MINISTÉRIO DA EDUCAÇÃO

Universidade Federal de Ouro Preto

Escola de Minas – Departamento de Engenharia Civil

Curso de Graduação em Engenharia Civil

Karine Franco Basto

INFLUÊNCIA DA FORMA DE DISPOSIÇÃO DE UM REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO NO PERFIL DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE UM DEPÓSITO

Ouro Preto

2021

Influência da Forma de Disposição de um Rejeito de Minério de Ferro no Perfil de Resistência Não Drenada de um Depósito

Karine Franco Basto

Trabalho Final de Curso apresentado como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Engenheira Civil na Universidade Federal de Ouro Preto.

Data da aprovação: 20/08/2021

Área de concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite – UFOP

Co-orientador: Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho – UFOP

Ouro Preto

2021

SISBIN - SISTEMA DE BIBLIOTECAS E INFORMAÇÃO

B327i Basto, Karine Franco.
Influência da forma de disposição de um rejeito de minério de ferro no perfil de resistência não drenada de um depósito. [manuscrito] / Karine Franco Basto. - 2021.
59 f.: il.: color., gráf., tab..

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite.
Coorientador: Prof. Dr. Waldyr Lopes de Oliveira Filho.
Monografia (Bacharelado). Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Graduação em Engenharia Civil .

1. Geotecnia. 2. Mecânica do solo. 3. Estabilidade. 4. Minério de ferro. 5. Depósitos de rejeitos. I. Leite, Adilson do Lago. II. Oliveira Filho, Waldyr Lopes de. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU 624.131.537

Influência da Forma de Disposição de um Rejeito de Minério de Ferro no Perfil de Resistência Não Drenada de um Depósito

Karine Franco Basto

Trabalho Final de Curso apresentado como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Engenheira Civil na Universidade Federal de Ouro Preto.

Data da aprovação: 20/08/2021

Banca examinadora:

Orientador: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite – UFOP

Membro: Prof. Dr. Felipe de Campos Loch – UFOP

Membro: Engª. Jéssica Pereira Duarte – Pimenta de Ávila

Adilson do Lago Leite

Presidente da banca: Prof. Dr. Adilson do Lago Leite – UFOP

AGRADECIMENTOS

Agraço primeiramente a Deus, pelas bençãos em minha vida e por me dar forças para vencer meus desafios. Agradeço aos meus pais, Walter e Érika, por todo o apoio e suporte durante minha graduação, não medindo esforços para que eu pudesse concluir meus estudos. A minha irmã, Camila, por ser minha principal inspiração como pessoa e profissional. Ao Vinícius, por todo incentivo e amor, acreditando em mim mais do que eu mesma.

Agradeço ao professor Waldyr Lopes de Oliveira Filho pela orientação e por compartilhar um pouco de seu conhecimento comigo, sendo um grande motivador dos meus estudos para o desenvolvimento desse trabalho, e ao professor Adilson do Lago Leite, pela tutela e por suas contribuições.

À GeoFast e ao professor Saulo Ribeiro, por me proporcionarem meu primeiro contato prático com a geotecnia, onde pude me apaixonar pela área. À Pimenta de Ávila e à minha equipe, pela confiança em meu trabalho e pelo crescimento profissional enorme que tenho vivido.

Agradeço à UFOP e à Escola de Minas pela oportunidade de cursar uma graduação pública de qualidade, e à FG e ao DETAP pela complementação profissional.

Agradeço pelas experiências extracurriculares que tive oportunidade de usufruir no PET Civil, na Civil Jr. e no Centro Acadêmico de Engenharia Civil, onde pude amadurecer e aprender com tantas pessoas diferentes, construindo amizades que levarei para a vida.

Por fim, obrigada à República Chocolate com Pimenta e a todos os amigos que Ouro Preto me presenteou, por tornarem essa trajetória mais leve e dando mais significado aos dias mais simples.

RESUMO

Para a garantia da estabilidade de um depósito de rejeitos durante as atividades de descaracterização e fechamento a resistência do material depositado deve ser avaliada, sendo a resistência não drenada um parâmetro de grande interesse para a estimativa da estabilidade mediante às solicitações. Com o objetivo de avaliar a influência da forma de disposição de rejeito de minério de ferro em sua resistência, esse trabalho compara as resistências não drenadas de um material fino disposto de forma convencional com um material disposto pelo método subaéreo, com índice de vazios *in situ* igual ao índice de vazios mínimo. Para isso foi abordada a retroanálise da formação de um depósito de rejeito de minério de ferro, onde os índices de vazios *in situ* do material foram estimados. Para a estimativa de sua resistência não drenada foram adotadas correlações que abordaram a relação entre a resistência não drenada do rejeito fino (lama) com sua consistência. De forma complementar, a resistência não drenada do rejeito foi avaliada com base em sondagens CPTu, estimando-se o fator de capacidade de carga a partir do coeficiente de poropressão B_q, avaliando-se a classificação comportamental para a definição do material com comportamento *claylike,* representativo da lama depositada. A partir da comparação das resistências não drenadas estimadas foi possível concluir que, caso a operação do depósito tivesse garantido o desenvolvimento do processo de ressecamento do rejeito, a resistência não drenada poderia ser até quatro vezes maior do que a resistência *in situ*. Ademais, ressalta-se que os critérios de operação quanto à ciclos de deposição irregulares e a deposição de diferentes materiais, criando um depósito heterogêneo, tornam a avaliação da resistência não drenada do rejeito e, consequentemente, da estabilidade do depósito, uma tarefa extremamente complexa.

Palavras-chave: resistência não drenada, método subaéreo, índices de vazios, rejeito de minério de ferro.

ABSTRACT

To guarantee the stability of a tailings deposit during decharacterization and closure activities the deposited material's resistance must be evaluated, with the undrained shear strength being a parameter of great interest for estimating stability under loading. In order to evaluate the influence of iron ore tailings disposal form on its strength, this paper compares the undrained shear strength of a conventionally disposed material with the undrained shear strength of a material disposed by the subaerial method, with an *in situ* void ratio equal to the minimum void ratio. For this purpose, the retro-analysis of an iron ore tailings deposit's formation was approached, where the *in situ* void ratio of the material was estimated. To estimate its undrained shear strength, correlations that addressed the relationship between the undrained shear strength of fine tailings (sludge) and its consistency were adopted. Complementarily, the tailings undrained shear strength was evaluated based on CPTu drillings, estimating the load capacity factor from the pore pressure ratio B_q, evaluating the behavioral classification to define the material with claylike behavior, representative of the deposited sludge. From the comparison of the estimated undrained shear strengths, it was possible to conclude that, if the operation had guaranteed the development of tailing's drying process, the undrained shear strength could be up to four times greater than the *in situ* strength. Furthermore, it is noteworthy that the operating criteria regarding irregular deposition cycles and the deposition of different materials, creating a heterogeneous deposit, make the evaluation of the undrained shear strength of the tailings and, consequently, the stability of the deposit, an extremely complex task.

Keywords: undrained shear strength, subaerial method, void ratio, iron ore tailings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ilustração do ensaio SPT (SCHNAID, 2000) 4

Figura 2 – Máquina de cravação da ponteira CPTu (LIMA, 2006).....5

Figura 3 – Exemplo de boletim de sondagem CPTu (ROBERTSON e CABAL, 2014) 6

Figura 4 – Ábaco SBT (ROBERTSON, 2016).....9

Figura 5 – Tendência de variação de $\boldsymbol{Nkt}$ com $\boldsymbol{Bq}$ para 5 grupos de argilas, sendo elas: argilas rijas, argilas sensíveis, argilas marinhas, argilas continentais e argilas fissuradas (Fonte: adaptado de Mayne e Peuchen, 2018) 11

Figura 6 – Ajuste de $\boldsymbol{Nkt}$ com $\boldsymbol{Bq}$ para as 62 argilas estudadas (Fonte: adaptado de Mayne e Peuchen, 2018) 12

Figura 7 – Relação entre resistência não drenada obtida por meio de ensaios CAUC e resistência de ponta do ensaio CPTu para os 5 grupos de argilas, sendo elas: argilas rijas, argilas sensíveis, argilas marinhas, argilas continentais e argilas fissuradas (MAYNE e PEUCHEN, 2018) 13

Figura 8 – Equipamentos do ensaio de palheta (PENNA, 2007) 14

Figura 9 – Materiais amostrados no depósito estudado por Lima (2006). Da esquerda para direita, tem-se: lama pura, mistura homogênea, mistura heterogênea (LIMA, 2006).....15

Figura 10 – Câmara triaxial com corpo de prova cisalhado (PINTO, 2020)....16

Figura 11 – Relação entre concentração da lama e resistência não drenada (ICOLD, 2002, *apud* LIMA, 2006).....18

Figura 12 – Processo de deposição de partículas finas (IMAI, 1981, *apud* PEREIRA, 2017) 20

Figura 13 – Estágios de contração de um solo (Fonte: adaptado de Silva, 2003) 21

Figura 14 – Ensaio sendo realizado no sistema do consolidômetro de lama (PENNA, 2007).....23

Figura 15 – Ensaio de palheta sendo realizado no bolo de lama extrudado (PENNA, 2007).....23

Figura 16 – Ensaio triaxial UU sendo realizado em amostra coletada do bolo de lama extrudado (PENNA, 2007) 24

Figura 17 – Resultados dos ensaios de laboratório que correlacionam o índice de vazios com a resistência não drenada (PENNA, 2007).....25

Figura 18 – Ensaio de palheta sendo realizado na lama disposta no tanque experimental (PENNA, 2007) 26

Figura 19 – Resultados dos ensaios no rejeito do tanque experimental submetido ao ressecamento que correlacionam o índice de vazios com a resistência não drenada (PENNA, 2007).....26

Figura 20 – Comparativo das curvas ajustadas para estimativa da resistência não drenada das amostras produzidas em laboratório e do tanque experimental em campo (PENNA, 2007).....27

Figura 21 – Perfil de índice de vazios da retroanálise de formação do depósito para 23 ciclos de enchimento (LIMA, 2006) 29

Figura 22 – Ajuste gráfico dos índices de vazios do perfil desenvolvido por Lima (2006), com as marcações em verde representando a estimativa dos valores pelo método gráfico (Fonte: adaptado de Lima, 2006).....35

Figura 23 - Perfil de resistência não drenada extrapolado para a retroanálise de Lima (2006) (Fonte: Autora) 38

Figura 24 – Marcações em verde do ajuste gráfico de q_t, F_r, u_2 e B_q para o CPTu 01 (Fonte: adaptado de Lima, 2006) 43

Figura 25 – Marcações em verde do ajuste gráfico de q_t, F_r, u_2 e B_q para o CPTu 02 (Fonte: adaptado de Lima, 2006) 44

Figura 26 – Classificação comportamental segundo índices I_c, I_b e Ábaco SBT para o CPTu 01 (Fonte: Autora) 45

Figura 27 – Classificação comportamental segundo índices I_c, I_b e Ábaco SBT para o CPTu 02 (Fonte: Autora) 46

Figura 28 – Resistência não drenada para os CPTus 01 e 02 segundo Mayne e Peuchen (2018), onde a linha azul representa a elevação do nível d'água estimado pela medida de poropressão (Fonte: Autora) 48

Figura 29 – Resistências não drenadas estimadas em profundidade (Fonte: Autora) 50

Figura 30 – Curva de enchimento do depósito durante o período de abril de 2004 a agosto de 2005 (LIMA, 2006) 52

Figura 31 – Perfis de índices de vazios equivalentes para os ensaios CPTu (Fonte: Autora) 54

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Aplicabilidade do CPTu para a estimativa de parâmetros de um solo (ROBERTSON e CABAL, 2014).....7

Tabela 2 – Índices de Vazios Obtidos por Meio do Ajuste Gráfico ao Perfil de Índices de Vazios de Lima (2006) 34

Tabela 3 – Resistência Não Drenada Segundo Penna (2007) para o Perfil de Índices de Vazios desenvolvido por Lima (2006) 37

Tabela 4 – Valores de resistência não drenada extrapolada em profundidade para a retroanálise de Lima (2006) 39

Tabela 5 – Dados dos ensaios de laboratório e estimativa do peso específico aparente seco (γ_n), índice de vazios ($\boldsymbol{e}$) e resistência não drenada ($\boldsymbol{Su}$).....40

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 Objetivo 2

1.1.1 Objetivos Específicos 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 3

2.1 Resistência ao cisalhamento drenada e não drenada 3

2.2 Ensaios de campo para obtenção da resistência não drenada 4

2.2.1 *Standard Penetration Test* (SPT) 4

2.2.2 Piezocone – *Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement* (CPTu) 5

2.2.3 Fator de capacidade de carga $\boldsymbol{Nkt}$ e resistência não drenada 9

2.2.4 Ensaio de palheta – *Vane Test* 13

2.3 Ensaios de laboratório para obtenção da resistência não drenada 14

2.3.1 Ensaio de compressão triaxial 16

2.4 Disposição de rejeitos e método subaéreo 17

2.5 Sedimentação e adensamento 19

2.6 Processo de ressecamento e contração 20

2.7 Influência do Índice de vazios na resistência não drenada de um rejeito 21

2.7.1 Resistência não drenada para amostras de laboratório (Penna, 2007) 22

2.7.2 Resistência não drenada para amostras de campo 25

2.8 Retroanálise da formação de um depósito de rejeito pelo método subaéreo 28

3 MATERIAIS E MÉTODOS 30

3.1 Perfis de índice de vazios adotados 30

3.1.1 Retroanálise da formação do depósito.....30

3.1.2 Índice de vazios mínimo.....30

3.2 Perfis de resistência não drenada 31

3.3 Análise crítica da aderência das correlações de Penna (2007) e da retroanálise de Lima (2006) às condições do depósito 31

3.3.1 Ensaios de caracterização 32

3.3.2 Ensaios de campo 33

3.3.3 Calibração textural segundo Robertson (2016).....33

4 RESULTADOS.....34

4.1 Resistência não drenada obtida por retroanálise e $\boldsymbol{em\acute{\imath}n}$.....34

4.2 Resistência não drenada a partir do perfil de índices de vazios obtidos por meio de ensaios de laboratório 39

4.3 Resistência não drenada dos ensaios CPTu.....41

4.4 Análise crítica das metodologias aplicadas 48

4.4.1 Resistências não drenadas comparadas 48

4.4.2 Resistência não drenada para a retroanálise de Lima (2006).....51

4.4.3 Índices de vazios equivalentes para os ensaios CPTu 53

5 CONCLUSÃO 55

5.1 Sugestões para estudos futuros 56

REFERÊNCIAS 57

1 INTRODUÇÃO

A mineração é uma atividade amplamente desenvolvida no Brasil, apresentando um grande crescimento ao longo dos anos. Segundo o Instituto Brasileiro de Mineração (IBRAM), no primeiro trimestre do ano 2021 o setor mineral registrou alta de 95% no faturamento em relação ao ano de 2020, sendo estimado um investimento nessa área de US$ 38 bilhões no Brasil para o período de 2021 a 2025.

O processo de beneficiamento de minérios tem como um de seus produtos o rejeito, material sem valor agregado normalmente disposto e contido por barragens. Segundo o relatório mensal de março de 2021 publicado pela Agência Nacional de Mineração (ANM), tem-se no Brasil 877 barragens de mineração cadastradas no Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração (SIGBM).

Após a publicação da resolução nº13 da ANM, em 2019, que determinou a descaracterização de todas as barragens de mineração alteadas pelo método de montante, esses estudos que têm como objetivo incorporar as estruturas com capacidade exaurida ao meio ambiente têm sido cada vez mais frequentes.

Para isso é necessário garantir a estabilidade do material, sendo que a forma como a qual a estrutura foi operada e o rejeito foi disposto tem grande influência em suas propriedades geotécnicas. Em relação a parâmetros de resistência destaca-se a resistência não drenada de um rejeito, estando ela intimamente ligada com o desenvolvimento dos processos físicos associados à disposição, como a sedimentação, o adensamento e por vezes, o ressecamento. Silva (2003), Lima (2006) e Penna (2007) apresentam a influência desses fenômenos no rejeito de uma mesma planta de mineração, disposto pelo método subaéreo.

Nesse contexto, esse trabalho compara resistências não drenadas de um rejeito disposto de forma convencional, no qual o rejeito processado é disposto na forma de lama com grande volume de água incorporado, com aquela esperada caso a operação tivesse permitido o ciclo completo de ressecamento do material. Para isso foram utilizados resultados dos trabalhos de Lima (2006) e Penna (2007), que estimam a evolução do índice de vazios do material disposto e a relação entre esse

índice físico e sua resistência não drenada. Além disso, a resistência não drenada do rejeito foi estimada com base em ensaios CPTu realizados no depósito, e também em literatura específica.

1.1 Objetivo

Avaliar a influência do processo de disposição de um rejeito de minério de ferro em sua resistência, comparando a resistência não drenada do material disposto de forma convencional com a resistência não drenada esperada caso a disposição fosse feita pelo método subaéreo, que permite o desenvolvimento dos processos de adensamento e ressecamento.

1.1.1 Objetivos Específicos

- Estimar os índices de vazios do perfil desenvolvido por Lima (2006) para a retroanálise da disposição de um rejeito pelo método subaéreo;
- Aplicar as correlações desenvolvidas por Penna (2007), que avaliam a resistência não drenada com base no índice de vazios do material disposto, ao perfil desenvolvido por Lima (2006);
- Comparar os resultados obtidos com a resistência não drenada estimada com base em ensaios CPTu executados no depósito e apresentados por Lima (2006), avaliando o processo de disposição e sua influência.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Resistência ao cisalhamento drenada e não drenada

Segundo Das (2014), a resistência ao cisalhamento do solo pode ser definida como a resistência interna por área específica que ele pode oferecer para resistir a rupturas e deslizamentos ao longo de um plano em seu interior. Entretanto, para a definição dessa resistência deve-se conhecer o comportamento do solo em questão e a forma como a qual essa ruptura acontece.

