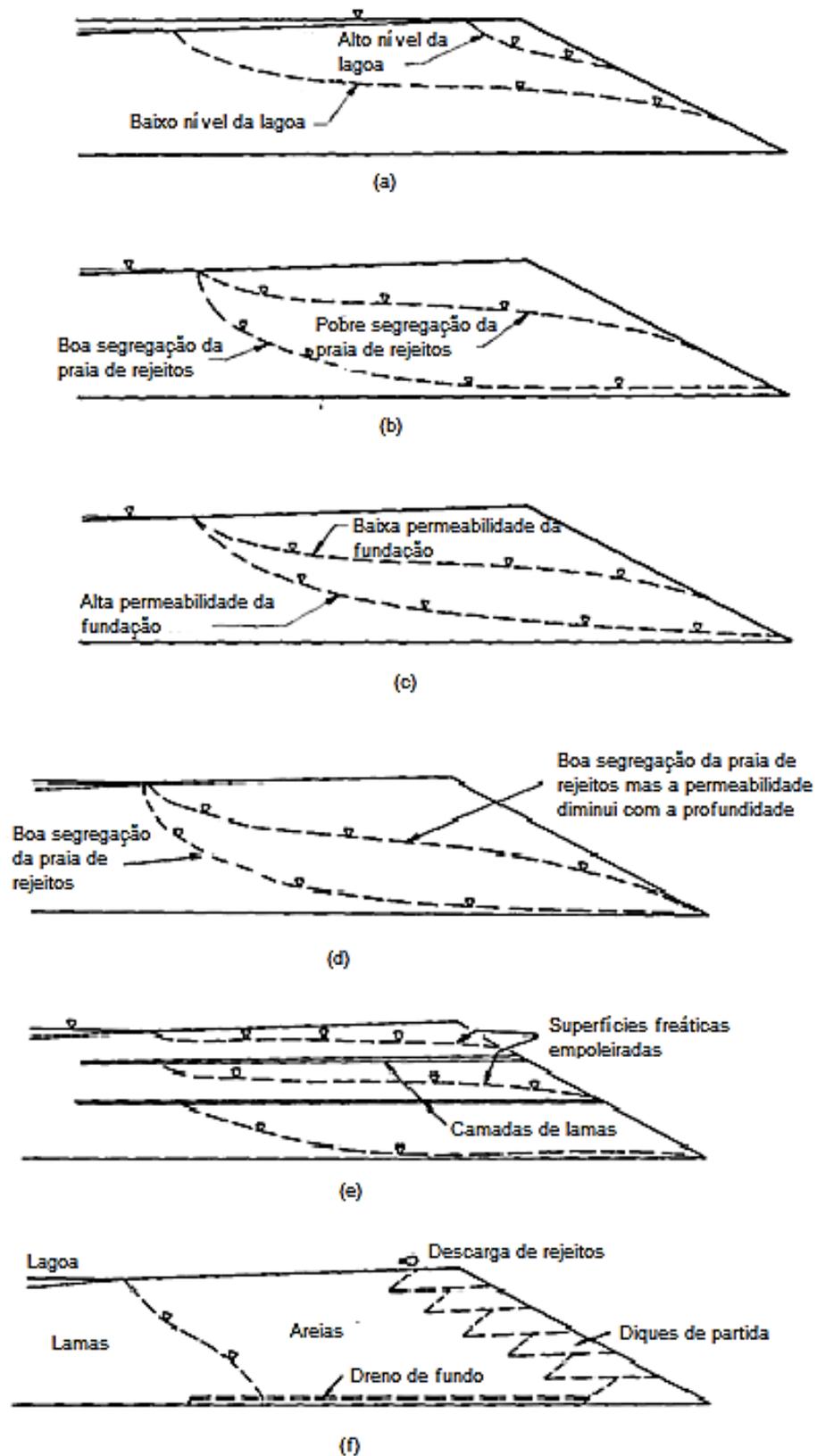


Figura 4: Fatores que influenciam a posição da superfície freática em barragens alteadas pelo método a montante (Fell *et al.* 1992).

1.1.2 Métodos construtivos

As barragens começam inicialmente com a construção de um dique de partida, geralmente construído de solo natural (Figura 5). Após a construção inicial do dique de partida, a jusante do pé da barragem, todos os rejeitos são posteriormente lançados na crista do dique. Dessa maneira, forma-se a praia de rejeitos, entre os *spigots* e a lagoa de rejeitos.

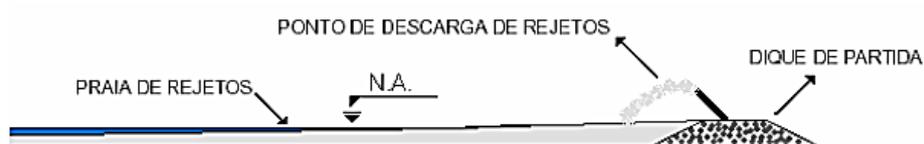


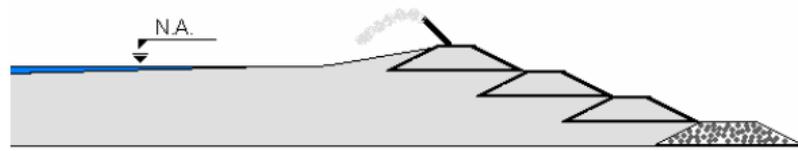
Figura 5: Dique de partida (Assis, 2007).

Os alteamentos subsequentes são programados para acompanhar a produção dos rejeitos advindos das minas e para suportar as possíveis inundações no reservatório. O alteamento pode ser construído por uma ampla variedade de materiais, o que inclui empréstimos naturais de solo, ou até mesmo utilizando os sólidos grossos advindos dos rejeitos, classificados pelo processo de ciclonagem (VICK, 1983).

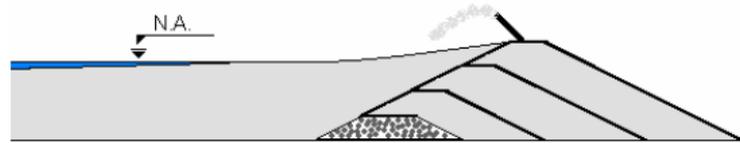
A denominação dos métodos construtivos está relacionada ao deslocamento do eixo da barragem em seu processo de alteamento; isto é: montante, jusante e linha de centro. Cada uma destas, apresenta características, vantagens, desvantagens e requisitos que devem ser levados em conta antes da escolha mais adequada ao tipo de projeto.

No método de construção à montante, o alteamento é feito executando-se, progressivamente, diques de contenção sobre o próprio resíduo, como mostra a Figura 6(a) (VICK, 1983 apud Assis 2007). Esta representa a técnica mais antiga de construção de barragens de rejeito; suas vantagens são: baixos custos e simplicidade de execução. Por outro lado, muitas barragens têm apresentado rupturas decorrentes de falhas na estabilidade global do talude de jusante. De acordo com Morgenstern (1982), as falhas podem estar associadas a:

- A inclinação excessiva do talude a jusante;
- Presença de superfície freática elevada próxima aos diques compactados;
- Qualidade do solo de fundação.



(a) método à Montante



(b) método à jusante



(c) método da linha de centro

Figura 6: Disposição de rejeitos (Assis, 2007).

No método de alteamento à jusante (Figura 6(b)), a crista da barragem é gradativamente deslocada para jusante, enquanto o dique de partida fica localizado no pé da barragem. Como vantagens desta técnica citam-se (Klohn 1981).

- Os novos diques não se apoiam sobre o rejeito, que eventualmente poderiam não estar adensados;
- Os dispositivos de drenagem podem ser construídos simultaneamente ao alteamento da barragem, permitindo um melhor controle da superfície freática.
- O método possui uma boa resistência quanto a efeitos dinâmicos,
- Não há limitação em relação à altura máxima da barragem.

As principais desvantagens do método de alteamento à jusante são (Morgenstern, 1982):

- Há necessidade de um grande volume de material para construção dos aterros;
- Deve-se haver disponibilidade de área a jusante do dique de partida;
- A inclinação do aterro à jusante pode se modificar durante as etapas de alteamento.

No método de alteamento da linha de centro, o eixo central da crista do dique de partida é mantido (Figura 6(c)), comparado com o método à montante, este apresenta mais estabilidade à sismicidade e maior controle da superfície freática, por permitir a utilização de drenos na parte interior do aterro (Soares, 2010). Com relação ao método da Linha de Centro, há uma economia do espaço físico e, conseqüentemente, no volume de material de empréstimo (Assis e Espósito, 1995).

A grande desvantagem desta técnica está relacionada à complexidade de operação, necessidade de equipamentos para disposição mecânica à jusante (Lozano, 2006). Troncoso (1997) acrescenta que face de montante tende a apresentar inclinação elevada, podendo estar sujeita a fissuras e processos erosivos.

A Tabela 1 resume as principais características e aspectos de segurança dos diferentes métodos construtivos de barragem de rejeitos.

Tabela 1: Comparação entre os métodos construtivos de alteamento de barragens de rejeito (ANCOLD,1999).

Método De Alteamento	Requisitos Dos Rejeitos	Requisitos Para Descarga Dos Rejeitos	Capacidade de Armazenamento de Água	Resistência a Sismos	Restrições Da Taxa De Alteamento
Montante	Preferencialmente rejeitos arenosos. Polpa com baixa densidade promoverá segregação da areia	Descarga periférica e bom controle da praia	Não é adequado para armazenar uma quantidade significativa de água	Alto risco de ruptura	Não mais do que 5 m/ ano. Preferencialmente menos
Jusante	Adequado para qualquer tipo de rejeito	Varia de acordo com os detalhes de projeto	Bom	Bom	Nenhuma restrição
Linha de Centro	Areias ou argilas de baixa plasticidade	Descarga periférica para criar a praia de rejeitos	Não recomendado para armazenamento permanente	Aceitável	Restrição de altura. Para os alteamentos individuais pode ser aplicado

1.1.3 Ruptura de barragens: Mecanismos e fenômenos envolvidos

A necessidade de compreender como de fato se dá a ruptura de uma barragem, surge do objetivo de evitar as catástrofes que vem ocorrendo nos últimos tempos. Para que seja possível elaborar métodos adequados de estabilidade, além do conhecimento das características geotécnicas dos materiais constituintes da barragem e a escolha do método construtivo adequado, é primordial caracterizar corretamente os mecanismos desencadeadores, os fatores contribuintes, os gatilhos e os fenômenos envolvidos na ruptura.

Em 2001, o comitê internacional de grandes barragens (ICOLD, 2001) apresentou um levantamento sobre causas de rupturas em barragens no mundo, totalizando 221 registros. Como mostrado na Figura 7(a), observa-se que as principais causas de incidentes foram a instabilidade do talude, ação de terremotos e galgamento. No caso das barragens ativas (Figura 7(b)), a instabilização do talude de jusante contabiliza 45 falhas. Quanto ao método construtivo (Figura 7(c)), a técnica à montante é a que prevalece com o maior número de incidentes, por todo o mundo. Não há menção a rupturas por liquefação e a identificação das barragens de rejeito.

Pereira (2005) ressaltou que os projetos geotécnicos em barragens de rejeitos granulares de mineração negligenciam a liquefação estática como um mecanismo de ruptura ou modo de falha. Há uma busca constante em outros mecanismos causadores de rupturas e isso se deve, muitas vezes, por questões dogmáticas que impossibilitam o fenômeno sob condições de carregamento estático.

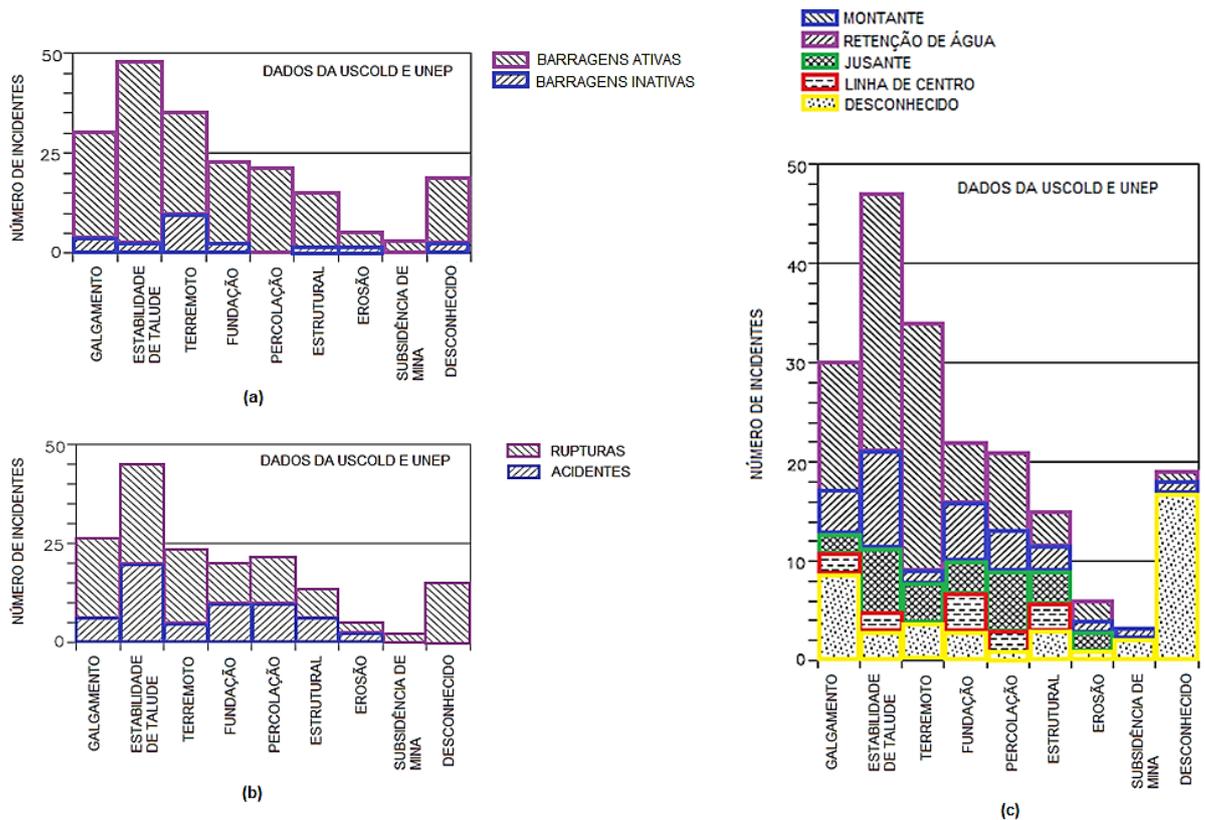


Figura 7: Comparação de causas de incidentes em barragens de rejeito. (a) Condição da barragem, (b) Tipo de incidente para barragem ativa, (c) Tipo da barragem. Modificado de ICOLD (2001).

Em 2014, Taguchi recompilou as causas de ruptura apresentadas por ICOLD (2001), acrescentando outros casos (Rico *et al.*, 2008) e reorganizou as causas de ruptura em cinco modos de falha diferentes: Galgamento, erosão interna, liquefação estática, instabilidade estática e instabilidade sísmica (Figura 8).

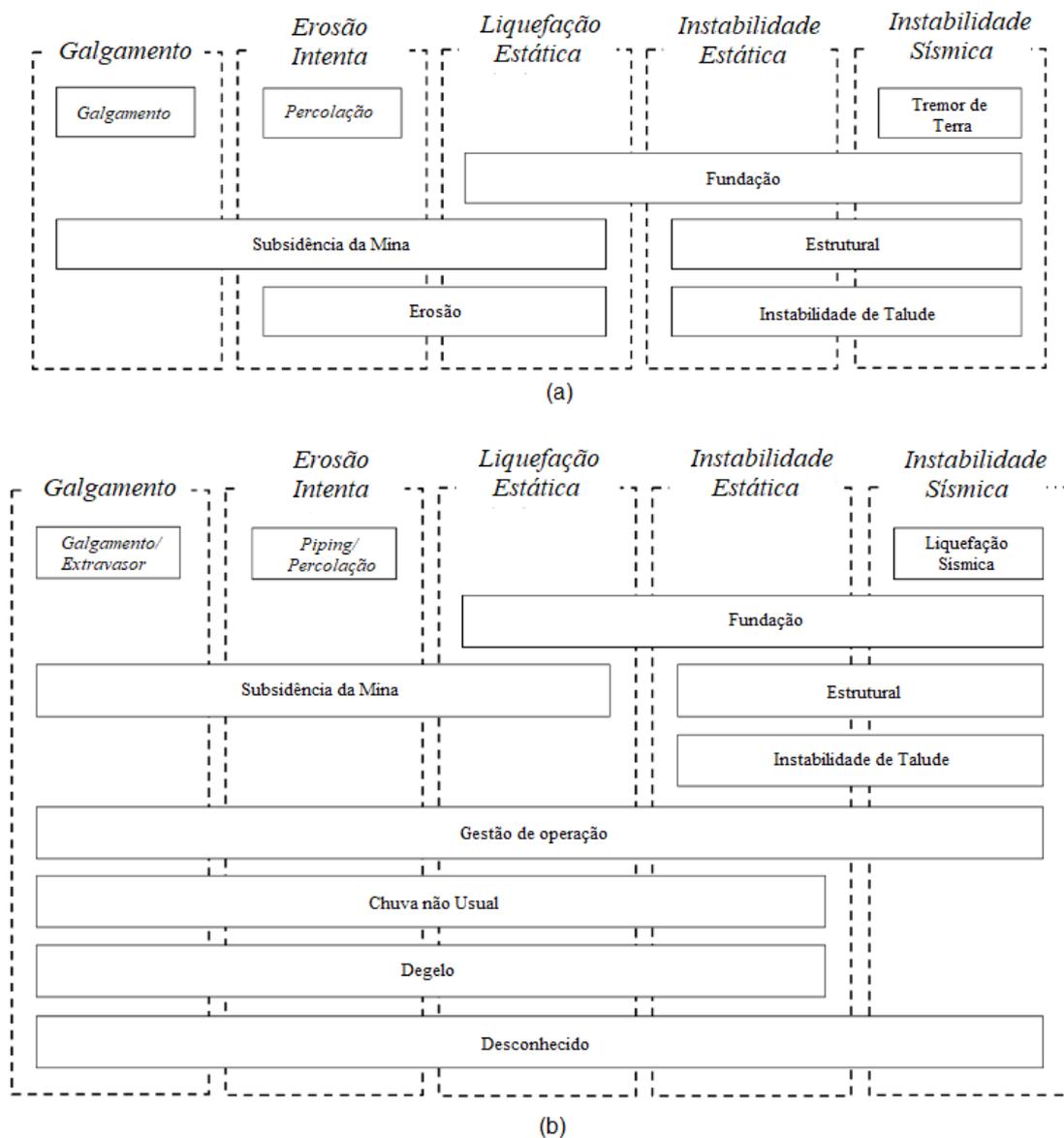


Figura 8: Compilação das causas de ruptura para (a) ICOLD (2001) e (b) Rico *et al.* (2008). Modificado de Taguchi (2014).

Muitos acidentes em barragens de rejeito foram reportados no Brasil, principalmente no Quadrilátero Ferrífero, MG, região de maior extração de minério de ferro. Em alguns dos casos, as consequências ambientais e de perdas humanas foram devastadoras. A Tabela 2 resume alguns dos principais acidentes.

Tabela 2: Exemplos dos principais acidentes em barragens de rejeitos no Brasil.

BARRAGEM	ANO	OCORRIDO	FONTE
Barragem de contenção da Mina de Fernandinho	1986	No município de Itabirito, MG, a barragem continha rejeitos de minério de ferro e possuía um volume próximo a 350.000 m ³ . Inicialmente a ruptura ocorreu na ombreira direita. As consequências foram a morte de 7 pessoas e danos à vegetação local.	CARVALHO, 2018
Barragem de Contenção de Rejeitos da Mina do Pico de São Luís	1986	Ocorreu na região de Itabirito, MG. Construída pelo método à jusante, sua ruptura não gerou óbitos, mas danos ambientais, com a lama fluindo até 10 km à jusante.	CARVALHO, 2018
Barragem de contenção de Rejeitos de Macacos	2001	Localizada na região de São Sebastião das Águas Claras, Nova Lima, MG. Cerca de 600.000 m ³ de rejeito de minério de ferro foi liberado, matando 5 pessoas e 79 hectares de mata Atlântica foram devastadas.	CARVALHO, 2018
Barragem de contenção de rejeitos industriais da floresta Cataguases Ltda	2003	O acidente ocorreu na Zona da Mata Mineira e liberou uma lama tóxica de aproximadamente 1,4 milhões de litros, da sobra industrial da produção de celulose. Contaminou o Córrego do Cágado e do Rio Pomba, afluente do Rio Paraíba do sul.	CARVALHO, 2018
Barragem São Francisco da Mineradora Rio Pomba Cataguases Ltda	2007	Em Miraf, MG, a barragem continha rejeitos do beneficiamento da bauxita, produzido pela deslamagem do minério. Os 2 milhões de rejeitos liberados inundaram os municípios de Miraf e Muriaé. Desalojou mais de 4000 pessoas e interrompeu o abastecimento de água.	CARVALHO, 2018
Barragem B1 Herculano Mineradora	2014	No município de Itabirito, MG, a barragem acumulou 3.200.000 m ³ em rejeitos de minério de ferro, e sua ruptura provocou uma inundação na área a jusante, gerando impactos ambientais e a morte de três operários. Por ser uma barragem em cascata, acabou comprometendo as barragens B2 e B3.	CARVALHO, 2018
Barragem Fundão da Mineradora Samarco S. A	2015	Localizada no distrito de Bento Rodrigues, no município de Mariana, MG, sua ruptura foi considerada o maior desastre ambiental do Brasil. Com um volume do reservatório de aproximadamente 45.000.000 m ³ , o rompimento iniciou na ombreira direita e provocou o galgamento da barragem de Santarém, que acumulava água. Isso fez com que o rejeito se diluísse e formasse uma lama de maior velocidade e alcance. Foram vários impactos, como contaminação de rios, fauna e flora e a morte de 19 pessoas.	CARVALHO, 2018
Barragem B1 do complexo Córrego do Feijão Vale S. A	2019	Na região de Brumadinho, MG, 13 milhões de m ³ de rejeito de minério de ferro foram lançados, no efluente do rio Paraopeba, causando a morte de 252 pessoas e 18 desaparecidos	Robertson <i>et al.</i> , 2019

2 FENÔMENO DA LIQUEFAÇÃO EM SOLOS GRANULARES

Davies *et al.* (2002) citam Hazen (1920) como o primeiro a usar a terminologia “liquefação” para designar o fenômeno ocorrido na ruptura da barragem de Calavares, na Califórnia, em 1918, construída sob o método de aterro hidráulico. No entanto, as bases para a teoria da liquefação foram desenvolvidas por Casagrande (1936), ao estudar as características de mudanças de volume em solos não coesivos, possibilitando descrever o conceito de índice de vazios crítico, primordial para a compreensão da teoria da liquefação.

Define-se como liquefação o fenômeno de geração excessiva de poropressão induzidas por carregamentos estáticos ou cíclicos, não drenados, em solos granulares fofos (contráteis), saturados, causando a perda da sua capacidade de resistir ao cisalhamento.

2.1 Estado Crítico

Dado que o solo denso tem um aumento de volume durante o cisalhamento, enquanto o solo fofo contrai, é natural questionar como esses comportamentos são relacionados. Casagrande (1936) explorou essa questão e observou, em ensaios de cisalhamento direto, que areias fofas contraiam e areias densas dilatavam até que, para grandes deformações, atingiam o mesmo valor de índice de vazios (Figura 9). Casagrande denominou este valor limite como índice de vazios crítico.

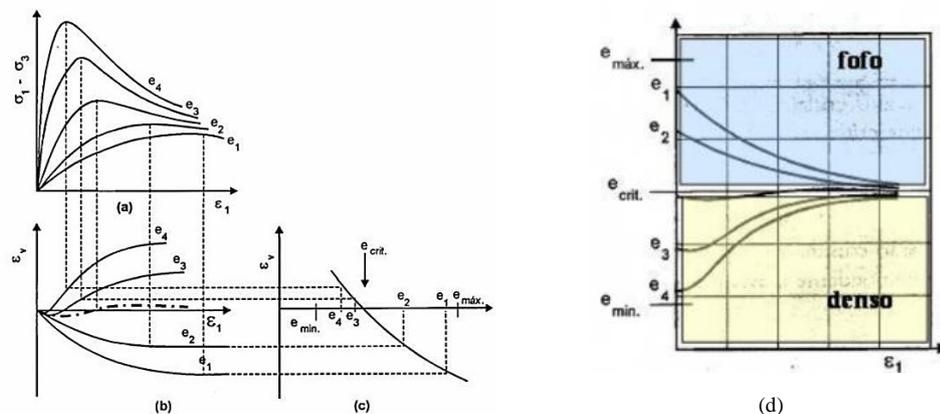


Figura 9: Comportamento de areias fofas ($e_1 - e_2$) e compactas ($e_3 - e_4$), durante o cisalhamento (Casagrande, 1936).

O índice de vazios crítico é afetado pelas tensões efetivas médias, se tornando menores à medida que o nível de tensão aumenta. Esse comportamento foi observado primeiramente por Taylor (1948). A correlação entre o Índice de vazios crítico e a tensão efetiva média, esquematizada na Figura 10, foi denominada LEC (Linha de Estado Crítico). A LEC representa a condição de variação de volume nula durante o cisalhamento e reflete uma combinação de propriedades físicas de areias, incluindo mineralogia, forma e distribuição do tamanho do grão, compressibilidade, índices de vazios limite (e_{max} , e_{min}), etc. Solos saturados com índice de vazios localizados na região acima da LEC são contráteis e, sob condição não drenada, são suscetíveis à liquefação; solos com índice de vazios abaixo da LEC são dilatantes.

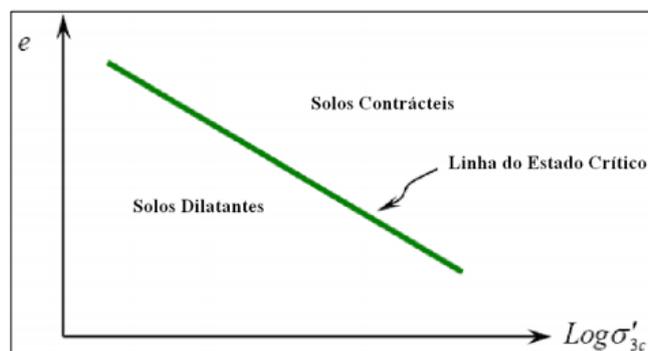


Figura 10: Representação da Linha de Estado Crítico (LEC) (Freire Neto, 2009).

2.2 Liquefação

O potencial de liquefação depende da posição relativa entre o índice de vazios da amostra e o correspondente na linha de estado crítico LEC. A Figura 11 mostra tipos de comportamento de solo granular carregado em compressão triaxial monotônica não drenada. De acordo com Robertson e Fear (1995), as três amostras partem do mesmo estado de tensões (q_{st}), mas as respostas ao cisalhamento até atingir o estado último para grandes deformações (> 20%) (US) são distintas.

- Solo A (SS acima e muito distante da LEC) – Solo puramente contrátil (Liquefação): Ao sofrer cisalhamento, o solo apresenta um comportamento elástico até o momento em que atinge sua resistência de pico. Posteriormente o solo sofre amolecimento para grandes deformações e atinge a resistência mínima (estado permanente);
- Solo B (LSS acima e pequena distância da LEC – Solo contrátil e dilatante (liquefação limitada): No início do cisalhamento, a resposta é semelhante ao solo A, no entanto, no momento em que atinge a resistência mínima, o solo começa a aumentar sua resistência;
- Solo C (SH abaixo da LEC) – Solo puramente dilatante (dilatação): Sofre dilatação durante o cisalhamento e atinge valores consideráveis de resistência.

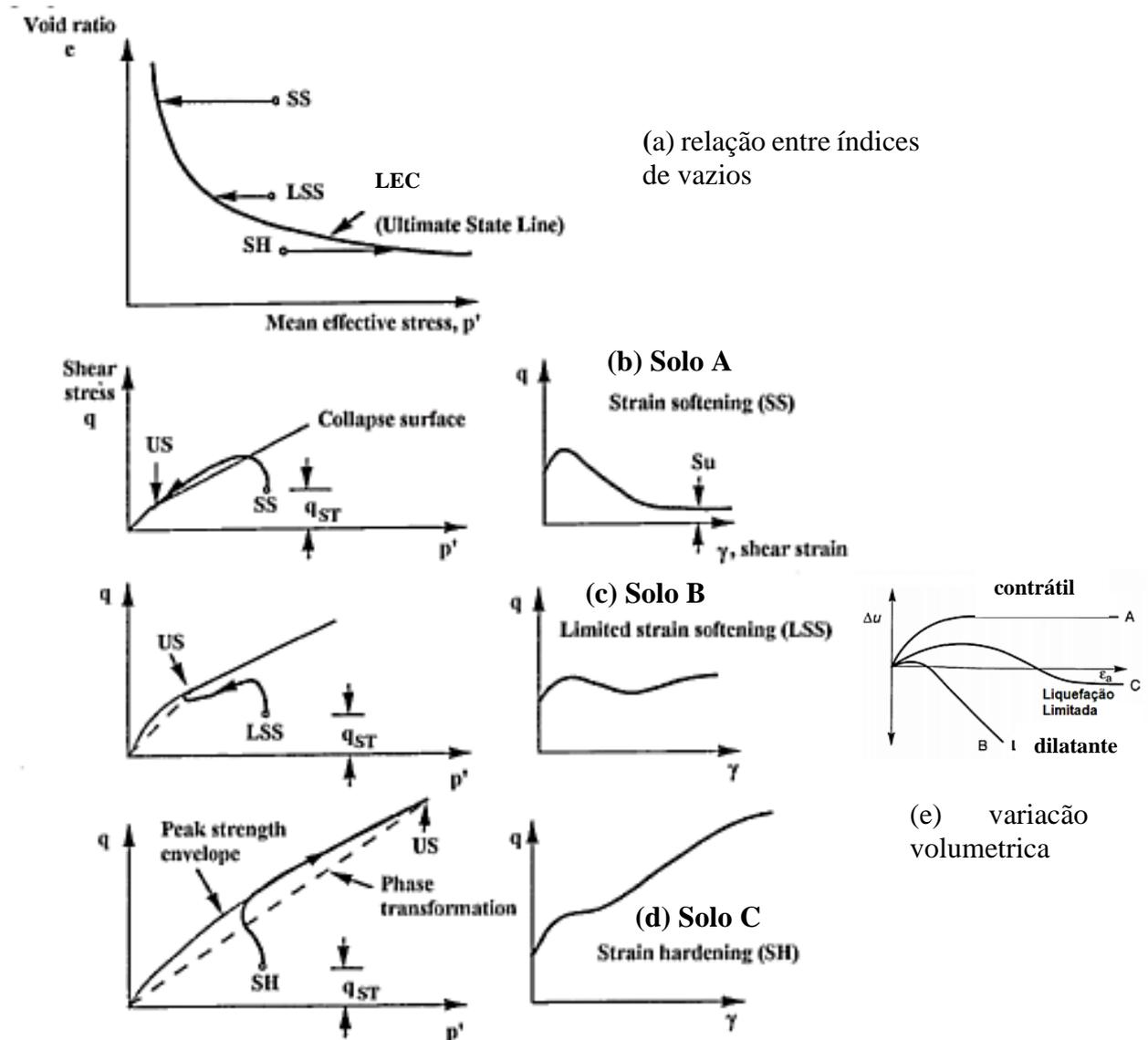


Figura 11: Esquema do comportamento não-drenado areia sujeita a carregamento monotônico de compressão triaxial: SS – amolecimento pós-pico (*strain softening*) ; LSS; amolecimento limitado pós-pico (*limited strain softening*); SH (*strain hardening*) – endurecimento; US (*ultimate state*) estado último; q_{ST} (*static gravitational shear stress*) resistência estática; s_u (*ultimate undrained shear strength*) resistência não drenada (Robertson e Fear, 1995; Robertson e Wride, 1998).

No caso de carregamentos cíclicos não drenados (por exemplo, terremotos), quase todos os solos não coesivos saturados desenvolvem propressões positivas devido à resposta contrativa para pequenas deformações.

Quando o carregamento cíclico cessa, as deformações essencialmente param, exceto àquelas devido à redistribuição local de propressão.

Com base na existência de diferentes respostas de solo sob condição não drenada, Robertson e Fear (1995) propuseram um sistema de classificação, dividido em 2 tipos de comportamento: (i) Fluxo por liquefação (*flow liquefaction*) e (ii) Amolecimento cíclico (*cyclic softening*), descrito na Figura 12.

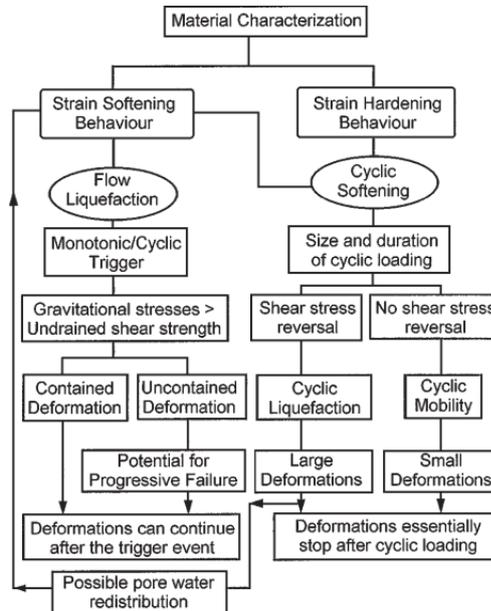


Figura 12: Classificação do tipo de resposta em processos de liquefação (Robertson e Wride, 1998) .

➤ Fluxo por liquefação (*flow liquefaction*)

O fluxo por liquefação ocorre para solos que apresentam o comportamento de amolecimento (*strain softening*), contráteis, saturados e sem coesão, durante o cisalhamento não drenado. No campo, o fluxo por liquefação só ocorrerá se as tensões cisalhantes forem maiores que a resistência ao cisalhamento liquefeito ($S_{u(LIQ)}$). Como mostrado na Figura 13, após atingir a condição de fluxo por liquefação (pontos E, B D na Figura 13(a)), o solo instabiliza, sofre deformação e diminuição da resistência, até atingir a condição de estado permanente, onde alcança a resistência ao cisalhamento liquefeita e se deforma com tensão desviadora, poropressão e volume constantes.

O mecanismo do gatilho pode ser monotônico ou cíclico. As rupturas nesta categoria não são comuns; no entanto, quando ocorrem, é rápido, com pouco aviso e geralmente são catastróficas.

2.1 Linha de liquefação ou Linha de Colapso

A resistência ao cisalhamento no pico é a máxima resistência que um dado solo mobiliza, ao longo da aplicação de um carregamento. Essa resistência de pico depende do estado inicial do solo, da sua composição e estrutura. Sendo assim, pode-se afirmar que o início da curva tensão-deformação responde de acordo com a estrutura inicial de um dado solo (POULOS *et al.* 1985).

A Figura 15 mostra resultados de ensaios não drenados em areias contráteis, saturadas, com mesmo índice de vazios inicial, submetidas a diferentes níveis de tensão confinante efetiva (HANZAWA *et al.* 1979). O estudo mostrou que os pontos de resistência de pico, que representam a condição inicial para ocorrência de fluxo por liquefação, se alinha, em uma linha reta no plano p' - q . Graficamente, esses pontos foram usados por Hanzawa *et al.* (1979), Vaid e Chern (1983) para definir a *Linha (ou superfície) de fluxo por liquefação* – FLS (*flow liquefaction surface*) ou FLL (*flow liquefaction line*).

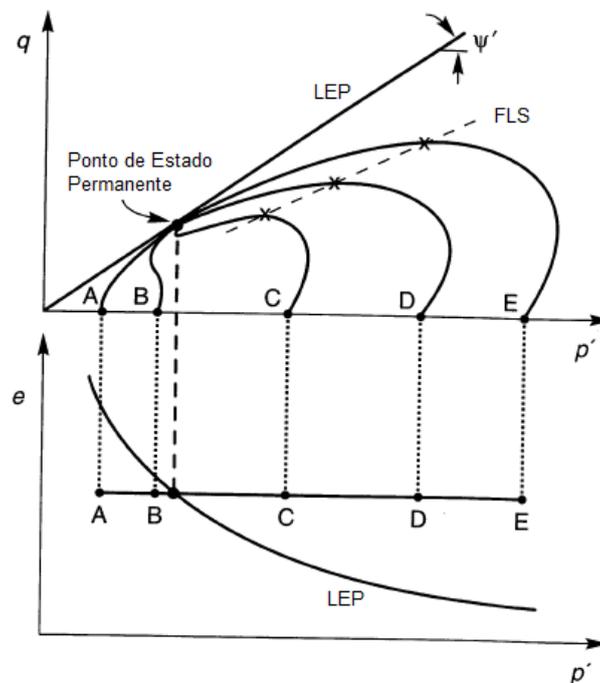


Figura 15: Representação da linha de fluxo por liquefação (FLS). Modificado de Kramer (1996).

Lade (1994), Chu *et al.* (2012), Lade e Yamamuro (2011) consideram o mesmo conceito da linha de fluxo por liquefação, no qual definiu-se que a reta que conecta os pontos passa pela origem, como mostra a Figura 16. Além disso, O material granular se torna instável, quando atingir um estado de tensões sobre ou acima da FLS.

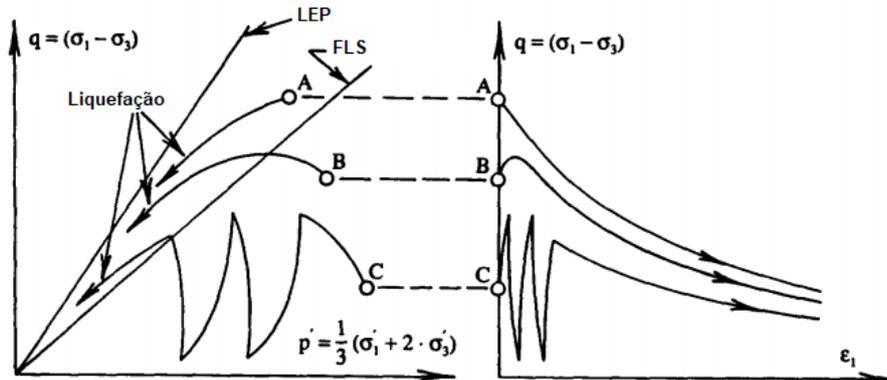


Figura 16: Esquema dos caminhos de tensão efetiva e as curvas de tensão-deformação para o início da instabilidade estática (A, B) e cíclica (C) e consequente liquefação em condição de carregamento não drenado, para uma areia fofa (Lade, 1994).

Sendo que a linha de fluxo por liquefação passa pela origem, sua inclinação pode ser representada pela razão de tensão no pico η_p , pela seguinte equação:

$$\eta_p = \frac{q_p}{p'_p} \quad (1)$$

Contudo, Chu *et al.* (2012) observaram que a linha de fluxo por liquefação não era única para um mesmo material, e que sua inclinação varia com o parâmetro de estado do solo. Ao realizarem ensaios triaxiais não drenados, adensados a um mesmo valor de tensão efetiva, como pode ser visto na Figura 17, concluiu-se que a inclinação da linha de fluxo por liquefação é tanto maior, quanto menor o índice de vazios no final do adensamento.

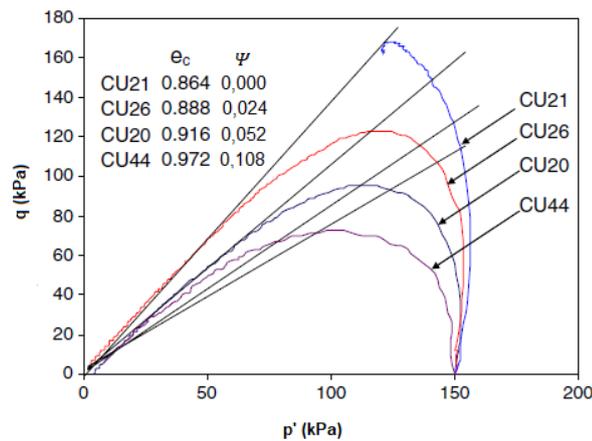


Figura 17: Dependência da linha de fluxo por liquefação e o índice de vazios para areias (Modificado de Chu *et al.* 2012).

Carrera *et al.* (2011) encontraram resultados similares em seu estudo, ao determinar os pontos $q_{m\acute{a}x}$, da trajetória de tensão efetiva em ensaios de cisalhamento não drenado, nos rejeitos de Stava. No entanto, os autores definiram que a linha de fluxo por liquefação só é considerada para os picos de tensão efetiva que alcançam $p' = 0$ no estado permanente. Essa conclusão define a FLS como única e conseqüentemente se torna independente do parâmetro de estado.

Sladen *et al.* (1985) propuseram uma superfície análoga, chamada de superfície de colapso “*collapse surface*”, que foi assumida para projetar a linha ao longo do ponto de estado permanente. No entanto, muitas evidências experimentais apoiam a projeção passando pela origem. De fato, para amostras muito fofas, o ponto de estado permanente tende a estar tão próximo da origem, que a diferença prática entre a FLS e a superfície de colapso é negligenciada. (Kramer, 1996).

2.2 Liquefação vs Liquefação verdadeira

Alguns autores consideram haver distinção, no caso de solos puramente contráteis, entre os estados de Liquefação (Castro, 1969; Casagrande; 1965; Seed, 1979, Sladen *et al.* (1985); Castro (1975)) e de Liquefação verdadeira (Carrera *et al.*, 2011; Poulos *et al.* ,1985).

A liquefação é definida como a perda de resistência ao cisalhamento de uma massa de solo, a volume constante, quando submetida a um carregamento estático, cíclico ou dinâmico, com aumento da poropressão até atingir resistência ao cisalhamento no estado permanente. Já a liquefação verdadeira ocorre apenas se, sob condições não drenadas, a resistência ao cisalhamento solo se igualar a zero. Na Figura 18, a amostra (a) exemplifica a trajetória de tensões para condição de liquefação verdadeira. Já a amostra B, tende para a Linha de estado permanente (LEP).

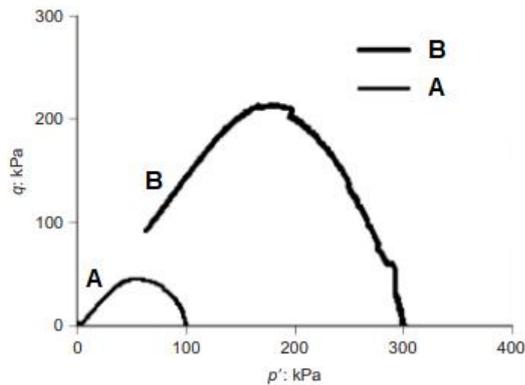


Figura 18: Suscetibilidade à liquefação em função do estado do solo. Modificado de Carrera *et al.* (2011).

Diversos autores discutem sobre a equivalência entre a LEC e a LEP (Casagrande, 1975; Poulos, 1981; Sladen *et al.*, 1985; Alarcon-Guzman *et al.* 1988; Cárdenas 2004). Para fins práticos, a conclusão é que os dois conceitos podem ser considerados similares e independentes da trajetória de tensões, ao estudar o comportamento das areias (JEFFRERIES & BEEN, 2016).

