

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**VERIFICAÇÃO DE CRITÉRIOS DE PROJETO (ET) PARA
DISPOSIÇÃO DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO EM PILHAS
POR MEIO DE ATERRO EXPERIMENTAL**

MARIA CLARA DIAS ANUNCIÇÃO

ORIENTADORA: MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, D.Sc.

COORIENTADOR: GUSTAVO MARÇAL DE SOUSA, D.Sc.

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-420/2025

BRASÍLIA / DF: ABRIL / 2025

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**VERIFICAÇÃO DE CRITÉRIOS DE PROJETO (ET) PARA DISPOSIÇÃO DE
REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO EM PILHAS POR MEIO DE ATERRO
EXPERIMENTAL**

MARIA CLARA DIAS ANUNCIÇÃO

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE
ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO
PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE
MESTRE.**

APROVADA POR:

MICHÉLE DAL TOÉ CASAGRANDE, D.Sc.
Universidade de Brasília – UnB
(ORIENTADORA)

GUSTAVO MARÇAL DE SOUSA, D.Sc.
VALE S.A.
(COORIENTADOR)

JOSÉ WILSON DOS SANTOS FERREIRA, D.Sc.
Universidade de Brasília – UnB
(EXAMINADOR INTERNO)

GIOVANNA MONIQUE ALELVAN, D.Sc.
Universidade Federal de Minas Gerais – UFMG
(EXAMINADORA EXTERNA)

BRASÍLIA/DF, 17 DE ABRIL DE 2025.

FICHA CATALOGRÁFICA

ANUNCIAÇÃO, MARIA CLARA DIAS

Verificação de Critérios de Projeto (ET) para Disposição de Rejeito de Minério de Ferro em Pilhas Por Meio de Aterro Experimental, 2025, 126 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2025).

Dissertação Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de

1. Mineração

2. Rejeitos

3. Aterro experimental

4. Comportamento geotécnico

I. ENC/FT/UNB

II. Mestre

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ANUNCIAÇÃO, M. C. D. (2025). **Verificação de Critérios de Projeto (ET) para Disposição de Rejeito de Minério de Ferro em Pilhas Por Meio de Aterro Experimental**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-420/2025, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 126 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Maria Clara Dias Anunciação

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: **Verificação de Critérios de Projeto (ET) para Disposição de Rejeito de Minério de Ferro em Pilhas Por Meio de Aterro Experimental**

GRAU/ANO: Mestre/2025

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Maria Clara Dias Anunciação

Rua Francisco Fernandes dos Santos, 188

Bairro Buritis

CEP 30575-290 – Belo Horizonte/MG – Brasil

“Há uma perpétua troca de serviços entre a ciência e o empirismo; muitas vezes a função da primeira consiste em formalizar o que a segunda descobriu.”

Eduard Douwes Dekker (Multatuli)

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu anjo da guarda e à todos os seres de luz do universo. Quem me protege não dorme! E, definitivamente, eu não ando só. Obrigada por me manterem resiliente.

Ao meu pai, “dotô” Leandro, pelo apoio e pelo incentivo incondicionais desde o começo dessa jornada. Obrigada por estar presente, desde sempre, no último vagão do trem.

Ao Saulo, meu amor, meu grande amor, pela paciência, compreensão e parceria infinitas e pelo companheirismo, cuidado e carinho. Obrigada por entender os meus momentos de ausência, de morada e de idas e vindas de Brasília.

Aos meus filhotes de quatro patas pelo amor incondicional, Pudim, Canjica, Kyra e Bono.

Aos amigos que eu fiz nessa aventura e à turma do Proibidão Geotecnia: Carlos Andrés Boada (Carluxo), Felipe Werberich (Lipito), Gustavo Cardoso (Smu), Ivana Brandão, Juliana Cunha, Milena Giraldo (Mila), Rafa Mendes e Rafa Lima (Piauí). Em especial, Ágatha Hauck (Agathinha) e Katherine Flores (Kat), muito obrigada por todo carinho e ajuda (e por me suportarem nos momentos em que eu mesma não me apoio).

À Universidade de Brasília, ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e à todos os seus professores ímpares e brilhantes.

À Prof. Michéle Casagrande, minha orientadora, por me guiar no desenvolvimento deste trabalho. Sou muito grata por toda a sua ajuda, paciência, orientação, confiança e amizade. Sinto muito orgulho em dizer que faço parte do #CasagrandeResearchGroup.

Ao meu coorientador, Gustavo Marçal, por ser uma referência gigante para mim – em âmbito profissional e acadêmico. É uma honra poder contar com você. Obrigada por sempre estar disponível.

À Companhia Vale, pela liberação dos dados e acesso aos seus profissionais que tanto contribuíram para o desenvolvimento desta pesquisa.

Por fim, aos que não foram citados aqui, mas com certeza também contribuíram para que essa dissertação se concretizasse: muito obrigada.

Maria Clara Anunciação
17/04/2025

RESUMO

Verificação de Critérios de Projeto (ET) para Disposição de Rejeito de Minério de Ferro em Pilhas Por Meio de Aterro Experimental

A predominância da lavra de minérios de ferro associada à baixa eficiência dos processos de beneficiamento, utilizados até o final da década de 1990, resultou em barragens de rejeitos com elevados teores de ferro, variando entre 35 e 55%. A remineração dos rejeitos extraídos de obras de descaracterização apresenta-se como uma proposta interessante ao reaproveitamento desse resíduo, sobretudo no que tange às esferas econômicas e ambientais do setor. Desse modo, esta dissertação tem como objetivo analisar o empilhamento drenado para o manejo dos rejeitos escavados das obras de descaracterização de barragens. Para tal, foram construídos dois aterros experimentais utilizando rejeitos totais extraídos de quatro barragens de contenção de rejeitos alteadas a montante. As camadas dos aterros foram executadas de modo a apresentar o grau de compactação mínimo de 95% na energia normal de compactação. O programa experimental utilizado nessa dissertação consistiu na realização de ensaios de campo e de laboratório (tais como ensaios de compactação Proctor Normal, ensaios de determinação do peso específico real dos grãos, teor de umidade natural e granulometria por peneiramento e sedimentação) para todas as camadas construídas nos aterros experimentais. Ensaios triaxiais não drenados foram realizados a partir das amostras coletadas *in situ* para tensões confinantes de 50, 100, 200 e 400 kPa, ao passo que ensaios CPTu foram executados para avaliar a susceptibilidade à liquefação dos rejeitos após a compactação. Para avaliar a estabilidade dessa metodologia de empilhamento, foram desenhadas duas seções críticas hipotéticas. No *software* Slide2, foram inseridos quatro modelos distintos. As análises determinísticas foram separadas em duas condições de carregamento: i) condição crítica e ii) sob carregamento sísmico. O rejeito total adotado pode ser caracterizado como um silte areno-argiloso mal graduado, à medida que os ensaios triaxiais CIU realizados a partir das amostras coletadas *in situ* indicam que a resistência ao cisalhamento é original do ângulo de atrito (34°), sendo o intercepto coesivo nulo. O rejeito apresenta comportamento dilatante e sem tendência de geração de excesso de poropressão. Conclui-se, com base nos resultados apresentados, com devido olhar crítico para os critérios técnicos, que a metodologia construtiva proposta é capaz de viabilizar o empilhamento de rejeitos totais escavados de obras de descaracterização, garantindo a segurança geotécnica das operações por meio de um rigoroso controle técnico de compactação.

ABSTRACT

Verification of Design Criteria (ET) for Disposal of Iron Ore Tailings through Experimental Landfill

The predominance of hematite ore mining combined with the low efficiency of beneficiation processes used until the late 1990s resulted in tailings dams containing high iron content, ranging from 35% to 55%. The re-mining of tailings extracted from dam decharacterization works has emerged as an interesting proposal for reusing this waste, especially regarding the economic and environmental aspects of the sector. This dissertation aims to validate drained stacking for managing excavated tailings from decharacterized dams, offering the mining industry an alternative that combines environmental and economic benefits with the permanent deactivation of such structures. To this end, two experimental embankments were constructed using total tailings extracted from four upstream-raised tailings dams. The layers were executed to achieve a minimum compaction degree of 95% under standard Proctor energy. The experimental program included field and laboratory tests (Standard Proctor compaction tests, specific gravity of soil particles, natural moisture content, and particle size distribution by sieving and sedimentation) for all layers of the experimental embankments. Undrained triaxial CIU tests were conducted on in situ samples, and CPTu tests were performed to assess the post-compaction liquefaction potential of the tailings. To evaluate the stability of this stacking method, two hypothetical critical cross-sections were defined. Four distinct models were implemented in the Slide2 software, and deterministic analyses were performed under two loading conditions: (i) critical and (ii) seismic loading. The adopted tailings were classified as poorly graded clayey sandy silt. Triaxial tests showed that the shear strength arises solely from friction angle (34°), with zero cohesion. The material exhibited a dilative behavior, with no tendency to develop excess pore pressure. Based on the results and a critical assessment, the proposed construction methodology proves to be technically feasible for stacking total excavated tailings from dam decharacterization, ensuring geotechnical safety through rigorous compaction control.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	OBJETIVOS	2
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1	DESAFIOS DA DISPOSIÇÃO DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO NO BRASIL	4
2.1.1	REMINERAÇÃO DE REJEITOS	6
2.1.2	EMPILHAMENTO DRENADO	7
2.2	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE REJEITOS.....	9
2.2.1	INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS NO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO	11
2.2.2	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	18
2.2.3	CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB.....	23
2.2.4	PARÂMETROS DE ESTADO	24
2.3	PROJETO DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS EM PILHAS	25
3	METODOLOGIA	27
3.1	MATERIAIS.....	27
3.2	MÉTODOS	27
3.2.1	FUNDAÇÃO	27
3.2.2	ATERROS EXPERIMENTAIS.....	28
3.2.3	PROGRAMA EXPERIMENTAL	38
3.2.3.1	CONTROLE DE COMPACTAÇÃO	39
3.2.3.2	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	39
3.2.3.3	ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....	40
3.2.4	ANÁLISES DE ESTABILIDADE	42
3.2.5	AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO.....	46

4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	47
4.1	ATERROS EXPERIMENTAIS COMPACTADO E ESTEIRADO.....	47
4.1.1	GRANULOMETRIA.....	51
4.1.2	MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS E TEOR DE UMIDADE NATURAL.....	53
4.1.3	ÍNDICE DE VAZIOS.....	54
4.1.4	COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL.....	56
4.1.5	CONTROLE TECNOLÓGICO DE COMPACTAÇÃO NO ATERRO EXPERIMENTAL COMPACTADO – MÉTODO DE HILF.....	58
4.1.5.1	1ª CAMADA.....	59
4.1.5.2	2ª CAMADA.....	60
4.1.5.3	3ª CAMADA.....	62
4.1.5.4	4ª CAMADA.....	64
4.1.5.5	5ª CAMADA.....	66
4.1.5.6	6ª CAMADA.....	68
4.1.6	CONTROLE TECNOLÓGICO DE COMPACTAÇÃO NO ATERRO EXPERIMENTAL ESTEIRADO – MÉTODO DE HILF.....	72
4.1.6.1	1ª CAMADA.....	72
4.1.6.2	2ª CAMADA.....	72
4.1.6.3	3ª CAMADA.....	72
4.1.6.4	4ª CAMADA.....	73
4.1.6.5	5ª CAMADA.....	73
4.1.6.6	6ª CAMADA.....	73
4.1.6.7	7ª CAMADA.....	73
4.1.6.8	8ª CAMADA.....	73
4.1.7	ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS A PARTIR DOS BLOCOS INDEFORMADOS 01, 02 E 03 E DOS BLOCOS DEFORMADOS 01, 02, 03 E 04.....	74
4.1.7.1	GRANULOMETRIA.....	74

4.1.7.2	MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS E TEOR DE UMIDADE NATURAL	76
4.1.7.3	COMPRESSÃO TRIAXIAL DO TIPO CIU_{SAT}	77
4.1.7.3.1	PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE PICO	88
4.1.7.4	PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL	89
4.1.8	ENSAIOS CPT_u	89
4.2	ANÁLISES DE ESTABILIDADE EM 2D	92
4.2.1	MODELOS BIDIMENSIONAIS	92
4.2.2	SÍNTESE DOS FATORES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS	92
4.2.3	SÍNTESE DOS CRITÉRIOS TÉCNICOS OBTIDOS POR MEIO DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS ATERROS EXPERIMENTAIS	95
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	97
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	100
	ANEXOS	107
	ANEXO A – CONSOLIDAÇÃO DA CAMPANHA DE SONDAGENS E DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO DA FUNDAÇÃO ADOTADA	107
	ANEXO B – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE	122

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Desastres associados às rupturas de barragens de mineração, anteriores ao ano de 2014 (TOLEDO, RIBEIRO E THOMÉ, 2016).....	5
Tabela 2.2 – Desastres associados às rupturas de barragens de mineração, posteriores ao ano de 2014 (TOLEDO, RIBEIRO E THOMÉ, 2016).....	6
Tabela 2.3 – Classificação granulométrica do rejeito (Adaptado de MEND, 2017)	11
Tabela 2.4 – Classificação granulométrica do rejeito (Adaptado de ICOLD, 2021).....	13
Tabela 2.5 – Massa específica dos grãos para rejeitos de minério de ferro (Lopes [2022 apud SOTOMAYOR, 2018]).....	14
Tabela 3.1 – Ficha técnica dos parâmetros adotados para a fundação (adoção do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para os parâmetros de resistência)	28
Tabela 3.2 – Local de coleta dos blocos indeformados e deformados 01 e 02 no aterro experimental compactado.....	38
Tabela 3.3 – Local de coleta do bloco indeformado 03 e dos blocos deformados 03 e 04 no aterro experimental esteirado	39
Tabela 3.4 – Local de coleta dos blocos indeformados 01, 02 e 03 e especificação técnica para a realização dos ensaios de compressão triaxial.....	41
Tabela 3.5 – Ficha técnica das seções desenvolvidas	42
Tabela 4.1 – Síntese das camadas construídas para o aterro experimental compactado.....	49
Tabela 4.2 – Síntese das camadas construídas para o aterro experimental esteirado.....	50
Tabela 4.3 – Granulometria do rejeito total referente ao aterro experimental compactado.....	51
Tabela 4.4 – Granulometria do rejeito total referente ao aterro experimental esteirado.....	52
Tabela 4.5 – Massa específica real dos grãos e teor de umidade natural para o aterro experimental compactado.....	53
Tabela 4.6 – Massa específica real dos grãos e teor de umidade natural para o aterro experimental esteirado.....	53
Tabela 4.7 – Índice de vazios calculado referente ao aterro experimental compactado	54
Tabela 4.8 – Índice de vazios calculado referente ao aterro experimental esteirado	55
Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal referentes ao aterro experimental compactado.....	57
Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal referentes ao aterro experimental esteirado.....	58

Tabela 4.11 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (1ª camada).....	59
Tabela 4.12 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (2ª camada).....	60
Tabela 4.13 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (3ª camada).....	62
Tabela 4.14 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (4ª camada).....	64
Tabela 4.15 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (5ª camada).....	66
Tabela 4.16 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (6ª camada).....	68
Tabela 4.17 – Número de passadas que foi aprovado para as camadas construídas para o aterro experimental compactado	71
Tabela 4.18 – Número de passadas que foi aprovado para as camadas construídas para o aterro experimental esteirado	74
Tabela 4.19 – Ensaio de granulometria do rejeito total referente aos blocos deformados 01 e 02.....	74
Tabela 4.20 – Ensaio de granulometria do rejeito total referente aos blocos deformados 03 e 04.....	75
Tabela 4.21 – Ensaio de massa específica real dos grãos e teor de umidade natural referentes aos blocos indeformados 01 e 02 e aos blocos deformados 01 e 02	76
Tabela 4.22 – Ensaio de massa específica real dos grãos e teor de umidade natural referentes ao bloco indeformado 03 e aos blocos deformados 03 e 04.....	77
Tabela 4.23 – Ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} referente aos blocos indeformados 01 e 02	84
Tabela 4.24 – Ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} referente ao bloco indeformado 03	88
Tabela 4.25 – Ensaio de permeabilidade do rejeito total referente aos blocos indeformados 01 e 02	89
Tabela 4.26 – Ensaio de permeabilidade do rejeito total referente ao bloco indeformado 03 .	89
Tabela 4.27 – Parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade (envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb para os parâmetros de resistência)	92
Tabela 4.28 – Resumo dos fatores de segurança encontrados para os quatro cenários avaliados	92
Tabela A.1 – Compilação dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais	111

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Exemplo de depósito de rejeito pelo método de empilhamento drenado (IBRAM, 2016).....	8
Figura 2.2 – Classificação dos rejeitos com base na distribuição granulométrica (Adaptado de MEND, 2017).....	12
Figura 2.3 – Faixas granulométricas típicas dos rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021)	13
Figura 2.4 – Distribuição granulométrica de diferentes tipos de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero (Alves [2020 apud GUIMARÃES, 2011])	14
Figura 2.5 – Relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro em rejeitos de minério de ferro depositados nas pilhas Monjolo e Xingu (Hernandez, 2002).....	15
Figura 2.6 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb: a) plano de ruptura de uma massa de solo elementar e, b) envoltória de ruptura de uma massa de solo elementar (Das & Sobhan, 2019)	24
Figura 3.1 – Localização dos aterros experimentais	29
Figura 3.2 – Planta do aterro experimental compactado	30
Figura 3.3 – Seção longitudinal do aterro experimental compactado	30
Figura 3.4 – Seção transversal do aterro experimental compactado	30
Figura 3.5 – Planta do aterro experimental esteirado	30
Figura 3.6 – Seção longitudinal do aterro experimental esteirado	31
Figura 3.7 – Seção transversal do aterro experimental esteirado	31
Figura 3.8 – Croqui da seção transversal do aterro experimental compactado.....	31
Figura 3.9 – Execução da 1ª camada aterro experimental compactado	32
Figura 3.10 – Escarificação da 3ª camada do aterro experimental compactado	33
Figura 3.11 – Escarificação da 5ª camada do aterro experimental compactado	33
Figura 3.12 – 6ª camada do aterro experimental compactado após o registro de precipitação pluviométrica.....	34
Figura 3.13 – Croqui da seção transversal do aterro experimental esteirado.....	34
Figura 3.14 – Espalhamento de material para a execução da 1ª camada do aterro experimental esteirado com espessura solta de 40 cm	35
Figura 3.15 – Execução da 1ª camada aterro experimental esteirado, dividida em quatro faixas	36

Figura 3.16 – Execução da 2ª camada aterro experimental esteirado, dividida em quatro faixas	36
Figura 3.17 – Execução finalizada da 4ª camada aterro experimental esteirado, dividida em quatro faixas	37
Figura 3.18 – Localização dos aterros experimentais construídos, com foco para a construção do aterro experimental esteirado em andamento.....	37
Figura 4.1 – Curvas granulométricas do rejeito total referente ao aterro experimental compactado.....	51
Figura 4.2 – Curvas granulométricas do rejeito total referente ao aterro experimental esteirado	52
Figura 4.3 – Curva média dos resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal para o aterro experimental compactado	56
Figura 4.4 – Curva média dos resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal para o aterro experimental esteirado	57
Figura 4.5 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (1ª camada do aterro experimental compactado)	60
Figura 4.6 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (2ª camada do aterro experimental compactado)	61
Figura 4.7 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (3ª camada do aterro experimental compactado)	63
Figura 4.8 – Presença de “borrachudo” na 3ª camada do aterro experimental compactado após a realização de oito passadas	63
Figura 4.9 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (4ª camada do aterro experimental compactado)	65
Figura 4.10 – Bloco indeformado 01, com dimensões de 35x35x35cm	66
Figura 4.11 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (5ª camada do aterro experimental compactado)	67
Figura 4.12 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (6ª camada do aterro experimental compactado)	69
Figura 4.13 – Presença de “borrachudo” na 6ª camada do aterro experimental compactado após a realização de seis passadas.....	70
Figura 4.14 – Bloco indeformado 02, com dimensões de 35x35x35cm	71
Figura 4.15 – Curvas granulométricas do rejeito total referente aos blocos deformados 01 e 02	75

Figura 4.16 – Curvas granulométricas do rejeito total referente aos blocos deformados 03 e 04	76
Figura 4.17 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU _{sat} – Curva tensão desviadora x deformação axial – Rejeito total.....	77
Figura 4.18 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU _{sat} – Curva de desenvolvimento de poropressão – Rejeito total.....	78
Figura 4.19 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU _{sat} – Trajetória de Tensões Efetivas (TTE) – Rejeito total.....	78
Figura 4.20 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU _{sat} – Trajetória de Tensões Totais (TTT) – Rejeito total.....	79
Figura 4.21 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU _{sat} – Razão de resistência x deformação axial – Rejeito total.....	79
Figura 4.22 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU _{sat} – Parâmetro A x deformação axial – Rejeito total.....	80
Figura 4.23 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU _{sat} – Curva tensão desviadora x deformação axial – Rejeito total.....	80
Figura 4.24 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU _{sat} – Curva de desenvolvimento de poropressão – Rejeito total.....	81
Figura 4.25 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU _{sat} – Trajetória de Tensões Efetivas (TTE) – Rejeito total.....	81
Figura 4.26 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU _{sat} – Trajetória de Tensões Totais (TTT) – Rejeito total.....	82
Figura 4.27 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU _{sat} – Razão de resistência x deformação axial – Rejeito total.....	82
Figura 4.28 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU _{sat} – Parâmetro A x deformação axial – Rejeito total.....	83
Figura 4.29 – Trajetória de tensões totais (TTT) e trajetória de tensões efetivas (TTE) – Ensaio CIU _{sat}	83
Figura 4.30 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU _{sat} – Curva tensão desviadora x deformação axial – Rejeito total.....	84
Figura 4.31 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU _{sat} – Curva de desenvolvimento de poropressão – Rejeito total.....	85
Figura 4.32 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU _{sat} – Trajetória de Tensões Efetivas (TTE) – Rejeito total.....	85

Figura 4.33 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Trajetória de Tensões Totais (TTT) – Rejeito total	86
Figura 4.34 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Razão de resistência x deformação axial – Rejeito total	86
Figura 4.35 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Parâmetro A x deformação axial – Rejeito total	87
Figura 4.36 – Trajetória de tensões totais (TTT) e trajetória de tensões efetivas (TTE) – Ensaio CIU_{sat}	87
Figura 4.37 – Relação entre os valores de $qc1$ e σ_{vo}' obtidos a partir dos ensaios CPTu	90
Figura 4.38 – Relação entre os valores de Q_{tn} e Fr obtidos a partir dos ensaios CPTu	91
Figura 4.39 – Análise de sensibilidade realizada para S_w / σ_{vo} – Cenário crítico – Seção F-F' – Cenário 1	94
Figura 4.40 – Análise de sensibilidade realizada para S_w / σ_{vo} – Cenário sísmico – Seção F-F' – Cenário 3	94
Figura A.1 – Resultado das sondagens mistas para o solo residual: (a) valores de $N_{SPT,70}$ versus profundidade (à esquerda) e (b) $N_{1SPT,60}$ versus σ'_{vo} (à direita)	107
Figura A.2 – Valores do ângulo de atrito efetivo versus profundidade para o solo residual .	108
Figura A.3 – Histograma para o $N_{1SPT,60}$ do solo residual	109
Figura A.4 – Histograma para o $N_{1SPT,60}$ do solo residual	109
Figura A.5 – Envoltória segundo Olson e Stark (2003) em conjunto com os valores de $N_{1SPT,60}$ obtidos para o solo residual	110
Figura A.6 – Resultado dos ensaios de compressão triaxial CID_{sat} para o solo residual	112
Figura A.7 – Resultado dos ensaios de compressão triaxial CIU_{sat} para o solo residual	113
Figura A.8 – Resultado das sondagens mistas para o saprólito: (a) valores de $N_{SPT,70}$ versus profundidade (à esquerda) e (b) $N_{1SPT,60}$ versus σ'_{vo} (à direita)	114
Figura A.9 – Valores do ângulo de atrito efetivo versus profundidade para o saprólito	115
Figura A.10 – Histograma para o $N_{1SPT,60}$ do saprólito	116
Figura A.11 – Histograma para o $N_{1SPT,60}$ do saprólito	116
Figura A.12 – Envoltória segundo Olson e Stark (2003) em conjunto com os valores de $N_{1SPT,60}$ obtidos para o saprólito	117
Figura A.13 – Resultado das sondagens mistas para o filito alterado: (a) valores de $N_{SPT,70}$ versus profundidade (à esquerda) e (b) $N_{1SPT,60}$ versus σ'_{vo} (à direita)	118
Figura A.14 – Valores do ângulo de atrito efetivo versus profundidade para o filito alterado	119

Figura A.15 – Histograma para o $N_{1SPT,60}$ do filito alterado	120
Figura A.16 – Histograma para o $N_{1SPT,60}$ do filito alterado	120
Figura A.17 – Envoltória segundo Olson e Stark (2003) em conjunto com os valores de $N_{1SPT,60}$ obtidos para o filito alterado	121

LISTA DE ABREVIACÕES

Abreviação	Significado
ABM	Associação Brasileira de Metalurgia, Materiais e Mineração
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANM	Agência Nacional de Mineração
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
CID	Ensaio triaxial adensado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial adensado isotropicamente não drenado
CP	Corpo de prova
CPT _u	Ensaio de cone com medição de poropressão – <i>Cone Penetration Test with Pore Pressure</i>
DSS	<i>Direct Simple Shear</i>
FS	Fator de Segurança
GC	Grau de compactação
IBRAM	Instituto Brasileiro de Mineração
ICOLD	<i>International Commission on Large Dams</i>
NBR	Norma Brasileira
PIB	Produto Interno Bruto
PNSB	Política Nacional de Segurança de Barragens
SBT	<i>Soil Behavior Type</i> (Carta de classificação dos solos)
SPT	<i>Standard Penetration Test</i> (ensaio a percussão)
TTE	Trajetória de tensões efetivas
TTT	Trajetória de tensões totais
UU	Ensaio triaxial não adensado não drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
φ	Ângulo de atrito interno total
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo
c	Coesão total
c'	Coesão efetiva
cm^3	Centímetro cúbico
C_c	Coefficiente de curvatura
C_u	Coefficiente de uniformidade
e	Índice de vazios em campo
e_{cs}	Índice de vazios no estado crítico
Fe	Ferro
f_s	Resistência de atrito lateral
F_r	Razão de atrito lateral normalizada
K_f	Reta K_f
kPa	Kilopascal
M_s	Massa de sólidos do solo
m	Metro
mm	Milímetro
ρ	Massa específica
ρ_s	Massa específica real dos grãos
ρ_d	Massa específica seca
$\rho_{d,máx}$	Massa específica seca máxima dos grãos
p	Tensão efetiva

q	Tensão desvio
NA	Nível d'água
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração do solo
$N_{SPT,60}$	Índice de resistência à penetração do solo corrigido para um nível de energia igual a 60% da eficiência
$N_{SPT,70}$	Índice de resistência à penetração do solo corrigido para um nível de energia igual a 70% da eficiência
σ_v	Tensão vertical total
σ'_v	Tensão vertical efetiva ou tensão efetiva
σ_n	Tensão normal total no plano de ruptura
σ'_n	Tensão normal efetiva no plano de ruptura
$\Delta\sigma_d$	Tensão desviadora
σ_1	Tensão axial
σ_3	Tensão de confinamento
σ'_1/σ'_3	Máxima obliquidade
τ_f	Tensão de cisalhamento de ruptura
u	Poropressão
r_u	Razão de poropressão, definido como poropressão/tensão total
S_u	Resistência ao cisalhamento não drenada
S_u/σ_{vo}	Razão de resistência não drenada de pico
V_s	Volume de sólidos da amostra
q_c	Resistência da ponta do cone medida no ensaio CPTu
q_t	Resistência da ponta corrigida
Q_p	Resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva média
Q_{tn}	Parâmetro de cone normalizado para avaliar a liquefação
$Q_{tn,cs}$	Parâmetro de cone normalizado equivalente à areia limpa

γ_d	Peso específico seco
γ_{nat}	Peso específico natural
γ_{sat}	Peso específico saturado
$w_{ótima}$	Teor de umidade ótimo
ψ	Parâmetro de estado que avalia a perda de resistência por cisalhamento não drenado

1 INTRODUÇÃO

No Brasil, as atividades mineradoras possuem grande destaque na atividade econômica do país, sendo um importante fomentador da indústria nacional. Segundo a Agência Nacional de Mineração (ANM, 2023), esse ramo é atualmente responsável por 4% do Produto Interno Bruto (PIB) brasileiro e, dos investimentos previstos até o ano de 2027, o maior volume será direcionado ao minério de ferro (Fe). Todavia, o incremento do setor mineral observado no mercado nos últimos anos, em consequência, gerou também um grande volume de subprodutos dessa exploração.

O rejeito é o principal resíduo remanescente do processo de beneficiamento do minério de ferro. Entre as soluções disponíveis para a disposição desse material nas áreas exploradas, citam-se as barragens de rejeitos. De acordo com a ANM, em maio de 2023, somente no estado de Minas Gerais, haviam 345 estruturas cadastradas no Sistema Integrado de Gestão de Barragens de Mineração (SIGBM). Desse número, 41 barragens eram alteadas pelo método a montante.

Após o rompimento das barragens de rejeitos ocorridos nos anos de 2015 e 2019 em Mariana e Brumadinho, respectivamente, a proibição de barramentos alteados a montante se tornou uma exigência legal. A descaracterização de barragens, por sua vez, revela-se como uma prática necessária para mitigar os riscos associados às estruturas antigas ou consideradas menos seguras. Esse processo, que salvaguarda o compromisso das empresas mineradoras de aumentar a segurança das comunidades circunvizinhas e proteger o meio ambiente, envolve o descomissionamento controlado ou a remoção total do barramento e do reservatório.

Ressalta-se que o cenário atual indica que o setor mineral enfrenta o desafio de assegurar a prática sustentável da mineração. Dessa forma, o empilhamento drenado destaca-se como uma possível prática de engenharia capaz de representar um método mais viável, seguro e defensável de disposição para os rejeitos extraídos das obras de descaracterização de barragens. Os projetos de disposição de pilhas de rejeitos (PDR), sejam em caráter permanente ou temporário, emergem como uma abordagem que busca conciliar eficiência operacional, segurança geotécnica e ganhos econômicos, oferecendo flexibilidade e adaptabilidade às demandas dinâmicas do setor mineral.

A utilização de uma pilha para dispor rejeitos ainda pode representar forte impacto em questões ambientais, sociais e econômicas; isto é, geração de passivo ambiental, escorregamentos e movimentações de massa e, em linhas gerais, riscos à saúde e segurança das comunidades

vizinhas. Desse modo, a análise do desempenho geotécnico de pilhas de rejeito deve considerar parâmetros de resistência representativos, o método construtivo a ser empregado e o controle tecnológico envolvido na construção e na operação dessas estruturas. À luz desses fatos, a utilização de aterros experimentais surge como uma estratégia eficaz para compreender o comportamento dos rejeitos antes, durante e após a sua disposição, incluindo a compactação controlada em camadas que formam as pilhas. Essa avaliação requer abrangência tanto as propriedades geotécnicas do material quanto a sua trabalhabilidade.

Neste contexto, a prática de depósitos temporários ou permanentes para o gerenciamento de rejeitos torna-se uma alternativa entre as etapas de lavra e de reminação desses materiais. A presente dissertação aborda a análise dos resultados obtidos dos ensaios realizados durante a construção de dois aterros experimentais com rejeitos totais de minério de ferro, provenientes das obras de descaracterização de quatro barragens alteadas a montante no estado de Minas Gerais. Posteriormente, apresenta a análise da estabilidade de duas possíveis geometrias de empilhamentos constituídos por esses materiais, bem como o atendimento aos fatores de segurança preconizados pelas normas e legislações vigentes.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral da pesquisa consiste em estabelecer critérios técnicos para a disposição de rejeitos de mineração em pilhas, a partir de empilhamento por aterro experimental.

Com base no objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Avaliar a trabalhabilidade e o desempenho construtivo do material em função do número de passadas e equipamentos utilizados, por meio do controle de compactação de campo;
- Determinar os parâmetros de resistência dos rejeitos por meio da análise dos resultados de ensaios de campo e de laboratório;
- Verificar fatores de segurança a partir de análises de estabilidade dos cenários modelados no *software* Slide2 mediante duas condições de carregamento distintas e verificar a influência do grau de compactação no comportamento geotécnico dos rejeitos;
- Analisar o empilhamento drenado como alternativa para o manejo temporário ou permanente dos rejeitos extraídos das obras de descaracterização de barragens.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em cinco capítulos descritos sucintamente.

No Capítulo 1, a introdução estabelece o contexto e a importância da pesquisa. Ademais, são delineados os objetivos gerais e específicos, fornecendo uma visão clara do que se pretende alcançar ao longo da pesquisa.

O Capítulo 2 é dedicado à revisão bibliográfica, cuja função é situar o estudo no contexto do conhecimento existente. Essa revisão abrange estudos prévios relevantes ao tema da dissertação, destacando teorias, métodos e descobertas pertinentes.

O Capítulo 3 detalha a metodologia adotada no estudo, descrevendo os materiais utilizados, os equipamentos empregados e os procedimentos executados.

O Capítulo 4 apresenta os resultados obtidos na construção dos aterros experimentais – incluindo ensaios de campo e ensaios de laboratório – e os modelos bidimensionais utilizados nas análises de estabilidade realizadas para a definição dos critérios e premissas para a disposição de rejeitos de mineração em pilhas.

Por fim, o Capítulo 5 expõe as conclusões alcançadas a partir da análise e da discussão dos resultados, além de propor recomendações para o desenvolvimento de futuros estudos e trabalhos na área.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta o referencial teórico que fundamenta o desenvolvimento do tema e que foi construído a partir de uma extensa revisão da literatura, abrangendo referências nacionais e internacionais relacionadas aos assuntos discutidos.

2.1 DESAFIOS DA DISPOSIÇÃO DE REJEITO DE MINÉRIO DE FERRO NO BRASIL

Para Souza (2023), um fator de extrema influência no comportamento mecânico e hidráulico de uma barragem de rejeitos é a metodologia construtiva empregada. Existem três métodos para a execução dos barramentos: (i) alteamento a montante, (ii) alteamento a jusante e, (iii) alteamento por linha de centro.

No método de alteamento a montante, que ocorre quando os diques de contenção se apoiam sobre o próprio rejeito depositado no reservatório, o eixo do barramento se desloca para montante. Já no método da linha de jusante, Souza (2023) explica que o eixo da barragem, a partir de um dique inicial, se desloca no sentido a jusante durante os processos de alteamento. Para a metodologia construtiva de linha de centro, o alteamento consiste em uma estrutura intermediária entre os outros dois sistemas.

Espósito (2000) citado por Sousa (2020) afirma que o volume de aterro no método de montante, disponibilizado para a construção dos diques periféricos, é a metade do valor utilizado no método de linha de centro e um terço do gasto no método de jusante, implicando um custo construtivo menor sobre os demais métodos, fator esse que motivou a extensiva utilização desse método de disposição.

A Lei Federal nº 14.066, de 30 de setembro de 2020, publicada pela presidência da república, foi sancionada no Brasil após os acidentes envolvendo duas barragens de rejeitos no estado de Minas Gerais, alterando a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB). O Artigo 2º define como barragem descaracterizada aquela que não exerce a função de conter sedimentos ou rejeitos, não apresentando características típicas de barragem, sendo destinada a outra finalidade.

Em tempo, a Lei Federal nº 14.066/2020 veda a construção ou o alteamento de barragem de mineração pelo método a montante e determina que as estruturas construídas por esse método

sejam descaracterizadas, ou seja, a área de ocorrência da barragem deve passar pelo processo de perda das suas características de contenção.

O relatório intitulado “GIRD+10: caderno técnico de gestão integrada de riscos e desastres”, elaborado pelo Ministério do Desenvolvimento Regional e citado por Toledo, Ribeiro e Thomé (2016), sistematiza os principais desastres associados às barragens ocorridos no Brasil até o ano de 2014, conforme é apresentado na Tabela 2.1

Tabela 2.1 – Desastres associados às rupturas de barragens de mineração, anteriores ao ano de 2014 (TOLEDO, RIBEIRO E THOMÉ, 2016)

Ano	Ocorrência	Principais consequências
1986	Rompimento da barragem de rejeitos da Mina de Fernandinho, em Itabirito (MG)	Morte de sete pessoas
2001	Rompimento da barragem de rejeitos de minério de ferro da Mineração Rio Verde, em Macacos, distrito de Nova Lima, na Região Metropolitana de Belo Horizonte (MG)	Cinco pessoas morreram, 79 hectares de Mata Atlântica foram devastados e cerca de 600 mil m ³ de rejeitos atingiram o córrego Taquaras. Parte da comunidade de São Sebastião das Águas Claras foi soterrada
2003	Ruptura de barragem de rejeito da Indústria de Papel em Cataguases, na Zona da Mata (MG)	Lançamento de 900 mil m ³ de rejeitos industriais de licor negro – material orgânico constituído basicamente de lignina e sódio – na Bacia Hidrográfica do Paraíba do Sul, causando grande mortandade de peixes, interrupção do abastecimento de água em vários municípios e prejuízos em propriedades rurais
2007	Ruptura da barragem de rejeitos da mineradora Rio Pomba, em Cataguases (MG)	Mais de 4 mil pessoas desalojadas, inundação de áreas agricultáveis, mortandade de peixes, desabastecimento de água em municípios vizinhos e lançamento de 2 bilhões de litros de rejeitos no Ribeirão Fubá
2014	Ruptura da barragem de rejeitos da Mineração Herculano, em Itabirito (MG)	Morte de três funcionários

Conforme registram Toledo, Ribeiro e Thomé (2016), a Tabela 2.2 apresenta os acidentes associados às barragens de mineração ocorridos no Brasil até o ano de 2025 e posteriores ao ano de 2014.

Tabela 2.2 – Desastres associados às rupturas de barragens de mineração, posteriores ao ano de 2014 (TOLEDO, RIBEIRO E THOMÉ, 2016)

Ano	Ocorrência	Principais consequências
2015	Rompimento da barragem de rejeitos de Fundão, em Mariana (MG)	40 milhões de m ³ de rejeitos de mineração, compostos principalmente por sílica (areia) e óxido de ferro, foram lançados no meio ambiente, atingindo 663 km de rios e córregos e 1.469 ha de vegetação. A lama oriunda da ruptura da barragem Fundão invadiu Bento Rodrigues, distrito da cidade histórica de Mariana, deixando 19 mortos e dezenas de famílias desabrigadas, gerando danos incalculáveis ao meio ambiente da região. Aproximadamente 207 edificações foram soterradas apenas no distrito de Bento Rodrigues (MG)
2019	Rompimento da barragem B1 na Mina Córrego do Feijão, em Brumadinho (MG). A barragem começou a ser construída no ano de 1976, utilizando o método de alteamento a montante	Aproximadamente 12 milhões de m ³ de rejeitos de minério de ferro foram lançados ao meio ambiente. A lama chegou a mais de 85 km do ponto de ruptura, atingindo rios e aproximadamente 125 ha de florestas, deixando 272 mortos e dezenas de desaparecidos

Os acidentes envolvendo barragens de rejeitos de minérios alteadas a montante que ocorreram no Brasil na última década, cujas consequências foram devastadoras, impulsionaram a pesquisa e o desenvolvimento de novas alternativas para a disposição desses materiais. As obras de descaracterização de barragens de mineração demandam, sobretudo, novas áreas de ocupação para o manuseio e/ou descarte dos materiais provenientes dessa atividade.

Para Amorim (2024), o gerenciamento de rejeitos e resíduos de mineração tem como objetivo assegurar o armazenamento seguro e de longo prazo desses materiais. A escolha do tipo e do porte desses depósitos está diretamente associada, principalmente, às propriedades mecânicas dos rejeitos e ao dano potencial ambiental associado à estas estruturas.

2.1.1 REMINERAÇÃO DE REJEITOS

O início da construção de barragens de mineração na região do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, data dos anos 1970. Sousa (2020) explica que a predominância da lavra de minérios hematíticos, caracterizados por elevados teores de ferro, associada à baixa eficiência dos processos de beneficiamento utilizados até o final da década de 1990, resultou em rejeitos depositados em algumas barragens do estado de Minas Gerais que são extremamente ricos – possuindo alto teor de ferro, que varia entre 35 e 55%. Ressalta-se que esses percentuais excedem os teores encontrados nas jazidas da Formação Ferrífera Itabirito em processo de exploração, que variam em torno de 42% (SOUSA, 2020).

Segundo Sousa (2020), para a desativação de algumas barragens, pode ser preciso realizar grandes intervenções na estrutura ou até mesmo remover parcial ou completamente o barramento. Dessa forma, associado à redução do risco de falhas dessas barragens, o manejo desses materiais pode representar uma retomada necessária – sob a óptica de uma prática sustentável – para a segurança das estruturas de contenção de rejeitos (ENGELS *et al.*, 2004).

Nesse sentido, segundo Alves (2020), considerando-se o avanço das tecnológico e a progressiva redução do teor de corte ao longo dos anos, rejeitos e estéreis podem ser convertidos novamente em matérias-primas para a geração de novos produtos. Conforme apontado por Ferrante (2014), essa prática contribui não apenas para a recuperação de recursos minerais, mas também para a redução do passivo ambiental associado aos depósitos de rejeitos, além de promover melhorias nos índices de sustentabilidade.

A reutilização de rejeitos por meio do seu reaproveitamento (lavra e beneficiamento), que foi analisada por Bosch (1987), Gomes (2009), Ferrante (2014), Oliveira-Filho (2016) e Sousa (2020), tende a se tornar uma prática cada vez mais adotada entre as empresas mineradoras. Os rejeitos que, no passado, eram considerados materiais sem valor comercial agregado, podem atualmente apresentar viabilidade econômica para serem reaproveitados como insumo nas plantas de beneficiamento.

À vista dos acontecimentos elucidados anteriormente e dos fatos supracitados, o reprocessamento de rejeitos tem se mostrado como uma alternativa viável ao reaproveitamento desse subproduto, sobretudo no que tange às esferas econômicas e ambientais do setor mineral.

Dessa forma, como alternativa à descaracterização de barragens alteadas a montante, até que a etapa de remineração de minérios se inicie na usina, cita-se o empilhamento drenado para o manejo desses rejeitos.

2.1.2 EMPILHAMENTO DRENADO

O empilhamento drenado é uma técnica de disposição de rejeitos de mineração que visa reduzir os riscos associados às barragens convencionais. Nesse método, os rejeitos são “desaguados” até atingirem um teor de umidade que permite a sua compactação e a estabilidade estrutural do maciço, sendo posteriormente empilhados em camadas sobre uma estrutura drenante que facilita a remoção da água remanescente.

Esse sistema promove um depósito que pode minimizar os efeitos da poropressão e favorecer a estabilidade dos taludes do aterro. Essa abordagem reduz significativamente o potencial de

liquefação e a instabilidade geotécnica do maciço. Além disso, o empilhamento drenado possibilita a recuperação de áreas anteriormente ocupadas por barragens, promovendo uma gestão mais sustentável dos rejeitos (BRAGA & RIBEIRO, 2022).

De acordo com Oliveira-Filho e Abrão (2015), no empilhamento drenado, os rejeitos arenosos são dispostos em pilhas sobre terrenos inclinados (meia encosta) ou em pequenos vales confinados (grotas), como ilustrado na Figura 2.1. O método de empilhamento drenado apresenta como principal requisito a utilização de rejeitos com coeficiente de permeabilidade adequado, permitindo um fluxo de drenagem predominantemente gravitacional e subvertical no interior do aterro. Para Oliveira-Filho (2017), essa metodologia não é apropriada para rejeitos finos, mas se mostra altamente eficiente para rejeitos de granulometria arenosa, que favorecem a drenagem natural do depósito.

De acordo com Pimenta (2011), o método de empilhamento drenado tem como principal objetivo a obtenção de um menor dano potencial em uma eventual ruptura e de uma maior facilidade para o fechamento do empreendimento e posterior recuperação ambiental local.



Figura 2.1 – Exemplo de depósito de rejeito pelo método de empilhamento drenado (IBRAM, 2016)

De acordo com a Resolução ANM nº 95/2022 (alterada pela Resolução ANM nº 130/2023 e pela Resolução ANM nº 175/2024), todo empilhamento drenado deve possuir estudo técnico produzido por profissional legalmente habilitado, que ficará disponível para a fiscalização do empreendimento durante e após a conclusão da construção.

Estudos recentes destacam que o desempenho geotécnico do empilhamento drenado de rejeitos está diretamente relacionado ao teor de finos, à umidade de moldagem e à densidade seca adotada. Tebechrani Neto *et al.* (2025) observaram que diferentes combinações desses fatores influenciam a resistência ao cisalhamento e a compressibilidade do material, sem tendência à liquefação, mesmo sob carregamento não drenado. A estrutura interna gerada pela compactação também impacta o comportamento inicial do material.

Por sua vez, Consoli *et al.* (2025) demonstraram que a adição de ligantes cimentantes aos rejeitos compactados melhora significativamente a resistência e a rigidez do material, mesmo sob variações de umidade. Esse comportamento contribui para o aumento da estabilidade dos taludes e reforça a importância do controle rigoroso de compactação e, quando necessário, da estabilização química em projetos de empilhamento drenado.