O critério de ruptura de Mohr-Coulomb é amplamente utilizado para representar o comportamento do solo mediante uma ruptura que acontece de forma drenada, como expresso pela equação 1. Ou seja, nos casos em que as tensões de ruptura atuantes no solo não geram poropressões significativas, a resistência do material pode ser definida por meio de um ângulo de atrito interno drenado $\emptyset'$ e um intercepto de coesão efetiva c'. Na equação 1, σ' é a tensão efetiva normal ao plano de cisalhamento do solo, e τ_f é a tensão de cisalhamento.

$$\tau_f = c' + \sigma' \tan \emptyset' \qquad (1)$$

Entretanto, caso as tensões cisalhantes gerem poropressões significativas que não se dissipam rapidamente, a resistência não drenada (S_u) do solo em questão é mobilizada. Esse parâmetro pode ser obtido por meio de ensaios de laboratório ou ensaios de campo.

Ademais, o desenvolvimento de poropressões que afetem o contato entre os grãos de um solo, caracterizando uma mobilização não drenada, está intimamente relacionado à velocidade do carregamento aplicado, às características do solo e sua capacidade de dissipar as poropressões geradas, sua saturação e sua tendência de apresentar um comportamento contráctil ou dilatante mediante o cisalhamento, por exemplo.

2.2 Ensaios de campo para obtenção da resistência não drenada

2.2.1 *Standard Penetration Test* (SPT)

O *Standard Penetration Test* (SPT) pode ser considerado um dos ensaios mais econômicos e práticos para a investigação de solos, sendo amplamente utilizado no Brasil (SCHNAID, 2000). O ensaio é regulamentado pela NBR 6484/2020 e consiste na cravação dinâmica de um amostrador padrão no solo por meio do impacto em queda livre de um martelo de 65 kg a uma altura padronizada de 0,75 m. O aparelho utilizado pode ser observado na Figura **1**.

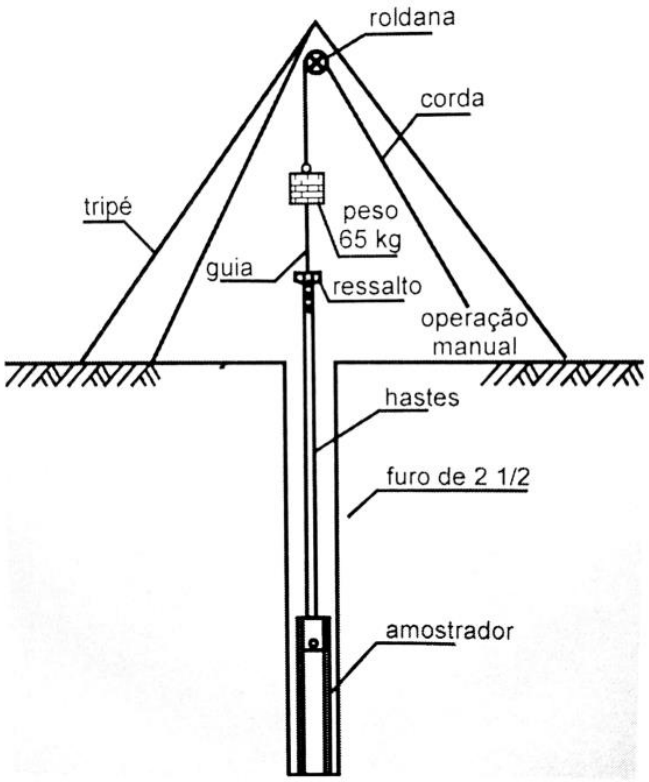


Figura 1 **– Ilustração do ensaio SPT (SCHNAID, 2000)**

Define-se o valor N_{spt} a partir do número de golpes necessário para que o amostrador penetre os últimos 30 cm no solo, após uma cravação inicial de 15 cm (SCHNAID, 2000).

Entretanto, apesar da facilidade de execução desse ensaio, certos fatores fazem com que ele não seja tão aplicado na estimativa da resistência não drenada, como: a dificuldade em se estimar a energia efetivamente transferida para o amostrador no processo de cravação; a falta de padronização do ensaio em campo devido ao próprio processo de execução dependente da ação humana; as dificuldades em se identificar estratigrafias heterogêneas em termos de comportamento, e sua influência em um único valor de N_{spt} considerado representativo para as camadas amostradas.

2.2.2 Piezocone – *Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement* (CPTu)

Os ensaios de cone (*cone penetration test* - CPT) e piezocone (CPTu) possuem grande aplicação na determinação estratigráfica dos solos e na determinação do comportamento e parâmetros dos materiais prospectados (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012). Para sua execução, uma ponteira cônica (ponta em 60º) é cravada no solo a uma velocidade constante, comumente em 2 cm/s, por meio de um sistema de reação fixado ao solo. A Figura 2 mostra o equipamento e o processo de cravação da ponteira CPTu.

Figura 2 – Máquina de cravação da ponteira CPTu (LIMA, 2006)

Nesse processo, a ponteira cônica e o sistema computacional registram leituras de resistência de ponta (q_c), atrito lateral (f_s) e poropressões geradas na cravação (u_2)

a cada 1 a 2 cm, comumente. A partir desses dados foram desenvolvidos diversos estudos e correlações para a obtenção das propriedades do solo. Um exemplo de boletim de sondagem CPTu pode ser observado na Figura 3.

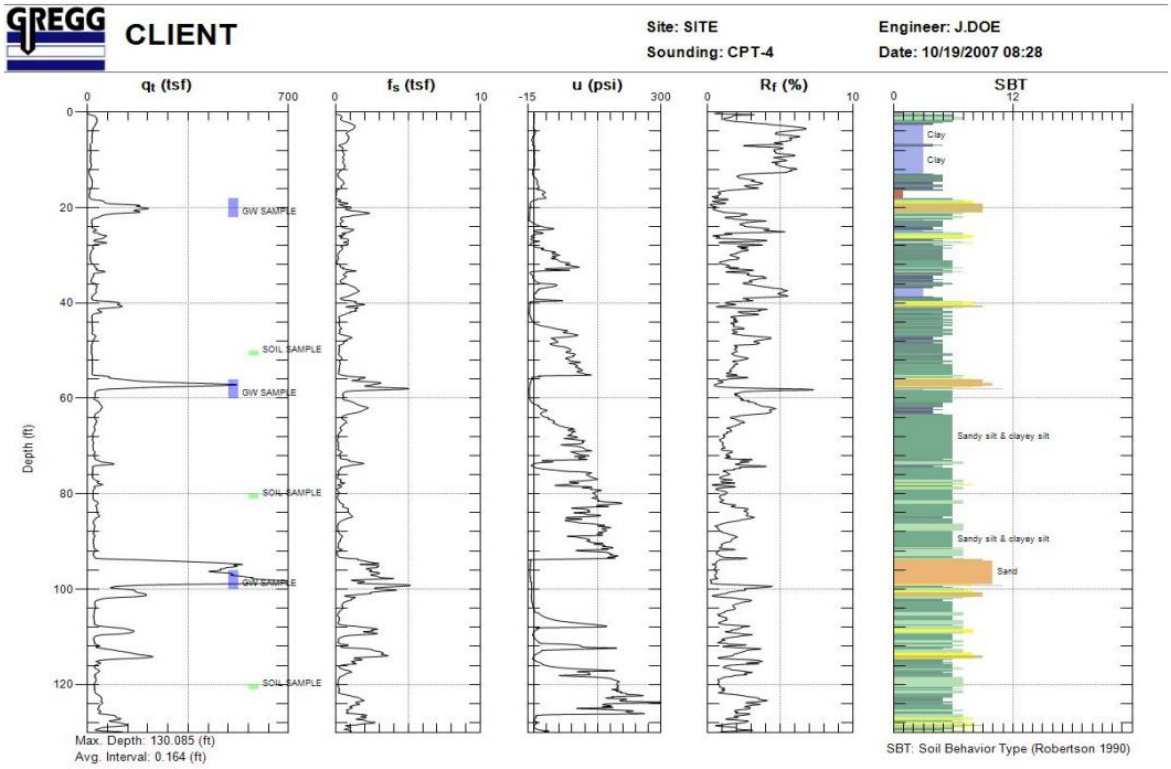


Figura 3 – Exemplo de boletim de sondagem CPTu (ROBERTSON e CABAL, 2014)

A Tabela 1 mostra a aplicabilidade desses ensaios para a obtenção de parâmetros do solo. Ressalta-se que a maioria das correlações semiempíricas foram desenvolvidas principalmente para solos constituídos de sílica, relativamente jovens e sem cimentação entre partículas (ROBERTSON e CABAL, 2014).

Tabela 1 – Aplicabilidade do CPTu para a estimativa de parâmetros de um solo (ROBERTSON e CABAL, 2014)

Tipo de Solo	Densidade Relativa	K_0	OCR	Sensibilidade	Su	$\emptyset'$	E,G
Granular (areia)	Alta a Moderada	Baixa	Baixa	-	-	Alta a Moderada	Alta a Moderada
Fino (argila)	-	Moderada	Alta	Moderada	Alta a Moderada	Moderada a baixa	Alta a baixa

Pode-se citar a classificação dos solos quanto ao comportamento mecânico em sua condição *in situ* como uma das informações mais relevantes fornecidas pelas sondagens CPTu (ROBERTSON e CABAL, 2014). A classificação comportamental dos solos proposta por Robertson et. al. (1986), ou *Soil Behaviour Type* (*SBT*), tem como dados de entrada os resultados primários fornecidos pelo ensaio CPTu, sendo que o ábaco de classificação proposto em 1986 passou por uma série de atualizações até sua última versão em 2016. Para a classificação dos solos segundo essa metodologia faz-se necessária a normalização dos parâmetros de entrada em termos de tensões conforme as equações 2 e 3, onde q_t é a resistência de ponta (q_c) corrigida de acordo com uma relação a entre as áreas do cone, fornecida pelo fabricante, e as poropressões u_2 medidas.

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \qquad (2)$$

$$F_r = \frac{f_s}{(q_t - \sigma_{v0})} \times 100\% \qquad (3)$$

A partir da resistência de ponta normalizada Q_t e da razão de atrito lateral normalizada, F_r, define-se o índice de classificação comportamental do solo I_c (equação 4), que nos ábacos SBT determinam as regiões comportamentais dos solos, (Jefferies and Davies, 1993, *apud* Robertson, 2016), como se segue: 1 – Argilas

Sensíveis, 2 – Solos Orgânicos, 3 – Argila a Argila Siltosa, 4 – Argila Siltosa a Silte Argiloso, 5 – Silte Arenoso a Areia Siltosa, 6 – Areia Siltosa a Areia, 7 – Areia Compacta ou Pedregulhosa, 8 – Areia Muito Compacta ou com Cimentação, 9 – Solos duros.

$$I_c = [(3{,}47 - \log Q_t)^2 + (1{,}22 + \log F_r)^2]^{0{,}5} \qquad (4)$$

Ainda, Robertson (2009) propôs a normalização da resistência de ponta Q_{tn} (equação 5) com base no expoente n (equação 6) e na pressão atmosférica de referência p_{atm}. Robertson (2016) ressalta que essa correção se aplica principalmente a materiais granulares, visto que para materiais finos o valor de n tende a 1,0, de forma que os valores de Q_t e Q_{tn} são praticamente iguais.

$$Q_{tn} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{p_{atm}} \times (\frac{p_{atm}}{\sigma'_{v0}})^n \qquad (5)$$

$$n = 0{,}381\, I_c + 0{,}05\, \left(\frac{\sigma'_{v0}}{p_{atm}}\right) - 0{,}15, \text{ onde } n \leq 1{,}0 \qquad (6)$$

Com o intuito de estabelecer zonas de comportamento, foi proposto um índice de comportamento modificado, I_b (equação 7), segundo o qual os solos com $I_b \geq 32$ apresentam um comportamento arenoso (*sandlike*), e solos com $I_b \leq 22$ possuem comportamento argiloso (*claylike*) (Schneider et al., 2012, *apud* Robertson, 2016). De acordo com Robertson (2016), a zona entre os limites de 22 e 32 para I_b representa os materiais definidos como transicionais, que podem apresentar comportamento entre o argiloso e o arenoso.

$$I_b = \frac{100(Q_{tn} + 10)}{(Q_{tn}F_r + 70)} \qquad (7)$$

De forma a complementar à classificação dos solos, Robertson (2016) define o parâmetro CD conforme a equação 8. O valor de CD = 70 representa o limite entre o comportamento dilatante ou contrátil de um solo mediante o cisalhamento, sendo que solos com CD<70 tendem a ser contráteis, e solos com CD>70 tendem a ser dilatantes.

$$CD = (Q_{tn} - 11)(1 + 0{,}06F_r)^{17} \qquad (8)$$

A Figura 4 mostra o ábaco SBT proposto por Robertson (2016) segundo os parâmetros e zonas de classificação apresentados.

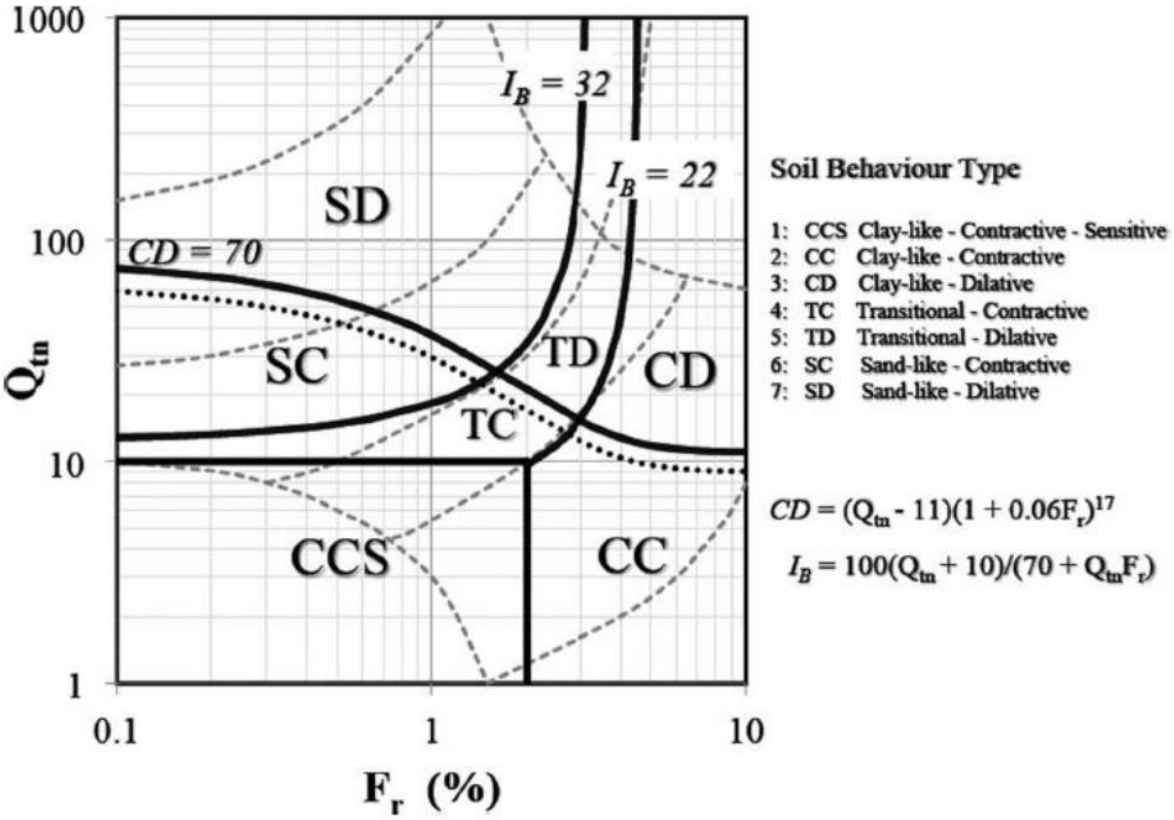


Figura 4 – Ábaco SBT (ROBERTSON, 2016)

2.2.3 Fator de capacidade de carga N_{kt} e resistência não drenada

Para a obtenção da resistência não drenada para materiais argilosos por meio de ensaios CPTu pode-se aplicar a equação 9, onde N_{kt} é o fator de capacidade de carga do solo e σ_v a tensão vertical total calculada para a profundidade em questão.

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_v}{N_{kt}} \qquad (9)$$

A estimativa do fator de capacidade de carga por meio de calibrações com ensaios de laboratório em amostras indeformadas ou ensaios de palheta feitos em campo são as abordagens mais indicadas, mas requerem razoáveis recursos financeiros e tempo devido aos processos envolvidos em sua execução (MAYNE e PEUCHEN, 2018).