A LEP ou LEC pode ser definida, de uma maneira geral, em um espaço tridimensional (Figura 19), representado pela tensão normal efetiva octaédrica (p'), a diferença entre as tensões principais maior e menor (q) e o índice de vazios (e), no qual os valores de p' e q , no estado permanente são definidos pelas equações a seguir:

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

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (3)$$

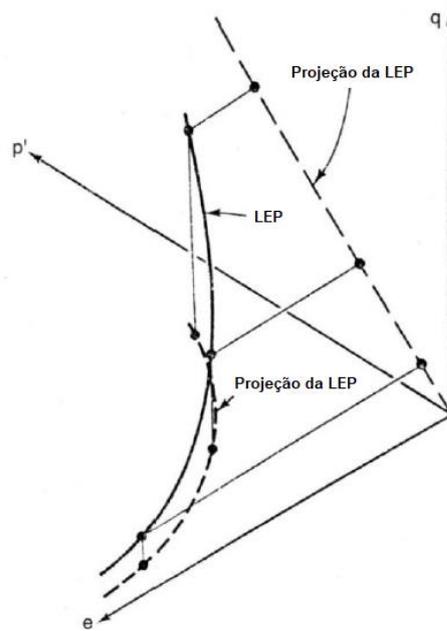


Figura 19: Linha de Estado permanente, no espaço $q:p':e$ (ATKINSON E BRANSBI, 1978).

No plano $q \times p'$ a inclinação da LEC é uma reta, passando pela origem, dada pela equação:

$$q = M p' \quad (4)$$

Jefferies e Been (2016) afirmam que M (razão de tensão no estado crítico) varia com a magnitude da tensão principal intermediária, por isso seu valor é medido em condições de compressão triaxial (M_{tc}) e em termos do ângulo de atrito no estado permanente (ou ângulo de atrito crítico), $\phi'_{c,tc}$, como mostra a Eq. (5).

$$M_{tc} = \frac{6 \text{sen } \phi'_{c,tc}}{3 - \text{sen} \phi'_{c,tc}} \quad (5)$$

No plano $e \times \log p'$, a LEC possui um comportamento curvo, tendendo a uma assíntota horizontal para tensões baixas e níveis mais elevados de índice de vazios (Carrera *et al.* (2011)). Adicionalmente, a declividade da LEC é mais acentuada para altas tensões e baixos índices de vazios, como mostra a Figura 20.

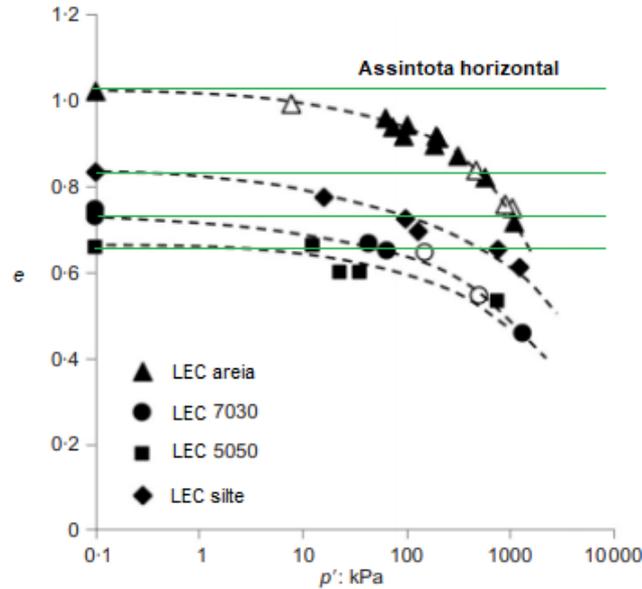


Figura 20: Representação da não linearidade da LEC. Modificado, de Carrera *et al.* (2011).

Muitos autores aproximam a LEC com uma relação linear semi-logarítmica, como mostra da Figura 21. Com isso, determina-se a relação entre o índice de vazios e a tensão normal efetiva octaédrica, ambas na condição de estado crítico, de acordo com:

$$e_{ss} = \Gamma - \lambda \ln(p'_{ss}) \quad (6)$$

Onde Γ e λ são, respectivamente, os coeficientes linear e angular da reta, para os quais suas propriedades são intrínsecas, ou seja, não são afetadas pela estrutura, história de tensão, índice de vazios etc. Na equação, o subscrito “ss” na tensão efetiva média e no índice de vazios é usado para se referir a esses valores no estado crítico.

Jefferies e Been (2016) atribuem Γ , como sendo o valor de e_{ss} para $p'_{ss} = 1$ kPa.

Na literatura, o valor de λ pode ser definido a partir do logaritmo de base 10 ou logaritmo natural. Comumente λ (ou λ_e) é atribuído à base natural, enquanto λ_{10} é usado para definir o valor na base 10. A relação entre ambos é dada por $\lambda_{10} = 2,303 \lambda$.

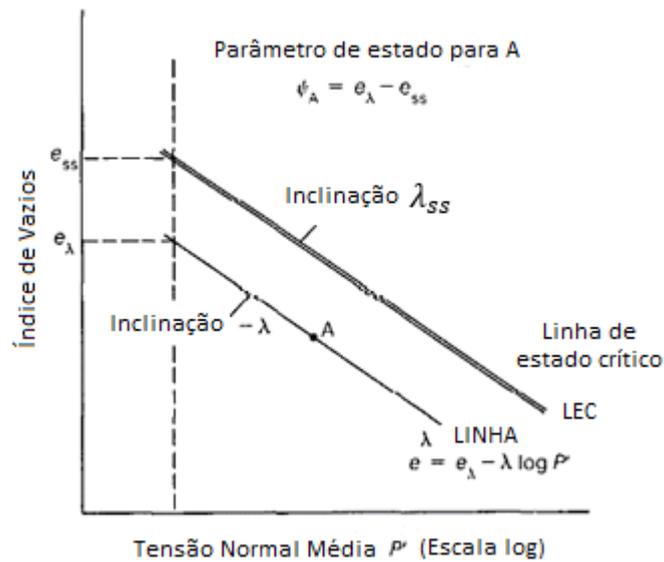


Figura 21: Linearização da LEC (Been *et al* ,1986).

2.3 Variáveis que influenciam o potencial de liquefação

Os solos naturais e artificiais apresentam uma incontável variabilidade comportamental. Essa variabilidade influencia diretamente na suscetibilidade ao fenômeno da liquefação.

Para a ocorrência de liquefação, o solo deve ter o comportamento contrátil, estar suficientemente saturado e apresentar condutividade hidráulica baixa o suficiente para possibilitar a geração de poropressão, para a taxa de carregamento imposta. Yoshimi *et al.* (1989 *apud* Freire Neto, 2009) observou experimentalmente que amostras com grau de saturação de até 80% exibiam o fenômeno de liquefação.

Muitos são os fatores pelos quais a suscetibilidade à liquefação pode ser avaliada, dentre os quais pode-se incluir a condição de saturação, mineralogia, granulometria, sua compactidade inicial etc.

2.3.1 Distribuição granulométrica e formato dos grãos

Solos mais bem graduados são, na maioria das vezes, menos suscetíveis à liquefação do que solos mal graduados; o preenchimento dos vazios entre as partículas maiores, por partículas menores em um solo bem graduado tem como consequência uma menor poropressão excessiva em condição não drenada. As evidências de campo indicam que a maioria das rupturas por liquefação ocorreu em solos com uma graduação uniforme (KRAMER, 1996).

Porém, Bray *et al.* (2004) verificaram que a quantidade de partículas de granulometria fina não é o melhor indicador de suscetibilidade à liquefação, mas que o Índice de Plasticidade (IP) seria o melhor critério. Solos coesivos não são suscetíveis à liquefação. Isto ocorre pela presença da parcela de coesão na resistência ao cisalhamento, além de que os finos plásticos reduzem a permeabilidade do solo. Por outro lado, quando os solos são formados por finos não plásticos, a consequência é somente negativa, com o aumento do potencial de liquefação, causado pela redução da condutividade hidráulica (FREIRE NETO, 2009).

Carrera *et al.* (2011) realizaram ensaios sobre uma areia limpa, acrescentando finos de maneira sucessiva, com o objetivo de observar a influência do potencial de liquefação estática no teor de finos (Figura 22). Os autores observaram que a porcentagem de silte tinha pouca influência no ângulo de atrito a volume constante, no entanto, à medida que o conteúdo de finos aumentava, o índice de vazios crítico, movia-se de forma semelhante.

Esse comportamento foi também observado por Thevanayagam *et al.*, (2002), como mostra a Figura 23. De zero a 40% de porcentagem de finos, o índice de vazios crítico reduz e a LEC tende a se mover para baixo. No momento em que atinge o conteúdo de finos transicional, há uma inversão e a LEC passa a se mover para cima. (FONSECA, 2013).

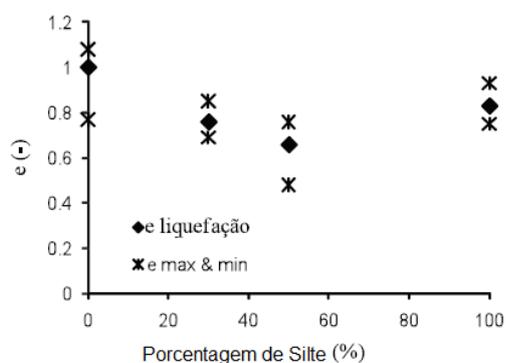


Figura 22: Variação do potencial de liquefação estática com a variação da porcentagem de finos (Carrera *et al.* 2011).

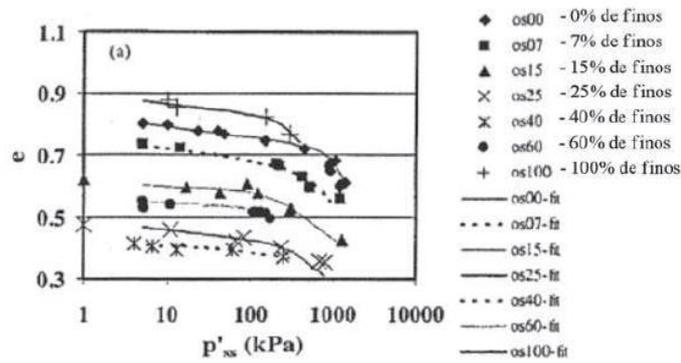


Figura 23: influência dos finos na posição da LEC (Thevanayagam *et al.*, 2002).

Seed *et al.* (2003) realizaram um estudo que resultou na identificação das zonas mais suscetíveis à liquefação tendo como base a carta de Casagrande (Índice de Plasticidade (IP) - Limite de Liquidez (LL)) como mostra a Figura 24, os autores propuseram a subdivisão do gráfico em 3 zonas:

Zona A: Solos potencialmente suscetíveis à liquefação basicamente por carregamento cíclico;

Zona B: Solos suscetíveis à liquefação tanto devido a carregamento estático quanto cíclico;

Zona C: Solos não são geralmente suscetíveis à liquefação cíclica, no entanto, deve-se chegar o potencial quanto à perda de resistência devido ao carregamento estático e deformações cisalhantes.

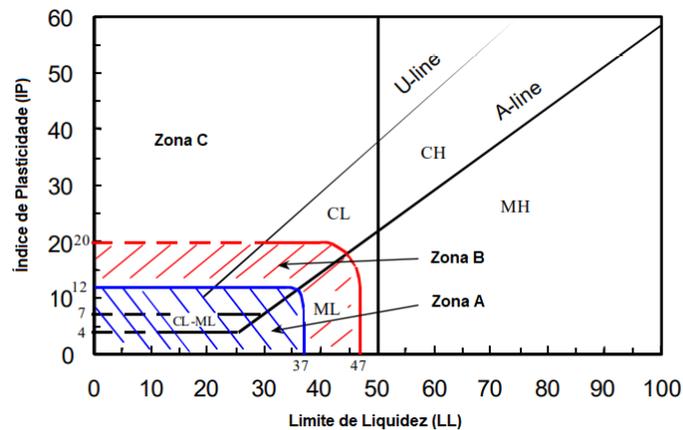


Figura 24: Recomendação relativa à avaliação do potencial de liquefação, levando em conta a influência dos finos (Seed *et al.*, 2003).

Com base em resultados de análise de peneiramento em solos com e sem potencial, Tsuchida (1970 *apud* Terzaghi *et al.*, 1996) propôs curvas limites de distribuição granulométrica. Como mostrado na Figura 25 (a), os solos naturais com potencial de liquefação variam entre pedregulho e siltes; os mais suscetíveis estão limitados à faixa das areias. Enquanto, para rejeitos de minério (Figura 25(b)), a faixa suscetível à liquefação engloba não só os siltes, mas também partículas de dimensão argila. No caso dos rejeitos, os finos são compostos por sólidos não plásticos.

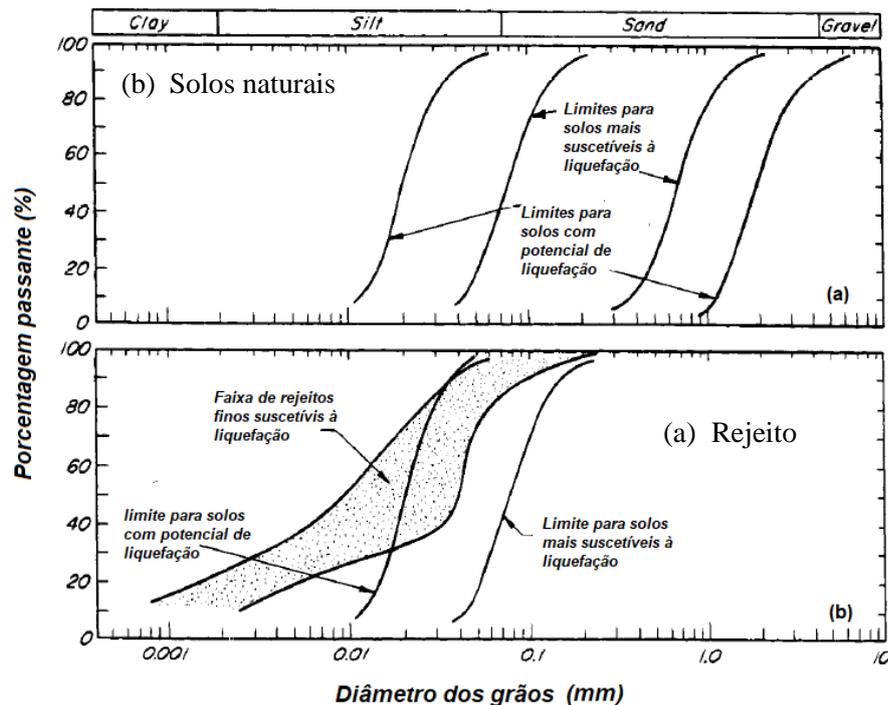


Figura 25: Limites granulométricos de suscetibilidade à liquefação (Terzaghi *et al.*, 1996).

Assim como afirma Kramer (1996), o formato dos grãos também influencia no potencial de liquefação. Sabe-se que solos arredondados são mais facilmente densificados do que solos angulares. Conseqüentemente partículas arredondadas são mais suscetíveis à liquefação e ocorrem na maioria das vezes em ambientes fluviais ou aluvionares, onde são encontrados solos saturados e depositados livremente.

2.4 Parâmetro de estado (ψ)

A Linha de Estado Crítico (LEC) define as regiões em que, sob cisalhamento, os solos tendem a contrair ou expandir (Figura 10). A partir desse conceito, os solos com tendência à contração são denominados fofos e, os que expandem, densos. Sob condição não drenada, os solos saturados com índice de vazios inicial acima da LEC (fofos), irão gerar poropressão positiva e, conseqüentemente, são suscetíveis à liquefação. A Figura 26 mostra as diferentes trajetórias que traduzem o comportamento de areias densas e fofas durante o cisalhamento drenado e não drenado.

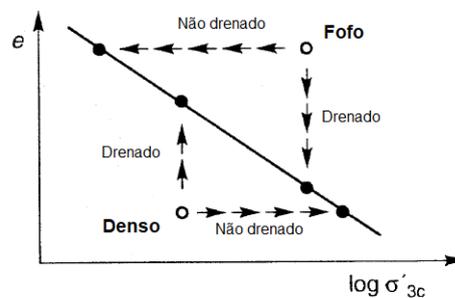


Figura 26: Influência das condições iniciais de carregamento (Olson, 2001).

Partindo deste princípio, Been e Jefferies (1985) introduziram o conceito de Parâmetro de Estado (ψ). Estado é uma condição física que controla o comportamento do material. Em solos não plásticos, o índice de vazios e o nível de tensão efetiva são as condições físicas que controlam seu comportamento.

Como mostra a Figura 27, o Parâmetro de Estado (ψ) é definido como sendo a diferença entre o índice de vazios *in situ* (e_0) e o índice de vazios na linha de estado permanente (e_{ss}) ou LEC, para uma mesma tensão de confinamento efetiva, ou seja:

$$\psi = e_0 - e_{ss} \quad (7)$$

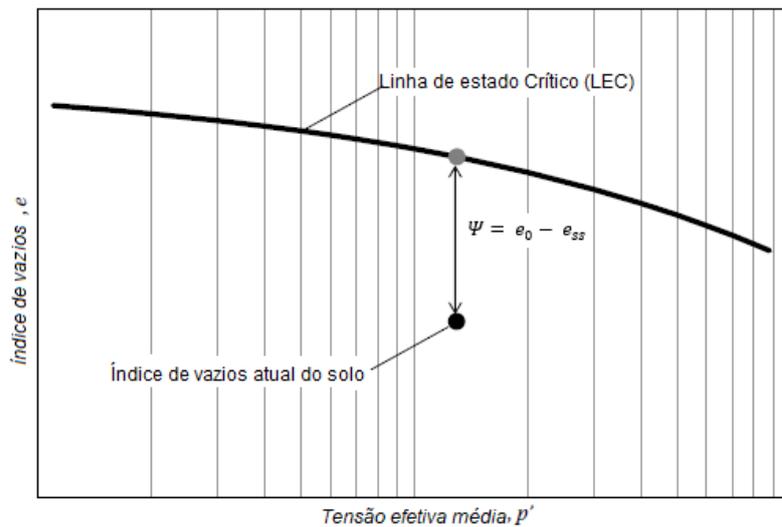


Figura 27: Definição do Parâmetro de estado (ψ) (Jefferies e Been, 2016).

Quando o Parâmetro de Estado (ψ) é positivo o solo se comporta como fofo, com tendência à compressão no cisalhamento. Caso contrário, o solo se comporta como denso e tende a expandir. Com isso, quanto maior é o valor de ψ maior será a tendência de variação de volume por compressão e mais suscetível à liquefação, sob condições não drenadas. Jefferies e Been (2006) e Shuttle e Cuning (2007), entretanto, afirmam que na prática, solos contráteis e com suscetibilidade à liquefação possuem $\psi > -0,05$.

3 ENSAIO DE PENETRAÇÃO ESTÁTICA (CPT, CPTU)

O ensaio de cone (CPT) foi desenvolvido na década de 30 na Holanda. O cone é constituído de ponta cônica de 10 cm^2 de área de seção transversal (correspondente a 36,6mm de diâmetro) e 60° de ângulo de ponta e apoiada em revestimento cilíndrico de mesmo diâmetro. O cone mecânico oferece a vantagem de baixo custo e simplicidade de operação. Entretanto o ensaio é lento, já que envolve um processo incremental de avanço independente de cada parte da sonda, possui baixa acurácia, impossibilidade de atingir altas profundidades e ineficaz em solos moles (Schnaid e Odebrecht, 2012).

Na década de 80, com o desenvolvimento de recursos eletrônicos, elementos porosos foram incorporados às sondas de penetração, passando esta nova sonda a ser denominada piezocone (CPTu). O cone elétrico oferece a vantagem de monitoramento contínuo, alta precisão e repetibilidade e possibilidade de inclusão de sensores para acompanhamento de temperatura e inclinação. Em solos moles, o cone elétrico pode atingir profundidades superiores a 100m sem perder o alinhamento vertical. Durante a cravação da sonda, realizam-se medidas contínuas da resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e de poropressão (u) gerados durante a cravação do piezocone. Diferenças na temperatura de calibração e de execução de ensaio também afetam os registros de sensores piezométricos e células de carga. Por este motivo, sensores de temperatura são introduzidos na sonda piezométrica (Schnaid, 2000).

A Figura 29 mostra algumas das posições para instalação das pedras porosas. No entanto, de acordo com Schnaid (2000), a posição u_2 é a mais adotada por apresentar uma série de vantagens, tais como: melhor posição para corrigir a resistência de ponta; possibilidade de correção do atrito lateral; menor risco de a pedra porosa ser danificada; boa sensibilidade de leitura; melhor possibilidade de estabelecer correlações empíricas para estimativa de parâmetros geotécnicos uma vez que, nesta região, o desenvolvimento de poropressão é governado pelas tensões cisalhantes). A única desvantagem da posição u_2 está no fato de que maiores gradientes de poropressão ocorrem na base do cone e pequenas alterações na posição u_2 podem acarretar mudanças significativas de leitura.

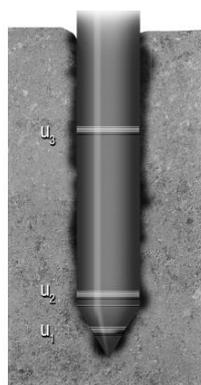


Figura 29: Posição do elemento poroso (Schnaid, 2012).

Com o tempo ficou constatada a existência de erros nas medidas de resistência de ponta q_c e atrito lateral f_s em ensaios em depósitos saturados, devido a ação da água sobre as ranhuras do cone (Figura 31). A pressão da água atrás da ponta, medida em u_2 , impõe uma resistência adicional à penetração. Assim sendo, Campanella *et al.* (1982) e Jamiolkowski *et al.* (1985) propuseram a aplicação de correções, definindo a resistência real mobilizada na ponta (q_t), dada por:

$$q_t = q_c + u_2(1 - a) \quad (8)$$

onde q_c = resistência de ponta, u_2 = poropressão, $a = \frac{A_N}{A_r}$ é a relação das áreas do cone

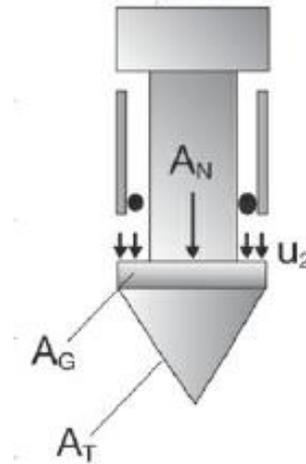


Figura 31: Áreas do cone (Schnaid, 2012).

Além dos perfis de resistência de ponta (q_c e q_t), de atrito lateral e poropressão, a interpretação do ensaio também fornece os dados normalizados com relação aos níveis de tensão; como mostra a Tabela 3.

Tabela 3: Parâmetros normalizados (adimensionais) do CPT

Nomenclatura	Equação
Resistencia de ponta normalizada pela tensão efetiva	$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \quad (9)$
Resistencia de ponta normalizada pela tensão efetiva média	$Q_p = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{p'_0} \quad (10)$
Resistencia de atrito normalizada	$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (11)$
Parâmetro de poropressão	$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \quad (12)$
Relação de atrito	$R_f = \frac{f_s}{q_c} \quad (13)$
Nota u_0 = poropressão hidrostática, σ_{v0} = tensão vertical de campo; σ'_{v0} = tensão vertical efetiva de campo.	

O ensaio de piezocone mede a carga decorrente de uma deformação que é imposta e não mede nenhuma propriedade do solo. Entretanto várias correlações empíricas foram propostas, sendo que, muitas destas se basearam em testes em câmara de calibração de grande diâmetro. Em solos sedimentares existem equações para se estimar: resistência não drenada (S_u), razão de pré-adensamento (OCR), sensibilidade (S_t), coeficiente de empuxo no repouso (K_0), parâmetros efetivos de resistência c' e ϕ' , módulo de Young (E_u), módulo oedométrico (E_{oed}), módulo confinado (M), densidade relativa (D_r), módulo cisalhante máximo (G), coeficiente de adensamento horizontal (c_h) e (c_v) permeabilidades horizontal e vertical (k_h) e (k_v). Há diferentes graus de incerteza na estimativa desses parâmetros e nenhum parâmetro apresenta grau máximo de confiabilidade (Danziger e Lunne, 1997).

A Tabela 4 ilustra como o ensaio de Penetração de Cone (CPT), e suas variações (CPTu e SCPTu) têm a aplicação mais ampla para estimar parâmetros geotécnicos, em vários tipos de materiais, desde solo muito fofo até rocha frágil. Este quadro explica o crescimento contínuo do uso e aplicação da CPT em todo o mundo.

Tabela 4: Investigação de campo para uso prático (Mitchell *et al.*, 1978; Robertson, 2012)

Group	In-situ Test	Geotechnical Parameter											Ground Type					
		Soil type	Profile	u_0	OCR	D_r - ψ	ϕ'	s_u	G_s -E	σ - ϵ	M-C _c	k	c_v	hard rock	soft rock	gravel	sand	silt/clay
Penetrometer/ Direct Push	Dy. Probing (DP)	C	B	-	C	C	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	SPT	B	B	-	C	B	C	C	-	-	-	-	-	C	B	A	B	B
	CPT	B	A	-	B	B	B	B	C	C	C	-	-	B	B	A	A	A
	CPTu	A	A	A	B	A	B	A	B	C	B	A	A	-	B	B	A	A
	SCPTu	A	A	A	A	A	B	A	A	B	B	A	A	-	B	B	A	A
	DMT	B	B	B	B	C	B	B	B	C	B	C	B	-	C	C	A	A
	SDMT	B	B	B	A	B	B	B	A	B	B	C	B	-	C	C	A	A
	Full-flow (Tball)	C	B	B	B	C	C	A	C	C	C	C	C	-	-	-	C	B
	Field vane (FVT)	B	C	-	B	-	-	A	-	-	-	-	-	-	-	-	-	A
	Pressuremeter	Pre-bored	B	B	-	C	C	B	B	C	C	-	C	A	A	B	B	B
Self-bored		B	B	A ¹	B	B	B	A	A	B	B	A ¹	-	C	-	B	A	
Full-displacement		B	B	B	C	C	C	B	A	A	B	A	-	C	-	B	A	
Other	Screw-plate load	C	-	-	B	C	C	B	B	B	B	C	C	A	B	B	B	
	Borehole shear	C	-	-	-	-	B	C	-	-	-	-	-	C	B	C	C	
	Permeameter	C	-	A	-	-	-	-	-	-	-	A	B	A	A	A	A	
	Borehole seismic	C	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	
	Surface seismic	-	C	-	B	C	-	-	A	C	-	-	-	A	A	A	A	
	Hydraulic fracture	-	-	B	-	-	-	-	-	-	-	C	C	B	B	-	-	

Applicability: A = high, B = moderate, C = low, - = none

Geotechnical parameters: u_0 = in-situ static pore pressure, OCR = over-consolidation ratio, D_r - ψ = relative density and/or state parameter, ϕ' = peak friction angle, s_u = undrained shear strength (peak and/or remolded), G_s -E = small strain shear and/or Young's modulus, σ - ϵ = stress-strain relationship, M-C_c = constrained modulus and/or compression index, k = permeability, c_v = coefficient of consolidation

ϕ' will depend on soil type; ¹ only when pore pressure sensor fitted.

3.1 Condições de drenagem no campo

No ensaio CPTu, a taxa de cravação é da ordem padrão de 20mm/s, o que gera condições drenadas em areias e, eventualmente, não drenadas em argilas. Schnaid *et al.* (2019) ressaltaram a importância de se avaliar os efeitos de drenagem parcial para solos transicionais ou siltosos, principalmente se forem não plásticos. Os autores esclarecem que, ao atribuir o comportamento da argila a um solo siltoso, há possibilidade de se subestimar ou superestimar as propriedades geotécnicas deste material, dependendo do tipo de comportamento do material e das condições de saturação. Portanto, torna-se imprescindível compreender e controlar as condições de drenagem.

A Figura 28 mostra a influência da velocidade de penetração do ensaio na resistência de ponta e geração de poropressão. Nesta figura, a velocidade está normalizada em função do índice de rigidez do solo (razão entre módulo cisalhante G e resistência não drenada S_u) e do diâmetro da sonda. Claramente, observa-se que, nas condições limites, a redução da resistência de ponta está ligada a geração de poropressão. Esse resultado é particularmente importante na interpretação de um material transicional, onde observa-se uma variabilidade significativa na resposta do solo à penetração do cone.

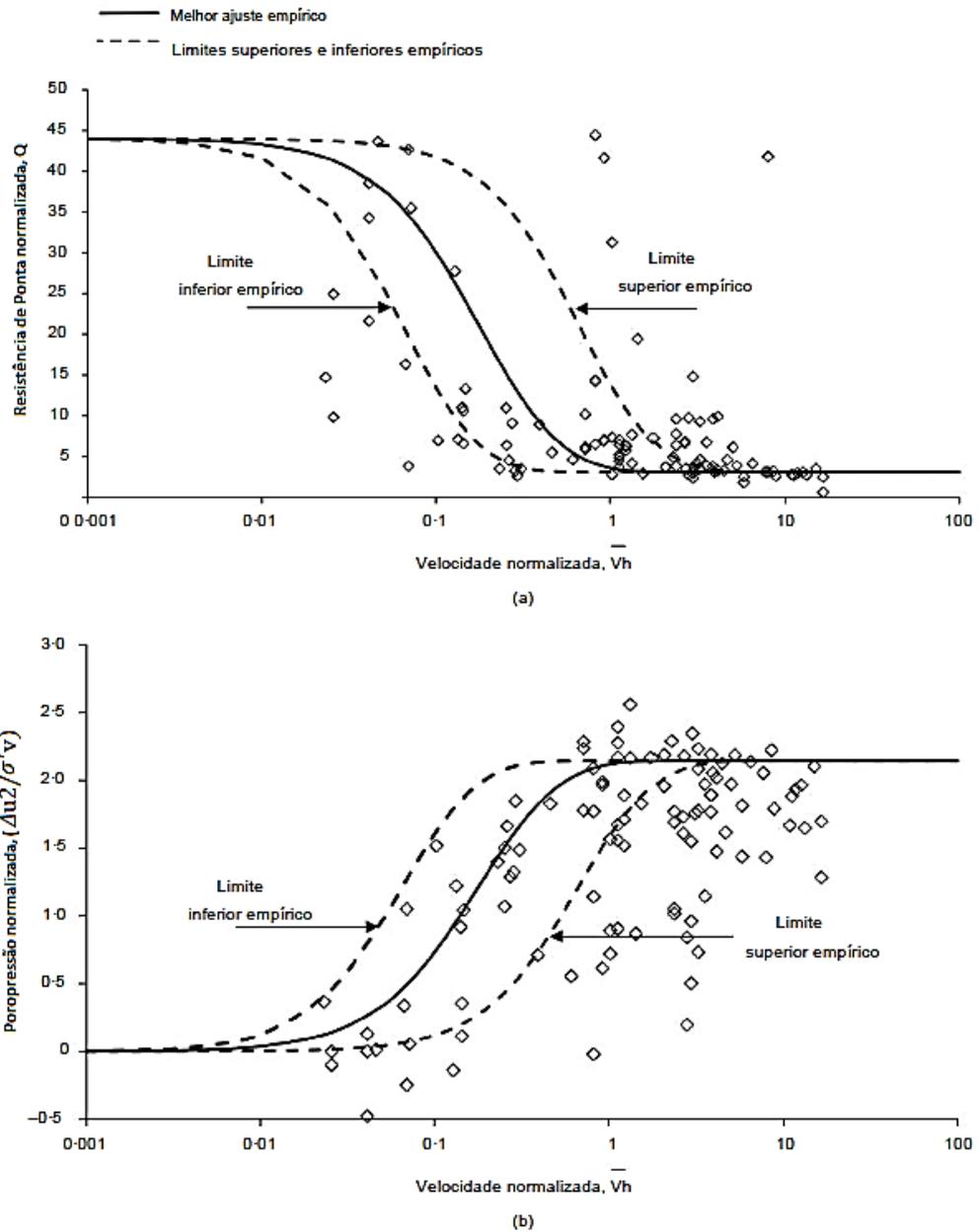


Figura 28: Dados do ensaio CPTu normalizados em profundidades de penetração de 3 a 5 m: (a) velocidade normalizada plotada contra resistência normalizada; (b) velocidade normalizada plotada em relação à Poropressão normalizada (Schnaid *et al.*, 2019).

Jefferies e Davis (1991) destacam que em rejeitos siltsosos ou transicionais, em que há uma condição não saturada, a poropressão dinâmica (u_2) pode apresentar valores negativos, gerados pela cavitação da pedra porosa, conseqüentemente resultando em valores negativos de B_q . Quando este fato ocorrer, recomenda-se a adoção de $B_q=0$, já que a poropressão causada pela pedra porosa não deve ser inserida nos cálculos de classificação comportamental.

3.2 Estimativa do parâmetro de estado ψ com base em ensaios CPT/CPTu

Já existe consenso de que o arranjo estrutural não é suficiente para caracterizar o comportamento mecânico de materiais granulares. Em particular, a tensão de confinamento modifica o comportamento das areias ao ponto de que mesmo areia densa, se testada a uma pressão de confinamento suficientemente alta, se comportará de forma semelhante à areia fofa. Portanto, face a variações na compressibilidade, as propriedades das areias não podem ser expressas apenas em termos de densidade relativa; o nível de tensões também deveria ser incluído.

Pesquisas mostraram, então, que o parâmetro do estado ψ é a informação mais significativa para se prever o comportamento volumétrico *in situ* de solos arenosos (Robertson e Campanella, 1983; Been e Jefferies, 1985; Kulhawy e Mayne 1990)

A possibilidade de determinar o parâmetro de estado pela execução de ensaios *in situ* tem grande apelo prático, mas a precisão da sua determinação depende das tensões com a quais a posição da LEC é obtida. Ressalta-se, entretanto, que uso exclusivo do CPT para estimativa do parâmetro de estado é válido em projetos de baixo risco ou como uma previsão inicial em projetos de alto risco. Para projetos de alto risco, faz-se necessário uma interpretação detalhada dos resultados do CPT em conjunto com resultados de ensaios de laboratório e com modelagem numérica (Robertson, 2010).

Serão apresentados, a seguir, alguns métodos para correlação do parâmetro de estado (ψ) de solos não plásticos com dados extraídos do CPT. Inicialmente as propostas foram estabelecidas para solos exclusivamente arenosos. Entretanto, muitos solos naturais podem conter parcelas de silte. Esses materiais apresentam comportamento intermediário, podendo tender para respostas drenadas ou não drenadas, uma vez que a permeabilidade de solos siltosos pode variar na faixa das areias até a das argilas.

3.2.1 Método de Been, Jefferies *et al* (1986, 1987, 1988, 2006, 2016)

Been *et al.* (1986) utilizaram resultados experimentais de ensaios CPT em câmaras de calibração, em 2 solos arenosos de origens diferentes (Monterey e Hokksund) para propor uma correlação com parâmetro de estado (ψ).

A LEC foi definida em ensaios triaxiais de tensão controlada, em amostras de diferentes compacidades. Diversas propriedades que definem o comportamento do material tanto sob condição drenada (ângulo de atrito efetivo, taxa de dilatação), quanto não drenada (tensão de pico, parâmetro A_f na ruptura) mostraram boa correlação com parâmetro de estado (ψ).

Combinando as informações da resistência à penetração do cone q_{pc} , medida na câmara de calibração, com os valores médios de tensão total (p ou σ_{v0}) e efetiva (p' ou σ'_{v0}), os autores observaram relações lineares como mostra a Figura 29a, para diferentes parâmetros de estado (ψ). Idealmente, as retas deveriam convergir na origem. Entretanto, as dimensões da câmara e condições de contorno afetavam as medidas de resistência à penetração do cone. Após estudos, correlacionando q_c com a razão entre os diâmetros/geometrias dos cones utilizados e das dimensões da câmara, os autores estabeleceram fatores de correção nos valores de q_{pc} , eliminando os efeitos restritivos dos ensaios (Figura 29b).

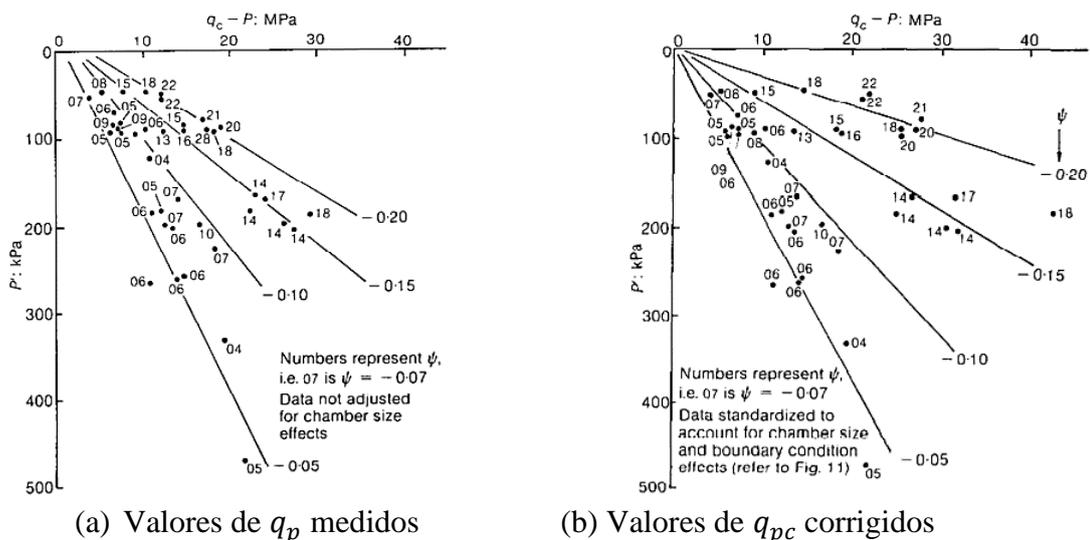


Figura 29: Resistência à penetração do cone q_{pc} para diferentes compacidades- areia de Monterey (Been et al., 1986).

Após corrigir os resultados quanto às dimensões da câmara e efeitos de bordo, observou-se uma constância no parâmetro de estado, independentemente do nível de tensão (Figura 30). Com isso, a relação entre a resistência de ponta normalizada do cone Q_p e o parâmetro de estado ψ pode ser definida em uma função exponencial:

$$Q_p = \frac{q_{pc} - p}{p'} = k \exp(-m\psi) \quad (14)$$

Onde q_{pc} é a resistência à penetração do cone p é a média das tensões $p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3$; m é a inclinação da relação $Q_p \times \psi$ e k o valor de Q_p para $\psi = 0$

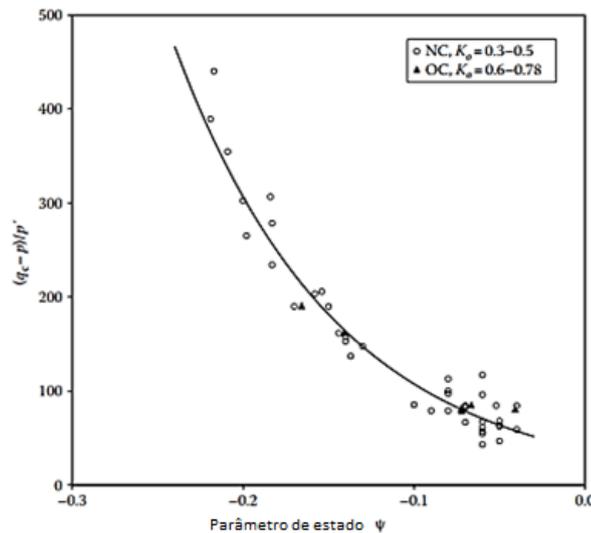


Figura 30: Resistência à penetração do cone Q_p vs parâmetro de estado ψ - areia de Monterey (Jeffreries e Been, 2016).

Em 1987, os autores estenderam os conceitos observados nos ensaios CPT em câmara de calibração para outros depósitos arenosos. A Figura 31a mostra as LEC definidas em ensaios triaxiais de tensão controlada em amostras de 6 depósitos. A base de dados compreendeu mais do que 400 ensaios em solos normalmente e pré-adensados e ampla faixa de variação do coeficiente de empuxo no repouso k_0 . A Figura 31b mostra a relação entre a resistência de ponta normalizada do cone Q_{pc} e o parâmetro de estado ψ , incluindo as correções quanto às dimensões da câmara e efeitos de bordo.

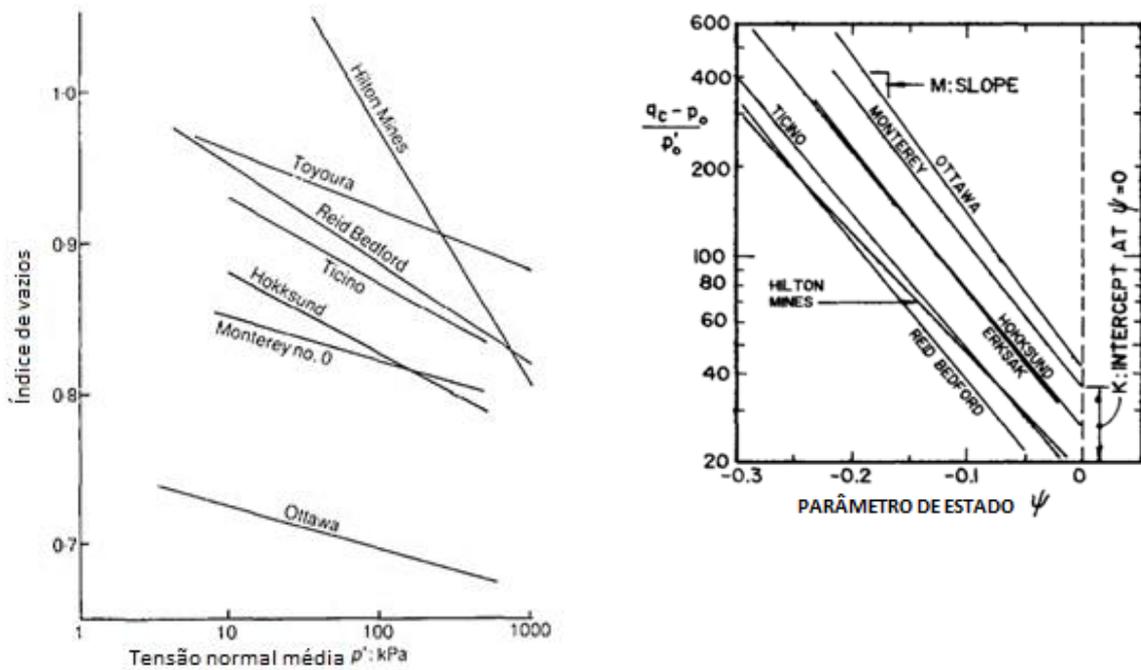
(a) LEC no plano $e \times p'$ (b) resistência de ponta normalizada em log $[(q_{pc} - p)/p'_0]$ vs parâmetro de estado

Figura 31: Resultados experimentais em ensaios triaxiais e em câmaras de calibração em areias adensadas (Been *et al.*, 1987).