2.2 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE REJEITOS

A caracterização geotécnica de rejeitos é essencial para a compreensão das suas propriedades físicas, químicas e mecânicas, permitindo avaliar a sua viabilidade para disposição – mediante a obtenção de parâmetros de projeto – ou reaproveitamento. Wijewickreme *et al.* (2005) definem os rejeitos de mineração como sendo essencialmente partículas de rochas trituradas ou solos, derivadas do processo de beneficiamento do minério.

Quando comparado ao solo natural, o comportamento mecânico dos rejeitos pode mudar, pois esses materiais sofrem um grande desgaste físico e químico em decorrência do processo de beneficiamento do minério. Segundo Carneiro (2020), essa variabilidade frequentemente impede a determinação de comportamentos gerais. Para qualquer que seja a sua aplicação, dada a complexidade dos rejeitos, é fundamental estabelecer uma vasta metodologia de investigação.

Lopes (2022) traz que até há pouco tempo, a caracterização desses materiais era pouco utilizada pela indústria mineral. Os rejeitos eram descartados sem maiores conhecimentos dessas propriedades. Nos últimos anos, em virtude dos acidentes ocorridos com barragens de mineração, ao passo em que o estudo sobre rejeitos de minérios começou a despertar interesse da comunidade acadêmica e científica, esse cenário mudou.

Segundo Araújo (2006), conforme o tipo de minério e o processo de beneficiamento envolvido, os rejeitos podem variar de materiais arenosos não plásticos até materiais com granulometria fina e alta plasticidade. As propriedades físicas mais relevantes nesse contexto incluem:

distribuição granulométrica, presença de argilas, massa específica, reologia, plasticidade, deformabilidade e comportamento hidráulico (ALVES, 2020).

A granulometria é uma característica crucial, pois influencia diretamente no comportamento hidráulico e mecânico do rejeito. Estudos indicam que rejeitos finos, como os de minério de ferro, apresentam baixa permeabilidade e elevada compressibilidade, enquanto rejeitos granulares possuem maior permeabilidade e estabilidade estrutural. Esses aspectos são determinantes para a escolha do método de disposição e para a concepção de estruturas de contenção de rejeitos estáveis e com reduzido risco de falhas (AMORIM, 2024; CARNEIRO, 2021; MEND, 2017).

Nesse âmbito, a resistência ao cisalhamento é outro parâmetro fundamental para avaliar o comportamento dos rejeitos durante a elaboração de um projeto. Ensaio triaxiais demonstram que rejeitos finos apresentam resistência majoritariamente associada ao ângulo de atrito interno, com intercepto coesivo próximo de zero. Com base nos dados das pesquisas de Espósito (2000), Oliveira (2013), Lopes (2022) e Amorim (2024), em rejeitos compactados, a redução no teor de umidade e o aumento da densidade seca máxima resultam em maior resistência e menor suscetibilidade à liquefação. Essa avaliação é extremamente relevante durante a construção de estruturas como aterros experimentais.

Davies (2011) enfatiza a importância de definir a umidade ótima, as curvas de compactação e a caracterização geotécnica e hidráulica dos rejeitos para todo e qualquer projeto de empilhamento de rejeito. Lupo & Hall (2010) destacam que a variabilidade do material em termos de teor de umidade e índice de vazios será determinante no comportamento do empilhamento.

Dessa forma, a análise do grau de compactação é outro elemento crítico na caracterização geotécnica de rejeitos destinados à construção de aterros ou pilhas. Rejeitos compactados abaixo da umidade ótima tendem a apresentar comportamento dilatante, enquanto compactações acima da umidade ótima podem resultar em acúmulo de poropressões, afetando a resistência ao cisalhamento e contribuindo para a suscetibilidade à liquefação do material. Estudos recentes indicam que o grau de compactação de aterros de rejeitos é um dos principais fatores que influenciam a segurança e o desempenho a longo prazo (AMORIM, 2024; LOPES, 2022; OLIVEIRA, 2013).

Do ponto de vista hidráulico, o coeficiente de permeabilidade dos rejeitos é essencial para avaliar sua capacidade de drenagem e o seu comportamento sob condições de elevada saturação.

Rejeitos ultrafinos apresentam baixa permeabilidade, fato que exige a implantação de sistemas de drenagem interna eficientes, evitando a geração do excesso de poropressões, o comportamento não drenado do empilhamento e potenciais instabilidades do maciço. Além disso, análises mineralógicas e químicas dos rejeitos também se fazem indispensáveis.

2.2.1 INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS NO COMPORTAMENTO DE REJEITOS DE MINERAÇÃO

Os rejeitos de minério de ferro são classificados de granulares à lamas. De acordo com Portes (2013), os rejeitos são denominados de “lama” quando possuem granulometria fina (inferior a 0,074 mm), ao passo em que os rejeitos são “granulares” quando apresentam granulometria grossa (superior a 0,074 mm).

Os rejeitos granulares possuem, em suma, constituição arenosa, não plástica, maior permeabilidade e resistência e menor compressibilidade. As lamas são compostas por siltes e argilas e apresentam alta plasticidade e compressibilidade. Para Amorim (2024), a análise granulométrica representa um papel indispensável na caracterização dos rejeitos, uma vez que afeta diretamente a percolação do meio e a resposta aos diferentes carregamentos e tensões confinantes. Ademais, o formato dos grãos e a distribuição granulométrica também pode influenciar os parâmetros de estado crítico (MENESES, 2023).

As propriedades físicas podem variar de acordo com diferentes fatores, destacando-se a qualidade do minério e as individualidades dos processos de beneficiamento empregados. Estudo desenvolvido pela Klohn Crippen Berger (2017), aponta que a classificação granulométrica dos rejeitos pode ser detalhada conforme indica a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Classificação granulométrica do rejeito (Adaptado de MEND, 2017)

Classe de rejeito	Símbolo	Descrição	Tipos de minérios
Rejeitos granulares (<i>Coarse tailings</i>)	CT	Areia siltosa, não plástica	Sal, areias minerais, rejeito grosseiro de carvão mineral, material arenoso de minério de ferro
Rejeitos de rocha dura (<i>Hard rock tailings</i>)	HRT	Silte arenoso	Cobre, sulfeto, níquel, ouro
Rejeitos de rochas alteradas (<i>Altered rock tailings</i>)	ART	Silte arenoso, vestígio de partículas de argila	Cobre pórfiro com alteração hidrotermal, rocha oxidada
Rejeitos finos (<i>Fine tailings</i>)	FT	Silte, com vestígio de partículas de argila	Rejeitos finos de carvão, resíduo de bauxita (lama vermelha)
Rejeitos ultrafinos (<i>Ultra fine tailings</i>)	UFT	Argila siltosa, alta plasticidade, densidade e condutividade hidráulica muito baixas	Areia betuminosa (<i>mature fine tailings</i> -MFT), finos de fosfato, alguns finos de kimberlito e de carvão

A Figura 2.2 apresenta a identificação de cada uma das classes de rejeito apresentadas na Tabela 2.3, dispostas em um gráfico de distribuição granulométrica.

Outra propriedade física que influencia no comportamento geotécnico dos rejeitos é a plasticidade desses materiais, ou seja, a sua capacidade de serem facilmente moldados ou conformados. Rejeitos com alta plasticidade são caracterizados por baixa taxa de sedimentação, dificuldades na consolidação, baixa condutividade hidráulica (comportando-se como argilas) e elevada resistência ao escoamento em determinado teor de umidade.

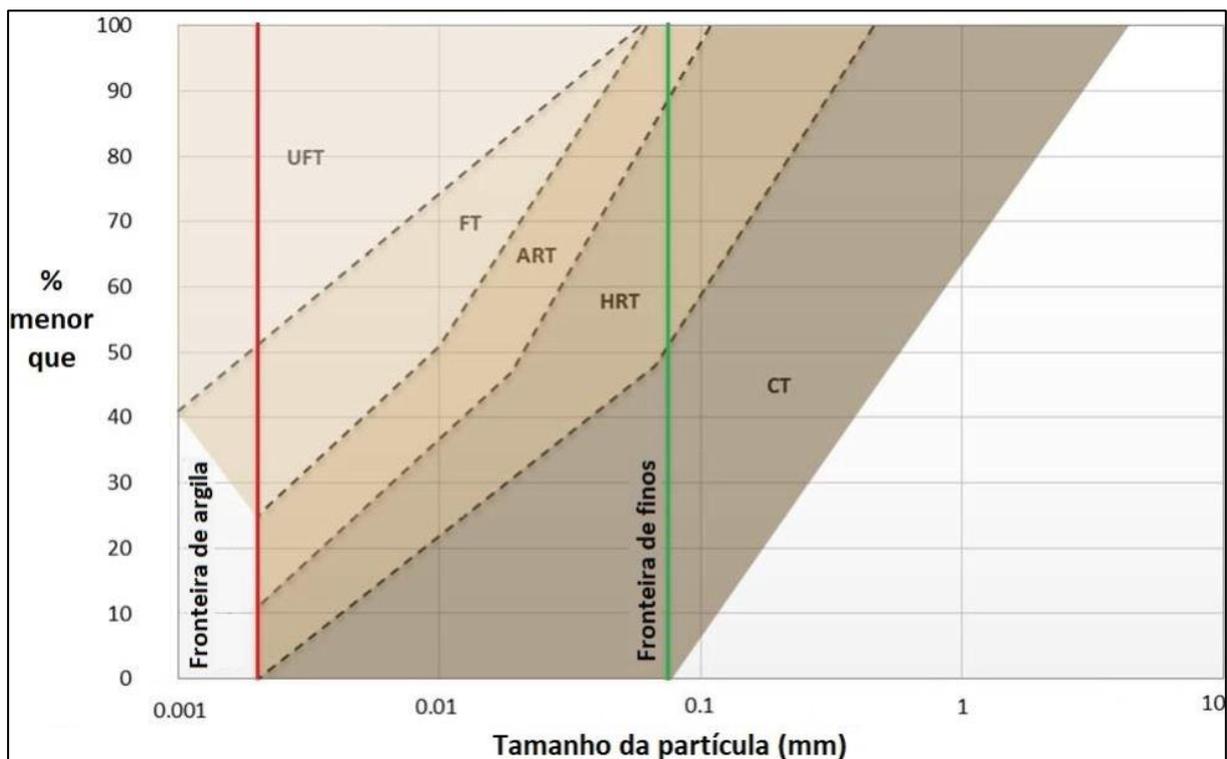


Figura 2.2 – Classificação dos rejeitos com base na distribuição granulométrica (Adaptado de MEND, 2017)

O Boletim 181 da *International Commission on Large Dams – ICOLD* (2021), de maneira distinta, propõe a classificação dos rejeitos em cinco categorias, conforme indica a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Classificação granulométrica do rejeito (Adaptado de ICOLD, 2021)

Classe de rejeito	Descrição
Rejeitos granulares	Constituídos por partículas angulares sem coesão, com resistências ao cisalhamento média-alta e alta condutividade hidráulica
Rejeitos de areia siltosa sem plasticidade	Derivados de rochas ígneas e metassedimentares, com angularidade, boa resistência ao cisalhamento e condutividade hidráulica relacionada à granulometria
Rejeitos de areia siltosa com baixa plasticidade	Compostos por rochas que sofreram alteração dos minerais de feldspato para minerais de argila ou com minerais de argila naturalmente presentes, exibindo características de sedimentação moderada e resistência ao cisalhamento dependentes da quantidade e do tipo de fração de argila
Rejeitos finos	Compostos por silte, frequentemente contendo frações de tamanho de argila
Rejeitos ultrafinos	Argilosos, produtos de decomposição ou rejeitos derivados de processos de neutralização de ácido. Caracterizados por baixa condutividade hidráulica e peso específico

As faixas granulométricas para cada categoria de rejeito, conforme o ICOLD (2021), são apresentadas na Figura 2.3.

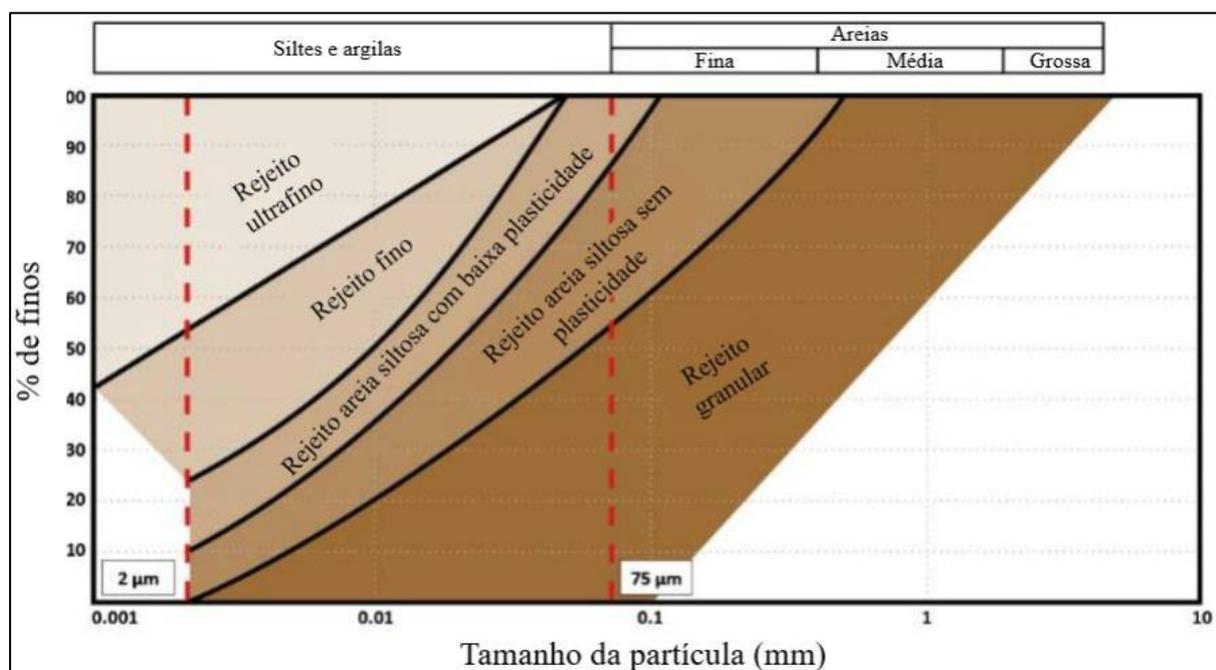


Figura 2.3 – Faixas granulométricas típicas dos rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021)

Guimarães (2011) apresenta em sua dissertação a Figura 2.4, que ilustra as faixas granulométricas de diferentes tipos de rejeitos (lamas, rejeitos de flotação e rejeitos da concentração magnética) encontrados em algumas minas do Quadrilátero Ferrífero, no estado de Minas Gerais.

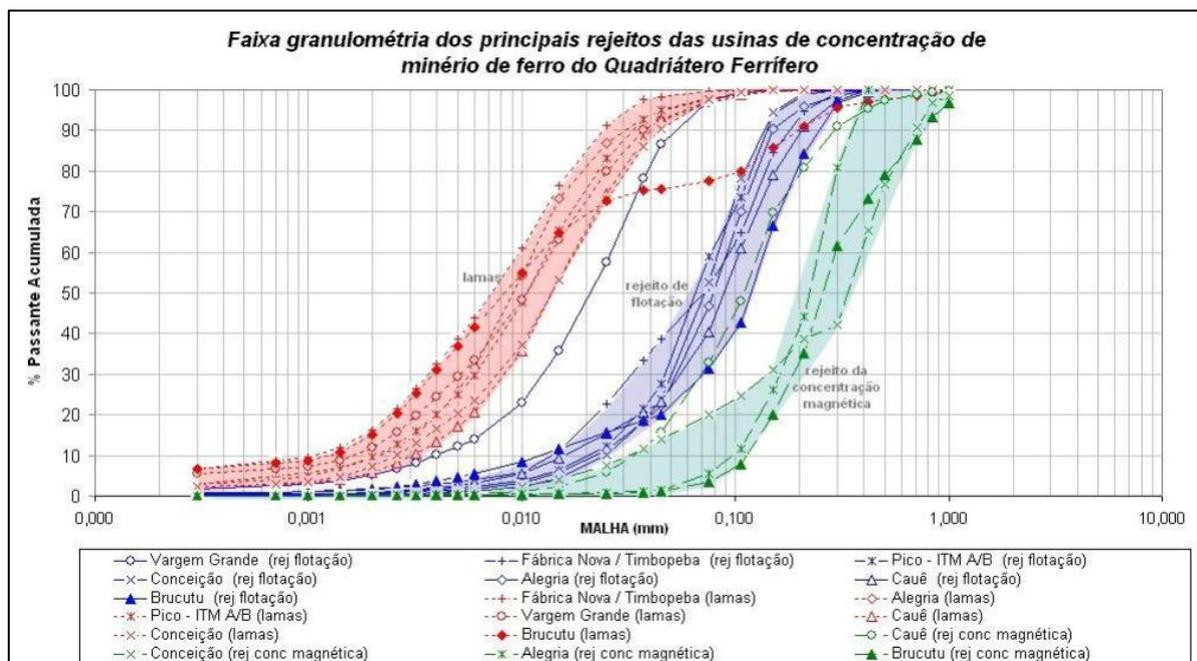


Figura 2.4 – Distribuição granulométrica de diferentes tipos de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero (Alves [2020 apud GUIMARÃES, 2011])

Em contrapartida, as partículas de minério de ferro, por si só, apresentam massa específica dos grãos variando entre 2,6 e 5,3 g/cm³. Desse modo, os rejeitos de minério de ferro, que são compostos basicamente de partículas de quartzo e hematita, possuem tendência a apresentar uma faixa de variação de densidade dos grãos que perpassa por entre esses dois valores (PEREIRA, 2005).

De acordo com Sotomayor (2018) citado por Lopes (2022), estudos indicam que a massa específica real dos grãos em rejeitos de minério de ferro pode variar conforme a composição mineralógica do material e as condições de processamento. A Tabela 2.5 apresenta os valores de massa específica dos grãos dos rejeitos de minério de ferro encontrados em literatura.

Tabela 2.5 – Massa específica dos grãos para rejeitos de minério de ferro (Lopes [2022 apud SOTOMAYOR, 2018])

Referência	Massa específica dos grãos (ρ), em g/cm ³	Origem do rejeito
Rezende (2013)	3,01	Rejeito de minério de ferro proveniente de flotação
Tarazona (2015)	2,90	Rejeito arenoso de mineração de ferro
Telles (2017)	2,85	Rejeito fino gerado por jigagem
Sotomayor (2018)	2,89	Rejeito total de barragens alteadas a montante

Ainda sobre esse tema, Lopes (2022) destaca que um dos fatores que pode explicar a massa específica dos grãos do rejeito estudado em sua dissertação ser ligeiramente maior que as

encontradas na literatura é de que o rejeito utilizado na sua pesquisa é ultrafino, o que leva a uma maior quantidade de partículas de minerais fisicamente pesadas (como a hematita) por volume, quando comparadas aos demais.

Para Espósito (2000), o valor elevado das massas específicas dos rejeitos de minério de ferro está associado à composição mineralógica rica em óxidos de ferro, o que impacta diretamente a densidade do rejeito e o seu comportamento mecânico. Isto posto, a massa específica real dos grãos é uma propriedade fundamental na caracterização de rejeitos de minério de ferro, pois influencia diretamente o comportamento geotécnico desses materiais.

Portes e Espósito (2013) analisaram rejeitos dispostos em diferentes estados de consistência, como polpa e torta, observando variações significativas nos parâmetros físicos desses materiais. Esse tipo de análise é essencial para determinar a densidade do rejeito e a sua compactação em diferentes métodos de disposição, afetando diretamente a estabilidade e o comportamento geotécnico dos depósitos.

Hernandez (2002), de modo a evidenciar a relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro, investigou a relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro dos rejeitos, com base nos estudos desenvolvidos por Espósito (2000) e Lopes (2000) nas pilhas Monjolo e Xingu. Na Figura 2.5, adotando-se os resultados da pilha Xingu como exemplo, é possível observar que variações de cerca de 10% no teor de ferro do rejeito chegam a ocasionar uma alteração na massa específica dos grãos na ordem de 0,8 t/m³.

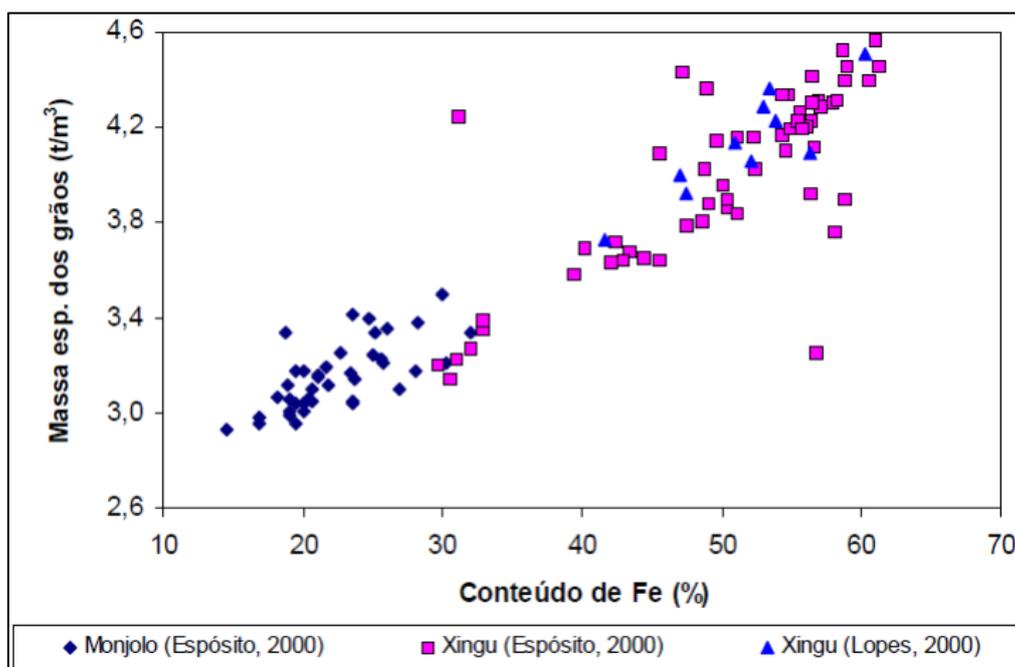


Figura 2.5 – Relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro em rejeitos de minério de ferro depositados nas pilhas Monjolo e Xingu (Hernandez, 2002)

Ademais, Lopes (2000) também enfatiza que rejeitos com maior proporção de partículas finas tendem a apresentar menor condutividade hidráulica, dificultando a drenagem e aumentando os riscos associados à liquefação.

Em relação ao comportamento geotécnico dos rejeitos de minério de ferro, Portes e Espósito (2013) ressaltam que a compactação do material tem maior influência na resistência ao cisalhamento quando comparado à variação do teor de ferro. Em contrapartida, a permeabilidade tende a estabilizar com teores de ferro elevados.

Portanto, a determinação precisa da massa específica real dos grãos é fundamental para o correto dimensionamento das estruturas, pois esse parâmetro influencia diretamente no cálculo dos índices de vazios, porosidade e densidade seca máxima do material. Esses índices são essenciais para definir critérios de compactação, prever o comportamento mecânico do rejeito e garantir a estabilidade do empilhamento ao longo do tempo. Quanto à manutenção, conhecer a massa específica real dos grãos permite monitorar alterações na composição do material depositado, que podem comprometer a integridade da estrutura se não forem detectadas precocemente, sobretudo em processos de alteamento ou recompactação.

Portes e Espósito (2013) ressaltam que o ângulo de atrito tende a aumentar com a diminuição do índice de vazios – ou porosidade – e tende a estabilizar à medida que o teor de ferro aumenta. À medida que o índice de vazios diminui, o efeito do teor de ferro na resistência ao cisalhamento e na permeabilidade do material também diminui.

A compactação é um processo de engenharia essencial para a melhoria do comportamento geotécnico de materiais, sendo amplamente empregado em obras de infraestrutura – especialmente em estruturas de disposição de rejeitos. De acordo com Massad (2020), a compactação consiste na densificação de um solo pela remoção do ar presente em seus poros, por meio da aplicação de energia mecânica, resultando em uma redução do índice de vazios e aumento do peso específico seco.

Em ensaios laboratoriais é possível determinar a umidade ótima e a massa específica seca máxima de um solo. Esse ensaio também é particularmente relevante para rejeitos, pois permite avaliar a trabalhabilidade do material e a energia mínima necessária para atingir o grau de compactação desejado. Contudo, estudos demonstram que rejeitos finos de minério de ferro apresentam desafios adicionais ao processo de compactação, principalmente devido à baixa permeabilidade, elevada compressibilidade e variações granulométricas significativas (AMORIM, 2024).

Estudos de Das & Sobhan (2019) indicam que, em solos finos, por exemplo, o aumento do número de passadas do rolo compactador melhora o peso específico seco apenas até certo ponto. A partir de um limite, o excesso de energia tende a reorientar as partículas de forma desfavorável, tornando a estrutura mais dispersa e com maiores índices de vazios.

As curvas de compactação, que representam a relação entre o peso específico seco e o teor de umidade, são instrumentos fundamentais na análise do comportamento do solo durante o adensamento. Essas curvas permitem identificar a umidade ótima e prever o comportamento do material abaixo ou acima desse valor. Em rejeitos compactados abaixo da umidade ótima, observa-se um comportamento dilatante, enquanto acima da umidade ótima, o material pode gerar excesso de poropressão, resultando em comportamento contrátil e redução da resistência ao cisalhamento (AMORIM, 2024; LOPES, 2022; DAVIES, 2011).

Rejeitos de minério de ferro geralmente contém elevada fração de finos (silte e argila), o que dificulta a drenagem e a compactação eficiente do material. Pesquisas recentes, como Moreira (2025) e Buch (2025), apontam que a variabilidade granulométrica dos rejeitos, bem como a presença de minerais argilosos (como caulinita ou montmorilonita), pode causar segregação durante o empilhamento e dificultar o controle da compactação.

Ensaio triaxiais e ensaios do tipo CPTu demonstram que a compactação adequada melhora significativamente a resistência drenada dos rejeitos. Segundo Tebechrani Neto *et al.* (2025), a compactação em níveis superiores a 90% do Proctor Normal promove aumento da rigidez e redução da compressibilidade. De acordo com os mesmos autores, a porosidade e a permeabilidade também são reduzidas com o aumento da densidade seca, o que influencia o padrão de drenagem e pode reduzir a suscetibilidade à liquefação dos rejeitos.

Portanto, a compactação dos rejeitos não deve ser tratada de forma convencional. A escolha adequada dos equipamentos, o controle rigoroso da umidade e o acompanhamento das curvas de compactação são elementos imprescindíveis para garantir o bom desempenho mecânico e hidráulico das estruturas, assegurando, assim, a estabilidade e a segurança das obras de disposição de rejeitos.

Além do teor de umidade, outros fatores importantes que também representam uma forte influência durante a compactação são o tipo do material envolvido e o esforço de compactação (energia por unidade de volume) aplicado – em virtude da aplicação dessa energia de compactação, ressalta-se que o valor máximo do peso específico seco e o teor de umidade ótimo não são índices físicos do solo.

Sobre o efeito do tipo de material – ou seja, a distribuição granulométrica, o formato das partículas, a massa específica dos grãos e a quantidade e os tipos de minerais de argilas presentes, afetam diretamente o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo.

O ensaio denominado de Proctor Normal é largamente utilizado em obras geotécnicas, a fim de assegurar o controle de qualidade tecnológica de aterros.

2.2.2 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Para Das & Sobhan (2019), a resistência ao cisalhamento de uma massa de solo é a resistência interna por área específica que essa massa pode oferecer para resistir a rupturas e a deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. Esse conceito é fundamental para a estabilidade de taludes, barragens, fundações, pilhas e estruturas de contenção.

Gerscovich (2016) define resistência ao cisalhamento como a capacidade dos grãos de resistir às solicitações geradas por carregamentos e/ou descarregamentos sem causar instabilidades nos maciços. Os solos são capazes de resistir a esses esforços, sobretudo, em decorrência da interferência que o arranjo estrutural do material impõe quando é promovido um deslocamento relativo entre as partículas.

A resistência ao cisalhamento dos solos é função de duas componentes: resistência entre partículas e imbricamento. A resistência entre partículas depende do atrito entre os grãos e da existência (ou não) de ligações físico-químicas entre as partículas (coesão). Em contrapartida, o imbricamento refere-se à resistência adicional causada pelas diferenças nos arranjos entre partículas (GERSCOVICH, 2016).

De modo correspondente, para Souza (2018), as propriedades fundamentais que influenciam em uma maior ou menor facilidade de deslizamento entre os grãos são o ângulo de atrito interno (φ) e a coesão (c). A coesão está associada à atração entre partículas finas, como as argilas, e pode ser influenciada pela presença de cargas elétricas superficiais, cimentação ou pressão capilar da água (HERNANDEZ, 2002). O atrito interno está relacionado à rugosidade e ao intertravamento das partículas, sendo mais significativo em solos arenosos e em rejeitos granulares (LOPES, 2000).

A resistência dos solos pode ser classificada como *drenada* e *não drenada*. Em solos granulares e rejeitos de granulometria mais grossa, a resistência ao cisalhamento é predominantemente drenada, pois há uma rápida dissipação da poropressão. Para a areia, por exemplo, que possui

condutividade hidráulica alta, o excesso de poropressão gerado pelo carregamento (normal e de cisalhamento) é dissipado rapidamente.

Solos argilosos e rejeitos ultrafinos, que retêm água e podem sofrer colapsos estruturais sob carregamento (uma vez que o cisalhamento pode induzir a geração do excesso de poropressão positiva), podem apresentar resistência não drenada ao cisalhamento. A condutividade hidráulica de uma argila, por exemplo, é muito pequena se comparada com a de uma areia. Quando uma carga normal for aplicada a um corpo de prova de solo de argila, deve transcorrer um intervalo de tempo suficiente para a obtenção do adensamento pleno – ou seja, para que ocorra a dissipação do excesso de poropressão gerado.

Estudos como os de Consoli *et al.* (2025) e Tebechrani Neto *et al.* (2025) destacam que o teor de umidade e a energia aplicada na compactação afetam diretamente a resistência ao cisalhamento e o módulo de deformação dos rejeitos. Rejeitos compactados abaixo da umidade ótima tendem a apresentar comportamento dilatante, enquanto aqueles compactados acima da umidade ótima podem gerar poropressão e apresentar comportamento contrátil, afetando a estabilidade da estrutura.

O aumento da poropressão provoca, como consequência, a redução da tensão efetiva do material, resultando em uma diminuição significativa de sua resistência. Em contrapartida, areias compactas, quando submetidas a solicitações, tendem a se dilatar. Nessa condição, caso a drenagem não ocorra de forma imediata, a água permanece sob o efeito de uma poropressão negativa (sucção), fato que leva ao aumento da tensão efetiva e, conseqüentemente, ao incremento da resistência do material (PINTO, 2006).

Consoli *et al.* (2025) avaliam rejeitos arenosos de mineração compactados sob diferentes teores de umidade. Os autores observaram que a resistência ao cisalhamento desses rejeitos é fortemente influenciada pela umidade no momento da compactação. Rejeitos compactados abaixo da umidade ótima apresentaram comportamento dilatante e maiores valores de resistência. Já aqueles compactados acima da umidade ótima apresentaram comportamento contrátil, com maior potencial para desenvolver poropressões durante o carregamento, o que pode reduzir significativamente a resistência ao cisalhamento.

Além disso, o estudo aponta que o ângulo de atrito interno é o principal parâmetro que governa a resistência nesses rejeitos, e que o intercepto coesivo é praticamente nulo. O comportamento mecânico é sensível à densidade relativa e à saturação, e o empacotamento das partículas afeta diretamente a resposta do material.

Tebechrani Neto *et al.* (2025), por sua vez, avaliam rejeitos de minério de ferro sob diferentes graus de compactação e mostram que a resistência ao cisalhamento aumenta significativamente com o aumento da compactação relativa. Ensaios triaxiais do tipo CIU revelaram que, à medida que o grau de compactação aumenta, o material se torna mais rígido e resistente, com menor deformabilidade.

Assim como Consoli *et al.*, os autores também destacam que o comportamento é regido essencialmente pelo ângulo de atrito, uma vez que os rejeitos analisados apresentaram coesão praticamente nula. Outro ponto importante é que rejeitos compactados com teores de umidade controlados (em faixa próxima da umidade ótima) demonstraram maior resistência e comportamento drenado durante os ensaios, com rápida dissipação da poropressão.

Nota-se que a resistência ao cisalhamento de rejeitos compactados de minério de ferro (sejam arenosos ou mais finos) é controlada principalmente pelo ângulo de atrito, sendo a coesão desprezível. O comportamento do rejeito varia entre dilatante e contrátil, dependendo do grau de compactação e do teor de umidade na compactação. Compactações abaixo da umidade ótima (ramo seco) favorecem o aumento da resistência, enquanto valores acima da umidade ótima (ramo úmido) tornam o material mais suscetível a desenvolver poropressões e reduzir a resistência.

Para Espósito (2000), citada por Amorim (2024), no que se refere à granulometria, o coeficiente de uniformidade (C_u) é diretamente proporcional à resistência ao cisalhamento de um material.

O solo bem graduado possui um melhor entrosamento entre as partículas e, por consequência, tende a apresentar uma maior resistência ao cisalhamento. Com relação ao formato dos grãos, solos com partículas angulares ou alongadas apresentam resistência drenada maior do que os grãos esféricos e arredondados.

Existem diversos métodos e ensaios laboratoriais disponíveis para a determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de um material (φ , c , φ' e c'), como ensaios de cisalhamento direto, ensaio de compressão triaxial (adensado drenado, adensado não drenado ou não adensado e não drenado), ensaios de cisalhamento simples ou *Direct Simple Shear* (DSS), ensaios de compressão triaxial de deformação plana e, por fim, ensaios de cisalhamento anular ou *ring shear*.

O ensaio de compressão triaxial é um dos métodos mais confiáveis e disponíveis para a determinação da resistência ao cisalhamento de solos e rejeitos, sendo amplamente utilizado para ensaios de pesquisa. Ao controlar as tensões confinantes e a drenagem do corpo de prova

– e não limitar o plano de ruptura, essa metodologia permite uma análise mais detalhada do comportamento mecânico do material. Para causar a ruptura de cisalhamento no corpo de prova, deve-se aplicar uma tensão axial (chamada de tensão desviadora) pela haste de carregamento vertical do equipamento. Essa tensão pode ser aplicada de duas formas: para o primeiro caso, é realizada a aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até que o corpo de prova se rompa. Para o segundo caso, ocorre a aplicação da deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica (que também se reflete em um ensaio de deformação controlada).

O ensaio triaxial é especialmente útil para avaliar a resistência ao cisalhamento de rejeitos finos e de solos coesivos, pois permite simular diferentes condições de saturação e de carregamento (em condições drenadas e não drenadas). Estudos indicam que rejeitos de minério de ferro com fração argilosa elevada tendem a apresentar falha dúctil e menor resistência em condições saturadas (ESPÓSITO, 2000).

Os principais e mais convencionais tipos de ensaio de compressão triaxial podem ser distinguidos pelo adensamento (permitido ou não) na fase de adensamento e pela drenagem (permitida ou não) na fase de cisalhamento.

Por outro lado, entre as metodologias de investigação *in situ* disponíveis e amplamente utilizadas na engenharia geotécnica, destaca-se o ensaio de piezocone, conhecido pela sigla CPTu (*Cone Penetration Test with pore pressure measurement*) ou ensaio de penetração de cone.

Esse método fornece medições contínuas e precisas de parâmetros essenciais para a interpretação das propriedades dos materiais, permitindo, por exemplo, avaliações da sua resistência ao cisalhamento, condições de drenagem e compressibilidade. Esse ensaio consiste na cravação de uma ponteira cônica a uma velocidade constante, equipada com sensores capazes de medir a resistência da ponta do cone (q_c), a resistência de atrito lateral (f_s) e a poropressão (u) ao longo da profundidade – esse fato se reflete em uma das principais vantagens do ensaio CPTu, que é a obtenção de dados contínuos em profundidade, possibilitando uma caracterização detalhada e *in situ* do solo.

Para Bedin (2006), no caso de solos argilosos, esse ensaio possibilita a estimativa de parâmetros de resistência, deformabilidade e condutividade hidráulica expressa em termos de resistência ao cisalhamento não drenada (S_u), que é uma correlação usual frequentemente empregada na interpretação dos ensaios CPTu.

Ademais, o ensaio também permite a identificação da estratigrafia do solo por meio da carta de classificação de solos *Soil Behavior Type* (SBT).

A variação do ângulo de atrito efetivo ao longo da profundidade no ensaio CPTu pode ser obtida por meio de diferentes métodos. Os métodos de Robertson & Campanella (1983) e Kulhawy & Mayne (1990), citados por Amorim (2024), são representados pela Equação 2.1 e 2.2, respectivamente:

$$\varphi' = \text{atan} [0,1069 + 0,3918 \log \left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}} \right)] \quad (2.1)$$

$$\varphi' = 17,6^\circ + 11 * \log Q_{tn} \quad (2.2)$$

Em linhas gerais, entre os diversos fatores que afetam diretamente a resistência ao cisalhamento dos solos e dos rejeitos, os principais incluem:

- Mineralogia e composição granulométrica: solos com alta fração de argila possuem maior coesão, mas são suscetíveis à redução da resistência ao cisalhamento à medida que a saturação aumenta. Em rejeitos, a presença de minerais como hematita e magnetita pode aumentar a massa específica e o ângulo de atrito interno (ESPÓSITO, 2000);
- Teor de umidade: solos mais “secos” tendem a apresentar maior resistência, enquanto o aumento da saturação pode reduzir o atrito interno entre os grãos e promover liquefação em materiais muito saturados, como é o caso de rejeitos ultrafinos (PORTES & ESPÓSITO, 2013);
- Grau de compactação: solos compactados possuem maior resistência ao cisalhamento, sobretudo devido à redução do índice de vazios e ao aumento do contato entre as partículas. Esse efeito também é observado em rejeitos filtrados e compactados em pilhas drenadas (HERNANDEZ, 2002);
- Tensão efetiva e excesso de poropressão: em solos saturados, a resistência ao cisalhamento pode ser drasticamente reduzida se houver aumento excessivo na geração de poropressão, condição frequentemente associada à ruptura de barragens de rejeitos (LOPES, 2000).

O sucesso de um projeto que prevê a implantação de uma pilha de disposição de rejeitos, seja em caráter permanente ou provisório, demanda o conhecimento dos parâmetros de resistência desse material, bem como a avaliação do comportamento mecânico dos rejeitos.

2.2.3 CRITÉRIO DE RUPTURA DE MOHR-COULOMB

Mohr (1900) apresentou a seguinte teoria para a ruptura em materiais: um material se rompe em decorrência da combinação entre as tensões normal e de cisalhamento, e não em razão das tensões máxima normal ou de cisalhamento isoladamente. Portanto, a tensão funcional entre a tensão normal e a tensão de cisalhamento em um plano de ruptura pode ser expressa pela Equação 2.10.

$$\tau_f = f(\sigma) \quad (2.10)$$

Para a maioria dos problemas de mecânica dos solos, esse critério é suficiente para aproximar a tensão de cisalhamento no plano de ruptura como uma função linear da tensão normal (COULOMB, 1776).

Assim, a equação de Mohr-Coulomb é uma expressão de resistência ao cisalhamento que pode ser aplicada tanto em condições de tensão total quanto de tensão efetiva. Em um solo saturado, a tensão normal total (σ_n) em um ponto é a soma da tensão efetiva (σ') e da poropressão (u). Dessa forma, a maneira mais tradicional de modelar a resistência ao cisalhamento de um solo é por meio da envoltória de ruptura definida pela Equação 2.11, que é uma linha curva.

$$\tau = c' + (\sigma_n - u)\tan\varphi' \quad (2.11)$$

Onde:

τ : resistência ao cisalhamento

c' : coesão efetiva

σ_n : tensão normal total no plano de ruptura

u : poropressão

$(\sigma_n - u) = \sigma'$: tensão efetiva, suportada pelos sólidos do solo

φ' : ângulo de atrito interno efetivo

O significado da Equação 2.2 pode ser explicado por meio da Figura 2.6, que exibe uma massa de solo elementar – considerando a resistência normal efetiva e a tensão de cisalhamento no plano ab como σ' e τ , respectivamente. A Figura 2.6 (b) mostra o gráfico da envoltória de ruptura definida pela Equação 2.2. Se as magnitudes de σ' e τ no plano ab forem tais que representem graficamente o ponto A, a ruptura por cisalhamento não ocorrerá ao longo do plano.

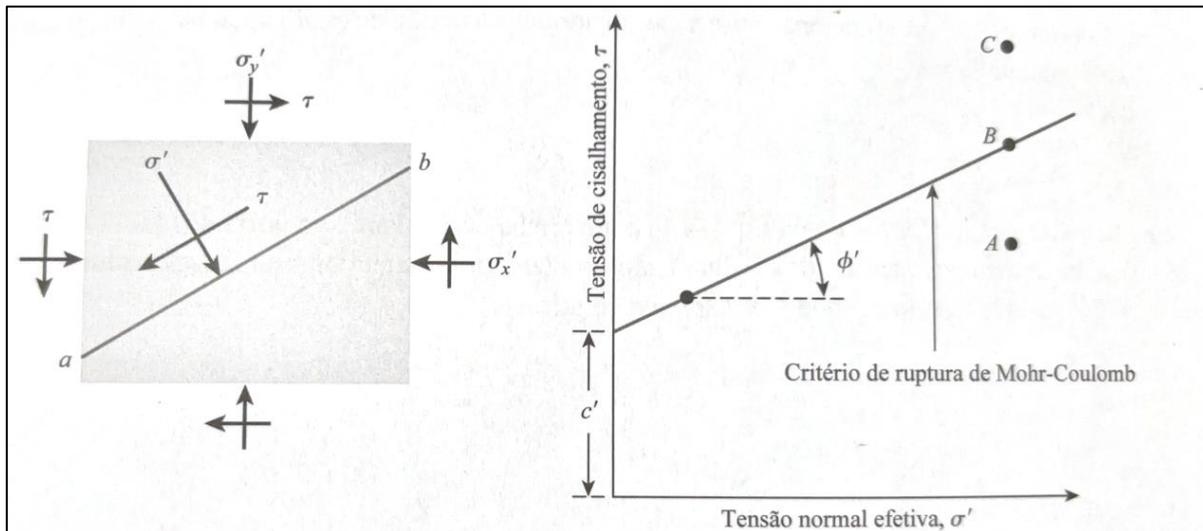


Figura 2.6 – Critério de ruptura de Mohr-Coulomb: a) plano de ruptura de uma massa de solo elementar e, b) envoltória de ruptura de uma massa de solo elementar (Das & Sobhan, 2019)

Se a tensão normal efetiva e a tensão de cisalhamento no plano ab forem representadas graficamente como o ponto B (que se enquadra na envoltória de ruptura), a ruptura por cisalhamento ocorrerá ao longo do plano. Não existe um estado de tensão em um plano representado pelo ponto C , pois esse é representado graficamente acima da envoltória de ruptura – de modo que a ruptura por cisalhamento já teria ocorrido (DAS & SOBHAN, 2019).

Para modelar a resistência ao cisalhamento dos materiais utilizados nas análises da presente dissertação, foi utilizado o critério de ruptura de Morh-Coulomb.

2.2.4 PARÂMETROS DE ESTADO

Jefferies & Been (2016) sugerem a utilização do parâmetro de estado (ψ) para a avaliação da tendência dos materiais à contração ou à dilatância. Este parâmetro consiste em ser, basicamente, a diferença de índice de vazios entre o estado *in situ* e o estado crítico para a mesma tensão efetiva. Este parâmetro pode ser obtido a partir da Equação 2.3:

$$\psi = e - e_{cs} \quad (2.3)$$

Onde:

e : índice de vazios em campo

e_{cs} : índice de vazios no estado crítico

Plewes *et al.* (1992) apresentam uma metodologia para o cálculo do parâmetro de estado a partir de resultados de ensaios CPTu e triaxiais (Equações 2.4, 2.5, 2.6, 2.7 e 2.8). As formulações

incluem a resistência de ponta normalizada (Q_p), tensões verticais totais e efetivas (σ_v e σ'_v), razão de atrito lateral normalizada (F_r) e parâmetros do estado crítico (λ e M), sendo:

$$\psi = -\ln \frac{Q_p}{m} \quad (2.4)$$

$$Q_p = \frac{(q_t - \sigma_o)}{\sigma'_o} * (1 - B_q) \quad (2.5)$$

Sendo:

$$k = \left(3 + \frac{0,85}{\lambda}\right) * M \quad (2.6)$$

$$m = 11,9 + 13,3\lambda \quad (2.7)$$

$$B_q = \frac{u_c - u_o}{q_{pc} - p} \quad (2.8)$$

Robertson (2010) sugere a metodologia de obtenção do parâmetro de estado considerando o valor de resistência de ponta normalizada equivalente às areias limpas ($Q_{tn,cs}$), expressa pela Equação 2.9:

$$\psi = 0,56 - 0,33 \ln Q_{tn,cs} \quad (2.9)$$

2.3 PROJETO DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS EM PILHAS

Conforme à NBR 13028 (ABNT, 2024), o método de empilhamento drenado se destaca como um detalhamento na engenharia de rejeitos. O projeto executivo dessa estrutura deve garantir características granulométricas e condições de permeabilidade adequadas e controladas ao longo de sua vida útil. Para permitir que a pilha opere em condições não saturadas, deve ser assegurada a livre drenagem do material.