Com o objetivo de propor uma abordagem para a estimativa do fator de capacidade de carga com base em ensaios CPTu, Mayne e Peuchen (2018) estudaram 62 argilas categorizadas em 5 grupos: argilas rijas, argilas sensíveis, argilas marinhas, argilas continentais e argilas fissuradas. Os dados foram obtidos por meio de ensaios triaxiais adensados anisotropicamente e não drenados (CAUC) em conjunto com ensaios CPTu no mesmo material, abordando a relação do fator de capacidade de carga N_{kt} com o coeficiente de poropressão B_q, expresso na equação 10. A Figura 5 mostra a tendência encontrada para os grupos de argilas considerados.

$$B_q = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma_{v0}} \qquad (10)$$

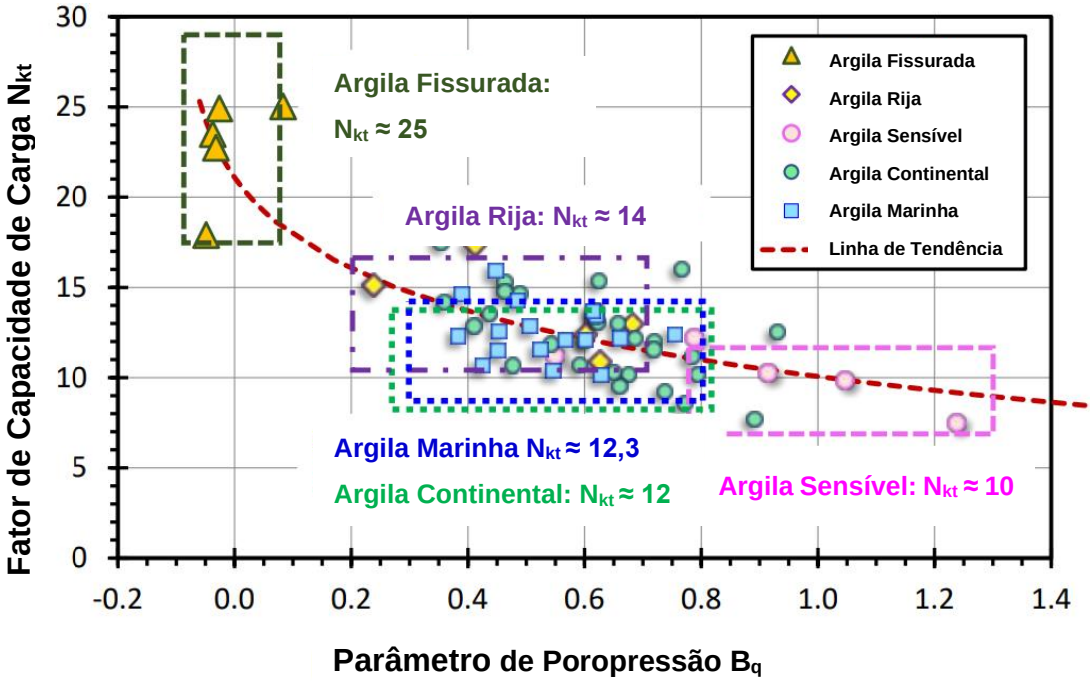


Figura 5 – Tendência de variação de N_{kt} com B_q para 5 grupos de argilas, sendo elas: argilas rijas, argilas sensíveis, argilas marinhas, argilas continentais e argilas fissuradas (Fonte: adaptado de Mayne e Peuchen, 2018)

Nota-se que o valor de N_{kt} é inversamente proporcional ao coeficiente de poropressão B_q (Lunne *et al*. 1985; Skomedal & Bayne, 1988; Lunne *et al.* 1997; Hong *et al.* 2010; Knappet & Craig 2012; Mayne *et al.* 2015, *apud* Mayne e Peuchen, 2018). Para as argilas sensíveis que geram acréscimo de poropressão no cisalhamento, por se tratar de um solo compressível, tem-se um alto valor de Bq e consequentemente um baixo valor de N_{kt}. No outro extremo, para argilas muito pré-adensadas que, no cisalhamento, tendem a gerar poropressões negativas por apresentarem um comportamento dilatante, tem-se valores maiores de N_{kt}.

A Figura 6 mostra a correlação gráfica proposta com base nas 62 argilas estudadas e exposta pela equação 11.

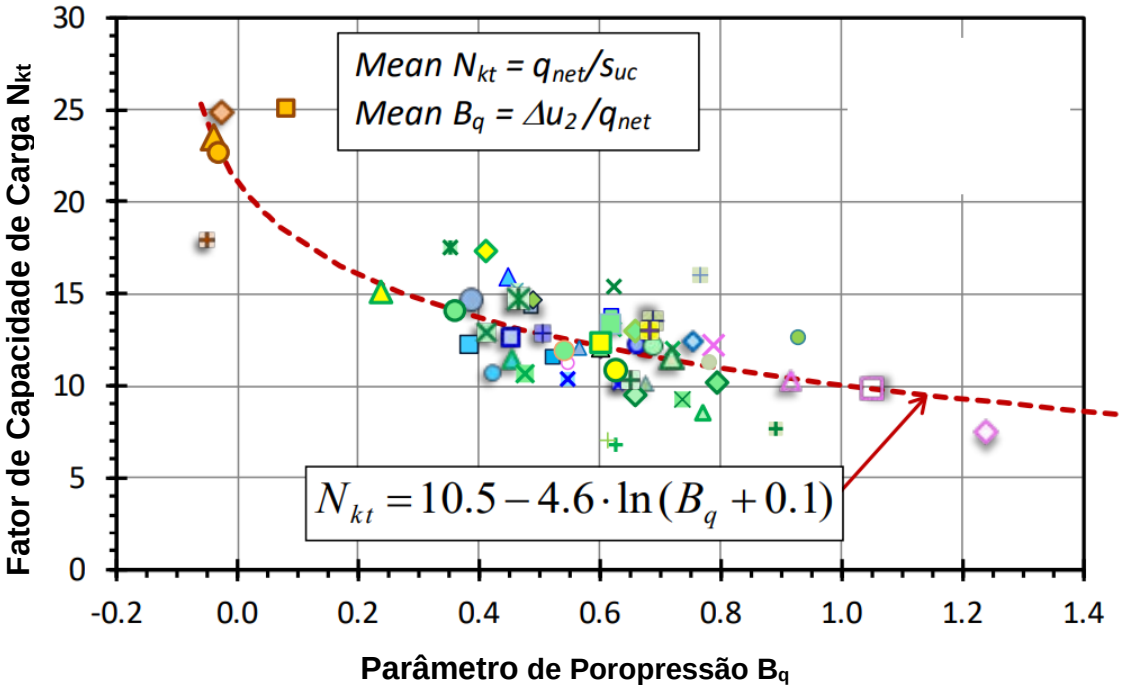


Figura 6 – Ajuste de N_{kt} com Bq para as 62 argilas estudadas (Fonte: adaptado de Mayne e Peuchen, 2018)

$$N_{kt} = 10{,}5 - 4{,}6 \ln(B_q + 0{,}1), \text{ onde } B_q > -0{,}1 \qquad (11)$$

Mayne e Peuchen (2018) destacam que a correlação proposta deve ser utilizada com ressalvas para argilas pré-adensadas com baixos valores de B_q. Ainda, as mesmas ressalvas se aplicam às argilas sensíveis com B_q muito alto, visto os coeficientes de regressão linear (R^2) para esse grupo de argila, conforme Figura 7, que mostra a relação entre a resistência não drenada e a resistência de ponta do ensaio CPTu (PINTO, 2020).

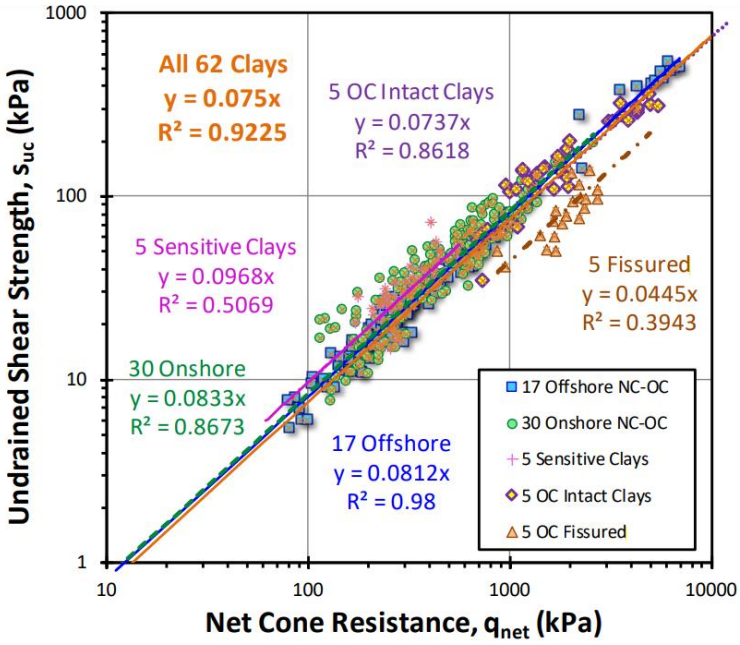


Figura 7 – Relação entre resistência não drenada obtida por meio de ensaios CAUC e resistência de ponta do ensaio CPTu para os 5 grupos de argilas, sendo elas: argilas rijas, argilas sensíveis, argilas marinhas, argilas continentais e argilas fissuradas (MAYNE e PEUCHEN, 2018)

2.2.4 Ensaio de palheta – *Vane Test*

O ensaio de palheta, também chamado de *Vane Test*, é normalizado no Brasil pela NBR 10905/1989. Para sua execução, uma palheta constituída de quatro lâminas retangulares fixadas em uma haste é cravada no terreno e submetida a rotação por meio de um torquímetro, medindo-se o torque aplicado para que a rotação ocorra (PINTO, 2006).

A Figura 8 mostra os equipamentos utilizados nesse ensaio, sendo possível utilizar palhetas de diferentes dimensões. Esse ensaio é aplicado especificamente para a determinação da resistência não drenada de solos moles saturados a partir do torque medido e do diâmetro da palheta utilizada.

Figura 8 – Equipamentos do ensaio de palheta (PENNA, 2007)

Apesar de sua fácil execução, deve-se ter cuidado na aplicação de seus resultados, levando em conta alguns fatores que influenciam nos resultados obtidos. Schnaid e Odebrecht (2012) destacam que a condição não drenada do ensaio depende da velocidade de rotação da palheta, sendo que ela deve ser suficientemente rápida para que não haja a drenagem do solo (velocidades em torno de 6º/min).

Penna (2007) avaliou as velocidades de rotação da palheta na determinação da resistência não drenada de um rejeito de minério de ferro, concluindo que velocidades de rotação maiores que a velocidade de referência de 6º/min tendem a superestimar a resistência não drenada, e velocidades menores que a referência pouco influenciam nos resultados obtidos.

Além disso, destaca-se a perturbação do solo causada pela inserção da palheta, o tempo entre a inserção e o início do ensaio, e a anisotropia natural que pode estar associada ao solo (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

2.3 Ensaios de laboratório para obtenção da resistência não drenada

Dentre os ensaios de laboratório mais utilizados para a obtenção da resistência não drenada pode-se citar os ensaios triaxiais, ensaios de cisalhamento direto e

ensaio de cisalhamento simples. Neste trabalho será abordado com mais detalhes o ensaio de compressão triaxial, visto que ele foi adotado como base das correlações que serão aplicadas.

Quanto aos ensaios de laboratório, de forma geral, é válido destacar os cuidados necessários para uma amostragem representativa. Por serem realizados em corpos de prova de dimensões muito pequenas (na ordem de centímetros), deve-se garantir que o solo ensaiado e as propriedades encontradas sejam representativas do material de interesse antes de sua aplicação direta. Em perfis heterogêneos essa avaliação deve ser cuidadosa, sendo auxiliada por ensaios de campo.

A Figura 9 abaixo mostra algumas amostras coletadas no rejeito estudado nesse trabalho. É possível perceber a heterogeneidade do material coletado à direita em comparação com o material a esquerda.

Figura 9 – Materiais amostrados no depósito estudado por Lima (2006). Da esquerda para direita, tem-se: lama pura, mistura homogênea, mistura heterogênea (LIMA, 2006)

2.3.1 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial consiste em submeter um corpo de prova, de cerca de 36 mm de diâmetro e 76 mm de comprimento, a uma pressão de confinamento em uma câmara cilíndrica, levando-o ao cisalhamento por meio da aplicação de uma tensão desviadora imposta por uma haste de carregamento vertical (DAS e SOBHAN, 2014). A câmara triaxial conta ainda com válvulas que permitem ou não a drenagem do corpo de prova durante o processo de confinamento e no processo de cisalhamento. O ensaio é normalizado pela ASTM (American Society for Testing and Materials) D4767, e uma célula triaxial pode ser observada na Figura 10 abaixo.

Figura 10 – Câmara triaxial com corpo de prova cisalhado (PINTO, 2020)

Dentre os ensaios triaxiais mais comumente usados para a determinação da resistência não drenada pode-se citar o ensaio adensado e não drenado (CU) e o ensaio não adensado e não drenado (UU).

No ensaio adensado não drenado (CU), o corpo de prova saturado é inicialmente adensado mediante a aplicação de uma tensão de confinamento permitindo-se sua drenagem. Posteriormente a válvula de drenagem é fechada e, mantida a tensão confinante, aplica-se a tensão cisalhante, sendo medida a geração de poropressão e a deformação axial. Nesse ensaio a resistência obtida é diretamente relacionada à tensão de confinamento aplicada ao corpo de prova. Já no ensaio não adensado e não drenado (UU), não há drenagem do corpo de prova durante a aplicação da tensão confinante, e na fase de cisalhamento são medidas as resistências mobilizadas, bem como a deformação axial.

2.4 Disposição de rejeitos e método subaéreo

O método tradicional de disposição de rejeitos consiste no lançamento contínuo do material em polpa, com elevado teor de umidade (baixa concentração de sólidos), o que demanda grandes áreas e volumes para a disposição. Essas características configuram um rejeito de baixa resistência e com um dano potencial elevado em casos de ruptura, visto que mesmo tende a escoar de forma similar a um fluido viscoso devido a sua pouca consistência.

Quando se considera a disposição de rejeitos, o risco associado ao ambiente ao redor é fator determinante das condições de estocagem desse material, influenciando no projeto das estruturas de contenção, na operação e nos aspectos de fechamento (DIXON-HARDY e ENGELS, 2007). Em consideração a isso, o desenvolvimento de novas tecnologias de disposição que visam garantir maior estabilidade do material disposto, maior segurança e, ainda, otimizando o volume disposto com a remoção da água desse material, vêm sendo desenvolvidas.

Nos métodos de disposição “a seco”, o material de descarte é espessado ou desaguado, com propostas de filtragem de rejeito e empilhamento a seco (*dry stacking*), disposição em forma de pasta ou de rejeitos espessados (CHÁCARA, 2020). O grau de desaguamento ou espessamento da lama está intimamente relacionado com o aumento da resistência não drenada como indicado na Figura 11.

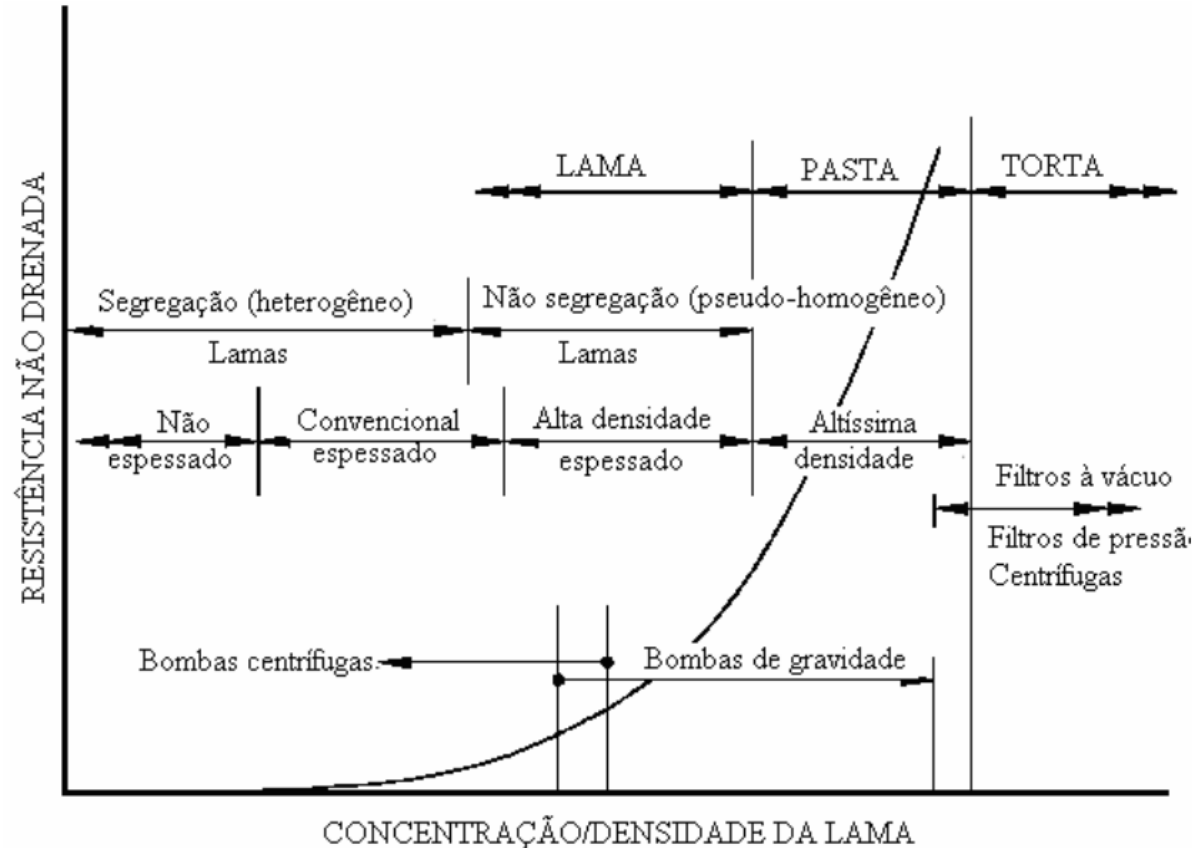


Figura 11 – Relação entre concentração da lama e resistência não drenada (ICOLD, 2002, *apud* LIMA, 2006)

Neste trabalho destaca-se o método subaéreo, que consiste na disposição intermitente do rejeito em ciclos de enchimento e espera, utilizando camadas finas, e permitindo o desenvolvimento dos fenômenos físicos de sedimentação, adensamento e ressecamento antes do lançamento de uma nova camada (LIMA, 2006).

Segundo Dixon-Hardy&Engels (2007), a disposição em pontos de lançamento distintos ao redor do depósito, de forma programada, facilita o processo de densificação das camadas lançadas, enquanto a disposição pode ocorrer em uma área onde os processos físicos já ocorreram. Para o manejo correto deve-se levar em consideração as condições climáticas, a taxa de produção de rejeito, as características da lama e do depósito onde a disposição ocorre (GIPSON, 1998).

