

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

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE
UM ATERRO EXPERIMENTAL DE REJEITO FILTRADO DE
FLOTAÇÃO DE MINÉRIO DE FERRO**

DANIELA GIROTO AMORIM

ORIENTADOR: RAFAEL CERQUEIRA DA SILVA

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.DM-411/2024**

BRASÍLIA / DF: JULHO / 2024

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

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE UM ATERRO
EXPERIMENTAL DE REJEITO FILTRADO DE FLOTAÇÃO DE MINÉRIO DE
FERRO**

DANIELA GIROTO AMORIM

**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:

**RAFAEL CERQUEIRA SILVA, DSc (UnB)
(ORIENTADOR)**

**ANDRÉ PACHECO DE ASSIS, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**GABRIEL GOMES SILVA, DSc (UFCAT)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

BRASÍLIA/DF, 10 DE JULHO DE 2024.

FICHA CATALOGRÁFICA

AMORIM, DANIELA GIROTO

Avaliação do Comportamento Geotécnico de um Aterro Experimental de Rejeito Filtrado de Flotação de Minério de Ferro, 2024, 110 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2024).

Dissertação Mestrado - Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.;

- | | |
|------------------------|-----------------------------|
| 1. Mineração | 2. Rejeito filtrado |
| 3. Aterro experimental | 4. Comportamento geotécnico |
| I. ENC/FT/UnB | Mestre |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

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.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DA AUTORA: Daniela Giroto Amorim.

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: **Avaliação do Comportamento Geotécnico de um Aterro Experimental de Rejeito Filtrado de Flotação de Minério de Ferro**.

GRAU/ANO: Mestre/2024

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.

Daniela Giroto Amorim
Rua Vereador Edmundo José Vieira, 104
Bairro Nossa Senhora de Lourdes
CEP 35404-498 - Ouro Preto/MG – Brasil

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela proteção e por me manter paciente e perseverante.

À toda minha família e meus pais por toda a dedicação, pelo apoio incondicional e por sempre acreditarem em meu potencial.

Ao Vinícius, obrigada pelo companheirismo, amor, compreensão e pelas valiosas contribuições nessa jornada do mestrado.

Ao Prof. Dr. Rafael Silva, por me guiar no desenvolvimento deste trabalho. Agradeço os valiosos ensinamentos e por todo o incentivo nesta caminhada.

Agradeço a todos os professores do programa de Pós-Graduação pelo compartilhamento do conhecimento e à Universidade de Brasília pelo ensino de qualidade. Aos amigos da UnB, obrigada pela amizade, por tornarem essa jornada mais leve e por não me deixarem desistir durante as idas e vindas de Brasília.

À Anglo American, Gerência de Geotecnia e Hidrogeologia e todos os meus colegas de trabalho pela parceria, suporte e apoio.

RESUMO

Avaliação do Comportamento Geotécnico de um Aterro Experimental de Rejeito Filtrado de Flotação de Minério de Ferro

O setor mineral enfrenta o desafio de garantir a mineração de forma sustentável, com práticas de engenharia que possam reduzir o dano potencial associado à operação de estruturas geotécnicas. Mediante esse cenário, a construção de aterros experimentais se apresenta como uma alternativa para compreensão do desempenho do rejeito filtrado durante a disposição e após compactação em camadas para formação de empilhamentos. O presente estudo aborda a construção de um aterro experimental de rejeito filtrado de flotação de minério de ferro construído com o objetivo de avaliar o comportamento da estrutura em termos de comportamento geotécnico e trabalhabilidade do material para, posteriormente, estabelecer critérios e parâmetros para o projeto de pilha de rejeito filtrado compactado. As camadas foram executadas de modo a apresentar grau de compactação mínimo de 98% e foram realizados ensaios para o controle de qualidade por camada. Além do monitoramento piezométrico, foram realizados sondagem geofísica, ensaios de campo e coleta de amostras deformadas e indeformadas para condução de ensaios de laboratório. Quanto à trabalhabilidade, o grau de compactação requerido foi atingido com cinco passadas do rolo compactador e sem problemas com relação à operação do material. Nota-se elevada perda de umidade durante o manuseio do rejeito filtrado, com execução de algumas camadas abaixo da umidade ótima. O rejeito foi caracterizado como uma areia fina siltosa, mal graduada e sem plasticidade. A condutividade hidráulica saturada obtida nos ensaios triaxiais é de 10^{-3} cm/s e a determinação da curva característica pelo método do papel filtro foi bem ajustada considerando os resultados das amostras reconstituídas com grau de compactação de 95% e amostras *in situ*. Os ensaios triaxiais CID e CIU nas amostras *in situ* indicam que a resistência ao cisalhamento é oriunda do ângulo de atrito (37°), sendo o intercepto coesivo nulo, apresentando comportamento dilatante e sem tendência de geração de excesso de poropressão. Os resultados dos ensaios triaxiais CIU nas amostras reconstituídas com grau de compactação de 95% indicam ângulo de atrito de 32° , ou seja, 5% inferior ao ângulo de atrito dos corpos de prova de amostras *in situ*. Os ensaios CPTu confirmam a elevada resistência do rejeito filtrado de flotação, comportamento dilatante no corpo do aterro e sem potencial de liquefação. A instrumentação geotécnica demonstra que a variação de poropressão positiva durante a execução do aterro foi irrisória, resultado coerente com a compactação do aterro abaixo da umidade ótima.

ABSTRACT

Evaluation of Geotechnical Behavior of an Experimental Landfill of Filtered Iron Ore Tailings

The mining sector faces the challenge of ensuring sustainable mining practices that can minimize potential damage associated with the operation of geotechnical structures. Based on that, the construction of experimental landfills is considered as an alternative to understand the performance of filtered tailings during compaction. This study addresses the construction of an experimental landfill of filtered iron ore flotation tailings aiming to support the evaluation of geotechnical behavior and the material workability in order to establish criteria and parameters for the filtered tailings dump design. The layers were executed to present a minimum compaction degree of 98% and quality control tests were performed on each layer. In addition to piezometric monitoring system, geophysical campaign, field tests and collection of disturbed and undisturbed samples were performed for the laboratory tests. Regarding workability, the required compaction degree required was achieved with five turns of the roller and there were no issues related to the operation. A decrease in water content during the filtering process has resulted in some layers compacted below the optimum moisture content. Tailings was characterized as a fine silty sand, poorly graded and with no plasticity. The saturated hydraulic conductivity obtained in the triaxial tests is 10^{-3} cm/s and the determination of the retention curve using the filter paper method was adjusted considering the results of the reconstituted samples with a compaction degree of 95% and in situ samples. The CID and CIU triaxial tests on the in-situ samples indicate that the shear strength comes from the friction angle (37°), with no cohesion, presenting dilatant behavior and no tendency to generate excess pore pressure. The results of the CIU triaxial tests on the reconstituted samples with 95% compaction degree indicate a friction angle of 32° , 5% lower than the friction angle of the in-situ samples. CPTu tests confirm the high strength of the filtered flotation tailings, dilatant behavior and no liquefaction susceptibility. Geotechnical instrumentation demonstrates that the variation in positive pore pressure generation during landfill construction was very low and it is a consistent result considering that the landfill was compacted below optimum moisture content.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1. OBJETIVOS.....	2
1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	3
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1. REJEITO DE MINERAÇÃO.....	4
2.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO	4
2.1.2. DISPOSIÇÃO DE REJEITOS	7
2.1.2.1. TIPOS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS	7
2.1.2.2. EMPILHAMENTO DE REJEITO FILTRADO	10
2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE REJEITOS	14
2.2.1. DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA.....	14
2.2.2. MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS E CONSTITUIÇÃO MINERALÓGICA 18	
2.2.3. COMPACTAÇÃO DOS SOLOS.....	19
2.2.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS GRANULARES	21
2.2.5. PARÂMETROS DE ESTADO	27
2.2.6. PERMEABILIDADE EM SOLOS GRANULARES	28
2.2.7. COMPRESSIBILIDADE DOS REJEITOS	31
3. METODOLOGIA.....	34
3.1. MATERIAIS	34
3.1.1. LOCALIZAÇÃO E ARRANJO DO ATERRO EXPERIMENTAL	34
3.1.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DO ATERRO EXPERIMENTAL	36
3.2. MÉTODOS.....	38
3.2.1. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO	39
3.2.1.1. DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE NATURAL.....	41
3.2.1.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	41
3.2.1.3. DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA	41
3.2.2. ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO.....	41
3.2.2.1. GRANULOMETRIA.....	42
3.2.2.2. DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS	43
3.2.2.3. LIMITES DE ATTERBERG	43
3.2.2.4. DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS.....	43
3.2.2.5. ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO	44
3.2.2.6. ENSAIOS TRIAXIAIS.....	44
3.2.2.7. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS)	45
3.2.2.8. ENSAIO DE INFILTRAÇÃO MONITORADA	45
3.2.2.9. PAPEL FILTRO.....	47

3.2.2.10. CPT _u	47
3.2.3. LEVANTAMENTO GEOFÍSICO	47
3.2.4. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA	48
4. RESULTADOS	50
4.1. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO	50
4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	57
4.2.1. GRANULOMETRIA	57
4.2.2. LIMITES DE ATTERBERG	58
4.2.3. MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS	58
4.2.4. ÍNDICE DE VAZIOS	59
4.3. PERMEABILIDADE	59
4.3.1. PERMEABILIDADE NO ENSAIO TRIAXIAL	59
4.3.2. PERMEABILIDADE NO ENSAIO OEDOMÉTRICO	62
4.3.3. PERMEABILIDADE NO ENSAIO DE INFILTRAÇÃO MONITORADA	64
4.3.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E EIM	65
4.3.5. PAPEL FILTRO	66
4.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	67
4.4.1. ENSAIOS TRIAXIAIS CIU	68
4.4.1.1. ENSAIOS NA 2ª CAMADA	70
4.4.1.2. ENSAIOS NA 5ª CAMADA	73
4.4.1.3. ENSAIOS NA 9ª CAMADA	75
4.4.1.4. ENSAIOS NA 11ª CAMADA	78
4.4.1.5. COMPORTAMENTO DO MATERIAL <i>IN SITU</i> E RECONSTITUÍDO	80
4.4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS CID	82
4.4.2.1. ENSAIOS NA 2ª CAMADA	83
4.4.2.2. ENSAIOS NA 5ª CAMADA	85
4.4.2.3. ENSAIOS NA 9ª CAMADA	86
4.4.2.4. ENSAIOS NA 11ª CAMADA	87
4.4.2.5. COMPORTAMENTO DO MATERIAL <i>IN SITU</i>	89
4.4.3. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS)	90
4.5. ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO	92
4.6. ENSAIOS CPTU	93
4.7. LEVANTAMENTO GEOFÍSICO	97
4.8. MONITORAMENTO GEOTÉCNICO	100
4.9. LIÇÕES APRENDIDAS DO ATERRO EXPERIMENTAL	101
5. CONCLUSÕES	102
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	107

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Vantagens e limitações de empilhamento de rejeito filtrado (Adaptado de Venturini, 2022)	13
Tabela 3.1: Ensaio para controle de compactação.....	40
Tabela 3.2: Quantitativo dos ensaios realizados	42
Tabela 3.3: Indicação dos alinhamentos geofísicos executados no aterro experimental	47
Tabela 4.1: Resultados de densidade seca e umidade ótima dos ensaios Proctor normal	50
Tabela 4.2: Resultado dos ensaios de teor de umidade pelo método de estufa em comparação com a umidade ótima do ensaio de compactação	51
Tabela 4.3: Resultados dos ensaios de campo de frasco de areia	55
Tabela 4.4: Distribuição granulométrica por amostra.	58
Tabela 4.5: Resultados de massa específica real dos grãos.....	59
Tabela 4.6: Resultados de índice de vazios mínimo e máximo	59
Tabela 4.7: Resultados dos ensaios de permeabilidade em câmara triaxial	59
Tabela 4.8: Resultados dos ensaios de permeabilidade no oedômetro	62
Tabela 4.9: Parâmetros hidráulicos não saturados obtidos nos EIM	65
Tabela 4.10: Parâmetros hidráulicos não saturados obtidos no papel filtro	67
Tabela 4.11: Identificação dos ensaios CIU realizados	69
Tabela 4.12: Identificação dos ensaios CID realizados	83
Tabela 4.13: Identificação dos ensaios DSS realizados.....	90
Tabela 4.14: Resultados dos ensaios de adensamento oedométrico.	93

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: <i>Continuum</i> de desaguamento de rejeitos (Adaptado de Morrison, 2022)	5
Figura 2.2: Métodos de alteamento – Barragens de Rejeitos (Adaptado de Cruz, 2023)	9
Figura 2.3: Faixas granulométricas típicas dos rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021).....	16
Figura 2.4: Curvas granulométricas de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero (Carneiro, 2021)...	17
Figura 2.5: Relação entre massa específica dos grãos e teor de ferro em rejeito de minério de ferro (Hernandez, 2002).....	18
Figura 2.6: Curvas de compactação de diversos solos brasileiros (Pinto, 2006)	20
Figura 2.7: Representação de deslizamento relativo entre placas em diferentes compacidades (Hernandez, 2000 adaptado de Lambe & Whitman, 1994).....	22
Figura 2.8: Comportamento de areias durante o cisalhamento (Adaptado de Das, 2010)	24
Figura 2.9: Condutividade hidráulica e relação com tensões efetivas para diferentes tipos de rejeito (Adaptado de ICOLD, 2021)	28
Figura 2.10: Índice de vazios versus tensões efetivas verticais para diferentes tipos de rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021).....	32
Figura 2.11: Coeficiente de adensamento versus tensões efetivas verticais para diferentes tipos de rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021).....	33
Figura 3.1: Materiais e métodos propostos na pesquisa	34
Figura 3.2: Localização do empreendimento	35
Figura 3.3: Localização e arranjo da estrutura	35
Figura 3.4: Geração do rejeito filtrado de flotação em planta piloto	37
Figura 3.5: Construção do aterro experimental.....	38
Figura 3.6: Construção do aterro experimental.....	38
Figura 3.7: Equipamentos utilizado nos ensaios de infiltração monitorada.....	46
Figura 3.8: Alinhamentos geofísicos executados no aterro experimental	48
Figura 3.9: Instalação dos piezômetros no aterro experimental.....	49
Figura 4.1: Resultados dos ensaios de compactação	50
Figura 4.2: Resultado dos ensaios de controle de compactação	54
Figura 4.3: Resultados dos ensaios de granulometria.....	58
Figura 4.4: Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios nos ensaios triaxiais	62
Figura 4.5: Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios no oedômetro	64
Figura 4.6: Curva característica dos seis ensaios executados	64

Figura 4.7: Curva de permeabilidade não saturada dos seis ensaios executados.....	65
Figura 4.8: Comparativo dos resultados dos ensaios de permeabilidade de laboratório com o ensaio de infiltração monitorada realizado no aterro experimental	66
Figura 4.9: Resultado dos ensaios de papel filtro com ajuste do modelo de Van Genuchten..	67
Figura 4.10: Distribuição de frequência do grau de compactação nos corpos de prova do ensaio triaxial CIU e CID.....	68
Figura 4.11: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21010.....	71
Figura 4.12: Círculo de Mohr - S21010.....	71
Figura 4.13: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21012.....	72
Figura 4.14: Círculo de Mohr - S21012.....	72
Figura 4.15: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21018.....	73
Figura 4.16: Círculo de Mohr - S21018.....	74
Figura 4.17: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21020.....	74
Figura 4.18: Círculo de Mohr - S21020.....	75
Figura 4.19: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21062.....	76
Figura 4.20: Círculo de Mohr - S21062.....	76
Figura 4.21: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21064.....	77
Figura 4.22: Círculo de Mohr - S21064.....	77
Figura 4.23: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21077.....	78
Figura 4.24: Círculo de Mohr - S21077.....	79
Figura 4.25: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21079.....	80
Figura 4.26: Círculo de Mohr - S21079.....	80
Figura 4.27: Resultado dos ensaios CIU das amostras indeformadas do aterro experimental.	81
Figura 4.28: Resultado dos ensaios CIU das amostras remoldadas com grau de compactação de 95%	82
Figura 4.29: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21010 CID	84
Figura 4.30: Círculo de Mohr - S21010 CID	84
Figura 4.31: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21018 CID	85
Figura 4.32: Círculo de Mohr - S21018 CID	86
Figura 4.33: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21062 CID	87
Figura 4.34: Círculo de Mohr - S21062 CID	87
Figura 4.35: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21077 CID	88
Figura 4.36: Círculo de Mohr - S21077 CID	89
Figura 4.37: Resultado dos ensaios CID das amostras indeformadas do aterro experimental.	90

Figura 4.38: Resultado DSS - Amostra 21010.....	91
Figura 4.39: Resultado DSS - Amostra 21018.....	91
Figura 4.40: Resultado DSS - Amostra 21062.....	91
Figura 4.41: Resultado DSS - Amostra 21077.....	91
Figura 4.42: Determinação dos parâmetros geotécnicos dos ensaios DSS	92
Figura 4.43: Resultados dos ensaios de adensamento oedométrico	93
Figura 4.44: Resultados do CPTU-01.....	94
Figura 4.45: Resultados do CPTU-02.....	94
Figura 4.46: Resultados do CPTU-03.....	95
Figura 4.47: Determinação do ângulo de atrito a partir dos ensaios CPTu	96
Figura 4.48: Avaliação do parâmetro de estado a partir dos resultados dos ensaios CPTu	97
Figura 4.49: Avaliação da susceptibilidade do rejeito à liquefação (Robertson, 2016)	97
Figura 4.50: Resultados das seções de eletrorresistividade.....	99
Figura 4.51: Contextualização do aterro experimental com topografia e perfis geofísicos	99
Figura 4.52: Identificação de áreas potencialmente mais úmidas no aterro experimental	100
Figura 4.53: Leituras da instrumentação geotécnica.....	100

LISTA DE ABREVIACES

Abreviao	Significado
ABNT	Associao Brasileira de Normas Tnicas
CID	Ensaio triaxial adensado isotropicamente drenado
CIU	Ensaio triaxial adensado isotropicamente no drenado
CPTu	Ensaio de Piezocone – Piezocone Penetration Test
DSS	Ensaio de cisalhamento direto simples - <i>Direct Simple Shear Test</i>
GC	Grau de compactao
IBRAM	Instituto Brasileiro de Minerao
ICOLD	International Commission on Large Dams
IPEA	Instituto de Pesquisa Econmica Aplicada
NBR	Norma Brasileira
PIB	Produto Interno Bruto
PUC-RJ	Pontifcia Universidade Catlica do Rio de Janeiro
SBT	Carta de classificao dos solos
TSF	Instalaes de Armazenamento de Rejeitos
UU	Ensaio triaxial no adensado no drenado

LISTA DE SÍMBOLOS

Símbolo	Significado
Φ	Ângulo de atrito
Φ'	Ângulo de atrito efetivo
σ	Tensão normal
σ'	Tensão normal efetiva
σ_v	Tensão vertical
σ'_v	Tensão vertical efetiva
σ'_{vm}	Tensão pré-adensamento
γ	Peso específico natural
γ_d	Peso específico seco
τ	Tensão de cisalhamento
ρ	Massa específica
ρ_d	Massa específica seca
θ	Teor de umidade volumétrico
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual
ρ_s	Massa específica dos grãos de solo
Ψ	Parâmetro de estado
ψ	Sucção
B_q	Poropressão normalizada
c	Coesão
C_c	Coeficiente de curvatura
C_c	Índice de compressão
CR	Compacidade relativa
C_u	Coeficiente de uniformidade
C_v	Coeficiente de adensamento
D	Diâmetro
e	Índice de vazios
e_c	Índice de vazios no estado crítico
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo

Símbolo	Significado
F_r	Razão de atrito normalizada
f_s	Atrito lateral
g	Aceleração da gravidade
G_s	Densidade real dos grãos
k	Condutividade hidráulica
K_0	Coefficiente de expuxo em repouso
mm	Milímetro
m	Metro
m^2	Metro quadrado
m^3	Metro cúbico
p'	Tensão efetiva média
q	Tensão desvio
q_c	Resistência de ponta
q_t	Resistência de ponta corrigida pela poropressão
Q_p	Resistência de ponta normalizada pela tensão efetiva média
Q_{tn}	Resistência de ponta corrigida pela poropressão normalizada
S	Grau de saturação
S_r	Grau de saturação
u	Poropressão
V	Volume
w	Teor de umidade gravimétrico
W_s	Massa de sólidos
W_w	Massa de água

1. INTRODUÇÃO

A mineração ocupa posição de destaque na economia brasileira na qual representa 3,1% do Produto Interno Bruto (PIB), sendo um dos pilares da indústria extrativa do país (IPEA, 2021). O avanço no desenvolvimento de tecnologias eficientes para processamento do minério de baixo teor, associado à alta demanda do mercado, aumentam a geração de rejeitos e, conseqüentemente, a necessidade de uma adequada disposição desse material. Com o rompimento das barragens em Mariana e Brumadinho, respectivamente nos anos de 2015 e 2019, o setor mineral vem enfrentando o desafio de garantir a mineração de forma sustentável, com práticas de engenharia que possam reduzir a probabilidade de falha associada à operação de estruturas geotécnicas. Diante desse compromisso de otimizar a disposição de rejeitos, atrelado à gestão de recursos hídricos, segurança geotécnica e mitigação de impactos socioambientais, novas alternativas para manejo dos resíduos de mineração estão sendo avaliadas.