Costuma-se empregar métodos determinísticos para a análise de estabilidade de taludes. Esses métodos utilizam parâmetros obtidos por meio de ensaios de laboratório para apoiar cálculos analíticos que conferem um fator de segurança (FS) à estrutura.

A Resolução ANM nº 95/2022 (alterada pela Resolução ANM nº 130/2023 e pela Resolução ANM nº 175/2024) consolida os atos normativos que dispõem sobre a segurança de barragens de mineração. No Art. 23, a Resolução ANM nº 95/2022 traz em seu conteúdo que os Fatores de Segurança (FS) devem ser calculados para as análises de estabilidade com base na NBR 13028 (ABNT, 2024), sendo exigido, para estudos de susceptibilidade à liquefação na condição não drenada, considerar a razão de resistência não drenada de pico (S_u/σ_{vo}).

É oportuno destacar que existem diversas metodologias para avaliar o potencial à liquefação dos solos. Junior (2021) destaca que as abordagens mais comumente empregadas foram baseadas em análises de casos históricos de ruptura por liquefação, como Olson (2001), Robertson (2010) e Robertson (2016). Essas metodologias classificam o comportamento desses materiais durante o cisalhamento (como contrátil ou como dilatante) por meio de ensaios “*in situ*”, como o CPTu.

3 METODOLOGIA

3.1 MATERIAIS

Os rejeitos totais de minério de ferro estudados nessa dissertação são provenientes das obras de descaracterização de quatro barragens de contenção de rejeitos – depositados por meio de disposição hidráulica – localizadas no estado de Minas Gerais.

Em relação às amostras coletadas diretamente dos reservatórios, nota-se que o rejeito é predominantemente composto por partículas nas frações de silte e de areia (silte areno-argiloso com presença de pedregulhos). Análises químicas realizadas nesses materiais indicam elevados teores de ferro, da ordem de 60%. Os dados obtidos a partir de ensaios de difratometria de raios-x indicam uma porcentagem de ferro entre 54 e 60%.

Além disso, observa-se também que as partículas variam de subangulares a subarredondadas com rugosidade superficial alternando entre rugosa a ondulada. Cerca de 40% das partículas são subangulosas e, quando tendem a ser pontiagudas, possuem arredondamento nas pontas; 45% são subalongadas a alongadas com superfície rugosa sem arredondamento nos vértices e 15% possuem caráter esférico a subesférico, sendo que, deste último, 3% apresentam superfície rugosa.

Esses materiais foram utilizados na construção de dois aterros experimentais – ressalta-se que os rejeitos extraídos das barragens foram misturados previamente à implantação das estruturas, que foram implantadas com o objetivo de avaliar o seu desempenho em termos do comportamento geotécnico e da trabalhabilidade dos rejeitos para, posteriormente, subsidiar o estudo de geometrias mais robustas para a disposição desses materiais, a fim de replicá-las em escala industrial.

Os aterros experimentais foram construídos em uma mina localizada no Quadrilátero Ferrífero (MG).

Os resultados da caracterização geotécnica dos rejeitos são apresentados no Item 4.

3.2 MÉTODOS

3.2.1 FUNDAÇÃO

A fundação adotada para a simulação dessas PDRs compreende horizontes de solo residual, saprólito e filito alterado. Os resultados das campanhas de sondagens realizadas, apresentados

isoladamente por material, são apresentados no ANEXO A. Os ajustes dos valores brutos do N_{SPT} foram corrigidos para uma eficiência padrão de 60% e 70%.

As campanhas de investigação que subsidiam a fundação das seções geológico-geotécnicas apresentadas nessa dissertação ocorreram entre os anos de 2014 e 2022. Para caracterizar e avaliar os materiais da fundação adotada, há a disponibilidade do seguinte banco de dados:

- Campanha 2014: execução de 33 sondagens mistas;
- Campanha 2021/2022: execução de 52 sondagens mistas.

Durante a execução dos ensaios SPT (*Standard penetration test*), a energia do golpe do martelo nem sempre é completamente transmitida ao amostrador devido à eficiência do equipamento, que pode variar. Isto posto, a eficiência padrão recomendada pela ASTM (*American Society for Testing and Materials*) é de 70%, e, portanto, corrige-se os valores de N para refletirem essa eficiência.

O ANEXO A apresenta a consolidação da campanha de sondagens e dos ensaios de laboratório realizados nos materiais da fundação adotada nesse estudo.

A ficha técnica desses materiais é apresentada na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Ficha técnica dos parâmetros adotados para a fundação (adoção do critério de ruptura de Mohr-Coulomb para os parâmetros de resistência)

Material	Cor	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	Referência
Solo Residual		17,0	17,5	12,0	29,0	ANEXO A
Saprólito		18,0	19,0	10,0	33,0	
Filito Alterado		20,0	21,5	10,0	37,7	

3.2.2 ATERROS EXPERIMENTAIS

Para o desenvolvimento do estudo detalhado da disposição rejeitos, foram construídos dois aterros experimentais com os rejeitos do reservatório de quatro barragens que estão passando por obras de descaracterização. O objetivo desses aterros foi analisar o comportamento do grau de compactação (GC) das camadas dos rejeitos totais por meio da aplicação de diferentes variáveis – como a espessura das camadas aplicadas, os tipos de equipamentos adotados e o seu respectivo número de passadas.

Procurou-se estabelecer as condições ideais de compactação em campo, com ênfase em identificar a faixa de umidade adequada para a compactação, o número de passadas do rolo sobre a camada para se atingir o grau de compactação especificado, avaliar a diferença do grau de compactação do topo e da base da camada, a perda de umidade nas atividades de deposição e espalhamento das camadas, a perda de umidade com o tempo após a compactação, investigar a eficiência dos equipamentos de compactação das camadas (rolos vibratórios), a eficiência dos equipamentos de aeração das camadas (escarificadores e grades), a eficiência dos equipamentos de espalhamento das camadas (tratores), a eficiência dos tratores de esteira e o grau de compactação atingido (para o aterro experimental esteirado) e, por fim, avaliar as espessuras otimizadas de compactação, visando a otimização das obras de execução da pilha.

O aterro experimental compactado foi construído por meio de controle técnico de compactação, ao passo em que o aterro experimental esteirado foi implantado de forma esteirada na mesma região (Figura 3.1).



Figura 3.1 – Localização dos aterros experimentais

Na Figura 3.2, Figura 3.3 e Figura 3.4, observam-se a planta e as seções estabelecidas para a implantação do aterro experimental compactado.

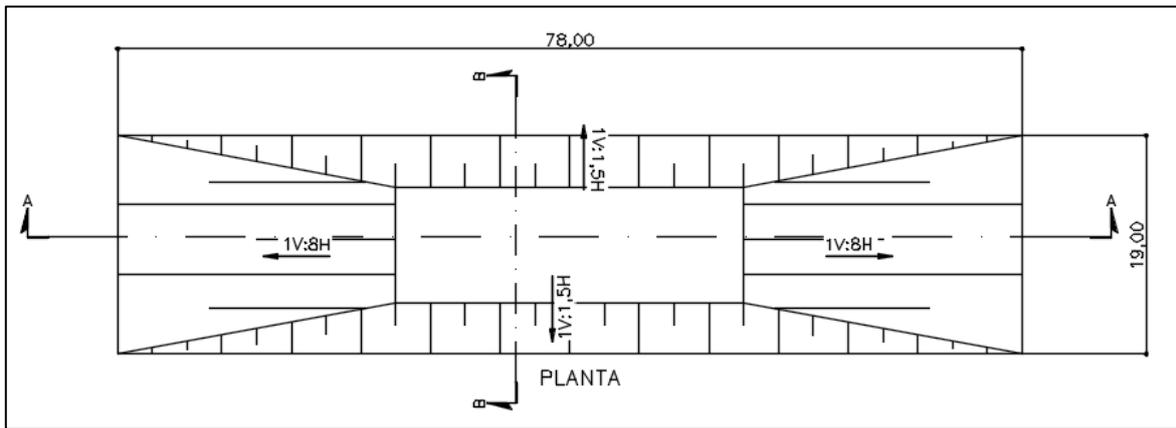


Figura 3.2 – Planta do aterro experimental compactado

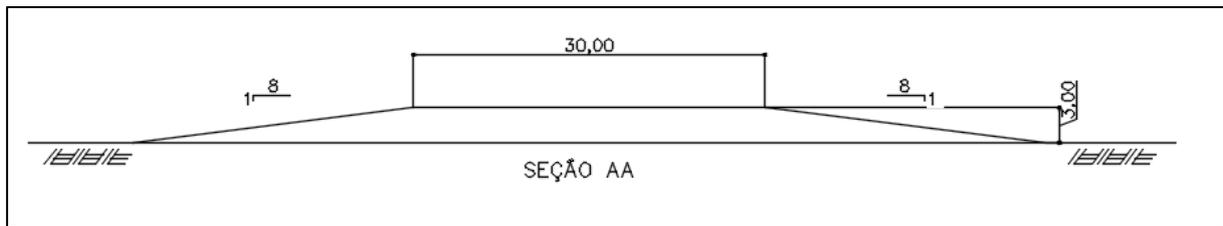


Figura 3.3 – Seção longitudinal do aterro experimental compactado

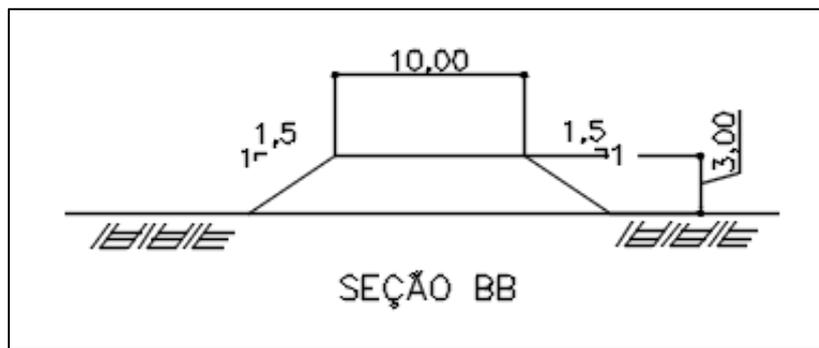


Figura 3.4 – Seção transversal do aterro experimental compactado

Na Figura 3.5, Figura 3.6 e Figura 3.7, observam-se a planta e as seções estabelecidas para a implantação do aterro experimental esteirado.

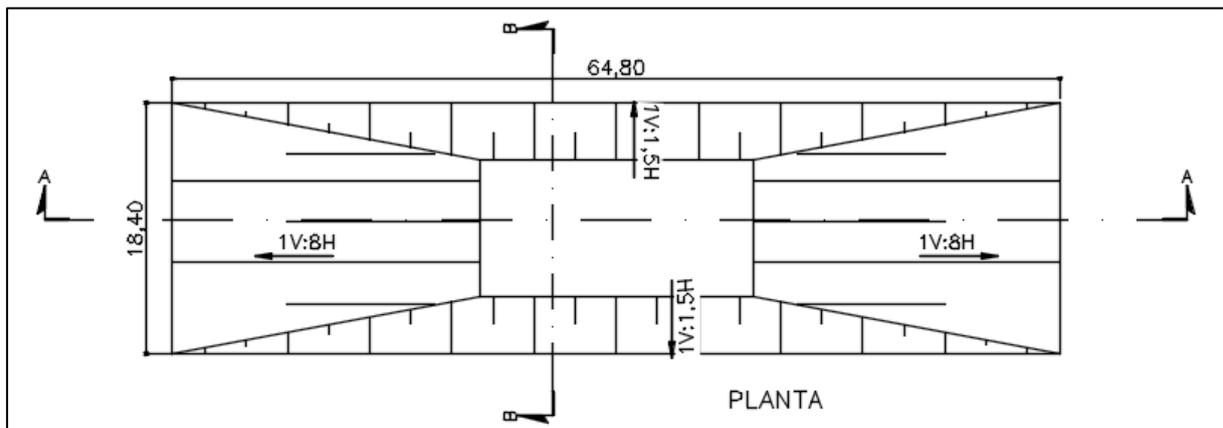


Figura 3.5 – Planta do aterro experimental esteirado

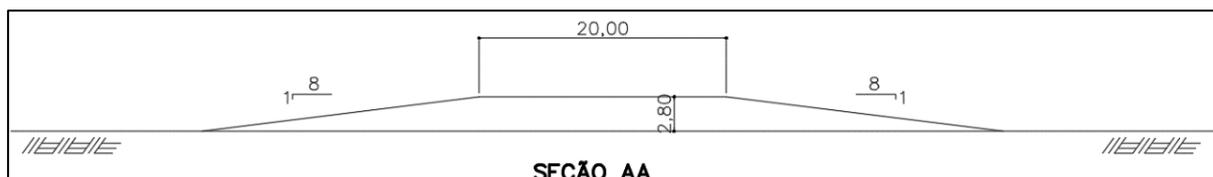


Figura 3.6 – Seção longitudinal do aterro experimental esteirado

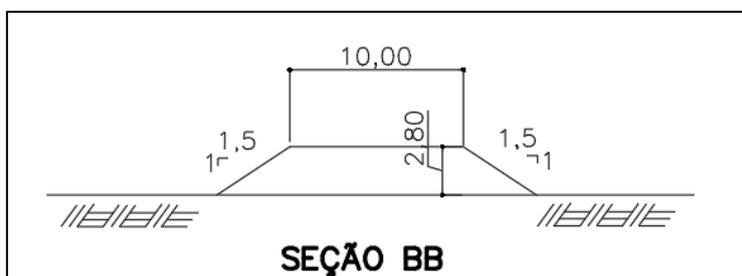


Figura 3.7 – Seção transversal do aterro experimental esteirado

A obra do aterro experimental compactado consistiu na execução de seis camadas distintas, conforme é apresentado na Figura 3.8.

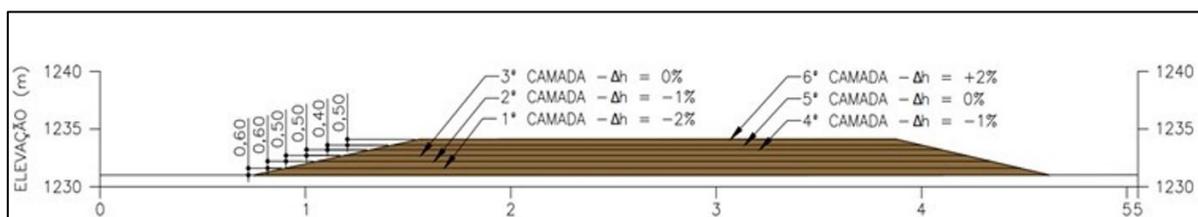


Figura 3.8 – Croqui da seção transversal do aterro experimental compactado

Os equipamentos que foram utilizados na execução do aterro compactado foram: rolo compactador CAT CS79B (20 toneladas), escavadeira CAT 336 (36 toneladas), motoniveladora Patrol 140k (17,3 toneladas), trator agrícola John Deere 6190J (10,7 toneladas), equipamentos de carregamento e transporte e caminhão-pipa. Entre as atividades preliminares para a construção do aterro, foram realizadas a regularização e a compactação da superfície do terreno onde foi executada a pista do aterro teste, a realização do levantamento topográfico da área, a determinação do teor de umidade dos rejeitos escavados nos reservatórios das barragens e a realização dos ensaios para determinar o peso específico dos grãos, a granulometria e a compactação Proctor Normal dos rejeitos.

Os rolos compactadores lisos, como é o caso do CAT CS79B, são adequados para a verificação da compactação de subleitos e serviços de acabamento de aterros de solos arenosos e argilosos. Esses rolos fornecem 100% de cobertura sob as rodas, com pressões de contato que variam entre 310 e 380 kN/m². Entretanto, esses equipamentos não são adequados para produzir um alto peso específico de compactação quando utilizados em camadas mais espessas.

O descritivo de cada camada do aterro compactado se encontra listado abaixo:

- A primeira camada do aterro experimental compactado foi construída com espessura solta de 60 cm no ramo seco (aproximadamente -2% de desvio de umidade em relação à umidade ótima) e dividida em quatro faixas;
- A segunda camada do aterro experimental compactado foi construída com espessura solta de 60 cm no ramo seco (aproximadamente -1% de desvio de umidade em relação à umidade ótima) e dividida em quatro faixas;
- A terceira camada do aterro experimental compactado foi construída com espessura solta de 50 cm na umidade ótima e dividida em quatro faixas;
- A quarta camada do aterro experimental compactado foi construída com espessura solta de 50 cm no ramo seco (aproximadamente -1% de desvio de umidade em relação à umidade ótima) e dividida em cinco faixas;
- A quinta camada do aterro experimental compactado foi construída com espessura solta de 40 cm na umidade ótima e dividida em quatro faixas;
- A sexta camada do aterro experimental compactado foi construída com espessura solta de 50 cm no ramo úmido (aproximadamente +2% de desvio de umidade em relação à umidade ótima) e dividida em quatro faixas.

Na Figura 3.9, Figura 3.10, Figura 3.11 e Figura 3.12, é possível observar a configuração da execução de quatro camadas do aterro experimental compactado.



Figura 3.9 – Execução da 1ª camada aterro experimental compactado



Figura 3.10 – Escarificação da 3ª camada do aterro experimental compactado



Figura 3.11 – Escarificação da 5ª camada do aterro experimental compactado



Figura 3.12 – 6ª camada do aterro experimental compactado após o registro de precipitação pluviométrica

A obra do aterro experimental esteirado consistiu na execução de oito camadas distintas, conforme é apresentado na Figura 3.13

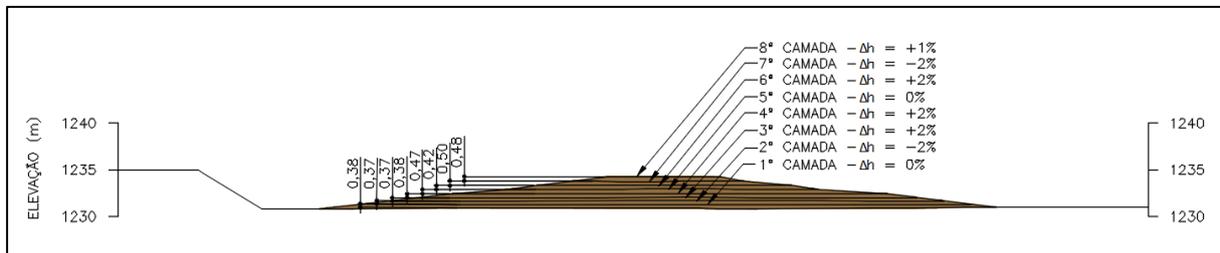


Figura 3.13 – Croqui da seção transversal do aterro experimental esteirado

Os equipamentos que foram utilizados na execução do aterro esteirado foram: trator esteira D61EX-23M0 (20 toneladas), escavadeira CAT 336 (36 toneladas), motoniveladora Patrol 140k (17,3 toneladas), trator agrícola John Deere 6190J (10,7 toneladas), equipamentos de carregamento e transporte e caminhão-pipa. As atividades preliminares à construção do aterro experimental compactado também foram adotadas para o aterro experimental esteirado.

O descritivo de cada camada do aterro experimental esteirado se encontra listado abaixo:

- A primeira camada foi esteirada com espessura solta de 40 cm na umidade ótima;
- A segunda camada foi esteirada com espessura solta de 40 cm, com desvio de umidade no ramo seco (aproximadamente -2% de desvio em relação à umidade ótima);

- A terceira camada foi esteirada com espessura solta de 40 cm, com desvio de umidade no ramo úmido (aproximadamente +2% de desvio em relação à umidade ótima);
- A quarta camada foi esteirada com espessura solta de 40 cm, com desvio de umidade no ramo úmido (aproximadamente +2% de desvio em relação à umidade ótima);
- A quinta camada foi esteirada com espessura solta de 50 cm na umidade ótima;
- A sexta camada foi esteirada com espessura solta de 50 cm, com desvio de umidade no ramo úmido (aproximadamente +2% de desvio em relação à umidade ótima);
- A sétima camada foi esteirada com espessura solta de 50 cm, com desvio de umidade no ramo seco (aproximadamente -2% de desvio em relação à umidade ótima);
- A oitava camada foi esteirada com espessura solta de 50 cm, com desvio de umidade no ramo úmido (aproximadamente +1% de desvio em relação à umidade ótima).

Na Figura 3.14, Figura 3.15, Figura 3.16 e Figura 3.17 é exibida a configuração de três camadas executadas no aterro experimental esteirado.

Ressalta-se que o rejeito utilizado no aterro experimental compactado foi reutilizado para a execução do aterro experimental esteirado. A Figura 3.18 apresenta uma vista aérea da localização das duas estruturas.



Figura 3.14 – Espalhamento de material para a execução da 1ª camada do aterro experimental esteirado com espessura solta de 40 cm



Figura 3.15 – Execução da 1ª camada aterro experimental esteirado, dividida em quatro faixas



Figura 3.16 – Execução da 2ª camada aterro experimental esteirado, dividida em quatro faixas



Figura 3.17 – Execução finalizada da 4ª camada aterro experimental esteirado, dividida em quatro faixas



Figura 3.18 – Localização dos aterros experimentais construídos, com foco para a construção do aterro experimental esteirado em andamento

3.2.3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Para a caracterização dos rejeitos totais, foram realizados ensaios de compactação Proctor Normal, ensaios de determinação do peso específico real dos grãos, ensaios para determinação do teor de umidade natural e ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação para todas as camadas construídas nos aterros experimentais. Não foram realizados ensaios para a determinação dos Limites de Atterberg.

Foram realizadas duas coletas de blocos indeformados nas camadas do aterro experimental compactado, bem como a coleta de amostras deformadas do material referente à 4ª e 6ª camadas (Tabela 3.2). O bloco indeformado 01 foi retirado na Faixa 02-B (cinco passadas) da 4ª camada do aterro, ao passo em que o bloco indeformado 02 foi coletado na Faixa 03 (cinco passadas) da 6ª camada. Os procedimentos foram realizados em conformidade com a norma NBR 9604 (ABNT, 2024).

Tabela 3.2 – Local de coleta dos blocos indeformados e deformados 01 e 02 no aterro experimental compactado

Tipo de amostra	ID. Amostra	Local de coleta
Amostra indeformada	01 (2738)	4ª camada Faixa 02-B 05 passadas
Amostra deformada	01 (2743)	
Amostra indeformada	02 (2797)	6ª camada Faixa 03 05 passadas
Amostra deformada	02 (2796)	

Para o aterro experimental esteirado foi realizada uma coleta de bloco indeformado na 4ª camada, bem como a coleta de amostras deformadas do material referente à 4ª e 5ª camadas (Tabela 3.3). O bloco indeformado 03 foi retirado na Faixa 03 (seis passadas) da 4ª camada do aterro. Os procedimentos foram realizados em conformidade com a norma NBR 9604 (ABNT, 2024).

Tabela 3.3 – Local de coleta do bloco indeformado 03 e dos blocos deformados 03 e 04 no aterro experimental esteirado

Tipo de amostra	ID. Amostra	Local de coleta
Amostra indeformada	03 (126)	4ª camada Faixa 03 06 passadas
Amostra deformada	03 (126)	
Amostra deformada	04 (123)	5ª camada Faixa 03 06 passadas

3.2.3.1 CONTROLE DE COMPACTAÇÃO

Após a conclusão de cada camada executada para a construção dos aterros, os ensaios de compactação Proctor Normal foram executados com o objetivo de determinar a umidade ótima e a massa específica seca máxima dos rejeitos. Por meio dos resultados obtidos nesses ensaios foi possível determinar o desvio de umidade desejado para cada camada dos aterros experimentais.

Cabe ressaltar que o grau de compactação no topo e na base das camadas foi verificado durante toda a construção dos aterros experimentais. Deste modo, foi possível avaliar a eficiência da compactação do rejeito total em todas as regiões dos aterros. O controle tecnológico de compactação das camadas construídas para os aterros experimentais foi realizado pelo método de Hilf.

3.2.3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os valores da massa específica real dos grãos e do teor de umidade natural foram obtidos para todas as camadas e para todos os blocos coletados nos aterros experimentais compactado e esteirado.

A determinação da massa específica real dos sólidos do rejeito total foi realizada por meio do método do picnômetro. A metodologia do ensaio consistiu em colocar a amostra dentro de um frasco picnômetro previamente tarado. O frasco foi preenchido com água destilada e submetido à remoção do ar aprisionado no conjunto. Após o completo preenchimento até a marca de referência, a massa total e a temperatura da água foram registradas com precisão, sendo todo o procedimento repetido e a respectiva massa registrada. Correlacionando esses dados, a massa específica dos grãos foi calculada conforme preconizado pela norma NBR 6458 (ABNT, 2025).

Para a determinação do teor de umidade natural dos rejeitos utilizou-se o método da secagem em estufa, conforme preconizado pela norma NBR 6457 (ABNT, 2024).

Os ensaios de compactação do tipo Proctor Normal foram realizados em conformidade com a norma NBR 7182 (ABNT, 2025). Foram executados, no total, quatorze ensaios de compactação. Conforme especificação técnica elaborada para a implantação do aterro experimental compactado, o grau de compactação mínimo definido para as camadas do aterro foi de 95% na energia de referência do Proctor Normal. O valor do GC médio entre o topo e a base das camadas foi especificado em 97%, ao passo em que o desvio de umidade foi definido entre $\pm 2,0\%$.

Os ensaios para a determinação da massa específica aparente *in situ* foram executados com o emprego do frasco de areia, segundo as especificações da norma NBR 7185 (ABNT, 2018).

3.2.3.3 ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Os ensaios de campo e de laboratório foram executados pela Construtora Barbosa Mello e pela Chammas Engenharia, respectivamente, no período compreendido entre setembro de 2022 e fevereiro de 2023.

A composição granulométrica dos rejeitos totais foi definida pela distribuição porcentual do material em massa de acordo com as dimensões das partículas que o compõem. Os ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação foram realizados de acordo com a norma NBR 7181 (ABNT, 2025) para todas as camadas e para todos os blocos coletados nos aterros experimentais compactado e esteirado.

Para as partículas mais finas (com diâmetro inferior a 0,075 mm), empregou-se o método da sedimentação. As amostras dos rejeitos totais foram previamente tratadas em solução de hexametáfosfato de sódio, e mantidas submersas por um período mínimo de 12 horas. Essa etapa do ensaio de granulometria fundamenta-se na velocidade de sedimentação das partículas em suspensão; isto é, a partir da velocidade de sedimentação, por meio da lei de Stokes, foi possível determinar os diâmetros das partículas.

Os ensaios de compressão triaxial foram realizados de acordo com a norma D4767-11 (ASTM, 2020).

Para as amostras indeformadas 01, 02 e 03 (referenciadas como 2738, 2797 e 126, conforme indica a Tabela 3.4) coletadas nos aterros experimentais compactado e esteirado, foram executados três conjuntos de ensaios triaxiais do tipo CIU_{sat} (onde o corpo de prova é primeiro

adensado isotropicamente, de modo que $\sigma_1 = \sigma_3$, e posteriormente cisalhado por compressão triaxial não drenada), saturados por contrapressão (500 kPa) e submetidos à um carregamento rápido por deformação controlada em tensões efetivas de confinamento de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400kPa.

Segundo Bishop (1954), o Parâmetro B de Skempton pode ser utilizado para problemas que envolvam taludes de barragens de terra durante a fase de construção ou nos casos de esvaziamento rápido do reservatório. Para as análises de estabilidade de taludes realizadas nessas pesquisa, foi utilizado o parâmetro r_u (quando aplicável), introduzido por Bishop & Morgenstern (1960).

Tabela 3.4 – Local de coleta dos blocos indeformados 01, 02 e 03 e especificação técnica para a realização dos ensaios de compressão triaxial

ID. Amostra	Local de coleta da amostra indeformada	Especificação técnica
Amostra indeformada 01 (2738)	Aterro experimental compactado 4ª camada Faixa 02-B 05 passadas	Diâmetro CPs: 2" Parâmetro B: 95% Deformação: 20% Tensões confinantes: 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400kPa
Amostra indeformada 02 (2797)	Aterro experimental compactado 6ª camada Faixa 03 05 passadas	
Amostra indeformada 03 (126)	Aterro experimental esteirado 4ª camada Faixa 03 06 passadas	

Ressalta-se que as etapas de adensamento foram realizadas em estágios, sendo determinado o coeficiente de permeabilidade pelo método de carga variável após a finalização de cada estágio de tensões imposto.

No aterro experimental compactado foram executados dois furos para a realização de ensaios de piezocone, conhecido pela sigla CPTu (*Cone Penetration Test with pore pressure measurement*) ou ensaio de penetração de cone.

Os dados obtidos nos ensaios de CPTu foram analisados e avaliados quanto à susceptibilidade à liquefação dos rejeitos, por apresentarem ou não comportamento contrátil.

Ressalta-se que foram necessários três deslocamentos no furo denominado “CPTu-02”, devido à dificuldade encontrada pela sonda para avançar até os três metros especificados para cada ensaio. Dessa forma, foram executados cinco ensaios CPTu para a caracterização do

comportamento dos rejeitos sob cisalhamento, ou seja, para a definição da suscetibilidade aos processos de fluxo por liquefação do material.

Não foram realizados ensaios do tipo CPTu nas camadas do aterro experimental esteirado.

3.2.4 ANÁLISES DE ESTABILIDADE

Um dos objetos de estudo que é abordado nessa dissertação trata-se de estruturas hipotéticas para a disposição

de rejeitos de mineração em pilhas, a fim de replicá-las em escala industrial. As geometrias propostas foram definidas especificamente para a elaboração dessa pesquisa.

Foram desenvolvidas duas seções transversais para dois ângulos de face entre bermas distintos, de modo a simular as seções mais críticas de cada possível estrutura. A Tabela 3.5 apresenta a ficha técnica dos cenários idealizados.

Tabela 3.5 – Ficha técnica das seções desenvolvidas

ID. Seção	Inclinação dos espaldares entre bermas	Altura máxima da pilha/seção crítica (m)	Altura máxima das bancadas (m)	Número de bancadas	Largura das bermas (m)	Inclinação global do talude
F-F'	3,0H:1V	~ 75	10,0	9	10,0	3,4H:1V
H-H'	3,5H:1V	~ 60		5		4,0H:1V

Para o empilhamento dos rejeitos totais de minério de ferro utilizados nessa pesquisa, foram realizadas análises de estabilidade em termos de tensões efetivas e tensões totais, tendo como referência as seções de maior altura das pilhas e as condições de carregamento às quais as estruturas estariam submetidas.

Por se tratar de uma metodologia de empilhamento com comportamento geotécnico complexo e com pouca experiência no Brasil, no que tange ao carregamento estático, análise drenada e não-drenada de pico, nível de água normal e nível de água desfavorável (também denominado de “crítico” nessa pesquisa) e carregamentos pseudo-estáticos (abalos sísmicos), foram aplicadas as diretrizes da NBR 13028 (ABNT, 2024) e de normatizações internacionais aplicáveis citadas anteriormente.

Para a condição não drenada, foi considerado o FS mínimo requerido pela Resolução ANM nº 95/2022 (alterada pela Resolução ANM nº 130/2023 e pela Resolução ANM nº 175/2024), que

preconiza para as análises de estabilidade e estudos de susceptibilidade à liquefação fator de segurança igual ou superior a 1,3 para resistência de pico.

A verificação da estabilidade ao escorregamento dos taludes projetados foi realizada utilizando-se o *software* Slide2® da empresa canadense Rocscience. O Slide2 é um programa de análises bidimensional de estabilidade de taludes que calcula o fator de segurança para rupturas circulares e não circulares por meio da teoria do Equilíbrio Limite.

Nesse contexto, as geometrias dos taludes foram conformadas para inclinações que garantam os fatores de segurança preconizados na NBR 13029 (ABNT, 2024) e adaptados da NBR 13028 (ABNT, 2024).

Como o objeto de estudo dessa dissertação trata-se de uma PDR com material considerado homogêneo, para a pesquisa pelas superfícies de escorregamento com os menores fatores de segurança, adotou-se o método de busca circular por auto refino (*Auto Refine Search*).

Uma vez que a busca foi definida para superfícies de deslizamento circulares, os métodos de equilíbrio-limite adotados foram os de Bishop, Spencer e G.L.E./Morgenstern-Price. Esses métodos foram selecionados para este estudo por serem amplamente reconhecidos e aplicados em análises de equilíbrio-limite na prática profissional.

O método de Bishop é adequado para rupturas circulares, satisfazendo o equilíbrio de momentos e desconsiderando as forças verticais entre as fatias. O método de Spencer considera o equilíbrio de forças e de momentos, ao passo em que também é adequado para a análise de rupturas com superfícies circulares. O método de Morgenstern-Price é mais rigoroso, pois satisfaz todas as condições de equilíbrio estático. É recomendado para análises detalhadas e retroanálises (GERSCOVICH, 2012).

Para modelar a resistência ao cisalhamento dos materiais envolvidos nas análises, foi utilizado o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e *Vertical Strength Ratio*. Os parâmetros adotados para a fundação e para o maciço foram considerados isotrópicos e homogêneos.

As seções selecionadas para essa pesquisa correspondem às maiores alturas de taludes expostos. Não foram concentradas buscas pelas superfícies de ruptura em nenhum local específico do talude, a fim de que fossem identificadas as superfícies críticas por toda a geometria inserida nos modelos bidimensionais.

Segundo Hawley e Cunning (2017), para o desenvolvimento de projetos de pilhas, em vez de estabelecer linhas de fluxo que consideram o desenvolvimento de poropressão no maciço, é aceitável usar superfícies freáticas como dado de entrada nas análises de estabilidades.

Dessa forma, os taludes das pilhas foram avaliados em duas condições de carregamento distintas, sendo: i) condição crítica, caracterizada pela elevação da superfície freática (arbitrada considerando a saturação do maciço em cotas superiores às cotas da drenagem interna, para um caso em que a pilha perca a eficiência dos drenos) e ii) sob carregamento sísmico, por meio de análises pseudo-estáticas. Por se tratar de um trabalho com caráter acadêmico, foi considerado que somente as condições críticas de solicitação precisam ser apresentadas.

A atualização da NBR 13029 (ABNT, 2024), de 08/11/2024, não possui definição quanto à superfície freática crítica. Entretanto, por se tratar de uma pesquisa, ao arbitrar o não funcionamento da drenagem interna da pilha, esse cenário foi considerado a fim de introduzir condições críticas nas análises de estabilidade realizadas.

Por sua vez, a atualização da NBR 13029 (ABNT, 2024), de 08/11/2024, traz que o projeto de pilhas de estéril deve avaliar o potencial de sismicidade natural ou induzida na área de implantação da estrutura (com base em referências bibliográficas ou em estudos específicos).

Para as análises considerando estudos sísmicos, o efeito do carregamento sísmico foi representado pela aplicação de uma força estática adicional no centro de gravidade das estruturas. Essa força adicional é calculada com base na aceleração induzida pelo sismo. Em conformidade com a Eletrobrás (2003), a análise de estabilidade diante de terremotos é frequentemente considerada em zonas sísmicas, contudo, obras de terra podem ser verificadas considerando uma aceleração de 0,05g na direção horizontal e 0,03g na direção vertical para zonas historicamente assísmicas.

Observa-se que Bray e Macedo (2024) estabelecem que, para que seja possível estabelecer um limite razoável de projeto, o valor recomendado mínimo do coeficiente sísmico é definido em 0,03, independentemente do que é calculado. A base para esse valor limite são as simplificações envolvidas em: i) na análise pseudo-estática de estabilidade de taludes, ii) na incerteza do procedimento de deslocamento sísmico, que aumenta à medida que o coeficiente sísmico diminui e, por fim, iii) na necessidade de obter um fator de segurança estático adequado em um talude infinito relativamente suave. No entanto, nesse contexto, como os valores sugeridos pela Eletrobrás (2003) são superiores aos propostos por Bray e Macedo (2024), os parâmetros que foram adotados nas análises pseudo-estáticas realizadas correspondem à um coeficiente de

aceleração horizontal igual a 0,05g e à um coeficiente de aceleração vertical igual a 0,03g (para baixo).

O rejeito total que é objeto desse estudo apresenta comportamento drenado durante a ruptura, com geração de excessos de poropressão (rapidamente dissipados) somente no estágio inicial da etapa de cisalhamento do ensaio. Se o rejeito total apresentado no item 4 pudesse ser caracterizado como saturado e “fofo”, a alteração no estado de tensões gerada por meio de um carregamento rápido ou outro gatilho que pudesse resultar nesse comportamento, existiria a chance de se observar um comportamento não drenado desse material durante toda a etapa de ruptura.

Em consonância com Sousa (2020), análises em condições drenadas também podem estar diretamente ligadas à rápida elevação do aterro antes da dissipação total das poropressões. Entretanto, como essa dissertação estuda a construção de empilhamentos por meio de um rígido controle tecnológico, conforme as camadas do aterro fossem construídas e compactadas, cairia a relação do parâmetro de poropressão r_u (que retrata razão da poropressão pela tensão total em um ponto qualquer da camada do aterro). Portanto, essa análise foi realizada pensando em uma obra que envolva a construção lenta do empilhamento (drenada).

Nesse contexto, apesar de o rejeito total adotado apresentar comportamento drenado durante o cisalhamento (após a completa dissipação do excesso de poropressão gerado inicialmente), por se tratar de um trabalho com caráter acadêmico, optou-se por realizar análises determinísticas em condições drenadas e em condições não drenadas (para 16 cenários de um total de 24 que foram modelados), a fim de avaliar a estabilidade dos depósitos em ambas as condições de carregamento.

As análises de estabilidade dessa pesquisa buscaram por fatores de segurança que atendam aos mínimos preconizados pela NBR 13029 (ABNT, 2024), que estabelece valores de 1,50 para a ruptura global do talude em condições drenadas (considerando o talude operacional ou definitivo). Para a condição não drenada, os fatores de segurança mínimos exigidos foram adaptados da NBR 13028 (ABNT, 2024), sendo de 1,30 na ausência de solicitações sísmicas para o final da construção da estrutura e de 1,10 considerando solicitações sísmicas.

Por fim, ressalta-se que análises de estabilidade determinísticas realizadas no desenvolvimento dessa pesquisa envolveram a busca por superfícies de ruptura adotando-se um critério de 20,0 m de profundidade (*Minimum Depth*) na opção de caixa de filtros do Slide2.

3.2.5 AVALIAÇÃO DA SUSCETIBILIDADE À LIQUEFAÇÃO

O ensaio de penetração de cone com medida de poropressão (CPTu) é um ensaio utilizado na engenharia geotécnica para a prospecção do subsolo. O ensaio consiste na cravação de uma ponta cônica no terreno com velocidade padrão de 2 cm/s. O equipamento de cone dispõe de células de carga que são responsáveis pela medição de três parâmetros durante a cravação: resistência na ponta do cone (q_c), resistência lateral (f_s) e poropressão (u). A partir de estudos de correlações realizadas por diversos autores, os parâmetros obtidos dos ensaios do tipo CPTu que foram realizados nos rejeitos totais foram utilizados na definição do comportamento do material ensaiado.

Para a presente dissertação, os dados dos ensaios de penetração de cone com medida de poropressão foram utilizados para definir o potencial de liquefação dos rejeitos totais e para obter a resistência não drenada do material. Entre os diversos pesquisadores que estudaram o comportamento do rejeito com utilização dos ensaios de CPTu, destacam-se Olson (2001), Robertson (2010 e 2016), Jefferies e Been (2016), cujos trabalhos são amplamente aplicados por engenheiros geotécnicos e projetistas do mundo inteiro para a definição de parâmetros de cálculo e análise do comportamento dos rejeitos de mineração.

Os rejeitos utilizados na simulação da construção dos depósitos estudados nessa pesquisa foram extraídos do reservatório de quatro barragens em descaracterização. A razão de resistência não drenada de pico desses rejeitos foi definida por meio da metodologia de Fear e Robertson (1995). Essa condição foi avaliada por meio de um espaço matemático que relaciona as investigações de campo em função das tensões efetivas de pré-ruptura, plotados junto à envoltória de contorno desenvolvida por Fear & Robertson (1995), que divide qualitativamente os materiais entre contráteis (susceptíveis à liquefação) e dilatantes (seguras quanto à liquefação). A NBR 13028 (ABNT, 2024) e a Resolução ANM nº 95/2022 (alterada pela Resolução ANM nº 130/2023 e pela Resolução ANM nº 175/2024) exigem para o cenário de suscetibilidade à liquefação na condição não drenada um fator de segurança de 1,3.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Nesta seção são apresentados os resultados obtidos no aterro experimental compactado e no aterro experimental esteirado, bem como as análises de estabilidade bidimensionais das geometrias desenvolvidas para essa pesquisa, considerando os dados de campo e os ensaios de laboratório. Por fim, são discutidos quais são os melhores critérios mais eficientes para a disposição controlada de rejeitos totais de minério de ferro.

4.1 ATERROS EXPERIMENTAIS COMPACTADO E ESTEIRADO

Para a compactação no campo, os rejeitos foram espalhados em camadas com o apoio de uma motoniveladora. Além do teor de umidade adotado, também foram consideradas a espessura de cada camada e a intensidade da pressão aplicada pelo rolo compactador – denominada, nessa dissertação, de “passadas”. Esses fatores são importantes devido à pressão aplicada na superfície da camada diminuir em função da profundidade, o que resulta em um decréscimo no grau de compactação dos rejeitos.

Por meio da análise das passadas do rolo compactador, tornou-se possível identificar quais são as variáveis ideais de compactação e de controle tecnológico em campo, ou seja, qual é a espessura, o número de passadas do rolo e os tipos de equipamentos que são necessários para que os rejeitos totais atinjam o grau de compactação mínimo e médio e se comportem como material dilatante e não susceptível à liquefação.

Na Tabela 4.1 é apresentado o resumo de todas as camadas executadas, bem como a média do grau de compactação alcançado em cada faixa, indicando as camadas aprovadas destacadas em negrito e os seus respectivos números de passadas. Ressalta-se que a terceira camada foi reprovada por ter sido identificada característica diferente do material lançado, apresentando grãos mais finos e de coloração um pouco mais clara. Foi identificado que este material é proveniente das escavações da região do entre cavas de uma das barragens em descaracterização, não se tratando de rejeito.

Para a execução do aterro experimental esteirado, os rejeitos foram espalhados em camadas com o apoio de uma motoniveladora. Além do teor de umidade adotado, também foram consideradas a espessura de cada camada e o número de passadas que deveria ser realizado pelo trator de esteira para posterior avaliação do grau de compactação.

Na Tabela 4.2 é apresentado o resumo de todas as camadas executadas, bem como a média do grau de compactação alcançado em cada faixa, indicando as camadas aprovadas destacadas em negrito e os seus respectivos números de passadas. Ressalta-se que a terceira camada foi reprovada.

Tabela 4.1 – Síntese das camadas construídas para o aterro experimental compactado

ID. Camada	Espessura solta (cm)	Desvio de umidade	Nº de passadas aprovado	Situação da camada	GC para cada quantidade de passadas executada				
					02 passadas	04 passadas	05 passadas	06 passadas	08 passadas
6ª	50	$\Delta h = +2\%$	5	GCbase > 95%	97,8	97,2	99,4	98,4	-
5ª	40	$\Delta h = 0\%$	4	GCbase > 95%	97,1	98,1	98,6	95,7	-
4ª	50	$\Delta h = -1\%$	5	GCbase > 95%	95,0	97,9	99,3	99,8	100
3ª	50	$\Delta h = 0\%$	-	Material não representativo	-				
2ª	60	$\Delta h = -1\%$	Camada reprovada	GCbase < 95%	89,9	96,2	-	95	99,8
1ª	60	$\Delta h = -2\%$	Camada reprovada	GCbase < 95%	93,9	95	-	96,6	97,4

Tabela 4.2 – Síntese das camadas construídas para o aterro experimental esteirado

ID. Camada	Espessura solta (cm)	Desvio de umidade	Nº de passadas aprovado	Situação da camada	GC para cada quantidade de passadas executada				
					02 passadas	04 passadas	05 passadas	06 passadas	08 passadas
8ª	50	$\Delta h = +1\%$	4	GCbase > 95%	96,3	97,8	-	98,8	99,0
7ª	50	$\Delta h = -2\%$	4	GCbase > 95%	93,5	97,2	-	98,1	99,5
6ª	50	$\Delta h = +2\%$	4	GCbase > 95%	95,5	97,5	-	98,4	98,8
5ª	50	$\Delta h = 0\%$	4	GCbase > 95%	96,8	97,9	98,4	98,9	99,2
4ª	40	$\Delta h = +2\%$	4	GCbase > 95%	95,1	97,1	-	98,7	98,3
3ª	40	$\Delta h = +2\%$	Resultados incoerentes	Camada desconsiderada	-				
2ª	40	$\Delta h = -2\%$	6	GCbase > 95%	92,8	96,2	-	97,9	97,9
1ª	40	$\Delta h = 0\%$	6	GCbase > 95%	94,4	95,6	-	98,4	98,0

4.1.1 GRANULOMETRIA

A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos para cada camada executada no aterro experimental compactado.