2.5 Sedimentação e adensamento

O rejeito de minério de ferro em forma de polpa advindo do processo de beneficiamento apresenta partículas muito finas em meio aquoso. Após a disposição de materiais com essas características ocorrem os processos de floculação, sedimentação e adensamento (IMAI, 1981, *apud* PEREIRA, 2017). Segundo Pereira (2017), o processo de floculação é caracterizado pela união das partículas finas formando partículas de maiores dimensões. Essas partículas em suspensão, quando em repouso, iniciam o processo de sedimentação devido ao seu peso, depositando-se no fundo do reservatório.

A partir do momento em que começa a se formar uma coluna de sólidos no fundo desse reservatório, inicia-se também o processo de adensamento dos sedimentos, como pode ser observado na Figura 12. Segundo Pinto (2006), o adensamento é o fenômeno pelo qual os recalques ocorrem com expulsão da água do interior dos vazios do solo. Ainda, uma das premissas da teoria de adensamento unidimensional de Terzaghi é que o índice de vazios varia linearmente com a tensão efetiva durante o processo de adensamento.

Portanto, o processo de adensamento apenas começa a se desenvolver quando se tem uma tensão efetiva mínima gerada pelo contato entre os grãos depositados, iniciando o processo de expulsão de água dos vazios e a diminuição do índice de vazios. Entretanto, segundo Pereira (2007), a alta compressibilidade dos rejeitos finos de mineração não permite a aplicação da teoria clássica de Terzaghi, tendo sido desenvolvidas teorias específicas de adensamento a grandes deformações para o estudo desses materiais (Mikasa, 1963; Gibson *et al.*, 1967; Abu-Hejleh *et al.*, 1996).

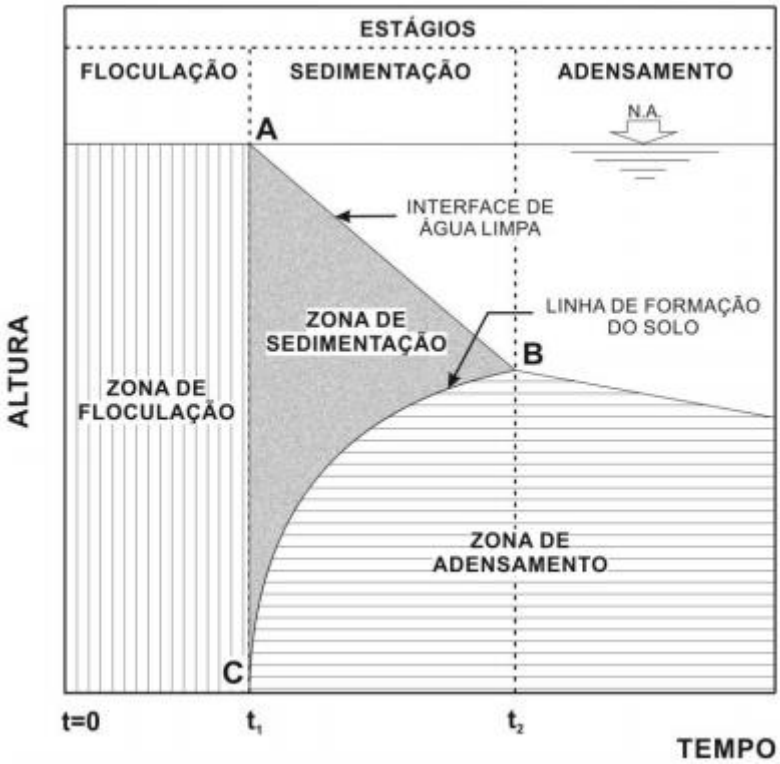


Figura 12 – Processo de deposição de partículas finas (IMAI, 1981, *apud* PEREIRA, 2017)

2.6 Processo de ressecamento e contração

O ressecamento de um solo ocorre quando há a expulsão da água entre os grãos por meio da evaporação e/ou drenagem, provocando uma redução de volume (SILVA, 2003). Segundo Silva (2003), esse processo ocorre em duas etapas. Na primeira, chamada de ressecamento unidimensional, ocorrem contrações verticais. Já na segunda, chamada ressecamento tridimensional, a continuidade do processo de secagem e contração provocam tensões de tração laterais no solo, ocorrendo a formação de trincas.

É de fundamental importância o conhecimento do processo de contração de um material para que se possa aplicar esse processo de forma consciente. Segundo Oliveira Filho (1998, *apud* Silva, 2003), os estágios do processo de contração podem ser divididos em normal, residual e zero, como pode ser observado na Figura 13.

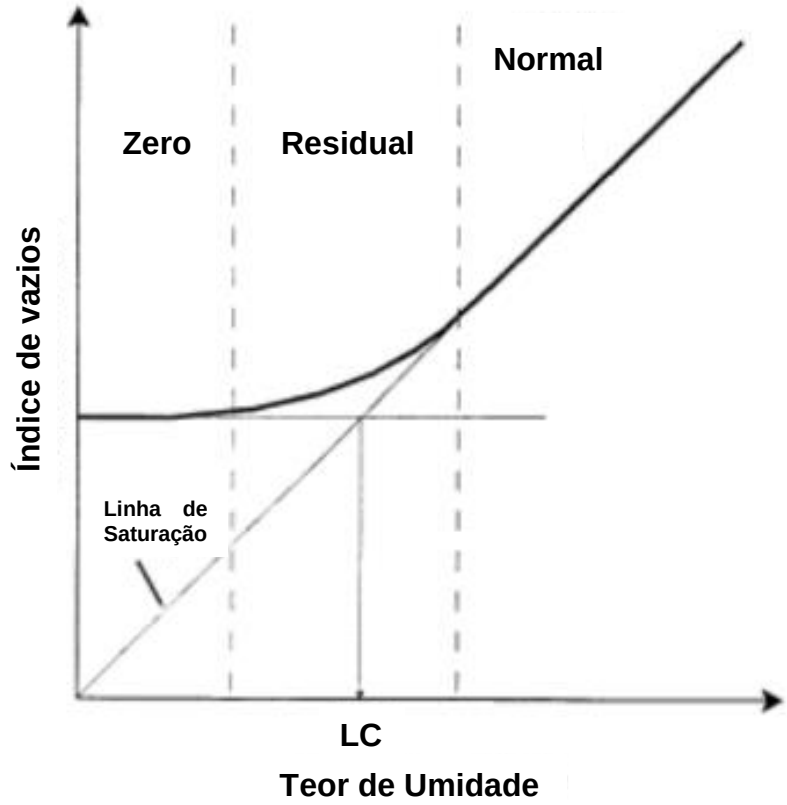


Figura 13 – Estágios de contração de um solo (Fonte: adaptado de Silva, 2003)

A linha de saturação representa a curva sobre a qual o solo permanece saturado, sendo que o limite de contração (LC) representa o ponto a partir do qual o solo perde essa condição, e a partir dele, a redução do teor de umidade não ocasiona na diminuição de volume do solo. A fase de contração normal se caracteriza por uma redução de volume igual à perda de água, ainda na condição saturada. A fase de contração residual é definida por uma redução de volume menor que o volume de água perdido. A partir do momento em que o solo atinge sua maior densidade, não havendo redução de volume, é caracterizada a fase zero, na qual se obtém o índice de vazios mínimo ($e_{mín}$) do material no processo de contração.

2.7 Influência do Índice de vazios na resistência não drenada de um rejeito

Pinto (2006) destaca que a resistência de uma argila depende do índice de vazios em que ela se encontra, sendo que ele está relacionado ao estado de tensões

atual do material, ao seu histórico de tensões, estrutura de suas partículas, plano de solicitação e velocidade de solicitação.

Em sua pesquisa, Penna (2007) desenvolveu um estudo das propriedades de uma lama e da relação constitutiva que governava a relação entre a resistência não drenada e o índice de vazios desse material por meio de ensaios em amostras fabricadas em laboratório e em ensaios no rejeito depositado em um tanque experimental. Os resultados obtidos pelo autor são apresentados nos itens 2.7.1 e 2.7.2 a seguir.

2.7.1 Resistência não drenada para amostras de laboratório (Penna, 2007)

Para a reconstituição de amostras com diferentes índices de vazios em laboratório, Penna (2007) utilizou um aparelho chamado consolidômetro de lama, que pode ser observado na Figura 14.

A lama depositada nesse aparelho passou pelos processos de sedimentação e adensamento por peso próprio. O sistema era fechado após a remoção da água sobrenadante, aplicando-se o nível de tensão desejado por meio de um pistão e medindo-se a variação da altura com o tempo e as vazões de saída de água. O ensaio era encerrado quando o sistema entrava em equilíbrio, com variação de altura e vazão de saída tendendo a zero.

Posteriormente, esse material era submetido a ensaios para a obtenção do teor de umidade, índice de vazios e resistência não drenada para as condições de adensamento do ensaio (tensões verticais).

Para a determinação da resistência não drenada foram realizados ensaios de palheta e ensaios triaxiais não adensados e não drenados (UU). A Figura 15 e Figura 16 abaixo mostram os procedimentos desses ensaios.

Figura 14 – Ensaio sendo realizado no sistema do consolidômetro de lama (PENNA, 2007)

Figura 15 – Ensaio de palheta sendo realizado no bolo de lama extrudado (PENNA, 2007)

Figura 16 – Ensaio triaxial UU sendo realizado em amostra coletada do bolo de lama extrudado (PENNA, 2007)

O autor ensaiou amostras produzidas em oito níveis de tensão diferentes, sendo possível obter uma correlação para os índices de vazios das amostras e de sua resistência não drenada. Os resultados e a correlação obtida podem ser observados na Figura 17 e na equação 12.

Ressalta-se que o fenômeno do ressecamento não foi contemplado por essa correlação, visto que a redução de índices de vazios observada se deveu exclusivamente ao fenômeno do adensamento.

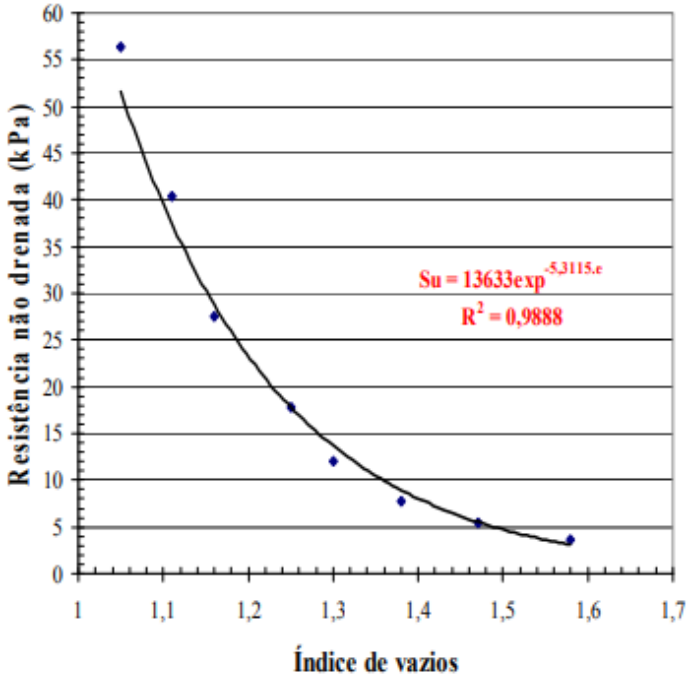


Figura 17 – Resultados dos ensaios de laboratório que correlacionam o índice de vazios com a resistência não drenada (PENNA, 2007)

$$N_{kt} = 10{,}5 - 4{,}6 \ln (B_q + 0{,}1), \text{ onde } B_q > -0{,}1 \qquad (12)$$

2.7.2 Resistência não drenada para amostras de campo

Para a simulação das condições de campo Penna (2007) fez o monitoramento de um tanque experimental, no qual foi possível observar variações da altura da lama com o tempo para a avaliação dos recalques devido aos processos de adensamento e ressecamento. O tanque experimental foi construído no campus da Universidade Federal de Ouro Preto, sendo seu comprimento, largura e altura iguais a de 2,0 x 1,0 x 1,45 m, respectivamente.

Foram coletadas amostras do tanque em 10 momentos distintos para a realização de ensaios de teor de umidade e verificação do índice de vazios. A resistência não drenada foi obtida por meio de ensaios de palheta realizados em profundidade no material do tanque, como mostra a Figura 18.

Figura 18 – Ensaio de palheta sendo realizado na lama disposta no tanque experimental (PENNA, 2007)

Os resultados e a correlação desenvolvida pelo autor podem ser observados na Figura 19 e na equação 13.

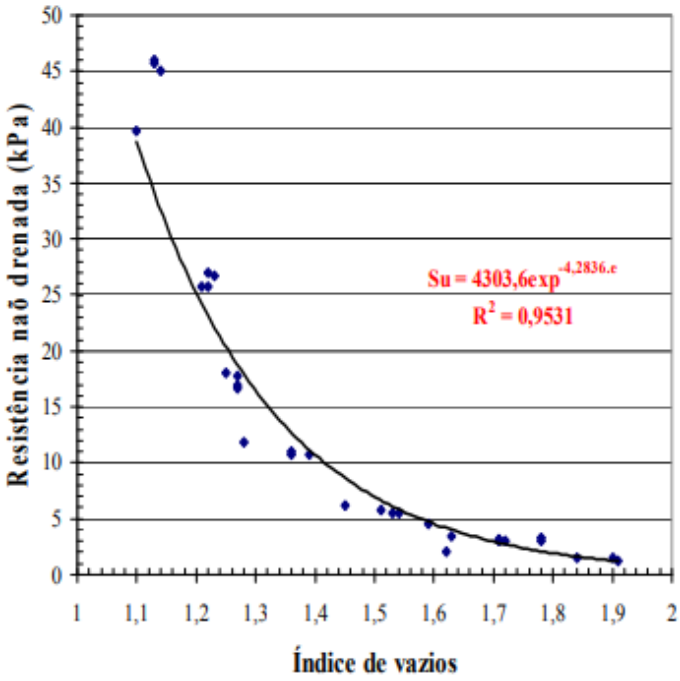


Figura 19 – Resultados dos ensaios no rejeito do tanque experimental submetido ao ressecamento que correlacionam o índice de vazios com a resistência não drenada (PENNA, 2007)

$$Su = 4303{,}6exp^{-4{,}2836e} \qquad (13)$$

O comparativo entre a situação de campo e de laboratório pode ser observado na Figura 20. De forma geral, a resistência não drenada para as condições de campo é maior que para os ensaios de laboratório, para um mesmo índice de vazios. Isso ocorre devido ao processo de ressecamento, principalmente nas camadas mais superficiais do material lançado no tanque. A sucção gerada em consequência desse processo influi diretamente na resistência não drenada obtida.

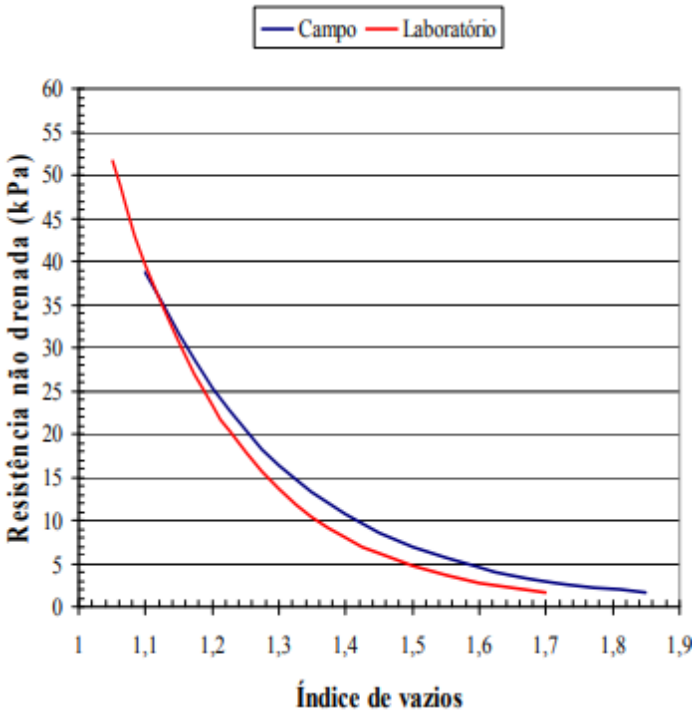


Figura 20 – Comparativo das curvas ajustadas para estimativa da resistência não drenada das amostras produzidas em laboratório e do tanque experimental em campo (PENNA, 2007)

2.8 Retroanálise da formação de um depósito de rejeito pelo método subaéreo

Sabendo-se que o desenvolvimento dos fenômenos físicos associados ao adensamento e ao ressecamento em um rejeito disposto pelo método subaéreo influencia diretamente no índice de vazios do material e, consequentemente, na resistência não drenada do rejeito, é de grande valia a previsão desse índice físico.

Lima (2006) desenvolveu um estudo de retroanálise da formação de um depósito por meio do *software* CONDES, desenvolvido por Yao & Znidarcici (1997), que permite a modelagem do adensamento e do ressecamento de um rejeito.

A autora simulou o lançamento da lama no depósito conforme o banco de dados da operação (estudo de caso), sendo considerados simplificadamente 23 ciclos com tempos de lançamento e espera de 12 e 18 dias, respectivamente.

A Figura 21 mostra os perfis de índices de vazios simulados pela autora. As curvas contínuas em preto representam os índices de vazios ao final do lançamento da lama, e as curvas pontilhadas em vermelho representam os índices de vazios após o tempo de espera. O recuo à esquerda e a descida entre as curvas vermelhas em relação às pretas representa a redução de índices de vazios devido aos processos de adensamento e ressecamento (espera) com consequente redução da altura do depósito.

Em seu trabalho Lima (2006) conclui que o processo de ressecamento no depósito estudado não foi efetivo, visto que os índices de vazios não diminuem significativamente quando as curvas antes e depois do período de espera são comparadas.