A disposição de rejeitos filtrados em pilhas é uma técnica que se tem popularizado nos últimos anos, no entanto, sem a existência de um histórico de aprendizados, normativas legais aplicáveis e estudos diversos sobre o tema. As pilhas podem atingir alturas consideráveis e os volumes atingem a ordem de centenas de milhões de m³, o que requer um acompanhamento criterioso e um projeto consistente técnica e operacionalmente.

A avaliação do comportamento geotécnico das pilhas de rejeito considerando os parâmetros geotécnicos (mecânicos e hidráulicos), o processo executivo, controle tecnológico e o modo de operação é de suma importância para garantia da implantação segura e sustentável dessas estruturas. Mediante esse cenário, a construção de aterros experimentais se apresenta como uma alternativa para compreensão do desempenho do rejeito filtrado durante a disposição e após compactação em camadas para formação da pilha. O desempenho deve ser verificado tanto no que tange às propriedades geotécnicas quanto à trabalhabilidade do material.

O presente estudo aborda o comportamento de um aterro experimental de rejeito filtrado de flotação de minério de ferro. Esse aterro é parte do projeto de implantação da filtragem de rejeitos do Projeto Minas-Rio, da empresa Anglo American, localizado em Conceição do Mato Dentro, Minas Gerais. Nessa nova concepção, o rejeito de flotação será direcionado para mais uma etapa de beneficiamento, a filtragem, e posteriormente terá sua disposição final em pilha.

O aterro experimental foi construído para auxiliar estudos sobre a operação da pilha de rejeito em termos de equipamento empregado, quantidade de passadas, grau de compactação e eventuais problemas de laminações, trincas, ou aqueles relacionados à poropressões induzidas e, conseqüentemente, taxa de alteamento. Além do monitoramento piezométrico, foram realizados sondagem geofísica (eletrorresistividade), ensaios de campo e coleta de amostras deformadas e indeformadas para condução de ensaios de laboratório. Os levantamentos geofísicos e ensaios geotécnicos foram conduzidos por empresas externas, sendo elas Neogeo Geotecnologia e Fugro, respectivamente.

1.1. OBJETIVOS

O objetivo geral da pesquisa consiste na avaliação do comportamento geotécnico de um aterro experimental de rejeito filtrado de flotação, fundamentada na análise de resultados de ensaios de campo e laboratoriais, levantamento geofísico e monitoramento piezométrico efetuado durante e após a construção do aterro.

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

- Organização das informações levantadas para contextualização entre os resultados do monitoramento e as operações realizadas para construção do aterro experimental durante os diferentes períodos após término de execução;
- Entendimento do comportamento geotécnico do material, incluindo análise sobre comportamento contrátil e dilatante;
- Avaliação da trabalhabilidade do material e desempenho construtivo para atingimento do grau de compactação requerido;
- Avaliação sobre a geração de poropressão positiva durante a construção do aterro;
- A influência da metodologia construtiva do aterro sobre os resultados das análises;
- Definição de parâmetros geotécnicos do rejeito filtrado, com base nos resultados dos ensaios realizados no material;
- Verificar a influência do grau de compactação no comportamento geotécnico do material.

1.2. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação foi estruturada em cinco capítulos descritos sucintamente a seguir.

No primeiro capítulo, a introdução estabelece o contexto e a importância da pesquisa. Além disso, são delineados os objetivos gerais e específicos, fornecendo uma visão clara do que se pretende alcançar ao longo do trabalho.

O Capítulo 2 consiste na revisão bibliográfica, que desempenha um papel fundamental ao situar o estudo dentro do contexto existente de conhecimento. Esta revisão abrange trabalhos anteriores relevantes relacionados ao tema da dissertação, destacando teorias, métodos e descobertas relevantes.

O terceiro capítulo descreve detalhadamente a metodologia adotada no estudo, na qual são descritos todos os materiais utilizados, equipamentos e procedimentos executados.

No Capítulo 4 são apresentados os resultados da construção do aterro experimental, incluindo ensaios de campo, laboratório, dados de monitoramento geotécnico e levantamento geofísico.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas por meio das avaliações dos resultados, assim como as recomendações para o desenvolvimento de futuros trabalhos.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentado o embasamento teórico para o desenvolvimento do tema, realizado por meio de uma extensa revisão de literatura, tanto nacional como internacional, disponível sobre os assuntos aqui tratados.

2.1. REJEITO DE MINERAÇÃO

2.1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

A mineração abrange as atividades de pesquisa, extração e beneficiamento do minério, sendo um dos setores básicos da economia brasileira. A exploração mineral remota aos tempos do Brasil Colônia com a descoberta do ouro e foi fomentada posteriormente pela extração de ferro e manganês. A exploração de novos depósitos metálicos, em decorrência da ocupação territorial e aumento do conhecimento geológico, impulsionou o processo de industrialização do país, sendo pilar importante historicamente na economia nacional. Leão & Rabelo (2023) destacam que dentre os setores extrativos, a mineração do ferro, isoladamente, é o maior segmento.

À vista disso, para adequar o teor do minério às necessidades do mercado, técnicas de processamento mineral como cominuição, classificação, concentração e desaguamento são aplicadas (Stela et al., 2020). Como resultado desse processo de beneficiamento, os rejeitos de mineração, compostos por todo material descartado durante o tratamento do minério, são gerados em larga escala visando a extração dos elementos de interesse econômico.

Mundialmente, a geração de rejeitos de mineração tem aumentado a cada década. O aumento da demanda por *commodities*, atrelada ao aumento da produção mineral muitas vezes com minério de baixo teor, acarreta o aumento de geração dos rejeitos. Como efeito, os desafios na gestão de longo prazo para concepção, construção, operação e fechamento de Instalações de Armazenamento de Rejeitos (*Tailings Storage Facilities* - TSF) representa um grande desafio no setor da mineração (Morrison, 2022).

As características físicas, mineralógicas, mecânicas e hidráulicas dos rejeitos dependem do mineral de origem e do tipo de processamento a qual foram submetidos. Hernandez (2002) destaca que o tipo de minério explorado define a mineralogia do rejeito e o processo de beneficiamento condiciona a proporção entre os minerais e as características granulométricas. Conforme apresentado por Morrison (2022), os rejeitos de mineração são usualmente

categorizados conforme o processo de beneficiamento pela qual foram oriundos e teor de umidade ou teor de sólidos antes da disposição final. Os rejeitos podem ser descritos em razão da quantidade de água presente nas partículas sólidas na qual, pela simples adição de água no rejeito, ele poderá se enquadrar como polpa e com o desaguamento retornar à consistência de torta, por exemplo.

Uma das formas comumente utilizadas nessa descrição dos rejeitos é conhecida como *continuum* de desaguamento de rejeitos, ilustrado na Figura 2.1, na qual a relação entre a consistência do rejeito (usualmente medida em termos de teor de sólidos) e tensão de escoamento são apresentadas.

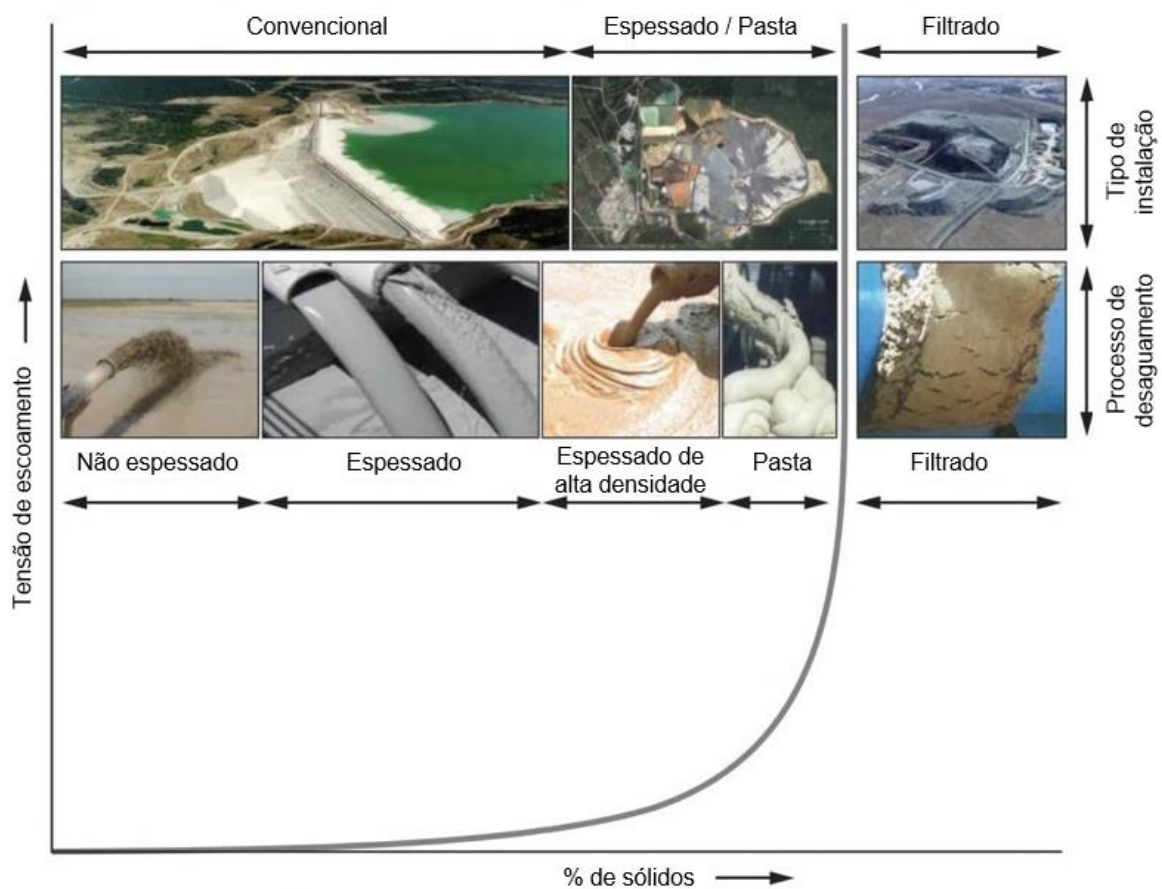


Figura 2.1: *Continuum* de desaguamento de rejeitos (Adaptado de Morrison, 2022)

Morrison (2022) propõe a seguinte classificação para os rejeitos:

- Rejeitos convencionais em polpa: teor de sólidos inferior à 60%. Disposição usualmente hidráulica com formação de baixo ângulo de praia;
- Rejeitos espessados e pastosos: espessados com teor de sólidos geralmente entre 60% e 70% de sólidos e centrifugados na faixa de 70% a 75% de sólidos. Material com maior

viscosidade e, embora muitas vezes ainda dispostos em barragens convencionais, permitem uma melhor otimização na ocupação do reservatório;

- Rejeitos filtrados: teor de sólidos acima de 75%, permitindo diferentes métodos de disposição como, por exemplo, em empilhamentos.

As polpas de rejeitos minerais referem-se a uma combinação de sólidos e líquidos que pode ser propensa à segregação devido à baixa concentração de sólidos. Esses rejeitos são transportados hidraulicamente, seja pelo uso da gravidade ou por estações de bombeamento. Segundo França & Trampus (2018), tal definição é baseada na distância e elevação relativa entre a usina de beneficiamento e o local de deposição do rejeito. As polpas são bombeadas em regime turbulento, ocorrendo a segregação granulométrica das partículas.

Conforme aponta França & Trampus (2018), Eli Robinsky, em 1973, introduziu o conceito de desaguamento dos rejeitos e, desde então, a técnica vem sendo amplamente aplicada na indústria. Os rejeitos espessados e pastosos passam por procedimentos de adensamento da polpa, levando o material a uma consistência mais homogênea, geralmente proporcionando um fluxo laminar sem segregação. Com isso, a densidade do rejeito é maior, o que possibilita uma maior facilidade e otimização no armazenamento. Ademais, minimiza a área de estocagem requerida, assim como proporciona um melhor gerenciamento hídrico.

O rejeito filtrado decorre de um processamento por meio da gravidade, vácuo, pressão ou centrifugação, na qual um meio filtrante retém as partículas sólidas (torta) da mistura e permite a passagem do líquido (filtrado). O desenvolvimento de tecnologias de filtragem em larga escala possibilita o desaguamento do rejeito com concentração de sólidos elevada, cuja umidade é inferior ao limite de liquidez do material, não sendo possível o bombeamento.

No processamento de minério de ferro, os filtros a vácuo convencionais, os filtros prensa e os filtros cerâmicos são as tecnologias mais utilizadas para a filtragem de concentrados, rejeitos ou para a preparação para etapas subsequentes. Cada uma dessas tecnologias oferece benefícios específicos que devem ser avaliados para garantir a escolha do equipamento mais apropriado, levando em conta as características do material e as necessidades do processo (Braga, 2021).

Segundo Morrison (2022), à medida que o teor de umidade do rejeito reduz, o percentual de sólidos e tensão de escoamento do material aumentam. Quando a tensão de escoamento do rejeito excede a capacidade de bombeamento, diferentes métodos para transporte devem ser aplicados. Dessa forma, o rejeito filtrado é geralmente transportado por caminhões ou correias

transportadoras e, posteriormente, lançados, espalhados e compactados para obtenção de camadas de material densas, não saturadas e estáveis.

Conforme exposto, o teor de sólidos e umidade do rejeito desempenham papel notório no comportamento geotécnico e método de transporte e deposição. O ICOLD Bulletin 121, citado por Meneses (2023), ressalta que as falhas na gestão de rejeitos de mineração frequentemente são atribuídas ao teor excessivo de água e a forma como se dá sua gestão. Além disso, o consumo de água na gestão de resíduos está também atrelada à custos, escassez do recurso, licenciamento e aspectos ambientais.

Ao longo das últimas décadas, observaram-se progressos notáveis na adoção de tecnologias voltadas para a redução do consumo de água durante as etapas de processamento e transporte de rejeitos para as Instalações de Armazenamento de Rejeitos (TSF). Nesse contexto, a viabilidade de implementar métodos que envolvem menor concentração de água, como é o caso da deposição de rejeitos filtrados, tem sido cada vez mais objeto de análise.

2.1.2. DISPOSIÇÃO DE REJEITOS

O gerenciamento de rejeitos e resíduos de mineração tem como função garantir o armazenamento seguro e de longo prazo, minimizando os impactos socioambientais. A escolha do método de disposição do rejeito depende das características geoquímicas e geotécnicas do material, topografia, geologia regional, fatores ambientais e socioeconômicos da área do empreendimento (Duarte, 2008). O tradicional método de disposição em polpa demanda extensas áreas de ocupação, gerenciamento hídrico adequado dos reservatórios e manejo adequado do rejeito. Os recentes acidentes relacionados às barragens de rejeitos no Brasil, cujas consequências foram devastadoras, instigaram os estudos e implantação de novas alternativas de disposição.

2.1.2.1. TIPOS DE DISPOSIÇÃO DE REJEITOS

A disposição de rejeitos consiste em um processo técnico destinado ao posicionamento e manejo adequado de resíduos sólidos, visando mitigar impactos ambientais e garantir a segurança geotécnica. Como já exposto, a definição da metodologia de disposição é baseada em diversos fatores como a natureza do processo de mineração, as condições topográficas da região, o contexto geológico e hidrogeológico, propriedades mecânicas dos materiais, geoquímica do rejeito, contexto ambiental e socioeconômico e requisitos legais. De forma geral,

os rejeitos podem ser dispostos em barragens de contenção de rejeitos, minas subterrâneas, em cavas exauridas de minas, em pilhas, por empilhamento a seco (popularmente conhecido como *dry stacking*) e até mesmo em áreas de rios e offshore (IBRAM, 2016).

Conforme apontado por Figueiredo (2007), a disposição em cavas subterrâneas ocorre, geralmente, de duas formas que variam de acordo com a necessidade do empreendimento. Na primeira, o preenchimento proporciona suporte para formação de novo piso para desmonte e lavra do piso acima, sendo utilizado a mistura de rejeito com material estéril, cimento ou areia. A outra técnica é utilizada para preenchimento das câmaras previamente lavradas de modo a garantir a estabilidade do maciço rochoso, podendo ocorrer de forma simultânea ou posterior à lavra.

A disposição em cavas, popularmente conhecida como disposição em *pit*, consiste no lançamento do rejeito em cavas já exauridas ou simultaneamente à extração. É um método atrativo pois elimina a necessidade de construção de estruturas de contenção, reduzindo riscos de instabilidade da estrutura. Além disso, tal técnica pode ser associada ao plano de fechamento de mina, otimizando custos e reduzindo impactos ambientais em novas áreas (Souza, 2018).

Outra forma de dispor rejeitos consiste na construção de empilhamentos drenados. De acordo com Oliveira Filho & Abrão (2015), tal método é adequado para rejeitos arenosos cuja permeabilidade mais elevada permita o fluxo da drenagem estritamente gravitacional e subvertical no aterro. No empilhamento drenado, o material é depositado sob a forma de pilha em áreas de meia encosta ou em vales confinados dotados de um sistema de drenagem interna. Tal sistema possui a função de garantir o fluxo gravitacional no interior do aterro de modo a não gerar excesso de poropressão, obtendo um maciço não saturado e estável. Ademais, tal método permite uma maior facilidade para o fechamento e recuperação ambiental.

A disposição em barragens de rejeitos apresenta-se como o método mais popular. Esses reservatórios são construídos para armazenamento de rejeito com um percentual de sólidos da ordem de 25 à 60%, a depender do processo prévio à disposição. Para tal, faz-se necessária a construção e manutenção da integridade estrutural, manejo de material e gerenciamento hídrico. Diante deste cenário, tanto operação como fechamento das barragens podem representar desafios significativos no que tange aspectos ambientais, geotécnicos, geoquímicos e sociais (Davies, 2011).

Conforme aponta Souza (2018), as características de uma barragem, como o tipo de seção (barragem de terra, enrocamento ou zonada, por exemplo), a capacidade total de

armazenamento, sistema de drenagem interna e superficial e o lançamento e manejo de rejeitos é dependente da hidrogeologia e geologia, topografia regional, característica do rejeito e contexto socio-ambiental onde a estrutura será construída. De modo geral, as barragens de rejeito possuem finalidades múltiplas, tendo como papel principal o armazenamento de rejeitos e, muitas vezes, reservação de água para recirculação na usina de beneficiamento e retenção dos sedimentos da bacia de contribuição.

Historicamente, no Brasil, três metodologias construtivas para barragem de rejeitos foram adotadas: método de alteamento a montante, a jusante e linha de centro. Cardozo et al. (2016) destacam que a principal diferença entre os métodos é a posição onde é aplicado o material de alteamento da estrutura. A Figura 2.2 ilustra os três métodos de alteamento.