Tabela 4.3 – Granulometria do rejeito total referente ao aterro experimental compactado

ID. camada	% Pedra	% Pedregulho	% Areia	% Silte	% Argila	Classificação
1ª	0,00	5,19	38,93	42,89	13,00	Silte areno argiloso com presença de pedregulhos
2ª	0,00	1,59	31,08	58,43	8,90	Areia silto argilosa
3ª	0,00	6,30	31,13	55,96	6,60	Silte areno argiloso com presença de pedregulhos
4ª	0,00	7,92	29,91	50,47	11,70	Silte areno argiloso com presença de pedregulhos
5ª	0,00	4,78	44,30	45,72	5,20	Silte areno argiloso
6ª	0,00	5,21	34,24	53,95	6,60	Silte areno argiloso com presença de pedregulhos
Média	0,00	5,17	34,93	51,24	8,67	Silte areno argiloso com presença de pedregulhos

Conforme o esperado, os resultados demonstram similaridade nas faixas granulométricas. O rejeito apresenta granulometria de silte areno-argiloso com presença de pedregulhos. A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas obtidas para as seis camadas construídas no aterro experimental compactado.

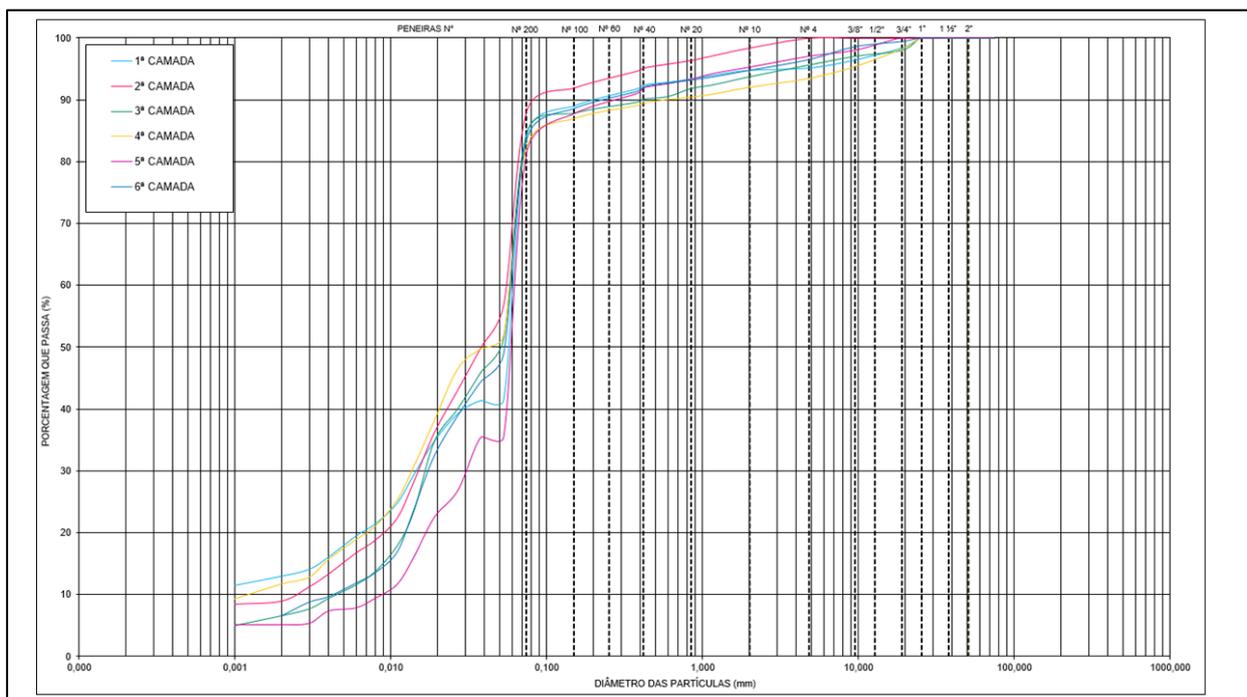


Figura 4.1 – Curvas granulométricas do rejeito total referente ao aterro experimental compactado

A Tabela 4.4 apresenta os resultados obtidos para cada camada executada no aterro experimental esteirado.

Tabela 4.4 – Granulometria do rejeito total referente ao aterro experimental esteirado

ID. camada	% Pedra	% Pedregulho	% Areia	% Silte	% Argila	Classificação
1ª	0,00	3,09	35,49	55,21	6,20	Silte areno argiloso
2ª	0,00	5,25	51,48	41,28	2,00	Areia siltosa com presença de pedregulhos
3ª	0,00	5,40	47,60	40,70	6,30	Areia silto argilosa com presença de pedregulhos
4ª	0,00	3,81	50,16	42,52	3,50	Areia siltosa
5ª	0,00	4,90	48,30	41,39	5,40	Areia silto argilosa
6ª	0,00	3,82	53,47	37,40	5,30	Areia silto argilosa
7ª	0,00	5,03	47,56	43,01	4,40	Areia siltosa com presença de pedregulhos
8ª	0,00	5,11	38,60	48,89	7,40	Silte areno argiloso com presença de pedregulhos
Média	0,00	4,55	46,58	43,80	5,06	Areia silto argilosa

A Figura 4.2 apresenta as curvas granulométricas obtidas para as oito camadas construídas no aterro experimental esteirado.

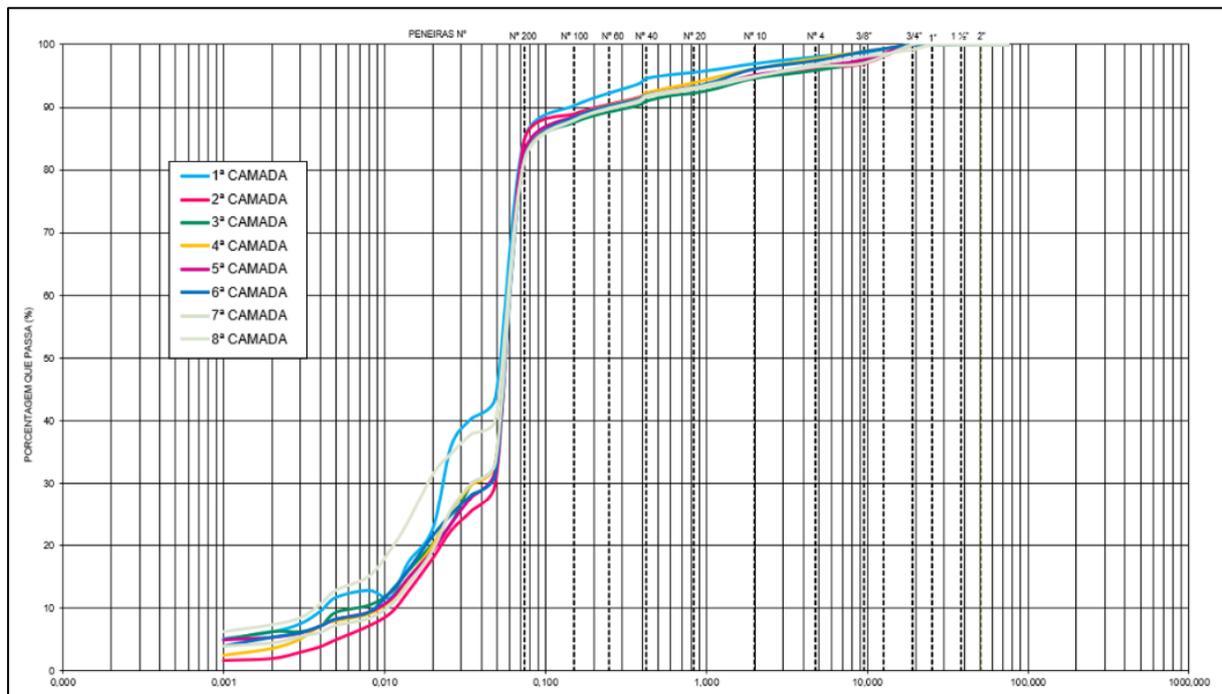


Figura 4.2 – Curvas granulométricas do rejeito total referente ao aterro experimental esteirado

4.1.2 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS E TEOR DE UMIDADE NATURAL

A massa específica real dos grãos e o teor de umidade natural encontrados para as seis camadas executadas no aterro experimental compactado são apresentados na Tabela 4.5. O rejeito apresenta massa específica real dos grãos média de 3,602 g/cm³ e teor de umidade médio de 13,40%. Esses valores elevados ocorrem, principalmente, em virtude da presença de óxido e hidróxido de ferro.

Tabela 4.5 – Massa específica real dos grãos e teor de umidade natural para o aterro experimental compactado

ID. Camada	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	Teor de umidade natural (%)
1 ^a	3,480	13,80
2 ^a	3,475	15,90
3 ^a	3,653	10,50
4 ^a	3,624	14,30
5 ^a	3,776	13,06
6 ^a	3,603	12,60
Média	3,602	13,40

A massa específica real dos grãos e o teor de umidade natural encontrados para as oito camadas executadas no aterro experimental esteirado são apresentados na Tabela 4.6. O rejeito apresenta massa específica real dos grãos média de 3,702 g/cm³ e teor de umidade médio de 13,08%.

Tabela 4.6 – Massa específica real dos grãos e teor de umidade natural para o aterro experimental esteirado

ID. Camada	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	Teor de umidade natural (%)
1 ^a	3,768	15,10
2 ^a	3,692	11,20
3 ^a	3,660	12,30
4 ^a	3,746	12,90
5 ^a	3,724	13,60
6 ^a	3,663	13,20
7 ^a	3,689	13,60
8 ^a	3,675	12,70
Média	3,702	13,08

4.1.3 ÍNDICE DE VAZIOS

Foi calculado o índice de vazios para cada camada (e as suas respectivas faixas) do aterro experimental compactado e do aterro experimental esteirado. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 4.7 e na Tabela 4.8, respectivamente.

Tabela 4.7 – Índice de vazios calculado referente ao aterro experimental compactado

Nº da camada	Espessura	Faixa	Desvio de umidade	Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Massa específica seca máxima (g/cm ³)	Índice de vazios
1ª camada	60 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = -2\%$	3,48	2,437	0,428
		Faixa 02 (04 passadas)			2,417	0,44
		Faixa 03 (06 passadas)			2,454	0,418
		Faixa 04 (08 passadas)			2,423	0,436
2ª camada	60 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = -1\%$	3,475	2,457	0,414
		Faixa 02 (04 passadas)			2,423	0,434
		Faixa 03 (06 passadas)			2,482	0,4
		Faixa 04 (08 passadas)			2,454	0,416
3ª camada	50 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = 0\%$	3,653	2,4	0,522
		Faixa 02 (04 passadas)			2,4	0,522
		Faixa 03 (06 passadas)			2,433	0,501
		Faixa 04 (08 passadas)			2,416	0,512
4ª camada	50 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = -1\%$	3,624	2,418	0,499
		Faixa 02-B (05 passadas)			2,431	0,491
		Faixa 03 (06 passadas)			2,438	0,487
		Faixa 04 (08 passadas)			2,448	0,48
5ª camada	40 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = 0\%$	3,776	2,395	0,577
		Faixa 02 (04 passadas)			2,421	0,559
		Faixa 03 (05 passadas)			2,4115	0,566
		Faixa 04 (06 passadas)			2,441	0,547
6ª camada	50 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = +2\%$	3,603	2,427	0,485
		Faixa 02 (04 passadas)			2,433	0,482
		Faixa 03 (05 passadas)			2,432	0,482
		Faixa 04 (06 passadas)			2,4395	0,477

Tabela 4.8 – Índice de vazios calculado referente ao aterro experimental esteirado

Nº da camada	Espessura	Faixa	Desvio de umidade	Densidade real dos grãos (g/cm ³)	Massa específica seca máxima (g/cm ³)	Índice de vazios
1ª camada	40 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = 0\%$	3,768	2,442	0,543
		Faixa 02 (04 passadas)			2,437	0,546
		Faixa 03 (06 passadas)			2,442	0,543
		Faixa 04 (08 passadas)			2,460	0,532
2ª camada	40 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = -2\%$	3,692	2,420	0,526
		Faixa 02 (04 passadas)			2,431	0,519
		Faixa 03 (06 passadas)			2,413	0,530
		Faixa 04 (08 passadas)			2,415	0,529
3ª camada	40 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = +2\%$	3,660	2,436	0,503
		Faixa 02 (04 passadas)			2,441	0,499
		Faixa 03 (06 passadas)			2,437	0,502
		Faixa 04 (08 passadas)			2,438	0,502
4ª camada	40 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = +2\%$	3,746	2,483	0,509
		Faixa 02 (04 passadas)			2,483	0,509
		Faixa 03 (06 passadas)			2,489	0,502
		Faixa 04 (08 passadas)			2,489	0,505
5ª camada	50 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = 0\%$	3,724	2,432	0,532
		Faixa 02 (04 passadas)			2,431	0,532
		Faixa 03 (06 passadas)			2,431	0,532
		Faixa 04 (08 passadas)			2,426	0,535
6ª camada	50 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = +2\%$	3,663	2,445	0,498
		Faixa 02 (04 passadas)			2,441	0,501
		Faixa 03 (06 passadas)			2,447	0,497
		Faixa 04			2,443	0,499

Nº da camada	Espessura	Faixa	Desvio de umidade	Densidade real dos grãos (g/cm³)	Massa específica seca máxima (g/cm³)	Índice de vazios
		(08 passadas)				
7ª camada	50 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = -2\%$	3,689	2,409	0,531
		Faixa 02 (04 passadas)			2,414	0,528
		Faixa 03 (06 passadas)			2,414	0,528
		Faixa 04 (08 passadas)			2,413	0,529
8ª camada	50 cm	Faixa 01 (02 passadas)	$\Delta h = +1\%$	3,675	2,426	0,515
		Faixa 02 (04 passadas)			2,422	0,517
		Faixa 03 (05 passadas)			2,426	0,515
		Faixa 04 (06 passadas)			2,431	0,512

4.1.4 COMPACTAÇÃO PROCTOR NORMAL

O gráfico apresentado na Figura 4.3 foi gerado a partir dos ensaios de compactação Proctor Normal realizados em campo para o aterro experimental compactado.

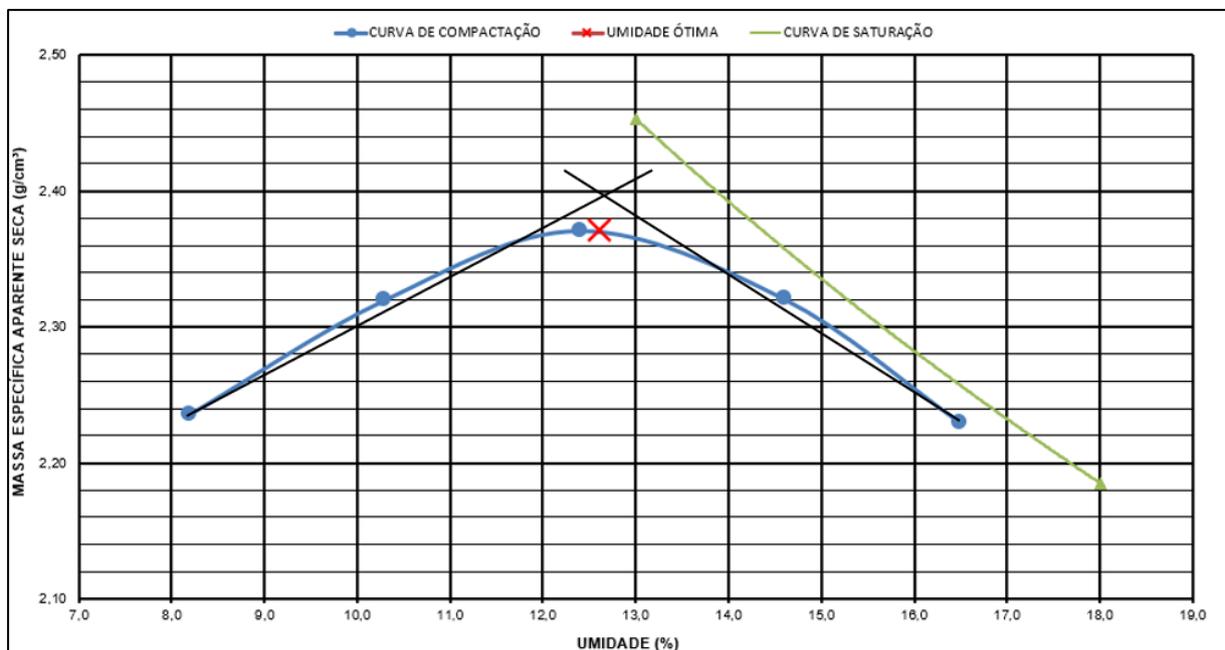


Figura 4.3 – Curva média dos resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal para o aterro experimental compactado

A Tabela 4.9 apresenta o resumo dos resultados obtidos para cada camada construída no aterro experimental compactado. O rejeito apresenta massa específica seca máxima média de 2,374 g/cm³ e umidade ótima média de 12,46%.

Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal referentes ao aterro experimental compactado

ID. Camada	Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	Umidade ótima (%)
1 ^a	2,360	12,80
2 ^a	2,280	13,00
3 ^a	2,431	12,00
4 ^a	2,387	12,15
5 ^a	2,386	12,80
6 ^a	2,395	12,60
Média	2,374	12,46

Nota-se que a curva de compactação em formato de sino mostrada na Figura 4.3 é típica para a maioria dos solos argilosos (LEE & SUEDKAMP, 1972).

O gráfico apresentado na Figura 4.4 foi gerado a partir dos ensaios de compactação Proctor Normal realizados em campo para o aterro experimental esteirado.

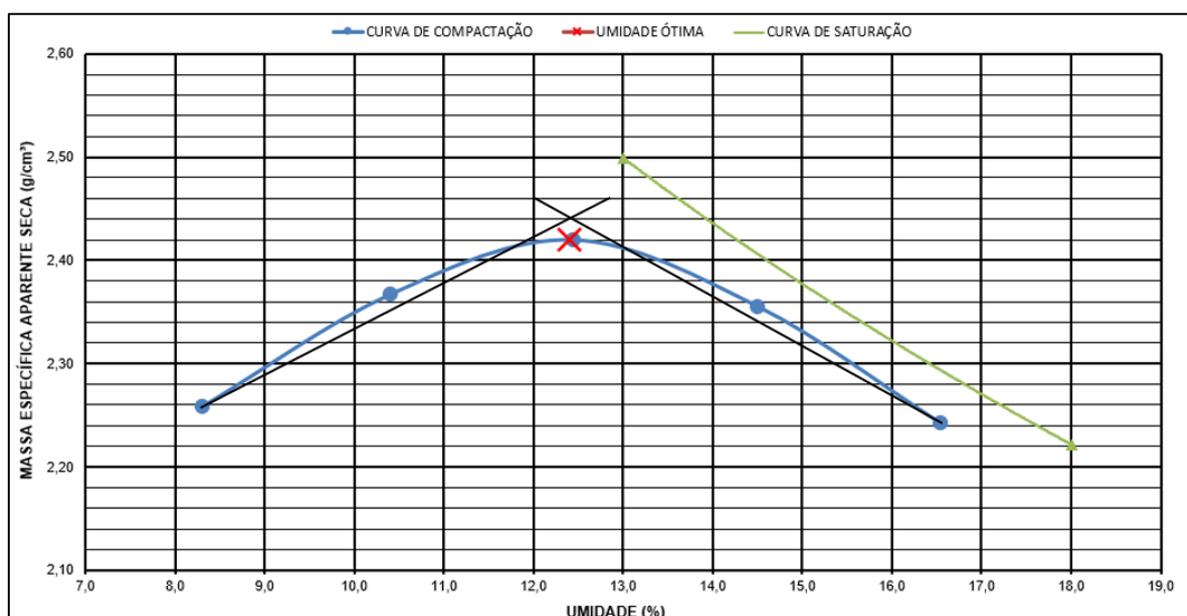


Figura 4.4 – Curva média dos resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal para o aterro experimental esteirado

A Tabela 4.10 apresenta o resumo dos resultados obtidos para cada camada construída no aterro experimental esteirado. O rejeito apresenta massa específica seca máxima média de 2,420 g/cm³ e umidade ótima média de 12,40%.

Tabela 4.10 – Resultados dos ensaios de compactação Proctor Normal referentes ao aterro experimental esteirado

ID. Camada	Massa específica aparente seca máxima (g/cm ³)	Umidade ótima (%)
1 ^a	2,410	12,40
2 ^a	2,452	12,50
3 ^a	2,487	12,80
4 ^a	2,423	12,25
5 ^a	2,390	12,40
6 ^a	2,434	11,90
7 ^a	2,368	12,20
8 ^a	2,403	12,50
Média	2,420	12,40

4.1.5 CONTROLE TECNOLÓGICO DE COMPACTAÇÃO NO ATERRO EXPERIMENTAL COMPACTADO – MÉTODO DE HILF

Para solos naturais, em linhas gerais, nota-se que conforme aumenta o esforço de compactação, aumenta também o peso específico seco máximo, ao passo em que o teor de umidade ótimo diminui levemente. De maneira similar, a partir da análise dos dados exibidos nos itens subsequentes, por exemplo, ao serem comparadas as faixas compactadas com duas e seis passadas, é possível notar esse mesmo comportamento para todas as camadas de rejeito do aterro experimental.

Em contrapartida, ao observar as faixas das camadas que foram compactadas com oito passadas (ou seja, faixas onde a intensidade da pressão aplicada pelo rolo compactador foi ainda maior) e comparar os valores de massa específica seca máxima e de índice de vazios entre essas faixas e as faixas compactadas com somente seis passadas, nota-se, respectivamente, a redução e o aumento desses parâmetros. Esse comportamento justifica-se por meio do acréscimo empregado nos valores da energia de compactação, que orientou as partículas dos rejeitos de modo a tornar as estruturas mais dispersas (mesmo no ramo seco, que é o caso da 1^a e da 2^a camada, compactadas com -2% e -1% de desvio de umidade).

4.1.5.1 1ª CAMADA

A Tabela 4.11 apresenta os resultados dos ensaios realizados nessa camada.

Tabela 4.11 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (1ª camada)

ID. Camada	Espessura da camada	Faixa de compactação	Número do furo	Topo/Base	Massa específica aparente <i>in situ</i> (g/cm ³)	Massa específica convertida máxima (g/cm ³)	GC	Umidade ótima (%)	Desvio de umidade	Condição da camada
1ª	60 cm	Faixa 01 (02 fechas)	Furo 01	Topo	2,586	2,755	93,9%	12,8%	0,1%	Camada reprovada (GC base < 95%)
				Base	2,570	2,815	91,3%		-1,6%	
			Furo 02	Topo	2,530	2,713	93,3%		-1,2%	
				Base	2,570	2,757	93,2%		0,0%	
			Furo 03	Topo	2,544	2,697	94,3%		-1,8%	
				Base	2,636	2,700	97,6%		-1,6%	
		Faixa 02 (04 fechas)	Furo 01	Topo	2,600	2,694	96,5%		-2,0%	
				Base	2,514	2,750	91,4%		-0,2%	
			Furo 02	Topo	2,625	2,711	96,8%		-0,9%	
				Base	2,656	2,787	95,3%		0,6%	
		Faixa 03 (06 fechas)	Furo 01	Topo	2,610	2,743	95,2%		-1,9%	
				Base	2,621	2,677	97,9%		-2,2%	
			Furo 02	Topo	2,627	2,759	95,2%		-0,8%	
				Base	2,648	2,739	96,7%		0,0%	
			Furo 03	Topo	2,614	2,687	97,3%		-2,3%	
				Base	2,661	2,740	97,1%		0,8%	
		Faixa 04 (08 fechas)	Furo 01	Topo	2,602	2,687	96,8%		-2,3%	
				Base	2,677	2,733	98,0%		-0,3%	
			Furo 02	Topo	2,572	2,733	94,1%		-2,0%	
				Base	2,751	2,745	100,2%		0,0%	
			Furo 03	Topo	2,640	2,719	97,1%		-2,1%	
				Base	2,676	2,722	98,3%		-1,5%	

A Figura 4.5 exhibe os resultados médios do Grau de compactação vs. Número de Passadas obtidos em cada uma das quatro faixas da 1ª camada do aterro experimental compactado.

A 1ª camada atingiu o grau de compactação máximo no topo (GC = 96,7%) com quatro passadas (Faixa 02). A base da camada permaneceu absorvendo energia de compactação até a realização de oito passadas (Faixa 04).

Ressalta-se que a camada não atingiu grau de compactação mínimo igual a 95% na energia de referência do Proctor Normal. Isto posto, as condições aplicadas não devem ser reproduzidas na execução de uma disposição em caráter temporário ou permanente desse material.

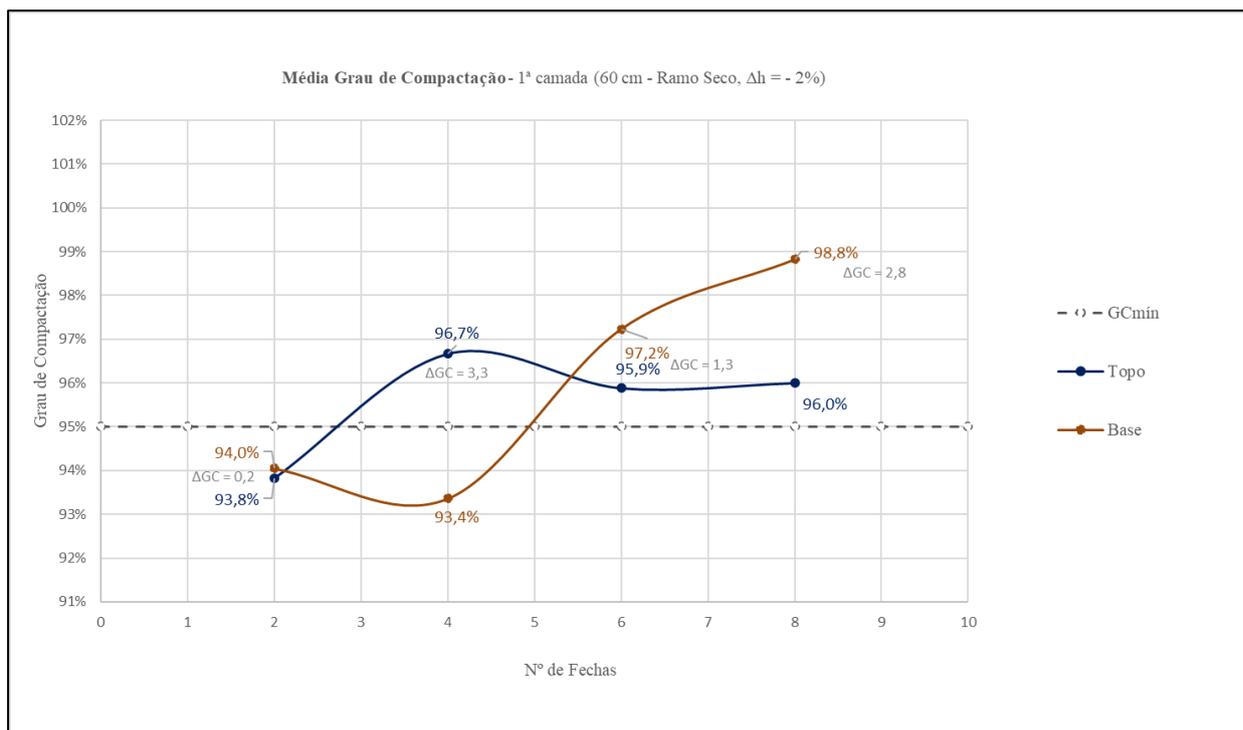


Figura 4.5 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (1ª camada do aterro experimental compactado)

4.1.5.2 2ª CAMADA

A Tabela 4.12 apresenta os resultados dos ensaios realizados nessa camada.

Tabela 4.12 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (2ª camada)

ID. Camada	Espessura da camada	Faixa de compactação	Número do furo	Topo/Base	Massa específica aparente <i>in situ</i> (g/cm ³)	Massa específica convertida máxima (g/cm ³)	GC	Umidade ótima (%)	Desvio de umidade	Condição da camada
2ª	60 cm	Faixa 01 (02 fechas)	Furo 01	Topo	2,559	2,763	92,6%	12,7%	-0,3%	Camada reprovada (GC base < 95%)
				Base	2,266		82,0%		-0,3%	
			Furo 02	Topo	2,524	2,720	92,8%		-0,4%	
				Base	2,505		92,1%		-0,4%	
		Faixa 02 (04 fechas)	Furo 01	Topo	2,678	2,741	97,7%		0,0%	
				Base	2,526		92,2%		0,0%	
			Furo 02	Topo	2,653	2,694	98,5%		-1,6%	
				Base	2,603		96,6%		-1,6%	
		Faixa 03 (06 fechas)	Furo 01	Topo	2,749	2,743	100,2%		-0,3%	
				Base	2,374		86,5%		-0,3%	
			Furo 02	Topo	2,807	2,792	100,5%		0,4%	
				Base	2,593		92,9%		0,4%	
		Faixa 04 (08 fechas)	Furo 01	Topo	2,656	2,774	95,7%		0,3%	
				Base	2,499		90,1%		0,3%	
			Furo 02	Topo	2,753	2,733	100,7%		-0,3%	
				Base	2,646		96,8%		-0,3%	

A Figura 4.6 exibe os resultados médios do Grau de compactação vs. Número de Passadas obtidos em cada uma das quatro faixas da 2ª camada do aterro experimental compactado.

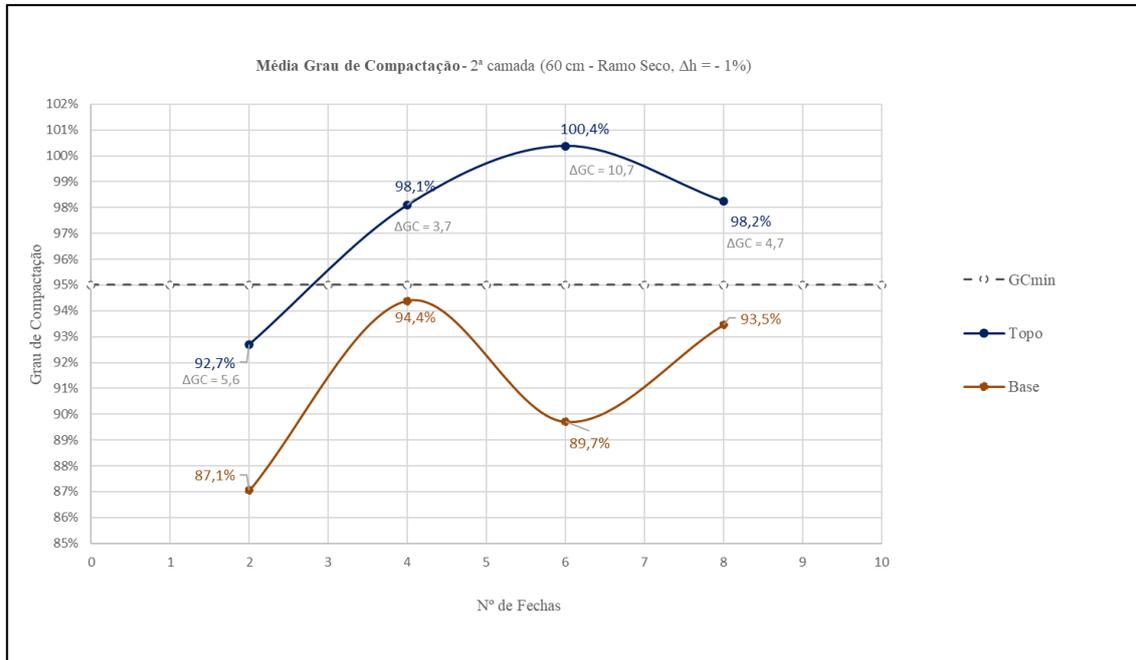


Figura 4.6 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (2ª camada do aterro experimental compactado)

A 2ª camada atingiu o grau de compactação máximo no topo ($GC = 100,4\%$) com seis passadas (Faixa 03). Contudo, essa camada não atende à diretriz prevista em especificação técnica, sendo estabelecido 95% de grau de compactação mínimo na base da camada na energia de referência Proctor Normal.

Desse modo, as condições aplicadas não devem ser reproduzidas na execução de uma disposição em caráter temporário ou permanente desse material.

4.1.5.3 3ª CAMADA

A Tabela 4.13 apresenta os resultados dos ensaios realizados nessa camada.

Tabela 4.13 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (3ª camada)

ID. Camada	Espessura da camada	Faixa de compactação	Número do furo	Topo/Base	Massa específica aparente <i>in situ</i> (g/cm³)	Massa específica convertida máxima (g/cm³)	GC	Umidade ótima (%)	Desvio de umidade	Condição da camada
3ª	50 cm	Faixa 01 (02 fechas)	Furo 01	Topo	2,697	2,704	99,7%	12,6%	0,4%	Camada reprovada (material não representativo)
				Base	2,666		98,6%			
			Furo 02	Topo	2,681	2,689	99,7%			
				Base	2,577		95,8%			
		Faixa 02 (04 fechas)	Furo 01	Topo	2,699	2,710	99,6%			
				Base	2,604		96,1%			
			Furo 02	Topo	2,740	2,693	101,7%			
				Base	2,669		99,1%			
		Faixa 03 (06 fechas)	Furo 01	Topo	2,724	2,733	99,7%			
				Base	2,655		97,1%			
			Furo 02	Topo	2,746	2,712	101,3%			
				Base	2,806		103,5%			
			Furo 03	Topo	2,714	2,734	99,3%			
				Base	2,624		96,0%			
		Faixa 04 (08 fechas)	Furo 01	Topo	2,681	2,700	99,3%			
				Base	2,711		100,4%			
			Furo 02	Topo	2,714	2,707	100,3%			
				Base	2,678		98,9%			
			Furo 03	Topo	2,724	2,713	100,4%			
				Base	2,627		96,8%			

A Figura 4.7 exibe os resultados médios do Grau de compactação vs. Número de Passadas obtidos em cada uma das quatro faixas da 3ª camada do aterro experimental compactado.

A 3ª camada apresentou a presença de “borrachudo” com a execução de oito passadas (Faixa 04), sinalizando que o material não estava mais absorvendo energia de compactação. Na Figura 4.8 é possível observar os locais onde a superfície do aterro apresentou laminações.

Ressalta-se que a camada foi reprovada por se tratar de um material que não é representativo. Dessa forma, a avaliação acerca das condições aplicadas nessa camada durante a execução de uma disposição em caráter temporário ou permanente não foi realizada.

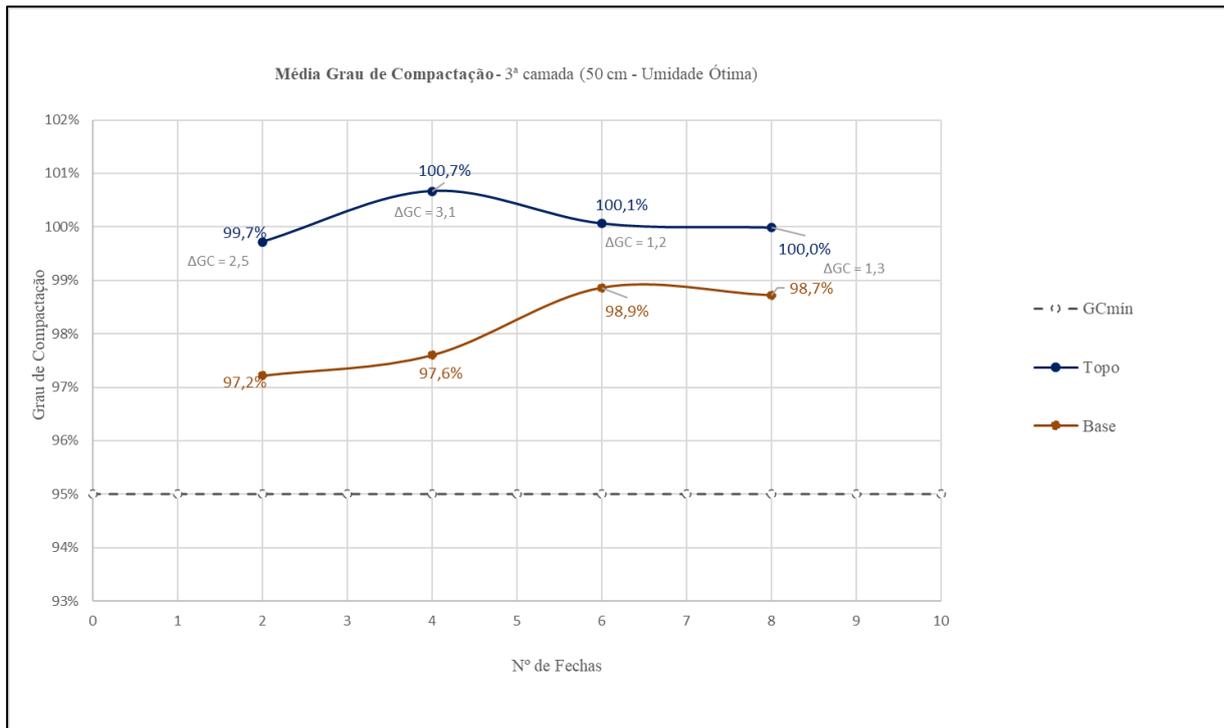


Figura 4.7 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (3ª camada do aterro experimental compactado)



Figura 4.8 – Presença de “borrachudo” na 3ª camada do aterro experimental compactado após a realização de oito passadas

4.1.5.4 4ª CAMADA

A Tabela 4.14 apresenta os resultados dos ensaios realizados nessa camada.

Tabela 4.14 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (4ª camada)

ID. Camada	Espessura da camada	Faixa de compactação	Número do furo	Topo/Base	Massa específica aparente <i>in situ</i> (g/cm³)	Massa específica convertida máxima (g/cm³)	GC	Umidade ótima (%)	Desvio de umidade	Condição da camada
4ª	50 cm	Faixa 01 (02 fechas)	Furo 01	Topo	2,590	2,701	95,9%	12,2%	-0,3%	Camada aprovada (GC base > 95%)
				Base	2,547		94,3%			
			Furo 02	Topo	2,601	2,711	95,9%			
				Base	2,541		93,7%			
		Faixa 02 (04 fechas)	Furo 01	Topo	2,747	2,734	100,5%			
				Base	2,569		94,0%			
			Furo 02	Topo	2,724	2,726	99,9%			
				Base	2,591		95,0%			
			Furo 03	Topo	2,695	2,696	100,0%			
				Base	2,641		98,0%			
		Faixa 02-B (05 fechas)	Furo 01	Topo	2,723	2,731	99,7%			
				Base	2,691		98,5%			
			Furo 02	Topo	2,727	2,719	100,3%			
				Base	2,685		98,7%			
		Faixa 03 (06 fechas)	Furo 01	Topo	2,750	2,728	100,8%			
				Base	2,685		98,4%			
			Furo 02	Topo	2,753	2,723	101,1%			
				Base	2,691		98,8%			
		Faixa 04 (08 fechas)	Furo 01	Topo	2,725	2,683	101,6%			
				Base	2,638		98,3%			
			Furo 02	Topo	2,718	2,681	101,4%			
				Base	2,642		98,5%			

A Figura 4.9 exibe os resultados médios do Grau de compactação vs. Número de Passadas obtidos em cada uma das cinco faixas da 4ª camada do aterro experimental compactado.

A 4ª camada apresentou absorção mais eficiente de energia de compactação com cinco passadas (Faixa 02-B). Para quatro passadas executadas (Faixa 02), o valor do grau de compactação da base ficou próximo ao valor mínimo previsto em especificação técnica (GC = 95%). Para seis passadas (Faixa 03) foi possível observar que o topo da camada apresentou laminações, indicando uma camada “estourada”.

Ressalta-se que a camada atingiu grau de compactação igual a 95% na energia de referência do Proctor Normal. Assim sendo, as condições aplicadas podem ser reproduzidas na execução de uma disposição em caráter temporário ou permanente desse material.

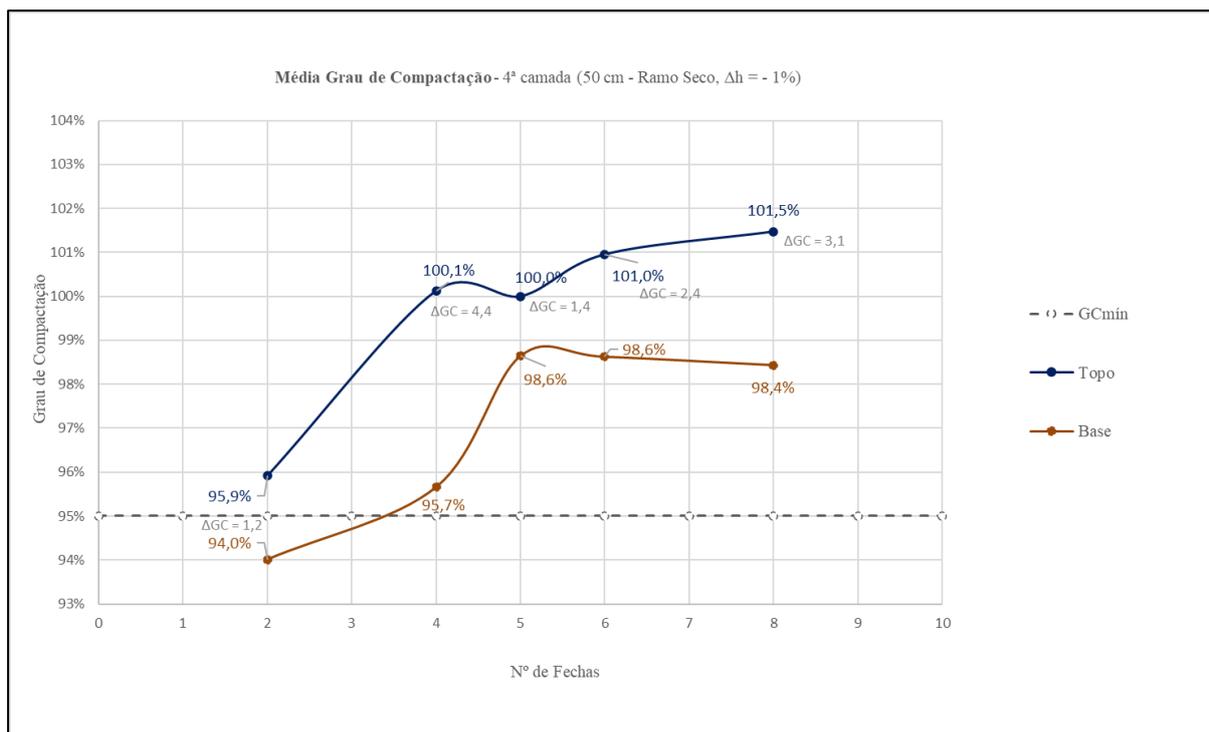


Figura 4.9 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (4ª camada do aterro experimental compactado)

➤ COLETA DE BLOCO INDEFORMADO (4ª CAMADA)

Após a conclusão da construção da 4ª camada e da execução dos respectivos ensaios de controle tecnológico, realizou-se a coleta do bloco indeformado 01 na Faixa 02-B (cinco passadas) do aterro experimental compactado, além da coleta de uma amostra deformada 01 do material correspondente à camada.

A partir do material da amostra indeformada (Figura 4.10) e da amostra deformada, foram executadas a caracterização do material, um ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} e um ensaio de permeabilidade à carga variável.



Figura 4.10 – Bloco indeformado 01, com dimensões de 35x35x35cm

4.1.5.5 5ª CAMADA

A Tabela 4.15 apresenta os resultados dos ensaios realizados nessa camada.

Tabela 4.15 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (5ª camada)

ID. Camada	Espessura da camada	Faixa de compactação	Número do furo	Topo/Base	Massa específica aparente <i>in situ</i> (g/cm ³)	Massa específica convertida máxima (g/cm ³)	GC	Umidade ótima (%)	Desvio de umidade	Condição da camada
5ª	40 cm	Faixa 01 (02 fechas)	Furo 01	Topo	2,563	2,711	94,5%	12,7%	-0,3%	Camada aprovada (GC base > 95%)
				Base	2,635		97,2%			
			Furo 02	Topo	2,683	2,701	99,3%			
				Base	2,624		97,1%			
		Faixa 02 (04 fechas)	Furo 01	Topo	2,693	2,709	99,4%			
				Base	2,678		98,9%			
			Furo 02	Topo	2,721	2,718	100,1%			
				Base	2,474		91,0%			
			Furo 03	Topo	2,689	2,718	98,9%			
				Base	2,585		95,1%			
		Faixa 03 (05 fechas)	Furo 01	Topo	2,696	2,705	99,7%			
				Base	2,630		97,2%			
			Furo 02	Topo	2,735	2,711	100,9%			
				Base	2,620		96,6%			
		Faixa 04 (06 fechas)	Furo 01	Topo	2,665	2,714	98,2%			
				Base	2,553		94,1%			
			Furo 02	Topo	2,728	2,752	99,1%			
				Base	2,518		91,5%			

A Figura 4.11 exibe os resultados médios do Grau de compactação vs. Número de Passadas obtidos em cada uma das quatro faixas da 5ª camada do aterro experimental compactado.