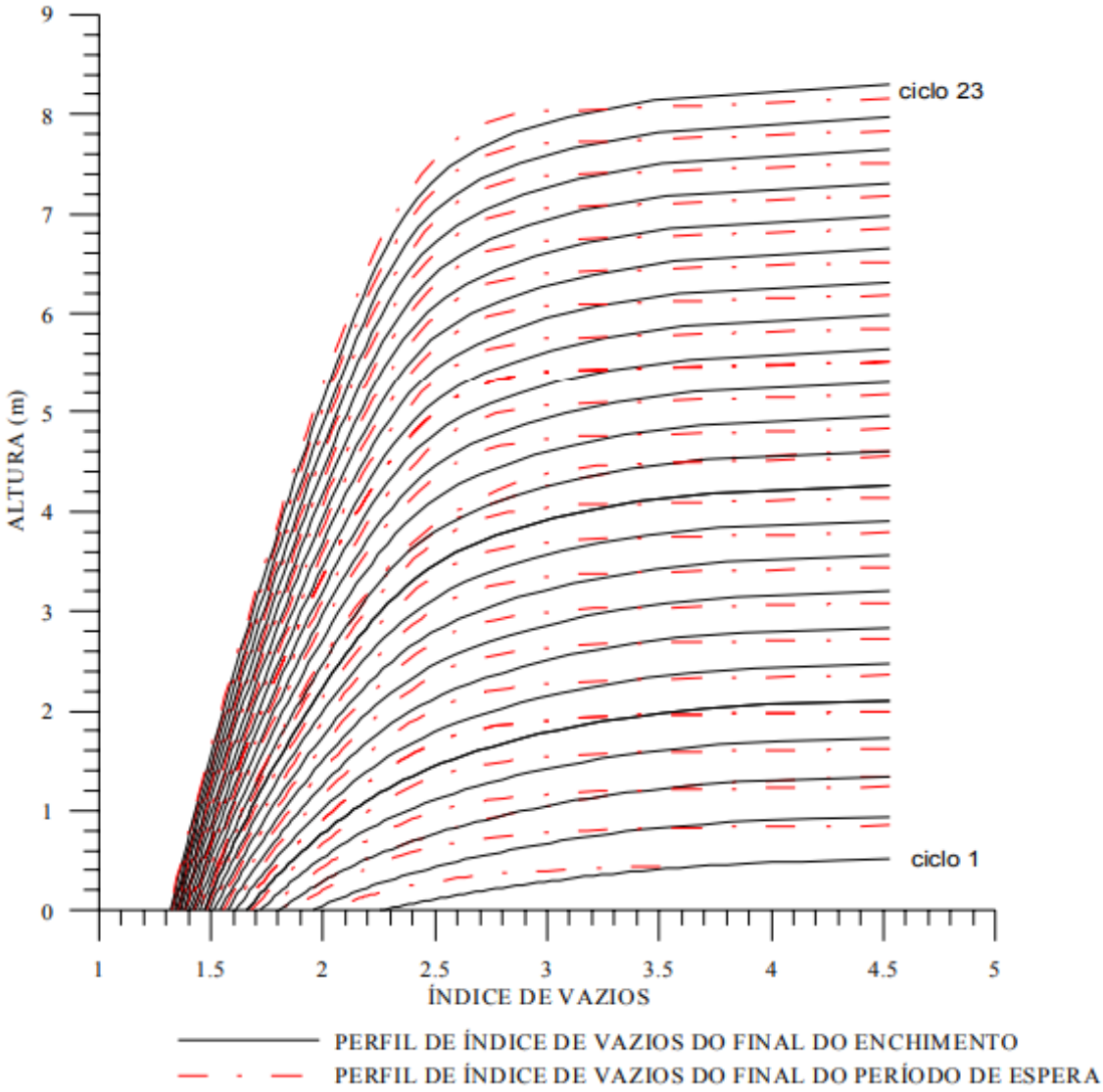


Figura 21 – Perfil de índice de vazios da retroanálise de formação do depósito para 23 ciclos de enchimento (LIMA, 2006)

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Com o objetivo de avaliar a resistência não drenada de um rejeito submetido aos fenômenos físicos associados à disposição pelo método subaéreo, foram estimadas as resistências não drenadas para duas hipóteses de índices de vazios diferentes por meio das correlações de Penna (2007). Os resultados encontrados foram contrapostos com as resistências não drenadas obtidas por ensaios realizados no rejeito disposto, conforme metodologia expressa a seguir.

3.1 Perfis de índice de vazios adotados

Foram adotadas duas hipóteses de disposição diferentes para avaliação da resistência não drenada do depósito. Primeiro, foi adotada a retroanálise realizada por Lima (2006) quanto aos índices de vazios estimados em profundidade por meio do *software* CONDES. Na segunda hipótese, adotou-se o índice de vazios mínimo ao longo de todo o depósito com base nos ensaios de contração realizados para a lama dos trabalhos de Silva (2003) e Almeida (2004).

3.1.1 Retroanálise da formação do depósito

Foram avaliadas as resistências não drenadas ao final do ciclo 23 simulado por Lima (2006), conforme Figura 21. Para tal, foi feito um ajuste gráfico do perfil determinando-se o índice de vazios do rejeito inicialmente em intervalos de 0,5 m, sendo que a partir da altura 7,5 m foram adotados intervalos de 0,1 m.

3.1.2 Índice de vazios mínimo

Com base nos estudos anteriores de Silva (2003) e Almeida (2004), a premissa adotada por Lima (2006) em seu trabalho foi um índice de vazios mínimo igual a 1,05, considerado representativo para o material estudado, obtido por meio de ensaios de limite de contração livre.

No presente trabalho foi estimada a resistência não drenada para um depósito com índice de vazios constante e igual ao $e_{mín}$ a partir das correlações de Penna (2007). Essa hipótese foi adotada para fins de simplificação, visto que o rejeito em maior profundidade poderia apresentar índices de vazios menores em virtude dos recalques adicionais provocados pelo peso das camadas sobrejacentes.

3.2 Perfis de resistência não drenada

Com a definição dos índices de vazios a serem utilizados, a resistência não drenada do depósito em profundidade foi estimada conforme as correlações desenvolvidas por Penna (2007). Como o rejeito estudado por ele e por Lima (2007) é o mesmo, espera-se que essas correlações se adequem aos perfis desenvolvidos.

A equação desenvolvida para as amostras reconstituídas de laboratório foi aplicada aos índices de vazios obtidos na retroanálise da formação do depósito desenvolvida por Lima (2006), onde o processo de adensamento governa a formação do depósito (equação 12). Para a hipótese de ressecamento atingindo o $e_{mín}$ foi aplicada a equação desenvolvida para o rejeito depositado no tanque experimental, que contempla esse fenômeno (equação 13).

3.3 Análise crítica da aderência das correlações de Penna (2007) e da retroanálise de Lima (2006) às condições do depósito

A fim de conhecer as características do rejeito depositado, o trabalho desenvolvido por Lima (2006) contempla ensaios de campo SPT e CPTu, além da coleta de amostras por meio de amostrador *Shelby* para execução de ensaios de caracterização em laboratório (granulometria, peso específico, densidade dos grãos, teor de umidade e limites de Atterberg).

Com base nessas informações foi feita uma análise crítica da resistência não drenada obtida por meio dos ensaios CPTu e da classificação comportamental segundo Robertson (2016). Complementar a isso, os índices de vazios do material *in situ* foram estimados por meio dos ensaios de caracterização em laboratório, sendo

que os resultados obtidos nessas avaliações foram contrapostos com os resultados apresentados por Lima (2006) e Penna (2007).

Ressalta-se que, apesar da pesquisa de Lima (2006) identificar um depósito com intercalações entre lama e material arenoso devido ao manejo realizado, para os fins desse trabalho foi considerado um depósito homogêneo de lama. O material arenoso não foi considerado na resistência estimada, atuando apenas como fonte de peso próprio.

A retroanálise de Lima (2006) e as correlações de Penna (2007) foram desenvolvidas para o rejeito fino (lama), de forma que o comportamento do rejeito arenoso identificado em campo não é contemplado pelos autores. Portanto, tendo em vista o comportamento distinto entre esses materiais, não se justifica a comparação entre seus índices físicos e parâmetros de resistência.

3.3.1 Ensaios de caracterização

Com os resultados dos ensaios de laboratório apresentados por Lima (2006) foi possível deduzir, a partir das relações básicas da mecânica dos solos, outros índices físicos que caracterizam o material estudado, sendo de especial interesse a obtenção dos índices de vazios para avaliação da resistência não drenada por meio das equações de Penna (2007). Para isso, foram utilizadas as relações de índices físicos 14 e 15 a seguir:

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \qquad (14)$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma_n}{1 + w} \qquad (15)$$

Sendo que:

γ_s: Peso específico dos grãos

γ_d: Peso específico aparente seco

γ_n: Peso específico natural

w: Teor de umidade (%).

3.3.2 Ensaios de campo

Foram utilizadas duas verticais de sondagem CPTu para a avaliação da resistência não drenada do rejeito. Em seu trabalho, Lima (2006) apresenta quatro gráficos dos resultados dos ensaios CPTu realizados à época, sendo eles: resistência de ponta corrigida (q_t), razão de atrito (F_r), poropressão (u_2) e coeficiente de poropressão (B_q).

Com base nesses resultados, foi feito um ajuste gráfico de modo a estimar os valores de q_t, F_r e u_2 a cada 0,25 m de profundidade, estimando-se o nível freático a partir do gráfico de u_2 para o cálculo das poropressões estáticas (u_0). Com o peso específico natural médio dos ensaios de laboratório foi possível estimar as tensões totais e efetivas nas referidas profundidades.

A partir disso, os valores de B_q foram calculados e plotados graficamente com o propósito de assegurar que os valores estimados anteriormente fossem coerentes.

Com os dados base ajustados graficamente foi possível adotar a equação 9 para a obtenção da resistência não drenada, e para o cálculo de N_{kt} adotou-se a metodologia proposta por Mayne e Peuchen (2018) (equações 10 e 11).

3.3.3 Calibração textural segundo Robertson (2016)

Foi feita uma calibração textural segundo a metodologia de Robertson (2016), apresentada no item 2.2.3, com base nos dados de CPTu, com objetivo de elucidar a estratigrafia do depósito por meios do ábaco SBT e dos índices I_b e I_c.

A resistência não drenada foi estimada apenas para o material dentro da faixa de comportamento *claylike* ($I_b < 22$) representativo da lama depositada.

4 RESULTADOS

4.1 Resistência não drenada obtida por retroanálise e $e_{mín}$

A Tabela 2 mostra os valores dos índices de vazios (e) determinados graficamente a cada 0,5 m até a altura 7,5 m, sendo adotados intervalos de 0,1 m até a altura final. O ajuste gráfico se limitou à El.905 m, referência do rejeito em campo. A Figura 22 destaca o ajuste gráfico feito para os dados de Lima (2006), com as marcações em verde representando os valores estimados para os índices de vazios ao final do ciclo 23.

Tabela 2 – Índices de Vazios Obtidos por Meio do Ajuste Gráfico ao Perfil de Índices de Vazios de Lima (2006)

Ajuste Gráfico		
Elevação (m)	**Altura (m)**	**e**
905	8	2,89
904,9	7,9	2,74
904,8	7,8	2,65
904,7	7,7	2,58
904,6	7,6	2,52
904,5	7,5	2,48
904	7	2,34
903,5	6,5	2,21
903	6	2,13
902,5	5,5	2,04
902	5	1,96
901,5	4,5	1,89
901	4	1,82
900,5	3,5	1,76
900	3	1,69
899,5	2,5	1,62
899	2	1,56
898,5	1,5	1,49
898	1	1,43
897,5	0,5	1,37
897	0	1,32

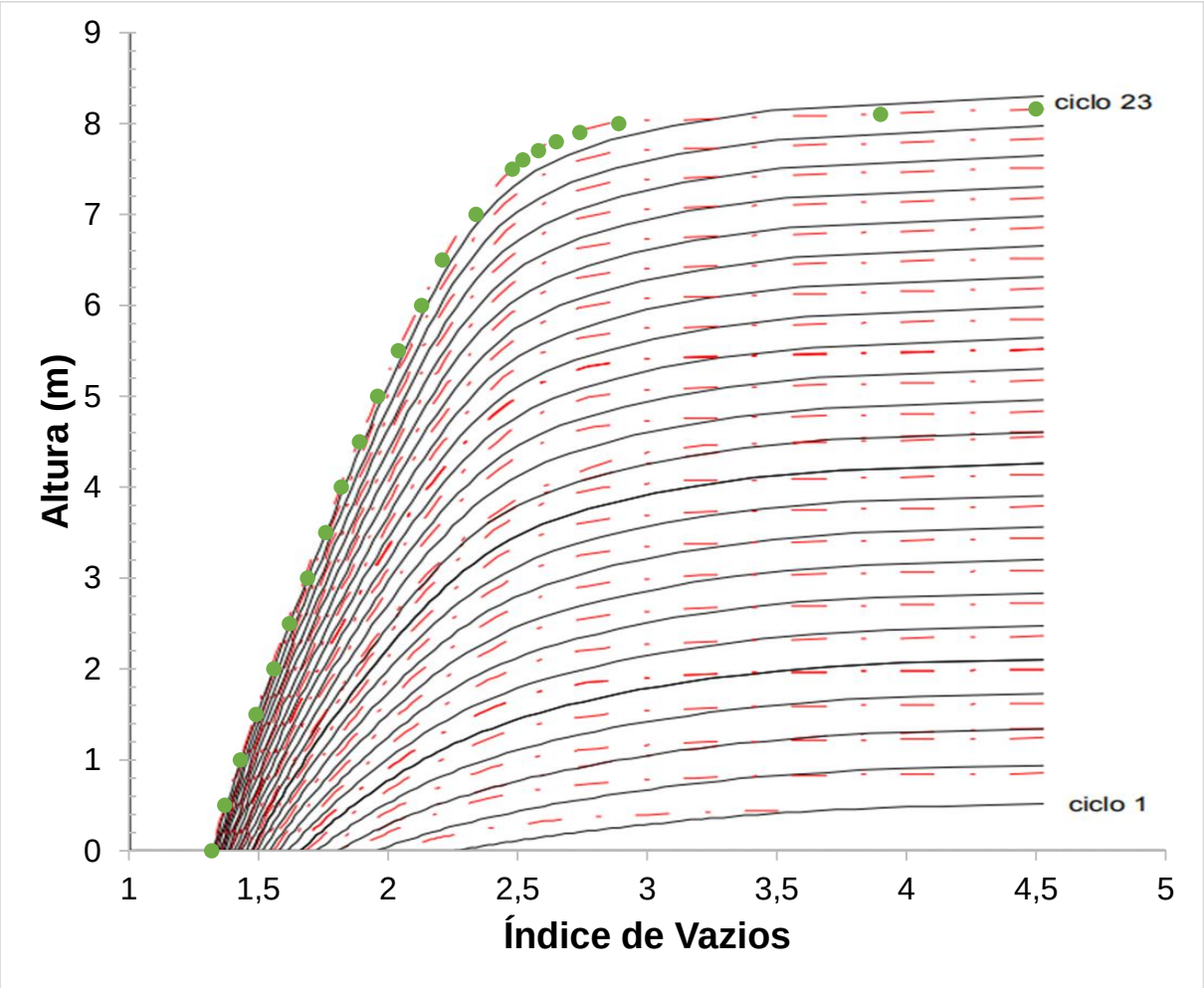


Figura 22 – Ajuste gráfico dos índices de vazios do perfil desenvolvido por Lima (2006), com as marcações em verde representando a estimativa dos valores pelo método gráfico (Fonte: adaptado de Lima, 2006)

Lima (2006) concluiu em seu trabalho que a hipótese de que o rejeito passou pelo processo de ressecamento é questionável, visto que os tempos de enchimento e espera adotados na operação não foram adequados, resultando em um depósito similar ao que seria obtido por meio da disposição convencional em termos de altura e volume.

Portanto, a redução de índices de vazios estimada por Lima (2006) deve-se principalmente ao adensamento por peso próprio, visto que o processo de ressecamento não foi significativo quanto à redução de índices de vazios observada. Com base nisso, para os índices de vazios encontrados, foi aplicada a correlação de

resistência não drenada desenvolvida por Penna (2007) para os ensaios executados nas amostras reconstituídas no consolidômetro de lama. Obteve-se então o perfil de resistência não drenada, conforme Tabela 3.

Nota-se que para a condição de disposição proposta por Lima (2006), a resistência não drenada do rejeito é extremamente baixa, sendo praticamente nula nos 3 (três) metros superficiais. Essa estimativa corrobora com o fato que o rejeito foi submetido apenas ao processo de adensamento, de forma que as camadas em maior profundidade se encontram mais densificadas e apresentam resistências maiores devido ao adensamento por peso próprio de uma coluna de solo.

Destaca-se ainda que as correlações de Penna (2007) foram extrapoladas para além dos índices de vazios pesquisados por ele para essa aplicação. Os ensaios executados pelo autor contemplaram índices de vazios até 1,58 para as amostras reconstituídas no consolidômetro.

Tabela 3 – Resistência Não Drenada Segundo Penna (2007) para o Perfil de Índices de Vazios desenvolvido por Lima (2006)

Elevação (m)	Altura (m)	S_u (kPa) – Laboratório (Penna 2007)
905	8	0,00
904,9	7,9	0,01
904,8	7,8	0,01
904,7	7,7	0,02
904,6	7,6	0,02
904,5	7,5	0,03
904	7	0,05
903,5	6,5	0,11
903	6	0,17
902,5	5,5	0,27
902	5	0,41
901,5	4,5	0,60
901	4	0,86
900,5	3,5	1,19
900	3	1,72
899,5	2,5	2,50
899	2	3,44
898,5	1,5	4,98
898	1	6,85
897,5	0,5	9,43
897	0	12,29

A hipótese de modelagem numérica de Lima (2006) considerou uma altura de 8,0 m para o depósito. Entretanto, conforme avaliação estratigráfica feita pela autora e reavaliação apresentada no item 4.3 deste trabalho, será considerado o limite do depósito próximo à elevação El. 894 m, estimado como a fundação do depósito, resultando em uma espessura de rejeito de 11,0 m. Essa avaliação foi feita com o intuito de conhecer o material em maior profundidade que, segundo o histórico do depósito, foi disposto pelo método convencional anteriormente à disposição pelo método subaéreo.