Correlacionando os valores das inclinações m com às correspondentes inclinações λ , definida na base 10 (λ_{10}) das linhas LEC (Figura 32a), foi possível estabelecer uma equação única para os diferentes depósitos, dada por:

$$m = 8,1 - 2,3 \log \lambda_{10} \quad (15)$$

Quanto ao coeficiente k da Eq. (14), para quaisquer valores de λ_{10} e ψ , este não pode ser negativo. Assim sendo, correlacionando os valores obtidos para este parâmetro com as inclinações (λ_{10}) das linhas LEC define-se uma relação hiperbólica expressa por:

$$k = 8 + \frac{0,55}{\lambda_{10} - 0,01} \quad (16)$$

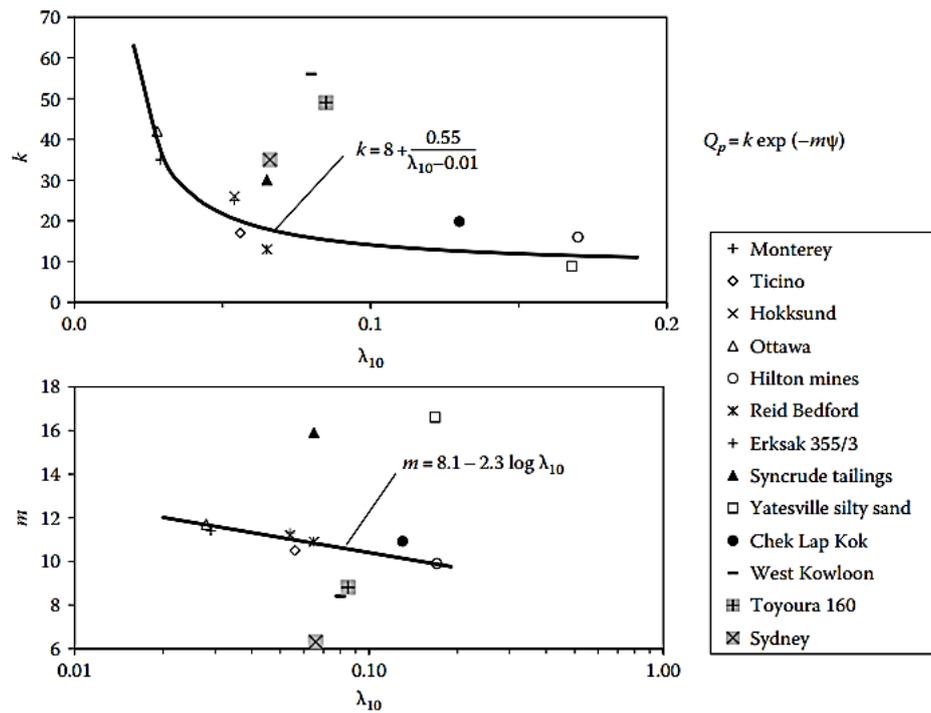


Figura 32: Correlação entre as inclinações m e k e inclinações ($\lambda = \lambda_{10}$) (Jefferies e Been, 2016; Been *et al.*, 1987).

Combinando Eqs. (14), (15) e (16) chega-se à proposta de interpretação do ensaio CPT para estimativa do parâmetro de estado em areias fofas.

$$\psi = -\frac{-\ln\left(\frac{Q_p}{k}\right)}{m} \quad (17)$$

ou

$$\psi = -\left[\frac{1}{8,1 - \ln\lambda_{10}}\right] \ln\left\{\frac{q_{pc} - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} \left[8 + \frac{0,55}{\lambda_{10} - 0,01}\right]^{-1}\right\} \quad (18)$$

Face à variabilidade de solos analisados, os autores consideraram a validade da Eq. (18) adequada para solos de diferentes mineralogias (incluindo teores de silte), granulometrias, formas de grão, condições de k_0 e níveis de tensão. A acurácia do modelo mostrou-se ser da ordem de $\pm 10\%$ em pelo menos 80% dos resultados. Do ponto de vista prático, este nível de acurácia pode ser considerado satisfatório.

No modelo proposto (Eq. (18)), a estimativa do parâmetro de estado ψ , através de sondagens CPTu, depende do conhecimento prévio das inclinações λ_{10} das LEC no plano $e \times p'$, para todos os materiais envolvidos. Adicionalmente, o valor de k_0 tem fundamental importância na definição das condições de tensão vertical e horizontal médias de campo. Tais requisitos tornaram impraticável o uso desta proposta para fins práticos.

Em 1988, os autores estenderam o estudo de correlações entre o parâmetro de estado ψ e dados extraídos de sondagens CPTu para solos finos, de forma a estabelecer uma abordagem unificada tanto para areias quanto para siltes e argilas. A princípio, a principal diferença entre os materiais está no fato do ensaio CPTu, em solos granulares, ser drenado; enquanto, em solos finos, o comportamento esperado é não drenado.

Em areias, o parâmetro de estado ψ define o comportamento do material e está relacionado à LEC (λ_{10}). Entretanto, em argilas, a inclinação da reta virgem é a referência de comportamento e o parâmetro de estado passa a ser a razão de pré-adensamento OCR. Como mostra a Figura 33, o parâmetro de estado ψ e a razão de pré-adensamento \log OCR não são equivalentes. Somente as inclinações das retas virgem λ e de estado crítico λ_{10} são relacionáveis.

Para generalizar a interpretação do parâmetro de estado fez-se necessário definir uma relação entre ψ e OCR e considerar as diferenças de comportamento de ambos os materiais do ponto de vista de geração de poropressão. Admitindo a validade do modelo *cam-clay* modificado (Roscoe e Burland, 1968), foi estabelecida: a relação:

$$\log R = \log 2^\Lambda + \frac{\psi}{\kappa - \lambda} \quad (19)$$

Onde R é o OCR na condição isotrópica, Λ razão de endurecimento plástico $\Lambda = 1 - \kappa/\lambda$.



Figura 33: Correlação entre a linha de estado crítico λ_{ss} (λ_{10}) e as relações de compressibilidade de argilas (inclinação da reta virgem λ e inclinação da reta de compressão elástica ou descompressão κ) (Jefferies e Been, 2016; Been *et al.*, 1988).

No ensaio CPTu, a questão da drenagem pode ser avaliada a partir da magnitude das poropressões geradas no processo de avanço da penetração do cone. Com isso, Been *et al.* (1988) adaptaram a Eq. (14) de forma a incorporar o parâmetro de poropressão B_q^* (Figura 34).

$$Q_p^* = \frac{q_{pc} - p}{p'(1 - B_q^*)} = k^* \exp(-m^* \psi) \quad (20)$$

Onde

$$B_q^* = \frac{u_c - u_0}{q_{pc} - p} \quad (21)$$

$$k^* = 6 + \frac{0,55}{\lambda_{10} - 0,012} \quad (22)$$

$$m^* = 11,9 - 13,3\lambda_{10} \quad (23)$$

Sendo q_{pc} a resistência à penetração do cone u_c a poropressão dinâmica no cone, u_0 a poropressão hidrostática.

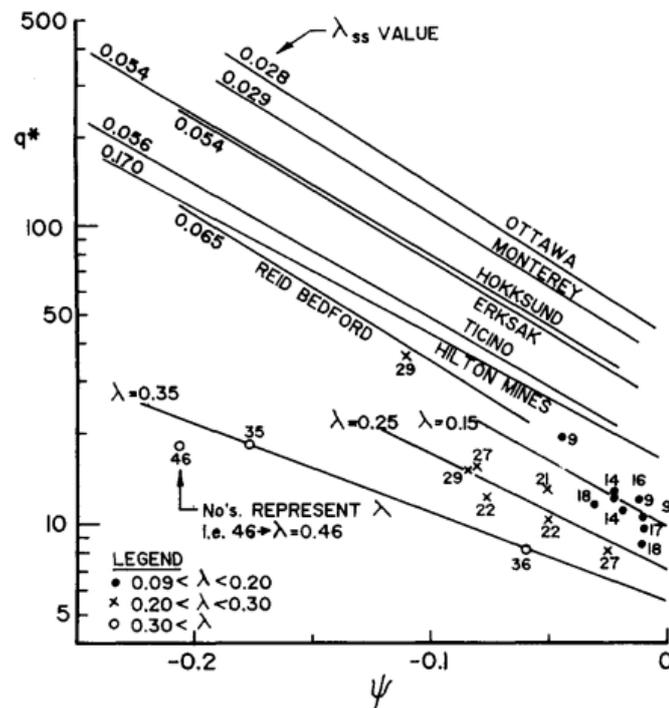


Figura 34: Aplicação do modelo em areias e argilas, onde $q^* = (q_{pc} - p) / p'(1 - B_q)$ (Been *et al.*, 1988).

Cabe observar que, nas expressões de Been *et al.* (1987,1988), a inclinação da LEC λ_{10} é determinada experimentalmente.

3.2.1.1 Índice do Tipo de Comportamento do solo (I_c) a partir do CPTu

Jefferies e Davis (1991) inseriram ao ábaco de classificação comportamental do solo uma avaliação que levasse em conta informações piezométricas, com o objetivo de tornar mais confiável a identificação de solos siltosos e argilosos. Jefferies e Been (2016) sugerem a utilização do termo $Q_t(1 - B_q) + 1$, ao destacar que a expressão descreve melhor regiões de materiais siltosos e fofos. A Figura 35 mostra as zonas concêntricas que distinguem os tipos de comportamento de solo, onde os raios dos círculos podem ser, portanto, descritos pelo Índice do Tipo de Comportamento do solo (I_c), definido aqui, pela expressão:

$$I_c = \sqrt{(3 - \log(Q_t(1 - B_q) + 1))^2 + (1,5 + 1,3 \log(F))^2} \quad (24)$$

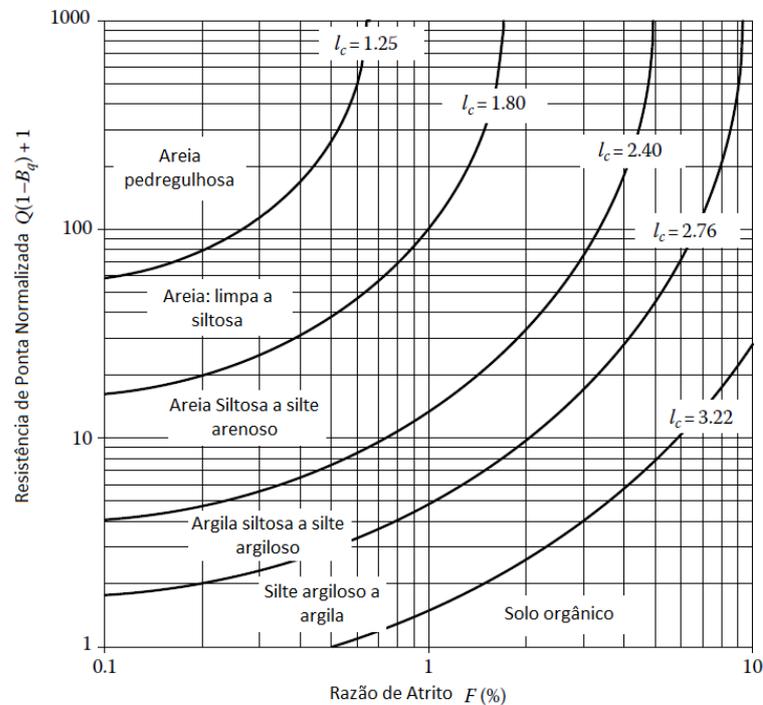


Figura 35: Ábaco de classificação comportamental do solo, mostrando os contornos de I_c constantes (Jefferies e Been, 2016).

É importante lembrar que, apesar do método I_c para estimar o comportamento do solo ter se tornado bastante difundido, ele não é exatamente uma classificação para o solo, pois o CPT mede apenas o comportamento, negligenciando a plasticidade e o tamanho dos grãos. A Tabela 5 apresenta a relação do I_c com o comportamento do solo.

Tabela 5: Limites de I_c para diferentes granulometrias (Jefferies e Been, 2016).

Índice I_c	Zona (ver Figura 41)	Tipo de comportamento
$I_c < 1,25$	7	Areia pedregulhosa a areia densa
$1,25 < I_c < 1,80$	6	Areia: limpa a siltosa
$1,80 < I_c < 2,40$	5	Misturas arenosas: areia siltosa a silte arenoso
$2,40 < I_c < 2,76$	4	Misturas siltosas: argila siltosa a silte argiloso
$2,76 < I_c < 3,22$	3	Argila: silte argiloso a argila
$I_c > 3,22$	2	Solo Orgânico: turfa

3.2.2 Método de Plewes *et al.* (1992) e Shutte e Cunning (2007)

O método de Plewes *et al.* (1992) foi desenvolvido a partir da mesma base de dados de ensaios em câmara de calibração, reportados por Been *et al.* (1987). A proposta é generalizada já que também se aplica a solos de finos. Assim, a relação entre OCR e ψ é definida por

$$\frac{\psi}{\lambda} = \log r - \Lambda \log R \quad (25)$$

Onde R é o OCR na condição isotrópica, r é o espaçamento entre a reta virgem ($r \simeq 2.3$) e a LEC e Λ é a razão de endurecimento plástico ($\Lambda \simeq 0.8$)

Os autores melhoraram as relações entre k , m e λ e propuseram

$$\bar{Q}_p = Q_p(1 - B_q^*) = \bar{k} \exp(-\bar{m}\psi) \quad (26)$$

Onde B_q^* está expresso na Eq. (21) e os demais parâmetros foram estabelecidos como

$$\bar{m} = 11,9 + 13,3\lambda_{10} \quad (27)$$

$$\bar{k} = \left[3 + \frac{0,85}{\lambda_{10}} \right] M \quad (28)$$

onde M é a inclinação da linha de estado crítico no plano $q \times p'$ e λ é a inclinação da reta virgem, equivalente a λ_{ss} que estabelece a inclinação da LEC. Quando plotada na escala logarítmica na base 10, a inclinação da reta virgem no plano $q \times p'$ é denominada λ_{10} . O procedimento requer o conhecimento prévio da inclinação λ ou λ_{ss} . Esta questão pode tornar impraticável o uso da proposta porque este valor pode ser extremamente variável, particularmente quando a heterogeneidade no campo é significativa. Adicionalmente, as inclinações λ nas argilas são muito superiores as das areias.

Para superar esta dificuldade, os autores introduziram uma nova medida independente, dada pelo atrito lateral f_s . Com isso, observaram que resultados de ensaios em câmaras, em solos de diferentes origens e granulometrias incluindo siltes e argilas, forneceram uma relação única entre razão de atrito normalizada F_r e λ_{10} , (Figura 36), dada por

$$\lambda_{10} = \frac{F_r}{10} \quad (29)$$

Sendo

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{vo})} \times 100(\%) \quad (30)$$

Onde f_s é o atrito lateral.

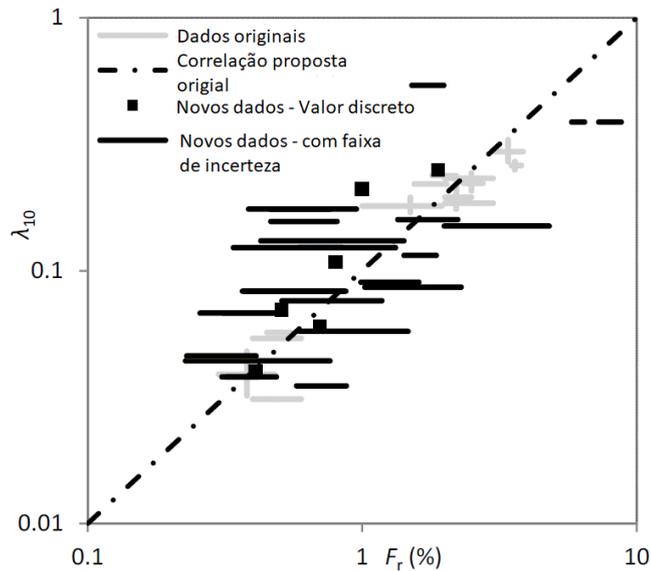


Figura 36: Relação entre a inclinação da reta virgem no plano $q \times p'$ numa escala logarítmica na base 10 (λ_{10}) e a razão de atrito normalizado (F_r). (Plewes *et al.* (1992) com dados adicionais de Reid (2015) e Reid (2012).

Os autores entenderam que a proposta apresentada é útil para identificar regiões críticas que mereceriam uma atenção especial quanto à susceptibilidade à liquefação. Desta forma, os autores plotaram contornos de ψ em ábaco de interpretação de ensaios CPTu, como mostra a Figura 37. Nesta figura, o valor da inclinação da linha de estado crítico (M) no plano $q \times p'$ foi fixada igual a 1,2 ($\phi' = 30^\circ$). Este valor é razoável para solos arenosos, mas elevado para argilas de alta plasticidade

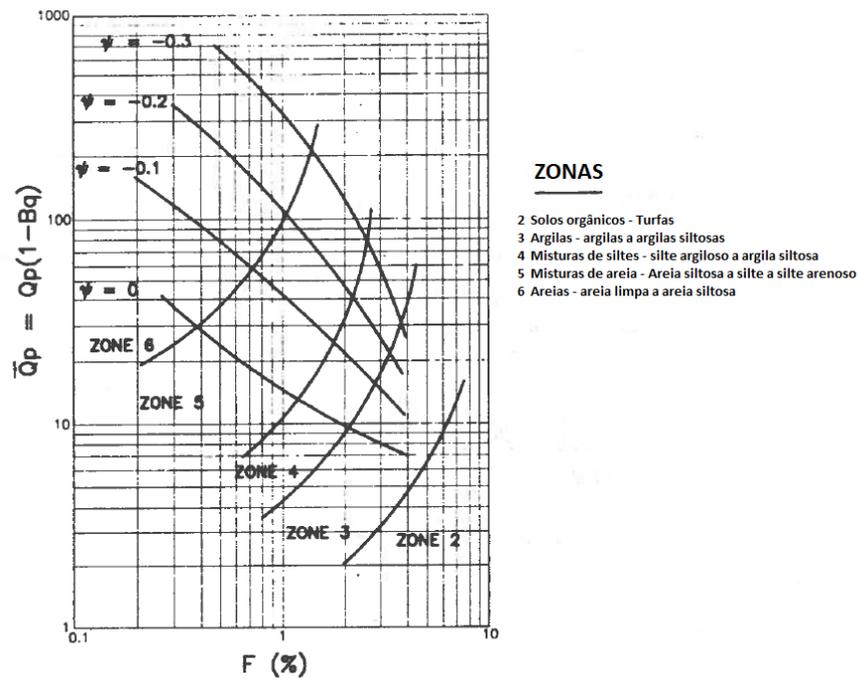


Figura 37: Contornos de ψ para $M = 1,2$ ($\phi = 30^\circ$) (Plewes *et al.*, 1992).

Pela Teoria da expansão da cavidade e do modelo constitutivo *Norsand*, Shutte e Cuning (2007) sugeriram uma atualização na proposta de Plewes *et al.* (1992). Os autores mostraram que, em caso não drenados, onde ocorre geração de propressão, a inclusão da parcela “+1”, na Eq.(26), melhora a interpretação dos resultados. Assim, propuseram a seguinte expressão.

$$Q_p(1 - B_q^*) + 1 = \bar{k} \exp(-\bar{m}\psi) \quad (31)$$

No qual os valores de \bar{k} e \bar{m} são constantes determinadas em condições não drenadas.

Jefferies e Been (2016), analisando as Eqs. (17) e (20), propostas por Been, Jefferies e colaboradores, e as Eqs. (26) e (31), geradas pelo método de Plewes, mostram que existem 2 alternativas para o estabelecimento dos parâmetros de \bar{k} e \bar{m} , para condição não drenada, e/ou k e m , para condição drenada, necessários para estimativa do parâmetro de estado ψ :

- i) Determinação dos parâmetros através de métodos empíricos, como é o Método de Plewes *et al.* (1992). Neste caso a determinação de ψ embute certas incertezas.
- ii) Determinação experimental das propriedades do estado crítico do material, sendo as constantes \bar{k} e \bar{m} e/ou k e m estabelecidas a partir da teoria de expansão da cavidade, pelo modelo constitutivo *Norsand*. Neste caso é possível garantir melhor confiabilidade nos resultados.

3.2.2.1 Estimativa da inclinação da linha de estado crítico λ_{10}

As expressões de Been *et al.* (1987,1988) requerem a determinação experimental do parâmetro λ_{10} . Já no método de Plewes *et al.* (1992), λ_{10} foi estimado a partir de dados da relação de atrito F_r , determinados em ensaios CPTu (Eq. (29)).

Reid (2015) destaca que investigações recentes indicaram que as dispersões nos dados da relação λ_{10} vs F_r eram muito altas para fazer estimativas confiáveis de λ_{10} , principalmente em rejeitos de mineração. Portanto, recomendou que λ_{10} fosse determinado experimentalmente.

Torres-Cruz (2021) ressalta que, mesmo quando λ_{10} for medido em laboratório, para diferentes gradações que representem o depósito de rejeitos, não está evidente qual valor, ou valores de λ_{10} , devem ser usados para estimar o parâmetro de estado ψ . Adotar um valor específico pode resultar numa incerteza que dependerá do quanto λ_{10} varia dentro do depósito. Sendo assim, se este intervalo for pequeno, pode resultar em incertezas insignificantes, mas se o intervalo for grande, pode resultar numa incerteza considerável.

Para avaliar as incertezas nos métodos que usam a relação λ_{10} vs F_r para estimativa do parâmetro de estado ψ , Reid (2019) correlacionou a inclinação da LEC λ_{10} , com a porcentagem de finos (FC) de um mesmo depósito (com mesma origem geológica e métodos de processamento). Os dados foram obtidos em Fourie e Papageorgiou (2001), Reid (2015).

Reid (2019) observou que λ_{10} mostra uma menor compressibilidade na faixa de 50% a 60%, como mostra a Figura 38. O autor também sugeriu que essa tendência poderia ser representada por equação de 2º. Grau.

Cabe observar que nesta figura foram incluídos resultados experimentais para os rejeitos de Fundão: $\lambda_{10} = 0,053$, para FC = 51%, disponibilizado por Morgenstern et al. 2016, e $\lambda_{10} = 0,11$, para FC = 38% determinado por Telles (2017).

Foi possível levar em conta a faixa potencial de λ_{10} dos rejeitos arenosos, tendo sido estabelecida uma curva de tendência apresentada na Figura 38.

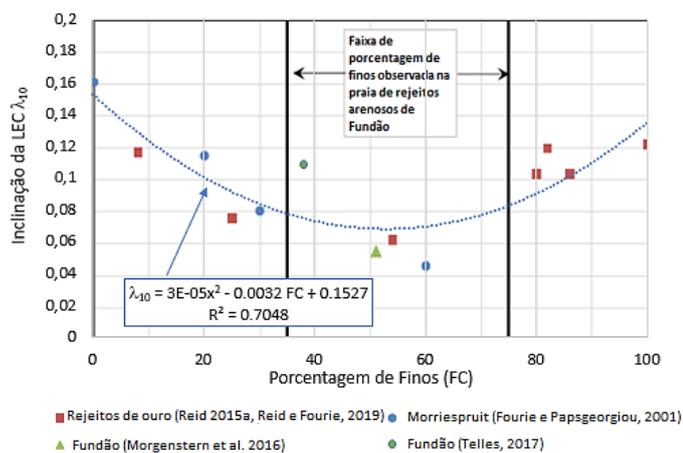


Figura 38: Efeito da gradação na LEC, λ_{10} para alguns rejeitos (modificado de Reid, 2019).

Telles *et al.* (2019) apresentaram um estudo que avaliou a influência dos finos na compressibilidade, para rejeitos oriundos da barragem de Fundão, Mariana (MG). Os autores observaram que o material apresentou um índice de compressão virgem (C_c) que tendeu a diminuir para um FC entre 0 e 20% e aumentar até um teor de finos de 100%, como pode ser visto na Figura 39.

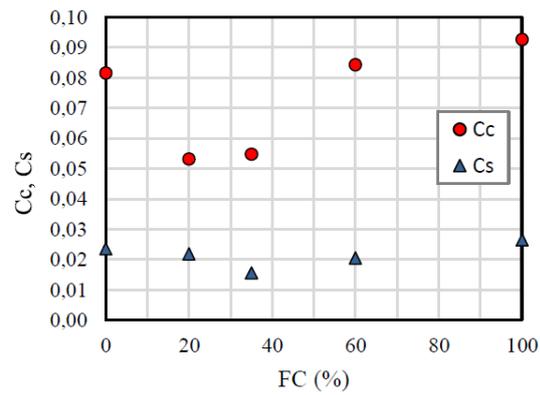


Figura 39: Variação dos índices de compressão e descompressão com o teor de finos do rejeito.

Jefferies e Been (2016) apresentaram alguns valores de parâmetros geotécnicos no estado Crítico para alguns rejeitos arenosos e siltsos mostrados na Tabela 6. Os autores destacaram que λ_{10} varia de 0,02, para rejeitos de baixa compressibilidade a 0,17 para rejeitos de alta compressibilidade.

Combinando os resultados da Figura 38 com os dados mostrados na Tabela 6, verifica-se (Figura 40) a elevada dispersão nos valores de λ_{10} . Portanto, acredita-se que, com os dados disponíveis, seria mais razoável estabelecer limites superior e inferior de λ_{10} , variando entre 0,04 e 0,12.

Tabela 6: Parâmetros geotécnicos no estado crítico para rejeitos arenosos e siltosos (Jefferies e Been, 2016).

Rejeitos arenosos e siltosos	D ₅₀ (mm)	% Finos	ϵ_{\max}	ϵ_{\min}	G _s	Γ	λ_{10}	M _{tc}
Hilton Mines	0,200	2,5	1,050	0,620	-	1,315	0,170	1,42
Highland Valley Copper	0,200	8	1,055	0,544	2,66	0,980	0,068	-
Faro lead-zinc	0,100	30	0,990	0,556	4,48	0,921	0,082	1,19
Faro lead-zinc	0,050	65	2,017	0,837	3,97	1,076	0,159	1,20
Sudbury (nickel)	0,115	35	1,032	0,537	3,03	0,938	0,112	1,45
Sudbury (nickel)	0,050	65	-	-	2,98	0,868	0,108	1,45
Syncrude oil sand tailings	0,207	3,5	0,898	0,544	2,64	0,860	0,065	1,33
Syncrude (Mildred Lake)	0,160	10	0,958	0,522	2,66	0,919	0,035	-
Yatesville silty sand	0,100	43	-	-	2,67	0,653	0,164	1,33
Merriespuit gold tailings	0,140	0	1,221	0,738	-	1,240	0,070	-
Merriespuit gold tailings	0,130	20	1,326	0,696	-	1,180	0,050	-
Merriespuit gold tailings	0,110	30	1,331	0,577	-	0,960	0,035	-
Merriespuit gold tailings	0,060	60	1,827	0,655	-	0,800	0,020	-

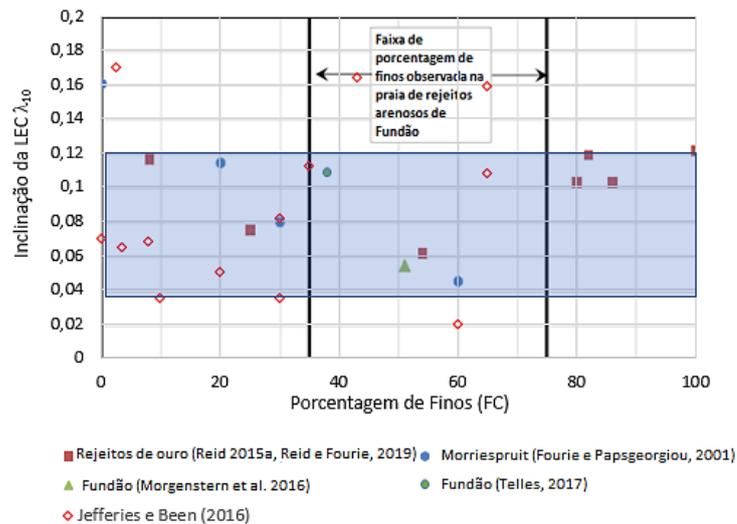


Figura 40: Efeito da gradação na LEC, λ_{10} considerando dados experimentais de Reid, 2019 (Jefferies e Been, 2016).

Dado às incertezas na determinação de um valor de λ_{10} único, que seja representativo para todo o depósito de rejeito, Torres-Cruz (2021) definiu $\Delta\psi_\lambda$ como a incerteza no valor de ψ quando este é calculado a partir dos limites máximo e mínimo de λ_{10} ; isto é

$$\Delta\psi_\lambda = |\psi(\lambda_{10 \text{ min}}) - \psi(\lambda_{10 \text{ max}})| \quad (32)$$

onde $\lambda_{10 \text{ min}}$ e $\lambda_{10 \text{ max}}$ são os valores e máximo e mínimo, definidos experimentalmente para o depósito de rejeito.

Torres-Cruz (2021) chamou atenção que, de uma forma geral, os métodos de estimativa de parâmetro de estado (ψ) possuem incertezas intrínsecas. Como as duas incertezas (estimativa do parâmetro de estado e da inclinação da LEC) não estão relacionadas, o autor sugere que o erro global seja dado por:

$$\Delta\psi = \sqrt{\Delta\psi_i^2 + \Delta\psi_\lambda^2} \quad (33)$$

O $\Delta\psi_i$ refere-se a faixa de variação do parâmetro de estado devido à incerteza intrínseca e $\Delta\psi_\lambda$ diz respeito aos limites de variação de λ_{10} .

No caso de Plewes a descrição original do método relata que, para 80% da base dos dados, as estimativas de ψ tiveram uma precisão de $\pm 0,035$, o que gera uma faixa de incerteza intrínseca de $\Delta\psi_i = 0,07$. É importante ressaltar que essa incerteza relacionada ao método não pode ser avaliada com confiabilidade e que este valor adotado é provavelmente uma subestimação, por ser uma medida de quão bem a estrutura original se ajustou ao comportamento das areias e não do quanto conseguiu prever o comportamento.

3.2.3 Método de Robertson *et al.* (1990, 1998, 2009, 2010, 2012, 2016, 2022)

Em 1990, Robertson apresentou uma forma gráfica para identificar o comportamento do solo, com base em padrões definidos pela sigla SBT (*Soil Behavior Type*). Segundo o autor a resistência à penetração do cone está diretamente associada ao comportamento mecânico do solo; isto é, não depende diretamente da distribuição granulométrica ou plasticidade do solo. Por exemplo, solos com 60% de areia e 40% de finos é classificado como areia siltosa no SUCS. Entretanto, se a parcela de finos for constituída de argilominerais de alta atividade, o comportamento mecânico será controlado pela argila.

Na época o autor propôs um sistema de classificação (Gráfico CPT-SBT) envolvendo 2 ábacos relacionando as resistências à cravação do cone, além da poropressão gerada ($Q_t - F_r$) e ($Q_t - B_q$) (Figura 41). Dado a eventuais incertezas associadas a medições de poropressão, o autor recomendou a relação ($Q_t - F_r$) como sendo a mais confiável. Os registros de poropressão (u_2) podem sofrer de falta de repetibilidade devido à perda de saturação, especialmente quando realizadas em terra em locais onde o lençol freático é profundo e (ou) em solos muito rígidos.

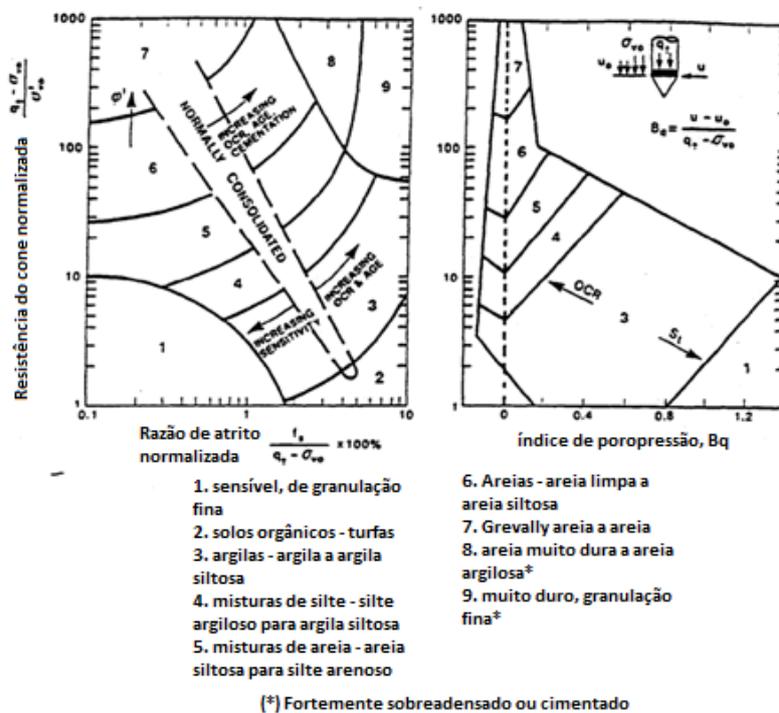


Figura 41: Classificação CPT-SBT (Robertson, 1990).

Em 1998, Robertson e Wride estudaram o potencial de liquefação sob carregamentos cíclicos. Os autores introduziram a correção da resistência de ponta em função do nível de tensão:

$$q_{c1} = q_c C_Q = q_c \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (34)$$

Onde q_c representa a resistência de ponta, C_Q é o fator de normalização para nível de tensão, p_a é a pressão atmosférica = 1 atmosfera (100kPa), p_{a2} é a pressão de referencia, na mesma unidade de q_c ($p_{a2} = 0.1MPa$, se q_c é dado em MPa) e o expoente n é tipicamente igual a 0.5.

Para tornar o valor adimensional a Eq. (34) foi dividida pela pressão atmosférica (p_a)(1 atm =100kPa),

$$q_{c1N} = \frac{q_c}{p_{a2}} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (35)$$

onde p_{a2} é a pressão de referência, na mesma unidade de q_c ($p_{a2} = 0.1MPa$, se q_c é dado em MPa),

3.2.3.1 Identificação das características granulométricas através do CPT - Índice I_c

A partir de dados e de experiência de campo, Robertson e Wride (1998) mostraram ser possível estimar características granulométricas associadas ao Gráfico SBT. Com isso propuseram uma correção da equação do índice I_c para se ajustar à proposta de correlação ($Q_{tn} - F_r$). O índice I_c foi originalmente apresentado por Jefferies e Davies (1993) com objetivo de definir matematicamente os limites das zonas que identificavam, no gráfico ($q_c - R_f$), os tipos de comportamento dos solos. Este índice representa no sistema SBT os raios de círculos concêntricos, como mostra a Figura 43a e foi expresso por:

$$I_c = [(3.47 - \log Q_{cn})^2 + (\log F_r + 1.22)^2]^{0,5} \quad (36)$$

Onde

$$Q_{cn} = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{p_{a2}} \left(\frac{p_a}{\sigma'_{vo}} \right)^n \quad (37)$$

A Tabela 7 mostra a descrição dos diferentes tipos de solo em função do índice I_c . Esse índice não se aplica para as zonas 8 e 9 (Figura 43). Por outro lado, a zona 1 corresponde a materiais sensíveis, passíveis de sofrerem tanto liquefação estática quanto dinâmica.

Tabela 7: Limites de I_c para diferentes granulometrias (Robertson e Wride 1998).

Índice I_c	Zona (ver Figura 41)	Tipo de comportamento
$I_c < 1.31$	7	Areia pedregulhosa a areia densa
$1,31 < I_c < 2,05$	6	Areia: limpa a siltosa
$2,05 < I_c < 2,60$	5	Misturas arenosas: areia siltosa a silte arenoso
$2,60 < I_c < 2,95$	4	Misturas siltosas: argila siltosa a silte argiloso
$2,95 < I_c < 3,60$	3	Argila: silte argiloso a argila
$I_c > 3.60$	2	Solo Orgânico: turfa

No gráfico CPT-SBT (Robertson, 1990), apresentado na Figura 41, indiretamente considera-se o expoente $n = 1$. Este gráfico torna-se, então, recomendável para solos argilosos, com $I_c > 2.6$. Entretanto, para solos arenosos $I_c \leq 2.6$, Robertson e Wride (1998) recomendaram que os dados sejam plotados a partir do seguinte procedimento:

- i) Calcular Q_{cn} , assumindo $n = 1$
- ii) Calcular o valor inicial de I_c
 - a. Se $I_c > 2.6$ usar o ábaco Figura 41 (*assumindo* $q_{c1N} = Q_{cn}$)
 - b. Se $I_c \leq 2.6$, Calcular Q_{cn} , assumindo $n = 0.5$ e recalculando I_c usando a expressão (35) para q_{c1N} (uma vez que $\sigma_{vo} \ll q_c$ pode-se assumir $q_{c1N} = Q_{cn}$);
 - c. Se o recálculo resultar em $I_c \leq 2.6$ os dados devem ser plotados no ábaco Figura 41;
 - d. Se I_c variar acima ou abaixo 2.6, recomenda-se recalculá-lo para $n = 0.75$ e em seguida plotar no ábaco Figura 41.

O Índice I_c está associado às características granulométricas e, portanto, permitem estimativa das condições de drenagem durante a operação de cravação do cone. Índices $I_c < 2.5$ indicam solos não coesivos, com resposta drenada à penetração do cone e para $I_c > 2.7$ a resposta é não drenada, típica de solo coesivo. No intervalo ($2.5 \leq I_c \leq 2.7$) o comportamento é parcialmente drenado.

A Figura 42 mostra possíveis correlações entre o índice I_c a porcentagem de teor de finos e seu efeito na plasticidade. Para fins práticos, em projetos menores, Robertson e Wride (1998) recomendaram uma correlação geral entre I_c e a porcentagem de finos (FC), cuja equação está explicitada na Tabela 8.

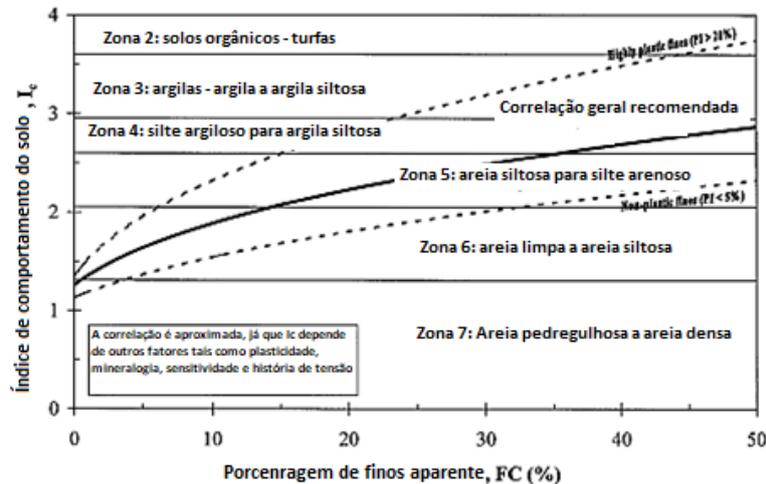


Figura 42: Valores do índice I_c com o teor de finos (FC) (Robertson e Wride 1998).

Tabela 8: Correlação entre valores I_c e FC (Robertson e Wride 1998).

Índice I_c	Teor aparente de finos (FC)
$I_c < 1.26$	0
$1,26 < I_c < 3.5$	$F_c (\%) = 1.751I_c^{3.25} - 3.7$
$I_c > 3.5$	100 %

O expoente de tensão (n) na Eq (37) varia com a resposta de cada tipo de solo (SBT). Vários trabalhos (Olsen e Malone 1988; Robertson 1999; Zhang *et al.* 2002; Idriss e Boulanger 2004; Moss *et al.* 2006; Cetin e Isik 2007) convergiram em mostrar que, na zona de solos arenosos (Zona 6), o parâmetro n é da ordem de 0.5, e, em torno de 1, na zona de solo argiloso (Zona 3).

Robertson (2009) forneceu uma discussão detalhada a respeito da normalização da tensão e sugeriu uma equação para determinar a variação de n , de maneira iterativa, com base no SBTn I_c e o nível de tensão, pela fórmula:

$$n = 0,381 (I_c) + 0,05 \left(\frac{\sigma'_{vo}}{p_a} \right) - 0,15 \dots \dots \dots n \leq 1 \quad (38)$$

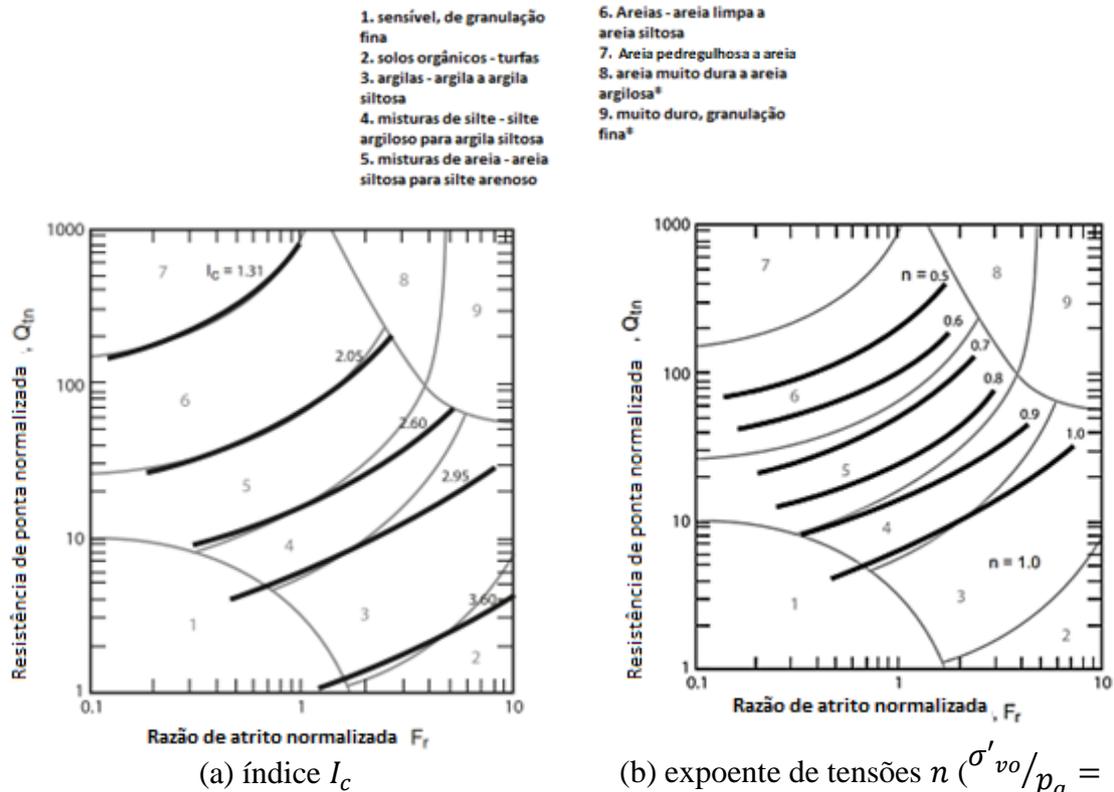


Figura 43: Contornos do índice I_c e do expoente de tensões n no gráfico normalizado $Q_{tn} - F_r$ (Robertson, 2009).

Em 2009, Robertson atualizou as tendências dos parâmetros normalizados com relação ao pré-adensamento OCR, sensibilidade St e idade, como mostrado na Figura 44. Em solos granulares finos, a resistência de ponta normalizada Q_{tn} aumenta com o aumento do OCR com pouca influência na razão de atrito normalizada F_r . Por outro lado, F_r diminui com o aumento da sensibilidade St , com pouca influência no Q_{tn} . Tanto Q_{tn} quanto F_r tendem a aumentar à medida que os solos se tornam mais rígidos e resistentes.

A introdução da variável n melhorou a interpretação do ensaio para condições de campo com alto nível de tensões, em particular para análises de liquefação, já que elimina a necessidade de correções adicionais, função do nível de tensões (Robertson, 2010).



Figura 44: Classificação CPT- SBT com base nos parâmetros normalizados $Q_{tn} - F_r$ (Robertson, 2009).

3.2.3.2 Resistência de ponta de areia limpa equivalente

Robertson e Wride (1998) identificaram a influência da porcentagem de finos na redução da resistência de ponta. Os finos reduzem a permeabilidade e aumentam a compressibilidade, mudando a resposta à penetração do cone. Com isso, geram incertezas quanto à qualidade da interpretação dos resultados. Tornava-se, então, fundamental a identificação da porcentagem de finos, para assegurar a confiabilidade do CPT.