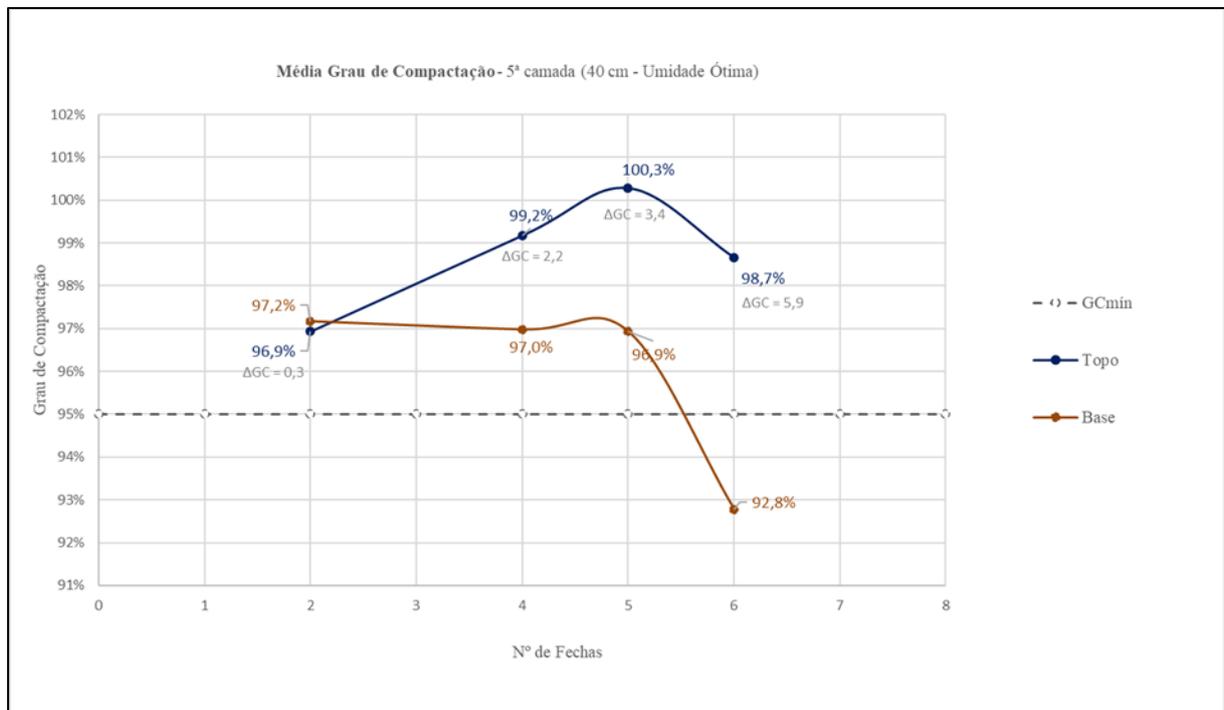


Figura 4.11 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (5ª camada do aterro experimental compactado)

A 5ª camada apresentou absorção mais eficiente de energia de compactação com quatro passadas (Faixa 02), atendendo ao grau de compactação mínimo de 95% na energia de referência do Proctor Normal previsto em especificação técnica.

Isto posto, as condições aplicadas podem ser reproduzidas na execução de uma disposição em caráter temporário ou permanente desse material.

4.1.5.6 6ª CAMADA

A Tabela 4.16 apresenta os resultados dos ensaios realizados nessa camada.

Tabela 4.16 – Controle tecnológico de compactação pelo método de Hilf (6ª camada)

ID. Camada	Espessura da camada	Faixa de compactação	Número do furo	Topo/Base	Massa específica aparente <i>in situ</i> (g/cm³)	Massa específica convertida máxima (g/cm³)	GC	Umidade ótima (%)	Desvio de umidade	Condição da camada
6ª	50 cm	Faixa 01 (02 fechas)	Furo 01	Topo	2,669	2,734	97,6%	12,6%	1,9%	Camada aprovada (GC base > 95%)
				Base	2,657		97,2%			
			Furo 02	Topo	2,681	2,740	97,8%			
				Base	2,704		98,7%			
			Furo 03	Topo	2,680	2,732	98,1%			
				Base	2,666		97,6%			
		Faixa 02 (04 fechas)	Furo 01	Topo	2,695	2,741	98,3%			
				Base	2,744		100,1%			
			Furo 02	Topo	2,723	2,749	99,1%			
				Base	2,732		99,4%			
			Furo 03	Topo	2,638	2,738	96,3%			
				Base	2,622		95,8%			
		Furo 04	Topo	2,648	2,736	96,8%				
			Base	2,629		96,1%				
		Faixa 03 (05 fechas)	Furo 01	Topo	2,723	2,738	99,5%			
				Base	2,725		99,5%			
			Furo 02	Topo	2,722	2,750	99,0%			
				Base	2,702		98,3%			
			Furo 03	Topo	2,728	2,737	99,7%			
				Base	2,713		99,1%			
			Furo 04	Topo	2,741	2,723	100,7%			
				Base	2,708		99,4%			
		Faixa 04 (06 fechas)	Furo 01	Topo	2,715	2,739	99,1%			
				Base	2,712		99,0%			
Furo 02	Topo		2,665	2,748	97,0%					
	Base		2,710		98,6%					

A Figura 4.12 exibe os resultados médios do Grau de compactação vs. Número de Passadas obtidos em cada uma das quatro faixas da 6ª camada do aterro experimental compactado.

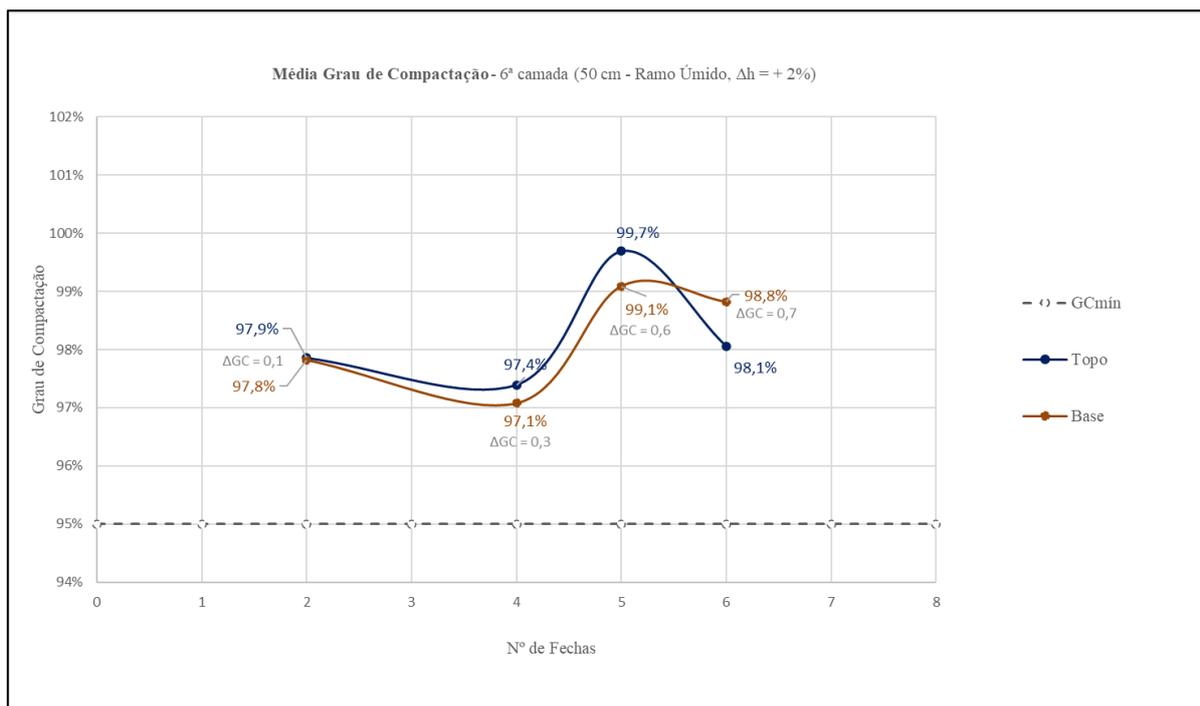


Figura 4.12 – Média do Grau de Compactação vs. Número de Passadas (6ª camada do aterro experimental compactado)

A 6ª camada apresentou absorção mais eficiente de energia de compactação com cinco passadas (Faixa 03), onde atendeu ao grau de compactação mínimo de 95% previsto em especificação técnica. Para quatro passadas executadas (Faixa 02), o valor do grau de compactação também foi satisfatório. Contudo, como a 4ª camada ($\Delta h = -1\%$) foi aprovada com cinco passadas, esse padrão foi mantido para facilitar operacionalmente a futura disposição dos rejeitos em relação aos diferentes valores de desvio de umidade. Para seis passadas (Faixa 04) percebeu-se a presença de “borrachudo”, indicando que o material não estava mais absorvendo energia de compactação (Figura 4.13).

Ressalta-se que a camada atingiu grau de compactação igual a 95% na energia de referência do Proctor Normal. Isto posto, as condições aplicadas podem ser reproduzidas na execução de uma disposição temporária ou permanente desse material.



Figura 4.13 – Presença de “borrachudo” na 6ª camada do aterro experimental compactado após a realização de seis passadas

➤ **COLETA DE BLOCO INDEFORMADO (6ª CAMADA)**

Após a conclusão da construção da 6ª camada e da execução dos respectivos ensaios de controle tecnológico, realizou-se a coleta do bloco indeformado 02 na Faixa 03 (cinco passadas) do aterro experimental compactado, além da coleta de uma amostra deformada 02 do material correspondente à camada.

Os procedimentos foram realizados em conformidade com a norma NBR 9604 (ABNT, 2024).

A partir do material da amostra indeformada (Figura 4.14) e da amostra deformada, foram executadas a caracterização do material, um ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} e um ensaio de permeabilidade à carga variável.



Figura 4.14 – Bloco indeformado 02, com dimensões de 35x35x35cm

A Tabela 4.17 apresenta um resumo acerca do número de passadas que foi aprovado para cada uma das camadas.

Tabela 4.17 – Número de passadas que foi aprovado para as camadas construídas para o aterro experimental compactado

ID. Camada	Espessura solta (cm)	Desvio de umidade	Nº de passadas aprovado	Observação
6ª	50	$\Delta h = +2\%$	5	GC base > 95%
5ª	40	$\Delta h = 0\%$	4	GC base > 95%
4ª	50	$\Delta h = -1\%$	5	GC base > 95%
3ª	50	$\Delta h = 0\%$	-	Material não representativo
2ª	60	$\Delta h = -1\%$	-	GC base < 95%
1ª	60	$\Delta h = -2\%$	-	GC base < 95%

4.1.6 CONTROLE TECNOLÓGICO DE COMPACTAÇÃO NO ATERRO EXPERIMENTAL ESTEIRADO – MÉTODO DE HILF

De maneira distinta ao que foi apresentado no Item 4.1.5, os resultados dos ensaios realizados para determinação do controle tecnológico do aterro experimental esteirado serão apresentados de forma concisa e sucinta.

4.1.6.1 1ª CAMADA

A primeira camada apresentou absorção de energia de compactação (utilizando trator de esteira) de forma mais eficiente com seis passadas (Faixa 03).

A Faixa 01 e a Faixa 02 (“compactadas” com duas e quatro passadas, respectivamente) não alcançaram o grau de compactação mínimo especificado.

A Faixa 04 (oito passadas) apresentou resultados satisfatórios, porém observou-se uma queda no valor do GC em relação à Faixa 03.

4.1.6.2 2ª CAMADA

A segunda camada apresentou absorção de energia de compactação (utilizando trator de esteira) de forma mais eficiente com seis passadas (Faixa 03).

A Faixa 01 e a Faixa 02 (“compactadas” com duas e quatro passadas, respectivamente) não alcançaram o grau de compactação mínimo igual a 95% na energia de referência do Proctor Normal.

A Faixa 04 (oito passadas) apresentou resultados satisfatórios, porém observou-se uma queda no valor do GC de base em relação à Faixa 03.

4.1.6.3 3ª CAMADA

A terceira camada apresentou resultados incoerentes – uma vez que deveria apresentar GC inferior ao que foi obtido na primeira camada, que foi esteirada na umidade ótima.

Ressalta-se que a terceira camada também apresentou presença de “borrachudo”. Dessa forma, foi desconsiderada.

4.1.6.4 4ª CAMADA

A quarta camada apresentou absorção de energia de compactação (utilizando trator de esteira) de forma mais eficiente com seis passadas (Faixa 03).

A Faixa 01 e a Faixa 02 (“compactadas” com duas e quatro passadas, respectivamente) não alcançaram o grau de compactação igual mínimo igual a 95% na energia de referência do Proctor Normal.

A Faixa 04 (oito passadas) apresentou resultados satisfatórios, porém observou-se uma queda no valor do GC em relação à Faixa 03.

4.1.6.5 5ª CAMADA

A quinta camada apresentou absorção de energia de compactação (utilizando trator de esteira) de forma mais eficiente com quatro passadas (Faixa 02).

4.1.6.6 6ª CAMADA

A sexta camada apresentou absorção de energia de compactação (utilizando trator de esteira) de forma mais eficiente com quatro passadas (Faixa 02).

4.1.6.7 7ª CAMADA

A sétima camada também apresentou absorção de energia de compactação (utilizando trator de esteira) de forma mais eficiente com quatro passadas (Faixa 02).

4.1.6.8 8ª CAMADA

A oitava camada também apresentou absorção de energia de compactação (utilizando trator de esteira) de forma mais eficiente com quatro passadas (Faixa 02).

Para a quinta, sexta, sétima e oitava camadas, a Faixa 01 (“compactada” com duas) não alcançou o grau de compactação mínimo especificado, ao passo em que as demais faixas apresentaram resultados satisfatórios. Contudo, ao avaliar a eficiência da execução da atividade, quatro passadas seriam suficientes para alcançar o grau de compactação mínimo igual a 95% na energia de referência do Proctor Normal.

A Tabela 4.18 apresenta um resumo acerca do número de passadas que foi aprovado para cada uma das camadas.

Tabela 4.18 – Número de passadas que foi aprovado para as camadas construídas para o aterro experimental esteirado

ID. Camada	Espessura solta (cm)	Desvio de umidade	Nº de passadas aprovado	Observação
8ª	50	$\Delta h = +1\%$	4	GC base > 95%
7ª	50	$\Delta h = -2\%$	4	GC base > 95%
6ª	50	$\Delta h = +2\%$	4	GC base > 95%
5ª	50	$\Delta h = 0\%$	4	GC base > 95%
4ª	40	$\Delta h = +2\%$	4	GC base > 95%
3ª	40	$\Delta h = +2\%$	Resultados incoerentes	Camada desconsiderada
2ª	40	$\Delta h = -2\%$	6	GC base > 95%
1ª	40	$\Delta h = 0\%$	6	GC base > 95%

4.1.7 ENSAIOS DE LABORATÓRIO REALIZADOS A PARTIR DOS BLOCOS INDEFORMADOS 01, 02 E 03 E DOS BLOCOS DEFORMADOS 01, 02, 03 E 04

A partir do material das amostras coletadas, foram executadas a caracterização do material, um ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} e um ensaio de permeabilidade à carga variável.

4.1.7.1 GRANULOMETRIA

Na Tabela 4.19 e na Figura 4.15 são apresentados os resultados dos ensaios de granulometria realizados nas amostras deformadas coletadas no aterro experimental compactado. Conforme foi discutido anteriormente no Item 4.1.1, o rejeito apresenta granulometria de silte areno-argiloso com presença de pedregulhos.

Tabela 4.19 – Ensaio de granulometria do rejeito total referente aos blocos deformados 01 e 02

ID. Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
Amostra deformada 01	14,62	63,32	12,97	1,45	2,04	5,60
Amostra deformada 02	13,83	64,98	13,57	1,67	1,60	4,36
Média	14,22	64,15	13,27	1,56	1,82	4,98

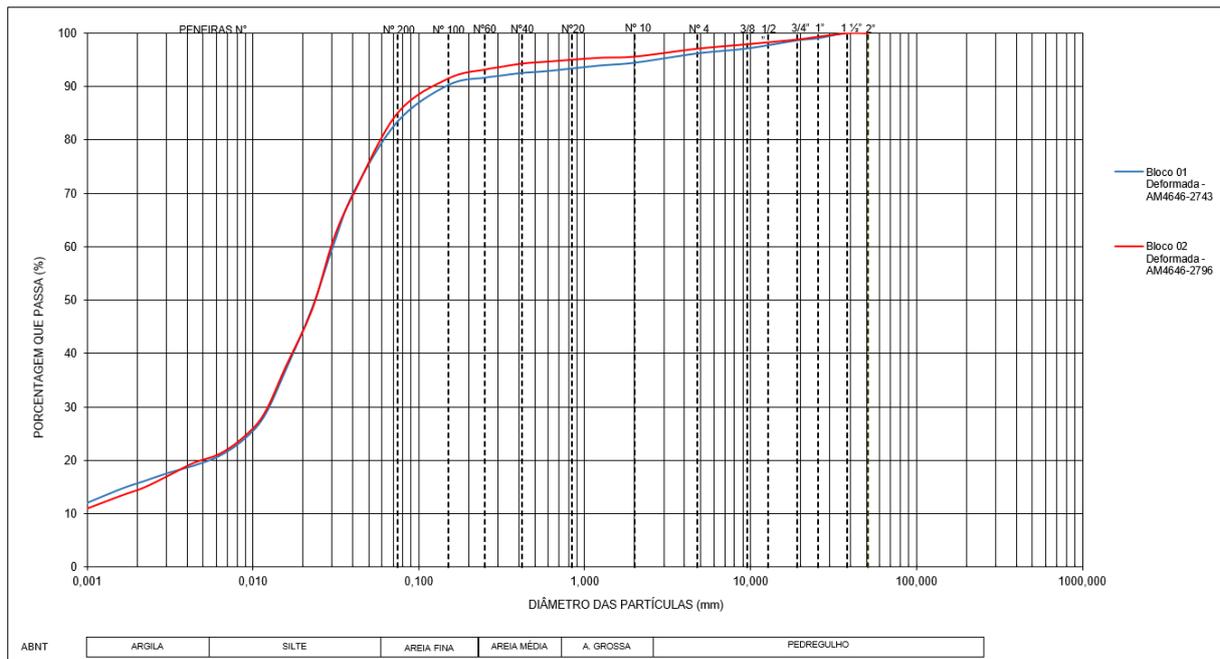


Figura 4.15 – Curvas granulométricas do rejeito total referente aos blocos deformados 01 e 02

Na Tabela 4.20 e na Figura 4.16 são exibidos os resultados dos ensaios de granulometria realizados nas amostras deformadas coletadas no aterro experimental esteirado. De maneira distinta ao que foi apresentado anteriormente no Item 4.1.1, o rejeito apresenta granulometria de silte areno-argiloso.

Tabela 4.20 – Ensaio de granulometria do rejeito total referente aos blocos deformados 03 e 04

ID. Amostra	Argila (%)	Silte (%)	Areia fina (%)	Areia média (%)	Areia grossa (%)	Pedregulho (%)
Amostra deformada 03	13,6	60,7	18,0	1,8	0,8	5,2
Amostra deformada 04	12,1	60,0	18,2	2,3	1,8	5,6
Média	12,86	60,34	18,07	2,06	1,29	5,38

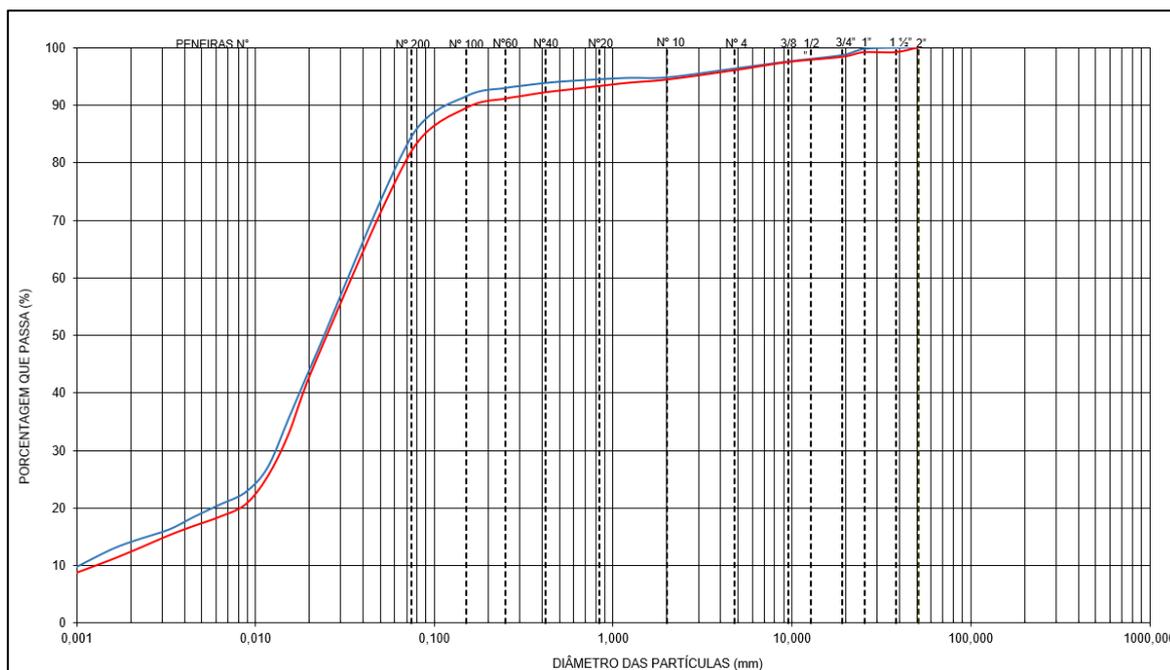


Figura 4.16 – Curvas granulométricas do rejeito total referente aos blocos deformados 03 e 04

4.1.7.2 MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS E TEOR DE UMIDADE NATURAL

A massa específica real dos grãos e o teor de umidade para os blocos deformados e indeformados coletados no aterro experimental compactado são apresentados na Tabela 4.21. Para essas amostras, nota-se que o rejeito apresenta massa específica real dos grãos média 3,731 g/cm³ e teor de umidade médio de 10,1%, valores similares aos que foram discutidos no Item 4.1.2.

Tabela 4.21 – Ensaio de massa específica real dos grãos e teor de umidade natural referentes aos blocos indeformados 01 e 02 e aos blocos deformados 01 e 02

ID. Amostra	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	Teor de umidade (%)
Amostra indeformada 01 (2738)	3,724	–
Amostra indeformada 02 (2797)	3,762	–
Amostra deformada 01 (2743)	3,694	8,78
Amostra deformada 02 (2796)	3,744	11,41
Média	3,731	10,1

A massa específica real dos grãos e o teor de umidade para os três blocos coletados no aterro experimental esteirado são apresentados na Tabela 4.22. Para essas amostras, nota-se que o

rejeito apresenta massa específica real dos grãos média 3,741 g/cm³ e teor de umidade médio de 9,85%, valores ligeiramente distintos dos que foram discutidos no item 4.1.2.

Tabela 4.22 – Ensaio de massa específica real dos grãos e teor de umidade natural referentes ao bloco indeformado 03 e aos blocos deformados 03 e 04

ID. Amostra	Massa específica real dos grãos (g/cm ³)	Teor de umidade (%)
Amostra indeformada 03 (126)	3,781	–
Amostra deformada 03 (125)	3,741	8,61
Amostra deformada 04 (124)	3,728	11,08
Média	3,750	9,845

4.1.7.3 COMPRESSÃO TRIAXIAL DO TIPO CIU_{SAT}

No ensaio triaxial CIU_{sat}, além do critério de ruptura definido a partir do valor máximo da tensão desviadora ($\Delta\sigma_d$), também foi considerado o critério de ruptura da máxima razão $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)$ entre as tensões principais efetivas (máxima obliquidade). Entre a Figura 4.17 e a Figura 4.28 são apresentados os gráficos obtidos nos ensaios realizados.

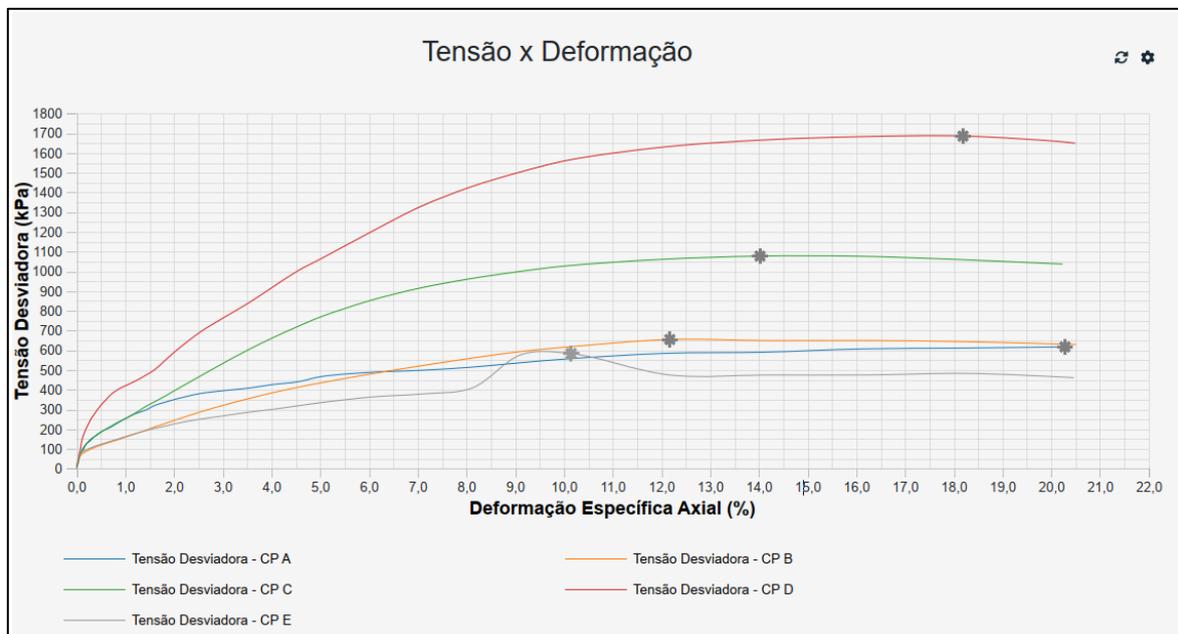


Figura 4.17 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU_{sat} – Curva tensão desviadora x deformação axial – Rejeito total

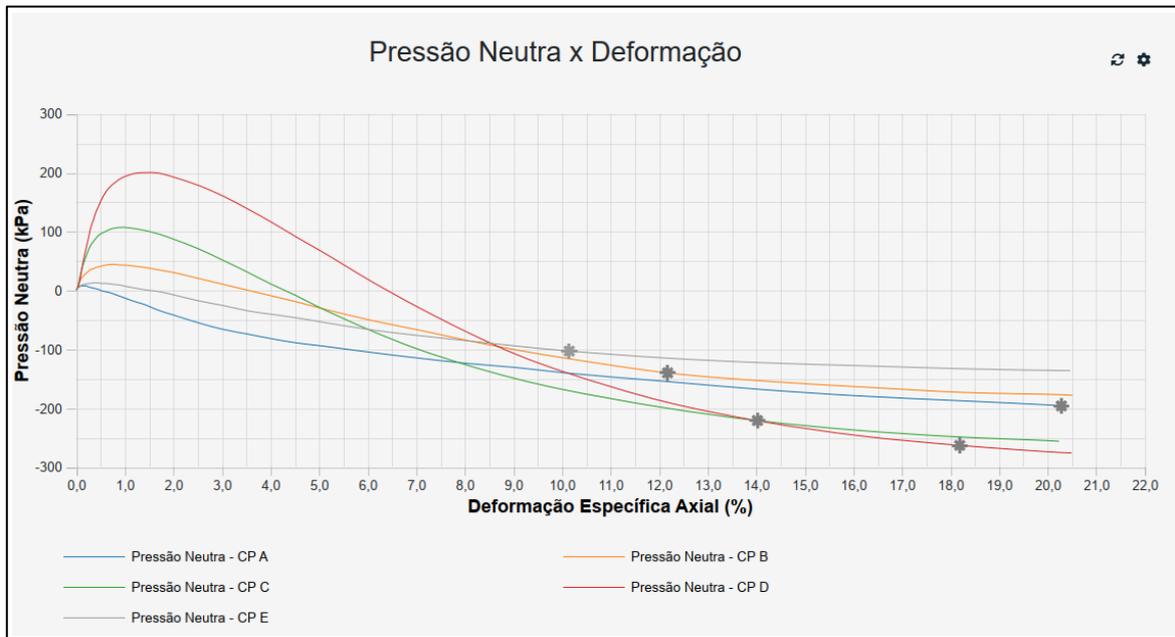


Figura 4.18 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU_{sat} – Curva de desenvolvimento de poropressão – Rejeito total

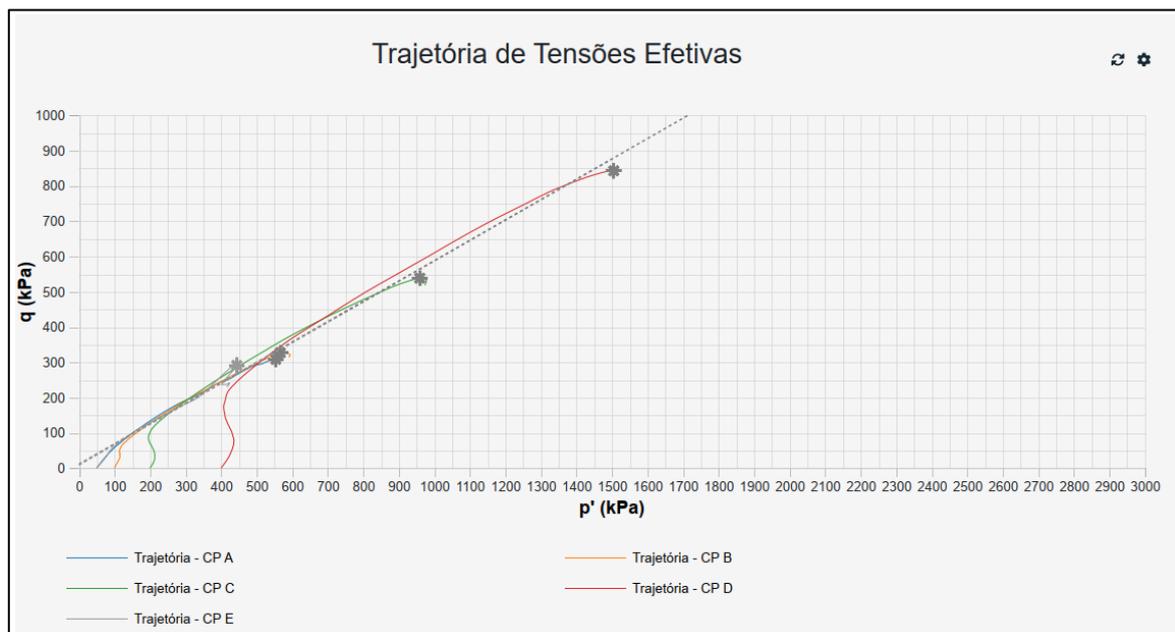


Figura 4.19 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU_{sat} – Trajetória de Tensões Efetivas (TTE) – Rejeito total

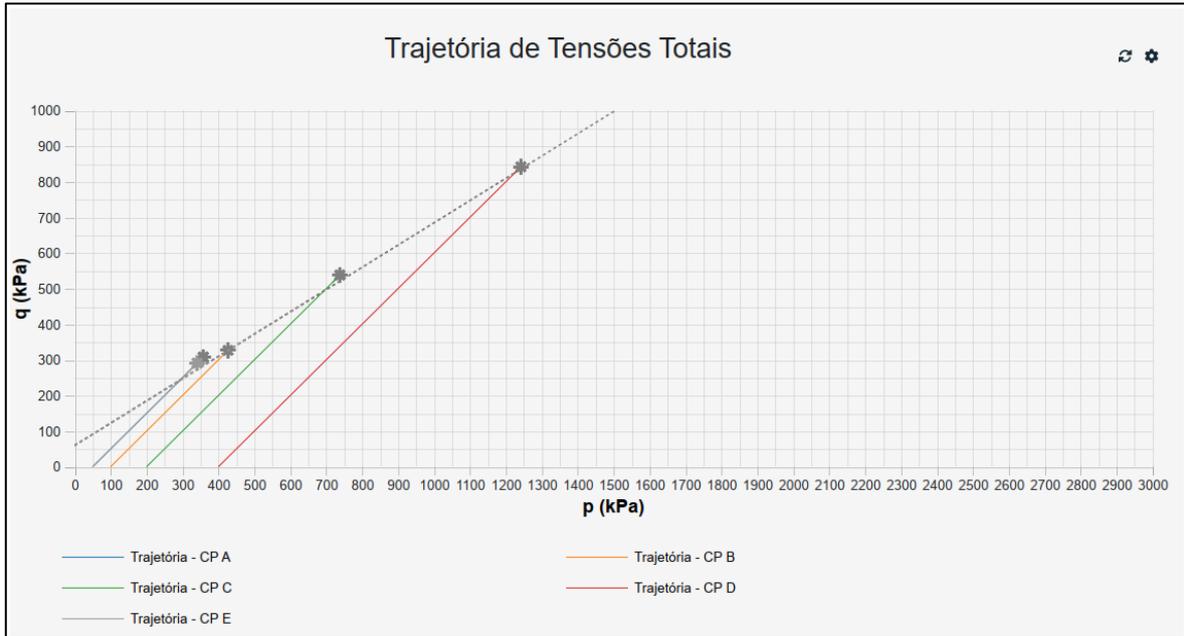


Figura 4.20 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU_{sat} – Trajetória de Tensões Totais (TTT) – Rejeito total

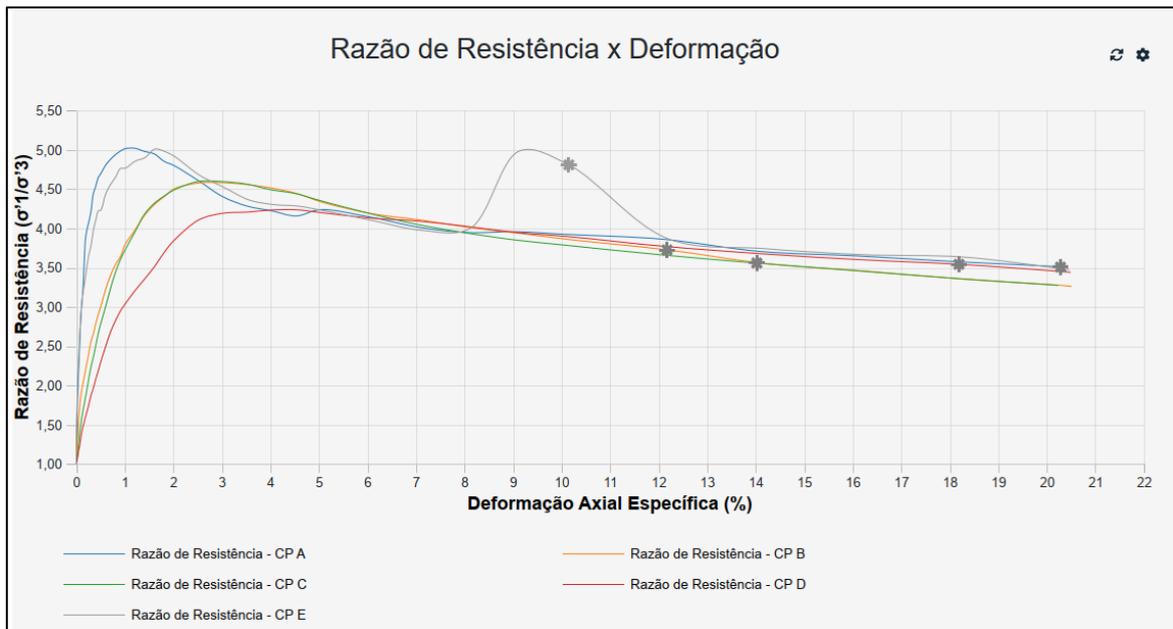


Figura 4.21 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU_{sat} – Razão de resistência x deformação axial – Rejeito total

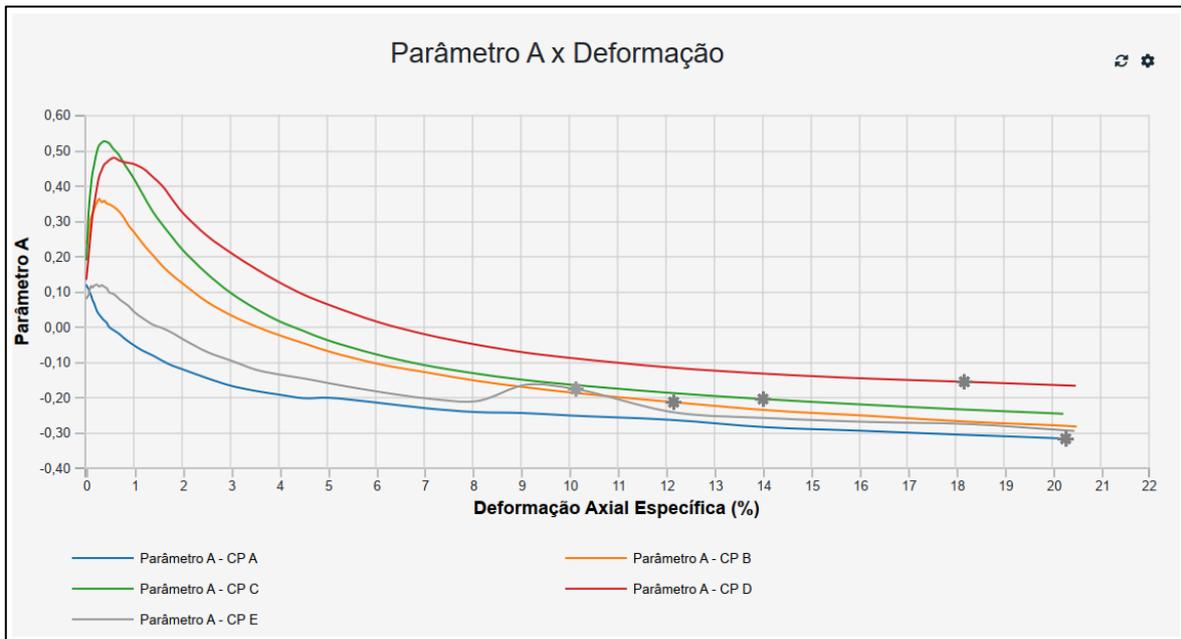


Figura 4.22 – Amostra indeformada 01 (2738) – CIU_{sat} – Parâmetro A x deformação axial – Rejeito total

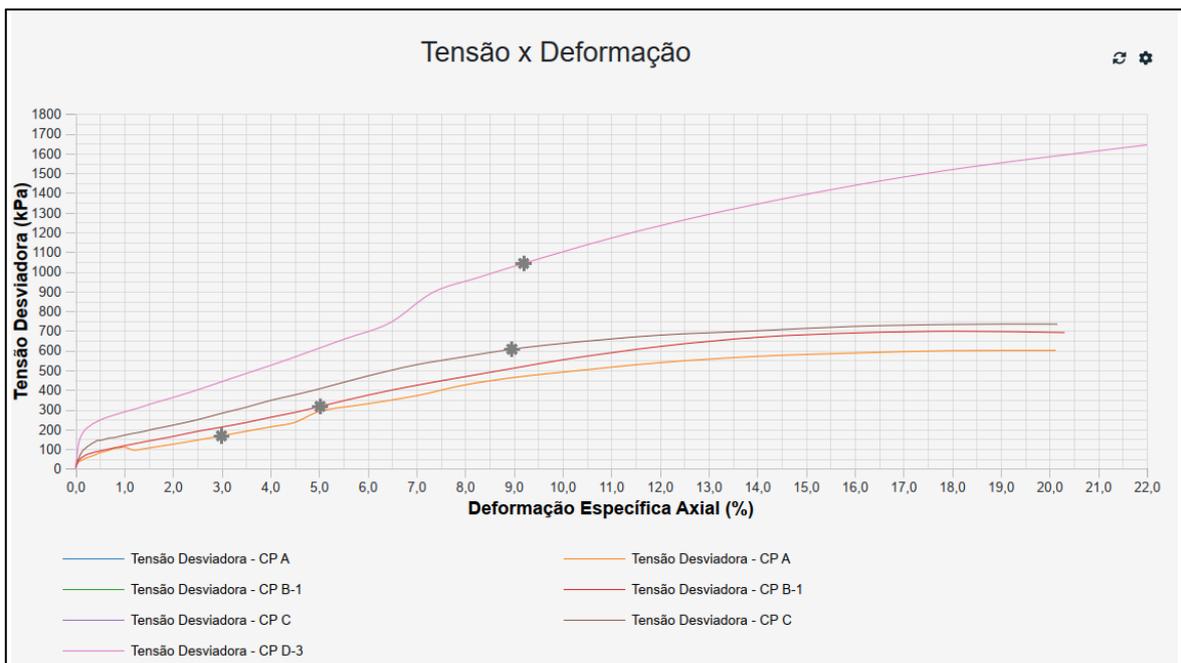


Figura 4.23 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU_{sat} – Curva tensão desviadora x deformação axial – Rejeito total

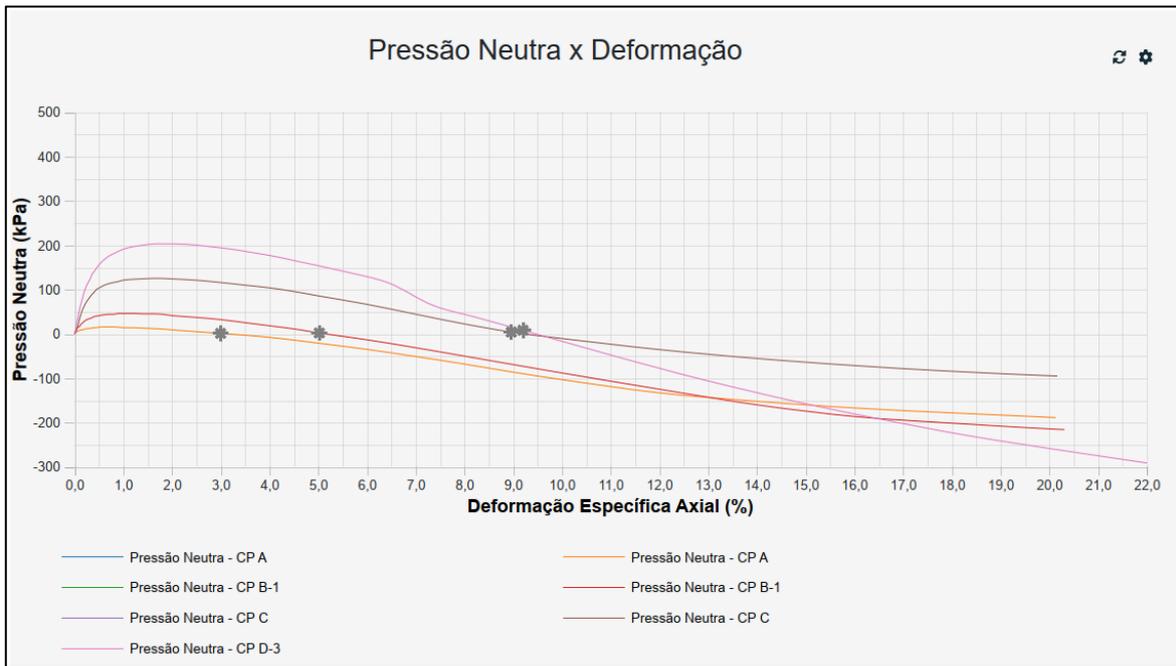


Figura 4.24 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU_{sat} – Curva de desenvolvimento de poropressão – Rejeito total

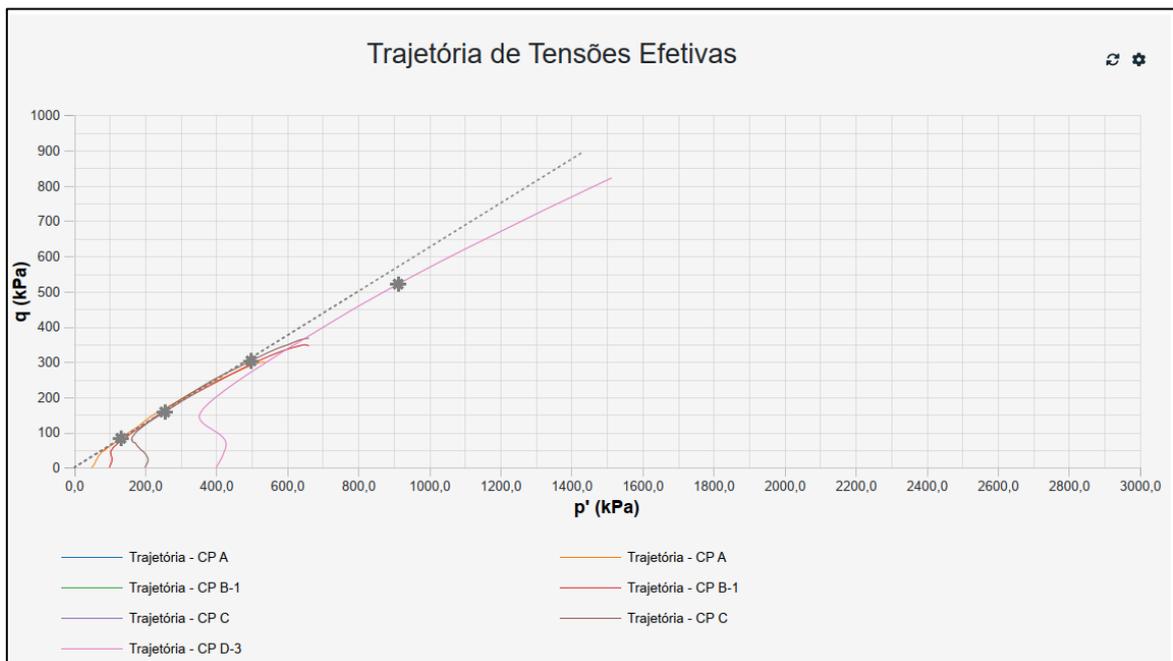


Figura 4.25 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU_{sat} – Trajetória de Tensões Efetivas (TTE) – Rejeito total