Para isso as resistências não drenadas estimadas na Tabela 3 foram extrapoladas até a profundidade 11,0 m por meio de uma linha de tendência polinomial

de quarto grau, conforme apresentado na Figura 23 e Tabela 4. O coeficiente de regressão R^2 mostra que o ajuste se adequou bem aos dados.

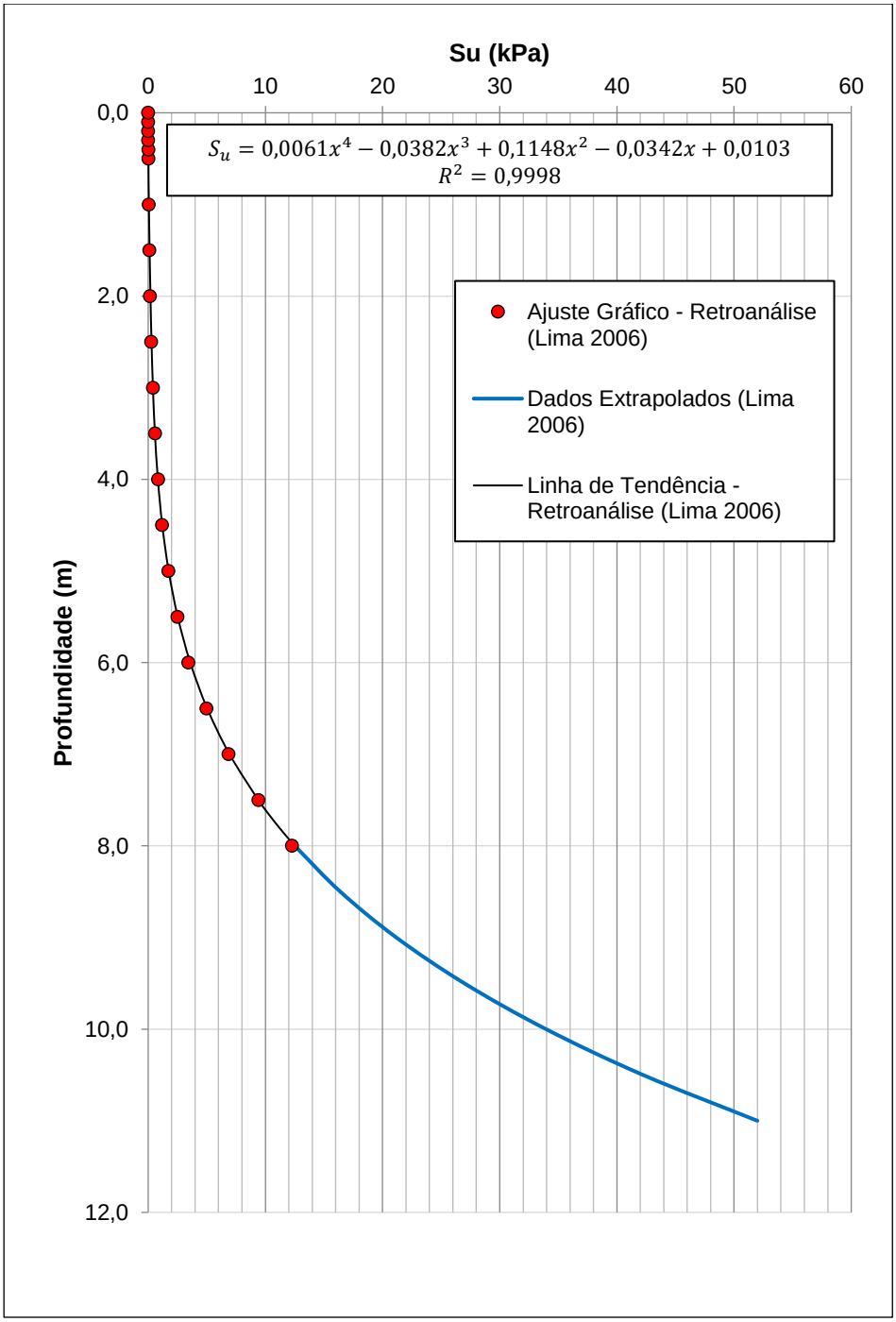


Figura 23 - Perfil de resistência não drenada extrapolado para a retroanálise de Lima (2006) (Fonte: Autora)

Tabela 4 – Valores de resistência não drenada extrapolada em profundidade para a retroanálise de Lima (2006)

Profundidade (m)	S_u (kPa)
8,5	16,40
9	21,18
9,5	26,98
10	33,95
10,5	42,23
11	51,99

Para a simulação com o índice de vazios mínimo, considerado igual a 1,05, e aplicando-se a equação 13 proposta por Penna (2007), tem-se uma resistência não drenada de 47,9 kPa.

4.2 Resistência não drenada a partir do perfil de índices de vazios obtidos por meio de ensaios de laboratório

A partir dos ensaios de caracterização das amostras coletadas por amostrador *Shelby* apresentados por Lima (2006) e reproduzidos na Tabela 5 foi possível estimar o índice de vazios do rejeito nas profundidades de coleta, apresentados na mesma tabela. A resistência não drenada foi obtida a partir da correlação proposta por Penna (2007) para os ensaios de laboratório (equação 12).

Tabela 5 – Dados dos ensaios de laboratório e estimativa do peso específico aparente seco (γ_n), índice de vazios (e) e resistência não drenada (S_u)

Elevação (m)	Granulometria			Limites de Atterberg			Gs	γ_n	w	γ_d	e	S_u (kPa) - Laboratório Penna (2007)
	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)		kN/m³	(%)	kN/m³		
902,5-901,9	41	53	6	14	8	7	3,326	23,65	17,97	20,05	0,63	-
901,5-900,9	36	61	3	21	13	8	2,949	18,98	19,25	15,92	0,82	-
900,5-899,9	30	66	4	16	12	4	3,32	21,80	17,57	18,54	0,76	-
899,5-898,9	47	50	3	16	10	6	3,131	22,70	17,65	19,29	0,59	-
898,5-897,9	41	57	2	24	14	10	2,965	20,03	19,09	16,82	0,73	-
897,5-896,9	63	35	2	-	-	-	2,961	22,60	19,74	18,87	0,54	-
896,5-895,9	54	44	2	21	15	6	3,000	20,59	20,77	17,05	0,73	-
895,5-894,9	4	72	24	25	17	9	3,771	23,05	26,60	18,21	1,03	56,8

Nota-se que os índices de vazios encontrados são baixos, indicando um material mais denso do que o retro analisado por Lima (2006). Entretanto, é válido ressaltar a relevância de um teor de umidade assertivo nessas correlações. Uma possibilidade é a perda de umidade das amostras entre o processo de coleta em campo, transporte e execução do ensaio em laboratório, caso não tenham sido armazenadas com vedação adequada. Isso resultaria em um menor teor de umidade e, consequentemente, em índices de vazios menores, os quais não necessariamente refletem as condições de campo.

Além disso, a calibração textural feita pela autora por meio dos ensaios de campo indicaram camadas de areia intercaladas com a lama devido ao manejo realizado, o que também é observado nos ensaios de granulometria apresentados. Sendo assim, as amostras possivelmente foram coletadas em camadas de material arenoso não saturado, para as quais não se aplicam as correlações desenvolvidas por Penna (2007).

Dessa forma, a resistência não drenada foi obtida apenas para o material silto argiloso encontrado no fundo do depósito.

4.3 Resistência não drenada dos ensaios CPTu

A partir dos resultados das duas verticais de ensaios CPTu apresentadas por Lima (2006) foi possível realizar ajustes gráficos para a obtenção dos dados base conforme apresentado nas Figuras 24 e 25. Ressalta-se ainda que esses ajustes se limitaram às elevações próximas e superiores à El. 894 m, sugerida por Lima (2006) como fundação do depósito.

Os valores de B_q calculados a partir dos dados base estimados foram plotados no gráfico original, mostrando que os valores estimados apresentam uma boa aderência.

As Figuras 26 e 27 mostram ainda a classificação do perfil CPTu conforme os índices I_b, I_c e o ábaco SBT proposto por Robertson (2016), sendo possível notar a heterogeneidade do material depositado, como constatado por Lima (2006).

Nos dois ensaios o material depositado é classificado como argila (zona 3) a areia siltosa (zona 5), segundo I_c. O índice I_b ratifica essas observações, sendo notável que o rejeito possui um comportamento de lama nas regiões onde tem-se $I_b < 22$, mas que existem camadas expressivas com um comportamento transicional a arenoso.

De forma geral, o ábaco SBT do CPTu 01 mostra a distribuição heterogênea do perfil nessa região, com presença de material classificado com um comportamento similar a areias densas e areias contráteis, material transicional contrátil e material com comportamento argiloso contrátil a sensível. No ábaco SBT para o CPTu 02 nota-se a presença do mesmo material com comportamento argiloso. Entretanto, tem-se uma concentração maior de material transicional contrátil.

A partir dessa classificação foi possível estimar a resistência não drenada para o material com comportamento argiloso apenas, assumindo-se o limite de $I_b < 22$, considerando essa a faixa representativa da lama depositada.

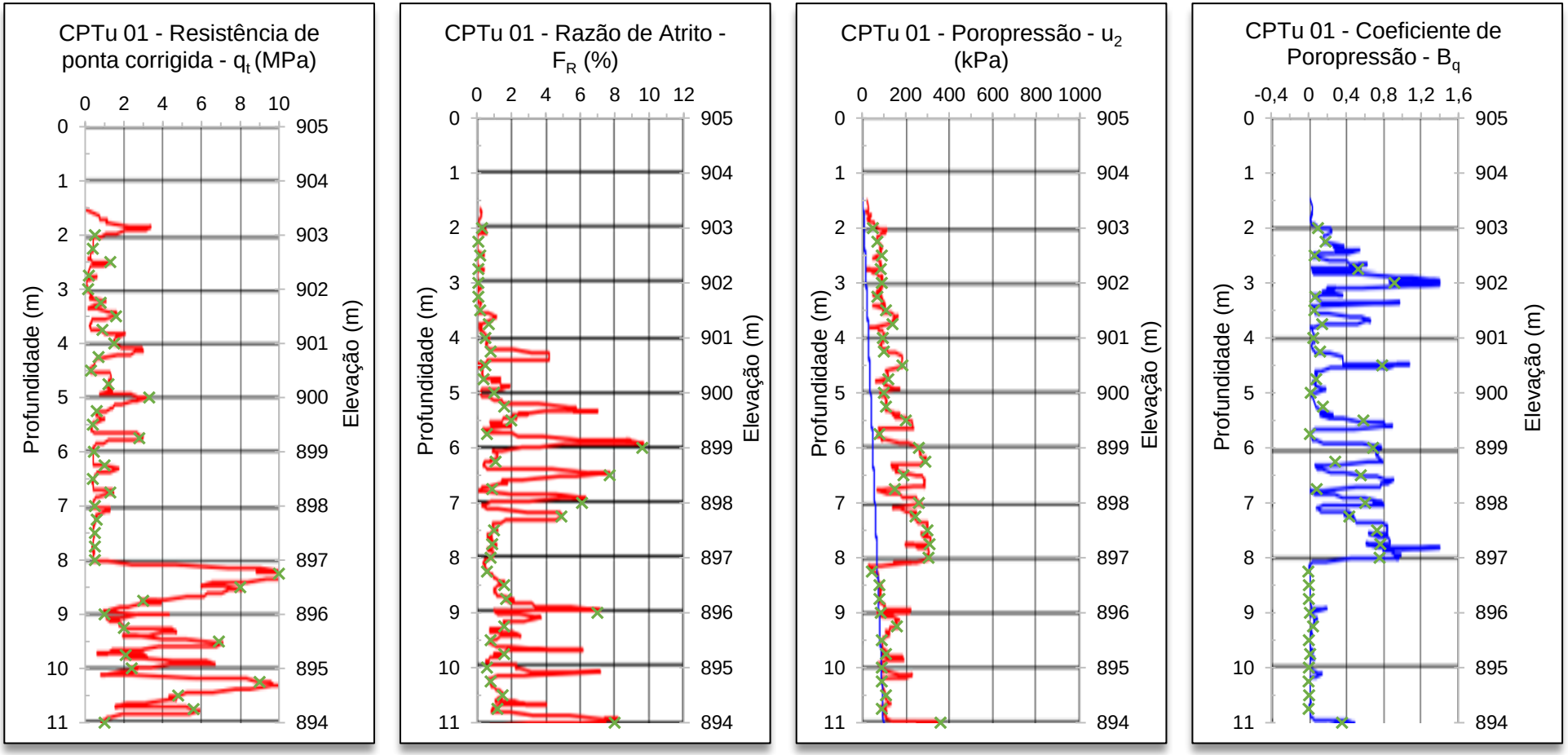


Figura 24 – Marcações em verde do ajuste gráfico de q_t, F_r, u_2 e B_q para o CPTu 01 (Fonte: adaptado de Lima, 2006)

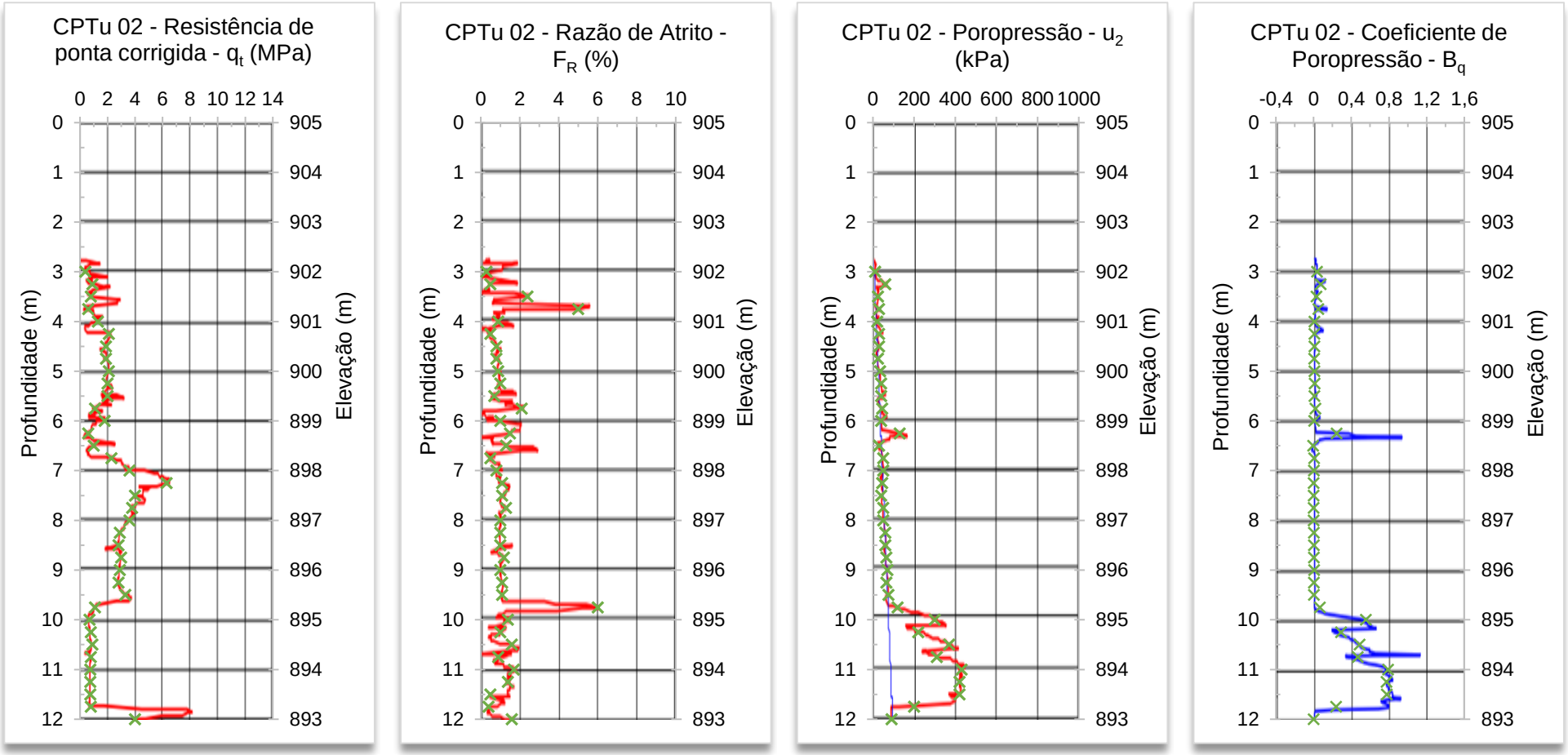


Figura 25 – Marcações em verde do ajuste gráfico de q_t, F_r, u_2 e B_q para o CPTu 02 (Fonte: adaptado de Lima, 2006)