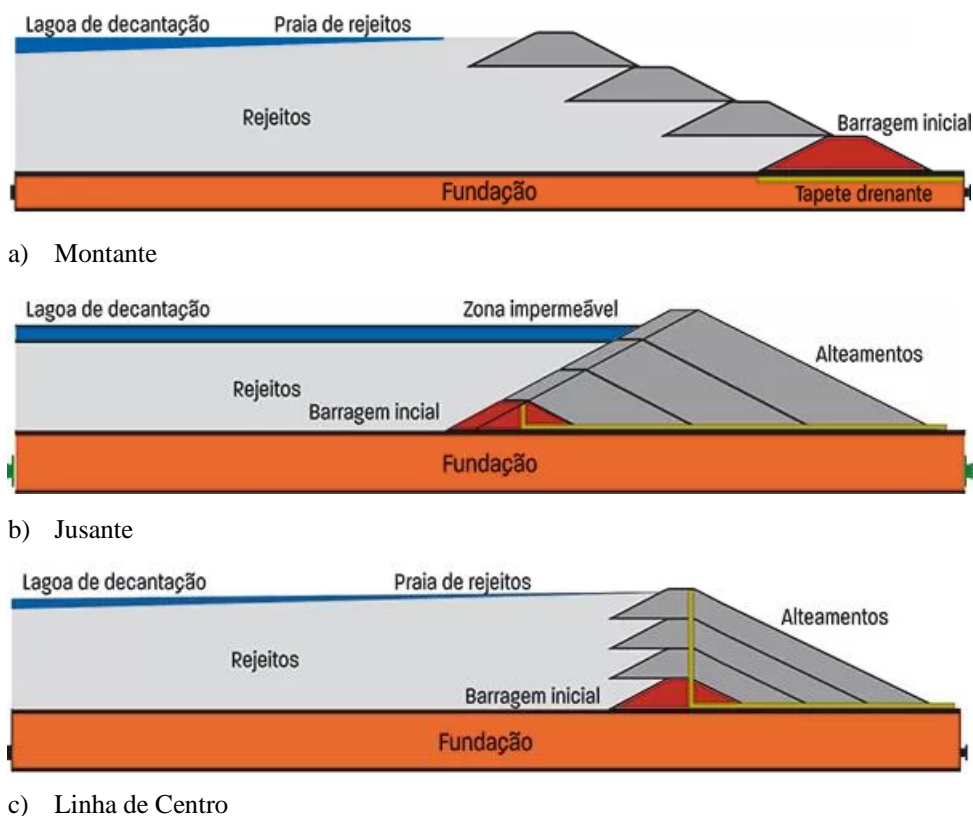


Figura 2.2: Métodos de alteamento – Barragens de Rejeitos (Adaptado de Cruz, 2023)

Conforme Resolução ANM nº 95/2022 (Agência Nacional de Mineração, 2022), no método a montante, os maciços de alteamento se apoiam sobre o próprio rejeito ou sedimento previamente lançado e depositado, estando também enquadrados nessa categoria os maciços formados sobre rejeitos de reservatórios já implantados. Conforme Artigo 1º, § 5º da referida resolução, atualmente é proibida a construção ou alteamento de barragens de mineração por tal método. Estruturas já existentes que foram construídas por alteamento a montante, com vistas a minimizar o risco de rompimento, estão sendo descaracterizadas.

O método de linha de centro se caracteriza por alteamentos em que o eixo da barragem se mantém alinhado com o eixo do dique de partida, com material disposto parte a jusante e parte a montante em relação à crista da etapa anterior. Já o alteamento a jusante consiste no alteamento para jusante a partir do dique inicial, onde os maciços são construídos com material de empréstimo, estéril ou com o próprio rejeito em fundação em terreno natural.

No entanto, embora continue sendo amplamente utilizada no processo de mineração, há uma crescente demanda pela busca de novas alternativas para o gerenciamento dos rejeitos de mineração. Dado os recentes rompimentos de barragens no Brasil – em Mariana e Brumadinho – a adoção de tecnologias eficazes de desaguamento e métodos de disposição alternativos têm sido pauta no setor de mineração. O estudo e implantação de tecnologias inovadoras são fundamentais para estabelecimento de práticas de gerenciamento eficientes que assegurem a sustentabilidade, segurança operacional, minimize os impactos ambientais e nas comunidades do entorno. Uma das alternativas implantadas nos empreendimentos é o empilhamento a seco, tema central do presente estudo e tratado no capítulo a seguir.

No entanto, apesar da busca por soluções inovadoras ser necessária, é importante considerar os impactos associados à implantação de barragens e pilhas. As barragens, quando construídas adequadamente e com operação em conformidade com os critérios de projeto, permitem uma operação segura e uma flexibilidade operacional vantajosa. Do mesmo modo, os empilhamentos também requerem um controle construtivo rigoroso e constante durante toda a operação, o que demanda altos investimentos para implantação e elevado custo de operação (cerca de seis vezes a mais em relação à barragem) e um esforço operacional considerável. Portanto, faz-se necessária a adoção de análises multicritérios para verificação de qual metodologia melhor se aplica para cada cenário haja vista que, em termos de segurança geotécnica, barragens e pilhas fornecem soluções passíveis de serem seguras e eficazes no manejo de rejeitos quando construídas e operadas adequadamente.

2.1.2.2. EMPILHAMENTO DE REJEITO FILTRADO

Conforme apresentado por Souza (2020), apesar do empilhamento de rejeito filtrado ser tratado em estudos desde a década de 90, a técnica não foi popularizada devido aos custos operacionais e de implantação. Diante do atual cenário e desafios vivenciados pela mineração, o tema ganha destaque novamente no setor uma vez que permite a criação de estruturas em menor área, com

critérios de fechamento mais críveis em termos de sustentabilidade e menor dano potencial quando comparado às barragens.

Os rejeitos filtrados passam por tecnologias de processamento que permitem alcançar concentração de sólidos elevada, acima de 70%, decorrendo em transporte via correias ou caminhões. Esse método permite a formação de empilhamentos em diversas configurações geométricas a depender da topografia do terreno, podendo ser construídos em formato de aterro, pilhas, em encostas ou vales.

Segundo Davies (2011), o material é empilhado nas pilhas de rejeito filtrado em estado não saturado, com teor de umidade usualmente próxima ao teor de umidade ótima de compactação. O rejeito pós filtragem possui baixa densidade uma vez que se encontra no estado solto. Desse modo, o rejeito é compactado para obtenção de um maior peso específico e, conseqüentemente, maior volume de material disposto por área, além de maior resistência do material.

Após processo de filtragem, o material é transportado para praças de trabalho, com posterior lançamento, espalhamento e compactação. Usualmente são utilizados equipamentos convencionais de terraplanagem na compactação em camadas para formação da pilha. A frota de equipamentos dependerá da taxa de produção de rejeito filtrado e sequenciamento construtivo da estrutura, atrelado às condições operacionais da mina (Barbosa, 2022).

Quanto ao material, há pilhas de rejeito filtrado constituídas por rejeito total com fração grossa e fina, outras apenas pela fração grossa ou pela fina. Ademais, a técnica da co-disposição é comumente aplicada na qual se tem a mistura entre o estéril e o rejeito. A co-disposição pode ocorrer de variadas formas seja pela mistura passiva do estéril com o rejeito até a mistura ativa na qual já não é possível distinguir visualmente os dois materiais (Souza, 2020).

Em relação à geometria, as pilhas podem ser homogêneas ou zonadas. Na estrutura homogênea não há distinção de metodologia construtiva e todas as camadas, em diferentes regiões da pilha, passam pelo processo de compactação e mesmo controle tecnológico. Já em pilhas zonadas, há uma zona estruturante, formada por material compactado, e uma zona não estruturante onde a disposição não requer um controle preciso do material, proporcionando uma maior flexibilidade operacional. A geometria da zona estruturante deve ser trapezoidal para não ocasionar um alteamento a montante. Adicionalmente, há projetos que consideram a composição da face em estéril para evitar problemas de erodibilidade e reduzir a formação de nuvens de poeira.

Davies (2011) apresenta algumas lições aprendidas em operações de empilhamento de rejeito filtrado ao redor do mundo, sendo elas:

- Zonamento da estrutura para aumento da eficiência no empilhamento. Este zonamento devem constar áreas na qual o lançamento de material que esteja ligeiramente fora da especificação técnica construtiva possa ser disposto. Em períodos chuvosos, por exemplo, a dificuldade de executar atividades de compactação e correção de umidade poderá afetar a demanda de disposição do material. Com isso, fundamental uma área já previamente mapeada para dispor o rejeito sem impacto na segurança geotécnica da estrutura;
- Uma vez garantida a adequada compactação do material dentro da faixa de umidade requerida, os esforços maiores devem ser alocados no manejo de águas superficiais. Além disso, a drenagem superficial deve assegurar o controle de erosões superficiais de forma eficaz. Ademais, seguindo os critérios de projeto, o autor reitera que a ressaturação do rejeito compactado é um fato extremamente raro;
- Importante considerar áreas para armazenamento temporário de material fora da especificação técnica na saída do filtro. Idealmente tal área deve ser próxima à planta de filtragem para que o rejeito possa ser prontamente reintroduzido no processo.

Davies (2011) ressalta a importância de considerar as pilhas de rejeito filtrado como uma metodologia promissora, mas não única, para os desafios do gerenciamento de resíduos de mineração. Tais estruturas devem ser vistas como uma das alternativas inseridas no *continuum* de desaguamento rejeitos. O projeto, construção, operação e fechamento dessas pilhas deverá considerar as especificidades regionais do empreendimento para que a escolha do método de disposição seja assertiva e segura. O autor também destaca a maior atratividade do método em locais em que o tratamento e obtenção de água representa um desafio (como em regiões muito frias), áreas com elevada sismicidade e terrenos com topografia irregular ou limitante para aplicação de outros métodos.

Conforme observado por Carneiro (2021), o Brasil não apresenta as restrições apresentadas por Davies (2011) como fatores favoráveis à implantação de empilhamentos de rejeito filtrado. No entanto, os desafios atrelados à licenciamento ambiental e atendimento à requisitos legais no país, associados à segurança de barragens, tornam a técnica atrativa. Este método permite a construção de estruturas com menor área impactada e menor impacto social nas comunidades de entorno.

A Klohn Crippen Berger em 2017, citada por Venturini (2022), desenvolveu um estudo comparativo de tecnologias de gerenciamento de rejeitos na qual são apresentadas as vantagens e possíveis limitações do empilhamento de rejeito filtrado. Um resumo das observações é apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Vantagens e limitações de empilhamento de rejeito filtrado (Adaptado de Venturini, 2022)

Vantagens	<ul style="list-style-type: none"> • Possibilita a disposição em áreas com topografia íngreme; • Taxa elevada de recuperação de água no processo da filtração, permitindo otimização do recurso; • Maior flexibilidade no manejo de disposição do rejeito; • Possibilita implantação de plano de fechamento mais simplificado, como fechamento progressivo; • A ruptura hipotética da estrutura tende a ser local em casos em que a propagação do material não intercepte novas estruturas à jusante.
Limitações	<ul style="list-style-type: none"> • A aplicabilidade em todas as granulometrias deverá ser estudada mais a fundo. Rejeitos finos tendem a apresentar maior dificuldade para atingimento da umidade ótima; • Necessidade de maior atenção operacional na planta de filtração; • A trafegabilidade sobre o material poderá ser desafiadora a depender das condições climáticas. Testes em aterro experimental devem validar tal conceito; • Disposição desafiadora em climas úmidos; • Gerenciamento de frota desafiador para grandes escalas de produção; • Necessidade de estruturas para retenção dos sedimentos; • Necessidade de controle das erosões superficiais em taludes decorrentes da ação da chuva e ventos.

Segundo Ulrich & Coffin (2013), o rejeito a ser disposto em pilha deve ser avaliado em critérios geotécnicos (permeabilidade, resistência e deformabilidade), acrescido de avaliações operacionais e de trabalhabilidade. Com isso, a implantação de aterros experimentais é crucial no entendimento do comportamento do rejeito pela verificação da energia de compactação conforme equipamento, número de passadas, umidade na saída do filtro e umidade ótima, grau de compactação e espessura da camada.

2.2. CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DE REJEITOS

A caracterização geotécnica dos rejeitos é fundamental para compreensão do comportamento do material e para obtenção dos parâmetros de projeto. Davies (2011) destaca a importância da definição da umidade ótima, das curvas de compactação e da caracterização geotécnica e hidráulica dos rejeitos para todo projeto de empilhamento de rejeito filtrado. Além disso, a variabilidade do material em termos de teor de umidade e índice de vazios, segundo Lupo & Hall (2010), será determinante no comportamento.

Para estruturas de maior porte, a obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento e deformabilidade são cruciais na elaboração do projeto. A execução de ensaios de laboratório como os ensaios de compressão triaxial permitem a construção de modelos constitutivos capazes de simular a deformação prevista na estrutura e, a partir disso, obter uma clara definição sobre tratamento de fundação no desenvolvimento do projeto (Davies, 2011).

Segundo Crystal et al. (2018), não há uma base de conhecimento empírico sólida sobre comportamento de empilhamentos com alturas superiores à 100 m. Portanto, uma abordagem com base na mecânica do estado crítico é importante para avaliar a variação de teor de umidade e densidade do material quando submetidas à maiores tensões de carregamento. Essa relação irá influenciar diretamente nos aspectos construtivos da pilha, como taxa de alteamento e espessuras da camada a ser compactada.

O processo de caracterização geotécnica do material envolve análise granulométrica, mineralógica, formato das partículas, peso específico dos grãos, avaliação da permeabilidade, resistência ao cisalhamento e deformabilidade. Além disso, dentro do domínio da disposição de rejeito filtrado, a mecânica dos solos não saturados passa a ocupar papel de destaque, sendo preponderante na estabilidade da estrutura.

2.2.1. DISTRIBUIÇÃO GRANULOMÉTRICA

Os rejeitos de minério de ferro são classificados de granulares à lamas. Os granulares possuem constituição arenosa, não plástica, com maior permeabilidade e resistência e menor compressibilidade. Já as lamas são compostas por siltes e argilas e apresentam alta plasticidade e compressibilidade. Carraro et al. (2009) reforçam que a distribuição na concentração de material fino e granular é fundamental para avaliação do comportamento do rejeito. Diversos trabalhos analisam o efeito da adição de finos em solos granulares, na qual a variação no

comportamento estará associada à quantidade de finos existente, ao tamanho, forma e aos processos pela qual o material foi submetido como compactação e moldagem.

A distribuição granulométrica do rejeito é influenciada por variáveis como tipo de minério e as individualidades do processo de beneficiamento (cominuição, produtos aplicados, concentração mineral etc.). A análise granulométrica desempenha papel primordial na caracterização dos rejeitos uma vez que afeta na percolação e na resposta aos diferentes carregamentos e tensões confinantes. Além disso, o formato dos grãos e a distribuição granulométrica pode também afetar os parâmetros de estado crítico (Meneses, 2023).

O Boletim 181 da ICOLD (International Commission on Large Dams, 2021) propõe a classificação dos rejeitos em cinco categorias, sendo elas:

- 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 tipo de rejeito são apresentadas na Figura 2.3.

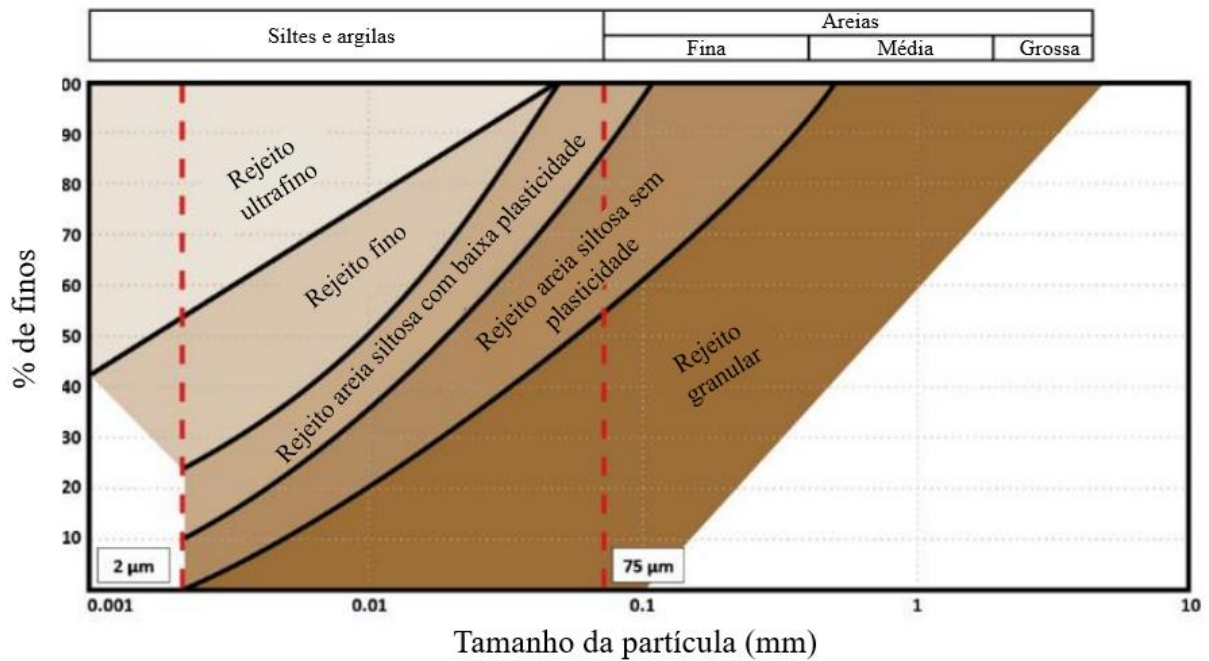


Figura 2.3: Faixas granulométricas típicas dos rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021)

Outra abordagem é apresentada por Carneiro (2021), na qual diversas curvas granulométricas de rejeitos de minério de ferro encontradas na literatura do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, foram reunidas e classificadas (Figura 2.4). As amostras foram coletadas em diferentes estruturas de armazenamento de rejeitos e utilizando diferentes metodologias de coleta.

Os limites apresentados na classificação são baseados em Robertson et al. (2019) na qual os autores subdividiram as curvas granulométricas da Barragem Feijão I em granular, finos e lamas. Os rejeitos granulares são indicados com percentual máximo de 50% de finos, os rejeitos finos entre 50 e 96% de finos e as lamas com aproximadamente 100% de finos. Tal segregação baseia-se na resposta que as três categorias apresentam durante os ensaios CPTu. Rejeito granular apresenta comportamento drenante durante o ensaio CPTu, o rejeito fino indica um comportamento não drenado com rápida dissipação de poropressão e as lamas apresentam comportamento não drenado com lenta dissipação de poropressão.