Os autores sugeriram, então, o conceito de uma resistência de cone normalizada de areia limpa ($Q_{tn,cs}$) para ser aplicado à resistência normalizada do cone em areias siltosas Q_{tn} . Essencialmente, a resistência de cone normalizada de areia limpa é um meio simplificado para representar o estado *in situ* de uma ampla gama de solos granulares. Com isso:

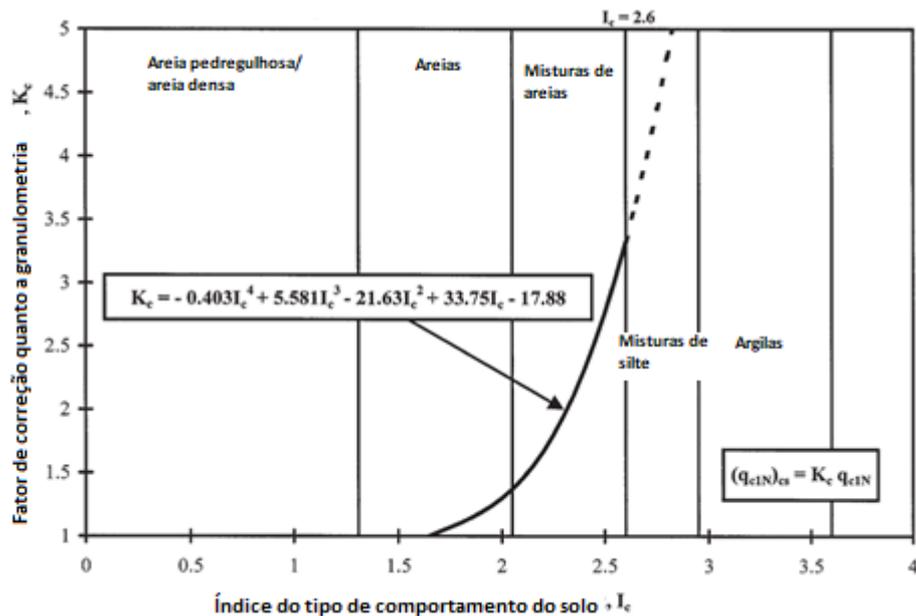
$$Q_{tn,cs} = k_c Q_{tn} \leq 1 \quad (39)$$

Onde k_c é função das características granulométricas do solo (porcentagem de finos, plasticidade e mineralogia), e é estimado a partir de I_c , como mostrado na Tabela 9 e Figura 45.

Valores de $I_c > 2,6$ (curva tracejada na Figura 45) correspondem a solos com porcentagem de finos elevada, como os siltes argilosos ou argilas siltosas, que a princípio, não são suscetíveis à liquefação.

Tabela 9: Correlação entre valores I_c e k_c (Robertson e Wride 1998).

Índice I_c	Fator de correção k_c
$I_c \leq 1.64$	1,0
$I_c > 1.64$	$k_c = -0,403 I_c^4 + 5,581 I_c^3 - 21,63 I_c^2 + 33,75 I_c - 17,88$

Figura 45: Relação entre o índice I_c e o fator de correção para areia limpa k_c (Robertson e Wride 1998).

Em 2022, Robertson realizou uma atualização da proposta mostrada na Figura 45, para solos com comportamento *Sand-like* e solos transicionais. Nestes materiais de comportamento arenoso ($I_c < 2,6$), admite-se que o ensaio CPT é predominantemente drenado.

Entretanto, como mostrado por Been *et al.* (2012), solos transicionais, com $2,6 < I_c < 3$ (tal qual areias siltosas e siltes arenosos), podem resultar em ensaio CPTu parcialmente drenado, com geração de pequenos excessos de poropressão. Neste caso, a correlação com o parâmetro de estado ψ passa a ser pouco confiável.

A partir da ampliação do banco de dados de casos históricos de liquefação, Robertson (2022) sugeriu uma atualização do fator de correção k_c , que contabiliza a condição de drenagem parcial, para a determinação da resistência de cone normalizada de areia limpa ($Q_{tn,cs}$) para $I_c \leq 3,0$, dada por:

$$K_c = 1,8346I_c^5 - 23,673I_c^4 + 124,02I_c^3 - 320,616I_c^2 + 405,821I_c - 199,97 \quad (40)$$

Válido para $I_c \leq 3,0$

Ou a versão simplificada ($I_c \leq 3,0$), expressa por

$$K_c = 15 - \frac{14}{1 + (I_c/2,95)^{11}} \quad (41)$$

Se $I_c \leq 1,7$, não há correção; isto é $K_c = 1,0$.

A Figura 46 compara as expressões definidas para o fator de correção K_c vs I_c . A nova correlação contabiliza um maior banco de dados e não deve ser estendida além de $I_c = 3,0$, onde a sondagem não drenada ocorre. Quando $I_c < 2,40$ as duas relações são basicamente idênticas e quando $2,40 < I_c < 2,60$ a diferença é pequena. A aplicação de K_c modificado para avaliar a liquefação cíclica terá, de um modo geral, um resultado insignificante, sendo que a liquefação cíclica é, na maioria das vezes, limitada a solos com comportamento Sand-like, ou seja, $I_c < 2,60$.

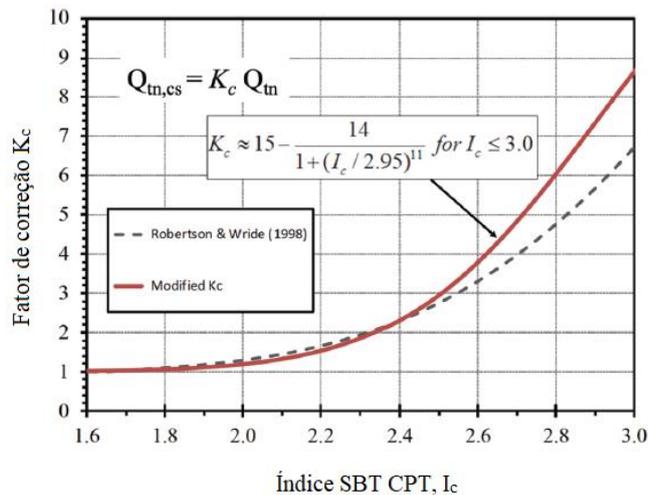


Figura 46: Proposta atualizada e modificada da relação entre K_c e I_c (Robertson, 2022).

3.2.3.3 Avaliação da suscetibilidade à liquefação

O processo de liquefação se dá em solos que, sob condição não drenada, exibem uma perda abrupta de resistência pós pico. O elemento-chave para determinar a suscetibilidade de um solo à liquefação de fluxo é identificar a presença de solos granulares fofos (areias, areias siltosas e siltes arenosos) e solos finos muito sensíveis (silte, argila siltosa, silte argiloso e argilas). Já que areias fofas e argilas muito sensíveis com baixo IP podem experimentar a queda abrupta de resistência para pequenos níveis de deformação, resultando em uma resistência não drenada muito baixa. Embora muitas argilas naturais de alta IP também possam sofrer alguma perda de resistência, elas tendem a ser mais dúcteis e experimentam uma perda mais gradual de resistência. Solos coesivos que atingem, em condição não drenada, resistência de pico para deformação superior a 5% seguido de queda gradual na resistência são menos propensos a experimentar liquefação (Robertson, 2010).

Robertson (2009) estendeu a interpretação do CPT-SBT para estimativa do parâmetro de estado ψ para solos granulares, fazendo a associação com o papel do OCR em solos finos; o autor observou que a maioria dos solos granulares finos, com $OCR > 4$, indicam $Q_{tn} > 12$ e são predominantemente dilatantes. Com base em banco de dados em solos granulares predominantemente grossos, jovens e não cimentados, apresentados por Jefferies e Been (2006), Shuttle e Cunning, 2007 e do projeto CANLEX (Wride *et al*, 2000), foram estimados os contornos dos parâmetros de estado ψ no gráfico $Q_{tn} - F_r$, mostrados na Figura 47.

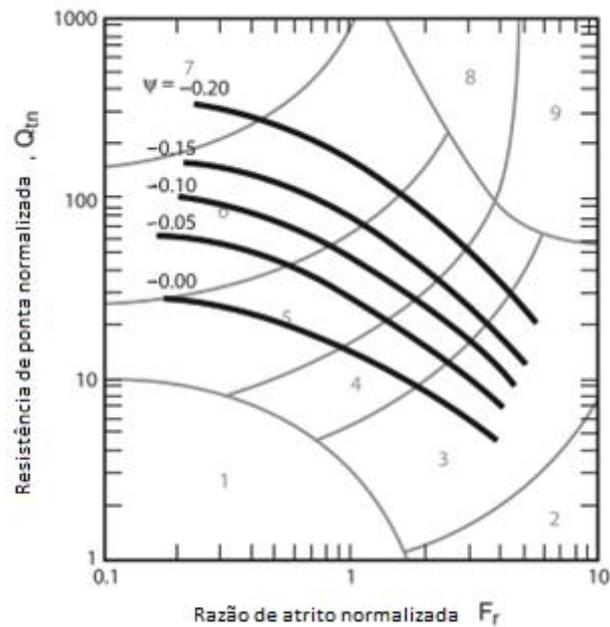


Figura 47: Contornos estimados para o parâmetro de estado ψ no gráfico CPT-SBT (Robertson, 2009).

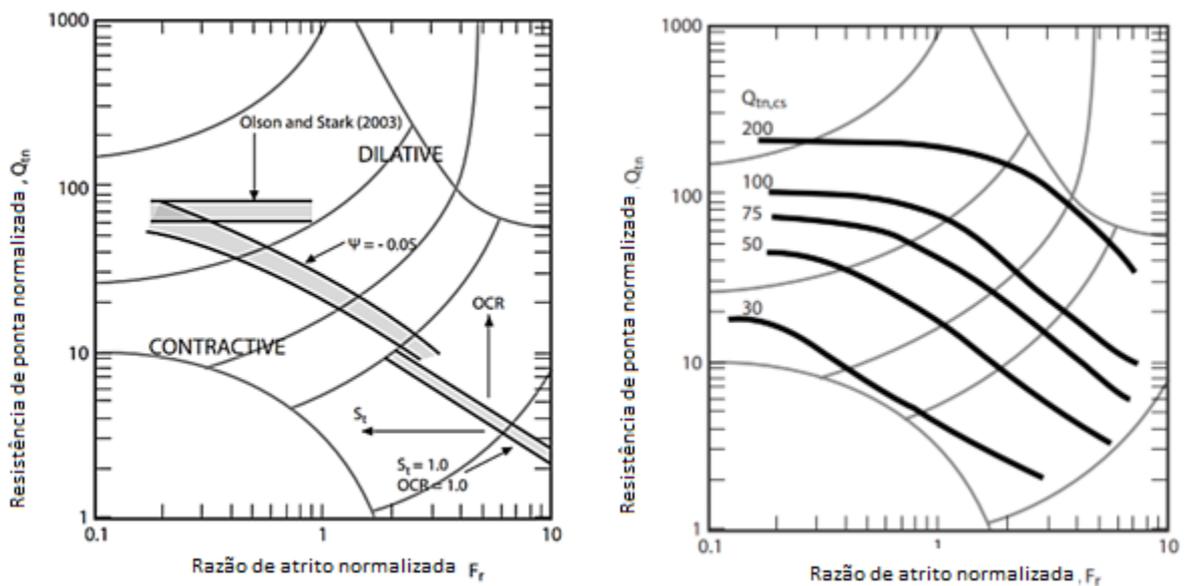
O autor chama atenção de que os contornos mostrados na Figura 47 são estimativas, uma vez que o nível de tensões e o endurecimento plástico também interferem na tendência dilatante ou contrátil.

De acordo com Jefferies e Been (2006), solos com parâmetro de estado $\psi > -0,05$ são contráteis e apresentam amolecimento pós-pico com perda abrupta de resistência sob condições não drenadas. Assim sendo, com base nos trabalhos de Plewes *et al.* (1992), Jefferies e Been (2006), Shuttle e Cunning (2007) e Robertson *et al.* (2000), foi possível identificar as regiões dilatante e contrátil no gráfico CPT-SBT, para solos granulares predominantemente grossos, jovens e não cimentados, como mostrado na Figura 48a. Nesta figura apresenta-se também o limite proposto por Olson e Stark (2003), o qual aparentemente se aplica a areias limpas com $F_r < 1\%$.

Como mostrado na Figura 48b, os contornos da resistência normalizada do cone em areias limpas $Q_{tn,cs}$ tem curvatura semelhante e o limite entre as regiões dilatante e contrátil coincide com a faixa entre $50 < Q_{tn,cs} < 70$. Em outras palavras, existe uma correlação entre $Q_{tn,cs}$ e o parâmetro de estado ψ , a qual pode ser definida pela expressão a seguir:

$$\psi = 0,56 - 0,33 \log Q_{tn,cs} \quad (42)$$

Robertson (2010) determinou que $Q_{tn,cs} \leq 70$ define a região que classifica o solo como contrátil e a fronteira aproximada entre as zonas contrátil e dilatante, corresponde à curva definida por $Q_{tn,cs} = 70$ (Figura 48). O autor, então, propôs a identificação de zonas de potencial liquefação e/ou amolecimento cíclico, indicadas no gráfico CPT-SBT (Figura 49). A fronteira entre as Zonas A1 e A2 e as Zonas B e C pode ser aproximada pelo CPT-SBT $I_c=2,6$. A fronteira entre as Zonas A1 e B e as Zonas A2 e C pode ser definida por $Q_{tn,cs} = 70$. As zonas A1 e A2 correspondem a solos predominantemente arenosos. As zonas B e C correspondem a solos finos, predominantemente argilosos.



(a) Limites aproximados entre as zonas contrátil e dilatante

(b) Contornos da resistência de ponta normalizada do cone em areias limpas $Q_{tn,cs}$

Figura 48: Gráfico CPT-SBT - Proposta de limites entre as zonas contrátil e dilatante a partir da resistência de ponta normalizada do cone em areias limpas $Q_{tn,cs}$ (Robertson, 2010).

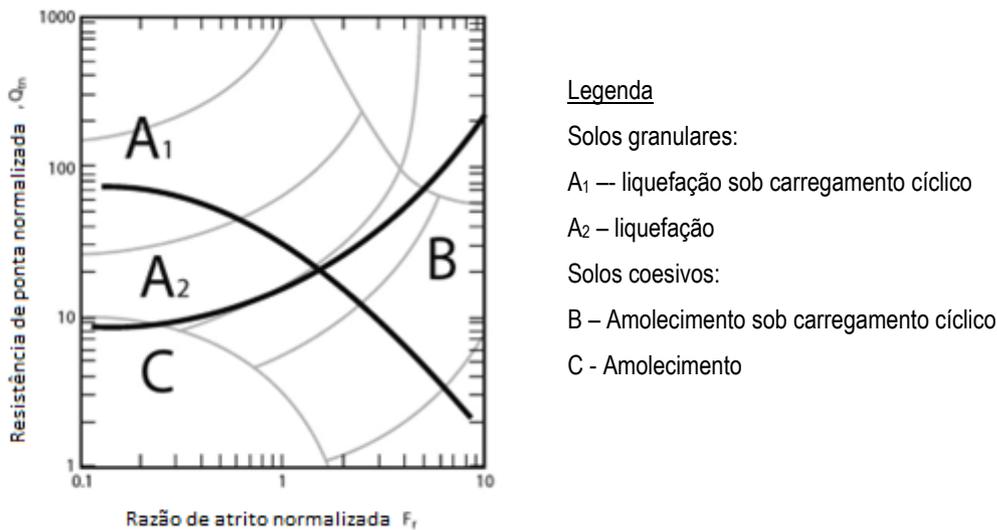


Figura 49: Gráfico CPT-SBT para suscetibilidade à liquefação (Robertson, 2010).

Em 2016, Robertson atualizou o gráfico do potencial de liquefação no gráfico $Q_{tn} - F_r$, ao introduzir uma ligação entre as características de comportamento (rigidez e compressibilidade) que se refletem nos ensaios CPTu e as características físicas (por exemplo, tamanho dos grãos e plasticidade). O autor separou os solos contráteis daqueles com tendência à dilatação; cuja fronteira é definida pela linha sólida $CD=70$, mostrada na Figura 50. Quando a $CD > 70$, os solos são provavelmente dilatantes. Esta figura também apresenta, como linhas tracejadas claras, os limites originais sugeridos por Robertson (1990, 2009).

A fronteira $CD = 70$ pode ser expressa por uma equação simplificada, dada por:

$$CD = 70 = (Q_{tn} - 11)(1 + 0,06F_r)^{17} \leq 1 \quad (43)$$

Com base em casos históricos de liquefação, Robertson (2016) observou que $CD=70$ era conservativo; solos abaixo deste limite podiam ser dilatantes para altas deformações. Com isso propôs um outro limite $CD = 60$,

A Figura 50 apresenta a atualização do gráfico CPT-SBT com novos limites (I_B) entre materiais, com formato mais hiperbólico, para melhor capturar a previsão de seu comportamento, dado por:

$$I_B = 100(Q_{tn} + 10)/(Q_{tn}F_r + 70) \quad (44)$$

Como observado na Figura 50, para $I_B > 32$, prevê-se que o material apresente comportamento semelhante a solos arenosos (*Sand-like*), enquanto para $I_B < 22$ o comportamento tende a solos argilosos (*Clay-like*). A região intermediária ($22 < I_B < 32$) refere-se a materiais cujo comportamento é de solo transicional (como por exemplo, solos de granulação fina e baixa plasticidade) (Robertson, 2016).

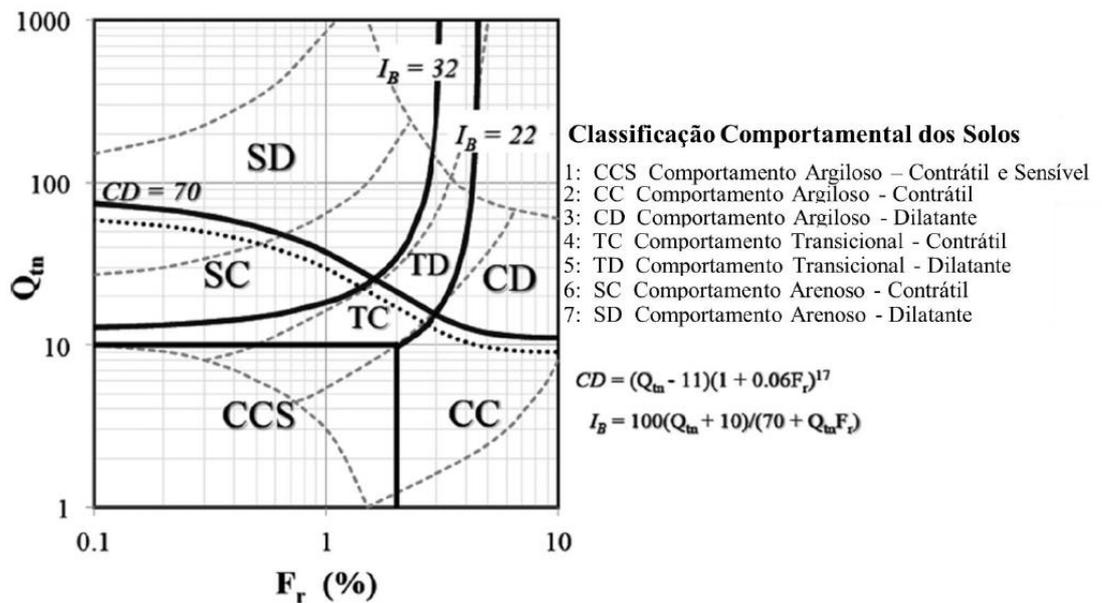


Figura 50: Atualização do gráfico CPT-SBT para suscetibilidade à liquefação ($CD =$ *contractive-dilatative boundary*) (Robertson, 2016).

3.3 Transição de camadas

A zona de influência à frente e atrás de um cone durante a penetração influencia a resistência do cone em qualquer interface (limite) entre dois tipos de solo de resistência e rigidez significativamente diferentes.

A resistência de ponta pode ser sensível a uma mudança de solo até 15 diâmetros de cone à frente e atrás, dependendo da resistência/rigidez do solo e do nível de tensões. Estudos numéricos (Ahmadi e Robertson, 2005) mostraram que solos mais resistentes apresentam uma zona de influência grande (até 15 diâmetros de cone), enquanto solos moles indicam que a zona de influência é pequena, da ordem de 1 diâmetro de cone. Assim sendo, o cone pode detectar, com maior precisão, uma fina camada de solo compressível ao invés de uma fina camada de solo rígido. Situações em que camadas finas mais rígidas estão inseridas em solo compressível (por exemplo, camadas finas de areia em uma argila mole) podem gerar interpretações que subestimam os parâmetros do solo. Por isso, muitas vezes é importante identificar as transições de diferentes tipos de solos para evitar possíveis interpretações errôneas.

O fato de que o cone pode subestimar a resistência do solo em camadas rígidas levou à correção de camada fina para análises de liquefação (Robertson e Wride, 1998, Youd e outros, 2001).

Estudos recentes de Becker *et al.* (2023) observaram que a distância de influência da interface do cone varia, em areias, com a densidade relativa (D_r), como mostra a Figura 51. A influência de uma camada de material plástico abaixo de uma camada de areia se mostrou eventualmente mais significativa do que uma camada plástica acima dela. Contudo, também é possível observar, que a camada plástica acima ou abaixo não influencia a resistência de ponta do cone da camada de areia, se a densidade relativa for maior que 26%.

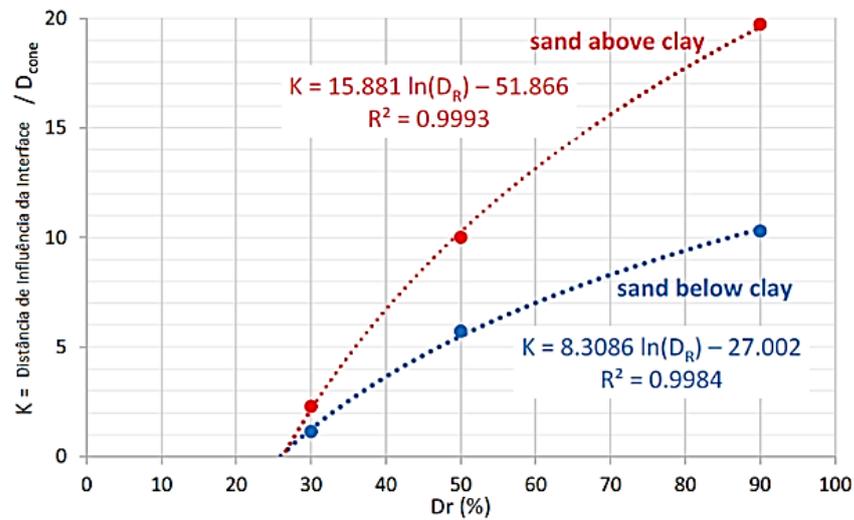


Figura 51: Influência da distância da interface nas areias (Becker *et al.*, 2023).

É possível identificar a transição de um tipo de solo a partir da interpretação combinada das variações bruscas de Q_{tn} , F_r e B_q . Entretanto, os perfis de I_c são um meio simples para identificar as transições. Quando há uma passagem de areia para argila, o índice I_c cresce rapidamente dos baixos valores na areia para valores mais elevados na argila. Robertson e Wride (1998) sugeriram que o limite aproximado entre o comportamento de areia e argila é em torno de $I_c = 2.6$. Assim, quando a taxa de variação de I_c é rápida e cruza a fronteira definida por $I_c = 2.6$, o cone provavelmente está em transição de um solo arenoso para um solo argiloso, ou vice-versa. (Robertson, 2009).

4 ÁREA DE ESTUDO

4.1 Barragem de Fundão

O rompimento da barragem de Fundão foi o maior desastre socio-ambiental do país no setor de mineração, quando se refere ao volume de rejeitos liberados, com o lançamento de cerca de 45 milhões de metros cúbicos de rejeitos no meio ambiente. Os poluentes ultrapassaram a barragem de Santarém, percorrendo 55 km no rio Gualaxo do Norte até o rio do Carmo, e outros 22 km até o rio Doce. A onda de rejeitos, composta principalmente por óxido de ferro e sílica, soterrou o subdistrito de Bento Rodrigues e deixou um rastro de destruição até o litoral do Espírito Santo, percorrendo 663,2 km de cursos d'água. Dezenove pessoas morreram na tragédia (IBAMA, 2016).

A barragem de Rejeitos de Fundão, localiza-se na região do Complexo de Minério de Ferro de Germano, pertencente à empresa Samarco Mineração S.A., na cidade de Mariana (MG). A Figura 52a mostra imagem do complexo. As Barragens de Germano e do Fundão eram responsáveis por armazenar parte da lama e do rejeito arenoso. Já barragem de Santarém tinha a função de armazenamento da água utilizada no beneficiamento. A Figura 52b mostra a imagem depois da ruptura do Dique 1, ocorrida em 5 de novembro de 2015.



(a) Maio 2013



(b) Novembro 2015

Figura 52. Complexo de Germano – Google Earth (Fabre, 2019).

O sistema de despejo na barragem do Fundão consistia em depositar separadamente os rejeitos arenosos dos rejeitos de lama (de granulometria tamanho argila), em reservatórios próprios para cada material. Como mostrado na Figura 53, os rejeitos arenosos seriam lançados a montante do Dique 1 e o Dique 2 receberia rejeitos com teor de finos não plásticos, com partículas do tamanho de argila (lama).



Figura 53. Esquema de separação de rejeitos (Dique 1 e 2 de Fundão) - Google Earth (Fabre, 2019).

As operações na Barragem de Fundão iniciaram em abril de 2010. Inicialmente foi construído um dique de partida Dique 1, a partir da elevação 830, atingindo uma altura de 30 metros. De acordo com o projeto, a barragem atingiria altura final de 130 metros. Os alteamentos subsequentes foram feitos pelo método a montante (Figura 54), com o próprio material arenoso, o qual era lançado de maneira hidráulica em canhões (*spigots*), localizados na crista da barragem. Todo o material colocado, era compactado em direção à montante. A altura do alteamento variava entre 5 e 6 metros, com taludes de jusante inclinados de 1:3 (V:H) e largura da crista era de 5 metros (PAC *apud* REZENDE, 2013).

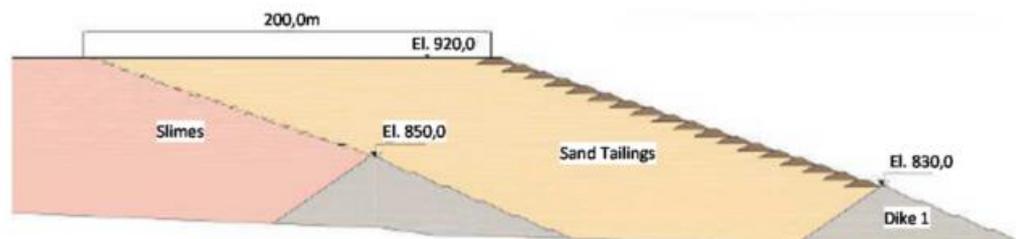


Figura 54. Esquema de construção a montante (Morgenstern *e outros*, 2016)

No dia do desastre, a barragem tinha 110m de altura. Às 14:00h foi relatado a ocorrência de um tremor que durou vários segundos. Embora janelas tremessem e objetos caíssem das mesas, não parecia haver danos graves. Às 15:45hs, surgiram gritos pelo rádio de que a represa estava rompendo. Uma nuvem de poeira havia se formado sobre a ombreira esquerda. Fissuras se formaram na manta de drenagem recém-construída e a encosta estava começando a ondular "como uma onda" como se estivesse "derretendo", derrubando a crista da barragem. Os rejeitos que haviam sido sólidos passaram a se comportar como líquido viscoso de forma abrupta (Morgenstern *et al.*, 2016).

4.2 Histórico do Processo de Alçamento da Barragem

A descrição sobre a cronologia e os acontecimentos ao longo do alçamento da barragem e consequente formulação geométrica das ombreiras esquerda e direita da barragem de Fundão, são derivadas de estudos do laudo de Morgenstern *et al.* (2016). Seus métodos forenses foram baseados em relatos de testemunhas oculares; dados e imagens em forma de Sistema de Informação Geográfica (SIG), evidências de campo por exploração do subsolo, entre outros.

A construção do Dique 1 foi concluída em outubro de 2008 e o aterro foi construído com material de aterro homogêneo (solo saprolítico compactado) e incluía drenos e galerias.

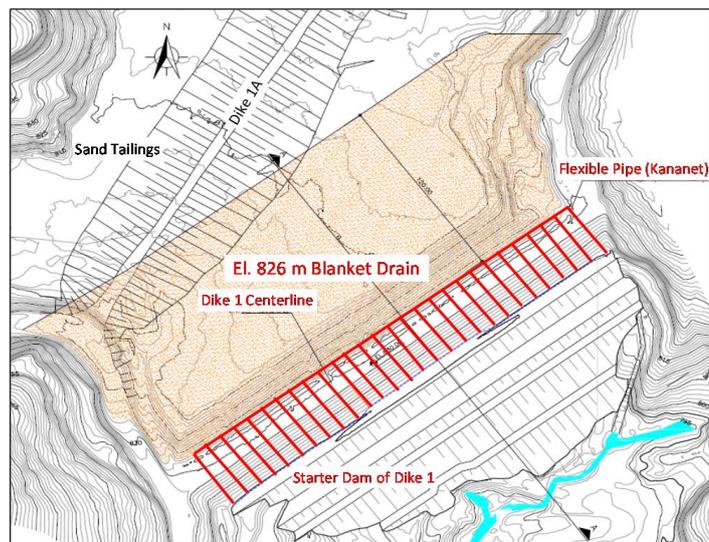
Em abril de 2009, ocorreu *piping* com carreamento de finos (Figura 55). A presença de finos podia indicar um processo de erosão interna. Imediatamente foi acionado um plano de emergência: i) rebaixamento do reservatório; ii) construção de berma na área afetada; iii) ações para que o resíduo fosse captado pela barragem de Santrarám, localizada à jusante. O problema foi investigado e foram verificadas falhas construtivas nos drenos e filtros, ocasionando aumento nas poropressões. Devido a impossibilidade de reparação dos sistemas de drenagem, optou-se por desativá-los. Ressalta-se que a drenagem é o elemento mais importante em obras de barragem.



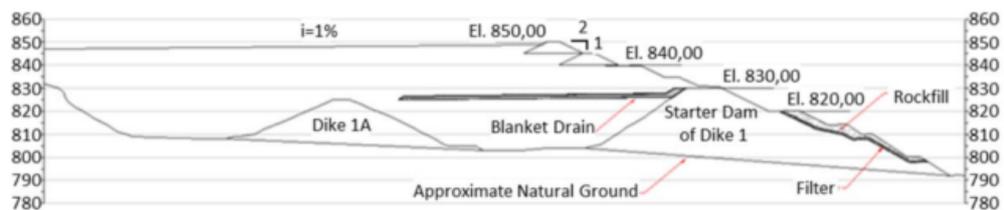
Figura 55. *Piping* em 2009 (Morgenstern *et al.*, 2016).

Com o incidente no Dique 1, o enchimento do Dique 2 foi antecipado, fazendo com que os níveis de lama ficassem acima nos níveis de areia à montante do Dique 1. Em outro momento, houve uma redução na disponibilidade de areia e aumento na produção de lama. Fez-se necessário, então, a construção de um 3º dique (Dique 1a, em 2012), entre os Diques 1 e 2, para aumentar a capacidade de armazenamento da lama e melhorar as condições de drenagem, através da colocação de um tapete (Figura 56). Adicionalmente, reforçava-se a necessidade de se garantir uma largura mínima de 200m de praia. Observa-se na Figura 56 que o dreno funciona para as camadas superiores, mas a areia subjacente permaneceria saturada.

Com o tempo, além da largura mínima de praia ter sido consistentemente desrespeitada, observou-se a geração de um fluxo de água e lama do Dique 2 para região atrás do Dique 1. Com isso, o critério de projeto de separar materiais de alta e baixa permeabilidade deixava de ser respeitado.



(a) planta



(b) sessão

Figura 56. Dique 1a e tapete de drenagem (Morgenstern *et al.*, 2016).

Com o tempo, verificou-se que as galerias de drenagem eram estruturalmente deficientes (Figura 57). Em 2010, com o surgimento de um vórtex no reservatório, concluiu-se que água e resíduo estavam entrando na galeria. Em 2011, foi executado um programa de reforço (*jet grouting*) na galeria principal. Em seguida, a galeria secundária também precisou de reforço.

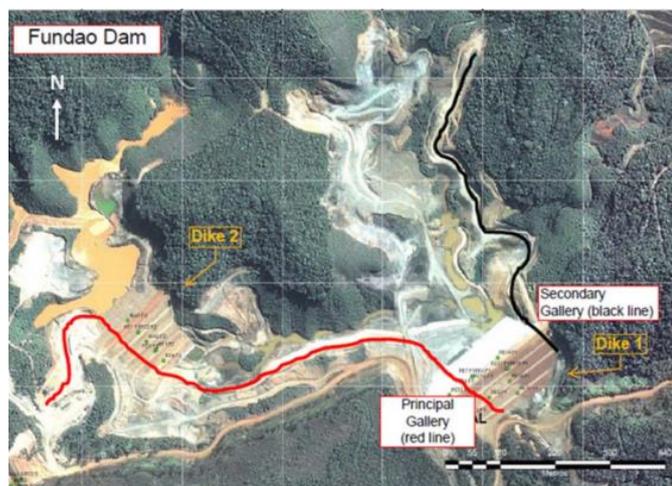


Figura 57. Galerias de drenagem principal e secundária (Morgenstern *et al.*, 2016).

Em 2012 apareceu um buraco no resíduo sobre o alinhamento da galeria secundária indicando a inoperância dos reforços com *jet grouting*. As galerias foram então parcialmente concretadas na faixa desde a saída até a vertical correspondente às cotas 920. Adicionalmente, análises estruturais mostraram que a segunda galeria não suportaria camadas de resíduo além da elevação 845m, embora, naquele momento, a cota era 10m maior. Como a altura do resíduo junto a ombreira esquerda excedia o limite máximo de segurança, decidiu-se, como uma solução temporária, de realinhar a barragem na ombreira esquerda, deslocando-a para trás da região da galeria secundária de drenagem, que seria preenchida por concreto (Figura 58).

Segundo Morgenstern *et al.* (2016) este foi o ponto chave para o colapso. A crista da barragem estaria mais próxima da região de lama. Pelo fato de que o lançamento de resíduos não havia sido interrompido, camadas intercaladas de areia e lama estariam sendo depositadas no reservatório.

Após o término da concretagem da galeria secundária, o alinhamento voltaria para a condição inicial. Antes da conclusão da concretagem (agosto de 2013), alguns vazamentos e trincas foram observadas na ombreira esquerda em março, junho, novembro de 2013. Tais incidentes foram controlados com a instalação de drenos de serviço. Em fevereiro de 2013, foram realizados estudos numéricos 3D que indicavam a necessidade da instalação de drenos adicionais.

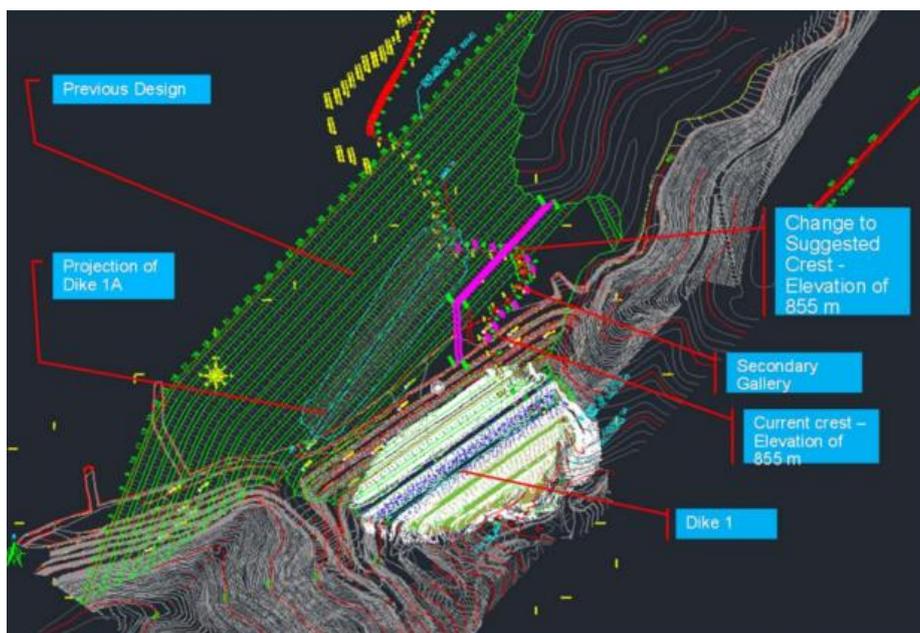


Figura 58. Proposta de realinhamento da barragem junto à ombreira esquerda (Morgenstern *et al.*, 2016).

Em janeiro de 2014 estava claro que o tapete drenante não era suficiente e novos drenos deveriam ser instalados na região da ombreira esquerda. Este quadro coincidiu com a ideia de um novo projeto, considerando um futuro alteamento 20m superior à cota máxima originalmente prevista (920m). Com isso, a instalação de novos drenos na ombreira esquerda deveria ser executada antes do retorno da barragem ao realinhamento original. Como resultado, a barragem “provisória” de Fundão precisou ser alteada, tendo sido adotado uma taxa média de 18m/ano. Em setembro, foi registrado um alteamento recorde de 3m/mês. Em 18 meses (janeiro de 2014), a barragem provisória havia crescido mais de 20m .

Em agosto de 2014, uma série de fissuras extensas apareceram atrás da crista, emergindo no pé e englobando grande parte do talude. Além do fissuramento, havia indícios de saturação no pé do talude (Figura 59). Para estabilizar o talude, em 2 semanas foram instaladas bermas de equilíbrio, com mostra a Figura 60.



(a) esquema de fissuramento



(b) trincas na crista



(c) saturação no pé

Figura 59. Fissuras observadas no talude junto à ombreira esquerda em 27 de agosto de 2014 (Morgenstern *et al.*, 2016).

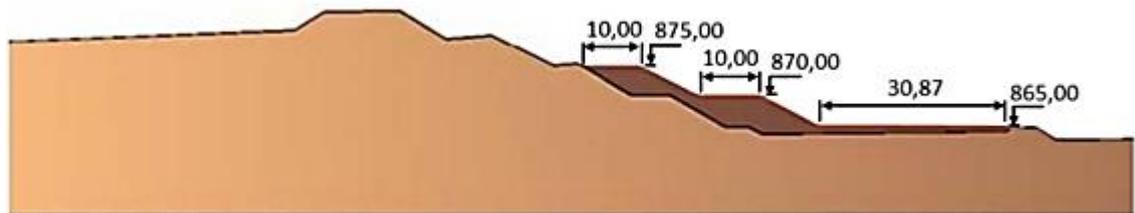


Figura 60. Reforço com bermas (Morgenstern *et al.*, 2016).

Somente 1 ano depois, em agosto de 2015, a construção do novo sistema de drenagem foi concluída.

Outubro de 2015 foi um período de intensa atividade na ombreira esquerda. A crista da barragem estava sendo elevada para 900, o sistema de lançamento de areia estava sendo preparado (cota 875m) e estava-se estendendo a bermas de reforço para elevação 895m. Com isso, a taxa mensal de alteamento da crista foi de 2,9m, totalizando uma taxa anual de 35m/ano.

4.3 Colapso Da Barragem (05 De novembro de 2015)

No dia do colapso, 5 de novembro de 2015, houve relatos de pessoas que, a 2km de distância, sentiram um tremor que fez cair um computador no chão, mas, cuja intensidade não produziu nenhum dano estrutural significativo, somente pequenas rachaduras.

Na área de mineração, é muito comum haver explosões diariamente, gerando efeitos sísmicos de pequena intensidade; apesar de já se ter registros da ocorrência de pequenos terremotos em Minas Gerais. A Tabela 10 mostra os registros de sismicidade oriundos das explosões executadas nas minas e dos terremotos. As explosões ocorreram as 13h e, cerca de 1:10h depois ocorreram 3 terremotos de pequena intensidade e talvez imediatamente abaixo do reservatório de Fundão.

Tabela 10 . Registros de sismicidade no dia da ruptura da barragem de Fundão (Morgenstern *et al.*, 2016).

Local time	Moment Magnitude M_w	Distance from Fundão	Identification
1:01:49PM	2.1	2.6 km	mine blast
1:06:06PM	2.3	2.6 km	mine blast
2:12:15PM	2.2	< 2 km	earthquake (foreshock)
2:13:51PM	2.6	< 2 km	earthquake (main shock)
2:16:03PM	1.8	< 2 km	earthquake (aftershock)
3:45PM			<i>Dam failure</i>

Alguns trabalhos estavam sendo feitos ao longo da crista da barragem. Esses trabalhadores se tornaram as testemunhas oculares do momento da ruptura. Com base nas observações das testemunhas, foi possível concluir que o rompimento teve origem na ombreira esquerda e que o dique de partida não fez parte do processo de ruptura.

Os relatos das testemunhas e evidências físicas foram essenciais para definir a ocorrência de processo de liquefação da Barragem de Fundão. Definido como uma consequência da ruptura da barragem. As demais hipóteses foram consideradas inconsistentes.

4.3.1 Estimativa do parâmetro de estado ψ a partir de ensaios CPTu

A Figura 61 mostra um resumo estatístico da estimativa do parâmetro de estado ψ , em ensaios realizados na parte de trás do recuo da ombreira esquerda e na porção central da Barragem de Fundão, antes da ruptura (Robertson, 2009).

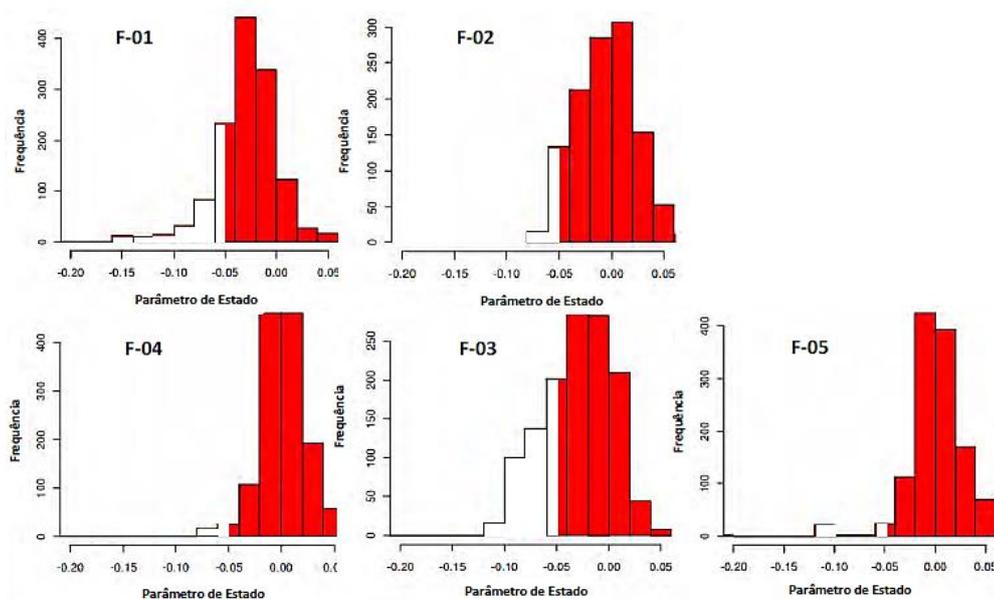


Figura 61: Histogramas de parâmetro de estado para o rejeito arenoso de Fundão. (Morgenstern *et al.*, 2016).

Com esta base de análise, constatou-se que 70% a 80% dos rejeitos arenosos de Fundão, até 75 m da crista da barragem, foram considerados contráteis, e a uma distância maior do que 180 m, mais de 95%. A Figura 62 confirma a tendência à liquefação segundo o critério de Robertson (2010).