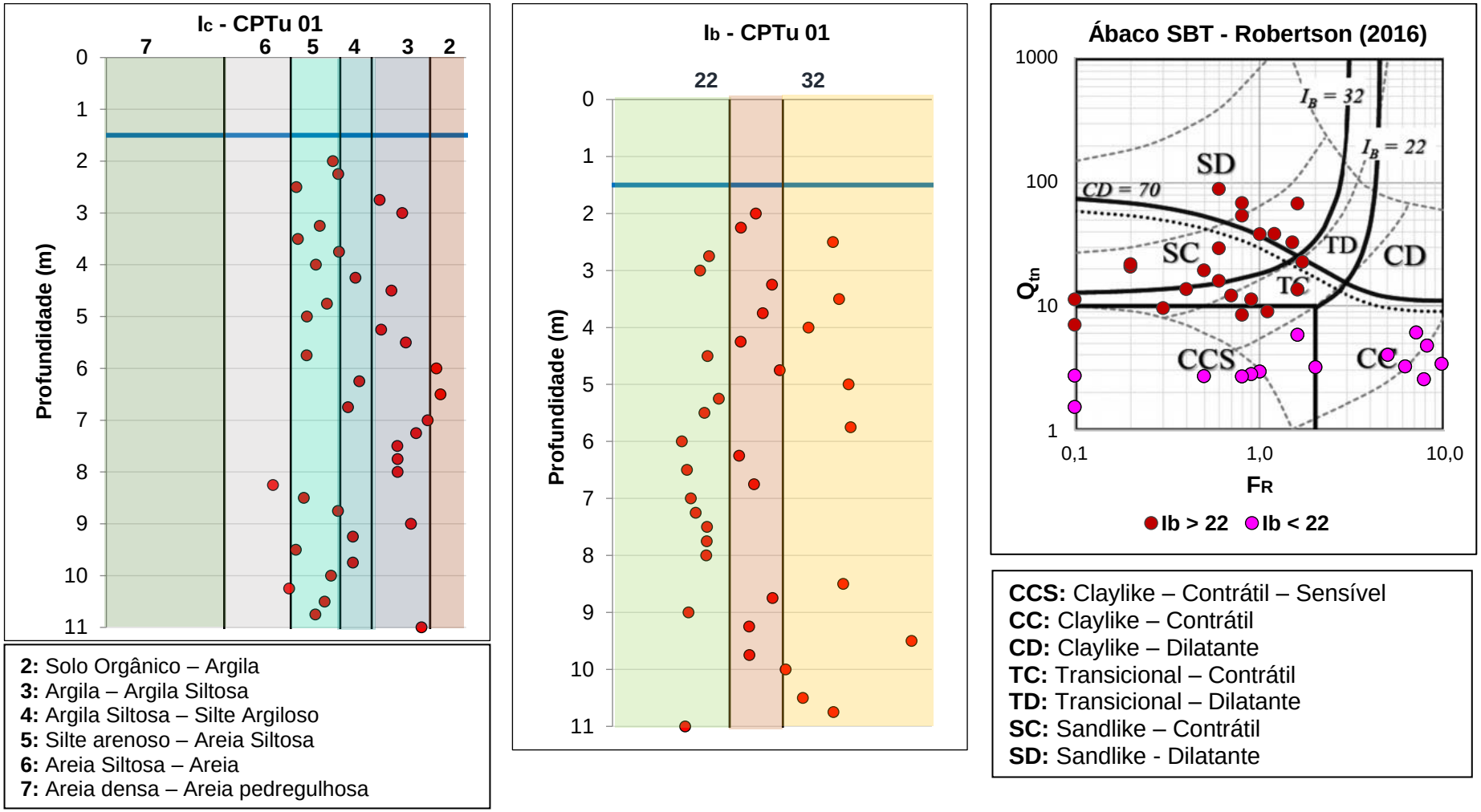
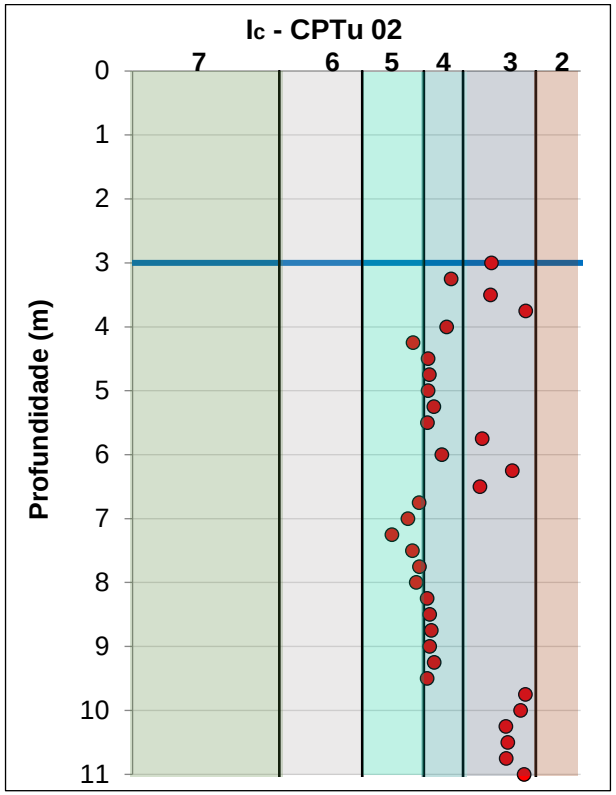
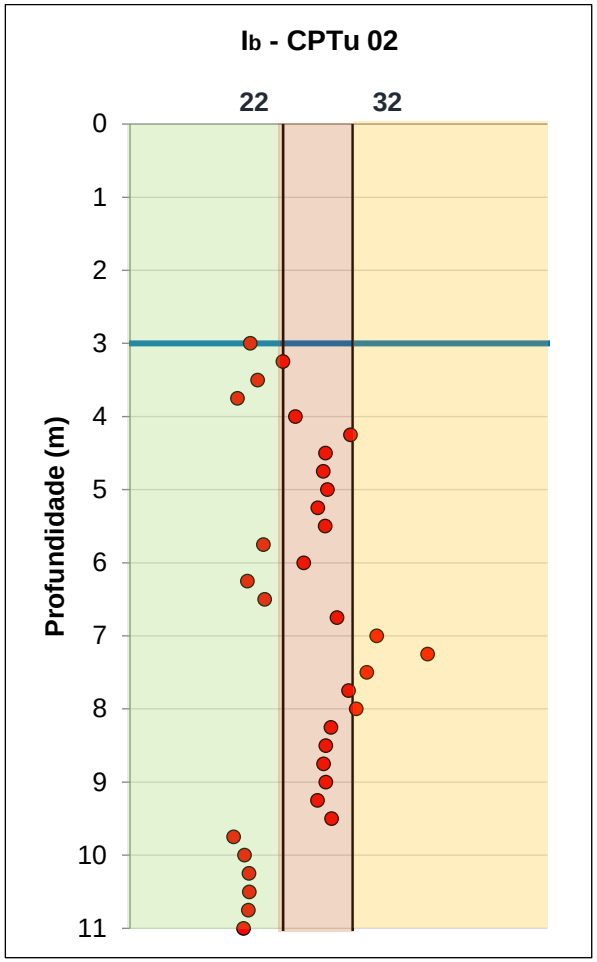
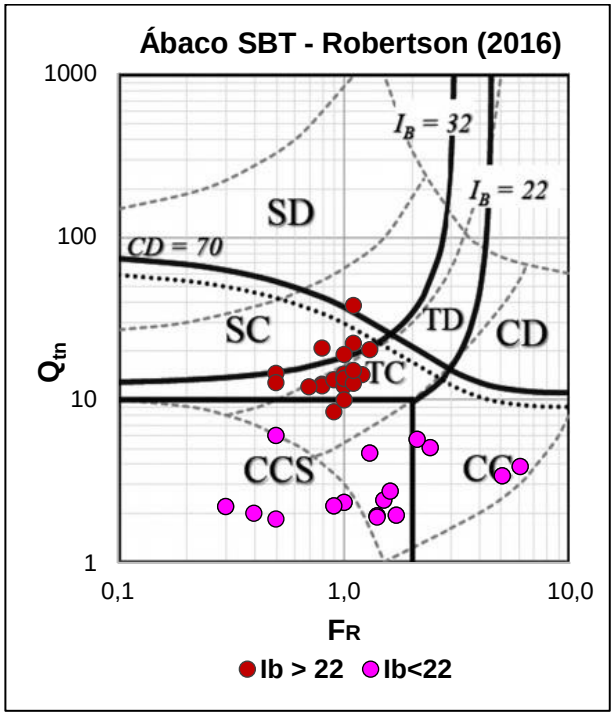


Figura 26 – Classificação comportamental segundo índices I_c, I_b e Ábaco SBT para o CPTu 01 (Fonte: Autora)



2: Solo Orgânico – Argila
3: Argila – Argila Siltosa
4: Argila Siltosa – Silte Argiloso
5: Silte arenoso – Areia Siltosa
6: Areia Siltosa – Areia
7: Areia densa – Areia pedregulhosa





CCS: Claylike – Contrátil – Sensível
CC: Claylike – Contrátil
CD: Claylike – Dilatante
TC: Transicional – Contrátil
TD: Transicional – Dilatante
SC: Sandlike – Contrátil
SD: Sandlike - Dilatante

Figura 27 – Classificação comportamental segundo índices I_c, I_b e Ábaco SBT para o CPTu 02 (Fonte: Autora)

As resistências não drenadas para os perfis CPTu, estimadas por meio da metodologia de Mayne e Peuchen (2018), podem ser observadas na figura Figura 28.

Para o CPTu 01 tem-se um crescimento linear da resistência não drenada com a profundidade, comportamento coerente com o esperado devido ao adensamento das camadas mais ao fundo do depósito.

Já o CPTu 02 apresenta uma dispersão grande entre os valores encontrados, sendo que entre 3 e 4 metros de profundidade tem-se valores entre 14 e 42 kPa. No material em maior profundidade tem-se uma resistência não drenada entre 30 e 47 kPa. Provavelmente esse comportamento deve-se aos ciclos de deposição irregulares do rejeito, fato esse discutido em detalhes no item 4.4.2.

Nota-se ainda que, para o CPTu 02, o parâmetro de poropressão B_q mantem-se muito próximo de zero até cerca de 9,8 metros de profundidade, indicando um pico na profundidade de aproximadamente 6,3 metros. Isso indica que a cravação do cone ocorreu de forma drenada nessas profundidades. Dessa forma, a drenagem parcial do excesso de poropressão possivelmente promoveu um ganho de resistência, resultando em valores de resistência não drenada maiores do que o esperado caso a cravação tivesse acontecido de forma não drenada (SCHNAID, MARTINS, *et al.*, 2021).

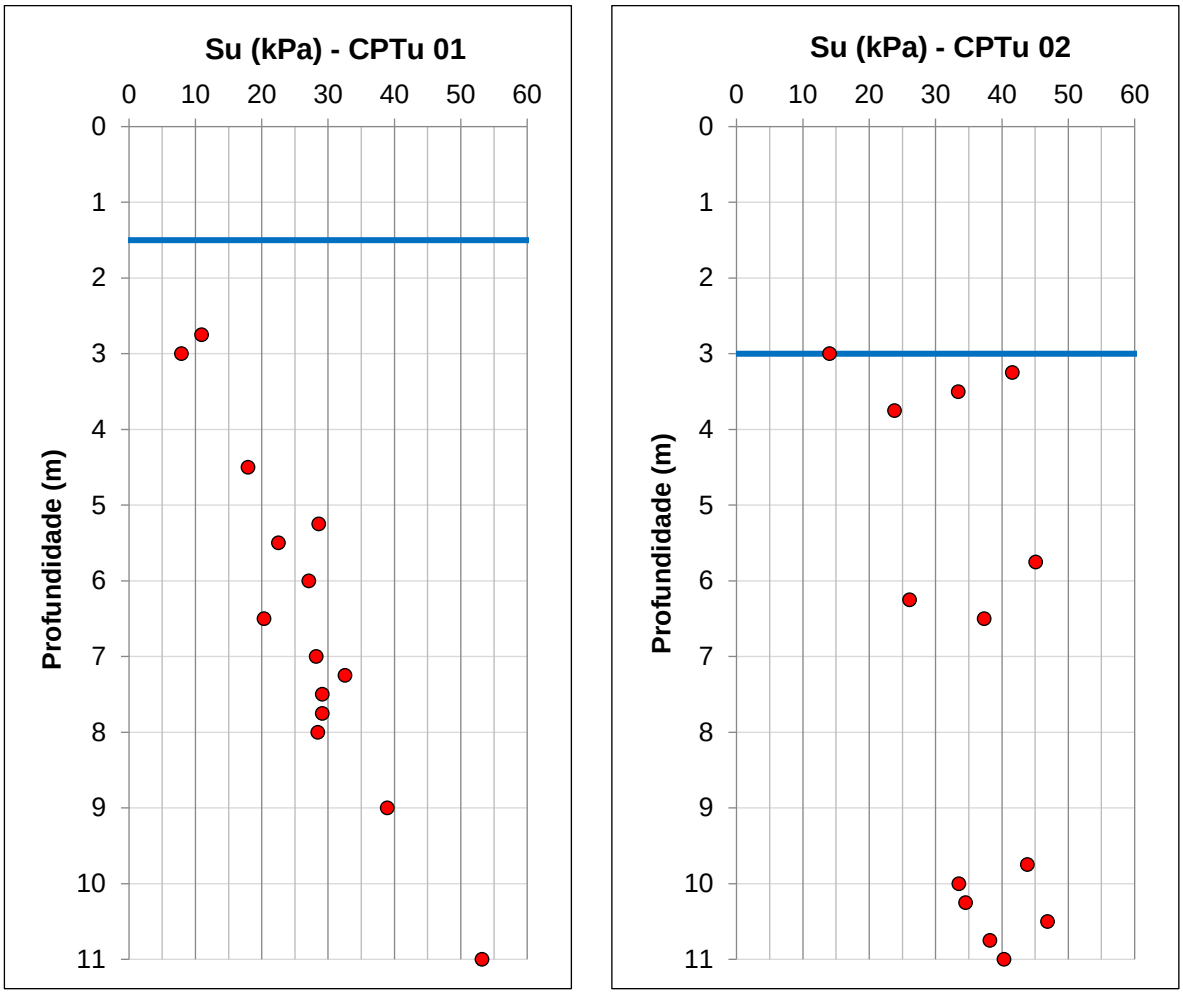


Figura 28 – Resistência não drenada para os CPTus 01 e 02 segundo Mayne e Peuchen (2018), onde a linha azul representa a elevação do nível d'água estimado pela medida de poropressão (Fonte: Autora)

4.4 Análise crítica das metodologias aplicadas

4.4.1 Resistências não drenadas comparadas

A Figura 29 mostra os resultados de resistência não drenada estimados anteriormente.

De forma geral, nota-se que os valores encontrados não ultrapassam o limite máximo estimado a partir do índice de vazios mínimo e da correlação proposta por Penna (2007), com exceção do valor estimado para os ensaios de laboratório

realizados na amostra coletada na elevação 895 m. Ainda, esse valor estimado diverge dos resultados encontrados para os ensaios CPTu, fato que corrobora com a hipótese de que a umidade das amostras coletadas não reflete a condição *in situ* do rejeito.

Com relação à aplicação da correlação de Penna (2007) à retroanálise realizada por Lima (2006), nota-se que os valores estimados tendem a subestimar a resistência não drenada do rejeito em comparação com os resultados obtidos por meio do CPTu. Esses resultados devem-se ao perfil heterogêneo identificado na calibração textural, dificultando a comparação entre os valores encontrados, visto que as hipóteses de Lima (2006) e Penna (2007) consideram um material homogêneo.

Entretanto, na profundidade entre 10 a 11 metros a extrapolação dessa metodologia se adequa bem ao perfil apresentado pelos CPTus, visto que o material identificado se assemelha à lama pura.

A resistência não drenada crescente em profundidade sugere que a lama passou pelo processo de adensamento devido à coluna de material depositado sobre ela, resultando em valores maiores deste parâmetro em relação às camadas mais próximas da superfície.

Por fim, observa-se que, caso o método de disposição subaéreo tivesse sido aplicado criteriosamente durante a operação, com índices de vazios iguais ou próximos ao $e_{mín}$, a resistência não drenada na profundidade de 7 m seria cerca de 90% maior. Para a profundidade de três metros, a resistência não drenada poderia ser quatro vezes maior do que a identificada pelos ensaios CPTu.

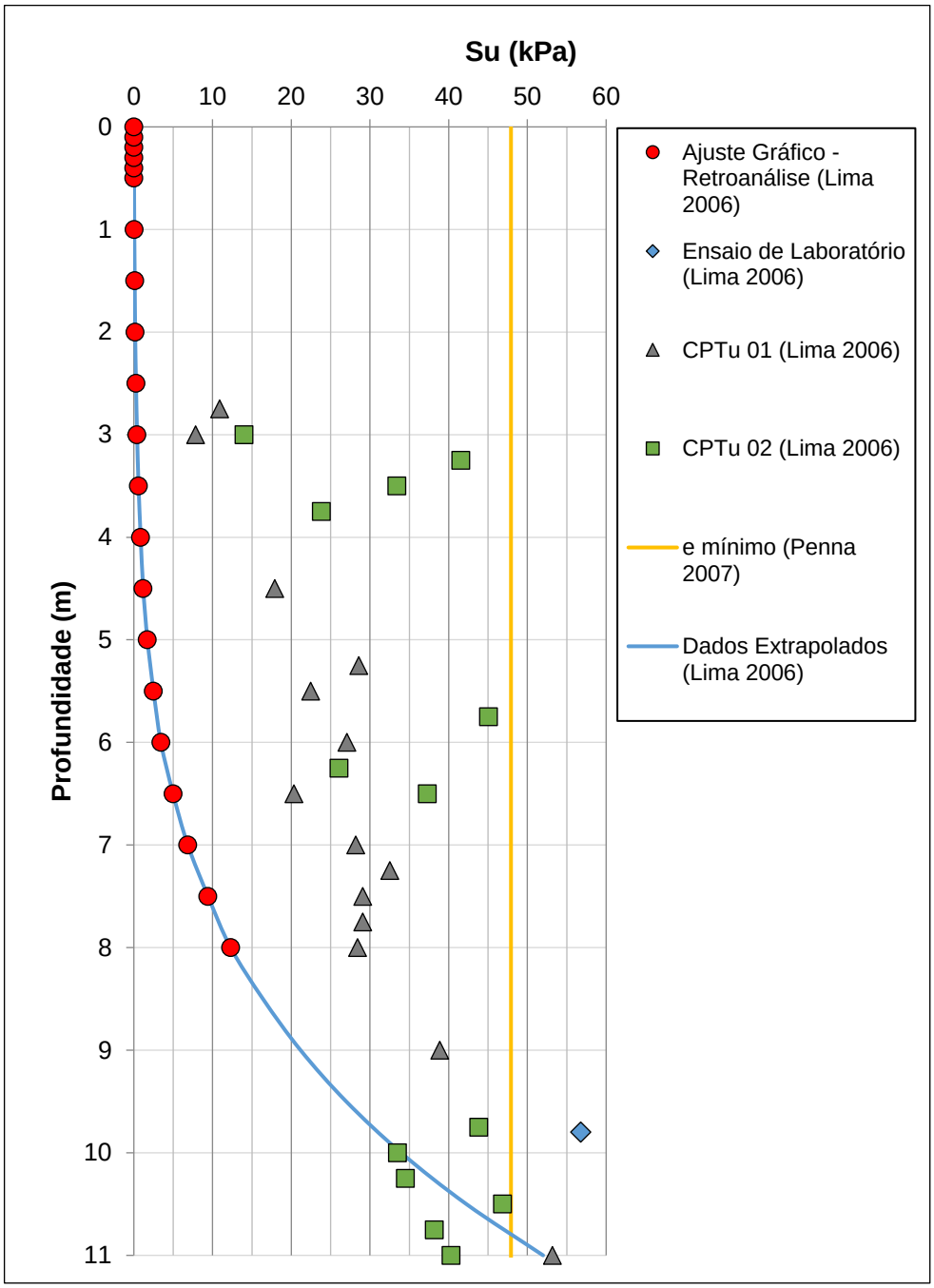


Figura 29 – Resistências não drenadas estimadas em profundidade (Fonte: Autora)

4.4.2 Resistência não drenada para a retroanálise de Lima (2006)

Quanto à divergência entre os resultados do CPTu e a resistência não drenada da retroanálise de Lima (2006), observada na Figura 29, ressalta-se que o material silto-arenoso identificado na calibração textural afeta significativamente as características geotécnicas do depósito como um todo.