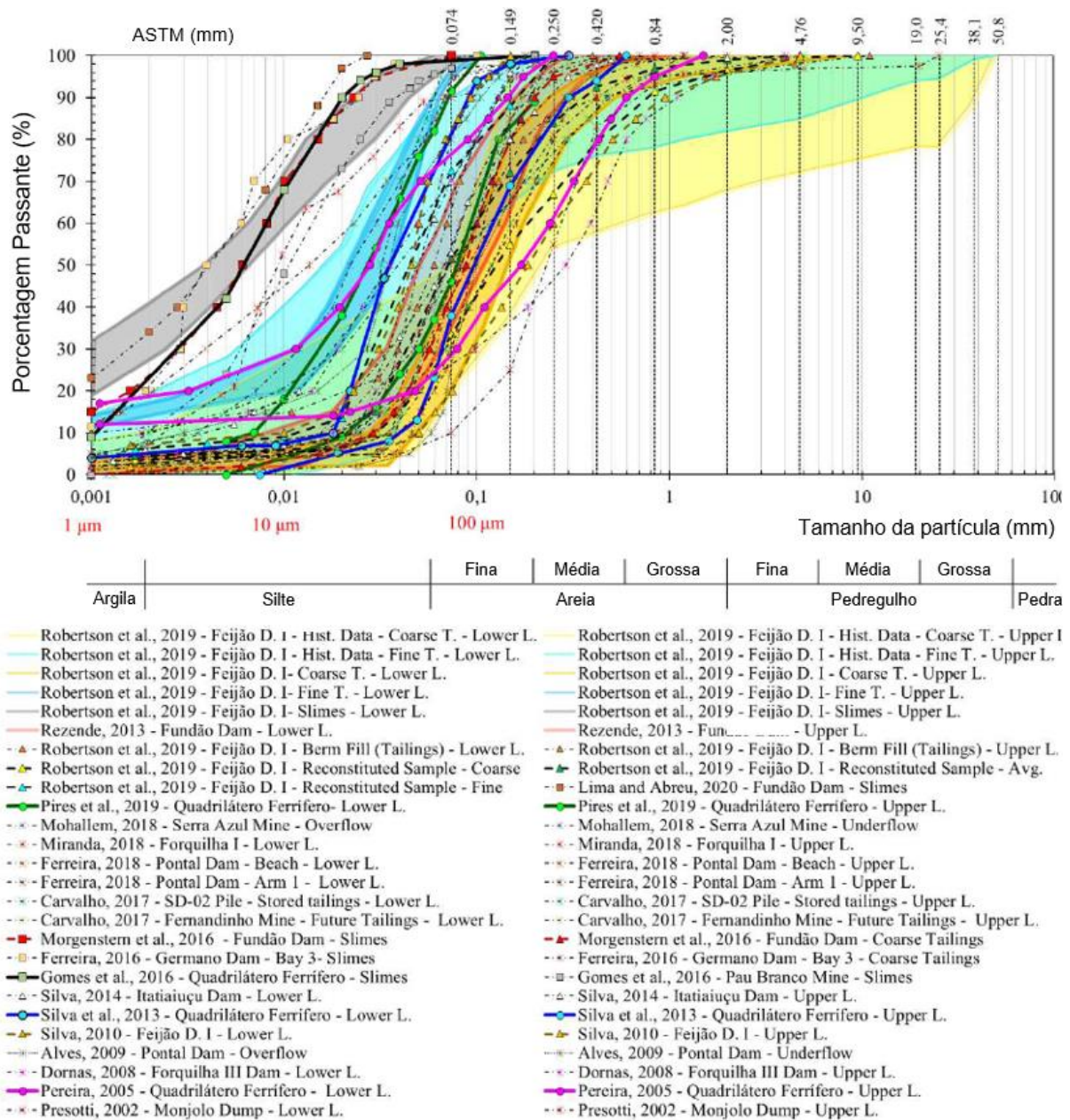


Figura 2.4: Curvas granulométricas de rejeitos do Quadrilátero Ferrífero (Carneiro, 2021)

As curvas granulométricas apresentadas na Figura 2.4 apresentem elevados coeficientes de uniformidade (C_u) e coeficientes de curvatura (C_c) levando a um enquadramento como bem graduados ou com granulometria descontínua. No entanto, Carneiro (2021) ressalta que a maioria das curvas são rasoavelmente verticalizadas, seguidas por extremidades de partículas finas que confere os elevados C_u e C_c . Desse modo, conforme também já identificado no trabalho de Li et al. (2018), os rejeitos de minério de ferro são melhores representados como relativamente mal graduados.

2.2.2. MASSA ESPECÍFICA DOS GRÃOS E CONSTITUIÇÃO MINERALÓGICA

Conforme apresentado por Portes & Espósito (2013), diversos estudos apontam a influência do teor de ferro no comportamento geotécnico do material. Espósito (2000) cita que os rejeitos de minério de ferro são compostos de hematita, representando entre 10 à 15% do teor de sólidos, cuja densidade relativa dos grãos (G_s) é da ordem de $5,25 \text{ g/cm}^3$ e quartzo com G_s entre $2,65$ e $2,70 \text{ g/cm}^3$. Conseqüentemente, como o ferro apresenta uma densidade real dos grãos expressivamente superior ao quartzo, sua influência é direta no peso específico dos grãos dos rejeitos.

Dado o exposto, Espósito (2000) apresenta que não é possível definir o comportamento do rejeito de minério de ferro como semelhante ao comportamento de areais, tipicamente quartzosas, tendo como base apenas a curva granulométrica. Nessas areias, a variação de densidade real dos grãos é pequena e, com isso, sem impactos relevantes no comportamento do material.

De modo a evidenciar a relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro, Hernandez (2002) representou na Figura 2.5 a relação entre a massa específica dos grãos e o teor de ferro com base dos estudos desenvolvidos por Espósito (2000) e Lopes (2000) nas pilhas Monjolo e Xingu. Adotando os resultados de Xingu como exemplo, nota-se que variações do teor de ferro na ordem de 10% chegaram a ocasionar uma alteração na massa específica dos grãos de $0,8 \text{ t/m}^3$.

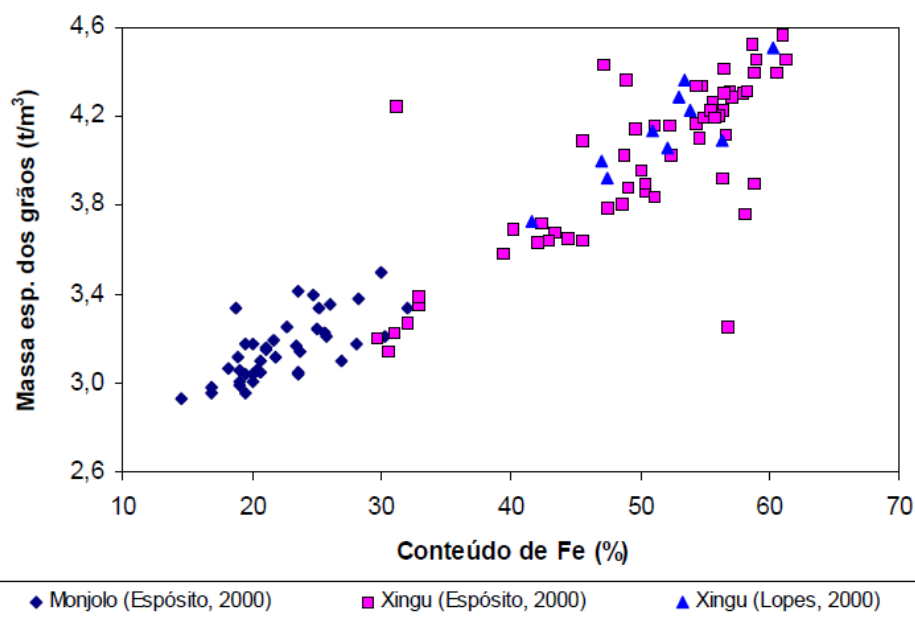


Figura 2.5: Relação entre massa específica dos grãos e teor de ferro em rejeito de minério de ferro (Hernandez, 2002)

Em relação ao comportamento geotécnico de rejeitos de minério de ferro, Portes & Espósito (2013) ressaltam os seguintes pontos:

- 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;
- Para porosidades elevadas, não há uma variação significativa do ângulo de atrito de pico com a variação no teor de ferro; para materiais mais densos, há uma tendência a estabilização deste valor;
- À medida que o índice de vazios diminui, o efeito do teor de ferro na resistência ao cisalhamento e na permeabilidade do material diminui;
- A compactação do material tem maior influência na resistência ao cisalhamento quando comparado à variação do teor de ferro;
- A permeabilidade tende a estabilizar com teor teores de ferro elevados.

Ademais, alterações nas frentes de lavra e no processo de beneficiamento podem acarretar variações na mineralogia do rejeito de minério de ferro. Com isso, a massa específica do material e o índice de vazios poderá sofrer alterações e, conseqüentemente, impactar nas curvas de compactação.

2.2.3. COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

A compactação dos solos consiste na densificação por meio de aplicação de energia mecânica, sendo geralmente um rolo compactador ou soquetes manuais. O material, ao ser transportado e depositado para construção de um aterro, geralmente encontra-se no estado fofo, com baixa resistência e elevada deformabilidade, além de heterogeneidade na distribuição espacial. A compactação exerce a função de reduzir o índice de vazios do solo, de modo a melhorar as propriedades geotécnicas, além de tornar o aterro mais homogêneo (Pinto, 2006).

Das (2010) destaca que, na compactação, o aumento da massa específica está associado à redução de ar dos vazios uma vez que a quantidade de sólido e água irá permanecer constante. Além disso, para uma determinada energia aplicada, há um certo teor de umidade denominado umidade ótima correspondente a uma massa específica seca máxima.

O ensaio Proctor normal é amplamente utilizado em obras geotécnicas para garantia do controle de qualidade de aterros. Durante o ensaio, uma amostra representativa é coletada e levada ao laboratório. Em seguida, a amostra é compactada em um recipiente cilíndrico sob ação de

golpes, sendo o ensaio repetido para diferentes teores de umidade e determinando-se, para cada um deles, o peso específico aparente. Para o traçado da curva de compactação é conveniente a determinação de pelo menos cinco pontos. A partir dessa curva, é possível identificar o teor de umidade ótimo, no qual a densidade máxima seca do solo é alcançada. Destaca-se que a densidade seca máxima e a umidade ótima, determinados no ensaio Proctor normal, não são índices físicos do solo uma vez que estão associados a uma determinada energia de compactação aplicada.

Conforme aponta Pinto (2006) e ilustrado na Figura 2.6, os solos argilosos apresentam densidades secas baixas (1,5 a 1,4 g/cm³) e umidades ótimas elevadas (25 à 30%). Os materiais mais siltosos tendem também a valores baixos de densidade, usualmente com curvas de compactação mais abatidas. Quanto às areias e pedregulhos, as densidades secas são mais elevadas (2,0 a 2,1 g/cm³) e umidade ótima mais baixa (da ordem de 10%). As areias finas tendem a apresentar umidade ótima de 12 a 14% e densidade seca máxima de 1,9 g/cm³.

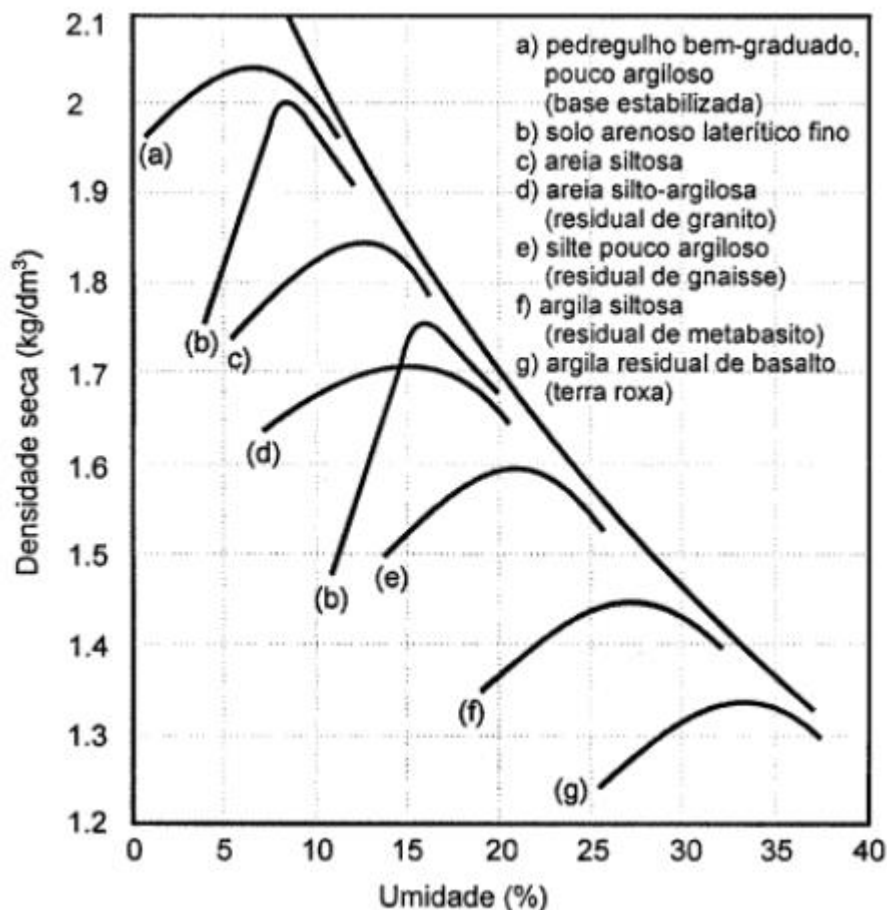


Figura 2.6: Curvas de compactação de diversos solos brasileiros (Pinto, 2006)

A estrutura do solo compactado é dependente da energia aplicada e da umidade do solo. No solo compactado no ramo seco, com baixa umidade, a atração face-aresta das partículas não é vencida pela energia de compactação, acarretando uma estrutura floclada. Já no ramo úmido, a repulsão entre as partículas aumenta, sendo, então, orientadas pela compactação de modo a posicionarem-se paralelamente gerando uma estrutura dispersa (Lambe, 1958).

Embora a diferença na estrutura do solo descrita por Lambe (1958) seja simplificada e, por vezes, observada em escala reduzida em determinados solos, tal interpretação é apropriada para compreensão das propriedades geotécnicas dos solos compactados como resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade. O aumento do teor de umidade no ramo seco gera uma redução na permeabilidade do material. Já no ramo úmido, o aumento do teor de umidade provoca um aumento pouco expressivo na condutividade hidráulica (García, 2013).

Com relação à compressibilidade, conforme destaca Pinto (2006), os solos apresentam menor deformação após serem submetidos à carregamentos quando compactados abaixo da umidade ótima. Quanto à resistência ao cisalhamento, os solos compactados no ramo seco apresentam uma resistência de pico maior em comparação ao material compactado no ramo úmido. Massad (2010) ressalta que esse comportamento está associado à diferença na estrutura do solo no ramo seco e úmido ocasionando uma maior geração de poropressão no ramo úmido nos ensaios triaxiais. Além disso, alguns solos quando compactados com teor de umidade baixo podem apresentar estrutura colapsível, ocasionando deformações elevadas e trincas quando submergidos.

2.2.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS GRANULARES

A resistência ao cisalhamento do solo é a resistência interna por área específica que essa massa oferece para resistir a rupturas e deslizamentos ao longo de qualquer plano em seu interior. É de suma importância conhecer a natureza da resistência ao cisalhamento para avaliação da estabilidade dos solos. A resistência ao cisalhamento não é uma propriedade única e depende de diversos fatores, podendo estes serem separados em dois grupos. No primeiro grupo estão os fatores relativos à natureza do solo, como índice de vazios, granulometria, tamanho e formato dos grãos e estrutura do solo. No segundo, estão as propriedades relacionadas ao estado do solo, como tensões confinantes (Espósito, 2000).

A resistência ao cisalhamento em solos granulares, conforme aponta Espósito (2000), decorre principalmente do atrito entre as partículas, cujas tensões transmitidas nos pontos de contato

são bem elevadas. Como o atrito existe devido ao deslizamento e rolamento dos grãos do solo, o mineral constituinte exerce forte influência na resistência. Além disso, a resistência ao cisalhamento também é constituída pela energia para rearranjo e reorientação dos grãos e energia para dilatância do material.

Hernandez (2002) também ressalta a influência do índice de vazios na resistência ao cisalhamento em solos granulares. O ângulo de atrito de um material arenoso é composto por duas porções: a primeira devido ao atrito entre as partículas, semelhante ao ilustrado na Figura 2.7a na qual as partículas deslizam sobre uma superfície lisa do mesmo material, e a segunda como representada na Figura 2.7b e Figura 2.7c. Nestas, algumas partículas estão em contato com outras e, com isso, os pontos de contato entre elas são inclinados em relação à horizontal. Dessa forma, a ruptura por cisalhamento deverá vencer o atrito entre as partículas e também será dependente do deslocamento de uma em relação à outra.

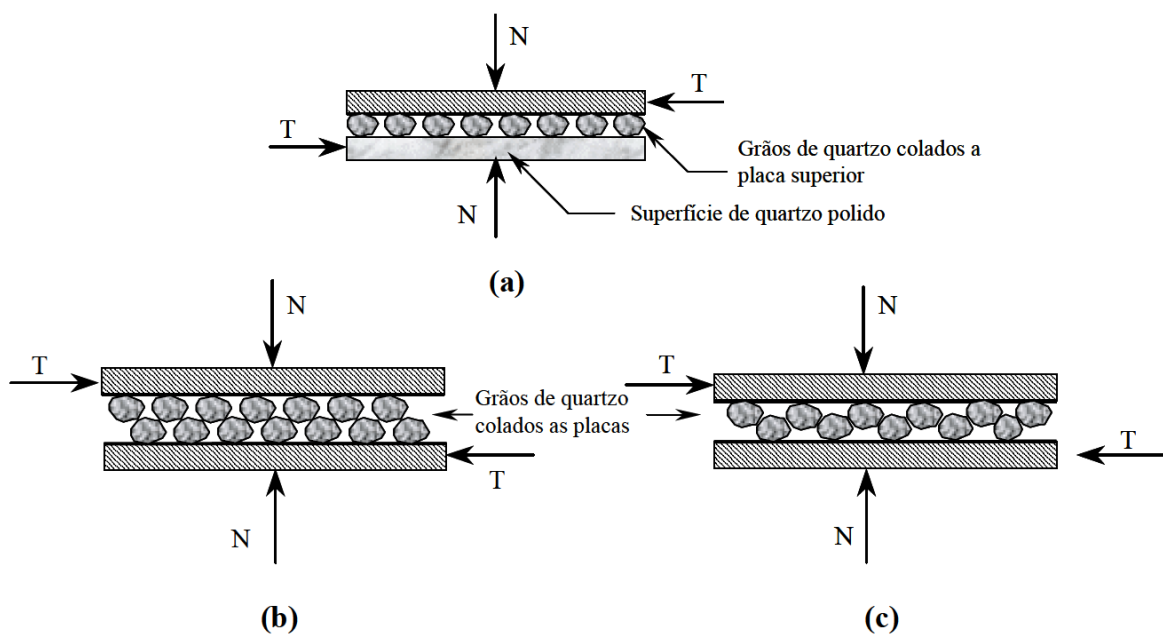


Figura 2.7: Representação de deslizamento relativo entre placas em diferentes compacidades (Hernandez, 2000 adaptado de Lambe & Whitman, 1994)

As amostras densas, com índice de vazios baixos, tendem a um aumento de volume com o aumento da deformação de cisalhamento, levando o índice de vazios para valores mais elevados e, posteriormente, tendendo a uma estabilização à grandes deformações. Em contrapartida, as amostras fofas tendem a uma redução do volume com a deformação e, após a ruptura, tendem a um volume constante cujo índice de vazios é aproximadamente semelhante ao de estabilização das amostras densas. As alterações em volume durante o cisalhamento geram uma variação no índice de vazios com a deformação. Essa variação do índice de vazios no cisalhamento de um

mesmo material, sem dependência do índice de vazios inicial, faz com que solos densos e fofos apresentem índice de vazios finais similares no estado residual, conforme ilustrado na Figura 2.8 (Hernandez, 2002).

Conforme também ilustrado na Figura 2.8, nas curvas tensão-deformação em ensaios triaxiais e de cisalhamento direto da areia fofa, o corpo de prova ao ser carregado axialmente apresenta uma tensão desviadora que cresce lentamente com a deformação, atingindo um valor máximo para deformações relativamente altas (entre 6 e 8%). Nos ensaios, a tensão resistente ao cisalhamento aumenta com o deslocamento até alcançar uma tensão de cisalhamento de ruptura. A partir deste ponto, a resistência ao cisalhamento tende a permanecer aproximadamente constante para qualquer incremento de deslocamento cisalhante.

O pico de resistência e a dilatância de areias compactas são devido ao entrosamento das partículas. Esse imbricamento dos grãos representa um componente adicional de resistência que se manifesta pelo valor de pico superior a resistência residual. Para que ocorra o cisalhamento, é necessário o desencaixe dos grãos e, conseqüentemente, gerando o aumento do volume da areia, denominada dilatância (Pinto, 2006).

Nas areias densas, a tensão resistente ao cisalhamento aumenta mais rapidamente com o deslocamento até atingir a tensão de ruptura, chamada de resistência ao cisalhamento de pico. Em seguida, após a tensão de pico ser alcançada, a tensão resistente ao cisalhamento diminui gradualmente com o aumento do deslocamento até alcançar um valor constante denominado resistência residual ao cisalhamento. O ângulo de atrito residual é muito semelhante ao ângulo de atrito da areia no estado fofo pois as resistências residuais são da ordem de grandeza das resistências máximas da mesma areia no estado fofo (Das, 2010).