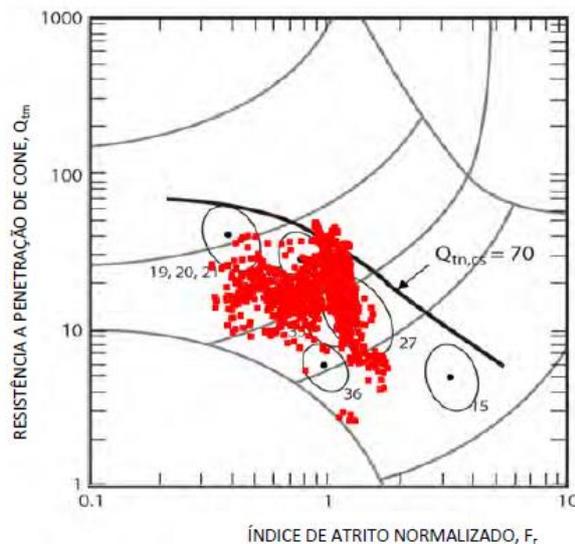


Figura 62: Critério de liquefação de Robertson (2010) para dados em CPT F-02. (Morgenstern *et al.*, 2016).

4.3.2 Mecanismo de liquefação

Todos os fatores para gerar liquefação estavam instaurados na Barragem de Fundão: i) condição de saturação, proporcionada pelas várias condições e eventos que ocorreram durante o processo de alteamento da barragem: dreno de fundo inoperante e a solução adicional de tapete drenante ineficaz; ii) rejeitos contráteis e fofos e iii) ruptura rápida, não drenada, com queda brusca da resistência não drenada.

A questão passava a ser a identificação dos gatilhos de liquefação. Face às inúmeras possibilidades de causas (cíclica e/ou estática), este estudo é, em geral, altamente complexo.

i) Liquefação cíclica,

No mecanismo de liquefação cíclica, a resistência não drenada inicial reduz para uma resistência pós-liquefação (residual) bem menor. As análises de estabilidade descartaram essa hipótese. Fatores de Segurança na ombreira direita ($FS=0,37$) foram inferiores aos da esquerda ($FS=0,44$). Cabe comentar que tais análises de estabilidade (Morgenstern *et al.*, 2016) foram baseadas nas leis de equilíbrio da estática. Em um processo de ruptura envolvendo liquefação, as deformações têm aceleração crescente, tornando o modelo físico incompatível com análises por equilíbrio de forças.

As sismicidades ocorridas em Fundão foram analisadas (Atkinson, 2016). As tensões cíclicas e número de ciclos foram aplicados em corpos de provas de areia, em uma condição próxima do colapso devido a diminuição das tensões horizontais, reproduzindo a trajetória dos mecanismos de extrusão lateral. Os cálculos indicaram que seriam necessários mais de 1200 ciclos para colapsar a amostra e que os tremores de terra produziram somente 5 ciclos. Nos ensaios, nenhum excesso de poropressão foi produzido.

ii) Aumento da carga estática.

No mecanismo de liquefação estática, liquefação ocorre de forma direta por cisalhamento não drenado da camada de lama ou por deformação na base da areia.

A partir de resultados experimentais e de modelagens numéricas, o Comitê Consultor demonstrou que o gatilho que induziu o processo de liquefação foi o deslizamento das camadas de lamas, impondo deformação lateral das camadas de areia subjacentes. Este mecanismo de gatilho é chamado de *Extrusão Lateral*.

5 APLICAÇÃO DE METODOLOGIAS ASSOCIADAS AOS ENSAIOS CPTU PARA AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

Neste trabalho foram analisadas cinco sondagens CPTu (F01-F05), para avaliar o parâmetro de estado do rejeito e sua suscetibilidade à liquefação. Essas também foram as sondagens utilizadas por Morgenstern *et. al.* (2016), já que devido a perda considerável de volume de rejeitos, não foi possível realizar uma investigação pós-ruptura *in situ* na área da ombreira esquerda, onde a falha iniciou. Os registros foram feitos entre os meses de janeiro a março de 2015, aproximadamente 9 meses antes da ruptura.

A Figura 63 mostra a localização das sondagens, posicionadas em cinco pontos distintos à montante da barragem, com profundidades variadas, definidas com o objetivo de contemplar toda a camada dos rejeitos ao longo do trecho. F01 e F02, correspondem à região da ombreira esquerda e as sondagens F03, F04 e F05 à ombreira direita.

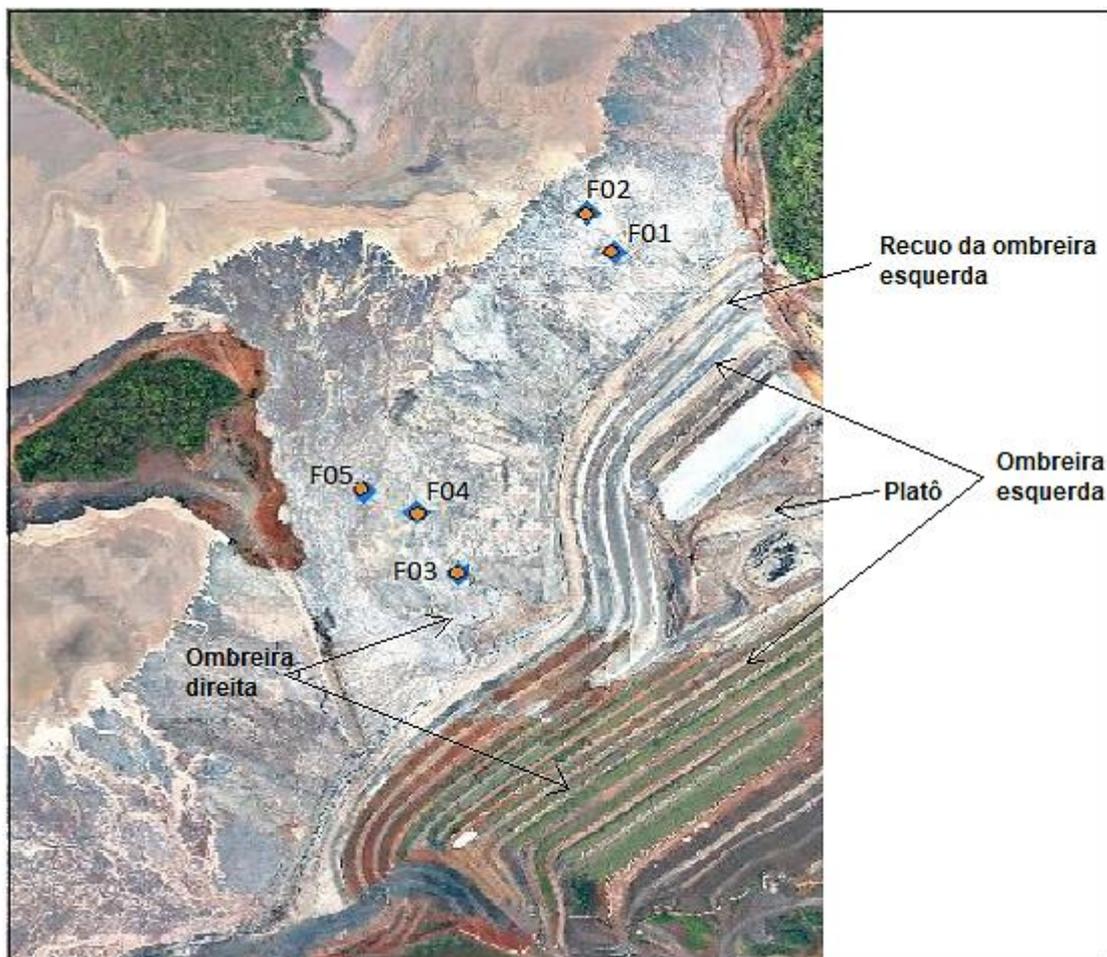


Figura 63: Imagem aérea da barragem de rejeitos de Fundão e os locais dos ensaios CPTu (F01-F05). (Morgenstern *et al.*, 2016).

A Tabela 11 apresenta a elevação variável da superfície do depósito e posição do nível d'água nos perfis ensaiados. Comprova-se, portanto, o alto grau de saturação do resíduo.

É importante ressaltar que os ensaios CPTu, por datarem de 9 meses antes da ruptura, não representam a altitude máxima atingida pelo depósito (aproximadamente 900m). Portanto, eventualmente, os resultados obtidos nos ensaios podem não corresponder a um comportamento semelhante ao que se apresentava no momento da ruptura da barragem. No entanto, não há possibilidades de prever as consequências do alteamento até a data da ruptura, principalmente pela incapacidade de estimar as resistências de ponta. Dessa maneira, os dados e análises apresentados neste trabalho, representam a suscetibilidade à liquefação da barragem para o período no qual os ensaios foram realizados.

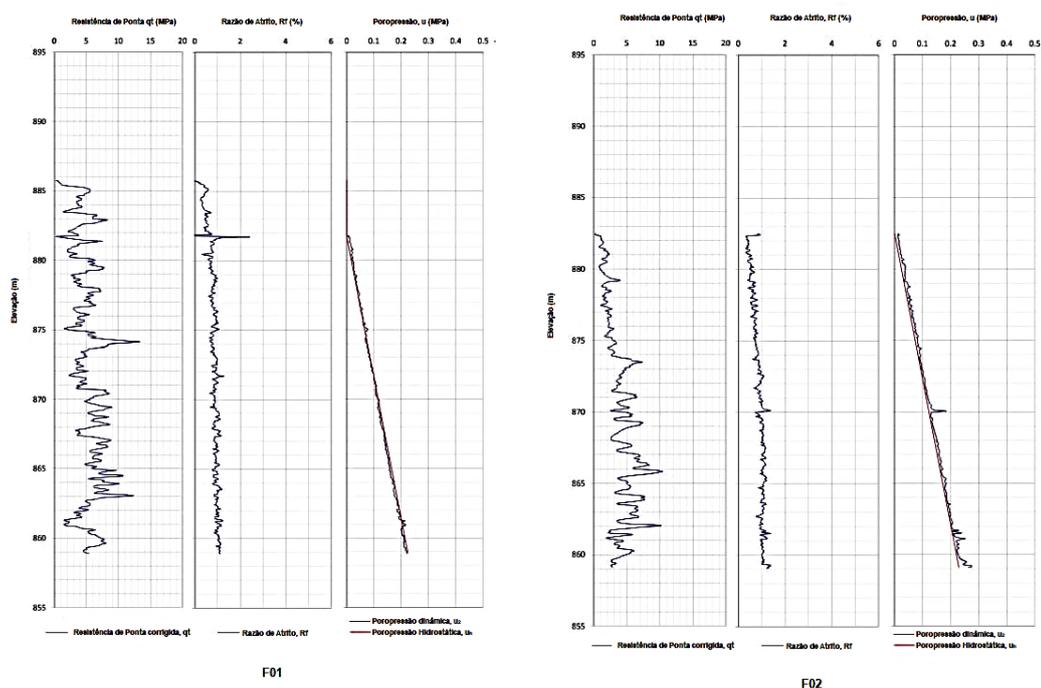
Este trabalho não teve o objetivo de tentar compreender as causas da ruptura, mas avaliar o comportamento e a confiabilidade das metodologias, quando aplicadas a rejeitos de minério.

Tabela 11: Elevação da superfície do resíduo e nível d'água nos perfis de sondagem CPTu

Sondagem CPTu	Elevação da superfície do resíduo (m)	Elevação do nível d'água (m)
F01	885,79	881,68
F02	882,3	882,3
F03	889,3	877
F04	888	882
F05	887,5	884

Os cinco resultados obtidos pelos ensaios do tipo CPTu, estão apresentados na Figura 64 (Ombreira esquerda) e Figura 65 (Ombreira direita). As resistências corrigidas de ponta (q_t) e as razões de atrito (R_f) foram coletadas em intervalos de 25 cm e digitalizados para fins de análise. O laudo de análise (Morgenstern *et al.*, 2016) não informa qual a velocidade adotada nos ensaios CPTu. Aparentemente, observa-se a predominância de uma condição próxima ao comportamento drenado.

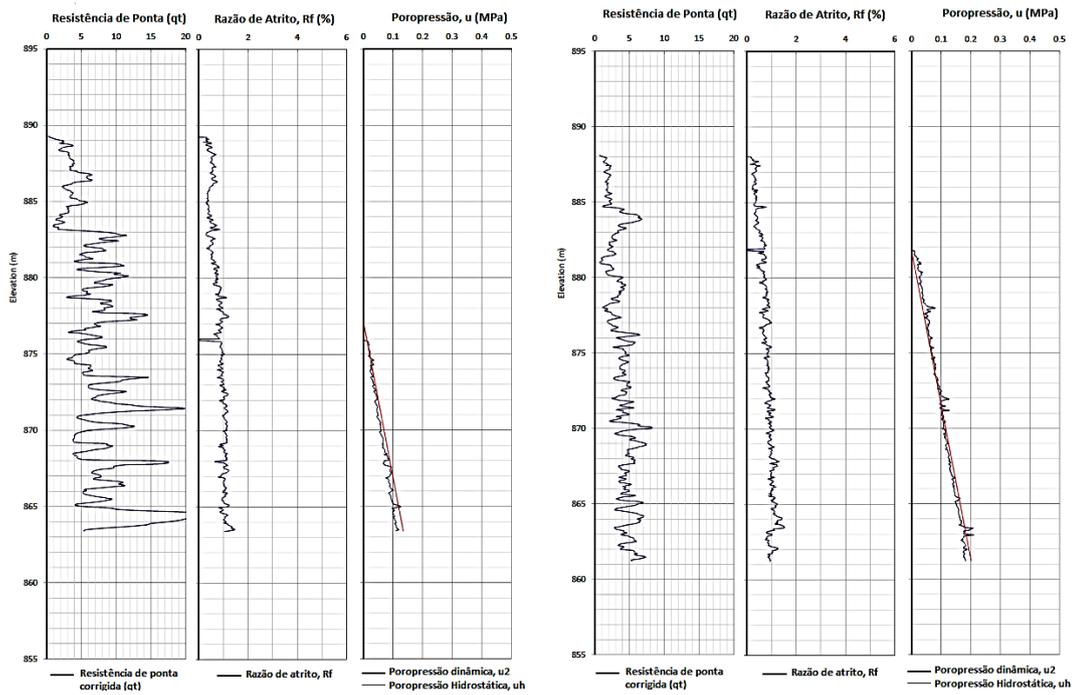
Como é possível notar, o rejeito apresenta espessas lentes de materiais granulares e finas lentes de materiais finos (*clay-like*). Seguindo uma avaliação subjetiva, identifica-se materiais granulares pelo aumento da resistência de ponta (q_t). Já as lentes compostas por rejeitos finos (lamas), por outro lado, identificam-se por baixos valores de q_t , onde prevê-se altos valores de poropressão.



(a) CPTu F01

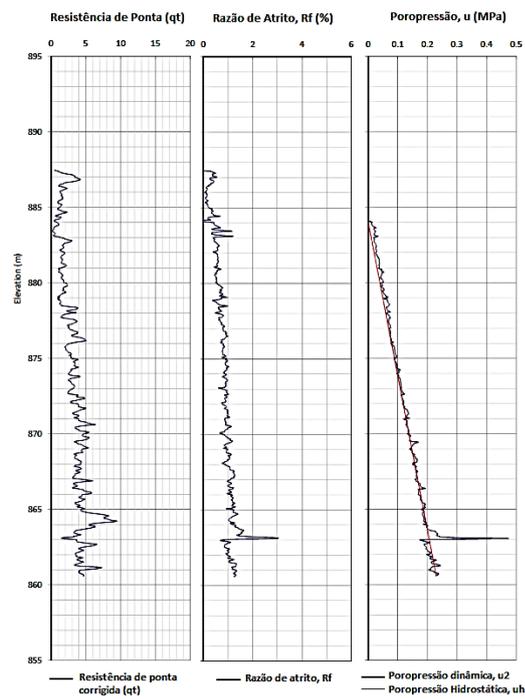
(b) CPTu F02

Figura 64: Perfis de sondagem de CPTu para a ombreira esquerda, da barragem de contenção de rejeitos de Fundão. (Morgenstern *et al.*, 2016)



(a) CPTu F03

(b) CPTu F04



(c) CPTu F05

Figura 65: Perfis de sondagem de CPTu para a ombreira direita, da barragem de contenção de rejeitos de Fundão. (Morgenstern *et al.*, 2016).

Nas Figura 64 (Ombreira esquerda) e Figura 65 (Ombreira direita) os perfis de poropressão gerada (u_2) foram apresentados em MPa, o que dificulta uma análise mais criteriosa. A Figura 66 mostra os perfis de poropressão hidrostática e poropressão dinâmica (u_2) em unidades de kPa. O perfil F02 foi o único que apresentou uma pequena geração positiva de poropressão dinâmica (u_2) durante a cravação. Nos perfis F03 e F04, houve tendência à geração negativa de poropressão na região mais profunda.

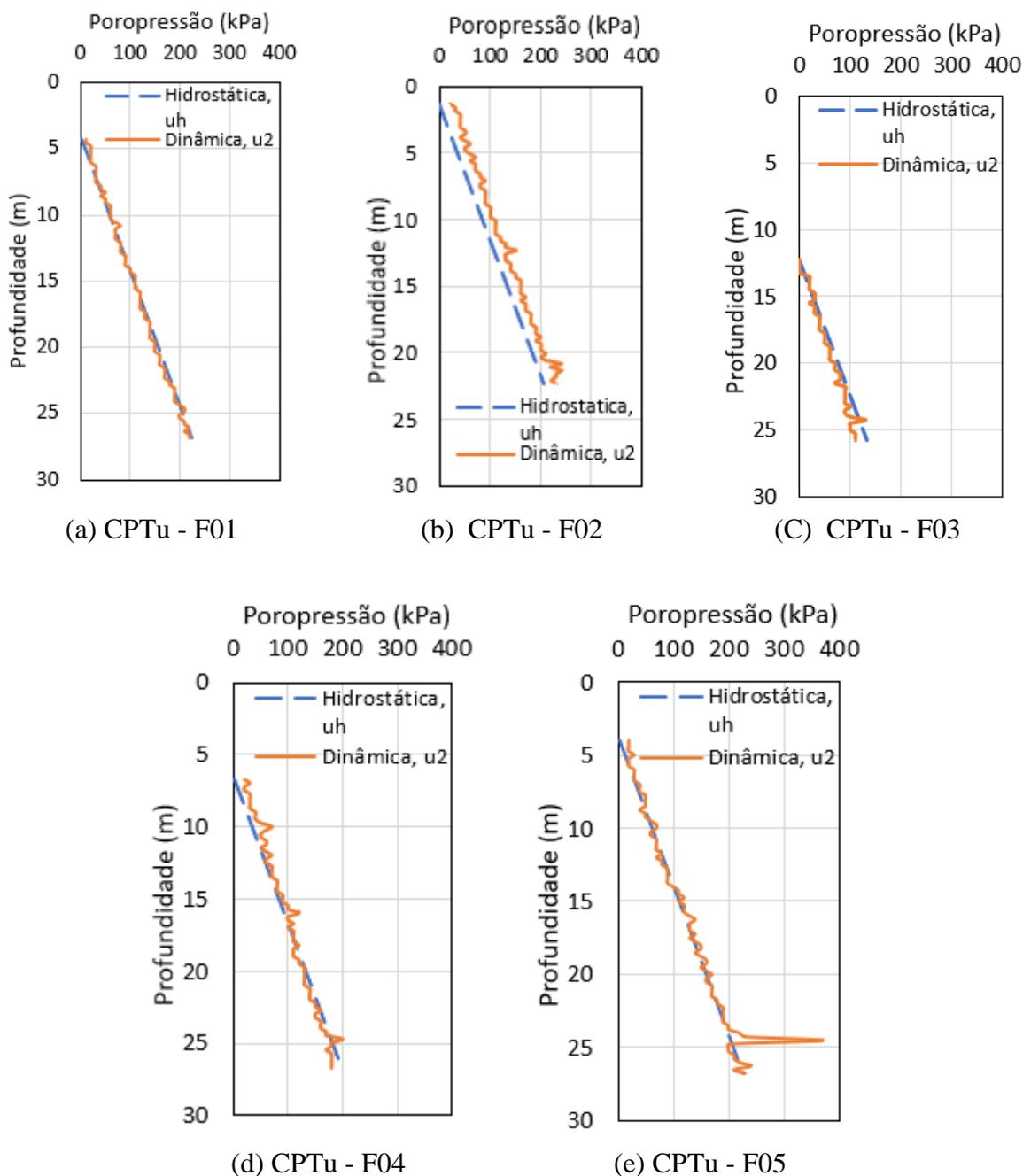


Figura 66: Perfis de poropressão em kPa.

A seguir, são apresentados os resultados dos métodos e as metodologias que foram utilizadas para prever a suscetibilidade à liquefação e inferir o Parâmetro de estado (ψ), para os rejeitos de Fundão.

5.1 Método de Been et al. (1987-1988)

Muitos autores contribuíram para a elaboração de um método que pudesse estimar o parâmetro de estado (ψ) a partir de dados de CPTu, Been *et al.* (1986 e 1987) foram os precursores no tema e seus trabalhos têm sido adotados, até hoje, como base de todas as propostas atuais.

Os métodos propostos por Been e coautores, requerem a determinação experimental da Linha de Estado Crítico. Assim sendo, foram utilizadas as propriedades da LEC do rejeito de Fundão, determinadas experimentalmente por Morgenstern *et al.* (2016) e Telles (2017). Os resultados estão mostrados na Tabela 12. Cabe observar que Telles (2017) utilizou materiais extraídos em 2013, antes da ruptura da barragem de Fundão, em áreas próximas onde ocorreu a falha. O autor acredita que a gradação deste material seja próxima à da ombreira esquerda.

Tabela 12: Propriedades da LEC dos rejeitos de Fundão

M_{tc}	λ_{10}	Γ	FC	Referência
1,33	0,053	0,865	51%	Morgenstern <i>et al.</i> , 2016
1,36	0,11	1,017	38%	Telles, 2017

A Figura 67 compara as previsões do parâmetro de estado para a sondagem CPTu F-01, usando não só o valor experimental de λ_{10} , mas também a estimativa deste parâmetro proposta por Plewes *et al.* (1992), a partir da razão de atrito normalizada F_r . As versões de 1987 e 1988 diferem entre si pela introdução do parâmetro de poropressão Bq (Tabela 13). Como seu valor foi muito baixo, não houve praticamente diferenças entre as 2 propostas.

Tabela 13: Equações utilizadas na estimativa do ψ , segundo os métodos de Been *et al.* (1987, 1988).

	k e m	ψ
Been <i>et al.</i> (1987)	Equações (15), (16)	Equação (17)
Been <i>et al.</i> (1988)	Equações (22), (23)	Equação (20)

Maiores valores de λ_{10} resultam em menores valores do parâmetro de estado (ψ). Com os dados de Telles (2017) os resultados praticamente indicaram material dilatante. Com os de Morgenstern *et al.*(2016), observa-se uma translação do perfil e consequente aumento de regiões classificadas como contráteis.

No caso do parâmetro λ_{10} ser estimado a partir da razão de atrito normalizada F_r . (Eq. (29) – Plewes *et al.*, 1992), este passa a ser variável com a profundidade. Os resultados (Figura 67) mostram que abaixo de 12m, a estimativa do parâmetro de estado passa a ser concordante com a obtida utilizando-se um valor constante de λ_{10} .

Para a ombreira esquerda (F01 e F02), na sua quase totalidade, apresentou um comportamento dilatante ($\psi < -0,05$), com exceção do trecho em F01 (24 m a 25 m), que apresentou um parâmetro de estado que variou de $0,06 < \psi < 0,08$. Ou seja, indica que o rejeito apresenta comportamento contrátil.

A ombreira direita (F03, F04 e F05) apresentou um comportamento heterogêneo. Para a sondagem F03, houve uma predominância do comportamento dilatante. No entanto, é possível observar algumas lentes de material contrátil ($-0,05 < \psi < -0,01$). Em F04, o ψ variou entre comportamento dilatante e contrátil, com ressalva para trecho de 5 a 10 m, que variou de $-0,05 < \psi < 0,1$ (contrátil). F05 apresentou um comportamento heterogêneo parecido ao F04, e com a região de 4 a 10 m com prevalência de comportamento contrátil ($-0,06 < \psi < 0,013$).

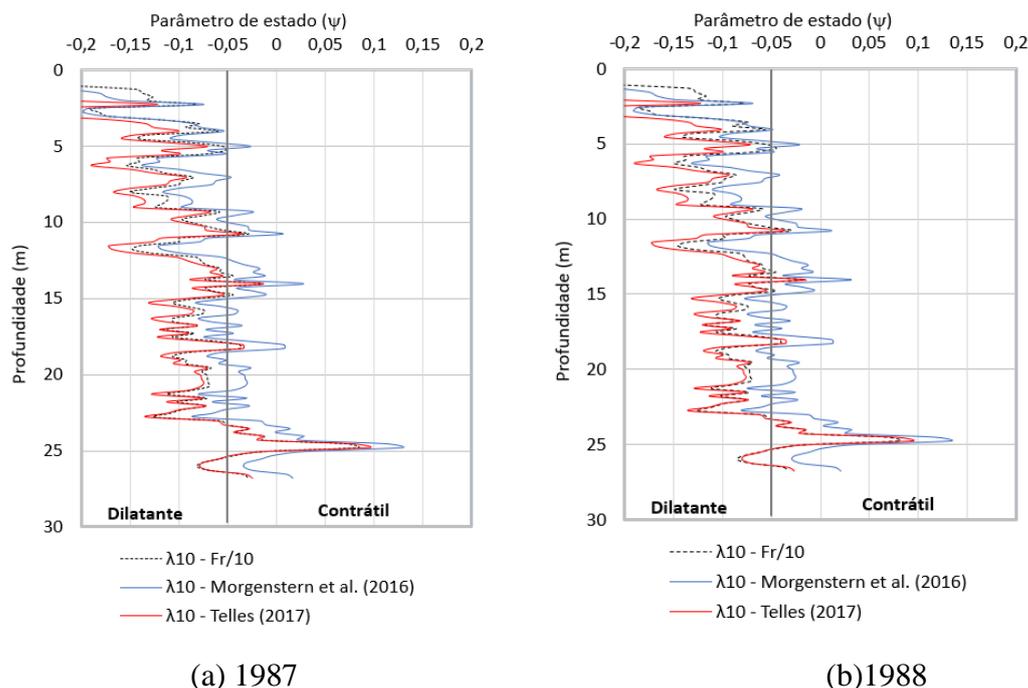


Figura 67: Sondagem CPTu – F01 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.

O mesmo comportamento foi observado em todas as sondagens. Assim sendo, os demais gráficos obtidos para as sondagens CPTu F02, F03, F04 e F05 estão apresentados no Anexo I.

5.2 Método de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cunning (2007)

Plewes *et al.* (1992) atualizaram a metodologia de Been *et al.* (1987) e desenvolveram uma relação que incorpora a Razão de atrito normalizada (F_r) na estimativa da inclinação da LEC (λ_{10}) (Eq (29)). Adicionalmente, correlacionaram o parâmetro \bar{k} à inclinação da linha de estado crítico no plano $q \times p'(M_{tc})$.

Com base no trabalho de Plewes *et al.* (1992), Shuttle e Cunning (2007) ainda sugeriram uma melhoria na estimativa do parâmetro de estados (ψ), levando-se em conta o comportamento não drenado.

Tabela 14 resume as equações adotadas. A Figura 68 mostra os perfis obtidos para o parâmetro de estados (ψ), em ambos os métodos, sendo λ_{10} estimado a partir de correlação empírica (Eq. (29)) e $M_{tc} = 1,2$, como sugerido por Plewes *et al.* (1992).

A título de comparação, foram apresentados outros perfis considerando-se a determinação experimental de λ_{10} , cujos valores estão mostrados na Tabela 12.

Tabela 14: Equações utilizadas na estimativa do ψ , segundo os métodos de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cuning (2007).

Método	\bar{k} e \bar{m}	ψ
Plewes <i>et al.</i> (1992)	Equações (27), (28)	Equação (26)
Shuttle e Cuning (2007)	Equações (27), (28)	Equação (31)

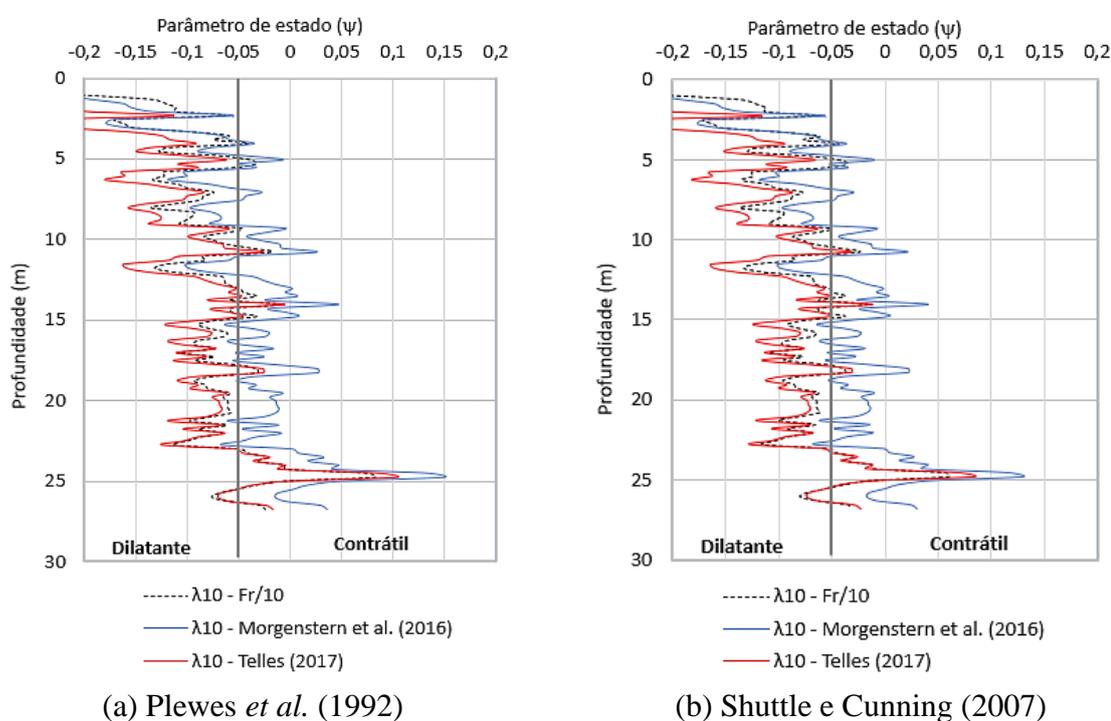


Figura 68: Sondagem CPTu – F01 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cuning (2007).

Nota-se que o comportamento para ambas as metodologias foi semelhante ao que foi observado na Figura 67, em Been *et al.* (1987, 1988). Como o mesmo padrão foi observado nas demais sondagens CPTu F02, F03, F04 e F05, os resultados foram apresentados no Anexo II.

5.2.1 Metodologia de Torres-Cruz (2021).

Torres-Cruz (2021) chamou atenção para as incertezas inerentes a qualquer método de determinação do parâmetro de estado ψ , e também na definição do valor de λ_{10} para as diferentes faixas de comportamento de material, normalmente identificadas ao longo de um perfil. Há muita imprecisão ao se adotar um único valor de λ_{10} para caracterizar um depósito de rejeitos.

Torres-Cruz (2021) recomenda o uso do método de Plewes *et al.* (1992), com a adoção de parâmetros λ_{10} e M_{tc} determinados experimentalmente.

A Tabela 15 mostra os parâmetros adotados. Os limites máximo e mínimo de λ_{10} foram definidos pelos resultados experimentais de Morgenstern *et al.* (2016) e Telles (2017) (Figura 40) e M_{tc} corresponde a da média dos valores obtidos.

Cabe observar que o M_{tc} obtido é compatível com a expectativa geral para rejeitos angulares (Jefferies e Been, 2016; Reid, 2015).

Tabela 15: Parâmetros experimentais adotados para rejeitos de Fundão.

Material	λ_{10min}	λ_{10max}	$\Delta\lambda_{10}$	λ_{10BE}	M_{tc}	$\Delta\psi_i$
Rejeito de Fundão	0,053	0,11	0,057	0,082	1,34	0,07
Nota: λ_{10BE} = média dos limites de λ_{10} ; <i>média dos limites de λ_{10}</i> $\Delta\psi_i$ = variação intrínseca do método de Plewes						

A Figura 69 apresenta os resultados para as estimativas do ψ , de acordo com a metodologia de Torres-Cruz (2021).

Para a previsão do parâmetro de estado ψ adotou-se a seguinte metodologia:

- i) Determinação de ψ , considerando os valores máximo e mínimo de λ_{10} ;
- ii) Determinação da variação $\Delta\psi_\lambda$, conforme Eq. (32);
- iii) Cálculo da variação total $\Delta\psi$ conforme Eq. (33);
- iv) Determinação dos limites ψ_{min} e ψ_{max} , acrescentando ao parâmetro de estado $\psi_{\lambda_{10BE}}$ positivamente e negativamente, a metade da variação total $\Delta\psi$.

A Figura 82 mostra os resultados da previsão do parâmetro de estado ψ . Observa-se claramente a imprecisão na interpretação do ensaio CPTu dado às incertezas em se definir valores de λ_{10} ($\Delta\psi_{\lambda}$) e a intrínseca ao método ($\Delta\psi_i$). É possível classificar a mesma sondagem como predominantemente contrátil ou dilatante.

Com isso, o autor deste trabalho considera que esta alternativa de classificação de suscetibilidade à liquefação demonstra a incerteza das metodologias citadas anteriormente e, portanto, ressalta que elas só poderiam ser adotadas como uma análise preliminar e com extrema cautela.

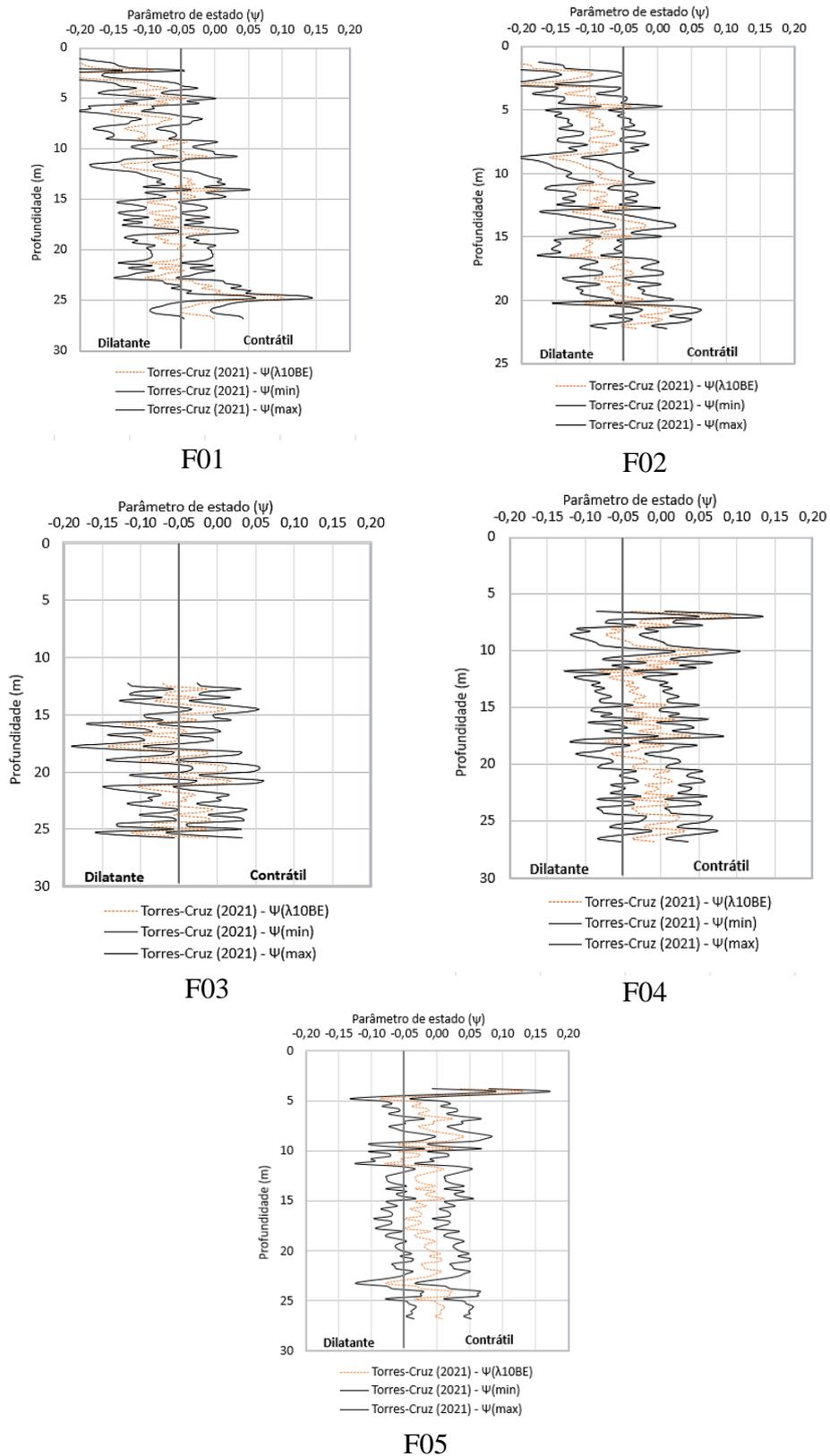


Figura 69: Estimativa do Parâmetro de Estado para as sondagens CPTu-F01 a F05, de acordo com a metodologia de Torres-Cruz (2021).

Torres-Cruz (2021) indica que a suscetibilidade à liquefação seria mais bem representada no ábaco $[Q_t(1 - B_q) + 1]$ vs F_r , com os contornos do parâmetro de Estado ψ sobrepostos, como mostrado na Figura 70.

Este ábaco foi inicialmente concebido para classificação do comportamento dos materiais, em função do índice I_c (Eq. (24)). Como pode ser visto na Figura 71, o rejeito foi classificado, para ambas as ombreiras, como sendo predominantemente de comportamento transicional.

Torres-Cruz (2021) observou que, para valores fixos de λ_{10} e M_{tc} , existe uma correlação no ábaco da Figura 35, que resulta em contornos do parâmetro do estado (ψ) horizontais.

Estes contornos estão apresentados na Figura 70, com os resultados estimados para o ψ de acordo com a metodologia de Torres-Cruz (2021). Nota-se que, ao adotar o valor de $\lambda_{10} = 0,082$ e $M_{tc} = 1,34$, aproximadamente 50% dos dados atingiram $\psi > -0,05$, ou seja, com suscetibilidade à liquefação. Enquanto para a ombreira direita, mais de 90% dos resultados apontaram que o rejeito não é suscetível à liquefação ($\psi < -0,05$).

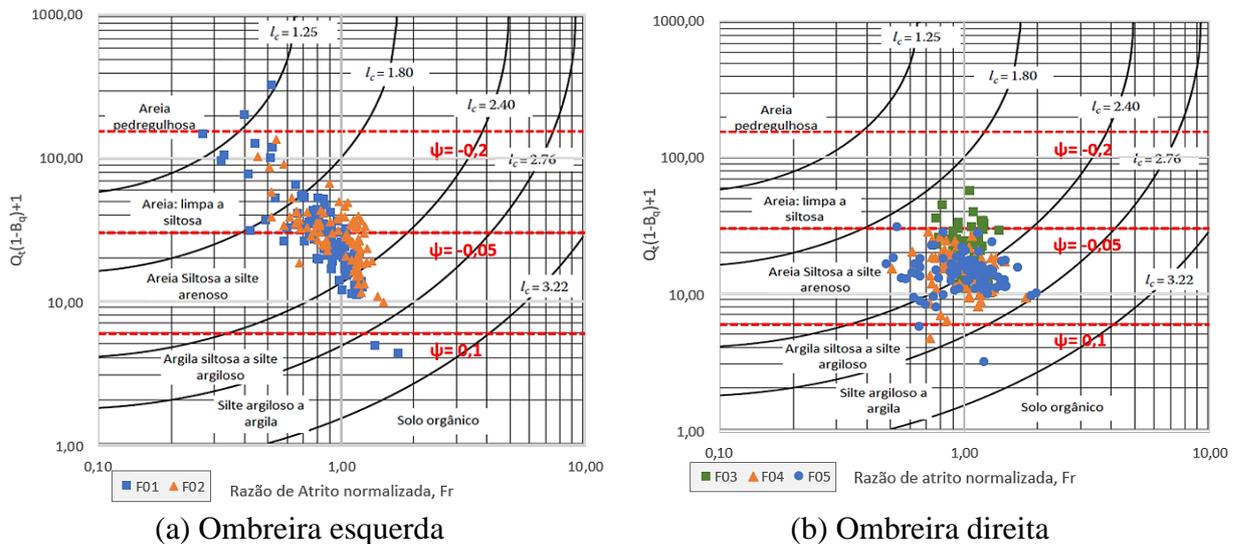


Figura 70: Ábaco de classificação comportamental do solo (Jefferies e Been, 2016) e os contornos do ψ , para $\lambda_{10} = 0,082$ e $M_{tc} = 1,34$.

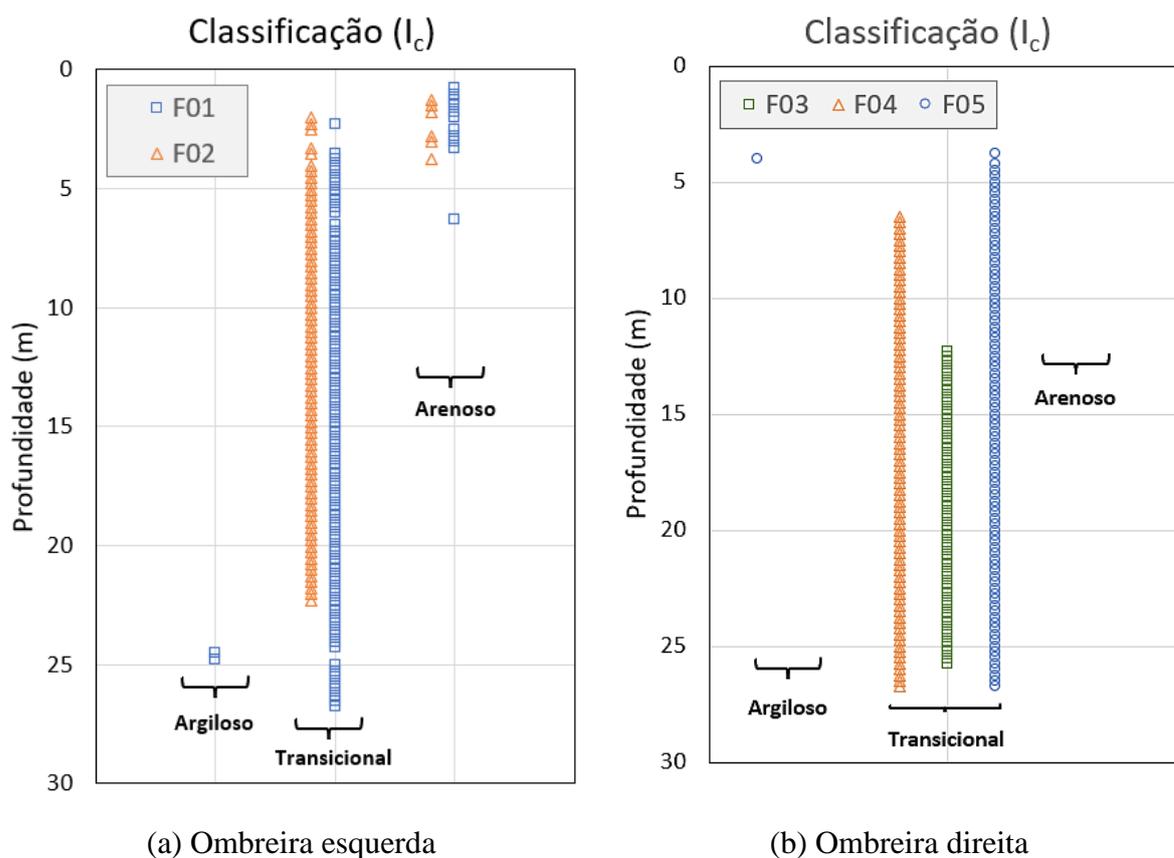


Figura 71: Classificação comportamental do solo, de acordo com Jefferies e Been (2016).