Essa disposição criou um perfil estratigráfico extremamente complexo, de forma que, para sua avaliação fidedigna, deve-se contemplar a resistência da lama depositada e do rejeito transicional a arenoso, trabalho de difícil abordagem devido ao comportamento distinto desses materiais. Visto as diferenças entre as premissas adotadas por Lima (2006) e Penna (2007) com o material identificado em campo, não se justifica a comparação entre os valores de resistência não drenada obtidos para os ensaios CPTu e para a retroanálise, apresentados na Figura 29. O comportamento geotécnico do depósito em termos de resistência e adensamento foi afetada significativamente por esse fato.

Portanto, os trabalhos de Lima (2006) e Penna (2007), que abordam apenas o comportamento da lama pura, não são suficientes para refletir a heterogeneidade do material depositado, sendo coerente sua aplicação apenas ao rejeito entre 10 e 11 metros. Esse fato justifica as divergências encontradas entre a resistência não drenada para os ensaios CPTu e a resistência não drenada para a retroanálise de Lima (2006) com base nas correlações de Penna (2007).

Outro fato que justifica essas divergências refere-se aos tempos de lançamento e espera na operação. Ressalta-se que os tempos de lançamento e espera adotados por Lima (2006) foram simplificados para a simulação numérica, sendo destacado pela autora que o manejo adotado na operação não seguiu intervalos de tempos regulares, como pode ser observado na Figura 30.

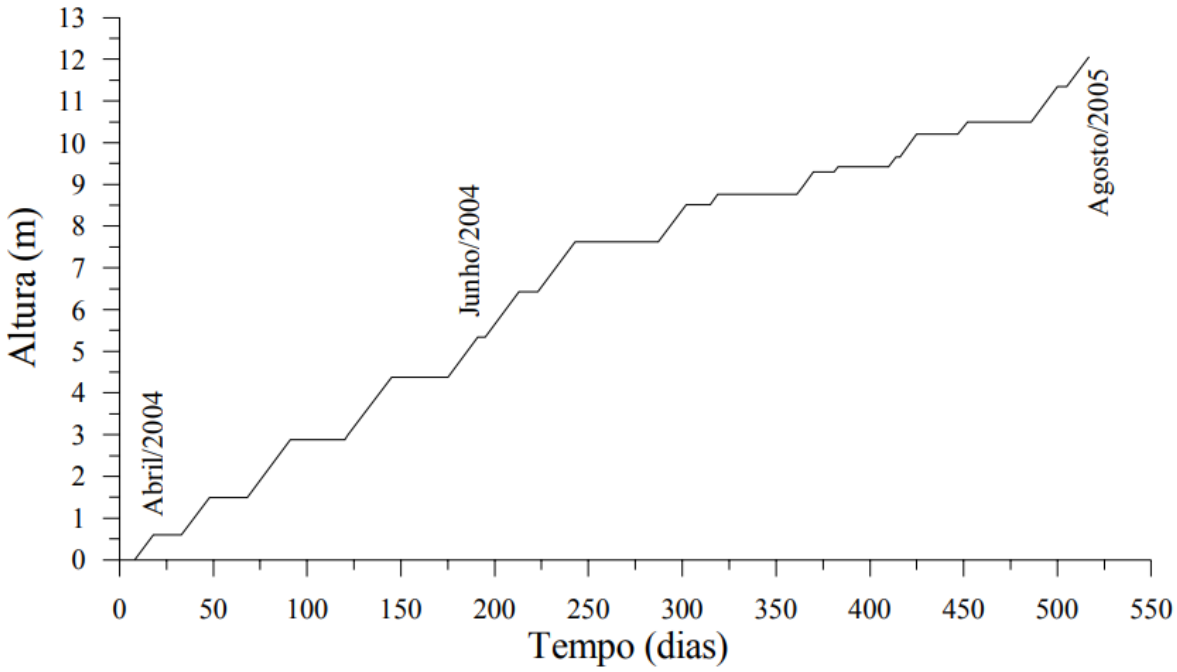


Figura 30 – Curva de enchimento do depósito durante o período de abril de 2004 a agosto de 2005 (LIMA, 2006)

Apesar das simulações realizadas pela autora se mostrarem coerentes com a realidade em termos de altura total do depósito, os ciclos de lançamento irregulares possivelmente criaram camadas heterogêneas em termos de densificação. Após longos períodos de lançamento seguidos de um tempo significativo de espera, a camada imediatamente na superfície, em contato com o ar, tem seu processo de ressecamento favorecido, com consequente densificação.

Entretanto, as camadas inferiores dificilmente serão submetidas ao ressecamento, visto que a camada densificada na superfície passa atuar como uma barreira de alta densidade e baixa permeabilidade, dificultando a perda de água nesse sentido. Os resultados dispersos encontrados para o CPTu 02 nas profundidades acima de sete metros corroboram com essas observações.

4.4.3 Índices de vazios equivalentes para os ensaios CPTu

Com o objetivo de avaliar as diferenças encontradas em termos de índices de vazios, a correlação proposta por Penna (2007) foi aplicada às resistências não drenadas encontradas com base nos ensaios CPTu de forma a se obter os índices de vazios equivalentes.

Os resultados encontrados foram comparados com o perfil de índices de vazios extrapolados para a retroanálise de Lima (2006) em profundidade, como pode ser observado na Figura 31. Ressalta-se que esse processo só foi executado para o CPTu 02 entre as profundidades de 9 a 11 metros, onde o perfil estratigráfico indica lama pura ao fundo do depósito.

Os índices de vazios equivalentes para as resistências não drenadas do ensaio CPTu estão entre os valores de 1,07 e 1,13, apresentando coerência com os índices de vazios extrapolados em profundidade, segundo retroanálise de Lima (2006). O desvio máximo observado entre esses valores foi de 7% na profundidade de 9,7 m, ($e_{Lima\ (2006)} = 1{,}15$ e $e_{equivalente\ (CPTu)} = 1{,}08$).

Entretanto, destaca-se que as resistências não drenadas nessa mesma profundidade, para os dois métodos, apresentam um desvio de 48% ($S_{u\ Lima\ (2006)} = 29{,}6\ kPa$ e $S_{u\ (CPTu)} = 43{,}8\ kPa$). Em vista disso, nota-se a sensibilidade da correlação proposta por Penna (2007) em se tratando de um material com menor índices de vazios, de forma que a resistência não drenada cresce exponencialmente em relação ao índice de vazios.

Ainda, tendo em vista os aspectos já destacados quanto à assertividade do teor de umidade geotécnico para a determinação do índice de vazios de um material, a correlação proposta por Penna (2007) deve ser adotada com cautela.

De fato, considerando-se uma variação de 3% no teor de umidade, com resultados de 25% e 28% para a massa específica dos grãos igual a 3,771, identificado em laboratório para a El.895 m, têm-se índices de vazios resultantes iguais a 1,01 e 1,05, respectivamente. As resistências não drenadas equivalentes seriam 65,1 kPa e 50,4 kPa, respectivamente, pela equação 12 proposta por Penna

(2007). Dentre as propostas para trabalhos futuros o autor destaca a avaliação da variação da resistência não drenada da lama durante seu processo de desaturação, estudo esse que seria aplicável a esses baixos índices de vazios, próximos ao limite de contração.

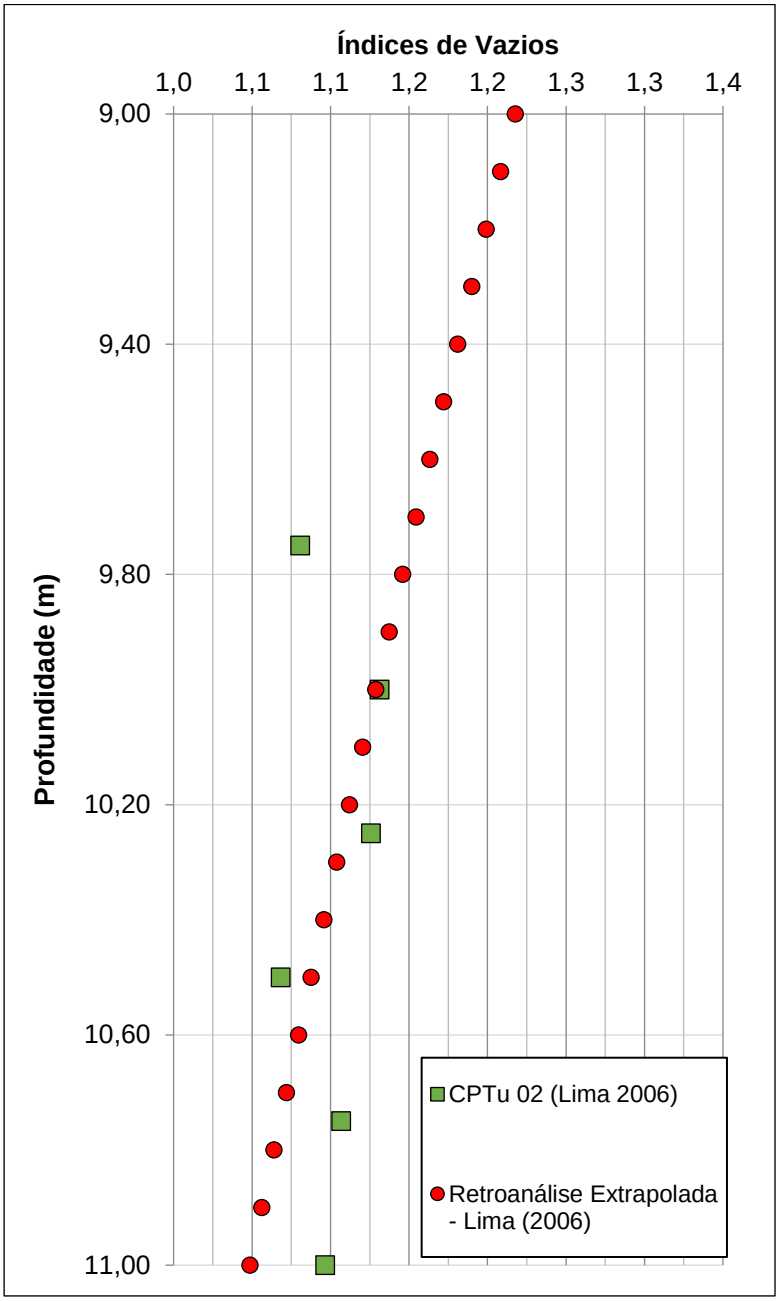


Figura 31 – Perfis de índices de vazios equivalentes para os ensaios CPTu (Fonte: Autora)

5 CONCLUSÃO

A partir da avaliação das resistências não drenadas do rejeito e contraposição dos resultados encontrados foi possível concluir que o manejo adotado na deposição do rejeito tem grande influência nesse parâmetro geotécnico.

Caso a operação do depósito tivesse seguido tempos de lançamento e espera que favorecessem o desenvolvimento do processo de ressecamento do rejeito, com uma densificação do material que aproximasse seu índice de vazios *in situ* do valor do $e_{mín}$, a resistência não drenada poderia ser até quatro vezes maior do que a encontrada para o material depositado.

Foi possível observar que os ciclos de lançamento irregulares adotados dificultam significativamente a estimativa do índice de vazios *in situ* do material pelo *software* CONDES. Além disso, a estratigrafia heterogênea, com materiais arenosos misturados à lama, torna complexo o estudo desse material devido ao comportamento distinto entre eles, sendo necessário assumir uma hipótese simplificada para a avaliação da resistência não drenada.

Ademais, não foi possível verificar a aderência das correlações de Penna (2007) ao material disposto, sendo que para isso seriam necessárias coletas em campo para caracterização do material e execução de ensaios para estimativa da resistência não drenada. O banco de dados disponível quanto à caracterização foi insuficiente para determinação dos índices de vazios *in situ* da lama. Tendo em vista a estratigrafia heterogênea do depósito, a verificação dessas correlações torna-se ainda mais complexa, visto que o trabalho do autor se restringe à lama pura.

A partir da avaliação do rejeito depositado ao fundo, identificado no CPTu 02, que se assemelha à lama pura, foi possível concluir que as correlações de Penna (2007) devem ser aplicadas com cautela a materiais com índices de vazios menores. Como destacado no item 4.4.3, pequenas variações nesse índice físico resultam em desvios maiores na resistência não drenada do material quando ele se encontra mais densificado, visto que a equação proposta apresenta uma relação exponencial entre esses parâmetros.

Com base nessas observações, entende-se que o manejo adotado em quaisquer metodologias de disposição deve seguir um embasamento técnico e teórico, garantindo condições mais seguras, levando-se em consideração a viabilidade econômica para estabelecer critérios que se adequem à operação.

5.1 Sugestões para estudos futuros

Quanto às sugestões para trabalhos futuros, destacam-se os seguintes pontos:

- Avaliar a aderência das correlações propostas por Penna (2007) em um depósito de lama com características similares a estudada pelo autor;
- Avaliar a influência da deposição do material arenoso na resistência do depósito e em suas características de compressibilidade;
- Avaliar a influência das resistências não drenadas obtidas pelas diferentes metodologias em análises de estabilidade considerando o fechamento do depósito.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, F. E. **Análise numérica do processo de ressecamento de um rejeito fino da mineração de ferro**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 108. 2004.

CHÁCARA, D. M. **Reologia de depósitos de rejeitos espessados de minério de ferro para estudos de Dam Break**. Tese (Mestrado em Engenharia Mineral) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 152. 2020.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. 8ª. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DIXON-HARDY, D. W.; ENGELS, J. E. Methods for the disposal and storage of mine tailings. **Land Contamination & Reclamation**, n. 15, 2007. 301-317.

GIPSON, A. H. Tailings Disposal - The Last 10 Year and Future Trends. **Tailings and Mine Waste**, Fort Collins, 1998. 127-135.

JEFFERIES, M. G.; DAVIES, M. P. Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60. **Geotechnical Testing Journal**, 1993. 458-468.

LIMA, L. M. **Retroanálise da formação de um depósito de rejeitos finos de mineração construído pelo método subaéreo**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 140. 2006.

MAYNE, P. W.; PEUCHEN, J. Evaluation of CPTU Nkt cone factor for undrained strenght of clays. **4th International Symposium on Cone Penetration Testing**, Delft, 2018.

PENNA, D. C. **Análise acoplada entre consistência e ressitência não drenada de um rejeito fino de minério de ferro**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 154. 2007.

PEREIRA, E. L. **Estudo das características de compressibilidade e adensamento de rejeitos de fosfato de baixa densidade com o uso de técnicas experimentais de laboratório e de campo**. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 280. 2017.

PINTO, C. D. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3ª Edição. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

PINTO, G. H. S. **Determinação da resistência não drenada de um solo tropical**. (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, p. 76. 2020.

ROBERTSON, P. K. CPT-DMT Correlations. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 135, n. 11, p. 1762-1771, Novembro 2009. ISSN 10.1061/1943-5606.0000119.

ROBERTSON, P. K. Evaluation of flow liquefaction and liquefied strength using the cone penetration test. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2010. 842-853.

ROBERTSON, P. K. Cone Penetration test (CPT) - based soil behavior type (SBT) classification system - an update. **Canadian Geotechnical Journal**, 2016. 1910-1927.

ROBERTSON, P. K. et al. Use of piezometer cone data. **In-Situ'86 Use of In-situ testing in Geotechnical Engineering**, Reston, 1986. 1263-1280.

ROBERTSON, P. K.; CABAL, K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering**. 6ª. ed. Signal Hill, California: Gregg Drilling & Testing, Inc., 2014.

SCHNAID, F. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2000.

SCHNAID, F. et al. Velocidade de carregamento na estimativa de parâmetros geotécnicos. **Geotecnia**, n. 152, p. 405-434, julho 2021. ISSN ISSN 0379-9522.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SCHNEIDER, J. A. et al. Comparing CPTU Q-F and Q-delta U2/Effective Vertical Stress soil classification charts. **Géotechnique Letters**, 2012. 209-215.

SILVA, D. R. **Estudos do processo de ressecamento de um rejeito fino de minério de ferro em uma área teste**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, p. 159. 2003.