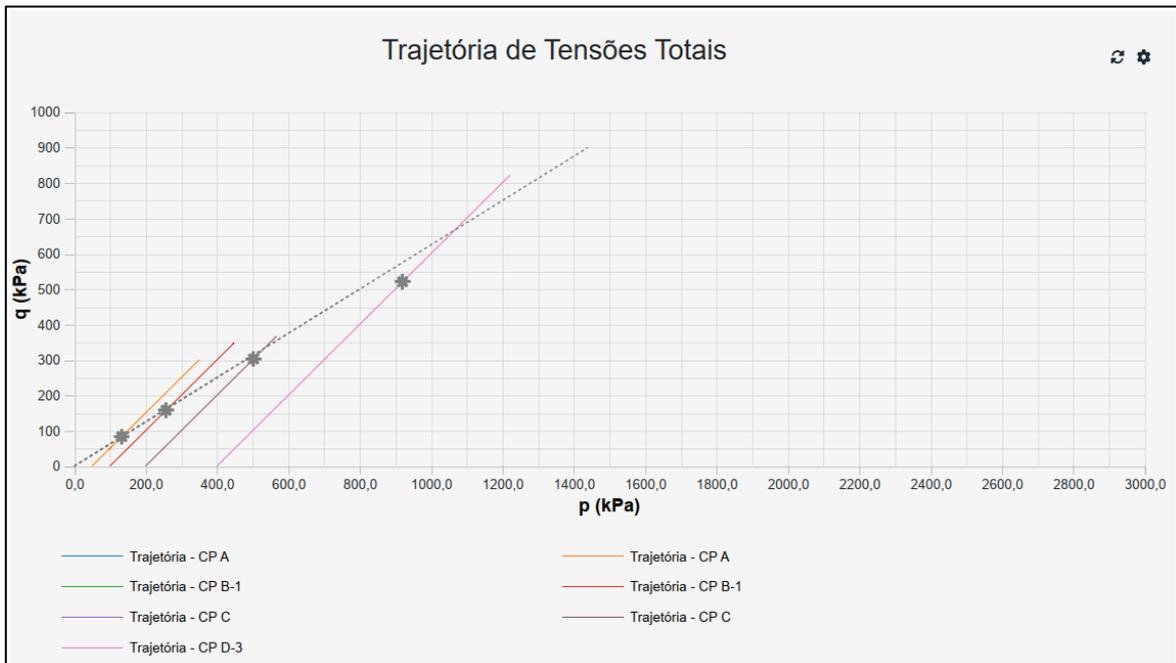


Figura 4.26 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU_{sat} – Trajetória de Tensões Totais (TTT) – Rejeito total

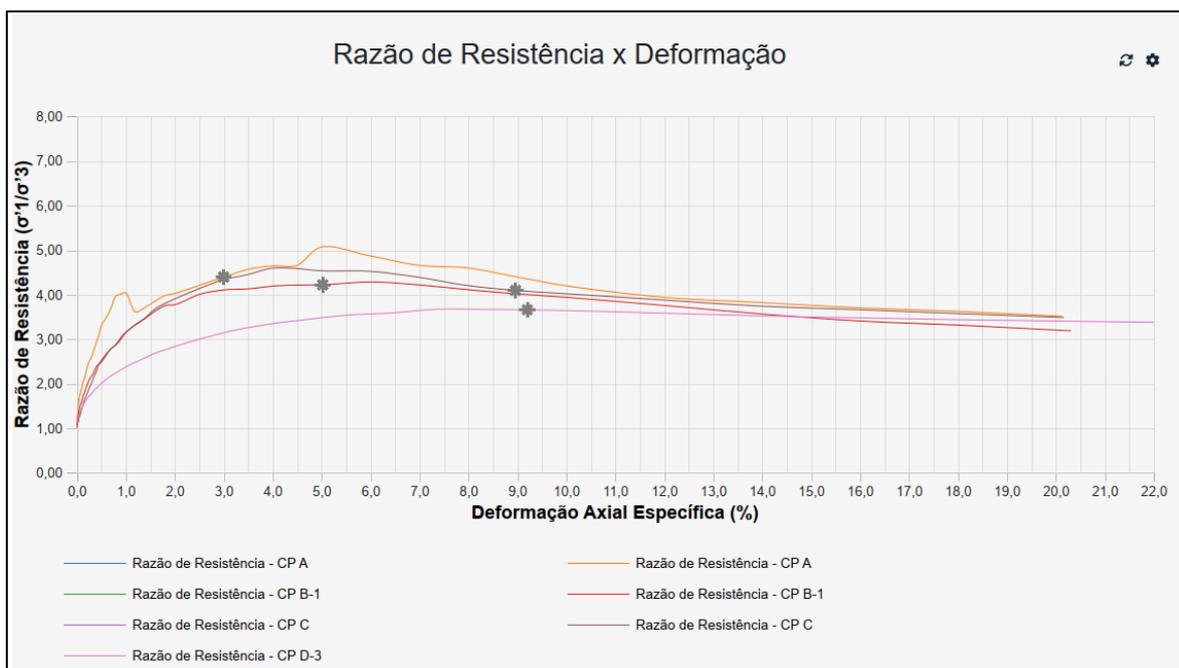


Figura 4.27 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU_{sat} – Razão de resistência x deformação axial – Rejeito total

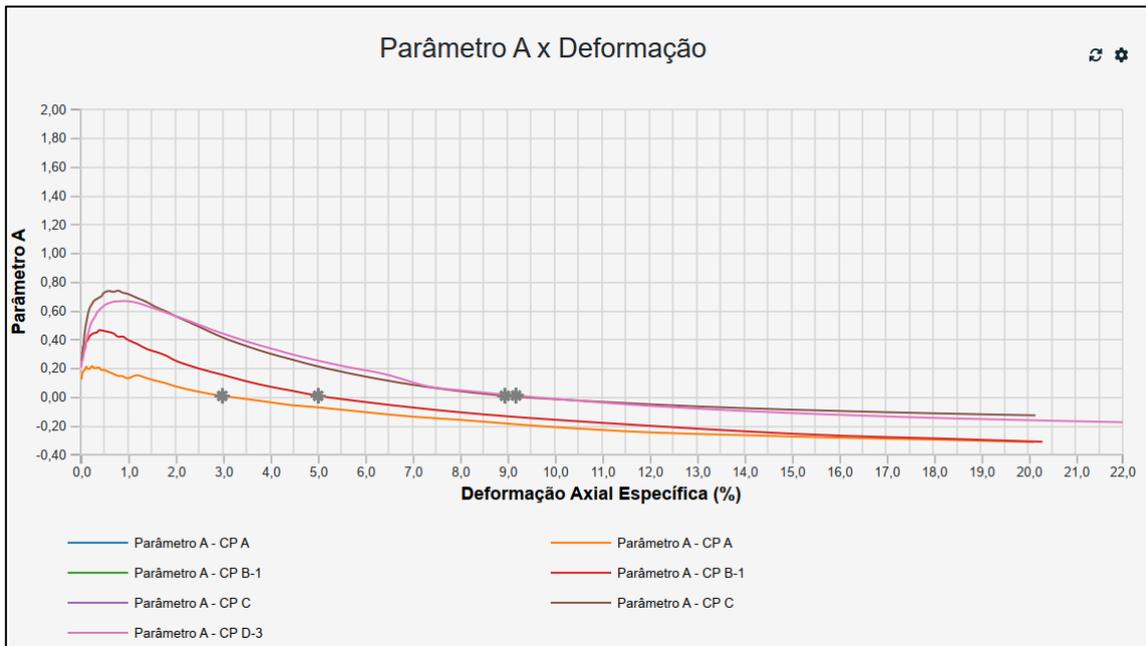


Figura 4.28 – Amostra indeformada 02 (2797) – CIU_{sat} – Parâmetro A x deformação axial – Rejeito total

A Figura 4.29 apresenta a trajetória de tensões pxq obtida para as tensões desviadoras máximas, ao passo em que a Tabela 4.23 apresenta um resumo dos parâmetros encontrados.

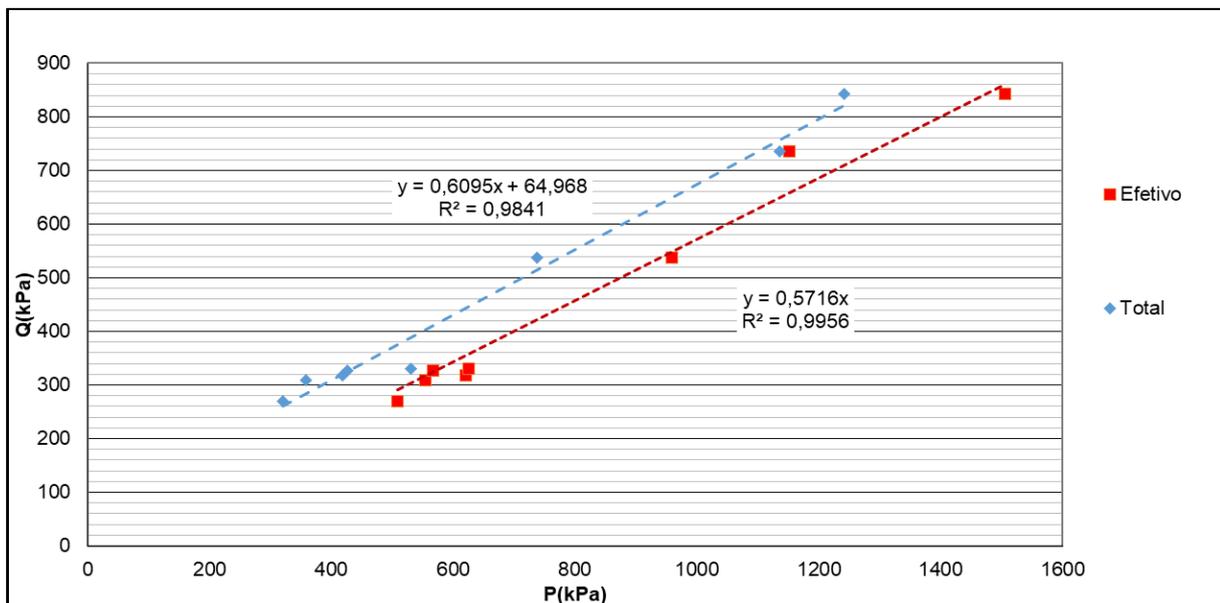


Figura 4.29 – Trajetória de tensões totais (TTT) e trajetória de tensões efetivas (TTE) – Ensaio CIU_{sat}

Nota-se, na, Tabela 4.23, que o valor apresentado como a média dos interceptos coesivos obtidos por meio das amostras indeformadas 01 e 02 é adotado como sendo nulo. Esse fato justifica-se, principalmente, em virtude de o ângulo de atrito interno dos rejeitos ser o principal parâmetro que governa a resistência nesses materiais.

Tabela 4.23 – Ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} referente aos blocos indeformados 01 e 02

ID. Amostra	CIU _{sat}				
	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
Amostra indeformada 01 (2738) (4ª camada/05 passadas)	24,17	98,54	38,07	7,11	33,75
Amostra indeformada 02 (2797) (6ª camada/05 passadas)	26,82	76,46	35,82	0	36,06
Média	25,5	0,0	36,9	0,0	34,9

No ensaio triaxial CIU_{sat}, além do critério de ruptura definido a partir do valor máximo da tensão desviadora ($\Delta\sigma_d$), também foi considerado o critério de ruptura da máxima razão $\left(\frac{\sigma'_1}{\sigma'_3}\right)$ entre as tensões principais efetivas (máxima obliquidade). Entre a Figura 4.30 e a Figura 4.35 são apresentados os gráficos obtidos nos ensaios realizados.

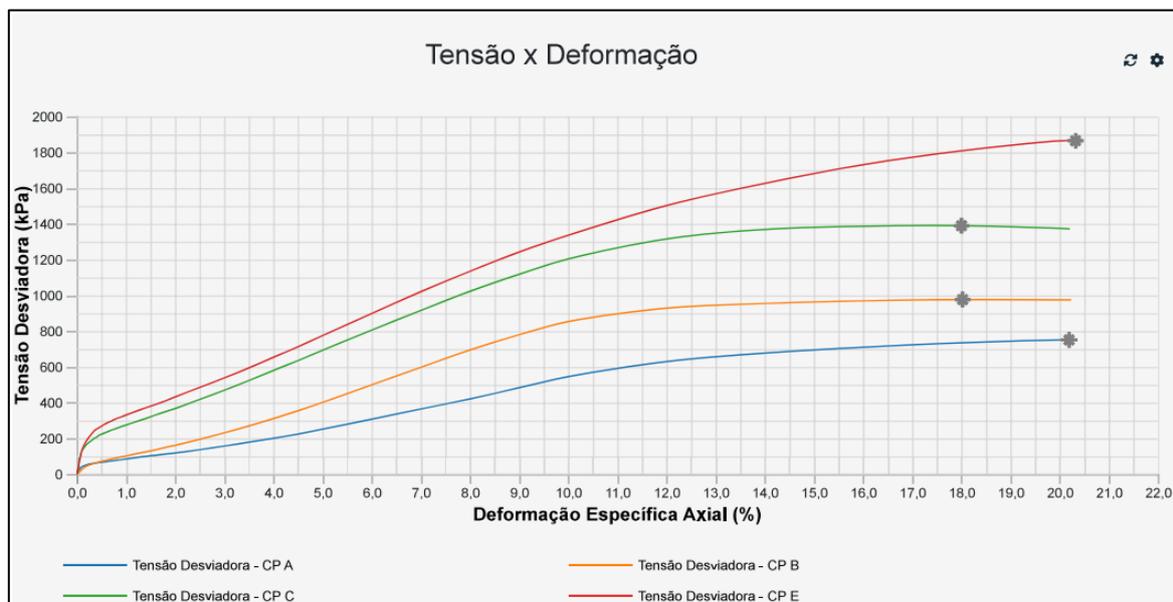


Figura 4.30 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Curva tensão desviadora x deformação axial – Rejeito total

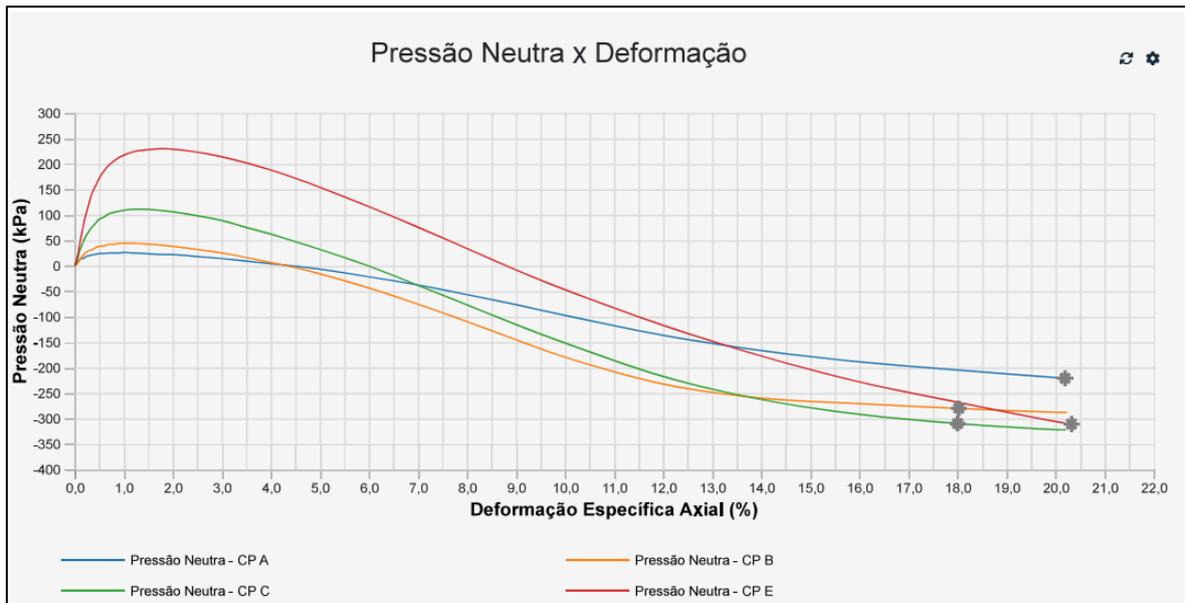


Figura 4.31 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Curva de desenvolvimento de poropressão – Rejeito total

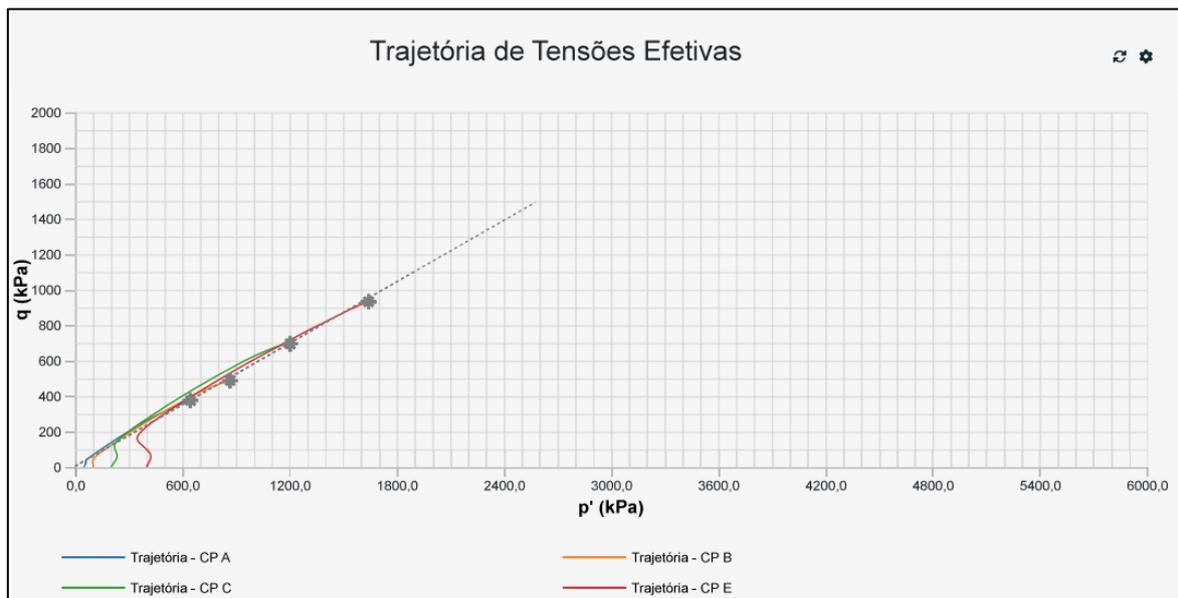


Figura 4.32 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Trajetória de Tensões Efetivas (TTE) – Rejeito total

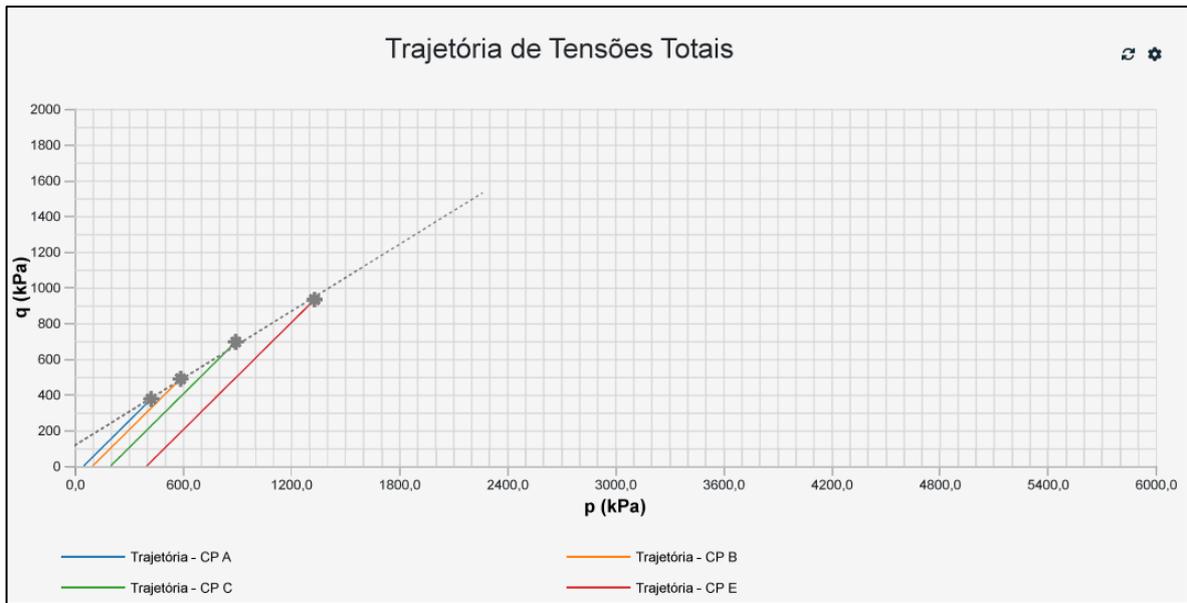


Figura 4.33 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Trajetória de Tensões Totais (TTT) – Rejeito total

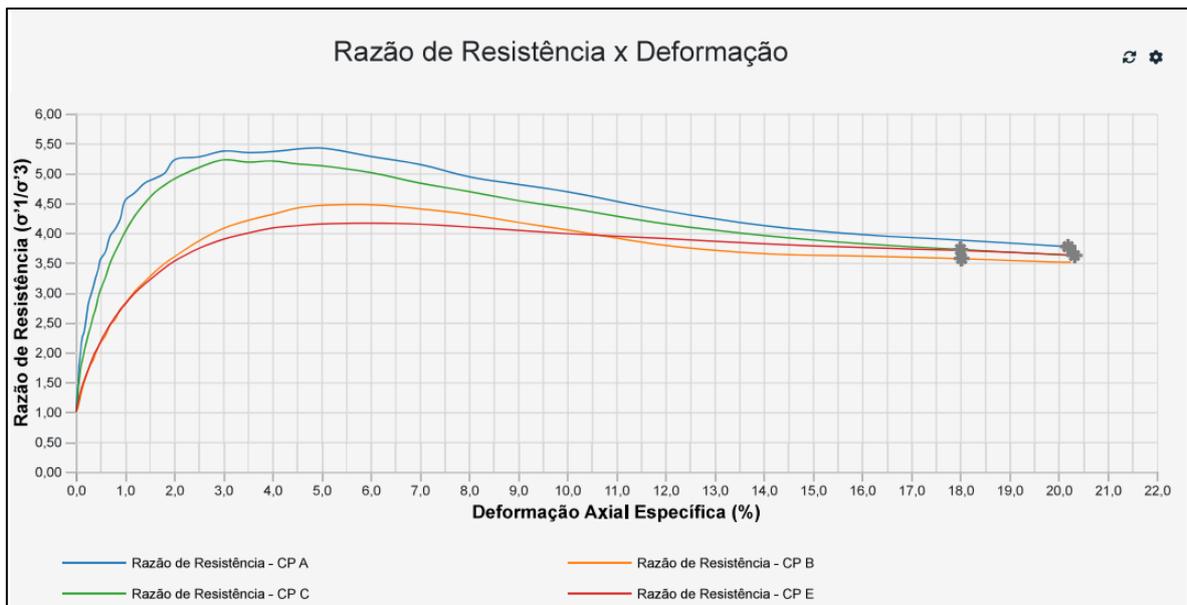


Figura 4.34 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Razão de resistência x deformação axial – Rejeito total

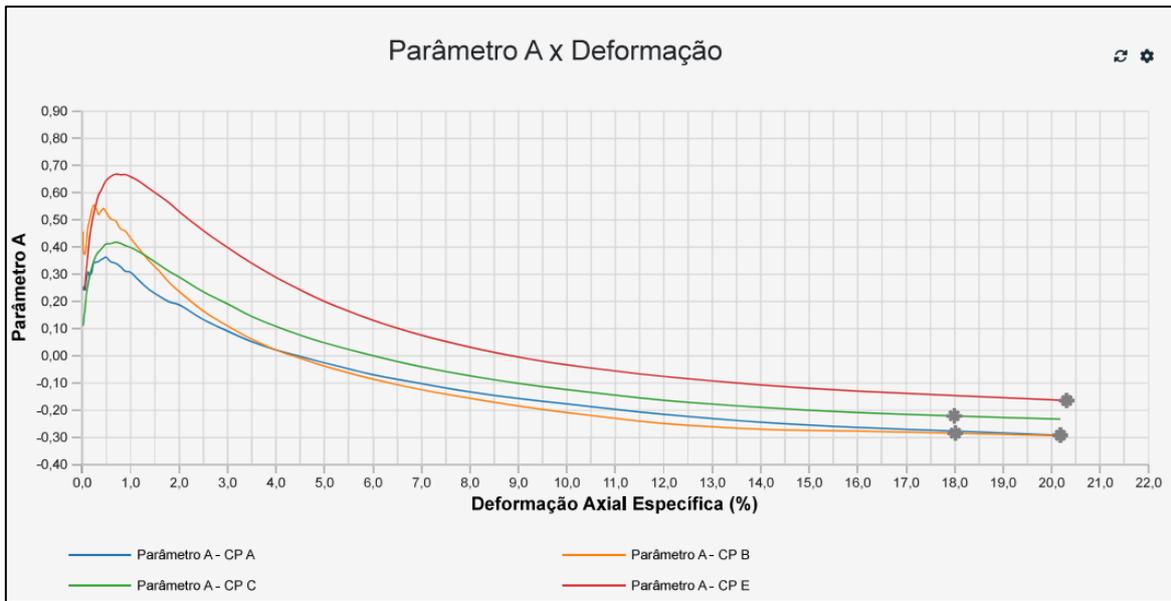


Figura 4.35 – Amostra indeformada 03 (126) – CIU_{sat} – Parâmetro A x deformação axial – Rejeito total

A Figura 4.36 apresenta a trajetória de tensões p_{xq} obtida para as tensões desviadoras máximas, ao passo em que a Tabela 4.24 apresenta um resumo dos parâmetros encontrados.

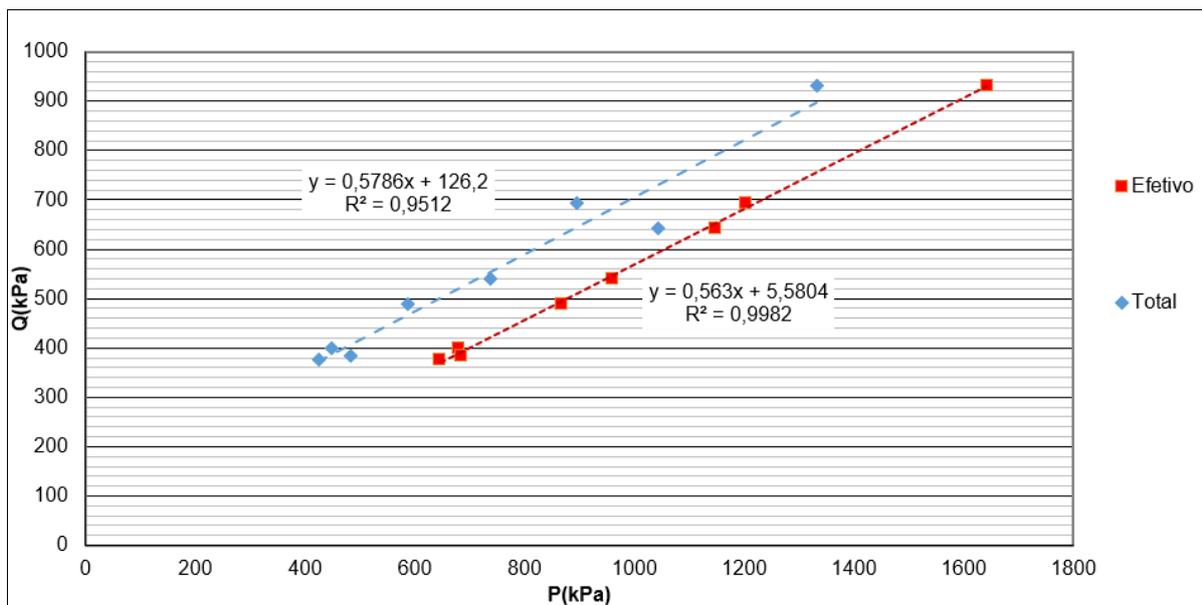


Figura 4.36 – Trajetória de tensões totais (TTT) e trajetória de tensões efetivas (TTE) – Ensaio CIU_{sat}

Nota-se, na Tabela 4.24, que o valor apresentado como o intercepto coesivo obtido por meio da amostra indeformada 03 é adotado como sendo nulo. Esse fato justifica-se, principalmente, em virtude de o ângulo de atrito interno dos rejeitos ser o principal parâmetro que governa a resistência nesses materiais.

Tabela 4.24 – Ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} referente ao bloco indeformado 03

ID. Amostra	CIU _{sat}				
	γ (kN/m ³)	c (kN/m ²)	ϕ (°)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)
Amostra indeformada 03 (126) (4ª camada/06 passadas)	24,71	158,96	37,85	8,46	34,37

4.1.7.3.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA NÃO DRENADA DE PICO

Ao avaliar as trajetórias de tensões efetivas (TTE) exibidas na Figura 4.19 (amostra indeformada 01) e na Figura 4.25 (amostra indeformada 02) – bem como o seu comportamento em relação à reta K_f , é possível considerar que esse rejeito total apresenta ruptura em condições drenadas; ou seja, o carregamento aplicado durante a fase de cisalhamento do ensaio triaxial gerou um excesso inicial de poropressão, que ligeiramente foi dissipado.

Dentro desse contexto, por meio das curvas de desenvolvimento de poropressão apresentadas na Figura 4.18 (amostra indeformada 01) e na Figura 4.24 (amostra indeformada 02), observa-se também que a poropressão gerada durante a fase de carregamento do ensaio é completamente dissipada.

Contudo, visando o atendimento aos objetivos específicos dessa dissertação, o parâmetro de resistência não drenada de pico (razão de resistência não drenada de pico – S_u/σ_{vo}) do rejeito total adotado foi determinado por meio dos resultados apresentados anteriormente.

Conforme é possível observar na Figura 4.23, nota-se que o gráfico de tensão-deformação da amostra indeformada 02 (2797) não apresentou o comportamento típico progressivo do material. Desse modo, o ensaio foi desconsiderado. Após o tratamento dos dados brutos do ensaio de compressão triaxial da amostra indeformada 01 (2738), a razão de resistência não drenada de pico atribuída foi de $S_u/\sigma_{vo} = 0,4$, obtida em termos de tensões efetivas por ajuste gráfico.

Avaliando as trajetórias de tensões efetivas (TTE) exibidas na Figura 4.32 (amostra indeformada 03), é possível considerar que esse rejeito total apresenta ruptura em condições similares ao que foi discutido para as amostras 01 e 02 (Figura 4.18 e Figura 4.24, respectivamente).

Contudo, a implantação do aterro experimental esteirado ocorreu por meio da *reutilização* do rejeito que foi depositado na construção do aterro experimental compactado. Essa metodologia foi considerada inadequada para representar o real comportamento desse rejeito ao

cisalhamento em condições esteiradas, tendo em vista que o seu histórico de tensões foi influenciado pela compactação da primeira obra. Desse modo, os parâmetros de resistência obtidos por meio do aterro experimental esteirado não foram utilizados ou discutidos nas análises de estabilidade apresentadas no Item 4.2.

4.1.7.4 PERMEABILIDADE À CARGA VARIÁVEL

Foram realizados três ensaios de permeabilidade à carga variável, sendo dois ensaios para cada bloco indeformado coletado no aterro experimental compactado e um ensaio para o bloco coletado no aterro experimental esteirado.

A Tabela 4.25 apresenta os valores de coeficiente de permeabilidade obtidos para o aterro experimental compactado.

Tabela 4.25 – Ensaio de permeabilidade do rejeito total referente aos blocos indeformados 01 e 02

ID. Amostra	Permeabilidade (cm/s)
Amostra indeformada 01 (2738)	1,78E-07
Amostra indeformada 02 (2797)	3,33E-07
Média	2,56E-07

A Tabela 4.26 apresenta o valor de coeficiente de permeabilidade obtido para o aterro experimental esteirado.

Tabela 4.26 – Ensaio de permeabilidade do rejeito total referente ao bloco indeformado 03

ID. Amostra	Permeabilidade (cm/s)
Amostra indeformada 03 (126)	5,01E-08

4.1.8 ENSAIOS CPT_u

Para avaliar os fatores que poderiam condicionar um comportamento não drenado dos rejeitos totais e conseqüentemente a susceptibilidade à liquefação do material, foi observada a localização dos pontos obtidos dos ensaios no gráfico em relação à envoltória de Fear e Robertson (1995).

Na Figura 4.37, os pontos localizados à esquerda e abaixo da envoltória correspondem aos materiais que tendem a exibir comportamento contrátil sob cisalhamento e, conseqüentemente,

são suscetíveis ao fluxo por liquefação. Os pontos localizados à direita e acima da envoltória referem-se aos materiais que tendem a exibir comportamento dilatante sob cisalhamento, não sendo suscetíveis à liquefação.

Isto posto, constata-se que os pontos que estão concentrados na porção direita do gráfico demonstram a não suscetibilidade desse rejeito total compactado ao processo de liquefação.

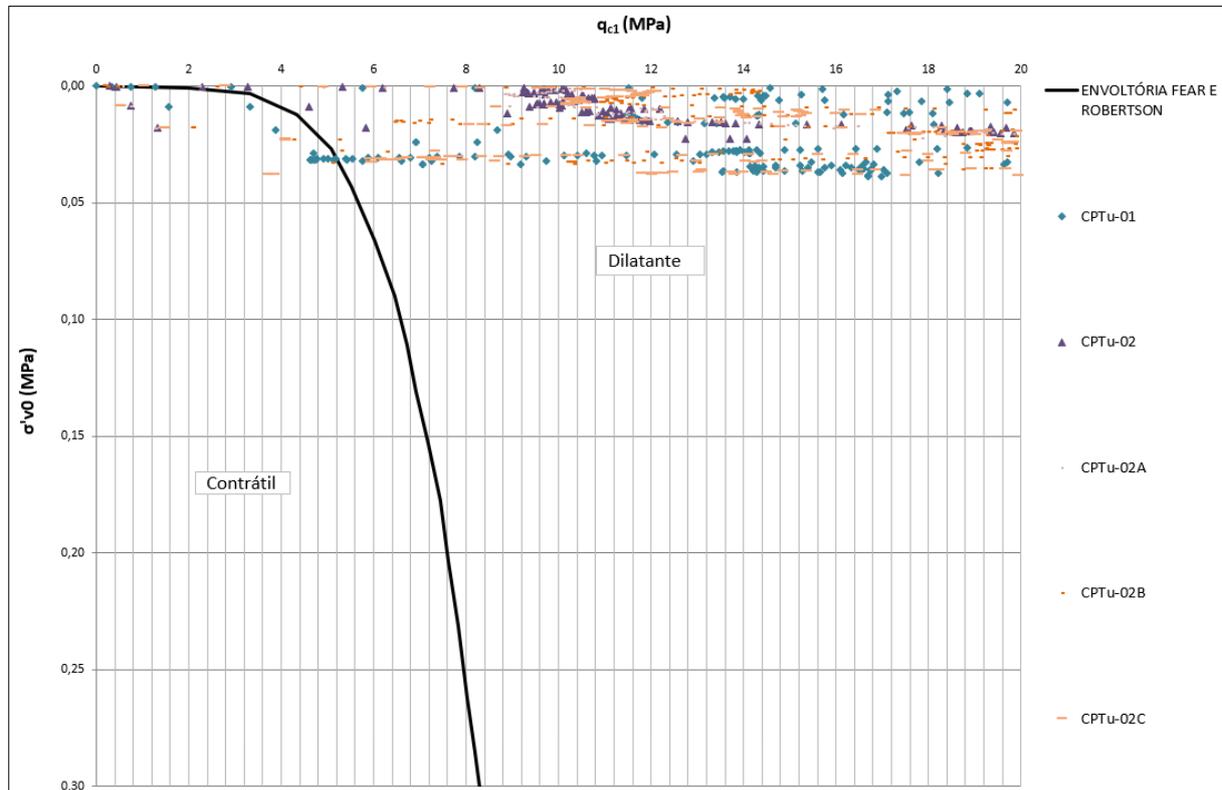


Figura 4.37 – Relação entre os valores de q_{c1} e σ'_{vo} obtidos a partir dos ensaios CPTu

Na Figura 4.38, apresentam-se os pares de valores Q_{tn} e F_r para todos os ensaios CPTu realizados no rejeito total compactado. A partir deste gráfico, é possível observar que uma considerável quantidade de pontos ficou localizada na região que delimita os solos com comportamento dilatante ($Q_{tn,cs} > 70$). Este resultado está em concordância com o resultado obtido anteriormente, a partir da envoltória de Fear e Robertson (1995).

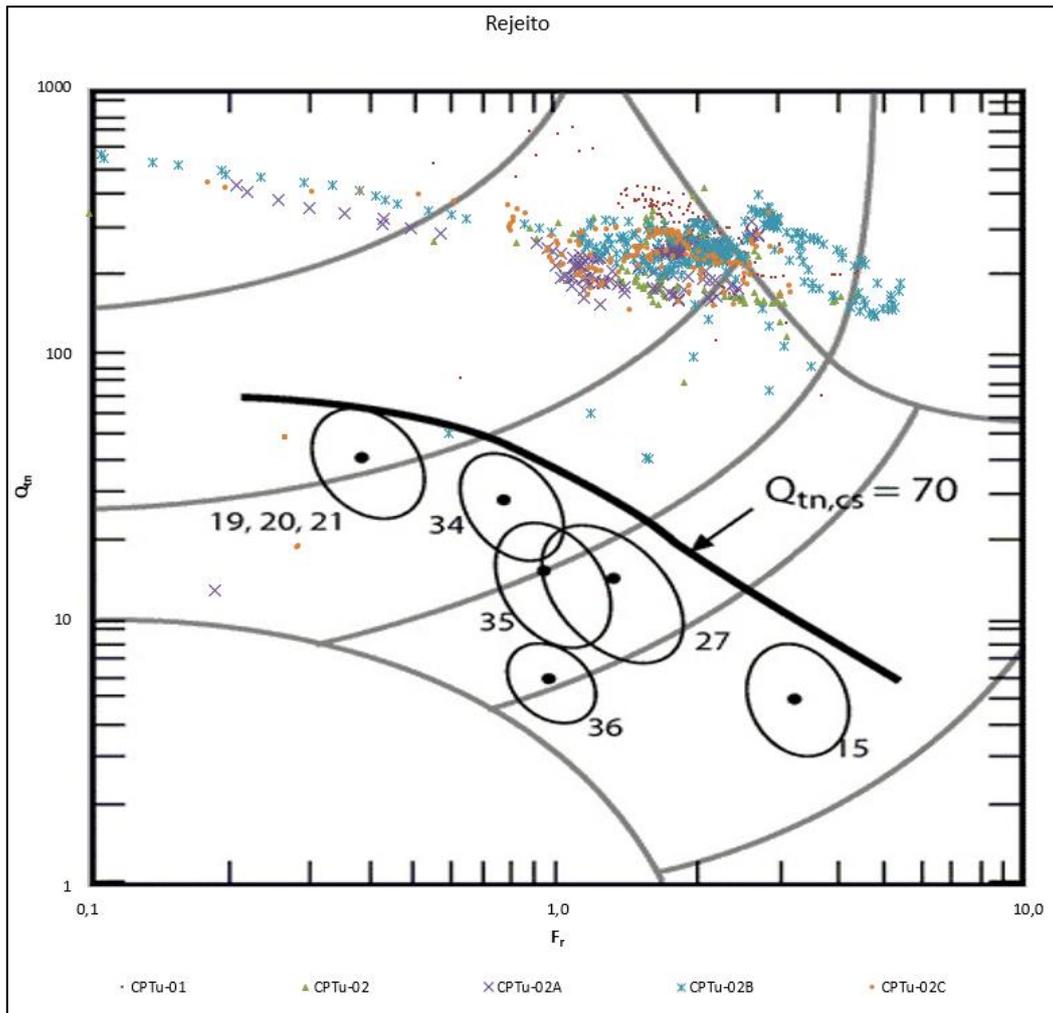


Figura 4.38 – Relação entre os valores de Q_{tn} e F_r obtidos a partir dos ensaios CPTu

Portanto, por meio de ambas as metodologias avaliadas, conclui-se que o rejeito total compactado para as condições analisadas nessa dissertação comporta-se como material dilatante e, desse modo, não é suscetível à liquefação para os estados de tensão analisados.

Durante carregamentos não drenados, solos contráteis tendem a gerar excesso de propressão positiva (o que reduz a tensão efetiva e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento). Em contrapartida, como é possível observar na curva de desenvolvimento de propressão do rejeito total exibida na Figura 4.18, solos que exibem comportamento dilatante geram excesso de propressões negativas durante a fase de cisalhamento.

Em tempo, vale ressaltar que embora a maioria dos solos com comportamento dilatante apresente uma fase inicial de contração (Figura 4.19, Figura 4.25 e Figura 4.32), esse comportamento não é mais observado posteriormente (MOURA, 2024).

De acordo com a Resolução ANM nº 175/2024, que altera a Resolução ANM nº 95/2022, os empilhamentos drenados não susceptíveis à liquefação devem ser reavaliados periodicamente, conforme definição do projetista e/ou responsável técnico, e, se constatada susceptibilidade à liquefação, ficarão sujeitos às obrigações previstas na legislação, devendo ser cadastrados de imediato no Sistema Integrado de Gestão de Segurança de Barragens de Mineração (SIGBM).

4.2 ANÁLISES DE ESTABILIDADE EM 2D

4.2.1 MODELOS BIDIMENSIONAIS

A Tabela 4.27 apresenta os parâmetros geotécnicos dos materiais adotados nas análises.

Tabela 4.27 – Parâmetros geotécnicos utilizados nas análises de estabilidade (envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb para os parâmetros de resistência)

Material	Cor	γ_{nat} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	c' (kN/m ²)	ϕ' (°)	S_u/σ_{vo}	Referência
Rejeito total compactado		25,05	26,05	0	34,9	0,4	Ensaio CIU em amostra indeformada (Item 4.1.7)
Solo Residual		17,0	17,5	12,0	29,0	N/A	ANEXO A
Saprólito		18,0	19,0	10,0	33,0	N/A	
Filito Alterado		20,0	21,5	10,0	37,7	N/A	

4.2.2 SÍNTESE DOS FATORES DE SEGURANÇA ENCONTRADOS

A compilação dos resultados encontrados por meio dos cálculos realizados mediante o uso do algoritmo de busca “*Auto Refine Search*” e dos métodos de Bishop, Spencer e G.L.E./Morgesntern-Price, pode ser visualizada na Tabela 4.28.

A saída gráfica de todas as análises de estabilidade se encontra no ANEXO B.

Tabela 4.28 – Resumo dos fatores de segurança encontrados para os quatro cenários avaliados

ID. Seção	Superfície de ruptura circular						
	<i>Auto Refine Search</i>						
	Condição de Operação	FS mínimo exigido	Cenário	Análise	FS encontrado		
G.L.E/M-P					Spencer	Bishop	
F-F' (3H:1V)	Crítica hipotética	1,30	1	Não drenada	1,42	1,42	1,42
H-H' (3,5H:1V)			2		1,68	1,68	1,68
F-F' (3H:1V)	Sísmica (pseudo-estática)	1,10	3		1,15	1,15	1,15

ID. Seção	Superfície de ruptura circular						
	<i>Auto Refine Search</i>						
	Condição de Operação	FS mínimo exigido	Cenário	Análise	FS encontrado		
G.L.E/M-P					Spencer	Bishop	
H-H' (3,5H:1V)			4		1,33	1,34	1,34

Apesar do fato de que essas análises foram realizadas em condições de carregamento não drenadas somente para os fins desta pesquisa, para as seções F-F' (3,0H:1V) e H-H' (3,5H:1V), considerando-se as *duas condições de operação*, nota-se que os resultados encontrados atendem aos valores mínimos preconizados nas normas NBR 13028 (ABNT, 2024) e NBR 13029 (ABNT, 2024). Dessa forma, com base nas análises de estabilidade apresentadas no ANEXO B, entende-se que os ângulos de face de 3H:1V e de 3,5H:1V entre bermas conferem, de forma satisfatória, estabilidade ao empilhamento desse material – para geometrias que variem entre 60,0 e 75,0 m de altura, conforme avaliado nessa pesquisa.

Contudo, pensando em ganho operacional de volume para a disposição desses rejeitos totais, uma vez que a inclinação atribuída para a Seção F-F' representa uma geometria mais otimizada para o empilhamento do material, serão considerados a seguir somente os cenários com ângulo de face de 3H:1V.

Nesse contexto, dadas as incertezas apresentadas no Item 4.1.7 acerca da realização do ensaio de compressão triaxial do tipo CIU_{sat} com a amostra indeformada 02 (2797), foi realizada uma análise estatística de sensibilidade para a razão de resistência não drenada de pico (definida em $S_u/\sigma_{vo} = 0,4$) com a geometria arbitrada nos cenários de análise da seção F-F' (3H:1V), para as *condições de operação crítica e sísmica* (Cenários 1 e 3).