5.3 Método de Robertson

Inicialmente aplicou-se a metodologia de Robertson (1998) e Robertson (2009) para determinar e comparar os resultados do Índice de Comportamento do solo I_c , bem como obter a classificação do material contido na barragem.

Em seguida, foi aplicada a classificação sugerida por Robertson (2016), com o intuito de prever a suscetibilidade à liquefação do rejeito.

Por fim, a metodologia de Robertson (2010) e sua atualização em Robertson (2022) foi aplicada nas sondagens em estudo, com o objetivo de determinar o Parâmetro de estado (ψ) do rejeito.

5.3.1 Índice de comportamento do solo (I_c) e Classificação do material (Robertson, 1998, 2009)

A Figura 72 apresenta os resultados do Índice de comportamento do solo (I_c) para a sondagens que se referem à ombreira esquerda (F01 e F02) e a Figura 73 mostram os resultados da ombreira direita (F03, F04 e F05).

Em 1998, Robertson fixou o expoente n da Eq. (34) igual a 0,5 e, em 2009, Robertson sugeriu utilizar um procedimento iterativo. É possível observar, que a maior diferença de valores está no trecho de solos intermediários. Tal fato já era esperado, visto que a mudança tinha como foco melhorar a interpretação do ensaio em solos intermediários.

Para ambas as ombreiras, as diferenças nas metodologias não afetaram a classificação dos solos. Na ombreira esquerda (Figura 72), em ambas as sondagens, maior parte do perfil é classificado como misturas de areias ($2,05 < I_c < 2,6$). No entanto, a sondagem CPTu-F01, entre as profundidades de 24 e 25m indicam valores de $I_c > 2,6$, o que classifica o rejeito como sendo de comportamento argiloso.

Na ombreira direita (Figura 73) é possível observar maior heterogeneidade dos materiais, variando entre misturas de areia e misturas de silte. Houve uma ligeira diferença no valor de I_c para a ombreira direita, quando se comparam as metodologias, principalmente na região de solos transicionais ($2,05 < I_c < 3,0$). Não foi observada a presença de camada argilosa.

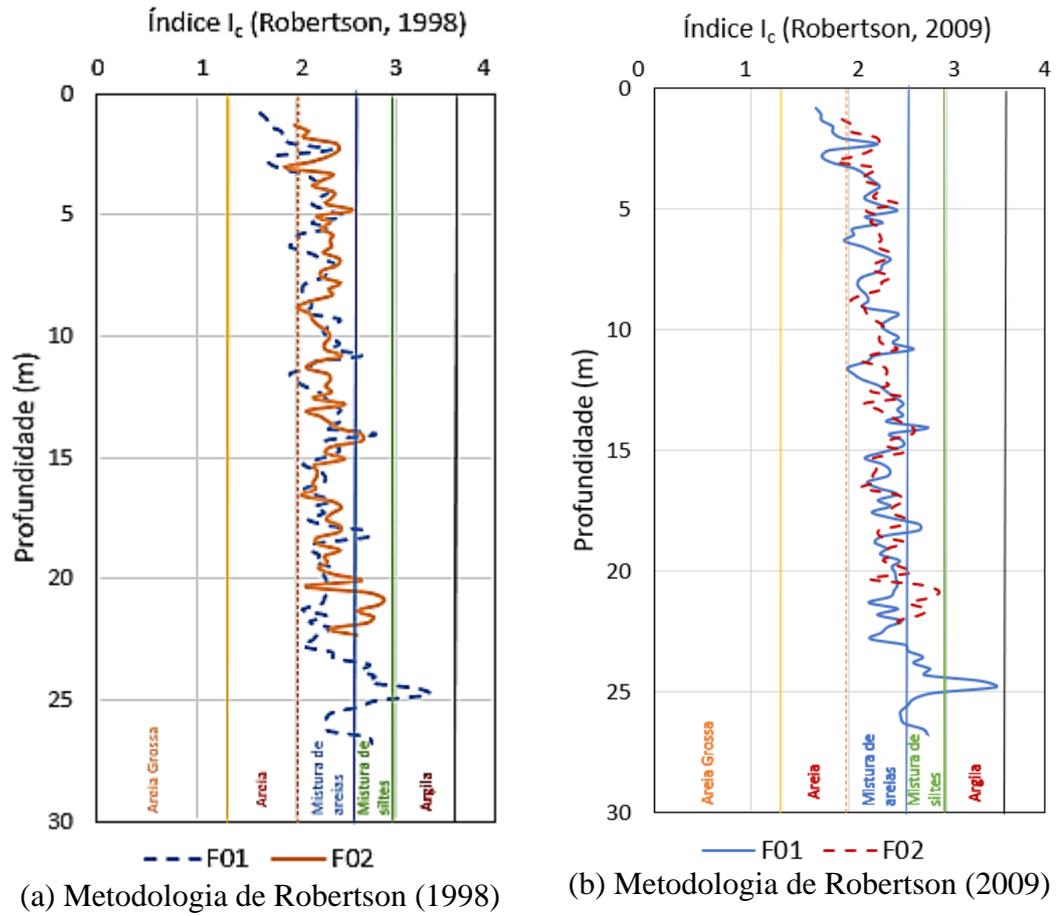
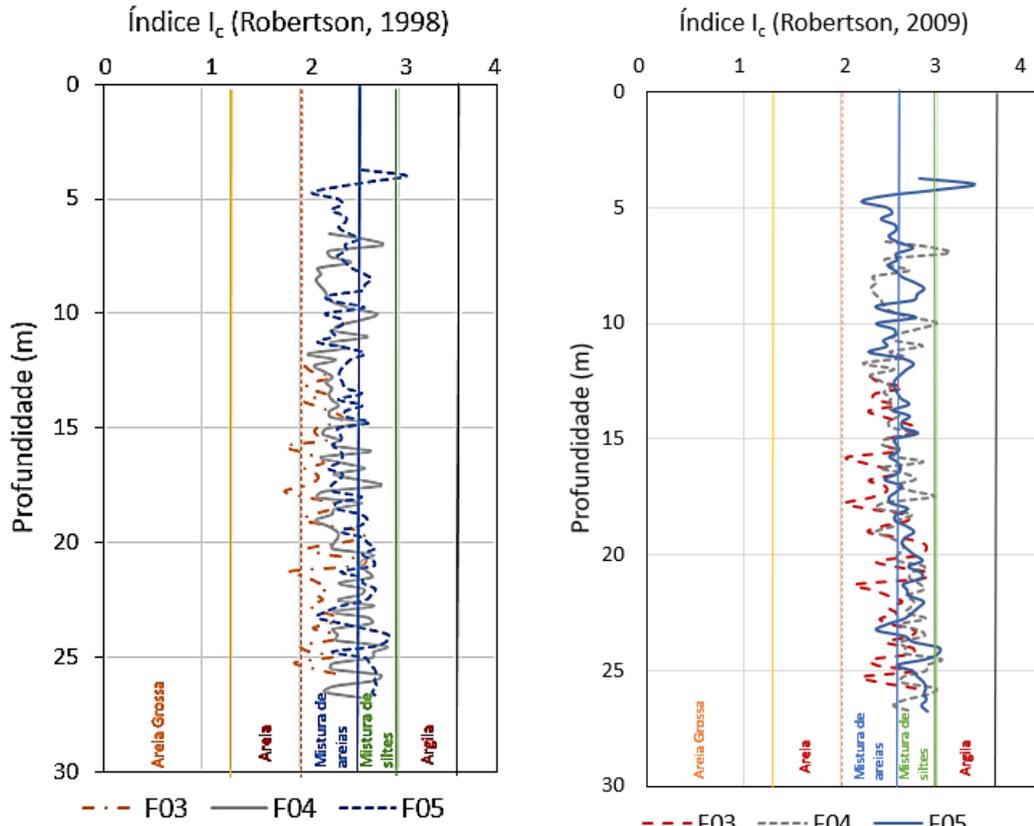


Figura 72: Classificação comportamental do Rejeito para a ombreira esquerda (CPTu-F01-F02).

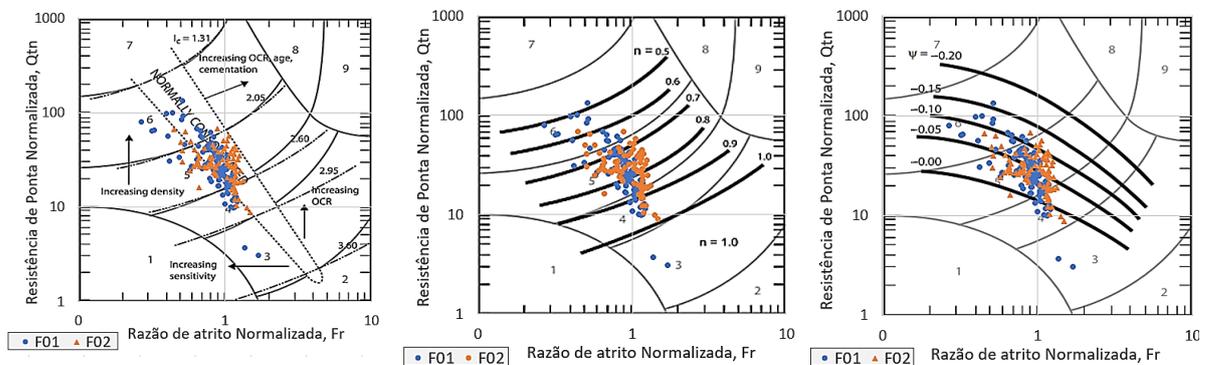


(a) Metodologia de Robertson (1998)

(c) Metodologia de Robertson (2009)

Figura 73 : Classificação comportamental do Rejeito para a ombreira direita (CPTu-F03-F04-F05).

A Figura 74 e a Figura 75 mostram os resultados no gráfico que contempla os contornos do índice I_c e do expoente de tensões n no gráfico normalizado $Q_{tn} - Fr$. (Figura 43), para as ombreiras esquerda e direita, respectivamente. Nos casos em que os valores de $n > 1$, foram adotados como $n=1$; pois o autor afirma que quando a tensão efetiva vertical *in situ* for maior que 1MPa, o expoente de tensão será essencialmente 1,0 para a maioria dos solos.



(a) Índice de comportamento do solo

(b) expoente de tensão n

(c) parâmetro de estado ψ

Figura 74: Contornos da ombreira esquerda no gráfico SBTn normalizado.

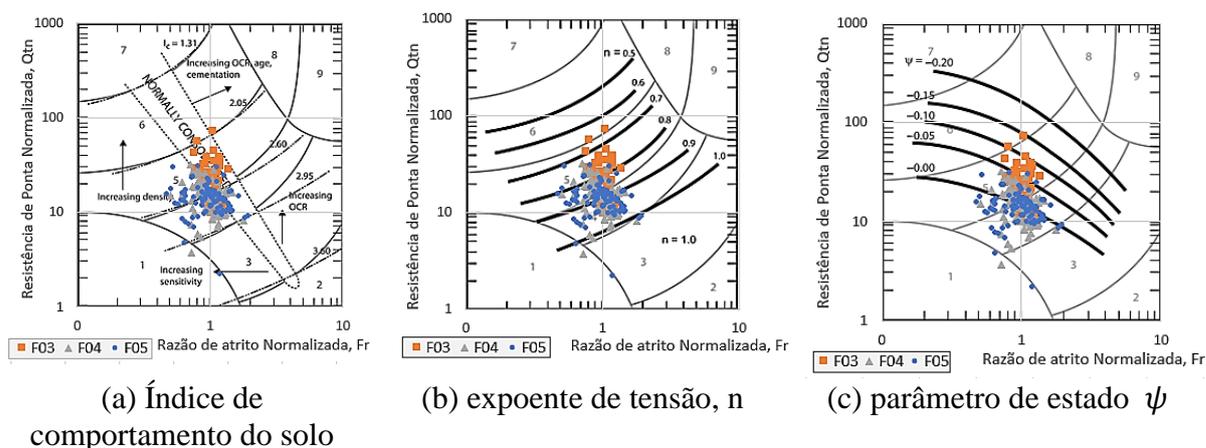


Figura 75: Contornos da ombreira direita no gráfico SBTn normalizado.

5.3.2 Identificação das regiões dilatantes e contráteis e classificação de comportamento do material (Robertson, 2016)

Em 2016, Robertson propôs uma metodologia de identificação das regiões dilatantes e contráteis, com base nos (valores de CD -(*contractive-dilatative boundary* – Eq.(43)), além de uma nova classificação de comportamento do material (índice de comportamento de solo modificado I_B – Eq.(44).

A Figura 76 mostra os resultados relativos à classificação de comportamento do material encontrados para ambas as ombreiras. Os rejeitos das sondagens F01, F02 e F03 são formados predominantemente por material de comportamento arenoso (*sand-like*), ou seja, $I_B > 32$. Distinguem-se, também, alguns trechos de material de transição ($22 < I_B < 32$) nessas sondagens. Já as sondagens F04 e F05, na ombreira direita, mostraram que o rejeito pode ser basicamente classificado como material transicional. Destaca-se, ainda, que somente a sondagem F01, apresentou um trecho (entre 24m e 25m), com $I_B < 22$, que aparenta ser uma lente de lama.

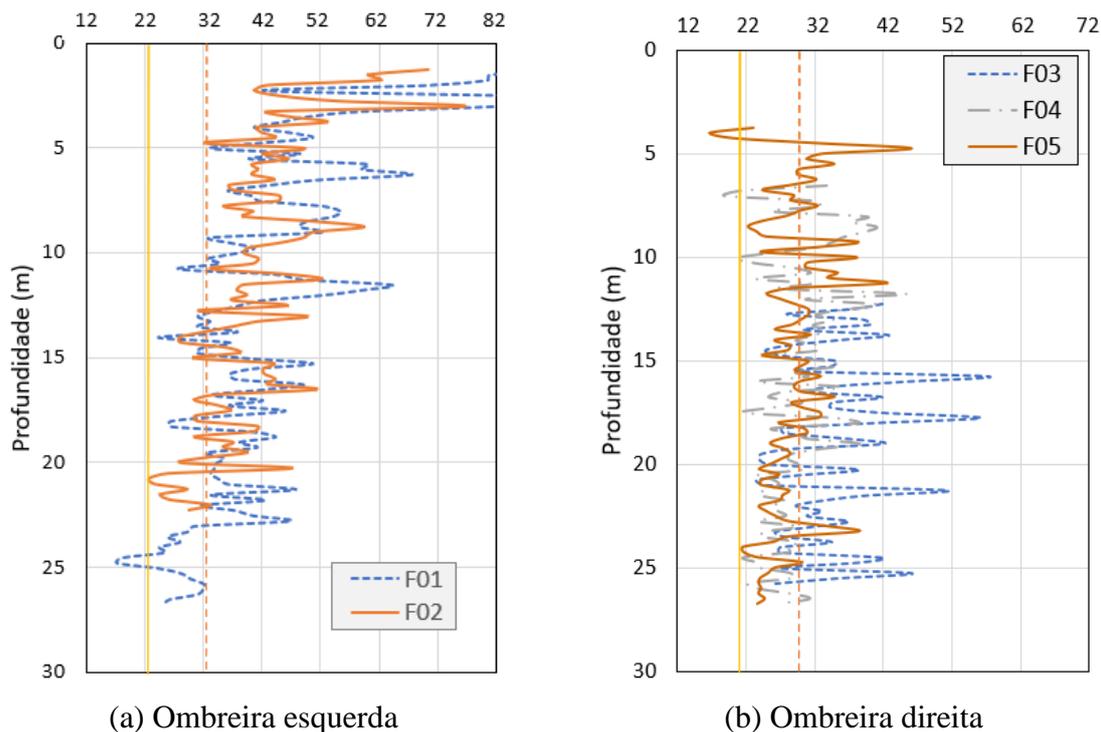
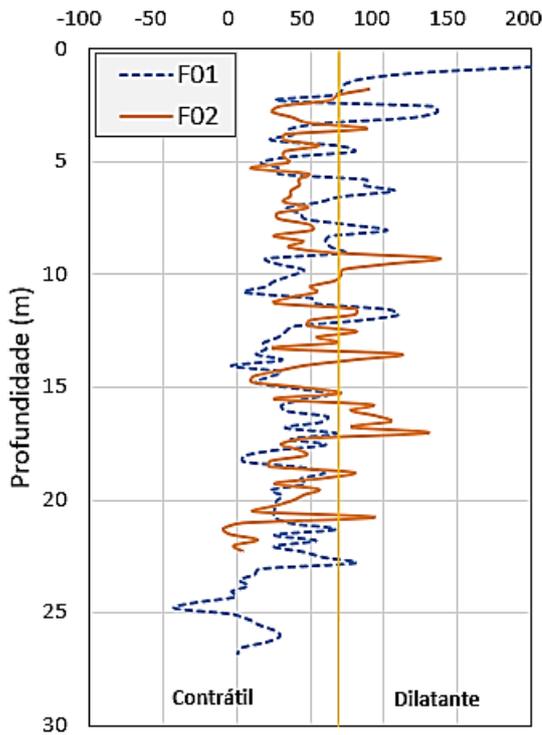
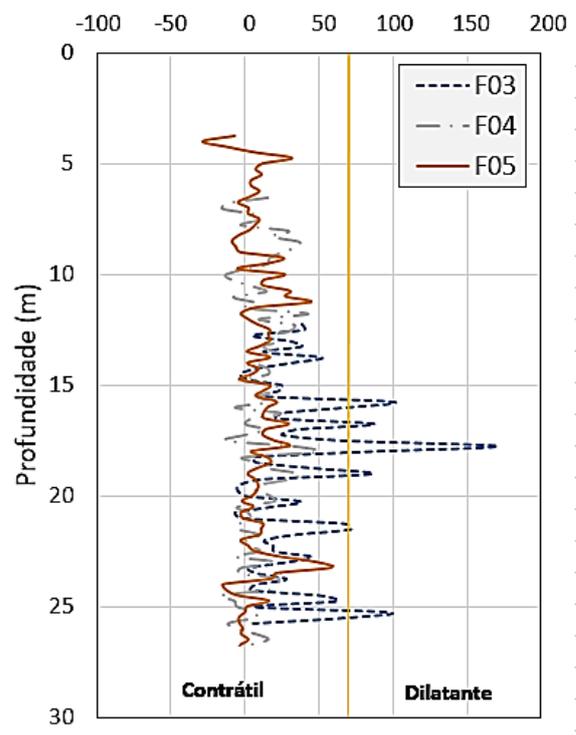


Figura 76: Classificação do material de acordo com índice de comportamento de solo modificado I_B (Robertson, 2016).

Quanto ao tipo de comportamento em termos de tendência de variação volumétrica (Figura 77), observa-se uma predominância de comportamento contrátil, com $CD < 70$ (Eq. (43)). Apesar de que, na ombreira esquerda, algumas profundidades estão classificadas como dilatantes. Na sondagem F01, a cerca de 25m de profundidade, prevê-se comportamento bastante contrátil ($CD = -41,9$). Nesta região, o solo foi classificado como argiloso (Figura 76).



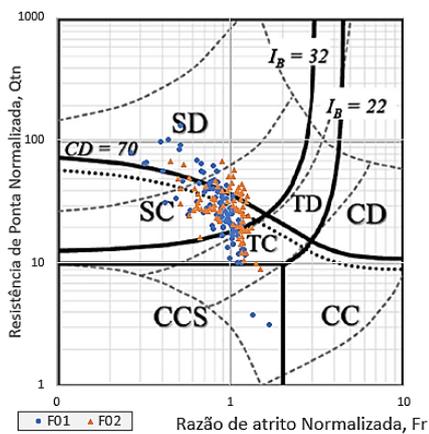
(a) Ombreira esquerda



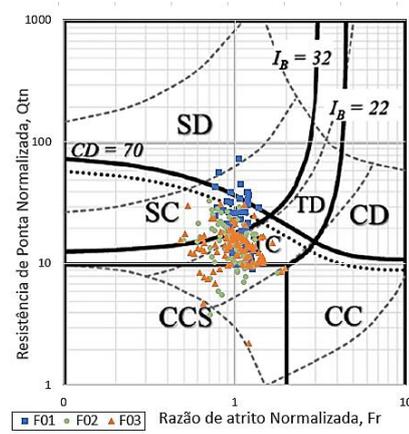
(b) Ombreira direita

Figura 77: Classificação do material de acordo com sua tendência de variação volumétrica, definida em termos do limite CD (*contractive-dilatative boundary*) (Robertson, 2016).

A Figura 78 mostra os resultados no gráfico normalizado $Q_{tn} - F_r$ de classificação do comportamento do solo. Solos com comportamento contrátil tendem a se localizar abaixo da linha tracejada ($CD \cong 60$). Com isso, os resultados deixam evidente que uma parte significativa dos rejeitos apresenta característica contrátil e, portanto, são suscetíveis ao fenômeno da liquefação Estática. Adicionalmente, estes estão localizados nas regiões de comportamento arenoso (SC) e de comportamento transicional (TC).



(a) Ombreira esquerda



(b) Ombreira direita

Figura 78: Ábaco de classificação comportamental SBTn de acordo com Robertson (2016).

5.3.3 Estimativa do parâmetro de estado ψ (Robertson, 2010 e 2022)

A Figura 79 à Figura 83 apresentam a estimativa do parâmetro de estado ψ pelo Método de Robertson (2010) e sua atualização, proposta em 2022, para as ombreiras esquerda e ombreira direita, respectivamente. Cabe lembrar, que a atualização de 2022, alterou o fator de correção k_c , utilizado para determinação da resistência de cone normalizada de areia limpa ($Q_{tn,cs}$). Com isso, o autor melhorou a interpretação de solos classificados como transicionais ($I_c \leq 3,0$), que apresentam drenagem parcial.

Nestas figuras são também mostradas a geração de poropressão, normalizada em relação à condição hidrostática, e a classificação do tipo de comportamento do material, de acordo com a proposta de Robertson (2016). Nas camadas superficiais, os registros de poropressão foram incompatíveis com o restante do perfil. Assim sendo, estes foram desprezados no presente trabalho.

Em todas as sondagens, ao aplicar a atualização da metodologia de Robertson (2022), observou-se uma ligeira diminuição no valor do parâmetro de estado ψ nas camadas classificadas como material transicional. De fato, a maior diferença, ao inserir a atualização do método, se encontra nos trechos de rejeitos com comportamento transicional, onde pode ser observado uma diminuição nos valores do parâmetro de estado (ψ).

Em todas as sondagens, os parâmetros de estado ψ indicaram predominância de comportamento contrátil, com $-0.05 < \psi < 0.015$ e foram coerentes com classificação CD (*contractive-dilative boundary*) (Robertson, 2016), mostrada na Figura 77.

Nas sondagens F01, F04 e F05 a velocidade de cravação foi compatível com ensaio drenado. Consequentemente, as regiões classificadas como solo transicional tiveram comportamento arenoso.

Na sondagem CPTu-F01, foi encontrada uma zona de material mais solto ($\psi = 0,02$), entre as profundidades 24 e 25m. De acordo com as metodologias de classificação do comportamento dos solos I_c (Figura 72) e I_B (Figura 76), esta região foi caracterizada como um material de comportamento argiloso (lente de lama). Porém, não foi observada geração de poropressão durante a cravação do cone.

Na sondagem F02, em todo perfil foi registrada geração de poropressão positiva, a qual é compatível com a tendência contrátil do material. Com isso, acredita-se que houve predominância de um comportamento transicional, com permeabilidade inferior à das regiões arenosas.

Já a sondagem F03 registrou geração de poropressão negativa. Este resultado seria esperado em solos de com tendência à expansão. Entretanto, todos os métodos analisados neste trabalho (Robertson 2010 e 2022), o perfil foi classificado como contrátil.

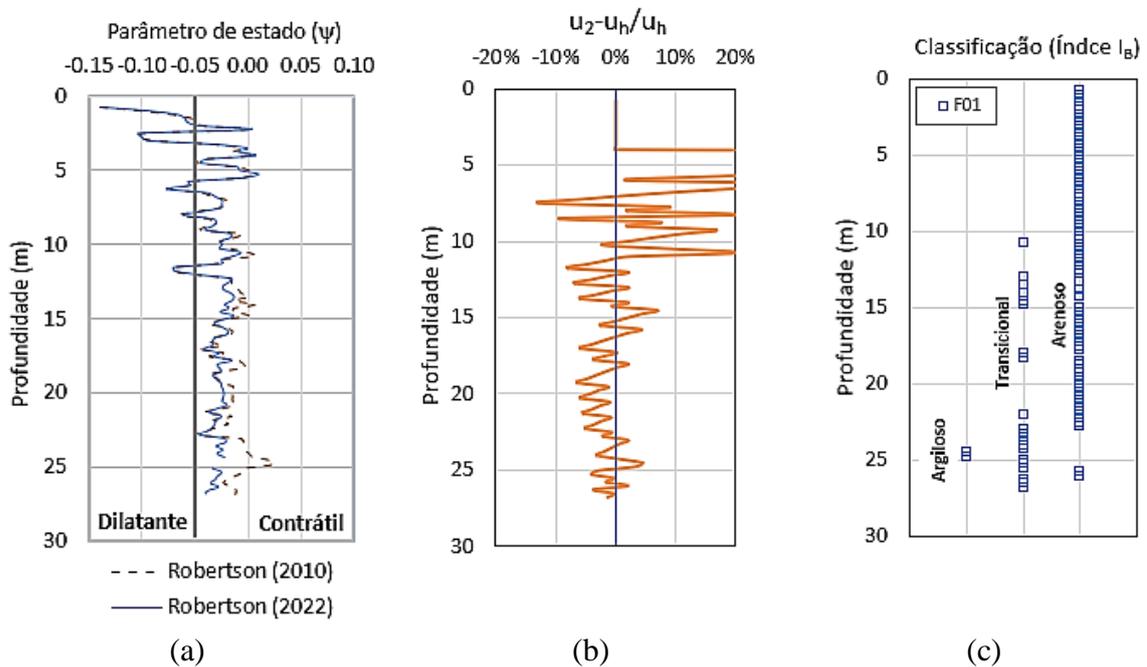


Figura 79: Sondagem CPTu – F01 - Ombreira esquerda: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B .

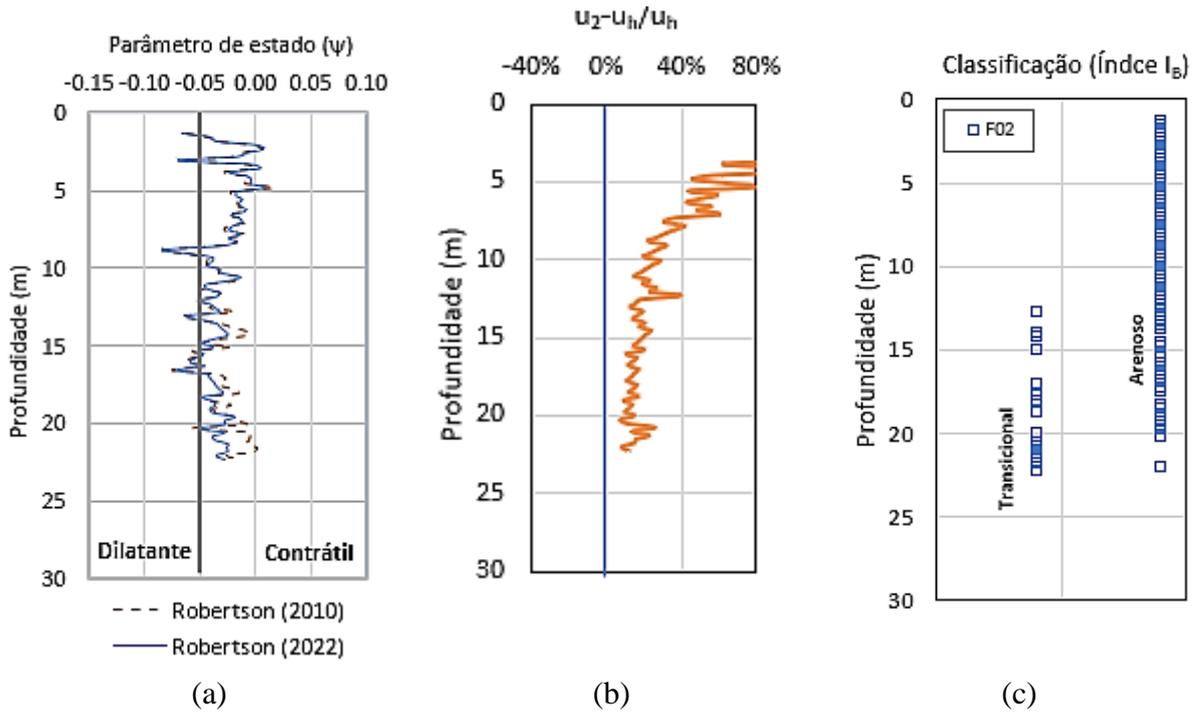


Figura 80: Sondagem CPTu – F02 - Ombreira esquerda: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B .

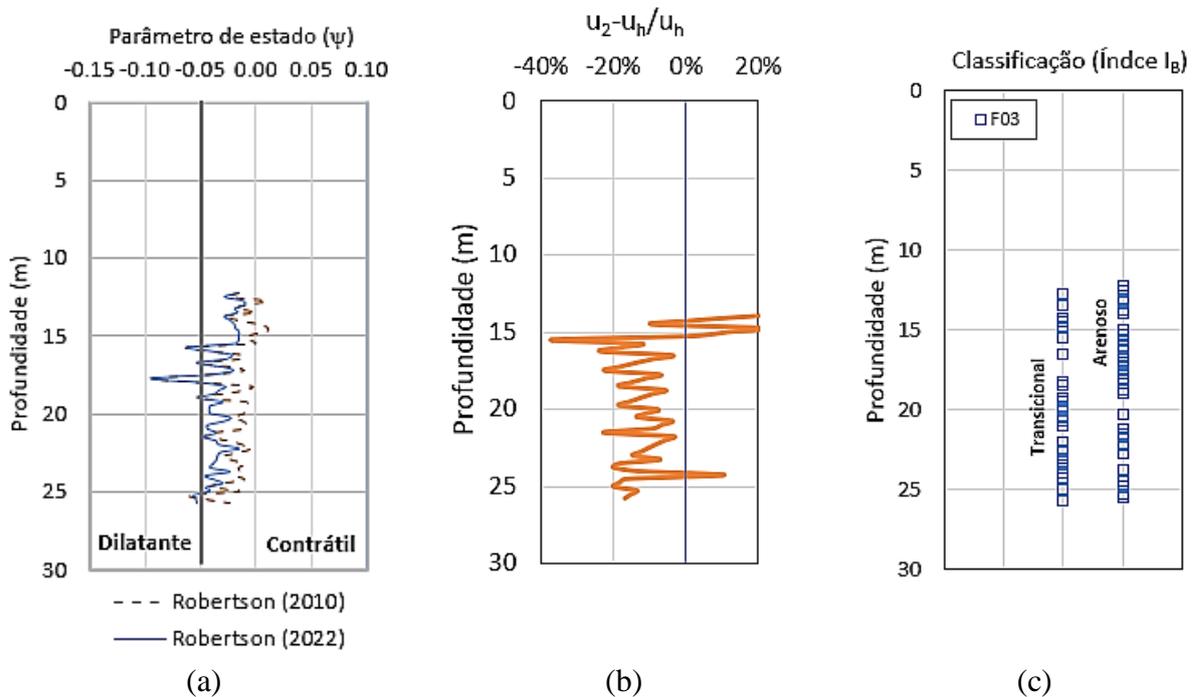


Figura 81: Sondagem CPTu – F03 - Ombreira direita: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B .

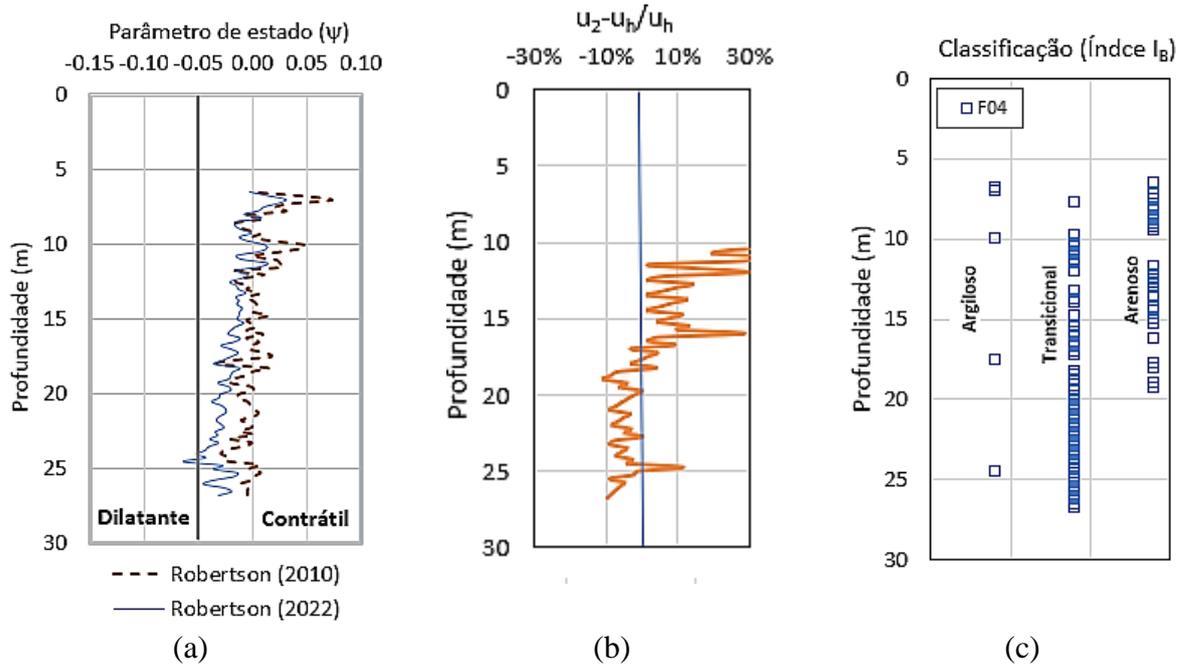


Figura 82: Sondagem CPTu – F04 - Ombreira direita: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B .

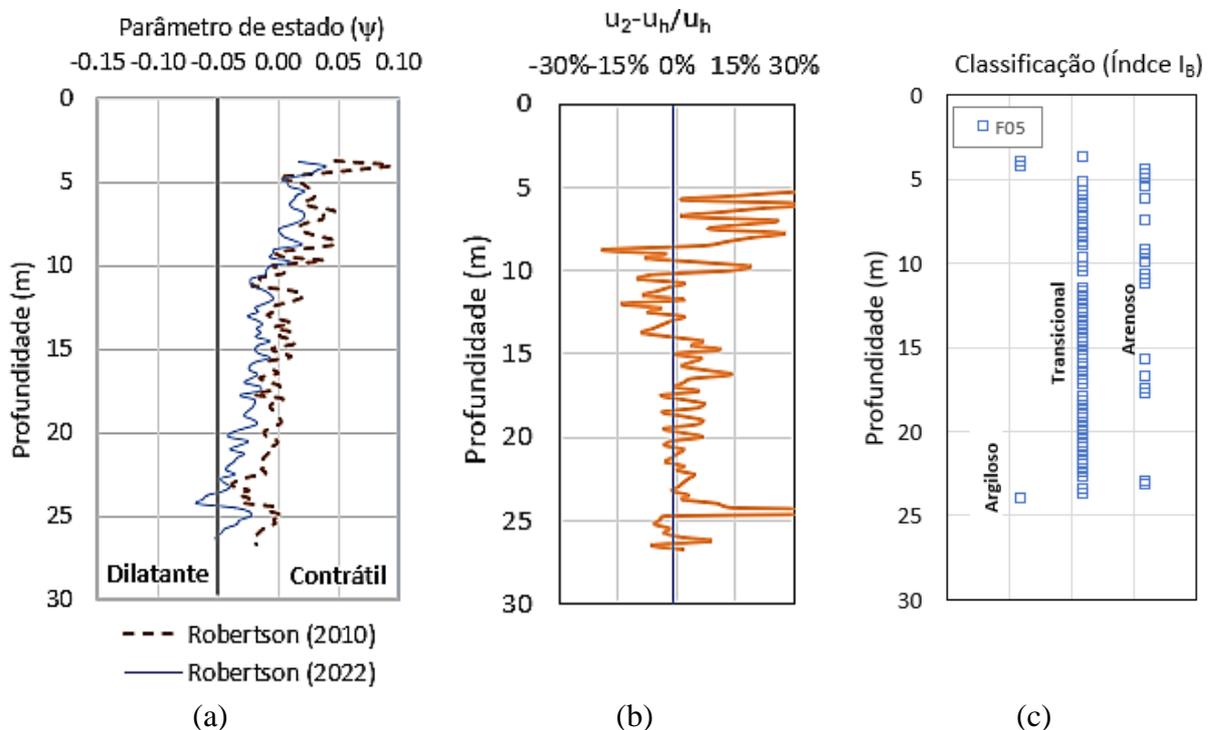


Figura 83: Sondagem CPTu – F05 - Ombreira direita: (a) Estimativas do Parâmetro de estado (Robertson, 2010 e 2022), (b) geração de poropressão normalizada em relação à poropressão hidrostática (u_h), (c) Classificação do comportamento do solo – Índice I_B .

É importante ressaltar que, para $-0,02 < B_q < +0,02$, Jefferies e Been, (2016) sugerem que o comportamento do solo seja classificado como drenado. A expressão B_q possui, no seu numerador, o excesso de poropressão gerado na cravação. Assim sendo, caso este seja próximo de zero confirma-se a condição drenada na cravação. Por outro lado, B_q apresenta no denominador, a diferença entre a resistência de ponta q_t e a tensão vertical. Em solos granulares como q_t é muito alto, se comparado com as tensões no campo, o denominador torna-se muito grande, fazendo com que o parâmetro B_q tenda a zero, independente da geração de poropressão.

Nas sondagens analisadas neste trabalho, o número de registros com $B_q > 0,02$ foi considerado desprezível em relação ao total analisado, como mostra a

Tabela 16. Ou seja, o rejeito é classificado com comportamento tipicamente drenado.

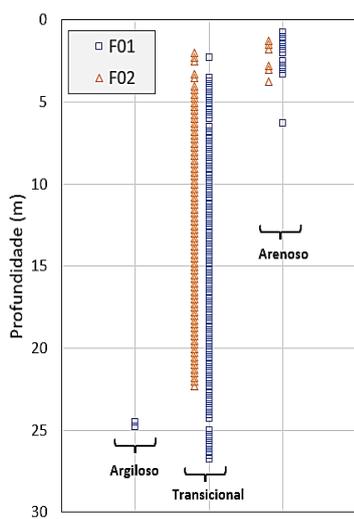
Tabela 16: Porcentagem de registros com $B_q > 0,02$

Sondagem CPTu	F01	F02	F03	F04	F05
$B_q > 0,02$	0%	5,6%	0%	3,6%	4,3%

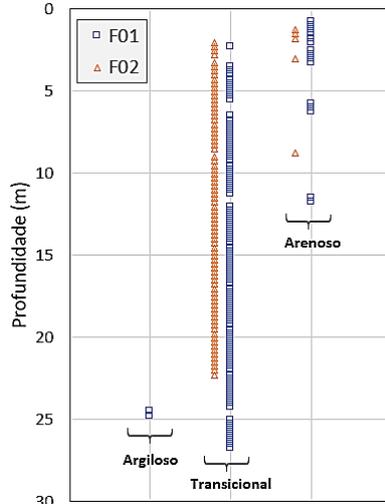
5.4 Comparação entre os diversos métodos

5.4.1 Classificação do material

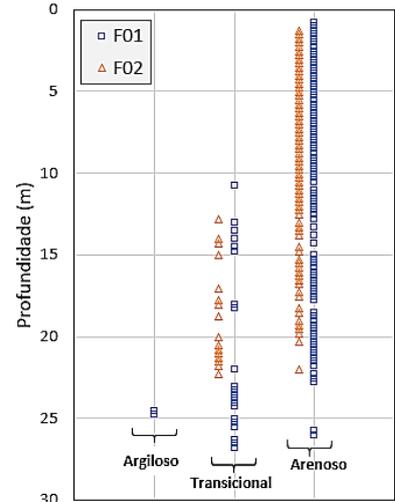
Neste trabalho, foram apresentadas três metodologias que possibilitam classificar o solo a partir de ensaios CPTu. A Figura 84 e Figura 85 comparam os sistemas de classificação de comportamento do solo propostos por Robertson (2009) e por Jefferies e Been (2016), para as ombreiras esquerda e direita, respectivamente. É possível observar, claramente, que as duas metodologias que utilizam o índice I_c apresentaram um comportamento semelhante. A princípio, essa semelhança se deve ao fato, de que, para os ensaios analisados aqui, o valor de B_q foi praticamente nulo. Percebe-se também que a classificação de solos pelo índice I_B , com comportamento transicional, torna-se mais restrita. Há uma migração significativa para o comportamento arenoso, o que reduz as incertezas na interpretação do ensaio CPTu, ou seja, torna-se mais coerente com a resposta drenada apresentada.



(a) Índice I_c (Jefferies e Been, 2016)

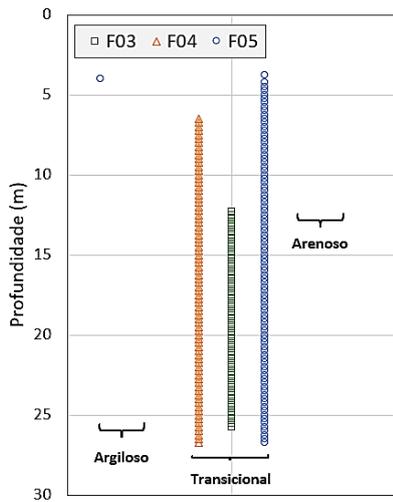


(b) Índice I_c (Robertson, 2009)

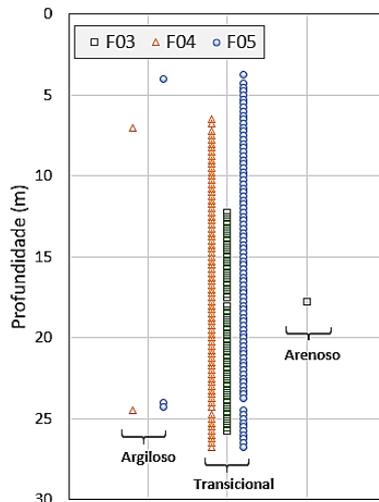


(c) Índice I_B (Robertson, 2016)

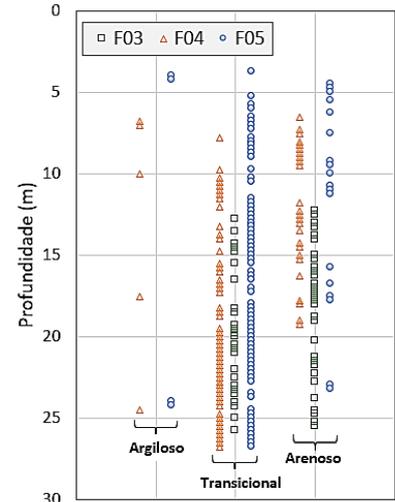
Figura 84: Comparação dos sistemas de classificação do comportamento do rejeito para a ombreira esquerda.