Conforme Pinto (2006), as areias fofas apresentam elevados índices de vazios antes de serem carregadas axialmente e estes diminuem com o carregamento, pois há contração. Por outro lado, inicialmente, as areias compactadas apresentam baixos índices de vazios, mas estes aumentam com o carregamento, já que há dilatação. Na Figura 2.8 nota-se que após a ruptura que as areias fofa e densa tendem para o mesmo índice de vazios, que é o índice do vazio crítico. Ainda como descrito por Pinto (2006), em outra conceituação, o índice de vazios crítico pode ser considerado com aquele em que a areia sofre deformação sem variação de volume, que é o estágio para o qual a areia tende a ser rompida, independentemente do índice de vazios inicial.

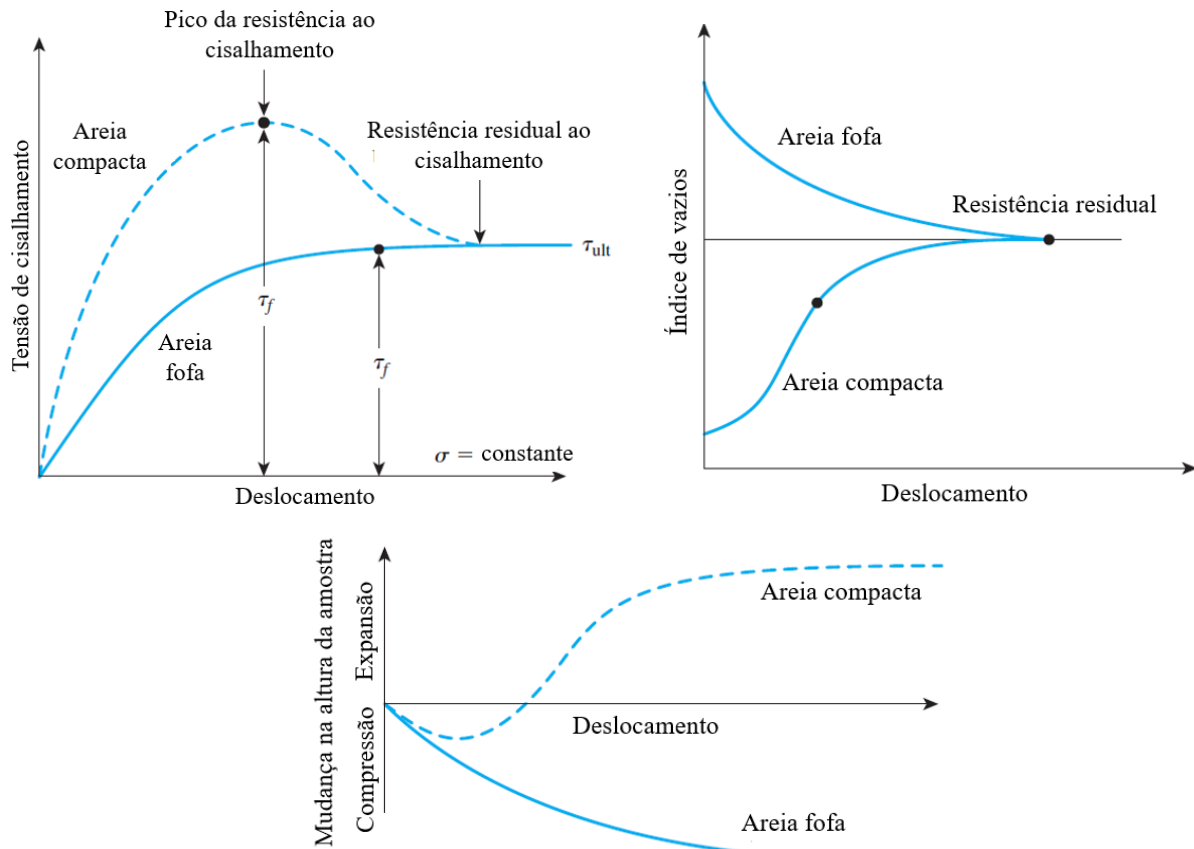


Figura 2.8: Comportamento de areias durante o cisalhamento (Adaptado de Das, 2010)

Em condições não drenadas, a redução no índice de vazios de areias fofas saturadas durante o cisalhamento pode induzir a geração de excesso de poropressão positiva. O aumento na poropressão, conseqüentemente, acarreta a diminuição da tensão efetiva do material, reduzindo significativamente a resistência. Por outro lado, as areias compactas quando solicitadas tendem a dilatar, nesse caso se não houver tempo para a drenagem, a água fica sob uma poropressão negativa (de sucção), do que resulta o aumento da tensão efetiva e, conseqüentemente, um aumento de resistência (Pinto, 2006).

Outro fator de influência na resistência ao cisalhamento é a tensão confinante. Como previamente exposto, a resistência de um solo arenoso é atribuída ao atrito entre as partículas. Sendo assim, a resistência ao deslizamento em cada ponto de contato possui relação direta com a força normal no contato. Essa força normal está associada ao nível de confinamento da amostra, na qual o aumento da tensão confinante implica em um aumento na resistência.

Quanto à granulometria, o coeficiente de uniformidade (C_u) é diretamente proporcional à resistência. O solo bem graduado possui um melhor entrosamento entre as partículas e, conseqüentemente, tende a uma maior resistência ao cisalhamento. Com relação ao formato dos grãos, solos com partículas angulares ou alongadas apresentam resistência drenada maior que

os grãos esféricos e arredondados. Quanto à estrutura, solos granulares com o mesmo índice de vazios podem apresentar comportamento distinto devido aos diferentes arranjos de grãos (Espósito, 2000).

Existem diversos ensaios e métodos para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos granulares em laboratório, dentre eles o ensaio de cisalhamento direto, ensaio triaxial, ensaio de cisalhamento anular (*ring shear*) e ensaio de cisalhamento direto simples (*Direct Simple Shear* - DSS). Para execução dos ensaios, os corpos de prova são retirados de amostras representativas do solo, cujo método de coleta segue procedimentos específicos de modo a garantir a qualidade do material. As amostras podem ser deformadas e posteriormente remoldadas nas condições de densidade e umidade *in situ* do solo ou amostras indeformadas coletadas em poços de inspeção ou tubos amostradores. No caso de amostras indeformadas, cuidado especial deve ser tomado durante o processo de coleta, armazenamento e transporte para evitar distúrbios na amostra e preservar a estrutura *in situ* do solo.

O ensaio de cisalhamento direto, conforme ressalta Das (2010), é o ensaio mais antigo e simples para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento em termos de tensões efetivas. O procedimento consiste em submeter a amostra a uma tensão normal fixa e, na sequência, aplicar uma tensão cisalhante crescente por meio de uma superfície em que ocorre o movimento relativo das partes da caixa. O ensaio apresenta algumas desvantagens como impossibilidade de controle da drenagem, não se podendo obter a poropressão, além de forçar a amostra a romper em um plano de ruptura pré-determinado. Por outro lado, a vantagem da simplicidade na execução do ensaio, facilidade na preparação da amostra e baixo custo tornam-o atrativo.

O ensaio triaxial é um dos métodos mais confiáveis e disponíveis na determinação da resistência ao cisalhamento. Como vantagem em relação ao ensaio de cisalhamento direto, ele permite a medição da poropressão e execução do ensaio em condições drenadas e não drenadas, além de não apresentar a limitação do plano de ruptura. Os principais e mais comuns tipos de ensaio de compressão triaxial convencionais são distinguidos pelo adensamento na fase de adensamento e pela drenagem (se é permitida ou não) na fase de cisalhamento, sendo eles:

- Ensaio adensado isotropicamente drenado (ensaio CID): Há permanente drenagem do corpo de prova. Aplica-se a pressão confinante e o corpo de prova é então adensado até que a pressão neutra se dissipe. Em seguida, a tensão axial é aumentada lentamente para que a água sob pressão possa sair. A pressão neutra, durante todo o carregamento, é praticamente nula e as tensões totais aplicadas indicam as tensões efetivas que

ocorreram. A quantidade de água que sai do corpo de prova durante o carregamento axial pode ser medida e, em caso de corpo de prova saturado, indica a variação de volume.

- Ensaio adensado isotropicamente não drenado (ensaio CIU): Neste ensaio, aplica-se a pressão confinante e a pressão neutra é dissipada. A seguir, carrega-se axialmente sem drenagem. Quando a pressão neutra é medida durante o ensaio, a resistência em termos de tensões efetivas também é determinada.
- Ensaio não adensado não drenado (ensaio UU): O corpo de prova é submetido à pressão confinante e, a seguir, ao carregamento axial, sem que se permita qualquer drenagem. O teor de umidade permanece constante e, se o corpo de prova estiver saturado, não há variação de volume. O ensaio é geralmente interpretado em termos de tensões totais.

O ensaio de cisalhamento direto simples (*Direct Simple Shear* – DSS) é outro exemplo de ensaio para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos. Nesse ensaio, o solo é consolidado no estado geostático de tensões (K_0) pelo confinamento dos anéis metálicos e, em seguida, cisalhado pela aplicação de uma força horizontal. Conforme apontado por Zorzan & Boszczowski (2019), o DSS é tido como uma evolução do ensaio de cisalhamento direto pois permite o desenvolvimento de um cisalhamento uniforme no solo, mantendo a área constante e podendo fornecer resultados de resistência mais próximos ao observado em campo.

Outro ensaio comumente utilizado para determinação da resistência ao cisalhamento dos solos é o *Cone Penetration Test* (CPTu). Neste ensaio é feita a cravação de uma ponteira cônica a uma velocidade constante dotado de sensores para obtenção da resistência do atrito lateral (f_s), resistência de ponta (q_c) e poropressão (u). Uma grande vantagem é a possibilidade de obter dados contínuos ao longo da profundidade do solo, permitindo uma caracterização detalha e *in situ* do material. Além disso, o CPTu permite a determinação da estratigrafia do solo por meio da carta de classificação dos solos (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) são representados pela Equação 2.1 e 2.2, respectivamente:

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

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

2.2.5. PARÂMETROS DE ESTADO

Jefferies & Been (2016) sugerem a utilização do parâmetro de estado (Ψ) para avaliação da tendência dos materiais à contração ou dilatância. Este parâmetro é, 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 Eq. 2.3:

$$\Psi = e - e_c \quad (2.3)$$

Onde:

e: índice de vazios em campo;

e_c : índice de vazios no estado crítico.

Plewes et al. (1992) apresentam uma metodologia para cálculo do parâmetro de estado a partir de resultados de ensaios CPTu e triaxiais. 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:

$$\Psi = -\frac{\ln(Q_p/k)}{m} \quad (2.4)$$

$$Q_p = \frac{(q_t - \sigma_0)}{\sigma'_0} (1 - B_q) \quad (2.5)$$

Sendo:

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

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

$$B_q = \frac{u_c - u_0}{q_{pc} - p} \quad (2.8)$$

Robertson (2010) sugere a metodologia de obtenção do parâmetro de estado considerando o valor de resistência de ponta normalizada equivalente à areais limpas ($Q_{tn,cs}$), na qual:

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

2.2.6. PERMEABILIDADE EM SOLOS GRANULARES

A permeabilidade dos solos, expressa pela condutividade hidráulica, sofre influência da distribuição granulométrica, densidade, índice de vazios e da forma como ocorre a disposição do material haja vista que a segregação do material durante a disposição impacta na variabilidade espacial desse parâmetro. A condutividade hidráulica também está associada à tensão efetiva do material ou história de tensões efetivas, conforme apresentado na Figura 2.9 (Meneses, 2023).

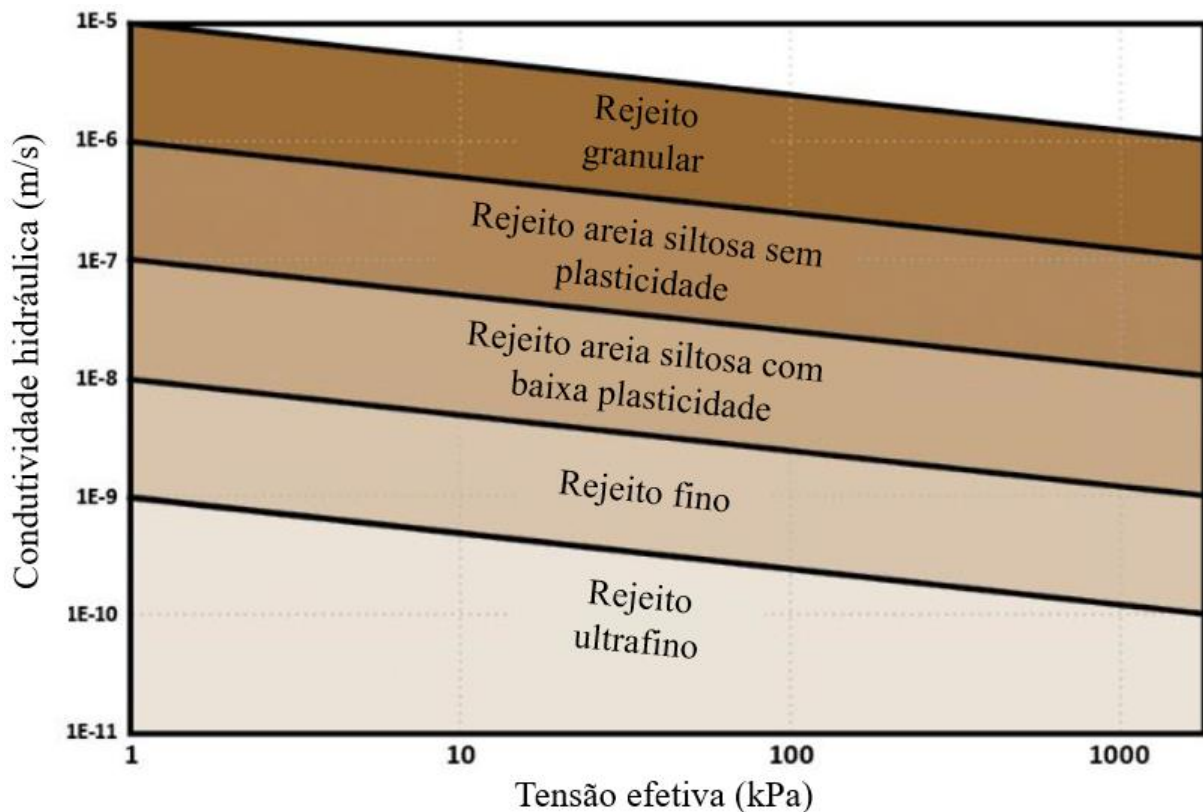


Figura 2.9: Condutividade hidráulica e relação com tensões efetivas para diferentes tipos de rejeito (Adaptado de ICOLD, 2021)

Hazen (1930) propôs a formulação abaixo (Equação 2.10) para determinação da condutividade em areais, sendo indicada a aplicabilidade para materiais com D_{10} entre 0,1 e 3 mm e para coeficiente de uniformidade (C_u) inferior a 5:

$$K = C D_{10}^2 \quad (2.10)$$

Sendo:

K: condutividade hidráulica (cm/s);

C: constante que varia de 1 a 1,5;

D₁₀: diâmetro efetivo (mm).

No entanto, pesquisas recentes apontam que a constante C em solos arenosos pode variar em até três ordens de magnitude. Com isso, a determinação da condutividade hidráulica puramente pela formulação acima poderá não ser representativa do comportamento do solo (Das, 2010). Além disso, por esta equação as partículas mais finas exercem maior influência na permeabilidade devido à consideração do D₁₀ do solo.

Lambe & Whitman (1969) apresentam estudos que evidenciam a influência do índice de vazios na permeabilidade dos materiais, na qual quanto menor o índice de vazios, menor a condutividade hidráulica. Em amostras com o mesmo índice de vazios, o solo com estrutura mais dispersa apresenta menor permeabilidade em relação ao solo com estrutura mais floclada. Quando em estrutura mais dispersa, ou seja, com as partículas orientadas de forma paralela, o fluido percorre um caminho maior, como nos casos de materiais modificados mecanicamente com compactação. Nos solos com estrutura floclada, os canais por onde os fluídos percolam são maiores e, conseqüentemente, resultando em uma maior permeabilidade.

A permeabilidade dos solos é medida de diferentes formas, por meio de métodos diretos e indiretos, em diferentes níveis de precisão. A escolha do método será dependente da natureza do solo, tipo de amostragem disponível e nível de precisão necessário. Os métodos diretos podem ser obtidos em laboratório ou *in situ*, com destaque para os permeômetros de carga constante, de carga variável, câmaras triaxial, oedometros, método do furo de trado, piezômetro, cilindro infiltrômetro, dentre outros.

O ensaio de carga constante é aplicado em solos granulares ou solos com alta permeabilidade. Quando a permeabilidade é muito baixa, a determinação pelo permeômetro de carga constante é pouco precisa. Emprega-se, então, o de carga variável. Para solos argilosos, é mais conveniente a determinação do coeficiente de permeabilidade durante o ensaio de adensamento. Assis et al. (2014) ressaltam que a medida da permeabilidade em ensaios de adensamento oedométrico constitui-se numa técnica simples, sendo o resultado obtido mais representativo que os ensaios a carga variável em laboratório por incorporar a redução dos vazios decorrentes das pressões aplicadas e pela maior facilidade de garantir a saturação da amostra.

Quando o solo está na condição não saturada, seu comportamento será dependente da distribuição, retenção e liberação da água sob diferentes solicitações. Tal comportamento pode ser bem representado pela curva de retenção, que consiste na relação entre a quantidade de água presente no material e a energia necessária para remover essa água. O conhecimento da sucção e de sua variação com o teor de umidade do solo é fundamental na análise do material pois ela governa o comportamento dos solos não saturados (de Carvalho et al., 2015).

Essa sucção do solo consiste em uma quantidade energética para retenção de água. Para desprendimento da água adsorvida no material, faz-se necessária a aplicação de uma energia externa contrária à força de retenção do solo. Quanto mais seco o solo, maior será a sucção. A sucção total é definida por duas componentes: a sucção matricial e a sucção osmótica. Uma vertente de autores defende que o comportamento dos solos não saturados é majoritariamente influenciado pela sucção matricial, sendo a sucção osmótica associada às diferenças de concentração de solutos no solo, não impactando em grande escala na resistência ao cisalhamento. A sucção matricial, é composta por duas componentes: sucção capilar e sucção de adsorção. A capilar está relacionada com o nível macroestrutural do solo e a de adsorção relacionada à aspectos microestruturais de hidratação de minerais argílicos (De Campos et al., 1992).

A curva característica retrata a relação entre a sucção e a quantidade de fluido presente nos poros do solo. Quando o fluido é a água, a quantificação é feita pelo teor de umidade gravimétrico (w), teor de umidade volumétrico (θ) ou grau de saturação (S_r). De Campos et al. (1992) recomenda a representação da curva com o teor de umidade gravimétrico para problemas geotécnicos envolvendo ruptura e teor de umidade volumétrico para problemas envolvendo deformações em solos não saturados.

Essa relação entre a sucção e a variação de umidade do solo é medida em laboratório por meio de diferentes técnicas e equipamentos, através métodos diretos ou indiretos. Os métodos diretos obtêm a medida de sucção sem a utilização de correlações e outros parâmetros do solo. Os métodos indiretos fazem uso da relação com propriedades de outros materiais, como por exemplo, no método do papel filtro. A escolha de qual método utilizar é dependente de vários fatores como equipamento e recurso disponível, tempo necessário para execução do ensaio e o nível de precisão desejado (Vivian, 2008).

A técnica do papel filtro baseia-se no princípio de que o solo úmido quando colocado em contato com um material poroso que possua capacidade de adsorver água, esta água será

transferida do solo para esse material até que o equilíbrio seja alcançado. A determinação da sucção do solo a partir da umidade do papel é feita com base em uma curva de calibração do equilíbrio do papel com soluções salinas de sucção conhecida. Conforme destaca Vivian (2008), o método pode medir tanto sucção matricial quanto total, à depender do tipo de contato entre o papel e o solo – se há contato ou não. Em caso de contato direto, apenas a sucção matricial é medida. Em caso de não haver contato com o solo, há estimativa da sucção total.