Ambas as análises estatísticas de sensibilidade foram realizadas no Slide2 adotando-se um “relativo mínimo” de 0,15; isto é, os fatores de segurança encontrados pelo *software* foram resultados de uma razão de resistência não drenada de pico que variou entre 0,25 e 0,40.

Para a condição de carregamento crítico hipotético, caracterizada pela elevação excessiva da superfície freática, têm-se que:

- i) considerando um empilhamento de ~ 75 metros de altura (Figura 4.39), uma razão de resistência não drenada de pico superior a 0,36 seria suficiente para essa geometria atender ao fator de segurança mínimo preconizado por norma (FS = 1,3).

Para a condição de análise pseudo-estática sob carregamento sísmico, têm-se que:

- i) considerando um empilhamento de ~ 75 metros de altura (Figura 4.40), uma razão de resistência não drenada de pico ligeiramente superior a 0,38 seria suficiente para essa geometria atender ao fator de segurança mínimo preconizado por norma (FS = 1,1).

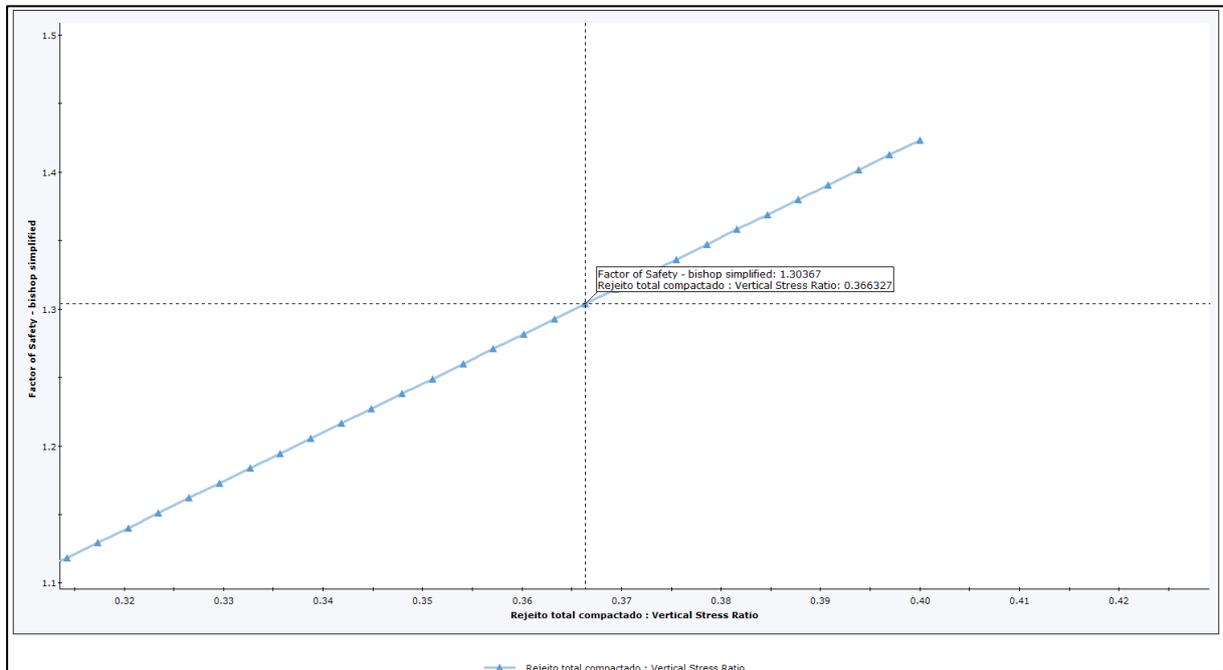


Figura 4.39 – Análise de sensibilidade realizada para S_u/σ_{vo} – Cenário crítico – Seção F-F’ – Cenário 1

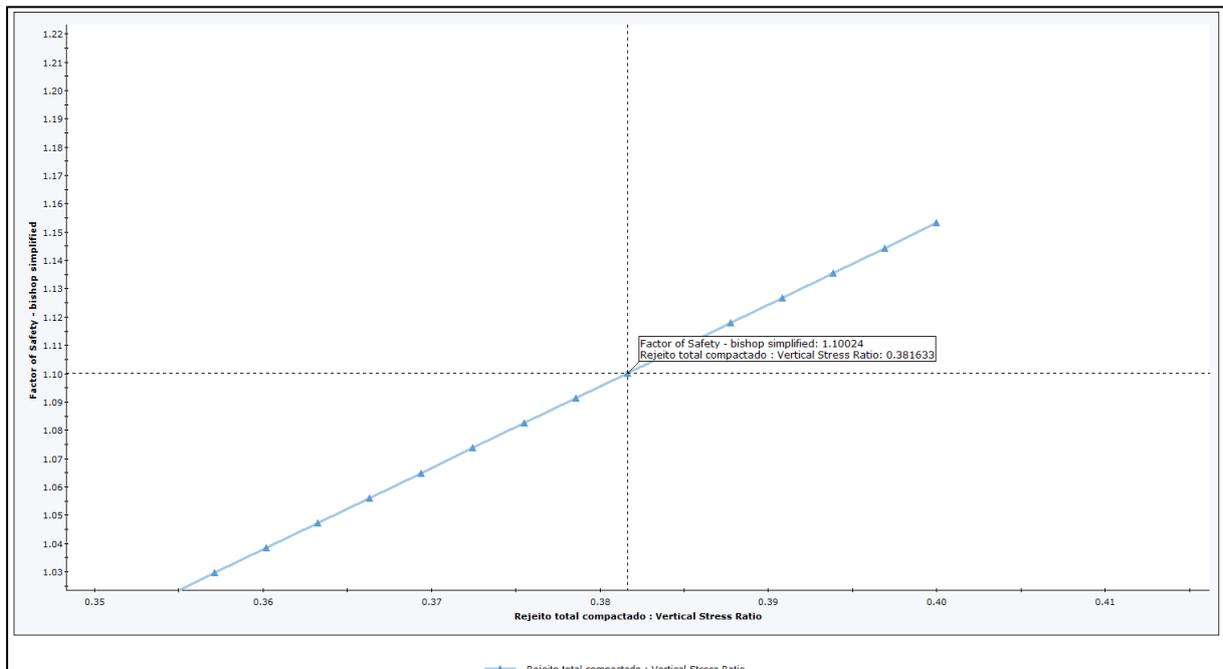


Figura 4.40 – Análise de sensibilidade realizada para S_u/σ_{vo} – Cenário sísmico – Seção F-F’ – Cenário 3

Sendo assim, com relação ao rejeito total que é objeto dessa pesquisa, para atender satisfatoriamente às duas condições de carregamento discutidas anteriormente (considerando um ângulo de face de 3H:1V entre bermas), caso esse rejeito apresentasse comportamento não drenado na ruptura, o controle tecnológico de compactação deveria assegurar uma razão de resistência não drenada de pico de, no mínimo 0,38 (para um empilhamento de ~ 75 metros de altura).

Estes resultados demonstram a importância do atendimento às especificações técnicas do projeto detalhado durante a construção de empilhamentos de rejeitos.

4.2.3 SÍNTESE DOS CRITÉRIOS TÉCNICOS OBTIDOS POR MEIO DA CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DOS ATERROS EXPERIMENTAIS

Para as condições gerais apresentadas, avaliadas e discutidas criteriosamente nessa dissertação, é possível elencar os seguintes critérios e premissas para julgar a escolha da estratégia mais adequada para a gestão segura e eficiente de rejeitos depositados em empilhamentos drenados:

- O rejeito original do desmonte de barragens em descaracterização deve ser transportado por caminhões até o local da disposição ou local próximo e basculado em pequenos “montes” para passar por um processo de secagem natural (praças de secagem). Na sequência, os rejeitos podem ser espalhados no local de disposição final;
- Recomenda-se a realização de testes de trafegabilidade no material, a fim de constatar se o rejeito pode ser empilhado antes de passar pelo processo de perda de umidade. Em linhas gerais, para valores acima de 15%, o próprio espalhamento do material com trator de esteira cria uma condição de “borrachudos” na camada e os equipamentos de pneus não conseguem trafegar, causando o atolamento dos veículos;
- Deve-se evitar a tentativa de compactação do rejeito saturado após a ocorrência de chuvas. Em linhas gerais, o material não apresentará condição de trabalhabilidade ideal;
- O lançamento do rejeito deve ser realizado sucessivamente em camadas controladas em toda a largura da seção transversal do empilhamento – e em extensões que permitam o seu tratamento e compactação de acordo com o previsto em projeto e especificações técnicas;
- É recomendado que a espessura solta das camadas a serem compactadas não ultrapassem 50 cm de material. Ressalta-se, com base nos resultados observados durante a implantação dos aterros experimentais e/ou em estudos e projetos similares (desde que representativos e pertinentes à temática), que as camadas devem respeitar os números

de passadas aprovados para cada espessura. Faixas compactadas com passadas além do que seria necessário podem resultar em “borrachudo” e/ou aspectos de camada estourada;

- O grau de compactação mínimo definido para as camadas do aterro deve ser da ordem de 95% na energia de referência do Proctor Normal. O valor do GC médio entre o topo e a base das camadas deve ser especificado em 97%. Para evitar a presença de laminações, recomenda-se compactação máxima de 100%;
- Recomenda-se que a faixa de teor de umidade seja de -2% à +2% em relação à umidade ótima;
- O controle de compactação no topo e na base das camadas do empilhamento é fundamental para uma garantia efetiva do controle tecnológico do aterro. O ensaio de compactação Proctor Normal deve ser executado em conformidade com a norma NBR 7182 (ABNT, 2025). As camadas que não atingirem as condições exigidas em projeto para a compactação devem ser escarificadas, homogeneizadas, levadas às condições desejadas de umidade e posteriormente compactadas;
- A coleta de amostras deformadas e indeformadas deve ser realizada em conformidade com a norma NBR 9604 (ABNT, 2024) para cada camada construída na pilha, visando a realização completa de ensaios de caracterização, índices físicos e resistência ao cisalhamento dos rejeitos;
- Recomenda-se a realização de ensaios de Cone Penetration Test with Pore Pressure Measurement (CPTu), para avaliar a susceptibilidade dos rejeitos à liquefação;
- Para acompanhamento das poropressões geradas pelo carregamento do aterro, concomitantemente ao processo operacional de elevação da pilha, devem ser instalados piezômetros do tipo elétrico ou corda vibrante na estrutura. O quantitativo, a profundidade e a localização dos instrumentos deve ser definida a partir de um prévio conhecimento da linha freática e da interpretação das seções geológicas-geotécnicas;
- Por fim, é fundamental a definição de um profissional independente para supervisionar todos os aspectos e as etapas de uma obra de empilhamento de rejeito (construção, operação, ampliações de projeto e/ou modificações) e realizar inspeções periódicas para assegurar que as operações e o desempenho da estrutura se encontram consistentes com a base do projeto detalhado.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Foi realizado um estudo de definição de critérios técnicos e premissas mínimas para a disposição de rejeitos de mineração em pilhas, fundamentado na avaliação do comportamento geotécnico de dois aterros experimentais de rejeitos totais de minério de ferro. A construção dos aterros permitiu observar a trabalhabilidade do material e a influência da metodologia construtiva aplicada nas estruturas. Por meio dos ensaios realizados em campo e no laboratório, tornou-se possível avaliar o desempenho da caracterização geotécnica e dos parâmetros de resistência do rejeito, em quatro cenários distintos de modelagem.

Com relação ao processo executivo dos aterros, as camadas foram executadas com o teor de umidade variando entre o ramo seco, a umidade ótima e o ramo úmido da curva de compactação estabelecida por meio dos ensaios de Proctor Normal. Os ensaios apresentaram resultados variados – porém satisfatórios – em relação aos valores de densidade seca máxima e de umidade ótima por camada. Para a densidade seca máxima, o valor médio foi de $2,37 \text{ g/cm}^3$ ($2,28 \text{ g/cm}^3 < \rho_{d,m\acute{a}x} < 2,43 \text{ g/cm}^3$), correspondente à uma umidade ótima de 12,46% (variando entre $12,0\% < w_{\acute{o}tima} < 13,0\%$).

Quanto ao controle tecnológico de compactação, as camadas iniciais do aterro experimental compactado apresentaram maior índice de reprovação devido à espessura utilizada, fator que impossibilitou a obtenção de 95% de grau de compactação mínimo na base das camadas na energia de referência Proctor Normal. Os melhores resultados foram observados nas camadas executadas com espessura entre 40 e 50 cm e desvio de umidade em relação à umidade ótima de -1 ou +2%. Referente ao número de “passadas”, para camadas com espessura de 40 cm, quatro passadas foram suficientes para alcançar as diretrizes desejadas. Para camadas de 50 cm, foram necessárias cinco passadas.

O material apresentou boa trabalhabilidade e não foi observada paralização das atividades em decorrência de problemas operacionais relacionados à dificuldade de compactação ou tráfego na área.

Os ensaios de granulometria realizados em campo e em laboratório indicam que o rejeito possui características de um silte areno argiloso. O material é mal graduado e não apresenta uniformidade. Os resultados de determinação da massa específica real dos grãos indicam uma

densidade média de $3,602 \text{ g/cm}^3$, ao passo em que os índices de vazios indicam um valor médio de 0,48.

Os ensaios triaxiais do tipo CIU_{sat} conduzidos nos corpos de prova das amostras indeformadas indicam que a resistência ao cisalhamento do rejeito é resultante do contato entre os grãos. Nota-se que a porcentagem de finos não influencia significativamente no comportamento do conjunto, visto que o rejeito total adotado nesse estudo é um material não coesivo ($c = 0 \text{ kPa}$) com ângulo de atrito da ordem de 34° . Por meio da análise das trajetórias de tensões efetivas (TTE), é possível observar que não há tendência de geração de excesso de poropressão positiva durante a fase de cisalhamento do ensaio; isto é, a ruptura dos corpos de prova ocorre em condições drenadas de carregamento.

Os resultados dos ensaios CPTu comprovam que o rejeito total compactado para as condições avaliadas se comporta como material dilatante e, desse modo, não é suscetível à liquefação para os estados de tensão analisados.

A implantação do aterro experimental esteirado ocorreu por meio da *reutilização* do rejeito que foi depositado na construção do aterro experimental compactado. Esse processo construtivo pode ser considerado inadequado para representar o real comportamento da resistência desse rejeito ao cisalhamento em condições esteiradas, tendo em vista que o seu histórico de tensões foi influenciado pela compactação da primeira obra. Desse modo, os parâmetros de resistência obtidos por meio do aterro experimental esteirado não foram utilizados ou discutidos nas análises de estabilidade apresentadas nessa pesquisa.

Para avaliar a estabilidade e o comportamento geotécnico desse material em um empilhamento de maior porte, foram desenvolvidos quatro modelos bidimensionais. As análises determinísticas de estabilidade foram avaliadas para duas seções críticas e dois ângulos de face, considerando quatro cenários diferentes sob duas condições de carregamento distintas. No Slide2, programa computacional utilizado, a busca das superfícies de ruptura circulares ocorreu por meio dos métodos de equilíbrio-limite de Bishop, Spencer e G.L.E./Morgenstern-Price. A resistência ao cisalhamento dos materiais envolvidos foi modelada utilizando o critério de ruptura de Mohr-Coulomb e *Vertical Strength Ratio*.

O rejeito total que é objeto desse estudo apresenta comportamento drenado durante a ruptura, com geração de excessos de poropressão (rapidamente dissipados) somente no estágio inicial da etapa de cisalhamento do ensaio. Nesse contexto, apesar de o rejeito total adotado apresentar comportamento drenado na etapa de cisalhamento (após a completa dissipação do excesso de

poropressão gerado inicialmente), por se tratar de um trabalho com caráter acadêmico, as análises determinísticas foram realizadas em condições drenadas e em condições não drenadas.

De um total de 24 fatores de segurança encontrados, 16 atendem aos mínimos de preconizados pela NBR 13029 (ABNT, 2024) e adaptados da NBR 13028 (ABNT, 2024). Dessa forma, para esse material, concluiu-se que um empilhamento construído com um ângulo de face entre bermas que varie entre 3H:1V e 3,5H:1V apresenta maior estabilidade e FSs satisfatoriamente superiores aos valores mínimos preconizados nas normas e legislações vigentes.

Com base nos resultados obtidos neste estudo, são listadas tanto no âmbito experimental como para modelagem numérica, oportunidades para desenvolvimento do trabalho:

- Condução de ensaios químicos e mineralógicos para avaliar a sua influência no comportamento geotécnico do rejeito total;
- Calibração do material para diferentes modelos constitutivos, de modo a determinar qual é o mais adequado, incluindo modelos com base na mecânica do estado crítico;
- Elaboração de análises paramétricas contemplando comparações entre simulações de diferentes taxas de alteamento e da ação da infiltração da água da chuva;
- Elaboração de um estudo de tensão-deformação bidimensional mostrando a calibração realizada nos dados existentes no modelo a partir da parametrização do rejeito total compactado no aterro experimental;
- Elaboração de um estudo de ruptura hipotética da pilha;
- Analisar processos de governança existentes para o tema, propondo melhorias e ajustes.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABM. (2024). Associação Brasileira de Metalurgia, Materiais e Mineração.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2024). Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de barragens para disposição de rejeitos, contenção de sedimentos e reservação de água – Requisitos: NBR 13028. Rio de Janeiro, 24 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2024). Mineração – Elaboração e apresentação de projeto de disposição de estéril em pilha: NBR 13029. Rio de Janeiro, 11 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2024). Solo – Abertura de poço ou trincheira de inspeção, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento: NBR 9604. Rio de Janeiro, 10 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2025). Solo – Análise granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro, 14 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2016). Solo – Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia: NBR 7185. Rio de Janeiro, 8 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020). Solo – Ensaio de adensamento unidimensional: NBR 16853. Rio de Janeiro, 16 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2025). Solo – Ensaio de compactação: NBR 7182. Rio de Janeiro, 9 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2020). Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio: NBR 6484. Rio de Janeiro, 28 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2024). Solos – Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade: NBR 6457. Rio de Janeiro, 7 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2025). Solos – Determinação da massa específica dos sólidos, da massa específica aparente e da absorção de água da fração retida na peneira com abertura de 2,0 mm: NBR 6458. Rio de Janeiro, 6 p.
- ALVES, P. I. A. (2020). Empilhamento de rejeito filtrado: a expansão de uma alternativa para substituição de barragens. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 116 p.
- AMORIM, D. G. (2024). Avaliação do Comportamento Geotécnico de um Aterro Experimental de Rejeito Filtrado de Flotação de Minério de Ferro. Dissertação

de Mestrado, Publicação G.DM 07/2024, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 110 p.

ANM - Agência Nacional de Mineração. Resolução ANM nº 175, de 01 de agosto de 2024, com alterações da Resolução ANM nº 95/2022, que consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Diário Oficial da União: Edição 148, Seção 1, Página 164. Brasília, DF, 01 ago. 2024.

ANM - Agência Nacional de Mineração. Resolução ANM nº 130, de 24 de fevereiro de 2023, com alterações da Resolução ANM nº 95/2022, que consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Diário Oficial da União: Edição 39, Seção 1, Página 69 e suas retificações de forma. Brasília, DF, 27 fev. 2023.

ANM - Agência Nacional de Mineração. Resolução ANM nº 95, de 07 de fevereiro de 2022, que consolida os atos normativos que dispõem sobre segurança de barragens de mineração. Diário Oficial da União: Edição 33, Seção 1, Página 49, Brasília, DF, 16 fev. 2022.

APOLINAR A. C. R. (2005). Análise numérica do alteamento de barragens de terra [pontifícia universidade católica do rio de janeiro]. In Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.8624>

ARAÚJO, C. B. (2006). Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro. Dissertação de Mestrado. Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

ASSIS, A. P., HERNANDEZ, H. M. & COLMANETTI, J. P. (2014). Notas de aulas de barragens. Publicação G.AP-AA006/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 125p.

ASTM INTERNATIONAL - American Society for Testing and Materials (2020). ASTM D4767-11: Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.

ASTM INTERNATIONAL - American Society for Testing and Materials (2018). ASTM D1586/D1586M-18: Standard Test Method for Standard Penetration Test (SPT) and Split-Barrel Sampling of Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International.

BEDIN, J. (2006). Interpretação de ensaios de piezocone em resíduos de bauxita. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 256p.

BISHOP, A.W. The Use of Pore-Pressure Coefficients in Practice. *Géotechnique*, v. 4. 1954.

BISHOP, A.W; MORGENSTERN, Norbert. Stability coefficients for earth slopes. *Géotechnique*, v. 10. P 129-153. 1960.

- BOSCH, D. W. Retreatment of residues and waste rock. Extractive Metallurgy of Gold in South Africa, p. 707-743. 1987.
- BRAGA, R. F. & RIBEIRO, J. C. J. (2022). Alternativas para disposição de rejeitos de mineração face às catástrofes com barragens. Revista de Direito e Sustentabilidade, v. 8, n. 1, p. 93–111.
- BRASIL. Lei nº 14.066, de 30 de setembro de 2020. Altera a Lei nº 12.334, de 20 de setembro de 2010, que estabelece a Política Nacional de Segurança de Barragens (PNSB), a Lei nº 7.797, de 10 de julho de 1989, que cria o Fundo Nacional do Meio Ambiente (FNMA), a Lei nº 9.433, de 8 de janeiro de 1997, que institui a Política Nacional de Recursos Hídricos, e o Decreto-Lei nº 227, de 28 de fevereiro de 1967 (Código de Mineração). Diário Oficial da União: Brasília, DF, 30 de setembro de 2020.
- BRAY, J. D., & MACEDO, J. (2024). “Selection of the seismic coefficient in pseudostatic slope stability analyses of tailings dams”. In Proceedings of the Tailings and Mine Waste 2024 Conference, November 10-13, 2024, Colorado, USA.
- BUCH, I. (2025) Avaliação dos impactos do rompimento da barragem de Brumadinho nos solos ripários atingidos. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Lavras, Lavras.
- CARNEIRO, A. A. (2020). Comportamento Mecânico de um Rejeito de Minério de Ferro Estabilizado com Polímero e do Compósito Rejeito-Polímero Reforçado com Fibras de Polipropileno. Tese de Doutorado, Publicação G.DM 162/2020, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 164 p.
- CASAGRANDE, A. (1936). Characteristics of Cohesionless Soils Affecting the Stability of Slopes and Earth Fills. Journal of the Boston Society of Civil Engineers: 257–275.
- CENTRAIS ELÉTRICAS BRASILEIRAS S.A. - ELETROBRÁS. Critérios de Projeto Civil de Usinas Hidrelétricas. Rio de Janeiro: Eletrobrás, 2003.
- CONSOLI, N. C. *et al.* (2025). Influence of moisture content on strength behavior of a compacted mining sandy tailings. Geotechnical Testing Journal (ASTM), v. 48, n. 3. DOI: <https://doi.org/10.1520/GTJ20230191>.
- COULOMB, C. A. Essai sur une application des regles de Maximums et Minimums á Quelques Problèmes de Statique, relatifs á l’Architecture, Memoires de Mathematique et de Physique, Présentés, á l’Academie Royale des Sciences, Paris, v. p. 3, 38, 1776.
- DAS, M. B. & SOBHAN, K. (2019). Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 9. ed. São Paulo: Cengage, 2019.
- DAVIES, M. (2011). Filtered dry stack tailings - the fundamentals. Tailings and Mine Waste 2011, (p. 9). Vancouver.

- ESPÓSITO, T. J. (2000). Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 394 p.
- FEAR, C. E., & ROBERTSON, P. K. (1995). Estimating the undrained strength of sand: a theoretical framework. *Canadian Geotechnical Journal*, 32(5), 859–870. <https://doi.org/10.1139/t95-082>
- FERRANTE, F. Estudo de viabilidade para recuperação de minério de ferro em rejeitos contidos em barragens. Dissertação de Mestrado. em Engenharia Mineral – Pós-graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, Minas Gerais, 2014.
- FREITAS, R. D. (2022). Prevenção à ocorrência de desastres: uma análise dos arranjos jurídico-institucionais das políticas de segurança de barragens, a partir de Mariana e Brumadinho. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Direito, Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 152 p.
- GERSCOVICH, D. M. S. (2016). Estabilidade de taludes. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2016.
- GOMES, M. A. Caracterização tecnológica no aproveitamento do rejeito de minério de ferro. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Mineral, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, Brasil, 2009. 220 p.
- HAWLEY, P. Mark; CUNNING, John (Ed.). Guidelines for Mine Waste Dump and Stockpile Design. Clayton South, VIC: CSIRO Publishing, 2017.
- ICOLD (International Commission on Large Dams. (2021). Bulletin 181 - Tailings Dam Design Technology Update. Paris, France.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE MINERAÇÃO (IBRAM), Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração; organizador. Instituto Brasileiro de Mineração. 1.ed. - Brasília: IBRAM, 2016. 128p.
- JUNIOR, M. P. S. (2021). Avaliação da susceptibilidade à liquefação de um rejeito silto-arenoso com base em ensaio CPTu. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 109 p.
- LEE, P. Y.; SUEDEKAMP, R. J. (1972). Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils, Highway Research Record n. 381, National Academy of Sciences, Washington, D.C., p. 1-9.
- LOPES, M. M. (2022). Análise Mecânica e Microestrutural de um Rejeito de Ferro Ultrafino Estabilizado com Solução Polimérica. Dissertação de Mestrado, Publicação 381/2022, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental,

Universidade de Brasília, Brasília, DF, 86 p.

- LUPO, J., & HALL, J. (2010). Dry stack tailings-design considerations. Fourteenth International Conference on Tailings and Mine Waste. Vail.
- MASSAD, F. (2020). Mecânica dos solos experimental. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2020.
- MENESES, B. R. (2023). Estabilização de pilhas de rejeitos mineiros com bermas cimentadas. Porto: Universidade do Porto.
- MEND – Mine Environment Neutral Drainage Project. MEND Report 2.50.1 Study of Tailings Management Technologies. Klohn Crippen Berger. The Mining Association of Canada (MAC), Canadá, 2017.
- MOREIRA, B. C. (2025). Revisão sistemática da literatura sobre o processo de disposição a seco de rejeitos de mineração. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 420 p.
- MORGENSTERN, N. R.; KUPPER, A. A. G. (1988). Hydraulic fill structures - A perspective. In: VAN ZYL, D. J. A.; MCK, S. G. (Org.), ASCE. Fort Collins. Colorado: Proceedings of a specialty conference on hydraulic fill structures. p. 1-31.
- MOURA, J. E. M. (2024). Empilhamento de rejeito de minério de ferro: uma avaliação da contratibilidade e suscetibilidade a liquefação. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Minas, Centro Federal de Educação Tecnológica de Minas Gerais, Araxá, MG, 230 p.
- MOHR, O. Welche Umstände Bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?, Zeitschrift des Vereines Deutscher Ingenieure, v. 44, p. 1524-1530, p. 1572-1577, 1900.
- NOGUEIRA, F. R. *et al.* (2021). Cenários de risco no Brasil: um panorama atualizado sobre a diversidade nacional. In: SULAIMAN, Samia Nascimento (ORG). GIRD+10: caderno técnico de gestão integrada de riscos e desastres. 1ª ed. Brasília, DF: Ministério Desenvolvimento Regional, Secretaria Nacional de Proteção e Defesa Civil.
- OLIVEIRA-FILHO, W. L. Questões Geotécnicas da Lavra de Barragens de Rejeito de Mineração. Relatório Técnico de Pós-Doutorado no Exterior. UFOP. 2016.
- OLIVEIRA, M. L. S. (2013). Estudo da viabilidade técnica da utilização do rejeito de minério de ferro na construção civil. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 101 p.
- OLSON, S. M. (2001). Liquefaction Analysis of Level and Sloping Ground Using Field Case Histories and Penetration Resistance.
- PEREIRA, L. E. (2005). Estudo do potencial de liquefação de rejeitos de minério de

- ferro sob carregamento estático. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 210 p.
- PINTO, C. S. (2006). Curso Básico de Mecânica dos Solos. Sao Paulo: Oficina de Textos.
- PORTES, A. M., & ESPÓSITO T. (2013). Performance analysis for filtered iron ore tailings disposal. Perth: Paste 2013.
- RIBEIRO, L. F. M. Simulação física do processo de formação dos aterros hidráulicos aplicado a barragens de rejeitos. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 268p.
- ROBERTSON, P. K. (2016). Cone penetration test (CPT)-based soil behaviour type (SBT) classification system – An update. Canadian Geotechnical Journal, 53(12): 1910-1927. doi:10.1139/cgj-2016-0044.
- ROBERTSON, P. K. FEAR, C. E. WOELLER, D. J. WEEMES, I. (1995). Estimation of sand compressibility from seismic CPT. Conference: 48. Canadian geotechnical conference, Vancouver (Canada), 25-27 Sep 1995; Other Information: PBD: 1995; Related Information: Is Part Of Trends in geotechnique; PB: 2 v. p.
- ROBERTSON, P. K. (2010). Evaluation of Flow Liquefaction and Liquefied Strength Using the Cone Penetration Test. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 136(6): 842–853. doi:10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0000286.
- SCHNAID, F.; FERNANDES, M. M.; FERNANDES, N. (2009). Estimativa da resistência não drenada através da correlação de resultados de ensaios de campo. Revista Geotecnia, n. 108, p. 45-54.
- SLADEN, J. A., D'HOLLANDER, R.D., and KRANHN, J. (1985). The liquefaction of sands, a collapse surface approach. Canadian Geotechnical Journal, 22(4): 564–578. doi: <https://doi.org/10.1139/t85-076>.
- SOUSA, G. M. (2020). Proposta de metodologia para lavra de barragens de rejeitos de ferro construídas pela técnica de aterro hidráulico. Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 420 p.
- SOUZA, J. P. T. (2023). Análise de descaracterização de barragens de rejeitos pelo método de Olson. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM 388/2023, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 123 p.
- SOUZA, T. C. (2018). Metodologia de avaliação de liquefação em barragens de rejeito: uma abordagem probabilística. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia e Transportes, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG, 293p.

- TEBECHRANI NETO, S. *et al.* Influence of relative compaction on shear strength and deformation behavior of compacted iron ore tailings. *Soils and Rocks*, São Paulo, v. 48, e2024069220. DOI: <https://doi.org/10.28927/SR.2024.069220>.
- TOLEDO, A. de P; RIBEIRO, J. C. J; THOMÉ, R. (2016). Acidentes com barragens de rejeitos da mineração e o princípio da prevenção: de Trento (Itália) a Mariana (Brasil). *Lumen Juris*. Rio de Janeiro, RJ, 176 p.
- VALE S.A. (2021). Governança de Projetos Geotécnicos de Ferrosos – Processos, Papéis e Responsabilidades: PGS-004256. Diretoria de Geotecnia Corporativa.
- VALE S.A. (2021). Vale +: Minas Gerais – Resultados em 2021 – Eliminação de barragens avança em Minas Gerais. Gerência de Comunicação Regional de Minas Gerais, Mato Grosso do Sul e Portos do Sul.
- WIJEWICKREME, D., SANIS, M. V. & GREENAWAY, R. G. (2005). Cyclic shear response of fine-grained mine tailings. *Can. Geotechn. J.*, 42:1408-1421.

ANEXOS

ANEXO A – CONSOLIDAÇÃO DA CAMPANHA DE SONDAGENS E DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO DA FUNDAÇÃO ADOTADA

- Solo Residual

São apresentados os resultados das sondagens mistas com os valores de $N_{SPT,70}$, além dos valores corrigidos pela energia e tensão vertical *in situ* ($N_{1SPT,60}$), para o solo residual identificado nessas sondagens.

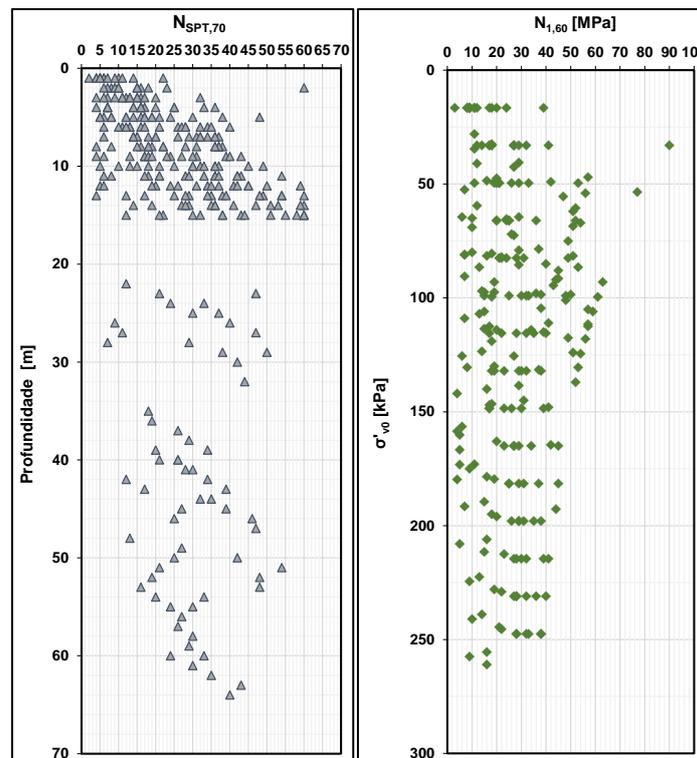


Figura A.1 – Resultado das sondagens mistas para o solo residual: (a) valores de $N_{SPT,70}$ versus profundidade (à esquerda) e (b) $N_{1SPT,60}$ versus σ'_{vo} (à direita)

Percebe-se uma grande variação do valor do $N_{SPT,70}$ entre 2 e 60 golpes. Com a correção de energia para o $N_{1SPT,60}$ essa variação aumenta, variando entre 3 e 90 golpes. Os valores encontrados são condizentes com os que são esperados para solos residuais.

Na Figura A.2 são apresentados os valores dos parâmetros de resistência drenada (ângulo de atrito) do solo residual. Estes valores foram determinados a partir do emprego da metodologia de SCHNAID *et al.* (2009), disponível na literatura para correlação de N_{SPT} com ângulos de atrito. Para tanto, foram considerados os resultados de $N_{SPT,60}$, apresentados na Figura A.1 (b).

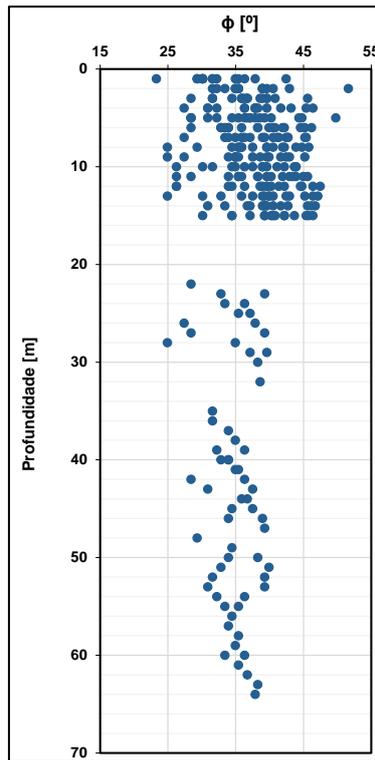


Figura A.2 – Valores do ângulo de atrito efetivo *versus* profundidade para o solo residual

Há uma grande dispersão dos valores encontrados para o ângulo de atrito, variando entre 23° e 52°, principalmente em função da variação do $N_{1SPT,60}$. Para uma melhor compreensão dos resultados, foram gerados gráficos de distribuição de frequência do $N_{1SPT,60}$ e do ângulo de atrito para o solo residual (Figura A.3 e Figura A.4, respectivamente). Nestes gráficos são apresentados os dados estatísticos à curva de distribuição que melhor se ajustou aos dados analisados.

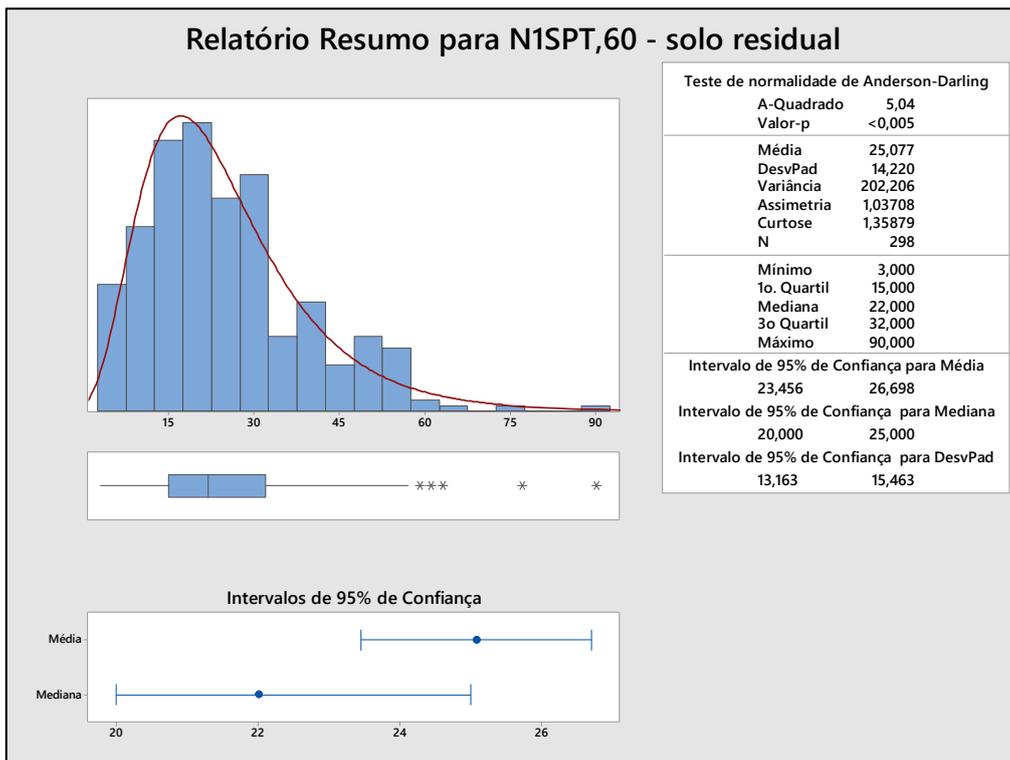


Figura A.3 – Histograma para o N_{1SPT,60} do solo residual

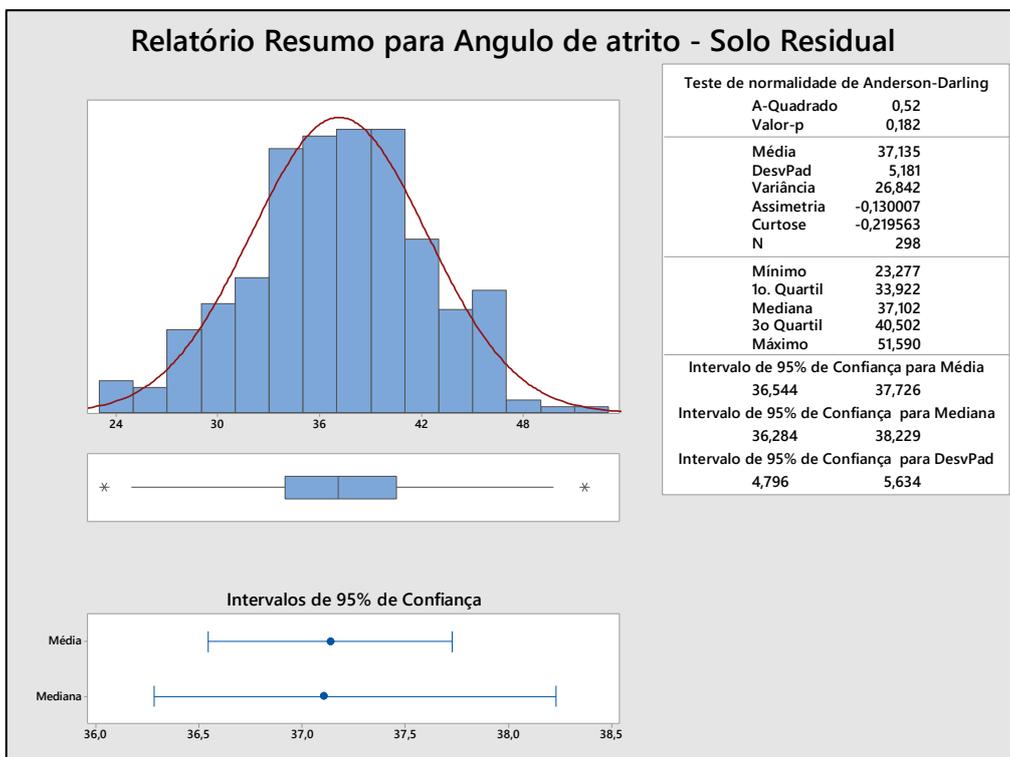


Figura A.4 – Histograma para o N_{1SPT,60} do solo residual

A partir das análises apresentadas acima, nota-se que o ângulo de atrito encontrado a partir da correlação com o N_{SPT} para o solo residual é de 31,95°, referente à diferença entre a média e o desvio padrão.

Na Figura A.5 são apresentados os resultados considerando a aplicação do método de OLSON E STARK (2003). No gráfico, os materiais localizados à esquerda da envoltória têm seu comportamento classificado como contrátil e os localizados à direita têm seu comportamento classificado como dilatante.

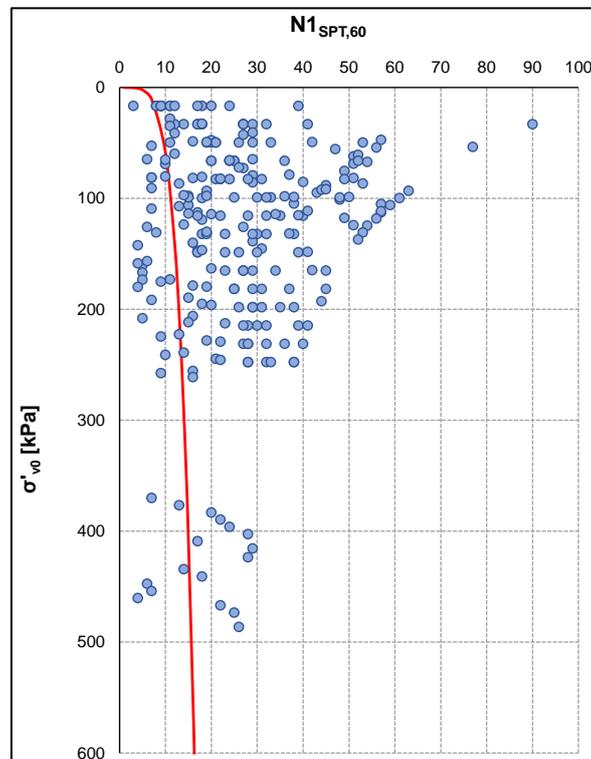


Figura A.5 – Envoltória segundo Olson e Stark (2003) em conjunto com os valores de $N_{1SPT,60}$ obtidos para o solo residual

Verifica-se que a maioria dos valores se localiza à direita da envoltória, comportamento que é característico de materiais dilatantes. Dessa forma, devem ser utilizados parâmetros de resistência relativos à condição de carregamento drenado para o solo residual.

Apresenta-se a seguir a consolidação da campanha de ensaios de laboratório executados com a amostra coletada no horizonte do solo residual. Os parâmetros de resistência obtidos ($\phi' = 29,0^\circ$ e $c' = 12,0$ kPa) foram mais baixos do que aqueles encontrados a partir da correlação realizada com o N_{SPT} ($\phi'_{mediana} = 37,1^\circ$). Dessa forma, foram adotados na modelagem apresentada no Item 4.2.1 os parâmetros mais conservadores obtidos pelos ensaios de laboratório.

Foi realizado um total de dois ensaios de compressão triaxial (todos em amostras saturadas), sendo um do tipo adensado não drenado (CIU_{sat}) e um do tipo adensado drenado (CID_{sat}), a partir da coleta de blocos indeformados coletados no horizonte do material.

Durante a interpretação dos ensaios, os parâmetros de resistência foram definidos testando-se a envoltória que melhor se encaixou nas trajetórias de tensão dos corpos de prova.

A Tabela A.1 apresenta um resumo dos ensaios de compressão triaxial conduzidos, indicando o tipo de envoltória adotado na interpretação e os parâmetros de resistência resultantes das interpolações conduzidas. A Figura A.6 e a Figura A.7 apresentam os gráficos elaborados para a interpretação dos ensaios triaxiais no solo residual.

Tabela A.1 – Compilação dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais

Ensaio/Amostra		Material	Corpo de Prova	Índice de vazios inicial	Índice de vazios final adensamento	Parâmetro B de Skempton	c' (kN/m ²)	φ' (°)	Observação
Ensaio CID _{sat}	Bloco indeformado	Solo Resid.	CP-01	1,313	1,243	0,971	11,94	29,34	Envoltória definida por critério de máxima obliquidade
			CP-02	1,363	1,209	0,966			
			CP-03	1,322	1,209	0,967			
Ensaio CIU _{sat}	Bloco indeformado	Solo Resid.	CP-01	1,390	1,360	0,97	0,0	29,49	Envoltória definida por critério de máxima obliquidade
			CP-02	1,391	1,281	0,98			
			CP-03	1,370	1,206	0,96			
			CP-04	1,445	1,165	0,95			

O solo saprolítico e o filito alterado não foram ensaiados em laboratório, ao passo em que os seus parâmetros de resistência foram obtidos com base nas correlações realizadas com a resistência N_{SPT} . Para o caso do solo saprolítico, considerou-se, além da correlação, os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios de laboratório com amostras de solo residual jovem, de forma que o solo saprolítico apresentasse resistência levemente superior à do solo residual. Para o filito alterado, utilizou-se diretamente o valor de ângulo atrito obtido pela correlação com o índice N_{SPT} e atribuiu-se um valor conservador para o intercepto coesivo do material.