(a) Índice I_c (Jefferies e Been, 2016)



(b) Índice I_c (Robertson, 2009)



(c) Índice I_B (Robertson, 2016)

Figura 85: Comparação dos sistemas de classificação do comportamento do rejeito para a ombreira direita.

Morgenstern *et al.* (2016), a partir de análises granulométricas do rejeito de Fundão, caracterizou separadamente, aqueles rejeitos produzidos em forma de lama e depositados no Dique 2, daqueles com características arenosas, depositados ao longo do Dique 1. A curva granulométrica dos dois materiais pode ser vista na Figura 86, juntamente com os limites de rejeitos suscetíveis à liquefação, definidos por Tsuchida (1970). O Rejeito de Fundão estaria, portanto, dentro dos limites de suscetibilidade. Observa-se que a areia possui aproximadamente 40% de silte e a lama composta inteiramente de siltes e partículas de argila. As propriedades índice dos dois materiais é apresentada na Tabela 17.

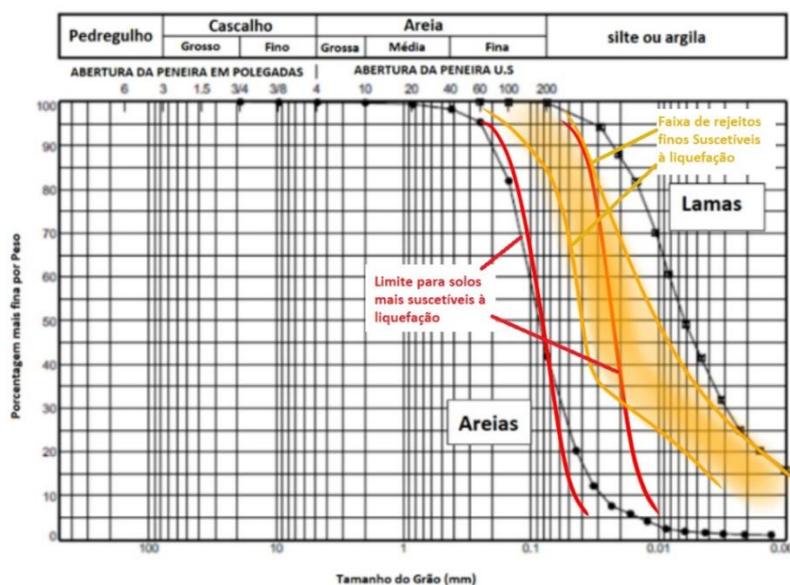


Figura 86: Granulometria das areias e lamas de Fundão, plotados juntamente com os Limites de Tsuchida (1970) (modificado de Morgenstern *et al.*, 2016).

Tabela 17: Propriedades índice dos Rejeitos de Fundão (Morgenstern *et al.*, 2016).

Propriedade	Areias	Lama
Percentual menos 0,074 mm	40-45	98-100
Percentual menos 0,002 mm	<2	20-25
Densidade específica	2,8-2,9	3,9-4,0
Índice de plasticidade	Não plásticas	7-11
Permeabilidade	3×10^{-4} cm/s	$< 10^{-5}$ cm/s

Floréz (2015) e Telles (2017) realizaram análises granulométricas do rejeito de Fundão, a partir de amostras retiradas na praia da barragem, pertencente ao Dique 1. Ambas as autoras, assim como Morgenstern *et al.* (2016), observaram que o rejeito arenoso apresentava uma quantidade considerável de silte em sua composição, e classificaram, segundo SUCS, como Areia Siltosa. A Tabela 18 e Tabela 19 mostram um resumo das propriedades do rejeito, determinadas pelas autoras.

Tabela 18: Caracterização física e química do rejeito inalterado (Floréz, 2015).

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

Tabela 19: Resumo das propriedades do Rejeito de Fundão (Telles, 2017).

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

Conclui-se, portanto, que existe uma semelhança do comportamento nos ensaios granulométricos do material e nas análises do comportamento, a partir das sondagens CPTu, apresentadas neste trabalho. Nas metodologias avaliadas aqui, o rejeito apresentou um comportamento entre misturas de areias e misturas de siltes (transicional). No método de Robertson (2016) houve uma diminuição de material transicional, principalmente para a ombreira esquerda. No entanto, as metodologias não permitem definir uma porcentagem de material siltoso presente no rejeito. Sabe-se que as amostras utilizadas nos ensaios granulométricos correspondem a materiais oriundos tanto da ombreira esquerda quanto da ombreira direita, como pode ser visto na Figura 87. Portanto, as análises granulométricas representam uma média entre as ombreiras.

É importante ter em mente que estes materiais estão muitas vezes misturados em várias proporções no campo, principalmente quando se compara a relação de distância do rejeito com a praia, já que o espigotamento deposita rejeitos arenosos na praia, enquanto o material de característica argilosa sedimenta-se a uma maior distância. Portanto, ao longo do depósito, há uma variabilidade considerável na granulometria, causada pelo processo de deposição.



Figura 87: Áreas de coleta das amostras na barragem (Floréz, 2015).

5.4.2 Estimativa do Parâmetro de estado

No capítulo 3 foram abordadas as principais metodologias que avaliam o parâmetro de estado (ψ) com base no CPTu. Algumas baseiam-se na interpretação empírica de Robertson (2009, 2010) e outras em Been *et al.* (1986, 1987). Portanto, espera-se que apresentem resultados diferentes ao serem aplicadas.

Neste trabalho, os quatro métodos originados de Been *et al.* (1986, 1987) foram avaliados de forma conjunta, a fim de observar qual a influência da evolução destes métodos nos resultados encontrados. Deve-se destacar que o método de Been *et al.* (1987) foi desenvolvido a partir de materiais de granulação grossa sendo, portanto, válido para solos de comportamento drenante. Já os métodos mais recentes levam em conta o valor de B_q podendo ser aplicados para materiais de granulação fina.

A Figura 88 mostra os resultados nos ensaios CPTu-F01 a F05. O parâmetro λ_{10} foi estimado a partir de correlações empíricas com o atrito lateral (F_r) (Eq. (29)). O parâmetro M_{tc} foi considerado igual a 1,2, como sugerido por Plewes *et al.* (1992), uma vez que Been *et al.* (1987) e Been *et al.* (1988) não correlacionam os parâmetros k e m com o M_{tc} .

De um modo geral, todos os métodos apresentaram valores semelhantes. A princípio, tal resultado se deve ao fato de que os valores de B_q foram desprezíveis. Por outro lado, Narainsamy *et al.* (2022) realizaram estudo semelhante, porém com valores de B_q elevados, e também não observaram diferenças significativas entre os métodos.

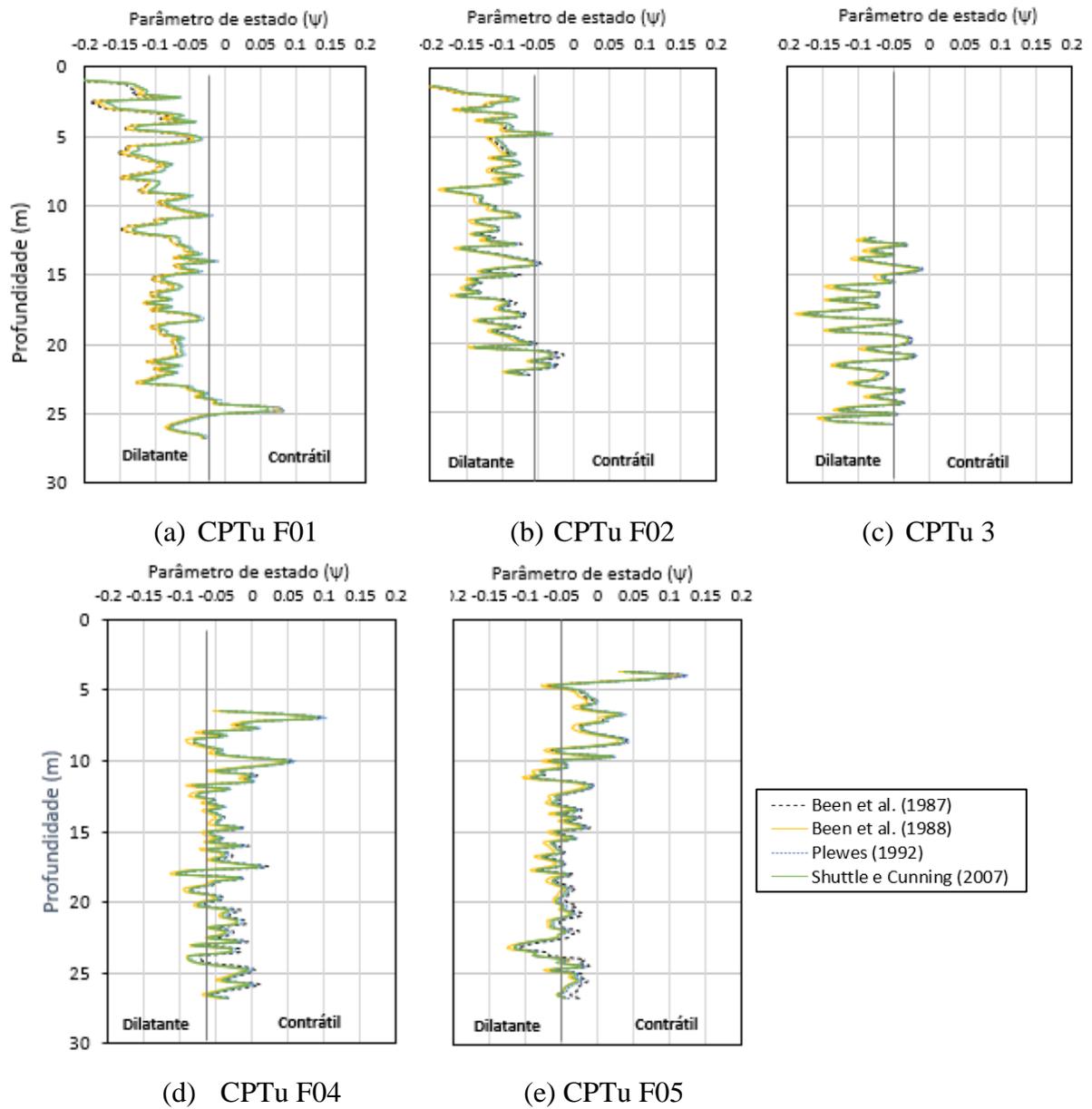


Figura 88: Estimativa do Parâmetro de Estado para as sondagens CPTu-F01 a F05, de acordo com as metodologias da Tabela 13 e Tabela 14.

A Figura 89 compara os resultados de Robertson (2010, 2022) com demais métodos de análise relatados neste trabalho, para a sondagem CPTu-F01. Face a semelhança dos resultados observados nas demais sondagens, os perfis relativos às sondagens CPTu- F02 a F05 estão apresentados no Anexo III.

Tendo em vista a concordância observada na Figura 88, adotou-se o método de Shuttle e Cuning (2007), mais recente, como referência dos trabalhos de Been *et al.* (1986, 1987). Adicionalmente, comparou-se a influência da estimativa de λ_{10} (Figura 89a). Na Figura 89b, a comparação é feita com a metodologia de Torres-Cruz (2021), em que determina-se uma faixa de variação do parâmetro de estado ao utilizar dados experimentais.

A consideração de λ_{10} variável com a profundidade e a adoção do valor constante mais elevado (Telles, 2017) resulta numa previsão de predominância de comportamento dilatante, o que pode ser considerado menos conservador. Em outras palavras, Robertson (2010, 2022) e Morgenstern *et al.* (2016) mostraram que o rejeito de Fundão, tende a um comportamento tipicamente contrátil e encontram-se próximos ao limite superior de Torres-Cruz (2021) (Figura 89b). Cabe observar que Torres-Cruz (2021) recomenda a não utilização do método para $Q'_p < 8$; valores estes observados na camada entre 24 e 25 m. Com isso existem incertezas na estimativa de $\psi > 0,1$ nesta região.

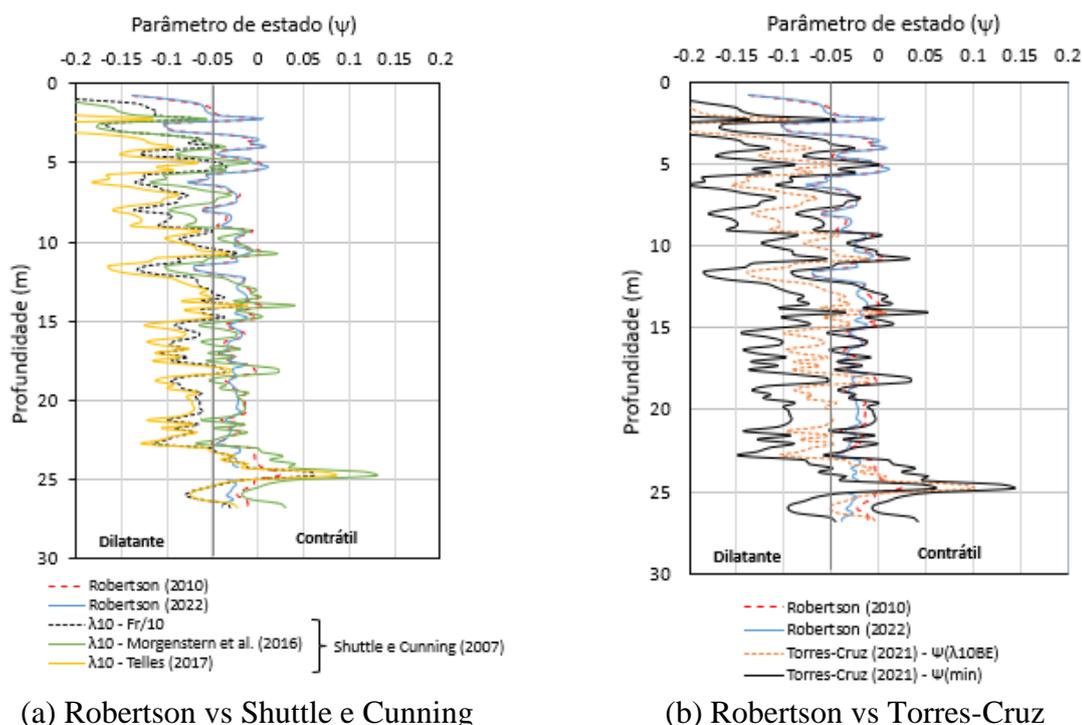


Figura 89: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F01. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).

A comparação entre métodos é mais bem visualizada em gráficos de distribuição, como o mostrado na Figura 90. Esta forma de organizar os dados é interessante, pois facilita a identificação de uma possível tendência significativa no Parâmetro de estado (ψ) no local de investigação do rejeito. Nesta figura, observa-se que Robertson (2010, 2022) fornecem a menor dispersão ($-0,05 < \psi < 0,05$). Morgenstern et al. (2016) mostram comportamento semelhante, porém com uma maior faixa de variação ($-0,1 < \psi < 0,1$). Os demais mostram uma maior variabilidade e tendência a comportamento dilatante; isto é, $\psi < -0,05$.

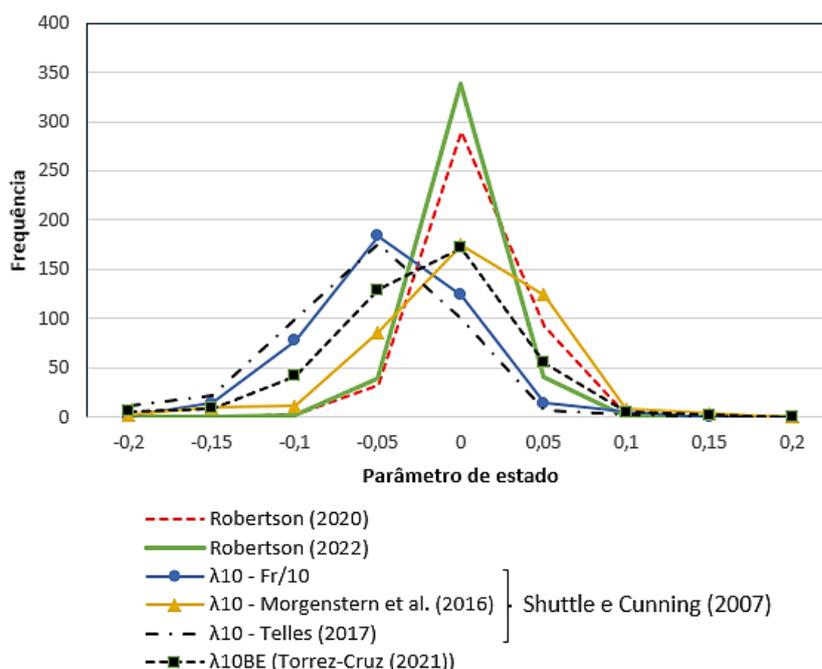


Figura 90: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para o CPTu F01 ao F05.

5.4.3 Parâmetro de estado e percentis

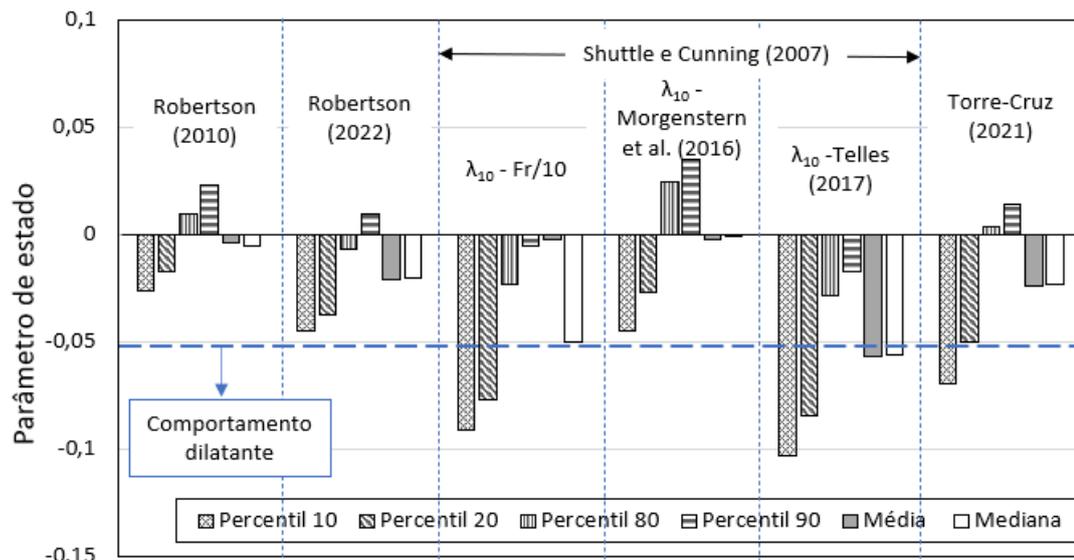
Outra importância está relacionada com certos métodos de análise que utilizam ψ como um valor de entrada, por exemplo, em análises de deformação (modelo constitutivo *Norsand*) e que requerem um certo percentil, ou seja, um “estado característico” que represente a massa de solo como um todo. Jefferies e Been (2016) e Popescu *et al.* (1997) recomendam o uso do percentil 80. Em contraposição, Robertson (2010) recomenda o uso de um valor médio.

No caso da barragem de rejeitos de Fundão, Morgenstern *et al.* (2016) utilizaram o percentil 80 para definir o parâmetro de estado característico ($\psi = 0,012$), para todo o depósito da ombreira esquerda. A partir deste valor, as análises numéricas indicaram mecanismo chamado de extrusão lateral como o gatilho do processo de processo de liquefação. Este mecanismo está associado à propensão de materiais moles subjacentes aumentar a taxa de tensão de materiais sobrejacentes. O fenômeno já havia sido descrito por Jefferies e Been (2016), na Ruptura da berma de Nerlek e anteriormente em Fort Peck (Casagrande, 1965).

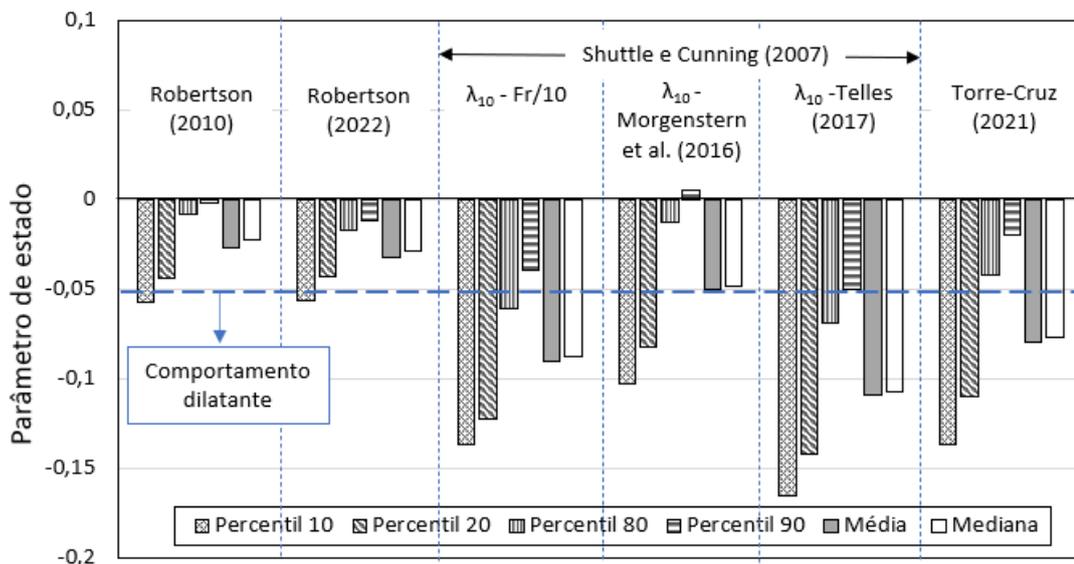
No entanto, Morgenstern *et al.* (2016) não deixaram claro em seu trabalho qual método adotado para a estimativa do parâmetro de estado a partir de ensaios CPTu. Cabe ressaltar, como mostrado na Tabela 20 e na Figura 91, a significativa variabilidade na estimativa do valor do parâmetro de estado, dependendo do método e do percentil adotados (Os valores em cinza representam valores com suscetibilidade à liquefação).

Tabela 20: Valores detalhados da distribuição do parâmetro de estado calculados pelos vários métodos apresentados neste trabalho.

			Shuttle e Cuning (2007)			Torre-Cruz (2021)
	Robertson (2010)	Robertson (2022)	$\lambda_{10} - F_r/10$	$\lambda_{10} -$ Morgenstern et al. (2016)	$\lambda_{10} -$ Telles (2017)	λ_{10BE}
Percentil 80	-	-	-	-	-	-
Ombreira direita	0,010	-0,007	-0,023	0,025	-0,028	0,004
Ombreira esquerda	-0,008	-0,017	-0,061	-0,013	-0,069	-0,042
No geral	0,001	-0,012	-0,037	0,014	-0,040	-0,008
Média	-	-	-	-	-	-
Ombreira direita	-0,004	-0,021	-0,002	-0,002	-0,057	-0,024
Ombreira esquerda	-0,027	-0,032	-0,090	-0,050	-0,109	-0,080
No geral	-0,014	-0,026	-0,068	-0,024	-0,080	-0,050
Mediana	-	-	-	-	-	-
Ombreira direita	-0,005	-0,020	-0,050	-0,001	-0,056	-0,023
Ombreira esquerda	-0,022	-0,029	-0,088	-0,048	-0,107	-0,077
No geral	-0,012	-0,025	-0,064	-0,016	-0,072	-0,042
Percentil 90	-	-	-	-	-	-
Ombreira direita	0,023	0,010	-0,005	0,035	-0,017	0,014
Ombreira esquerda	-0,002	-0,012	-0,039	0,005	-0,050	-0,020
No geral	0,012	-0,002	-0,019	0,030	-0,023	0,009
Percentil 20	-	-	-	-	-	-
Ombreira direita	-0,017	-0,037	-0,077	-0,027	-0,084	-0,050
Ombreira esquerda	-0,044	-0,043	-0,122	-0,082	-0,142	-0,110
No geral	-0,032	-0,040	-0,104	-0,061	-0,120	-0,089
Percentil 10	-	-	-	-	-	-
Ombreira direita	-0,026	-0,045	-0,091	-0,045	-0,103	-0,069
Ombreira esquerda	-0,057	-0,056	-0,137	-0,103	-0,165	-0,137
No geral	-0,047	-0,049	-0,125	-0,081	-0,142	-0,109



(a) Ombreira direita



(b) Ombreira esquerda

Figura 91: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para as ombreiras direita e esquerda.

Outra observação importante, é que grande parte dos percentis da Tabela 20 apresentaram valores que representam um comportamento dilatante, ou próximo do limite definido por Jefferies e Been (2006), para o rejeito. Contudo, foi comprovado que a barragem rompeu por liquefação. É importante lembrar, que os ensaios avaliados neste trabalho, correspondem há 9 meses antes da ruptura da barragem, ou seja, os valores de parâmetro de estado podem ter modificado significativamente ao longo deste período. Portanto, é importante ter cautela ao adotar ensaios CPTu referentes a períodos anteriores, em uma provável análise de causas de ruptura da barragem.

Como uma proposta para minimizar as incertezas nos resultados, causadas pela dispersão nas estimativas do parâmetro de estado, Robertson (2019) realizou análises numéricas para o estado crítico, utilizando distribuições de ψ , ao invés de um “estado característico” destes intervalos.

A grande questão é determinar qual percentil adotado garantirá um nível de confiança. Sendo assim, deve-se dar bastante atenção aos dados disponíveis no CPTu (como poropressão e atrito), pois como afirma Benn *et al.* (2016), é muito fácil confundir uma mudança de tipo de material com uma mudança no parâmetro de estado do solo. Ademais, é necessário que o projetista seja sensato, para levar em conta o método de construção e a escala de variação dos dados.

6 CONCLUSÃO

O presente trabalho teve como objetivo central analisar as principais metodologias que avaliam a suscetibilidade à liquefação dos solos. Com base em ensaios CPTu, o comportamento dos materiais pode ser classificado como dilatante ou contrátil durante o cisalhamento. O estudo teve como base, os resultados de cinco ensaios CPTu, realizados nas ombreiras esquerda e direita, da barragem de Fundão, em Mariana (MG), nove meses antes de sua ruptura, que sofreu o fenômeno da liquefação.

Algumas das conclusões deste estudo, demonstraram a complexidade em obter resultados confiáveis e deixaram claro as incertezas presentes nos métodos.

Diversas considerações com relação aos resultados serão apresentadas a seguir:

➤ Quanto à granulometria

Os ensaios mostraram claramente, camadas de material arenoso e uma lente de comportamento argiloso, além da mistura de ambas. Tal fato foi gerado pelas intercorrências que surgiram durante o processo de alteamento da barragem, o que dificultou a dissipação e a drenagem da poropressão.

Houve uma concordância na identificação de uma única camada argilosa, mole, a cerca de 25 m de profundidade, na sondagem CPTu-F01.

➤ Quanto à classificação do comportamento

Robertson (2009) e Jefferies e Been (2016) forneceram resultados semelhantes, mostrando que os depósitos são tipicamente constituídos de material transicional (misturas de areias e misturas de siltes). Na atualização de Robertson (2016), de uma forma geral, o método resultou numa tendência de migração do comportamento transicional para o arenoso. Além disso, o método de Robertson (2016) demonstrou uma diminuição nas incertezas no ensaio CPTu, ao avaliar a concordância com o comportamento do solo e a resposta drenada que foi apresentada durante a cravação.

➤ Quanto à estimativa da inclinação da linha de estado crítico (λ_{10})

A estimativa de (λ_{10}) mostrou-se ser extremamente importante. Sua variabilidade pode resultar numa imprecisão considerável, fazendo com que um mesmo material possa ser caracterizado como dilatante ou contrátil.

A adoção de λ_{10} a partir da razão de atrito se apresentou como questionável, assim como sua determinação experimental. Houve uma diferença significativa entre os valores determinados por Morgenstern *et al.* (2016) e Telles (2017).

➤ Quanto aos métodos de estimativa do Parâmetro de estado

As metodologias de Been *et al.* (1987), Been *et al.* (1988), Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cuning (2007), para a estimativa do parâmetro de estado (ψ) forneceram correlações semelhantes. Não houve influência da poropressão, face aos baixos valores medidos nos ensaios; isto é, os parâmetros B_q foram desprezíveis.

O método de Robertson (2016) identifica regiões de comportamento contrátil e dilatante, enquanto Robertson (2010, 2022) prevê o valor do parâmetro de estado (ψ). Os resultados mostraram, que na versão mais recente, houve uma diminuição razoável no valor do ψ nas regiões em que se concentraram rejeitos de comportamento transicional, enquanto em regiões arenosas, a atualização do método apresentou pouca ou nenhuma variação no parâmetro. Ademais, todos os métodos foram compatíveis com Robertson (2016).

A metodologia de Torres-cruz (2021) mostrou-se a mais adequada, por definir limites e por melhor compreender as incertezas intrínsecas e inerentes à dificuldade de definição experimental da inclinação da linha de estado crítico (λ_{10}), já que suas propriedades podem variar ao longo da estrutura que o compõe.

Comparando-se os métodos, observou-se diferenças na estimativa do parâmetro de estado pelo fato destes possuírem uma origem diferente. Enquanto Robertson incorporou o índice de comportamento do solo (I_c), as metodologias originadas de Been *et al.* (1986, 1987) levaram em conta a linha de estado crítico do rejeito e as gerações de poropressão na cravação.

É necessária muita cautela ao avaliar os métodos que levam em conta a permeabilidade no ensaio CPTu, principalmente quando o material de análise é um rejeito (constituído em sua totalidade por material de característica siltosa), pois a velocidade padrão do ensaio (2cm/s) pode não considerar um estado não drenado, o que conduz a valores subestimados de B_q .

6.1 Comentários finais

Na prática, é improvável a existência de rejeitos com características homogêneas, devido à gradação dos mesmos ao longo da profundidade. À luz desse fato, fica evidente que esta heterogeneidade introduz incertezas no uso dos métodos. Para minimizar tal efeito, sugere-se a realização de ensaios para diferentes gradações esperadas ao longo do depósito, evitando-se a adoção de um valor único de λ_{10} para todo o perfil. No entanto, há de se ter cautela face a não existência de correlação entre o tamanho das partículas e o λ_{10} , já que a mineralogia e sua angularidade, também podem afetar seu valor.

Mesmo que as observações demonstram que a determinação da linha de estado crítico torne os métodos menos imprecisos, ainda sim, parece ser mais seguro apresentar os dados em gráficos de dispersão. Com isso, facilita-se a identificação de uma possível tendência no parâmetro de estado (ψ) no local de investigação do rejeito.

Se o engenheiro classificar incorretamente o rejeito, com base no método selecionado, pode ter implicações significativas na estabilidade. Portanto, é indispensável atenção, cautela e sensibilidade da parte do profissional ao selecionar o método de estimativa do parâmetro de estado a partir de ensaios CPTu. Além disso, é prudente a avaliação a partir de mais de um método, visto a dispersão nos resultados encontrados.

6.2 Sugestões para trabalhos futuros

Os resultados aqui apresentados, tiveram como base o banco de dados de ensaios CPTu proveniente da barragem de Fundão, Mariana (MG). Naturalmente, a primeira sugestão refere-se a estender o estudo a outros locais. Além disso, outras propostas são sugeridas a seguir.

➤ Metodologias adicionais

Sugere-se a ampliação do estudo de suscetibilidade à liquefação, com a inclusão de novos métodos, como por exemplo Mayne e Sharp (2019) e Jefferies e Been (2016).

O método de Mayne e Sharp (2019) oferece um meio simples de determinar regiões contráteis e dilatantes em um depósito de rejeito. Os autores adotam como base a tensão de escoamento, σ'_p (ou de pré-adensamento) e o índice de tensão de escoamento ($YSR = \sigma'_p / \sigma'_{vo}$), ambos definidos a partir de ensaios CPTu. Além disso, destaca-se que o método parece se adequar bem para solos argilosos, diferentemente das metodologias apresentadas neste trabalho. Portanto, este estudo seria ideal como um complemento para os métodos anteriores.

A metodologia de Jefferies e Been (2016) é usada frequentemente para projetos de alto risco e requer conhecimento do modelo constitutivo generalizado do estado crítico do solo (*Norsand*). Além disso, é necessário ensaios capazes de medir a velocidade da onda de cisalhamento *in-situ* e ensaios triaxiais de laboratório em amostras reconstituídas. Conclui-se as simulações numéricas de expansão da cavidade através do modelo, para calibração dos parâmetros k e m , utilizados nas equações de Been *et al.* (1987), para condição drenada e Shuttle e Cuning (2007) para condição não drenada.

➤ Introdução de abordagem não drenada

Recomenda-se um estudo extra com base nos ensaios CPTu apresentados neste trabalho, capazes de prever a suscetibilidade à liquefação a partir da estimativa da perda de resistência, seguido da determinação da resistência não drenada (S_u). Estes parâmetros são importantes, principalmente em modelagens de estabilidade pós liquefação.

➤ Avaliação da Drenagem parcial

Como não há informações suficientes sobre a confiabilidade dos ensaios CPTu e nem sobre a velocidade com a qual a cravação foi realizada, os resultados encontrados neste trabalho, para o parâmetro de estado, podem estar subestimados, uma vez que a cravação do cone apresentou comportamento tipicamente drenado para todo o rejeito. Sendo assim, sugere-se incorporar um estudo que leva em conta os efeitos da drenagem parcial na avaliação da suscetibilidade à liquefação, a partir de ensaios CPTu. Como foi abordado anteriormente por Schnaid *et al.* (2019), os efeitos da drenagem parcial apresentam-se como uma temática relevante, no que se refere à melhor confiabilidade nas metodologias que estimam o parâmetro de estado.

➤ Definição da linha de estado crítico

Por fim, recomenda-se trabalhos que sejam capazes de refinar a determinação da linha de estado crítico (λ_{10}) para rejeitos, de acordo com seu comportamento. Trabalhos recentes, como o de Torres-Cruz *et al.* (2020) tentam buscar uma tendência potencialmente útil e uma correlação linear e direta entre o índice de vazios mínimo (e_{\min}) e a faixa de valores potenciais de λ_{10} para solos não plásticos. No entanto, por ser uma abordagem nova, ainda não há aceitação entre os profissionais. Ademais, sugere-se estudos adicionais capazes de calibrar os métodos (a partir de ensaios em câmaras de calibração) originados de Been *et al.* (1986, 1987), no que se refere aos parâmetros que compõem as equações, fundamentais para determinar o parâmetro de estado.

REFERÊNCIA

- [1] ANCOLD. 1999. *1999 - World Commission on Dams, The Australian National Committee on large Dams Incorporated.*
- [2] AHMADI, M. M., Robertson, P. K. 2005. “Thin layer effects on the CPT qc measurement.” *Can. Geotech. J.*, 42_5_, 1302–1317.
- [3] ALARCON-GUZMAN A., LEONARDS G. A., FELOW, ASCE E CHAMEAU J. L. 1988. *Undrained Monotonic and Cyclic Strength of Sands. J. Geotech. Engr.* 114:1089-1109.
- [4] ASSIS, A. P. 2007. *Comportamento de Barragens de Rejeito Construídas Por Aterro Hidráulico: Caracterização Laboratorial e Simulação Numérica do Processo Construtivo.* Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade de Brasília, DF.
- [5] ASSIS, A.P. & Espósito, T.J , 1995. *Construção de Barragens de rejeitos Sob uma Visão Geotécnica. III Simpósio Sobre Barragens de Rejeitos e Disposição de Resíduos Industriais e de Mineração, REGEO’95, ABMS / ABGE / CBGB, Ouro Preto, MG, pp. 259-274.*
- [6] ATKINSON, J. L., BRANSBY, P. L. 1978. *The Mechanics of Soils: An Introduction to Critical State Soil Mechanics.* 2 ed. Londres, McGraw-Hill.
- [7] ATKINSON, G. 2016. *Analysis of Ground Motions from Nov. 5, 2015. Earthquake Sequence near Barragem de Fundão, Brazil.* 2016.
- [8] BEEN, K., CROOKS, J.H.A., BECKER, D.E., JEFFERIES, M.G. CPT 1988. *Interpretation in Clays. First International Symposium on Penetration Testing.* Orlando, Florida, Vol. 2, p. 715-722.
- [9] BEEN, K., JEFFERIES, M.G., CROOKS, J.H.A., ROTHENBURG, L. 1987. *The Cone Penetration Test in Sands, Part 2: General Inference of State.* *Geotechnique*, Vol. 37, No. 3, p. 285-299.
- [10] BEEN, K, CROOKS, J.H.A., BECKER, D.E & JEFFERIES M.G. (1986). *The cone penetration test in sands: Part 1, State parameter interpretation.* *Géotechnique*, 36, 2, 239-249.
- [11] BEEN, K.; JEFFERIES, M. G. A 1985. *State parameter for Sands.* *Geotechnique*, v, 35, n. 2, p.99-112.

- [12] BECKER, L. B.; CAVALCANTI, M. C. R.; MARQUES, A. A. M. 2023. *Statistical Analysis of the Effective Friction Angle of Sand Tailings from Germano Dam*. Infrastructures, MDPI.
- [13] BRAY, J. D. Sancui, R.B., Riemer, M, Durgunoglu, H.T.. 2004. *Liquefaction susceptibility of fine-grained soils*. Berkeley, California, USA: *Proceedings 11th ICSD and 3th ICEGE*.
- [14] CÁRDENAS, J.L.G. 2004. *Estudo de modelos constitutivos para previsão liquefação em solos sob carregamento monotônico*. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro-RJ.
- [15] CARRERA, A.; COOP, M.; LANCELLOTTA, R. *Influence of grading on the mechanical behavior of Stava tailings*. *Geotechnique*, v. 61, n. 935-946, novembro, 2011. 11p.
- [16] CARVALHO, G. B. *Incidência de Impactos Decorrentes de Acidentes com Barragens de Rejeito*. Dissertação De Mestrado. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia. Universidade Federal de Ouro Preto, MG, 2018. 207p.
- [17] CASAGRANDE, A. *Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Earth Fills*. *J. Boston Society of Civil Engineers*; 257- 276, 1936. 23p.
- [18] Casagrande, A. 1965. *Role of the 'calculated risk' in earthwork and foundation engineering*. *J. Soil Mech. Found. Div.* 91 (4): 1–40.
- [19] CAMPANELLA, R. G.; GILLESPIE, D.; ROBERTSON, P. K. 1982. *Pore pressure during cone penetration testing*. In: EUROPEAN SYMP. ON PENETRATION TESTING, ESOPT, 2., Amsterdam. *Proceedings...* Rotterdam: Balkema Publ.,v. 1, p. 507-512.
- [20] CHU, J., LEONG, W.K., LOKE, W. L., WANATOWSKI D. “*Instability of Loose Sand under Drained Conditions*”, *J. Geotech. Geoenviron. Eng.*, v.138, n.2, pp.207-216, February. 2012.
- [21] DANZIGER, F. A. B.; LUNNE, T. 1997. Rate effects in cone penetration testing. *Géotechnique*, v. 47, n. 5, p. 901-914.
- [22] DAVIES M., LUPO J., MARTIN T., MCROBERTS E., MUSSE M., RITCHIE D. 2010. *Dewatered Tailings Practice – Trends and Observation*. International conference; 14th, Tailings and mine waste. October, p. 133-142.
- [23] DAVIES, M.P.; MECROBERTS, E.C.; MARTIN T.E. 2002. *Static Liquefaction of Tailings – Fundamentals and Case Histories*. In *Proceedings Tailings Dams*. 23p.
- [24] FABRE, J. S. 2019. *Ensaios Triaxiais De Extensão Em Um Rejeito De Minério De Ferro*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [25] FELL, R., MacGregor, J.P. e Stapledon, D.H. (1992). “*Geotechnical Engineering of Embankment Dams*”, Balkema, Rotterdam. 675pp.

- [26] FLÓREZ, C. T. 2015. *Estudo da alteração em laboratório de rejeitos de mineração de ferro para análise em longo prazo*. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [27] FONSECA. *Liquefação de Solos à Luz da Mecânica Aplicada*. *Geotecnia*, n° 128, p. 3-35, 2013. Disponível em <<https://repositorio-aberto.up.pt/bitstream/10216/67341/2/66257.pdf>>. Acesso em 15/01/2020.
- [28] FREIRE NETO, J. P. 2009. *Estudo da liquefação estática em rejeitos e aplicação de metodologia de análise de estabilidade*. 154f. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG.
- [29] HANZAWA, H.; ITOH, Y.; SUZUKI, K. 1979. *Shear characteristics of a quicksand in the Arabian Gulf*. *Soils and Foundations*, v. 19, 4, 15p.
- [30] IBAMA. 2016. *Rompimento da Barragem de Fundão: Documentos relacionados ao desastre da Samarco, em Mariana/MG*. Disponível em:<<http://www.ibama.gov.br/informes/rompimento-da-barragem-de-fundao>>. Acesso em: 17, de julho de 2022.
- [31] ICOLD. 2001. *Tailings Dams-Risk of Dangerous Occurrences: Lessons Leant From Practical Experiences*. *Bulletin 121*.
- [32] JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C. C.; GERMAINE, J. T.; LANCELLOTTA, R. 1985. New developments in field and laboratory testing of soils. *Proceedings of the 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng.*, San Francisco, v. 1, p. 57-153.
- [33] JEFFERIES, M.G., DAVIES, M.P. 1991. *Soil classification by the cone penetration test: Discussion*. *Canadian Geotechnical Journal*, **28**(1): 173–176.
- [34] JEFFERIES, M.; BEEN, K. 2006. *Soil Liquefaction: A Critical State Approach*. New York, USA: Taylor and Francis Group, ISBN 0-419-16170-8.
- [35] JEFFERIES, M.G., DAVIES, M.P. 1993. *Use Of CPTU To Estimate Equivalent SPT N60*. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, p. 458-468.
- [36] JEFFERIES, M.G.; SHUTTLE, D.A. 2011 *Understanding liquefaction through applied mechanics. Theme Lecture*. Proc. Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, Santiago does Chile. Special Vol. of KNL, 517-549.
- [37] JEFFERIES, M., BEEN, K. 2016. *Soil Liquefaction. A Critical State Approach; Second Edition*.
- [38] KLOHN, E.J. 1981 *The development of current tailings dam design and construction methods*. *Design and Construction of Tailings Dams*, Colorado School of Mines, Colorado, USA, p. 2-75.