A relação entre o teor de umidade e a sucção do solo poderá ser descrita por meio de variados modelos, sendo um dos mais populares o modelo de van Genuchten (1980). O modelo de van Genuchten é representado pela Eq. 2.11 indicada a seguir:

$$\theta = \theta_r + \frac{(\theta_s - \theta_r)}{[1 + (\alpha\psi)^n]^m} \quad (2.11)$$

Onde α , n e m são os parâmetros de ajuste da curva e ψ é a sucção, sendo m descrito pela Eq. 2.12:

$$m = 1 - 1/n \quad (2.12)$$

2.2.7. COMPRESSIBILIDADE DOS REJEITOS

A compressibilidade dos solos está relacionada à variação de volume e a tensão efetiva, sendo observada a deformação volumétrica do material a partir da variação do índice de vazios. Os principais parâmetros de compressibilidade são a tensão de pré-adensamento (σ'_{vm}), índice de compressão (C_c) e o coeficiente de adensamento (C_v).

A avaliação da compressibilidade dos solos é usualmente medida por meio do ensaio de adensamento oedométrico. Neste ensaio, o adensamento unidimensional é reproduzido no laboratório, sendo um corpo de prova confinado lateralmente por um anel metálico rígido, limitando as deformações e o fluxo à direção vertical. Incrementos de carga vertical são aplicados no corpo de prova e registradas as variações de altura em diferentes intervalos de tempo. Por meio deste ensaio, obtém-se a relação entre o índice de vazios e a tensão efetiva do solo.

Conforme indicado por Pinto (2006), o índice de vazios desempenha papel importante na avaliação da compressibilidade do solo. Para avaliar o índice de vazios natural de um material arenoso, é necessário analisar o índice de vazios máximo e mínimo. O estado de um solo ou rejeito arenoso, ou sua compactidade relativa (CR), pode ser expressa pelo índice de vazios em que se encontra, sendo:

$$CR = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}} \quad (2.13)$$

Terzaghi sugeriu alguns valores de referência para classificação das areias: compactidade relativa de uma areia fofa sendo inferior a 0,33, uma areia de compactidade média entre 0,33 e 0,66 e uma areia compacta acima de 0,66 (Pinto, 2006).

Os rejeitos tendem a uma maior compressibilidade em relação aos solos naturais com o mesmo índice de vazios e submetidos a uma mesma tensão. Além disso, não há uma nítida separação entre a linha de recompressão e a linha de compressão virgem, gerando no espaço (σ'_v, e) uma curvatura extensa mesmo após a pré-consolidação (Vick, 1990). A Figura 2.10 e Figura 2.11 apresentam a relação de índice de vazios e coeficiente de adensamento, respectivamente, em relação à tensão efetiva para diferentes tipos de rejeitos.

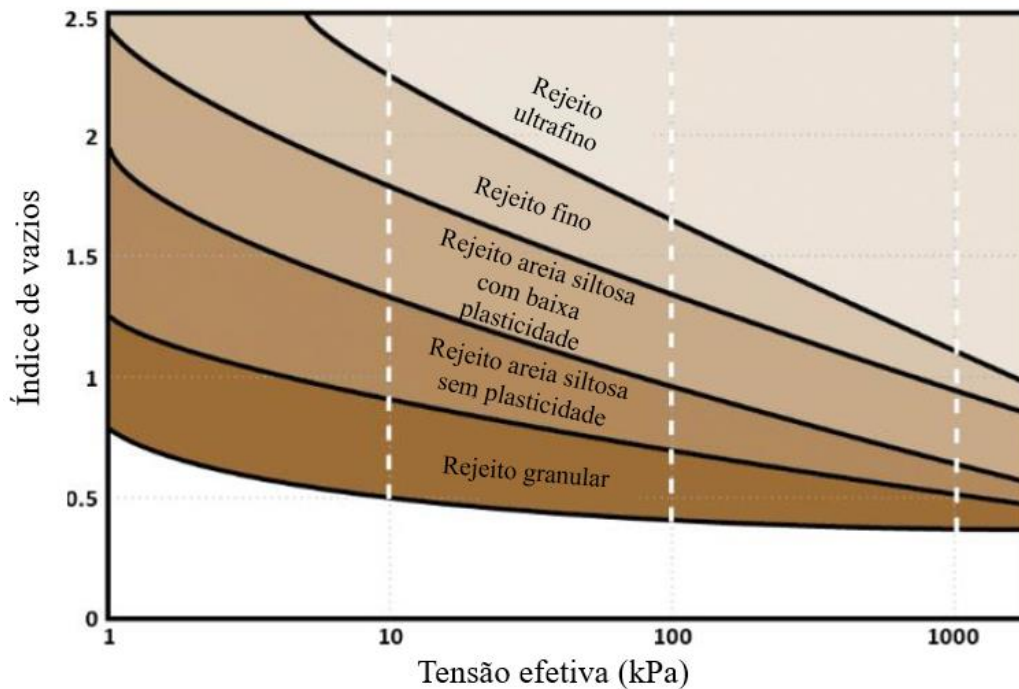


Figura 2.10: Índice de vazios versus tensões efetivas verticais para diferentes tipos de rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021)

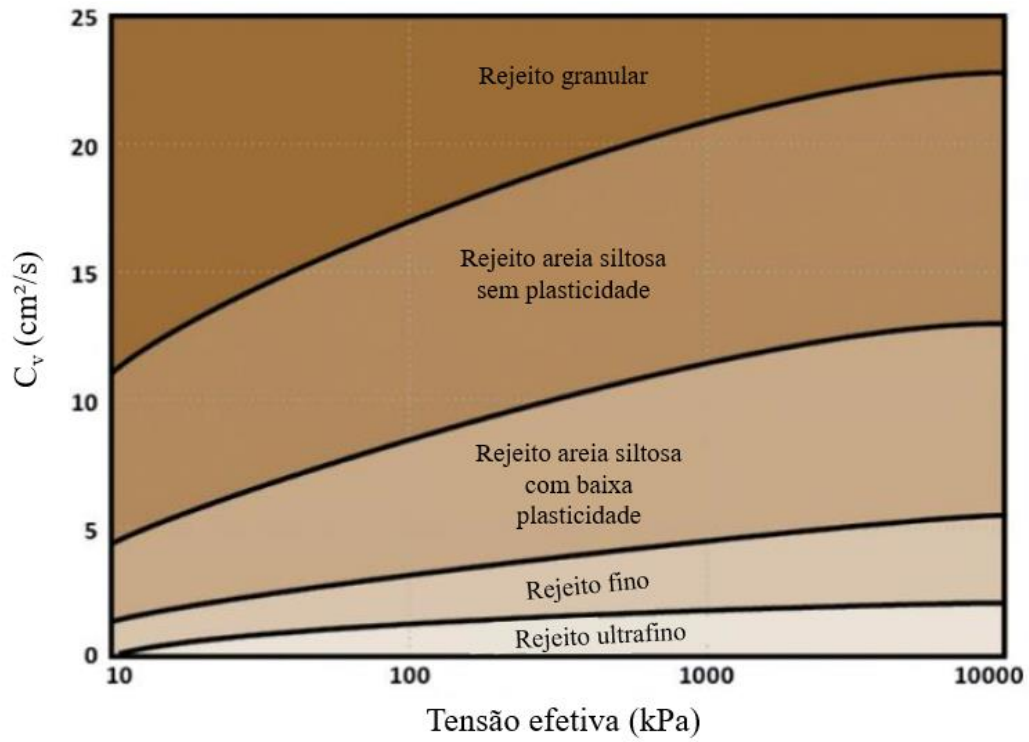


Figura 2.11: Coeficiente de adensamento versus tensões efetivas verticais para diferentes tipos de rejeitos (Adaptado de ICOLD, 2021)

3. METODOLOGIA

Nesse capítulo são descritos os materiais que foram investigados na pesquisa, bem como os métodos de ensaios utilizados para alcançar os objetivos propostos na dissertação. Ao apresentar os materiais e métodos, pode-se, então, compreender melhor os processos da pesquisa e validar a veracidade dos resultados obtidos. A metodologia foi desenvolvida por etapas, conforme descrito de forma resumida no fluxograma da Figura 3.1.

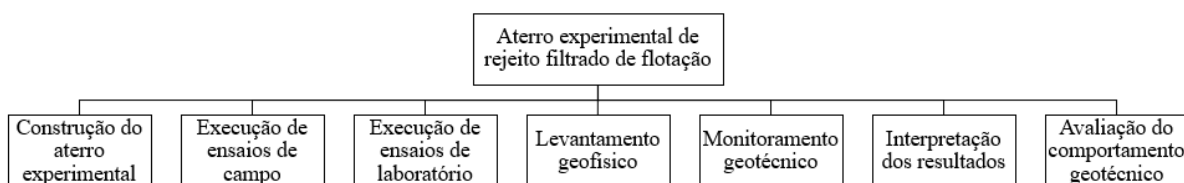


Figura 3.1: Materiais e métodos propostos na pesquisa

3.1. MATERIAIS

3.1.1. LOCALIZAÇÃO E ARRANJO DO ATERRO EXPERIMENTAL

O aterro experimental, alvo do presente estudo, foi construído com o objetivo de avaliar o comportamento do rejeito filtrado de flotação de minério de ferro em termos de comportamento geotécnico e trabalhabilidade do material para, posteriormente, subsidiar o projeto de construção de pilha de rejeito filtrado compactado. O aterro foi construído na Mina Serra do Sapo, pertencente ao Sistema Minas-Rio, localizado em Conceição do Mato Dentro (MG) e de propriedade da Anglo American Minério de Ferro Brasil (Figura 3.2).

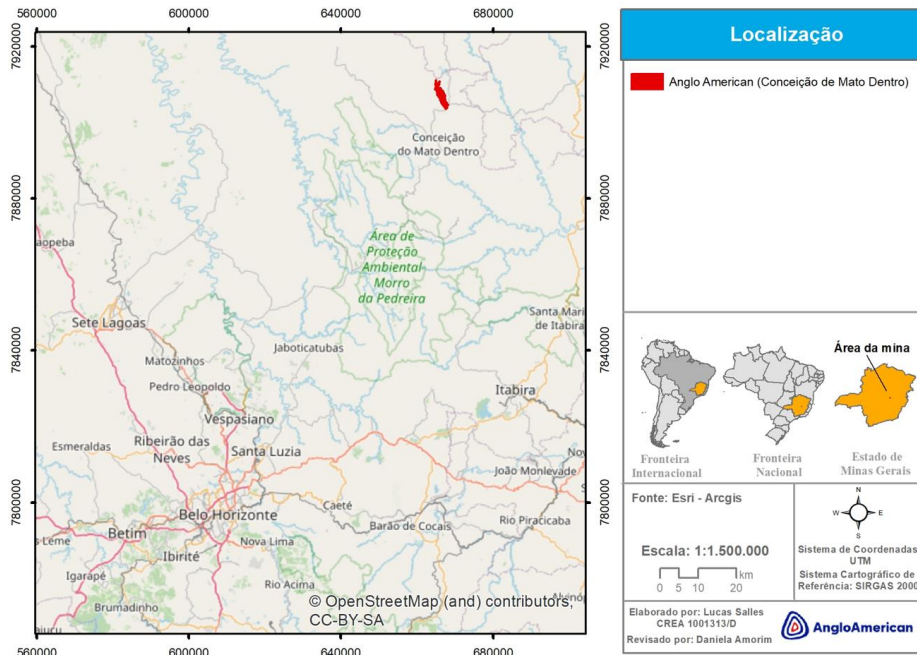


Figura 3.2: Localização do empreendimento

O aterro possui 5,90 m de altura, com uma base de 20 m de largura e 85 m de comprimento e o arranjo geral da área é apresentado na Figura 3.3.

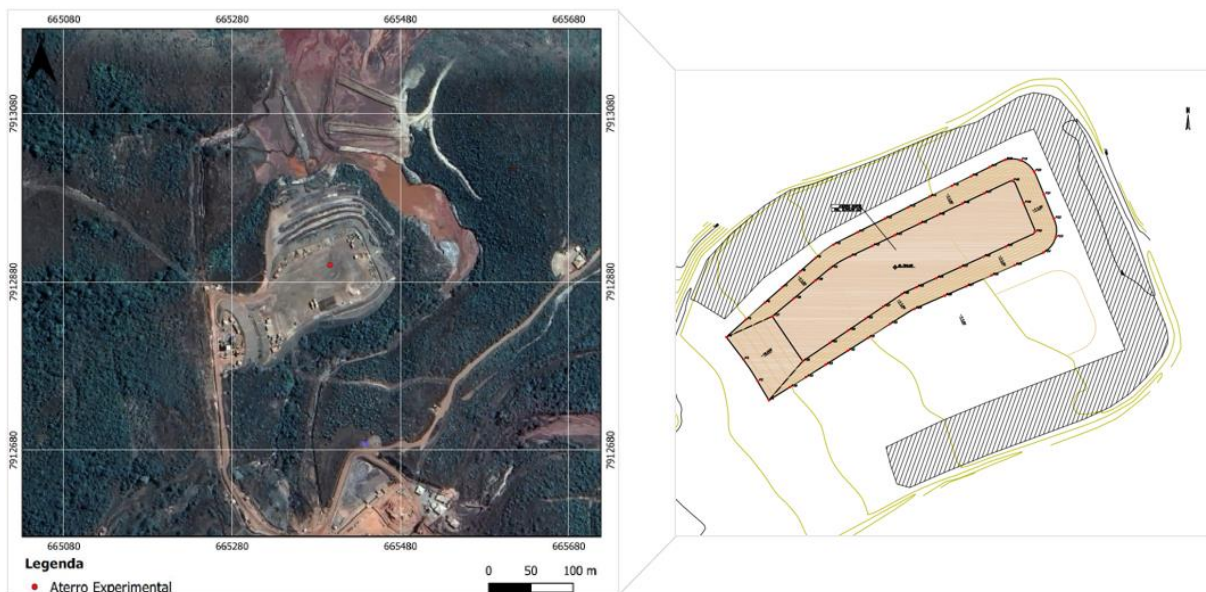


Figura 3.3: Localização e arranjo da estrutura

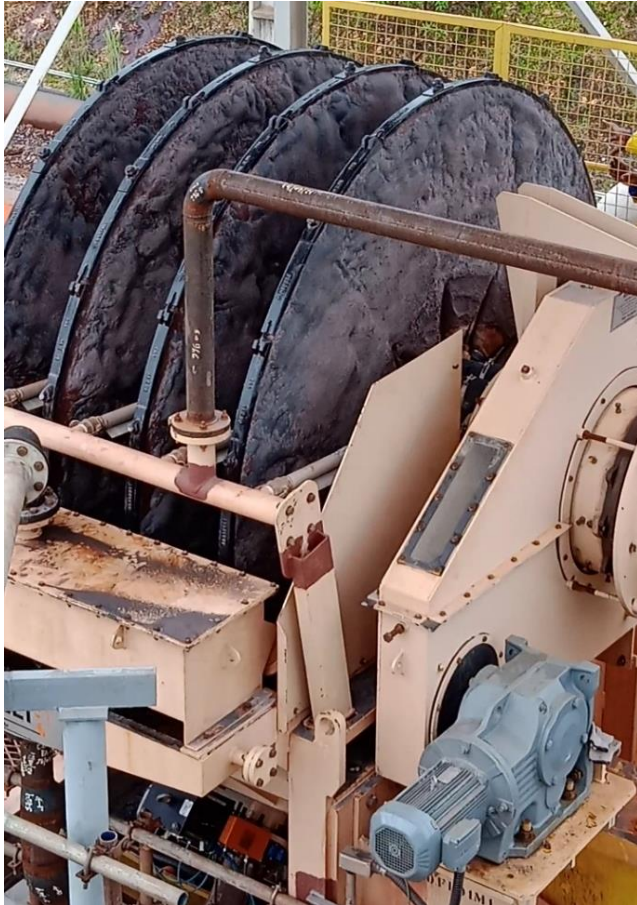
O material para construção do aterro experimental era gerado em uma planta piloto por meio da utilização de filtros de disco à vacuo. A escolha destes filtros foi feita considerando resultados de testes em bancada na qual o equipamento demonstrou vantagens significativas devido a ampla área de filtragem, facilidade na operação e versatilidade na manutenção. O design do equipamento consiste em vários discos montados paralelamente em um eixo horizontal. Cada disco é composto por setores intercambiáveis cobertos com um meio filtrante,

o que permite a substituição dos setores desgastados, garantindo a continuidade e a eficiência do processo de filtração.

Conforme apresentado por Braga (2021), a prática operacional demonstra que o filtro de disco a vácuo convencional, além de funcionar de maneira contínua, apresenta um desempenho eficaz para polpas com baixa concentração de finos. Essas partículas podem passar pelo tecido filtrante e obstruir os poros, resultando em uma diminuição da eficiência da filtração devido à dificuldade do vácuo em formar e secar a torta. Portanto, é essencial realizar a manutenção do equipamento por meio de inspeções regulares, substituição dos setores e troca dos tecidos dos discos conforme as orientações do fabricante ou quando se observar uma redução significativa na eficiência do processo. Tais verificações ocorreram de forma contínua durante a operação da planta piloto.

3.1.2. SEQUÊNCIA CONSTRUTIVA DO ATERRO EXPERIMENTAL

Para construção do aterro, foram utilizados dois caminhões, uma retroescavadeira, um trator de esteira, um rolo compactador pé de carneiro, uma motoniveladora, uma pá carregadeira e um caminhão pipa. O rejeito, gerado na planta piloto de filtração com a utilização de filtros de disco à vácuo, era disposto em uma pilha feijão (Figura 3.4).



a) Filtros de disco à vácuo



b) Pilha feijão temporária



c) Carregamento do rejeito

Figura 3.4: Geração do rejeito filtrado de flotação em planta piloto

Uma vez disposto na pilha feijão, a pá carregadeira direcionava o material para os caminhões. Os caminhões seguiam para o aterro experimental, onde basculavam o rejeito e o material era espalhado e regularizado pelo trator de esteira e pela motoniveladora. Em seguida, o rolo compactador iniciava a compactação da camada (Figura 3.5).



a) Formação inicial do aterro

b) Conformação final do aterro

Figura 3.5: Construção do aterro experimental

O aterro experimental foi executado entre janeiro e agosto de 2022, em onze camadas, sendo as oito primeiras e a décima com espessura de 50 cm e as camadas nove e onze com 70 cm de espessura. Conforme indicado na Figura 3.6, as camadas do aterro foram construídas em diferentes taxas de alteamento. Tal diferenciação decorre da performance da planta piloto de filtragem e disponibilidade de rejeito filtrado de flotação para posterior disposição no aterro.

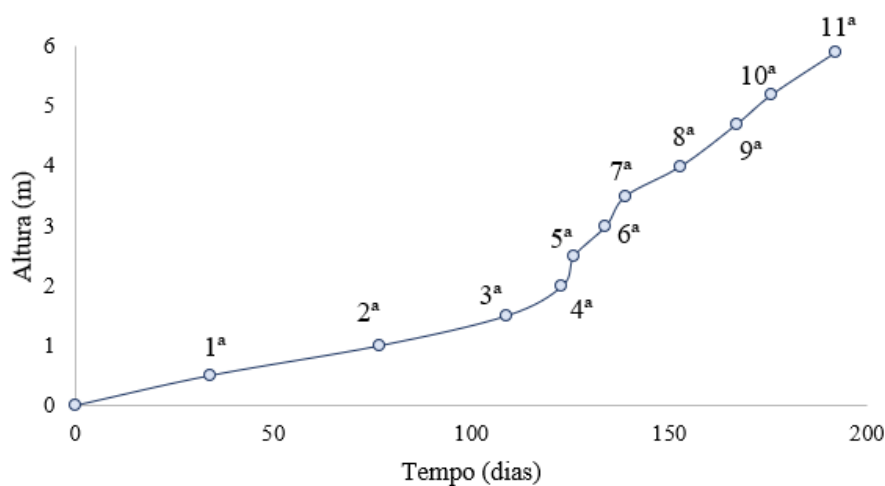


Figura 3.6: Construção do aterro experimental

3.2. MÉTODOS

Nesta seção, apresenta-se o programa experimental utilizado na pesquisa. Os ensaios de campo e laboratório foram executados pela Fugro In Situ Geotecnia Ltda.