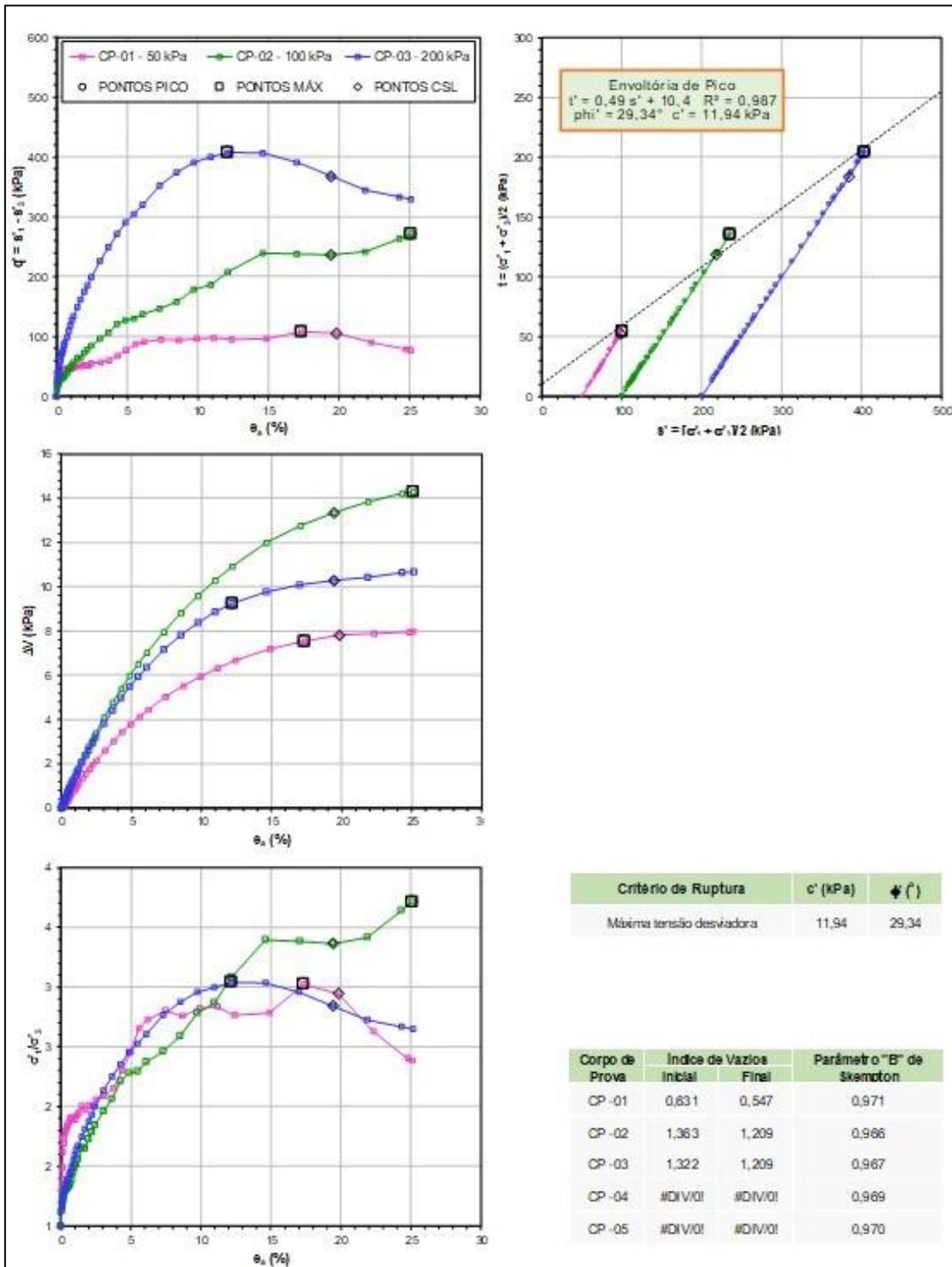


Figura A.6 – Resultado dos ensaios de compressão triaxial CID_{sat} para o solo residual

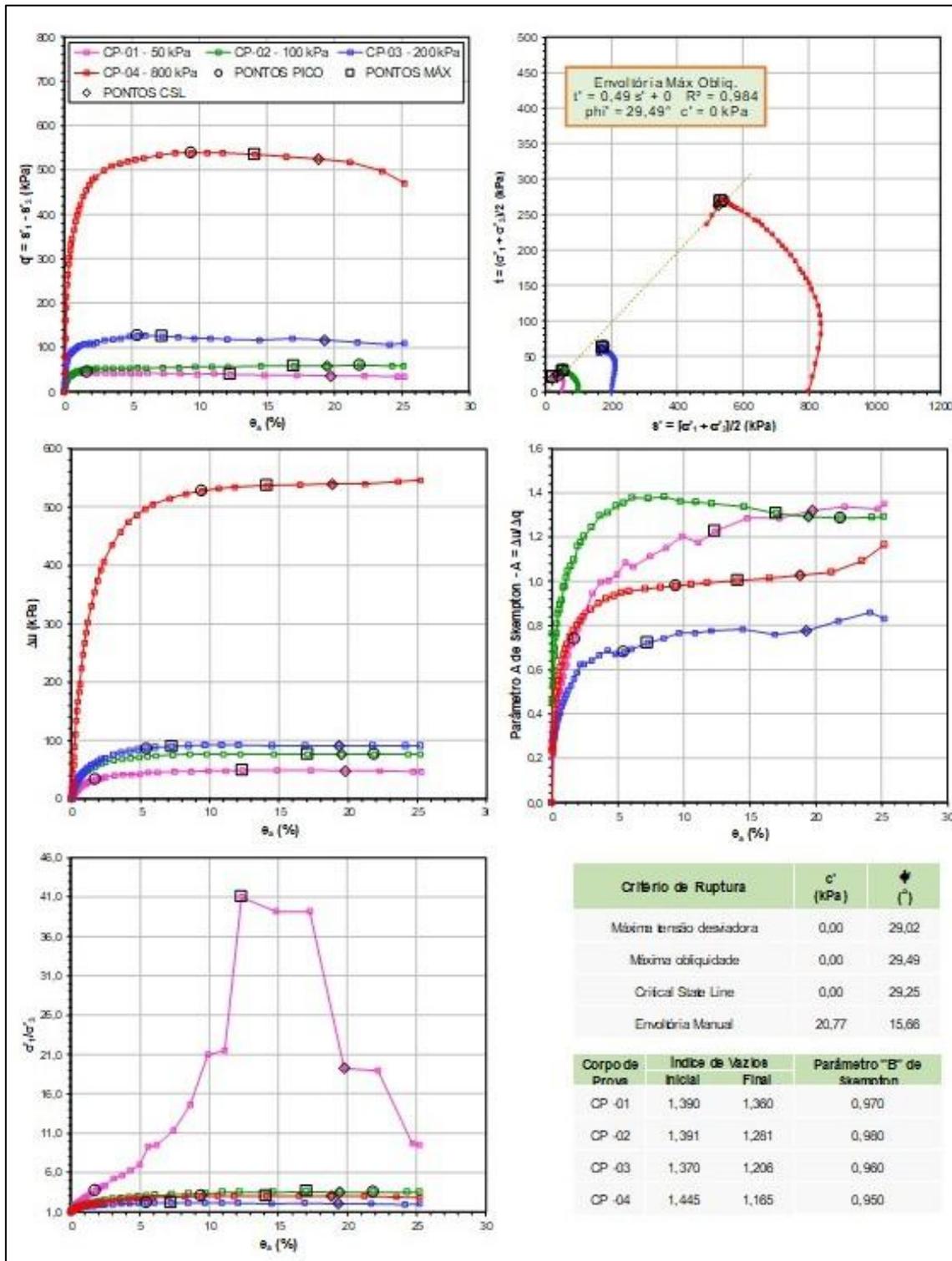


Figura A.7 – Resultado dos ensaios de compressão triaxial CIU_{sat} para o solo residual

- **Saprólito**

São apresentados os resultados das sondagens mistas com os valores de $N_{SPT,70}$, além dos valores corrigidos pela energia e tensão vertical *in situ* ($N_{1SPT,60}$), para o saprólito identificado nessas sondagens.

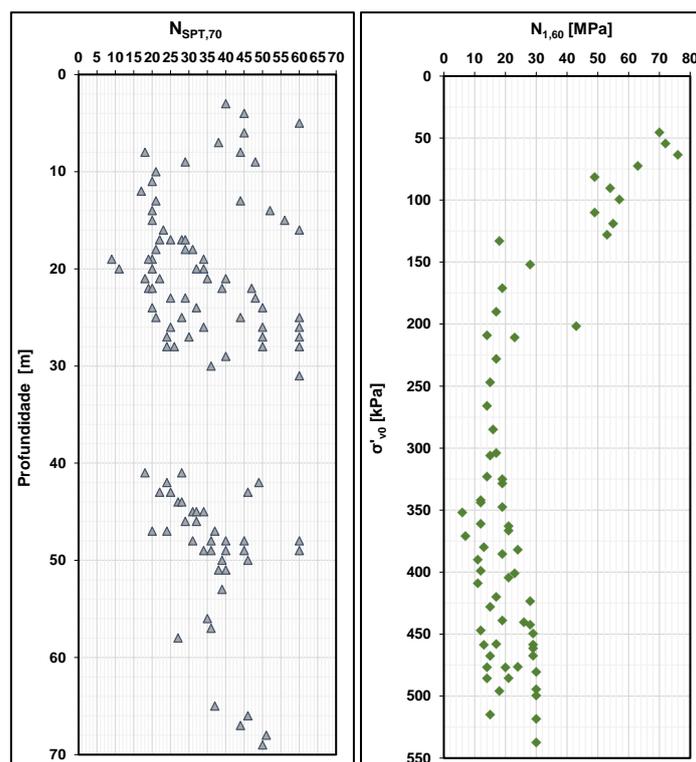


Figura A.8 – Resultado das sondagens mistas para o saprólito: (a) valores de $N_{SPT,70}$ versus profundidade (à esquerda) e (b) $N_{1,60}$ versus σ'_{vo} (à direita)

Percebe-se uma grande variação do valor do $N_{SPT,70}$ entre 9 e 60 golpes. Com a correção de energia para o $N_{1,60}$ essa variação aumenta, variando entre 6 e 76 golpes. Os valores encontrados são condizentes com os que são esperados para saprólitos.

Na Figura A.9 são apresentados os valores dos parâmetros de resistência drenada (ângulo de atrito) do saprólito. Estes valores foram determinados a partir do emprego da metodologia de SCHNAID *et al.* (2009), disponível na literatura para correlação de N_{SPT} com ângulos de atrito. Para tanto, foram considerados os resultados de $N_{SPT,1,60}$, apresentados na Figura A.8 (b).

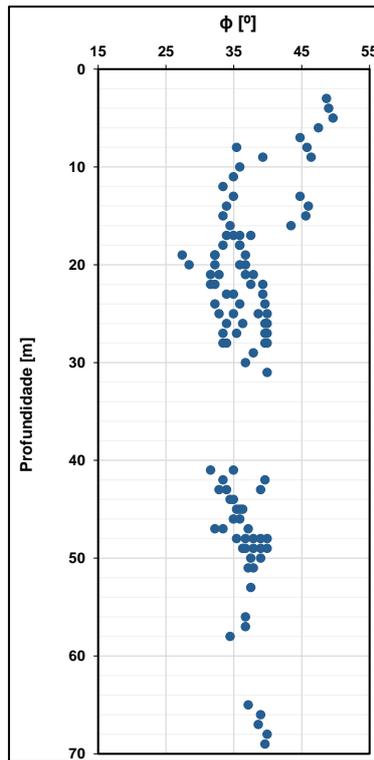


Figura A.9 – Valores do ângulo de atrito efetivo *versus* profundidade para o saprólito

Há uma grande dispersão dos valores encontrados para o ângulo de atrito, variando entre 27° e 50°, principalmente em função da variação do $N_{1SPT,60}$. Para uma melhor compreensão dos resultados, foram gerados gráficos de distribuição de frequência do $N_{1SPT,60}$ e do ângulo de atrito para o saprólito (Figura A.10 e Figura A.11, respectivamente). Nestes gráficos são apresentados os dados estatísticos à curva de distribuição que melhor se ajustou aos dados analisados.

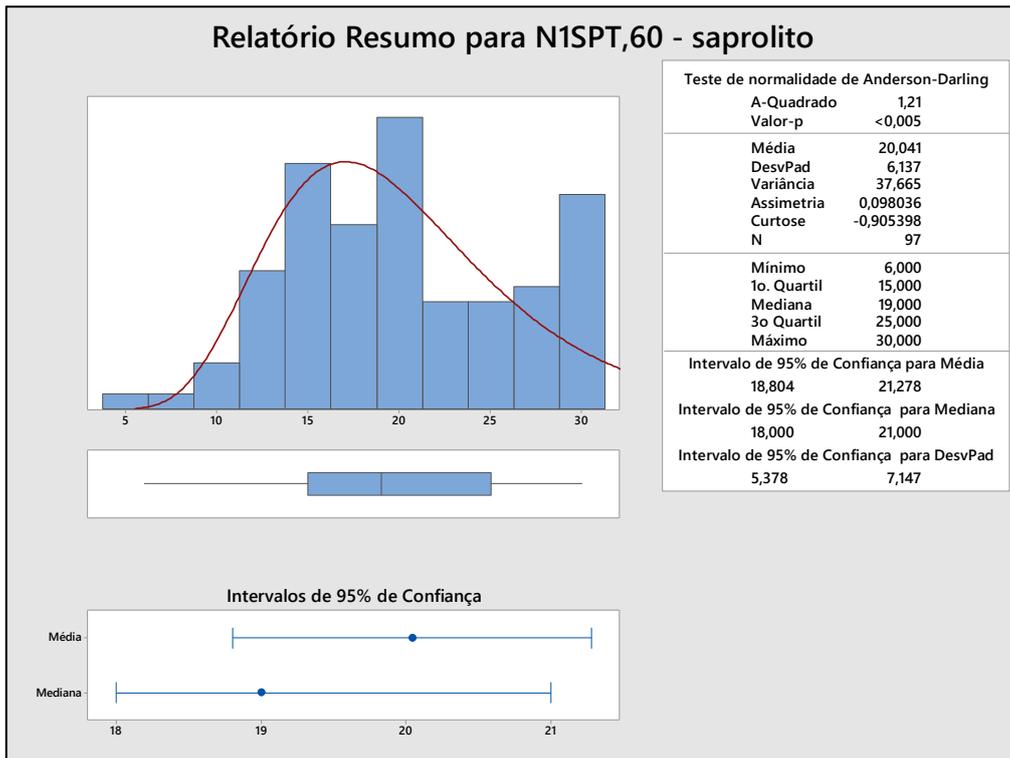


Figura A.10 – Histograma para o N_{1SPT,60} do saprolito

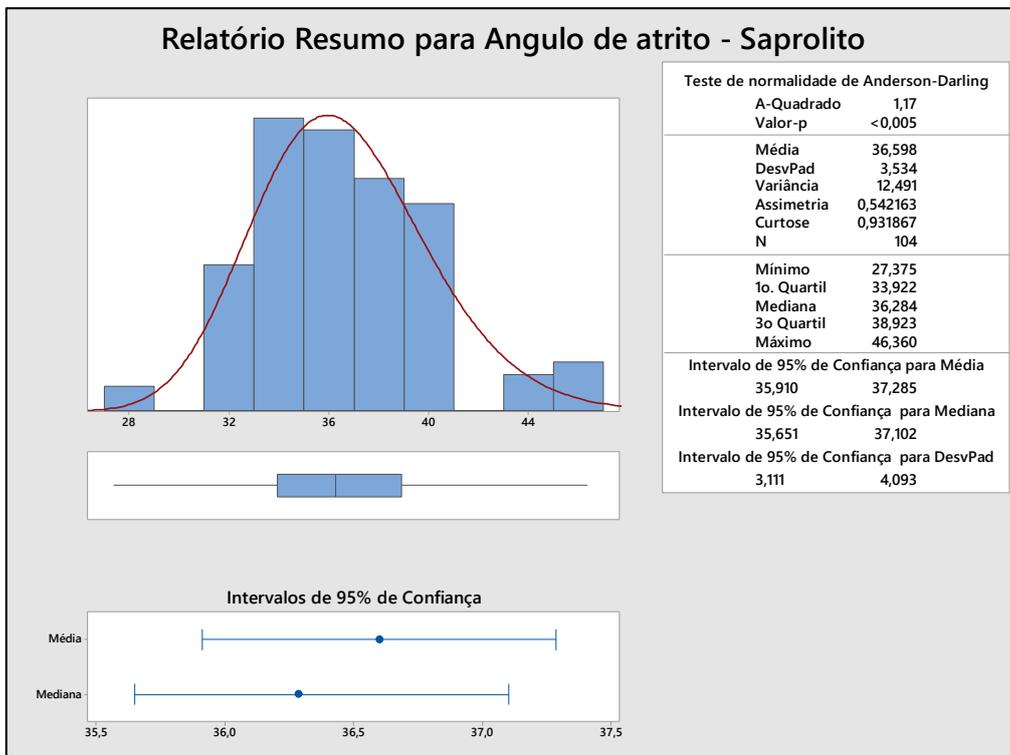


Figura A.11 – Histograma para o N_{1SPT,60} do saprolito

A partir das análises apresentadas acima, nota-se que o ângulo de atrito encontrado a partir da correlação com o N_{SPT} para o saprólito é de $33,06^\circ$, referente à diferença entre a média e o desvio padrão.

Na Figura A.12 são apresentados os resultados considerando a aplicação do método de OLSON E STARK (2003). No gráfico, os materiais localizados à esquerda da envoltória têm seu comportamento classificado como contrátil e os localizados à direita têm seu comportamento classificado como dilatante.

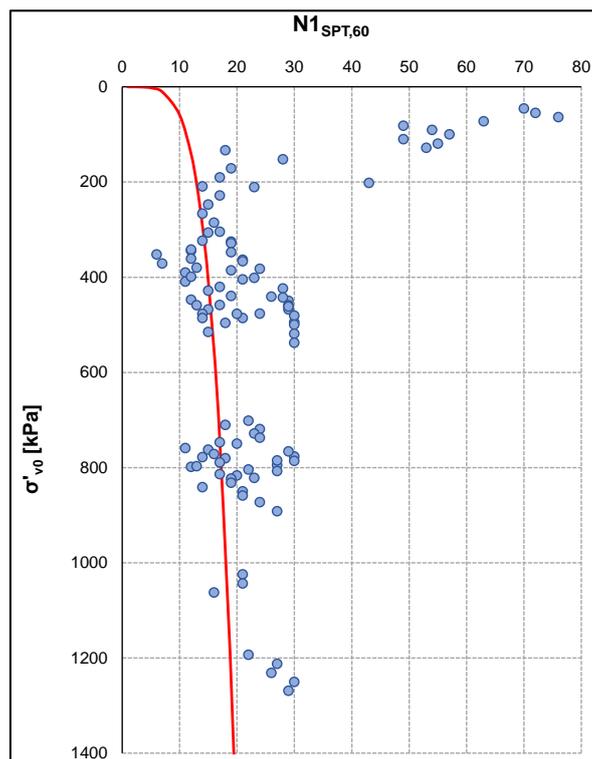


Figura A.12 – Envoltória segundo Olson e Stark (2003) em conjunto com os valores de $N_{1SPT,60}$ obtidos para o saprólito

Verifica-se que a maioria dos valores se localiza à direita da envoltória, comportamento que é característico de materiais dilatantes. Dessa forma, devem ser utilizados parâmetros de resistência relativos à condição de carregamento drenado para o saprólito.

- **Filito Alterado**

São apresentados os resultados das sondagens mistas, com os valores de $N_{SPT,70}$, além dos valores corrigidos pela energia e tensão vertical *in situ* ($N_{1SPT,60}$), para o filito alterado identificado nessas sondagens.

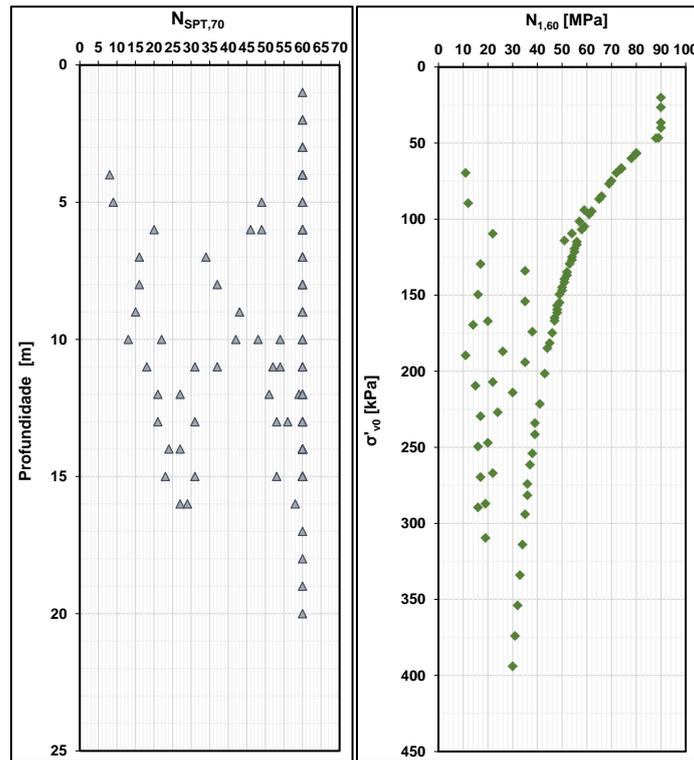


Figura A.13 – Resultado das sondagens mistas para o filito alterado: (a) valores de $N_{SPT,70}$ versus profundidade (à esquerda) e (b) $N_{1SPT,60}$ versus σ'_{vo} (à direita)

Percebe-se uma grande variação do valor do $N_{SPT,70}$ entre 8 e 60 golpes. Com a correção de energia para o $N_{1SPT,60}$ essa variação aumenta, variando entre 11 e 90 golpes. Os valores encontrados são condizentes com o de materiais alterados, como é o caso de filitos.

Na Figura A.14 são apresentados os valores dos parâmetros de resistência drenada (ângulo de atrito) do filito alterado. Estes valores foram determinados a partir do emprego da metodologia de SCHNAID *et al.* (2009), disponível na literatura para correlação de N_{SPT} com ângulos de atrito. Para tanto, foram considerados os resultados de $N_{SPT1,60}$, apresentados na Figura A.13(b).

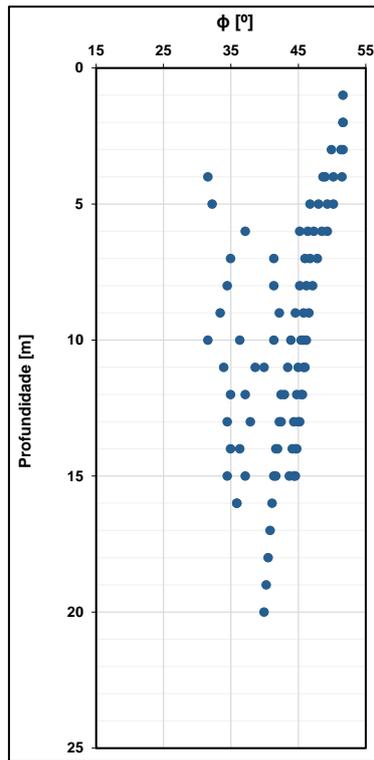


Figura A.14 – Valores do ângulo de atrito efetivo *versus* profundidade para o filito alterado

Há uma grande dispersão dos valores encontrados para o ângulo de atrito, variando entre 31° e 52° , principalmente em função da variação do $N_{1SPT,60}$. Para uma melhor compreensão dos resultados, foram gerados gráficos de distribuição de frequência do $N_{1SPT,60}$ e do ângulo de atrito para o filito alterado (Figura A.15 e Figura A.16, respectivamente). Nestes gráficos são apresentados os dados estatísticos à curva de distribuição que melhor se ajustou aos dados analisados.

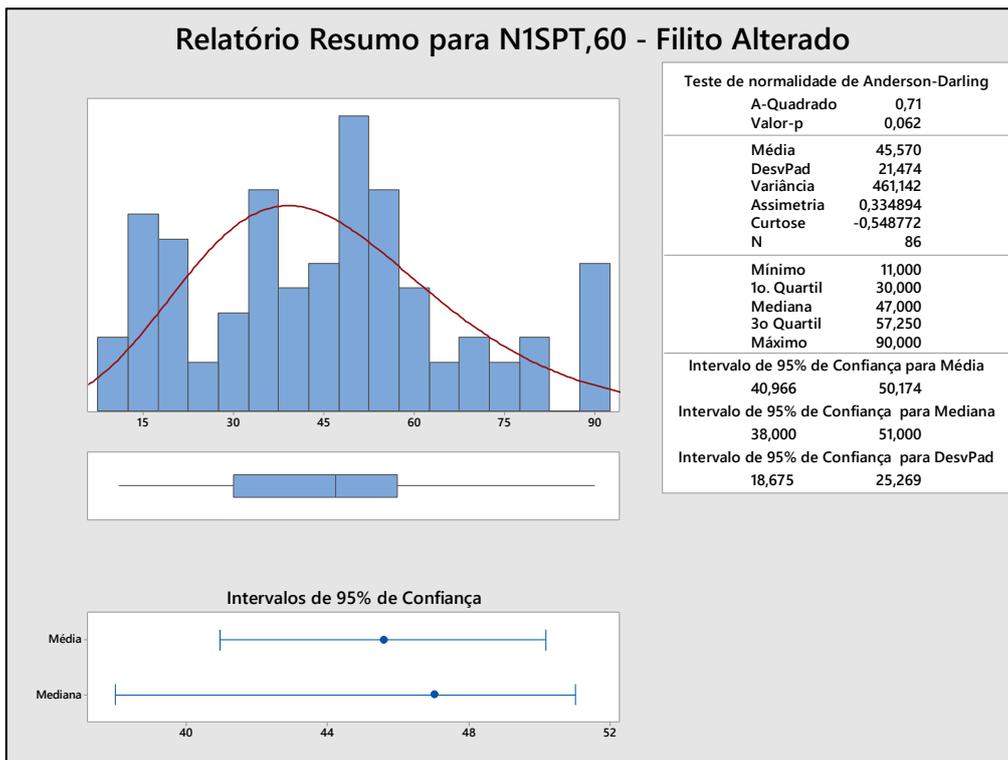


Figura A.15 – Histograma para o N_{1SPT,60} do filito alterado

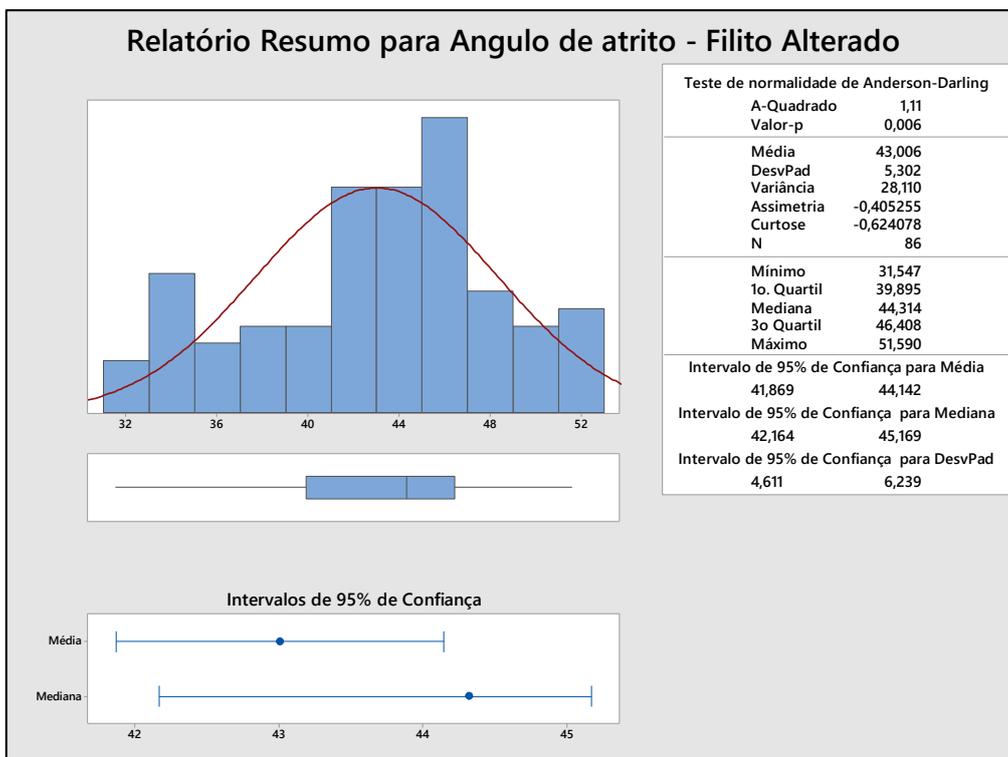


Figura A.16 – Histograma para o N_{1SPT,60} do filito alterado

A partir das análises apresentadas acima, nota-se que o ângulo de atrito encontrado a partir da correlação com o N_{SPT} para o filito alterado é de 37,70°, referente à diferença entre a média e o desvio padrão.

Na Figura A.17 são apresentados os resultados considerando a aplicação do método de OLSON E STARK (2003). No gráfico, os materiais localizados à esquerda da envoltória têm seu comportamento classificado como contrátil e os localizados à direita têm seu comportamento classificado como dilatante.

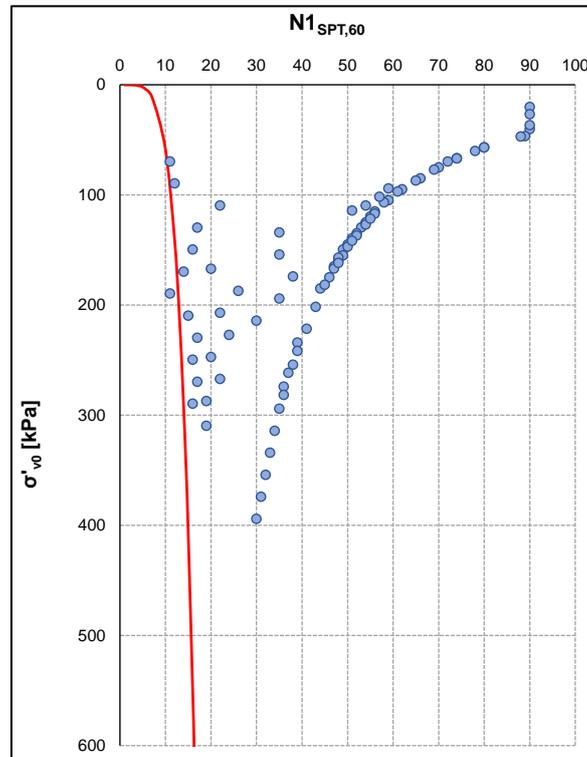


Figura A.17 – Envoltória segundo Olson e Stark (2003) em conjunto com os valores de $N1_{SPT,60}$ obtidos para o filito alterado

Verifica-se que a maioria dos valores se localiza à direita da envoltória, comportamento que é característico de materiais dilatantes. Dessa forma, devem ser utilizados parâmetros de resistência relativos à condição de carregamento drenado para o filito alterado.

ANEXO B – RESULTADOS DAS ANÁLISES DE ESTABILIDADE

- **Condição 1 – Crítica Hipotética**

Para a condição “1”, os taludes das pilhas foram avaliados mediante à condição de carregamento crítica, caracterizada pela elevação excessiva da superfície freática (arbitrada considerando a saturação do maciço em cotas superiores às cotas da drenagem interna). Nas análises apresentadas foram atribuídos aos rejeitos parâmetros de resistência na condição não drenada.

O parâmetro de poropressão adotado foi de $r_u = 0,2$.

- Seção F-F’ (3H:1V) – Cenário 1

A Seção F-F’ foi desenvolvida contemplando um ângulo de face de 3H:1V e bermas de 10 metros de largura.

O Cenário 1 foi avaliado para um empilhamento de 75 metros de altura, simulando a construção de uma PDR com nove bancos. O resultado dos cálculos desse modelo pode ser visualizado na superfície de ruptura exibida na Figura B.1.

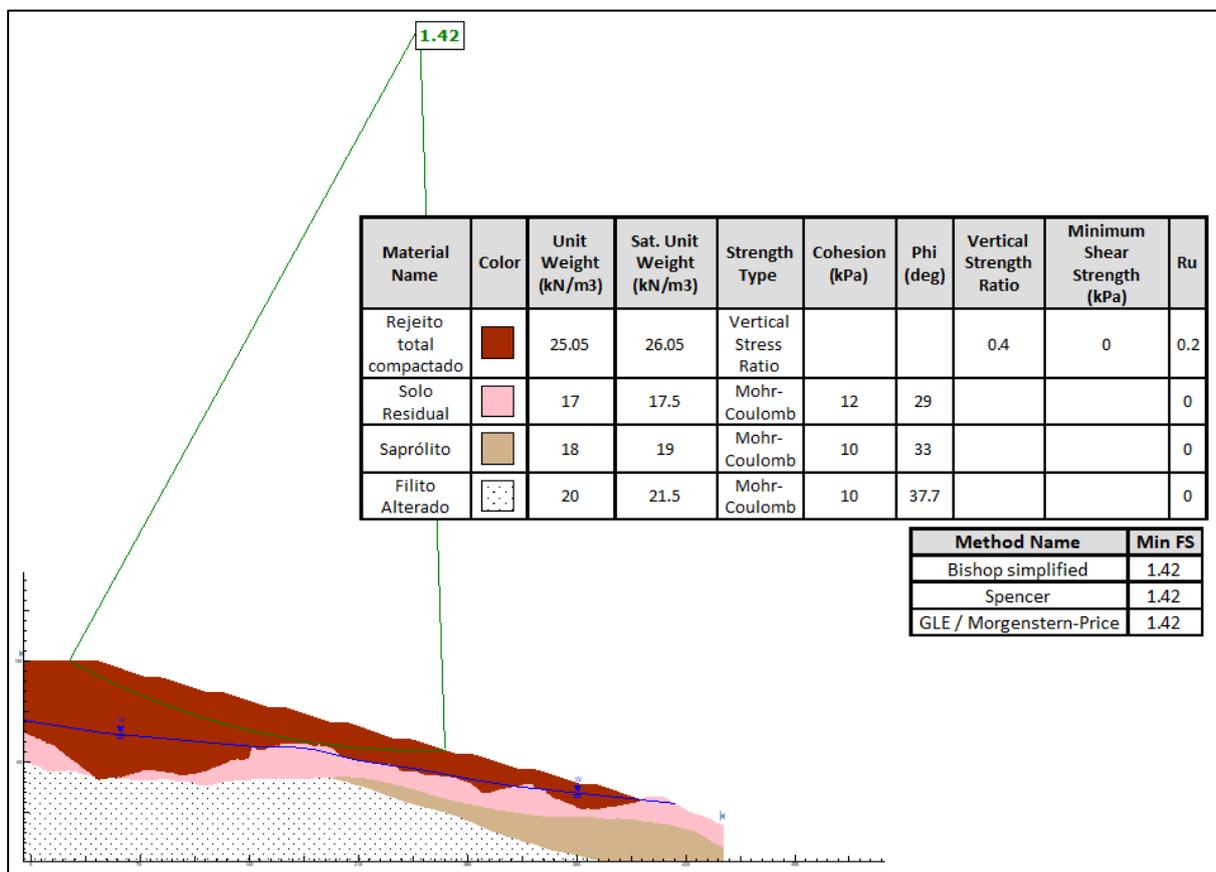


Figura B.1 – Análise de estabilidade – Cenário crítico hipotético – Superfície circular – Seção F-F’ – Cenário 1

➤ Seção H-H' (3,5H:1V) – Cenário 2

A Seção H-H' foi desenvolvida contemplando um ângulo de face de 3,5H:1V e bermas de 10 metros de largura.

O Cenário 2 foi avaliado para um empilhamento de 60 metros de altura, simulando a construção de uma PDR com cinco bancos. O resultado dos cálculos desse modelo pode ser visualizado na superfície de ruptura exibida na Figura B.2.

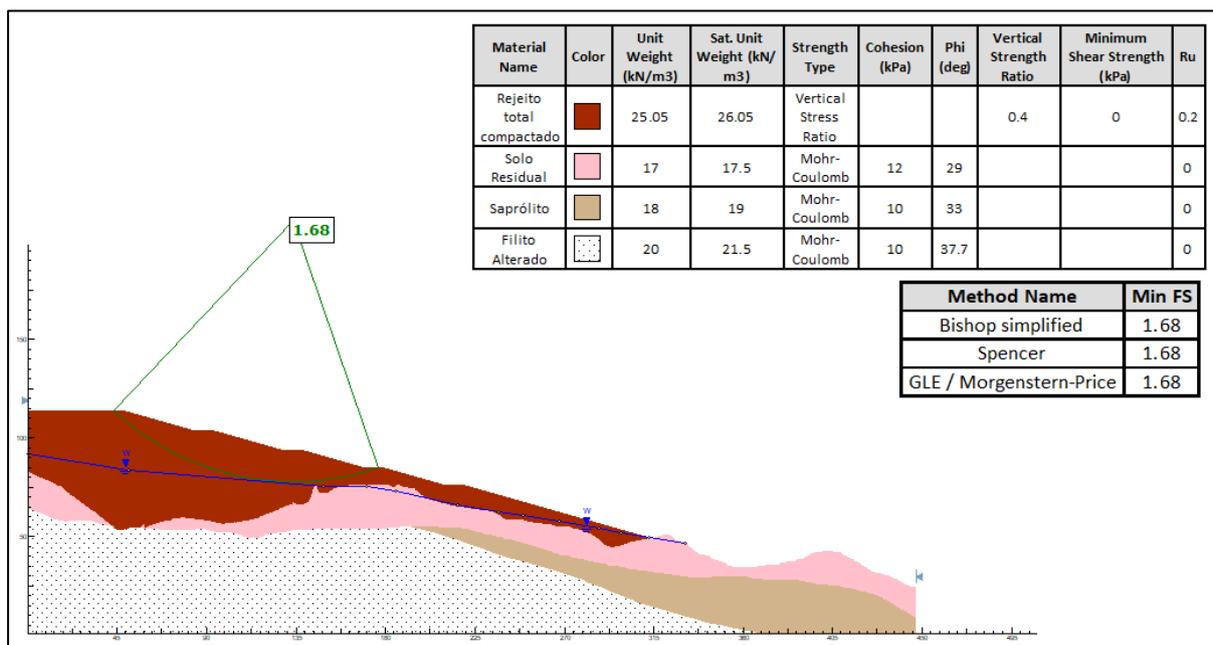


Figura B.2 – Análise de estabilidade – Cenário crítico hipotético – Superfície circular – Seção H-H' – Cenário 2

• **Condição 2 – Sísmica (Pseudo-Estática)**

Para a condição “2”, os taludes das pilhas foram avaliados mediante à condição de carregamento sísmico, por meio de análises pseudo-estáticas. Nas análises apresentada considerando o pior cenário, foram atribuídos aos rejeitos parâmetros de resistência na condição não drenada.

O parâmetro de poropressão adotado foi de $r_u = 0,2$.

➤ Seção F-F' (3H:1V) – Cenário 3

A Seção F-F' foi desenvolvida contemplando um ângulo de face de 3H:1V e bermas de 10 metros de largura.

O Cenário 3 foi avaliado para um empilhamento de 75 metros de altura, simulando a construção de uma PDR com nove bancos. O resultado dos cálculos desse modelo pode ser visualizado na superfície de ruptura exibida na Figura B.3.

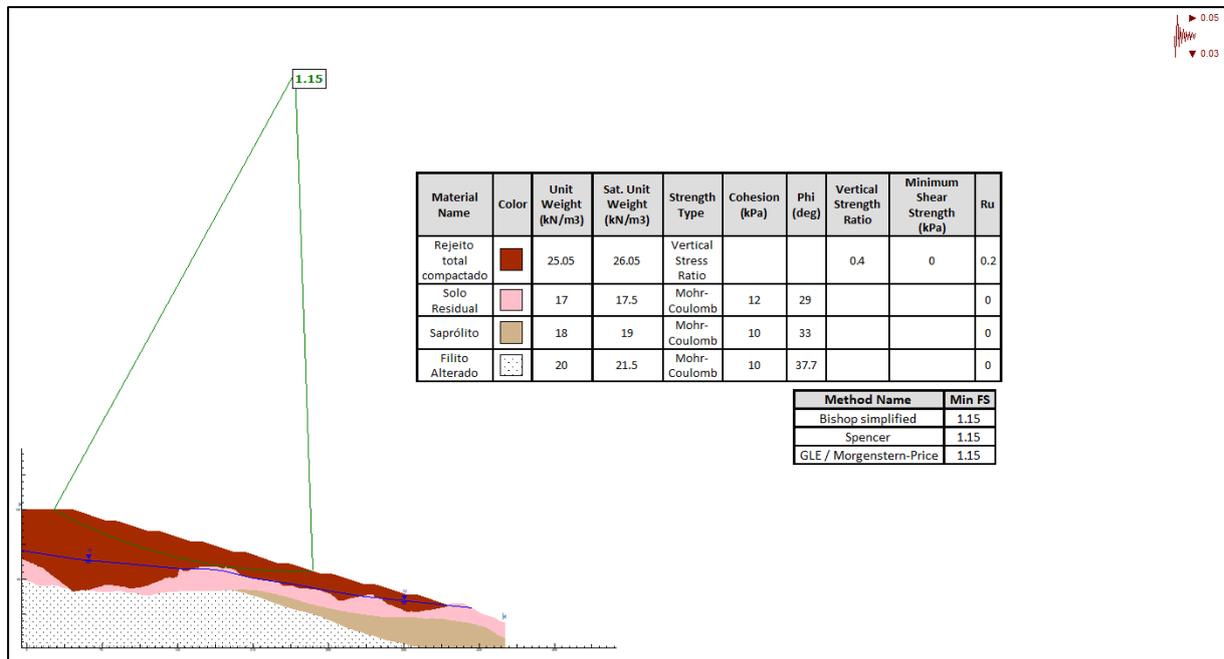


Figura B.3 – Análise de estabilidade – Cenário sísmico – Superfície circular – Seção F-F' – Cenário 3

➤ Seção H-H' (3,5H:1V) – Cenário 4

A Seção H-H' foi desenvolvida contemplando um ângulo de face de 3,5H:1V e bermas de 10 metros de largura.

O Cenário 4 foi avaliado para um empilhamento de 60 metros de altura, simulando a construção de uma PDR com cinco bancos. O resultado dos cálculos desse modelo pode ser visualizado na superfície de ruptura exibida na Figura B.4.

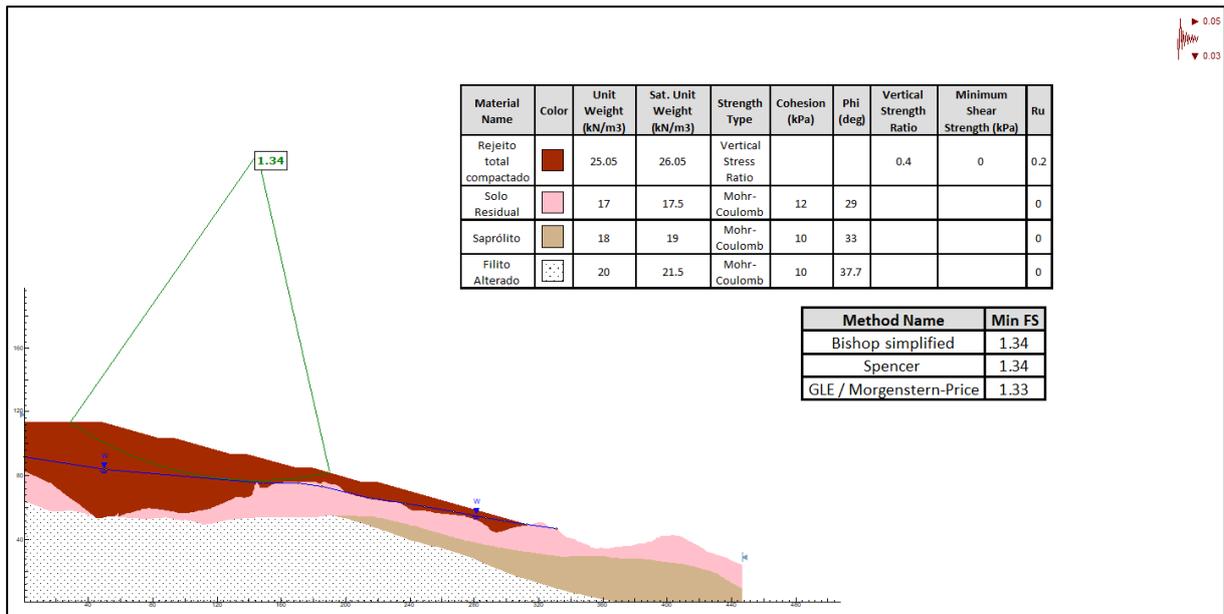


Figura B.4 – Análise de estabilidade – Cenário sísmico – Superfície circular – Seção H-H' – Cenário 4