- [39] KRAMER, S. L. 1996. *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall. Upper Saddle River, New Jersey, 673p.
- [40] KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. 1990. *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Ithaca: Geotech. Eng. Group, Cornell University.
- [41] LADE, P. V. 1994. *Instability and Liquefaction of Granular Materials*. Computers and Geotechnics. 123-151.
- [42] LADE, V. P., YAMAMURO, J. A. 2011. "Evaluation of static liquefaction potencial of silty sand slopes", *Can. Geotech.J.*, v.48, pp.247-264.
- [43] LOZANO, F. A. E., 2006. *Seleção de locais Para Barragens de Rejeito Usando o Método de análise Hierárquica*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Geotécnica. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.
- [44] MACHADO, W.G.F. 2007. *Monitoramento de Barragens de Contenção de Rejeitos da Mineração. Dissertação de Mestrado*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 156p.
- [45] MAYNE, P. M., SHARP, J. 2019. *CPT Approach to Evaluating Flow Liquefaction Using Yield Stress Ratio*. Proceedings of tailings and Mine waste, University of British Columbia.
- [46] MORGENSTERN, N. K *et al.* 2016. *Fundão Tailings Dam Review Panel: Report on the Immediate Causes of the Failure of the Fundão Dam*. 25 de Agosto.
- [47] NARAYNSAMY, Y., JACOBSZ, S. W., GELDENHUYS, L., HÖRTKORN F. 2022. *A review of Liquefaction Potencial Assessment in Engineering Practice*. Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Sydney.
- [48] OLSON, S. M. 2001 *Liquefaction analysis of level and sloping ground using field case histories and penetration resistance*. Ph.D. thesis, Univ. of Illinois at Urbana Champaign, Urbana, Ill. 564p.
- [49] OLSON, S. M., MATTSON, B. B. 2008 *Mode of shear effects on yield and liquefied strength ratios*. *Canadian Geotechnical Journal*, 45, 574-587.
- [50] OLSON, S. M.; STARK, T. D. 2003. *Liquefied Strength Ratio from Liquefaction Flow Failure Case History*. *Canadian Geotechnical Journal*, v. 39, p. 629-647,
- [51] PEREIRA, E. L. 2005 *Estudo do Potencial de Liquefação de Rejeitos de Minério de Ferro sob Carregamento Estático*. Dissertação de Mestrado. Escola de Minas. Universidade Federal de Ouro Preto, UFOP, MG, 210p.
- [52] PLEWES, H. D., DAVIES, M. P., Jefferies, M. G. 1992 "CPT based screening procedure for evaluation liquefaction susceptibility." In Proc., 45th Canadian Geotechnical Conf., 41–49. Toronto: Canadian Geotechnical Society.

- [53] POULOS, S. J.; CASTRO, G.; FRANCE J. W. 1985. *Liquefaction Evaluation Procedure. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASC*, v. 111, 772 – 792, 6p.
- [54] POPESCU, R., PREVOST, J.H. e DEODATIS, G (1997) “*Effects of spatial variability on soil liquefaction: Some design recommendations*”. *Geotechnique* 47(5), 1019-1036.
- [55] REZENDE, V. A. 2013. *Estudo do comportamento de barragem de rejeito arenoso alteada por montante*. Dissertação de M.Sc., Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.
- [56] REID, D. 2012. *Update on the Plewes Method for liquefaction screening. In Proceedings of Tailings and Mine Waste*. pp. 337-345.
- [57] REID, D. 2015. *Estimating slope of critical state line from cone penetration test: An update*. *Can. Geotech. J.* 52 (1): 46–57.
- [58] REID, D. 2019. *Additional Analyses of The Fundão Tailings Storage Facility: In Situ State and Triggering Conditions*. American Society of Civil Engineers.
- [59] RICO, M.; Benito, G.; Salgueiro, A.R.; D’iez-Herrero A.; Pereira, H.G. “*Report Tailings Dam Failures. A review of the european incidentes in the worldwide context*”. *Journal of Hazardous Materials*, vol. 152, pp. 846-852, 2008.
- [60] ROBERTSON, P. K. 1990. *Soil Classification Using the Cone Penetration Test. Canadian Geotechnical Journal*, p. 151-158.
- [61] ROBERTSON, P. K. e Fear, C. E. 1995. *Liquefaction of sands and its evaluation. Earthquake Geotechnical Engineering*, Ishihara (ed), Balkema, Rotterdam ISBN 90 5410 578X.
- [62] ROBERTSON, P.K. 1999. *Estimation of Minimum undrained shear strength for flow liquefaction Using CPT. Earthquake Geotechnical Engineering*, Seco e Pinto (ed).
- [63] ROBERTSON, P.K. ET AL. 2000. *The Canlex Project: Summary and conclusions*. *Can. Geotech. J.* 37; 563-591.
- [64] ROBERTSON, P.K. 2009. *Interpretation of cone penetration tests – a unified approach. Canadian Geotechnical Journal*, 46(11): 1337–1355. doi:10.1139/ T09-065.
- [65] ROBERTSON, P.K. 2010. *Soil Behaviour Type from The CPT – An Update*. Greg Drilling & Testing Inc., Signal Hill, California, USA.
- [66] ROBERTSON, P.K. 2010. *Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 136(6): 842–853. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606. 0000286.
- [67] ROBERTSON, P.K. 2010. *Estimating in-situ state parameter and friction angle in sandy soils from CPT. In Proceedings of the 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing, CPT’10, Huntington Beach, Calif., 9– 11 May 2010. Vol. 2. pp. 471–478.*

- [68] ROBERTSON, P.K. 2012. Interpretation of In-situ tests – some insights. In J.K. Mitchell Lecture, Proceedings of ISC'4, Recife, Brazil, September 2012.
- [69] ROBERTSON, P.K. 2016. *Cone penetration test (CPT)-based soil behavior type (SBT) classification system — an update*. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910–1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044.
- [70] ROBERTSON, P.K., and Campanella, R.G. 1983. Interpretation of cone penetration tests – Part II (clay). Canadian Geotechnical Journal, 20(4): 734–745. doi:10.1139/t83-079.
- [71] ROBERTSON, P.K., and Wride, C.E. 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. Canadian Geotechnical Journal, 35(3): 442–459. doi:10.1139/t98-017.
- [72] ROBERTSON, P.K., de Melo, L., Williams, D.J., and Wilson, G.W. 2019. *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Failure of Feijão Dam I*. Available from <http://www.b1technicalinvestigation.com>.
- [73] ROBERTSON, P. K., 2022. *Evaluation Of Flow Liquefaction And Liquefied Strength Using The Cone Penetration Test: An Update*. Canadian Science Publishing.
- [74] RUSSO, F. M. 2007. *Comportamento de Barragens de Rejeito Construídas por Aterro Hidráulico: Caracterização Laboratorial e Simulação numérica do Processo Construtivo*. Tese de Doutorado em Geotecnia. Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF.
- [75] SEED, H.B. 1979. “*Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams*”, *Geotechnique*, Vol. XXIX, No. 3, pp. 213-263.
- [76] SEED, H. B. 1987. *Design Problems in Soil Liquefaction*. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, v. 113, n. 8, p. 827-845,
- [77] SEED, R. B. Cetin, K O, Moss, R.E.S.; Kammerer, A.M.; Wu, J.; Perstana, J.M.; Riemer, M.F.; Sancio, R.B.; Bray, J.D.; Kayen, R.E.; Faris, A. 2003. *Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified and Consistent Framework*. *26th ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*, v. 1, p. 1-72.
- [78] SCHNAID, F. 2000. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 189 p.
- [79] SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. 2012. *Ensaio de Campo e suas Aplicações à Engenharia de Fundações*. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos.
- [80] SCHNAID, F; DIESTMANN, G; ODEBRECHT, E; MAGHOUS, S. 2019. *A Simplified approach to normalization of piezocone penetration rate effects*. *Géotechnique*.
- [81] SHUTTLE, D. A.; CUNNING, J. 2007. *Liquefaction Potential of Silts from CPTu*. *Canadian Geotechnical Journal*. 44 (1): 1-19.

- [82] SLADEN, J. A.; D'HOLLANDER, R. D.; KRAHN, J. *The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal*, n. 22, p. 564-578, 1985.
- [83] SOARES, L. *Barragens de Rejeito*. Centro de Tecnologia Mineral, Ministério da Ciência e Tecnologia. Comunicação Técnica elaborada para o Livro Tratamento de Minérios, 5ª Edição – Capítulo 19 – pág. 831–896. Rio de Janeiro, agosto de 2010.
- [84] SOUZA, C. T. 2018. *Metodologia de avaliação de Liquefação em Barragens de Rejeito: Uma abordagem probabilística*. Dissertação de Mestrado em Geotecnia e Transportes. Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG.
- [85] SRISKANDAKUMAR, S. 2004. *Cyclic Loading response of Fraser River Sand for Validation of Numerical Models Simulating Centrifuge Tests*. A Master Thesis. The University of British Columbia, Sri Lanka, 176p.
- [86] TAYLOR, D.W. 1948. *Fundamentals of soil mechanics*. Jhon Wiley and Sons, New York.
- [87] TAGUCHI, G. 2014. *Fault tree analysis of slurry and dewatered tailings management – a framework. Thesis of Master. The University of British Columbia, Vancouver, Canadá*.
- [88] TELLES, A. C. M. 2017. *Análise do comportamento de um rejeito de minério de ferro no estado de regime permanente*. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- [89] TELLES, A. C. M.; BECKER, L. B.; BARBOSA, M. C. 2019. *Influência do Teor de Finos no Comportamento mecânico de um Rejeito de Minério de Ferro*. IX Congresso Brasileiro de Geotecnia Ambiental (REGEO 2019).
- [90] THEVANAYAGAM, S.; SHEMTHAM, T.; MOHAN, S.; LIANG, J. 2002. *Undrained fragility of clean sands, silty sands and sandy silts. J. Geotech Geoenviron. Engrg., ASCE: 849-859*.
- [91] TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. 1996. *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3. Ed. New York, USA: John Wiley & Sons,
- [92] TORRES-CRUZ, L. A., 2021. *The Plewes Method: A Word of Caution*. Mining, Metallurgic & Exploration, 1-10.
- [93] TORRES-CRUZ, L. A., SANTAMARINA, J. C. 2020. *The critical state line of nonplastic tailings*. Can Geotech J.
- [94] TRONCOSO, J.H. *Geotechnics of Tailings dams and sediments – International Congress of Environmental Geotechnics – ICEG pp.1405-1423. 1997*.
- [95] VAID, Y. P.; CHERN, J. C. *Effect of static shear on resistance to liquefaction*. Soils and Foundations, v. 23, n. 1, p. 47-60, 1983.
- [96] VICK, S. G. *Planning, Design and analysis of Tailing Dams*. 1 Ed. New York: John Wiley and Sons, 1983. 369 p.

ANEXO I. ESTIMATIVA DO PARÂMETRO DE ESTADO PELOS MÉTODOS DE BEENE *ET AL.* (1987-1988)

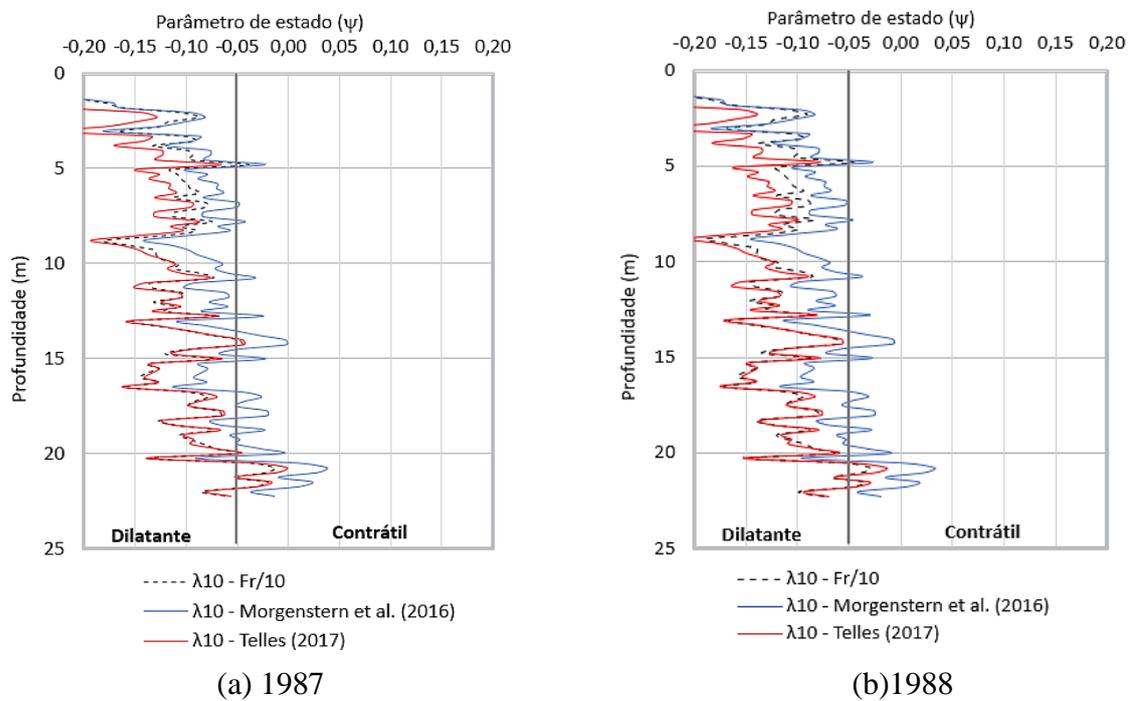


Figura 92: Sondagem CPTu – F02- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.

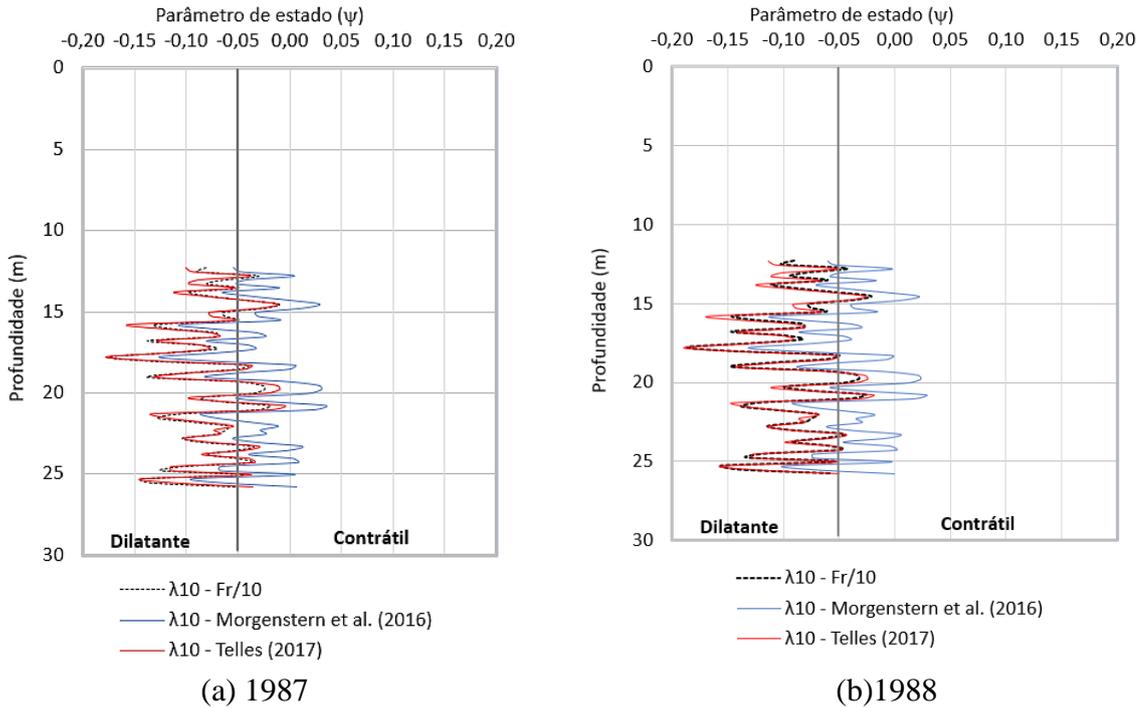


Figura 93: Sondagem CPTu – F03- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.

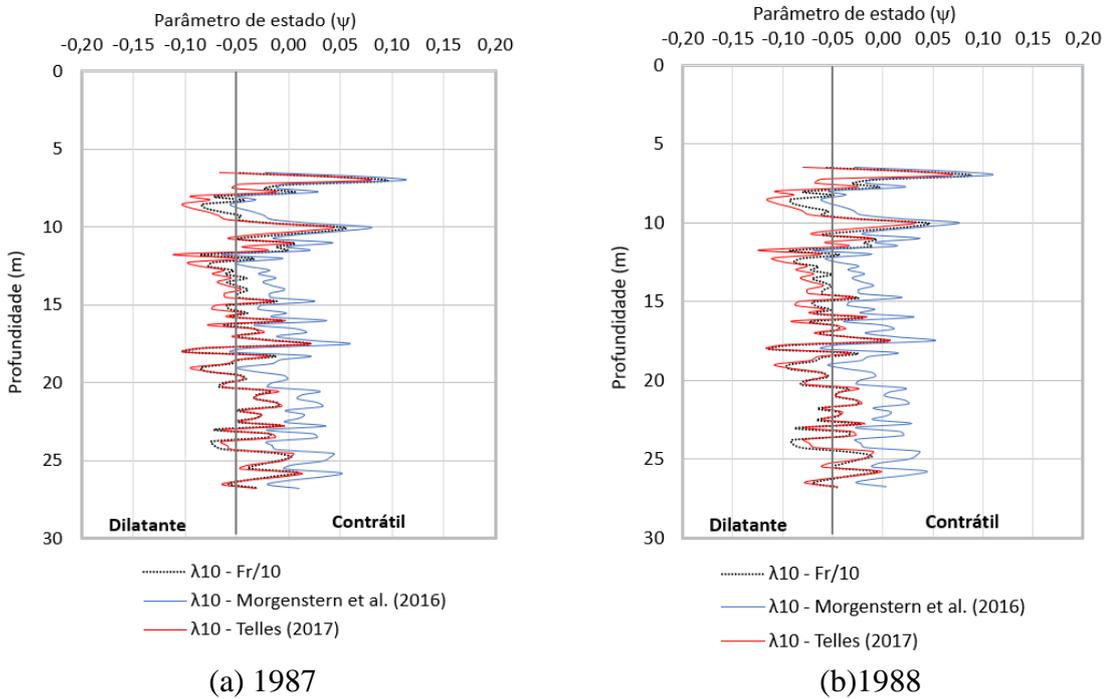


Figura 94: Sondagem CPTu – F04- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.

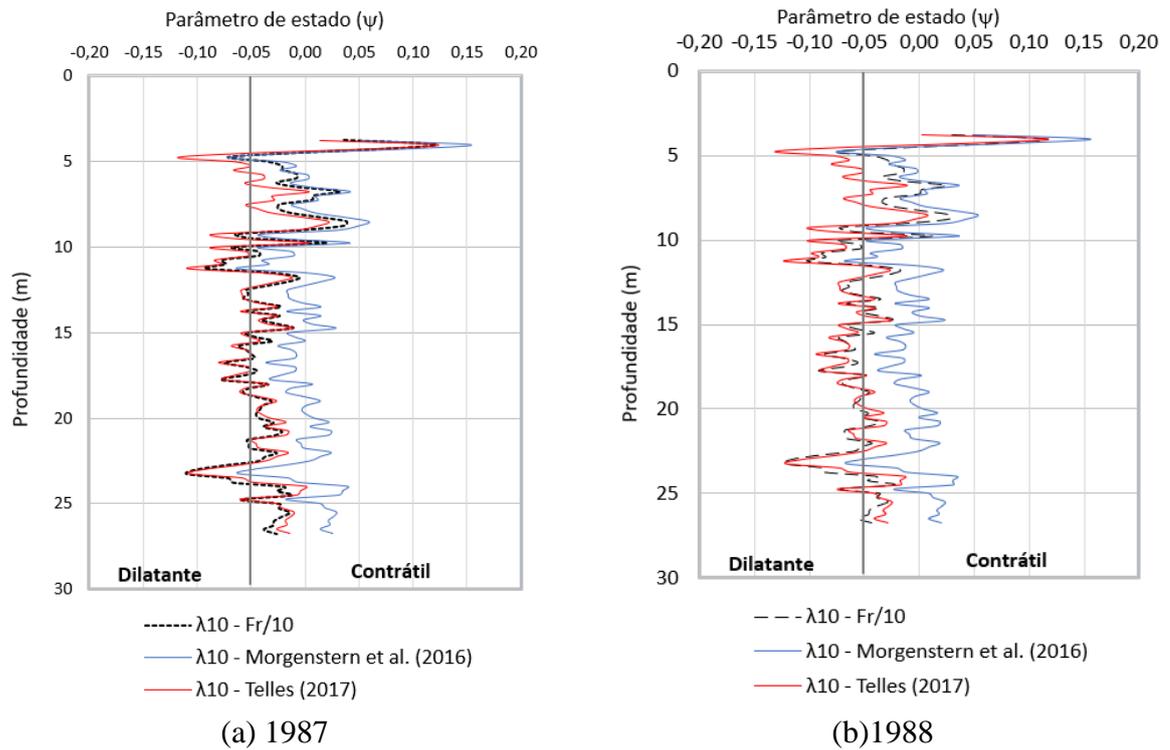


Figura 95: Sondagem CPTu – F05- Ombreira esquerda - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de Been 1987 e 1988.

ANEXO II. ESTIMATIVA DO PARÂMETRO DE ESTADO PELOS MÉTODOS DE PLEWES *ET AL.* (1992) E SHUTTLE E CUNNING (2007)

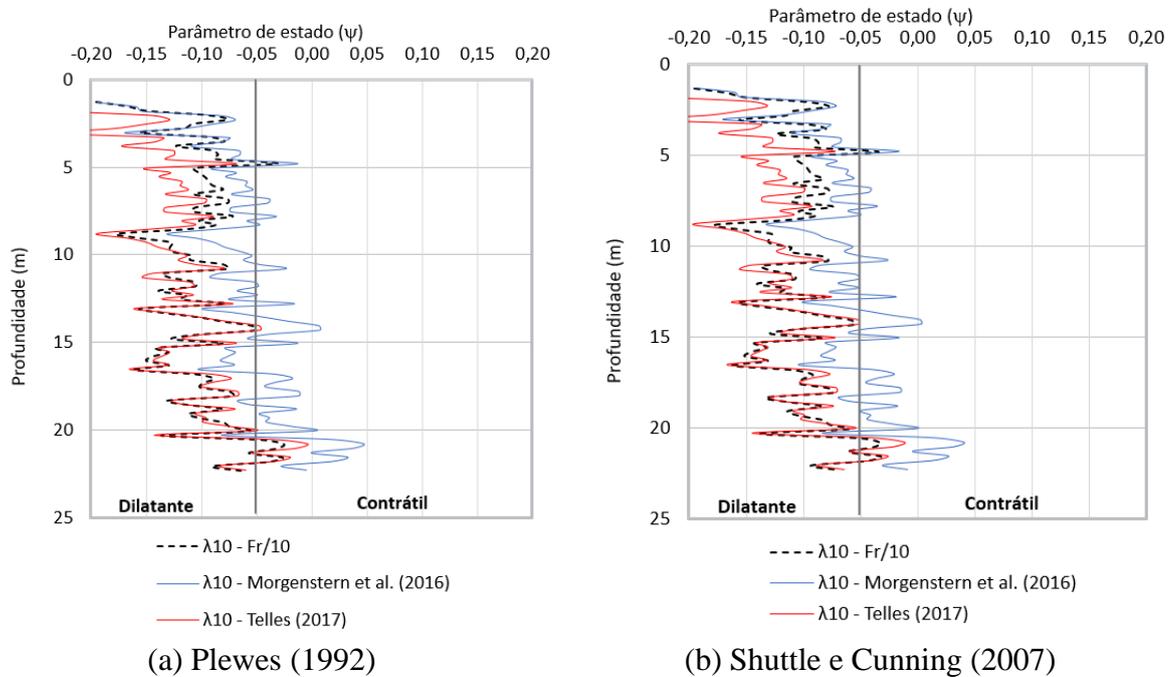


Figura 96: Sondagem CPTu – F02 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cunning (2007).

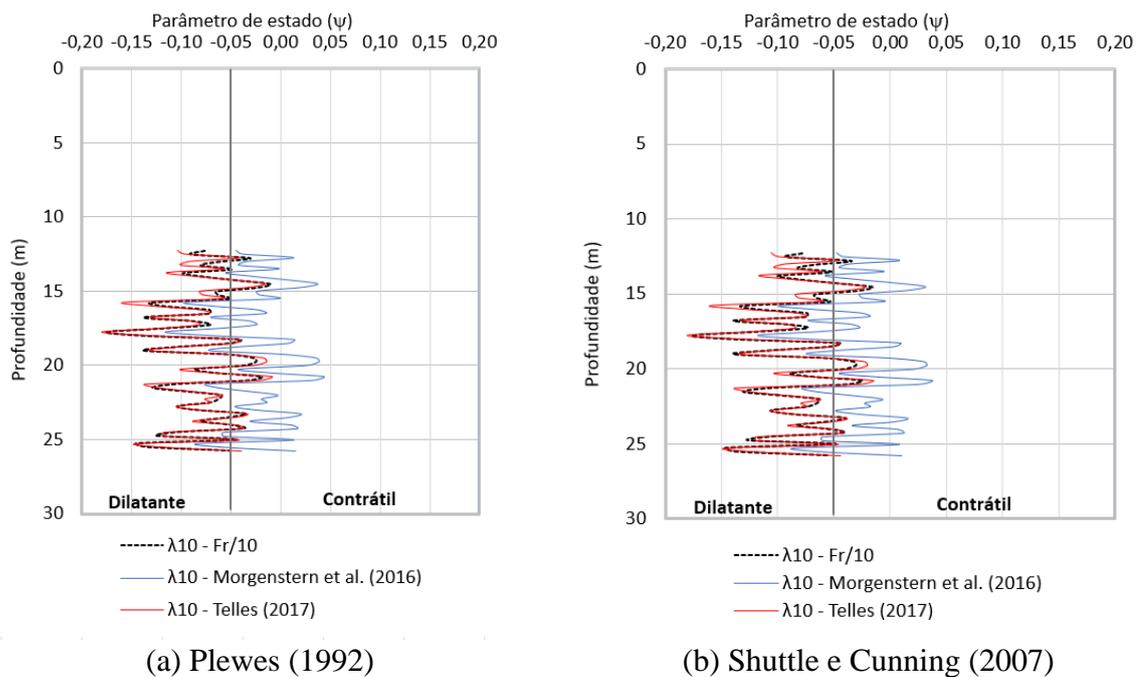
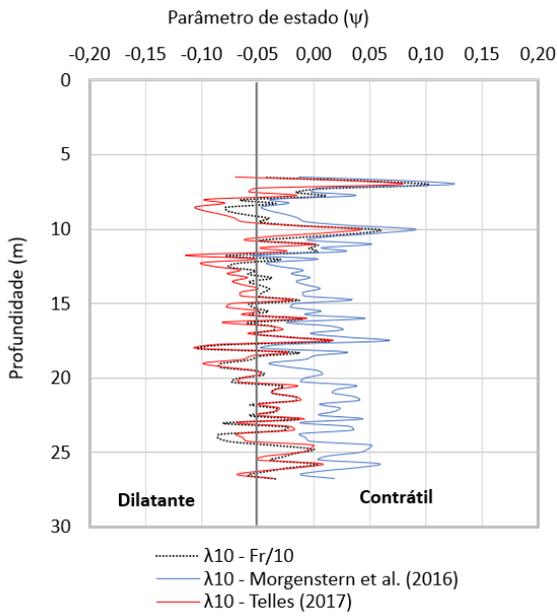
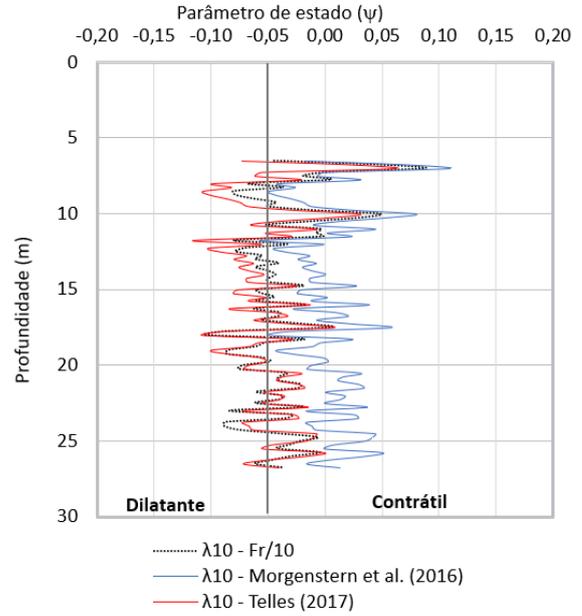


Figura 97: Sondagem CPTu – F03 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cunning (2007).

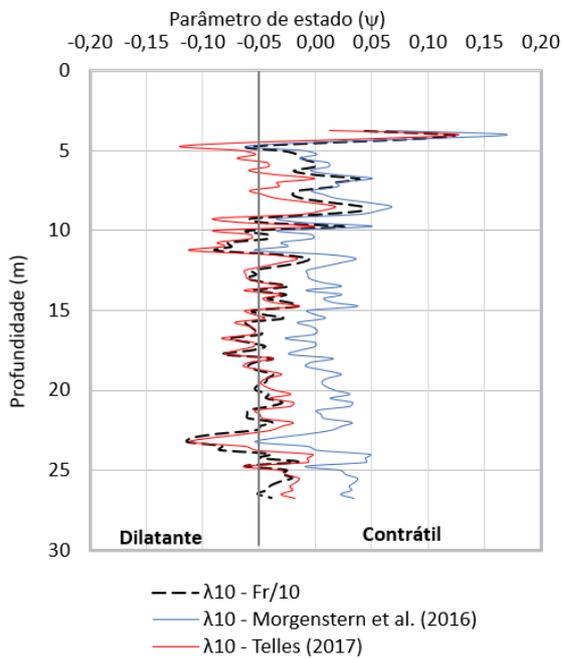


(a) Plewes (1992)

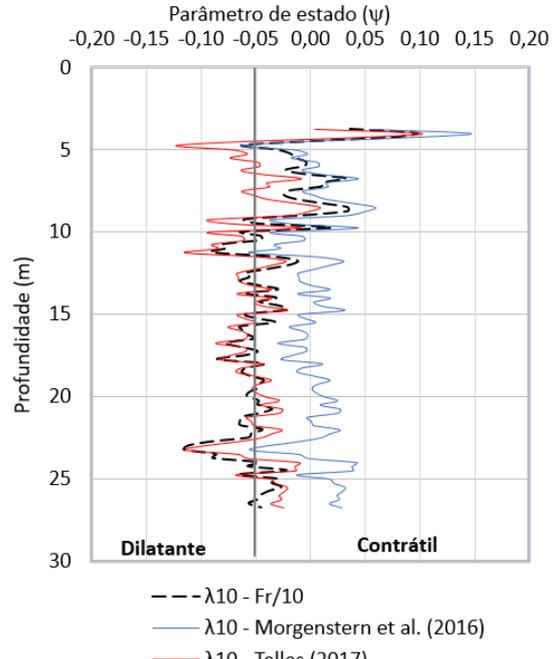


(b) Shuttle e Cunning (2007)

Figura 98: Sondagem CPTu – F04 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cunning (2007).



(a) Plewes (1992)



(b) Shuttle e Cunning (2007)

Figura 99: Sondagem CPTu – F05 - Estimativas do Parâmetro de estado segundo os métodos de de Plewes *et al.* (1992) e Shuttle e Cunning (2007).

ANEXO III. DISTRIBUIÇÃO DOS PARÂMETROS DE ESTADO CALCULADOS POR DIVERSOS MÉTODOS

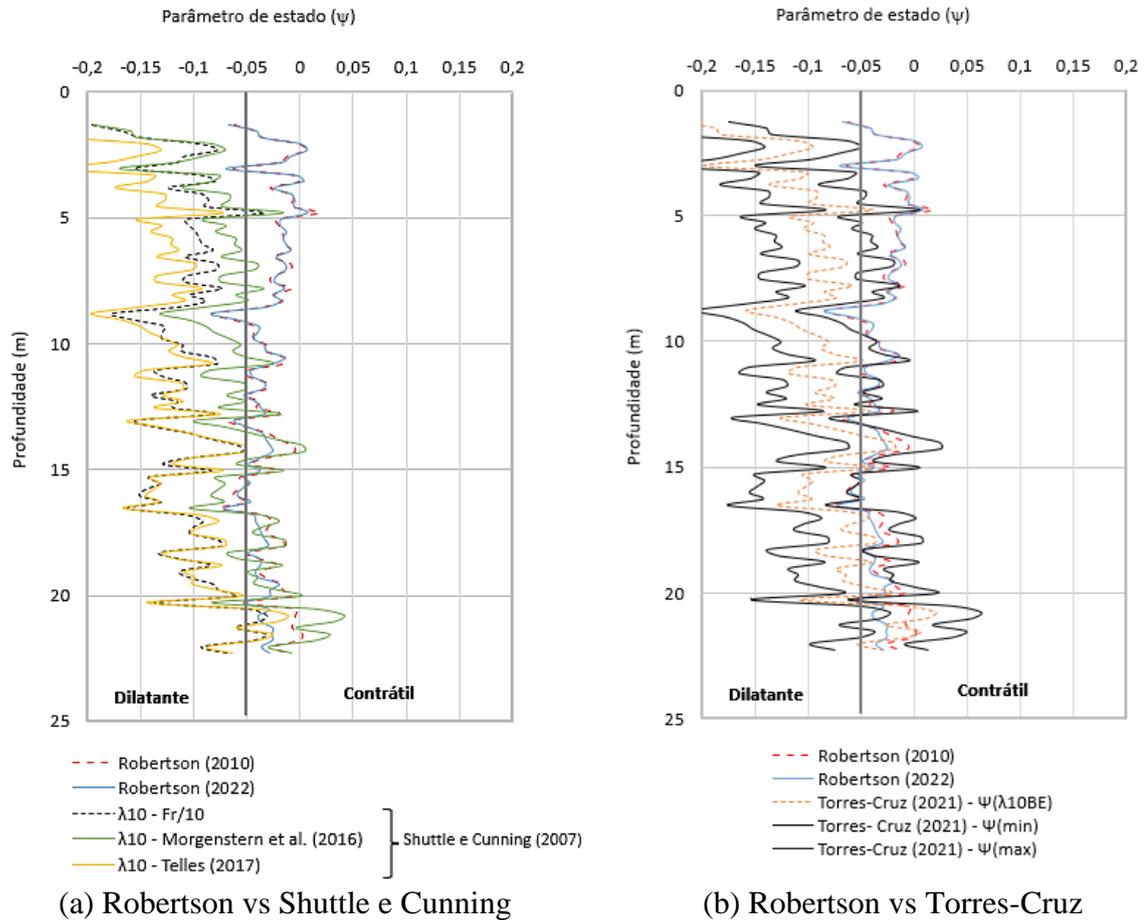


Figura 100: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F02. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).

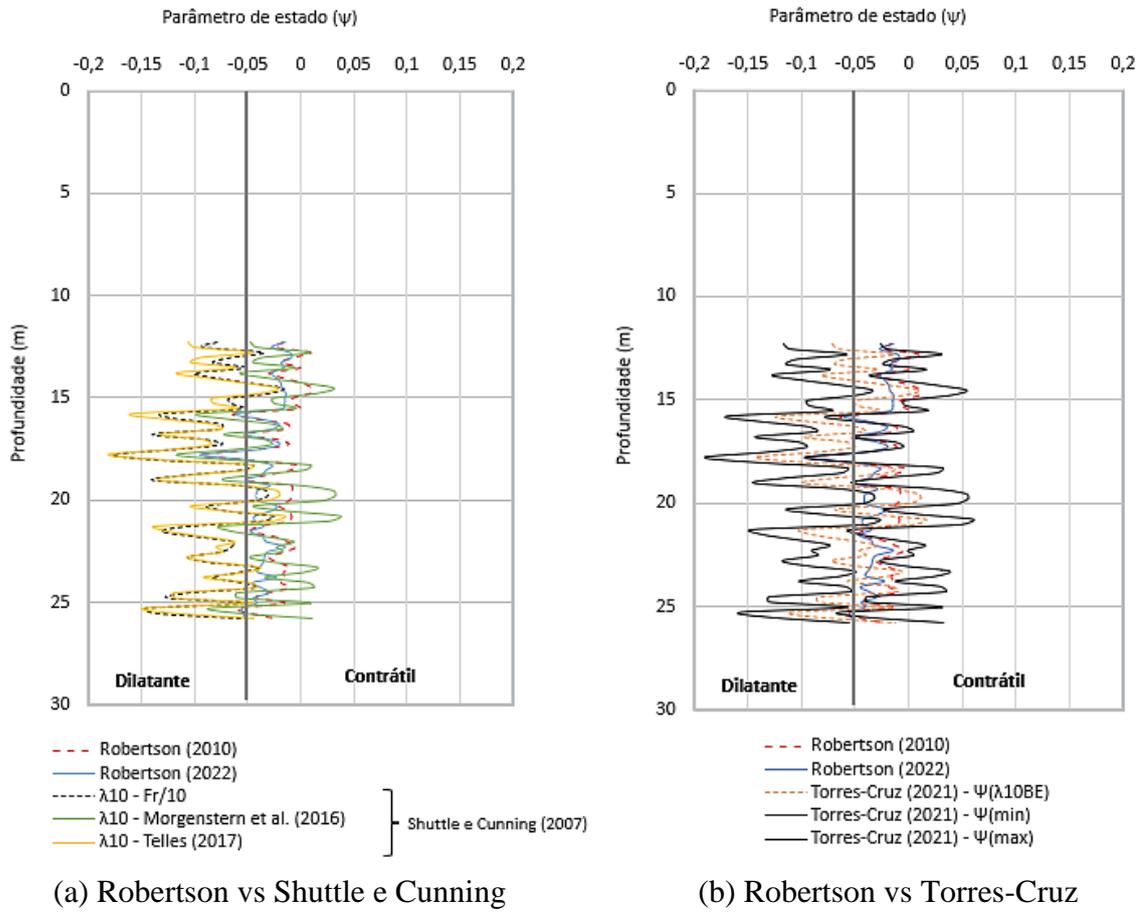
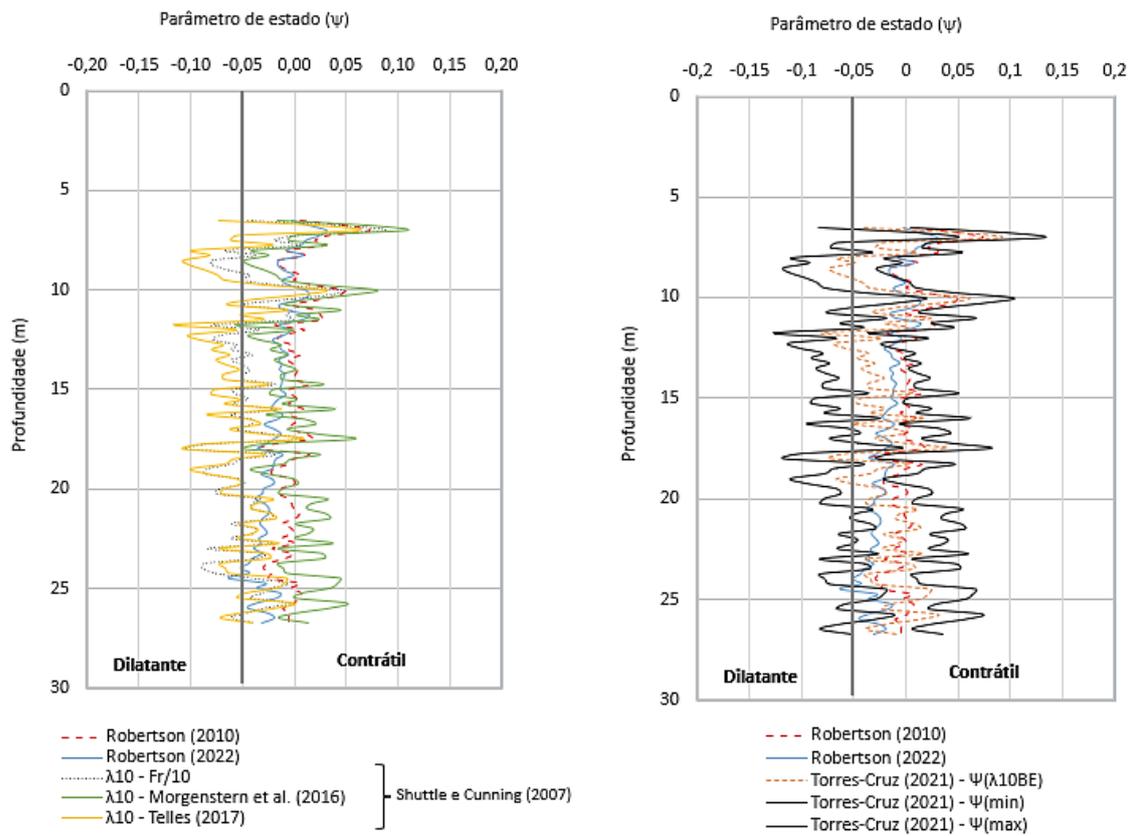


Figura 101: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F03. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).



(a) Robertson vs Shuttle e Cunning

(b) Robertson vs Torres-Cruz

Figura 102: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F04. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).

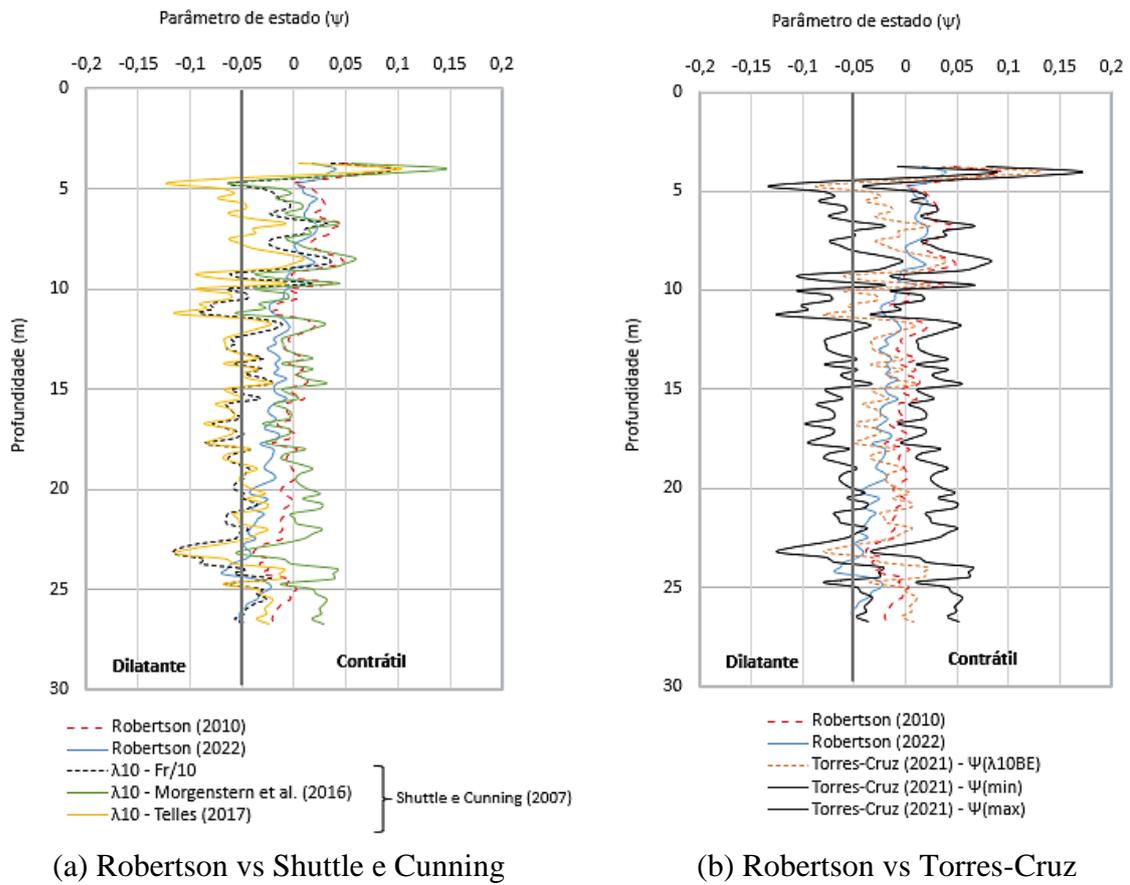


Figura 103: Distribuição dos parâmetros de estado calculados por diversos métodos, para CPTu-F05. (λ_{10BE} = média dos valores experimentais).