3.2.1. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO

Após a conclusão de cada camada do aterro, foram realizados ensaios para a determinação da massa específica aparente *in situ* através do método do frasco de areia com o intuito de verificar as condições de compactação do rejeito filtrado. Adicionalmente, foram coletadas amostras para determinação do teor de umidade pelo método da estufa e para a realização de ensaio de compactação Proctor normal.

Os ensaios foram realizados concomitantes ao período de execução do aterro, entre janeiro e agosto de 2022. Foram executados noventa e seis ensaios de massa específica aparente *in situ* nas onze camadas do aterro experimental, sendo esses pontos locados nas extremidades e na porção central. Além dos ensaios de densidade *in situ*, foram coletadas onze amostras para ensaio de compactação Proctor Normal, trinta amostras para determinação do teor de umidade pelo método da estufa, bem como foram abertos quatro poços de inspeção para coleta de amostras deformadas e indeformadas.

Cabe ressaltar que não foi verificado o grau de compactação no topo e na base das camadas iniciais do aterro experimental (até a 7ª camada). Deste modo, não foi possível avaliar a eficiência da compactação do rejeito filtrado nessa região do aterro.

Ensaio de compactação Proctor Normal foram realizados nas amostras do rejeito filtrado disposto no aterro experimental, bem como foram ensaiadas, posteriormente em laboratório, as quatro amostras deformadas coletadas nos poços de inspeção, de modo que foram realizados, no total, quinze ensaios de compactação.

A Tabela 3.1 descreve os ensaios realizados em cada camada do aterro experimental para controle da compactação. A identificação dos ensaios é feita considerando as seguintes abreviações:

- FA: massa aparente *in situ* pelo método do frasco de areia;
- COM: coleta de amostra para realização de ensaio de compactação Proctor normal;
- ETU: coleta de amostra para determinação do teor de umidade em estufa;
- (T): Ensaios realizados no topo da camada;
- (B): Ensaios realizados na base da camada;
- (T-D): Ensaios realizados no topo e no lado direito da camada;
- (B-D): Ensaios realizados na base e no lado direito da camada;
- (T-E): Ensaios realizados no topo e no lado esquerdo da camada;

- (B-E): Ensaios realizados na base e no lado esquerdo da camada.

Tabela 3.1: Ensaios para controle de compactação

Camada	Identificação	Ensaios executados		
		Densidade <i>in situ</i>	Compactação	Teor de umidade
1ª camada (50 cm)	FA-01 a FA-09	x		
	COM-01		x	
	ETU-01 a ETU-10			x
2ª camada (50 cm)	FA-10 a FA-18	x		
	COM-02		x	
	ETU-11 a ETU-14			x
	POÇO-01	Coleta de amostra deformada e indeformada		
3ª camada (50 cm)	FA-19 a FA-27	x		
	COM-03		x	
	ETU-15 a ETU-16			x
4ª camada (50 cm)	FA-28 a FA-36	x		
	COM-04		x	
	ETU-17 a ETU-18			x
5ª camada (50 cm)	FA-37 a FA-45	x		
	COM-05		x	
	POÇO-02	Coleta de amostra deformada e indeformada		
6ª camada (50 cm)	FA-46 a FA-54	x		
	COM-06		x	
7ª camada (50 cm)	FA-55 a FA-60	x		
	COM-07		x	
8ª camada (50 cm)	FA-61(T) a FA-63 (T)	x		
	FA-64(B) a FA-66 (B)	x		
	COM-08		x	
9ª camada (70 cm)	FA-67(T) a FA-69 (T)	x		
	FA-70(B) a FA-72 (B)	x		
	COM-08		x	
	ETU-19 a ETU-20			x
	POÇO-03	Coleta de amostra deformada e indeformada		
10ª camada (50 cm)	FA-73(T-D) a FA-75 (T-D)	x		
	FA-76(B-D) a FA-78 (B-D)	x		
	FA-79(T-E) à FA-81	x		
	FA-82(B-E) à FA-84	x		
	COM-10		x	
	ETU-21 a ETU-24			x
11ª camada (70 cm)	FA-85(T-D) a FA-87	x		
	FA-88(B-D)	x		
	FA-89(B-D) a FA-90	x		
	FA-91(T-E) a FA-93	x		
	FA-94(B-E) a FA-96	x		
	COM-11		x	
	ETU-25 a ETU-30			x
	POÇO-04	Coleta de amostra deformada e indeformada		

3.2.1.1.DETERMINAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE NATURAL

Para a determinação do teor de umidade natural do solo (w) utilizou-se o método da secagem em estufa conforme preconizado pela norma ABNT NBR 6457. O ensaio consistiu na coleta de amostras deformadas de solo em condições naturais na pilha de disposição temporária, após saída do filtro, para determinação da massa úmida. Depois de registrado esse valor, as amostras foram colocadas em estufa durante um período de 24 h. Mediu-se novamente a massa das amostras secas e, por diferença de massa, determinou-se a quantidade de água presente, sendo o teor de umidade natural definido a partir da seguinte Eq. 3.1:

$$w = \frac{W_w}{W_s} \quad (3.1)$$

Sendo:

W: teor de umidade (%);

W_w : massa de água (g);

W_s : massa de solo (g).

3.2.1.2.ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação, do tipo Proctor normal, foram executados segundo as especificações da Norma Brasileira ABNT NBR 7182. Cada um dos pontos das curvas de compactação foi obtido sem reuso de material.

3.2.1.3.DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA

Os ensaios para a determinação da massa específica aparente, *in situ*, com emprego do frasco de areia foram executados segundo as especificações da Norma Brasileira ABNT NBR 7185/18. O critério para aprovação da camada era um valor de grau de compactação maior ou igual a 98%.

3.2.2. ENSAIOS DE CAMPO E LABORATÓRIO

Os ensaios de campo e laboratório foram realizados no período entre janeiro e setembro de 2022. A relação dos ensaios realizados e o quantitativo estão indicados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Quantitativo dos ensaios realizados

Ensaio	Total
Granulometria Completa	4
Limites de Consistência (Atterberg)	4
Massa específica real dos grãos	4
Teor de umidade natural	4
Compactação tipo Proctor normal	4
Determinação do índice de vazios máximo e mínimo	4
Adensamento com medida de permeabilidade nas etapas de carregamento	4
Permeabilidade à carga variável	105
Ensaio de cisalhamento direto simples (DSS)	4
Compressão Triaxial – CID Saturado (CP's)	24
Compressão Triaxial - CIU Saturado (CP's)	48
Papel Filtro	2
CPTu	3

3.2.2.1.GRANULOMETRIA

A composição granulométrica do solo foi definida pela distribuição porcentual do solo em massa de acordo com as dimensões das partículas constituintes. Para determinação da curva granulométrica, seguiu-se o que é preconizado pela norma ABNT NBR 7181 com a realização da etapa de peneiramento e sedimentação.

Para obtenção do valor em massa da quantidade de partículas com diâmetro superior a 0,075 mm, as amostras foram sujeitas a um processo de peneiramento. Este processo consiste na vibração da amostra e retenção de parcelas de solo em peneiras de malha quadrada, conforme preconizado pela norma citada. Finalizado o peneiramento, foi quantificado o material retido em cada peneira, sendo definido o valor da fração de solo com dimensão superior à da malha dessa peneira, e inferior à da peneira precedente. Conhecendo a massa total da amostra e a massa do material retido em cada peneira, foi possível determinar a porcentagem presente destas partículas.

Para a sedimentação foi separada uma quantidade suficiente de material passante na peneira de n.º 200 da ASTM relativa a aberturas de 0,075 mm de lado. O solo foi mantido submerso em solução de hexametáfosfato de sódio por um período mínimo de 12 horas. Após esta etapa, foi realizada a dispersão do material e o mesmo colocado em uma proveta de volume 1.000 mL, para que fosse atingida a quantidade de 1.000 mL a proveta foi completada com água destilada. Foram então registradas as densidades do líquido em diferentes intervalos de tempo durante 24

horas. A partir da velocidade de sedimentação e através da lei de Stokes, foi possível determinar os diâmetros das partículas.

3.2.2.2.DETERMINAÇÃO DA MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS

O ensaio de massa específica real dos grãos foi realizado conforme preconizado pela norma ABNT NBR 6458. A metodologia consistiu em registrar o peso e a temperatura de um picnômetro cheio de solo e água destilada após terem sido removidas todas as partículas de ar presentes no conjunto. Seguidamente, foi medida a massa do picnômetro com água destilada, sendo todo o procedimento repetido e a respectiva massa registrada. Correlacionando as massas anteriormente definidas e suas temperaturas, definiu-se a massa específica dos grãos da amostra.

3.2.2.3.LIMITES DE ATTERBERG

O ensaio de limite de liquidez (LL) foi realizado seguindo o que é preconizado pela norma ABNT NBR 6459, sendo o valor obtido a representação do teor de umidade no qual ocorre a mudança de comportamento plástico para líquido do solo. Na execução do ensaio foi separada uma amostra de solo e colocada na concha do aparelho de Casagrande, com um cinzel, a amostra foi dividida ao meio e acionado o mecanismo próprio do aparelho para realização de golpes sucessivos. O limite de liquidez foi determinado como sendo o valor do teor de umidade para o qual o sulco é fechado em 25 golpes.

O limite de plasticidade (LP) representa o valor do teor em água que delimita os estados plásticos e o semissólido de um determinado solo e o ensaio foi realizado conforme a norma ABNT NBR 7180. Para a determinação do LP foi utilizado uma placa de vidro quadrada com cerca de 30,0 cm de lado com superfície rugosa e um gabarito para comparação de dimensões 3,0 mm de diâmetro e cerca de 100,0 mm de comprimento. Os resultados destes ensaios foram obtidos a partir da moldagem de um cilindro de solo, com as dimensões semelhantes ao do gabarito citado, que foi rolado sobre a placa de vidro rugosa até fragmentar-se.

3.2.2.4.DETERMINAÇÃO DO ÍNDICE DE VAZIOS

O índice de vazios máximo foi obtido pelo Método B (ABNT NBR 16840:2020 Versão Corrigida:2021) e o índice de vazios mínimo pelo Método B.1 (mesa vibratória de peneiramento e material seco; ABNT NBR 16843:2020).

3.2.2.5.ADENSAAMENTO OEDOMÉTRICO

O ensaio de adensamento oedométrico foi realizado de acordo com a técnica de carregamento incremental, usando-se a seguinte sequência de pressões nominais de carregamento e descarregamento, com as pressões sendo mantidas constantes durante 24 horas: 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1600, 3200, 800, 200, 50 e 5 kPa. Os corpos de prova possuem 50,0 mm de diâmetro e 20,0 mm de altura e foram moldados verticalmente utilizando-se anéis de aço inoxidável. Nos ensaios, todo o fluido contido nas bacias dos edômetros foi retirado antes de se iniciar o processo de desmontagem para determinação do teor de umidade final. Foram realizadas medidas de permeabilidade nas etapas de carregamento de 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 kPa.

Para obtenção dos resultados do ensaio, a tensão de pré-adensamento e o índice de vazios correspondente foram estimados através do Método Pacheco Silva.

3.2.2.6.ENSAIOS TRIAXIAIS

Nos ensaios triaxiais, os corpos de prova foram moldados com dimensões equivalentes de 100,0 mm de altura e 50,0 mm de diâmetro a partir de blocos indeformados de solo e amostras deformadas, sendo o ensaio realizado com prensa de sistema de velocidade de deslocamento constante. Para as amostras em condição deformada foram utilizados os índices físicos de moldagem (massa específica seca e teor de umidade) obtidos a partir da realização de ensaios de compactação, com grau de compactação igual a 95% e na umidade ótima. Após a moldagem, o corpo de prova foi saturado por incremento de contrapressão e pressão confinante até obtenção de parâmetros B.

Nos ensaios, após a saturação do corpo de prova, foram aplicadas as tensões efetivas de confinamento 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 kPa, e então, iniciada a etapa de adensamento. A velocidade de deformação no cisalhamento foi de 0,06 mm/minuto. Ao final do cisalhamento drenado (para os ensaios CID) e não drenado (ensaio CIU), os corpos de prova foram colocados em estufa (temperatura de 110 ± 2 °C) para determinação do teor de umidade final. Para os corpos de prova de maiores tensões 3200 kPa, as etapas de adensamentos foram realizadas em estágios, sendo determinado o coeficiente de permeabilidade pelo método de carga variável após a finalização de cada estágio nas tensões: 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 kPa.

3.2.2.7. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS)

A campanha contemplou a execução de 4 ensaios de cisalhamento simples direto nas amostras do rejeito filtrado coletadas durante a execução do aterro experimental. Para a realização do ensaio de cisalhamento simples direto foram moldados corpos de prova com diâmetro de 50,0 mm e altura igual a 20,0 mm. O corpo de prova foi carregado automaticamente na tensão de 150, 300, 600 e 1200 kPa, sendo permitida a drenagem da água pelo topo, bem como realizado o monitoramento da variação de altura e dissipação de poropressão.

Após dissipação da poropressão e estabilizadas as leituras verticais, foi realizado o cisalhamento do corpo de prova sob condição drenada, a volume constante. Para que não houvesse redução de volume do corpo de prova decorrente da saída de água, foi permitido o ajuste automático do carregamento vertical, garantindo assim, o volume constante da amostra. O ensaio de cisalhamento simples direto foi realizado conforme preconizado pela norma ASTM D6528.

3.2.2.8. ENSAIO DE INFILTRAÇÃO MONITORADA

A determinação dos parâmetros hidráulicos não saturados do rejeito teve como base a realização de três ensaios de infiltração monitorada (EIM) em campo e três em laboratório, totalizando seis ensaios. Os ensaios de campo foram realizados pela equipe da TEC3 Engenharia no aterro experimental de rejeito filtrado. Os ensaios de laboratório foram realizados na Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-RJ) buscando identificar o comportamento hidráulico do rejeito em condições não saturadas e em diferentes índices de vazios.

Para a determinação das propriedades hidráulicas do rejeito parcialmente saturado em campo, foram realizados três ensaios de infiltração monitorada (EIM) em pontos distintos do aterro experimental. Para tanto, utilizou-se um permeâmetro tipo Guelph acoplado a um tensiômetro, de modo a realizar ensaios de infiltração à carga constante. Na Figura 3.7 são apresentados os equipamentos e configuração do ensaio de infiltração monitorada. Adjacente aos pontos dos ensaios de infiltração monitorada, foram realizados ensaios de densidade *in situ* pela cravação de cilindro biselado no topo e base da camada. O material dos cilindros cravados foi levado para laboratório para determinação do teor de umidade.

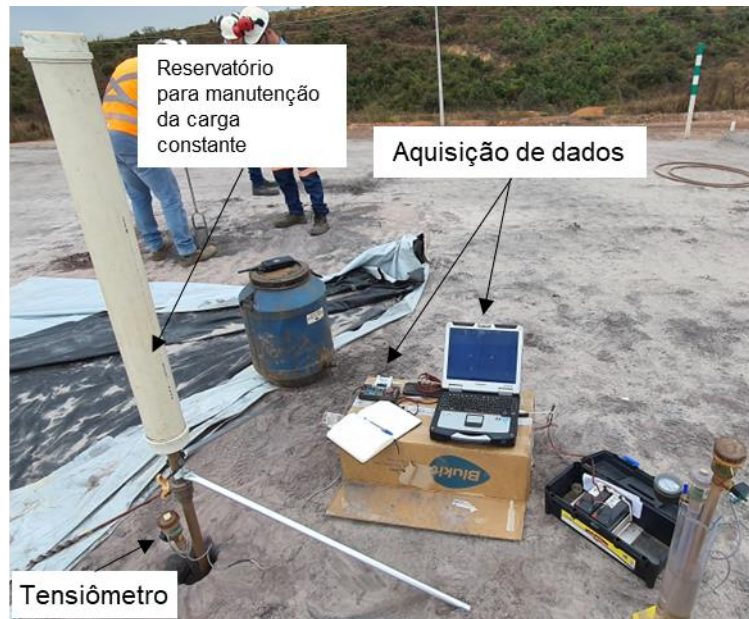


Figura 3.7: Equipamentos utilizado nos ensaios de infiltração monitorada

Além dos ensaios de campo, ensaios de laboratório foram realizados para determinar as propriedades hidráulicas do rejeito parcialmente saturado. Esses ensaios foram realizados buscando identificar as possíveis variações das propriedades hidráulicas em função da tensão máxima que o rejeito foi submetido.

A moldagem das amostras no interior da célula de aço foi realizada inicialmente com a compactação manual em camadas utilizando um soquete. Após atingir o limite de compactação pelo processo manual, a amostra foi levada para uma prensa com um atuador de carga disponível no laboratório da PUC-RIO que permitiu aplicar uma carga que gerou uma tensão da ordem de 11 MPa de modo a obter um índice de vazios inferior ao medido em campo.

A partir dos dados obtidos nos ensaios, foi realizada uma retroanálise, isto é, uma resolução de problemas inversos. Ao contrário do modelo direto, o modelo inverso tem como entrada os dados observados em campo (efeitos) e, como saída, por sua vez, os parâmetros desejados (causas). O problema físico pode ser resolvido através de equações analíticas ou métodos numéricos, sendo validado através de algoritmos de otimização.

Ressalta-se que os ensaios de infiltração monitorada, conduzidos pela TEC3 Engenharia e PUC-RJ, foram incorporados dentro do presente trabalho com o objetivo único de validar e verificar os resultados dos ensaios de permeabilidade executados na câmara triaxial e oedômetro. O procedimento de execução e acompanhamento dos ensaios de infiltração monitorada não são integrantes das atividades desenvolvidas no presente estudo.

3.2.2.9.PAPEL FILTRO

O ensaio de papel filtro foi utilizado para determinação da curva de retenção conforme diretrizes da norma D5298 (ASTM, 2016). A curva foi determinada pela via úmida e por via seca, ou seja, obtida a curva de umedecimento e a de secagem. Os trechos de secagem e umedecimento da curva de retenção foram determinados a partir do ponto referente a umidade ótima. Para ajuste aos resultados de laboratório foi empregado o modelo Van Genuchten (1980) que relaciona a saturação efetiva com a sucção. Os parâmetros de ajuste do modelo foram obtidos pelo *software* RETC.

3.2.2.10. CPTu

Os ensaios de piezocone (CPTu) foram realizados com o objetivo de verificar a resistência à penetração das camadas após o término do aterro experimental. Foram executados três ensaios pela empresa Fugro.

A profundidade prevista para esses ensaios era de 5 m, considerando atingir a camada de fundação. No entanto, devido à elevada resistência do rejeito compactado diante da baixa capacidade de ancoragem da sonda utilizada para o ensaio de CPTu, a profundidade máxima atingida foi de 1,50 m. Adicionalmente, foi prevista a realização de ensaios de dissipação ao longo da cravação que, no entanto, não foram executados devido à ausência de uma zona saturada. Os ensaios foram tratados no software CPeT-IT.

3.2.3. LEVANTAMENTO GEOFÍSICO

O levantamento geofísico, conduzido pela empresa NEOGEO Geotecnologia, utilizou o método de eletrorresistividade, pela técnica do caminhamento elétrico, com o objetivo de identificar regiões saturadas na estrutura. Foram executados seis alinhamentos geofísicos, totalizando 642 m por caminhamento elétrico, com equipamento *SuperSting*, com configuração de 8 canais e espaçamento dos eletrodos de 2,0 m.

Tabela 3.3: Indicação dos alinhamentos geofísicos executados no aterro experimental

Nome da Seção	Quantitativo (m)
L-01	129,76
L-02	129,27
L-03	129,68
L-04	83,19

L-05	85,76
L-06	84,73



Figura 3.8: Alinhamentos geofísicos executados no aterro experimental

3.2.4. INSTRUMENTAÇÃO GEOTÉCNICA

A instrumentação do aterro foi constituída por três piezômetros de corda vibrante instalados na base do aterro. Os instrumentos foram instalados em pequenas cavas na qual os cabos foram conduzidos por valeta de 20 cm de profundidade, posteriormente preenchida com o próprio material do aterro por meio de compactação manual. Os sensores instalados são do fabricante Geokon, com faixa de leitura de 350 kPa. Foi realizado o monitoramento entre fevereiro e junho de 2022 ao longo da execução do aterro experimental. Os instrumentos automatizados realizavam leituras a cada hora, totalizando 24 leituras diárias.



a) Locação do sensor



b) Arranjo dos piezômetros

Figura 3.9: Instalação dos piezômetros no aterro experimental

4. RESULTADOS

A seguir, são apresentados os resultados obtidos no aterro experimental considerando os dados de campo e ensaios de laboratório. Ademais, os resultados dos levantamentos geofísicos e dados de monitoramento geotécnico da estrutura corroboram para a avaliação do comportamento do aterro.

4.1. CONTROLE DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de Proctor Normal conduzidos em cada respectiva camada do aterro experimental (1ª camada a 11ª camada) e nas amostras deformadas coletadas nos poços de inspeção das 2ª, 5ª, 9ª e 11ª camadas (S21012, S21020, S21064 e S21079) estão indicados na Figura 4.1. A relação de massa específica aparente seca e umidade ótima é descrita na Tabela 4.1.

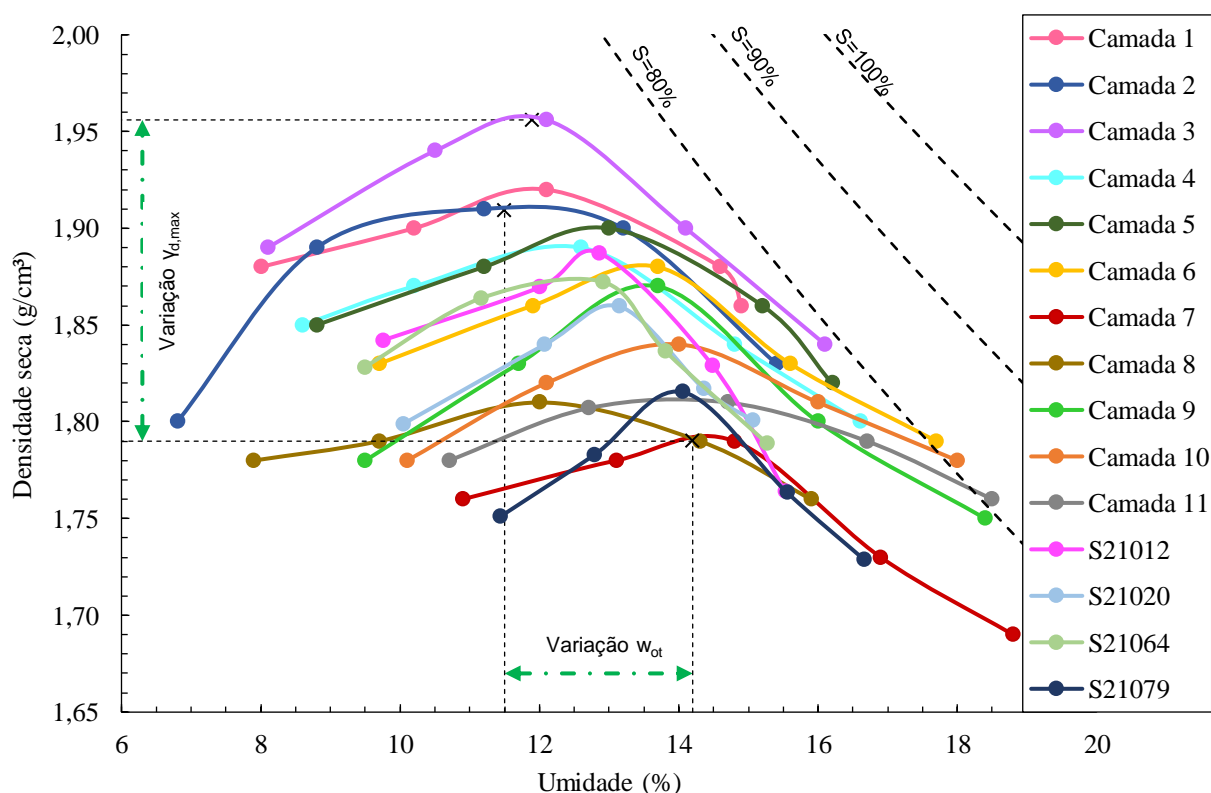


Figura 4.1: Resultados dos ensaios de compactação

Tabela 4.1: Resultados de densidade seca e umidade ótima dos ensaios Proctor normal

Camada	Identificação	w _{ot} (%)	ρ _{dmax} (g/cm ³)
1ª camada	AMR-15-COM-01	12,10	1,922
2ª camada	AMR-15-COM-02	11,50	1,909
	S21012	12,86	1,890

Camada	Identificação	Wot. (%)	$\rho_{d,max.}$ (g/cm ³)
3ª camada	AMR-15-COM-03	11,90	1,956
4ª camada	AMR-15-COM-04	12,50	1,891
5ª camada	AMR-15-COM-05	12,95	1,900
	S21020	13,00	1,861
6ª camada	AMR-15-COM-06	13,60	1,880
7ª camada	AMR-15-COM-07	14,20	1,790
8ª camada	AMR-15-COM-08	12,00	1,810
9ª camada	AMR-15-COM-09	13,50	1,870
	S21064	12,50	1,875
10ª camada	AMR-15-COM-10	13,90	1,842
11ª camada	AMR-15-COM-11	14,00	1,814
	S21079	14,00	1,817

Os ensaios de compactação apresentaram resultados variados em relação aos valores de densidade seca máxima. Entretanto, com valor médio de densidade seca máxima típico de material arenoso, sendo de 1,87 g/cm³ ($1,79 \text{ g/cm}^3 < \rho_{d,max} < 1,96 \text{ g/cm}^3$). Da mesma forma, como esperado para o material, o teor de umidade ótimo foi baixo, com valor médio igual a 13% (variando entre $11,50\% < w_{ótima} < 14,20\%$). Destaca-se também as formas das curvas, em linhas gerais mais acentuadas, com um pico mais bem definido e estreito. Após o pico, a variação da densidade seca no ramo úmido é maior com aumento da umidade.

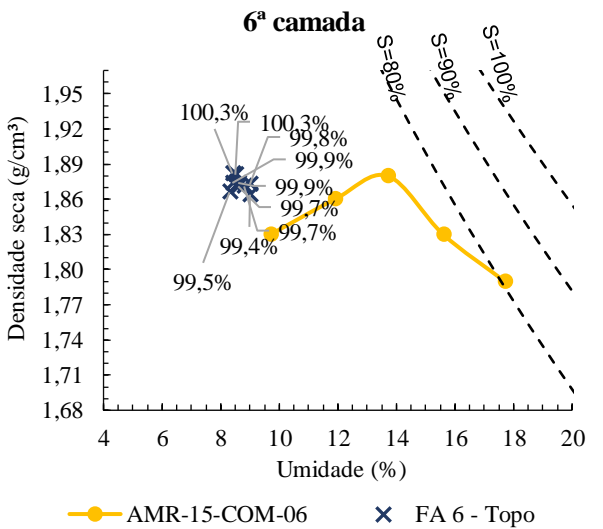
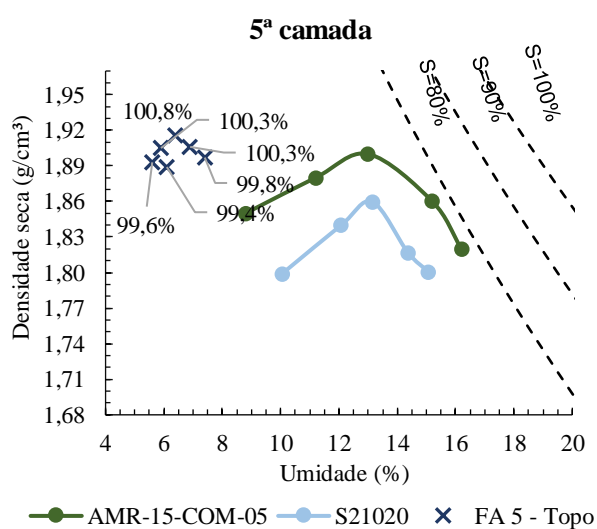
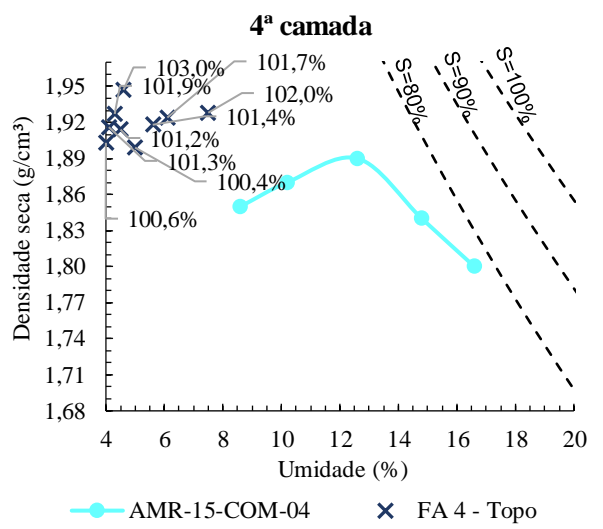
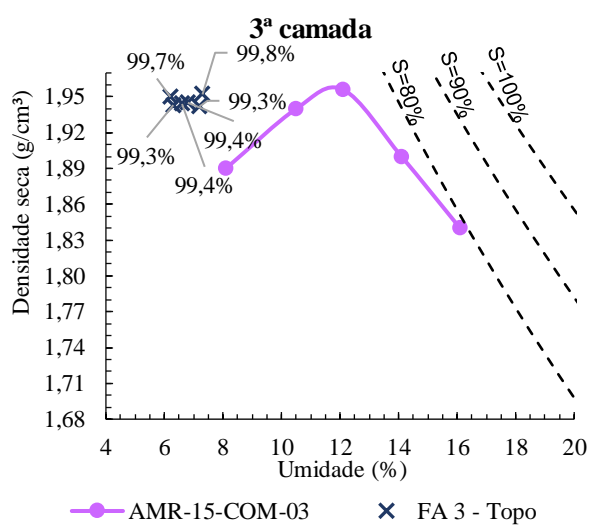
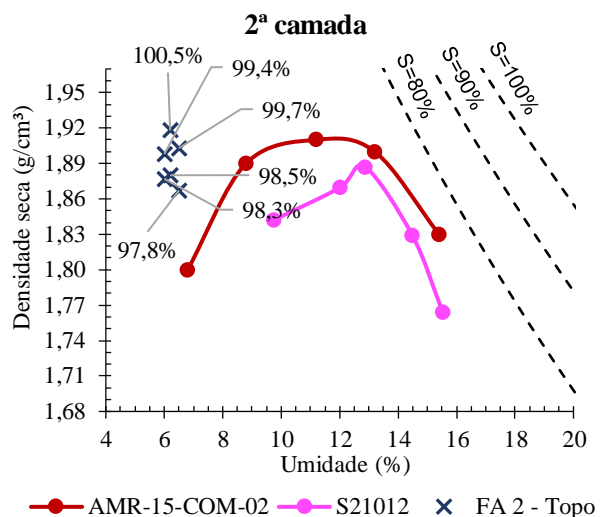
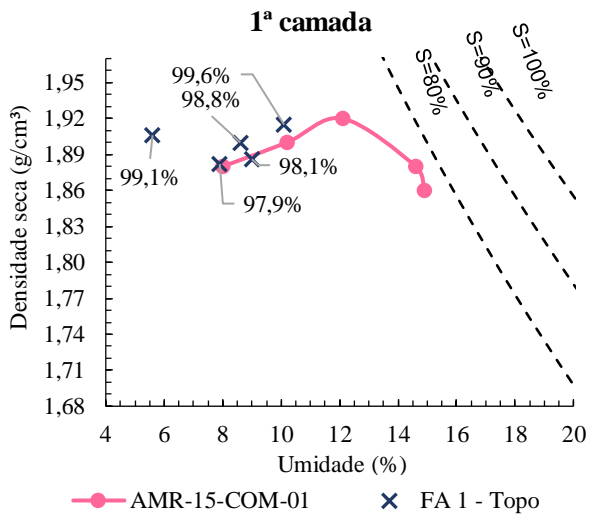
Os resultados dos ensaios de teor de umidade natural pelo método da estufa realizados nas camadas do aterro são apresentados na Tabela 4.2. Cabe destacar que os valores apresentados não fazem referência à umidade de compactação uma vez que as amostras foram coletadas em dias anteriores à compactação do aterro, na pilha de disposição temporária, de modo que ficaram expostas as intempéries do tempo.

Tabela 4.2: Resultado dos ensaios de teor de umidade pelo método de estufa em comparação com a umidade ótima do ensaio de compactação

Camada	Amostra	w (%)	Amostra equivalente do ensaio de compactação	Wótima (%)
1ª camada	AMR15-ETU-01	11,61	AMR-15-COM-01	12,10
	AMR15-ETU-02	10,85		12,10
	AMR15-ETU-03	11,49		12,10
	AMR15-ETU-04	13,82		12,10
	AMR15-ETU-05	12,55		12,10
1ª camada	AMR15-ETU-06	15,36	AMR-15-COM-01	12,10
	AMR15-ETU-07	13,65		12,10

Camada	Amostra	w (%)	Amostra equivalente do ensaio de compactação	Wótima (%)
	AMR15-ETU-08	13,28		12,10
	AMR15-ETU-09	10,82		12,10
	AMR15-ETU-10	12,21		12,10
2ª camada	AMR15-ETU-11	18,13	AMR-15-COM-02	11,50
	AMR15-ETU-12	17,38		11,50
	AMR15-ETU-13	14,66		11,50
	AMR15-ETU-14	14,28		11,50
3ª camada	AMR15-ETU-15	16,19	AMR-15-COM-03	11,90
	AMR15-ETU-16	16,86		11,90
4ª camada	AMR15-ETU-17	10,36	AMR-15-COM-04	12,50
	AMR15-ETU-18	10,34		12,50
9ª camada	AMR15-ETU-19	7,41	AMR-15-COM-09	13,50
	AMR15-ETU-20	11,50		13,50
10ª camada	AMR15-ETU-21	14,08	AMR-15-COM-10	13,90
	AMR15-ETU-22	14,65		13,90
	AMR15-ETU-23	12,27		13,90
	AMR15-ETU-24	12,97		13,90
11ª camada	AMR15-ETU-25	11,39	AMR-15-COM-11	14,00
	AMR15-ETU-26	11,93		14,00
	AMR15-ETU-27	13,12		14,00
	AMR15-ETU-28	15,22		14,00
	AMR15-ETU-29	15,53		14,00
	AMR15-ETU-30	16,30		14,00

As camadas foram executadas de modo a apresentar grau de compactação mínimo de 98%. Os resultados dos ensaios de massa específica aparente seca *in situ* pelo método frasco de areia (FA) das amostras aprovadas conjuntamente com resultados dos ensaios de compactação são apresentados na Figura 4.2.



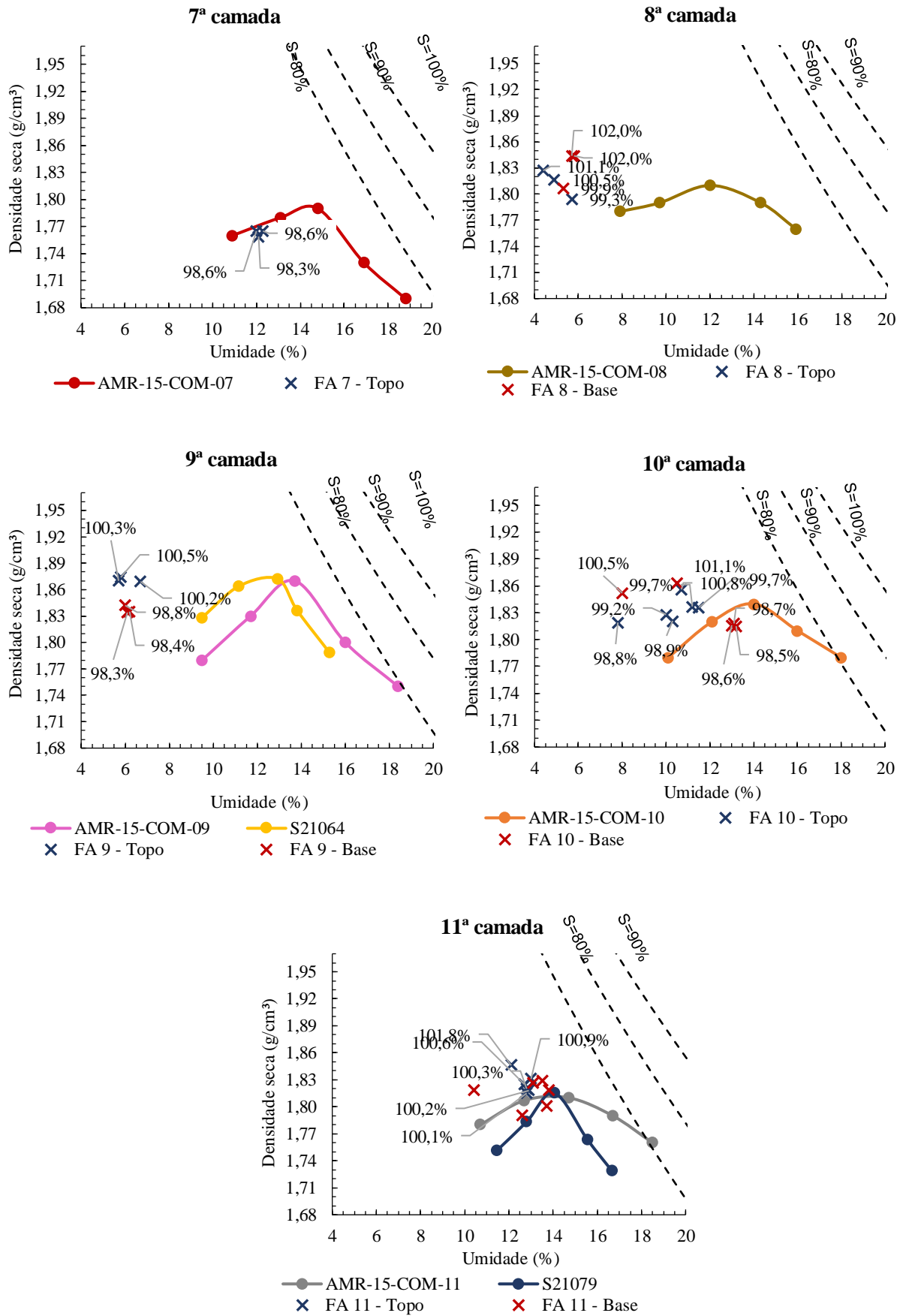


Figura 4.2: Resultado dos ensaios de controle de compactação

As camadas iniciais foram executadas com teor de umidade consideravelmente abaixo da ótima estabelecida nos ensaios de compactação. Tal fato ocorreu em virtude de não ter sido realizada a correção da umidade do material previamente à compactação. Além disso, cabe ressaltar que não foi verificado o grau de compactação no topo e na base das camadas iniciais do aterro experimental (até a 7ª camada). Deste modo, não foi possível avaliar a eficiência da compactação do rejeito filtrado nessa região do aterro.

Os resultados dos ensaios de frasco de areia são apresentados na Tabela 4.3. Nota-se que foram consideradas reprovadas apenas as camadas que apresentaram grau de compactação inferior a 98%, não sendo avaliada os desvios de umidade. As camadas iniciais tiveram maior índice de reprovação devido à curva de aprendizagem inicial na compactação do material. Inicialmente, o rolo compactador fazia três passadas (ida e volta), apresentando grau de compactação abaixo do requerido. Com isso, o número de passadas (ida e volta) foi alterado para cinco, na qual obteve-se resultados satisfatórios. Com avanço da execução houve melhoria na prática de engenharia.

Tabela 4.3: Resultados dos ensaios de campo de frasco de areia

Camada	Amostra	ρ_d (g/cm ³)	GC (%)	w (%)	Wótima (%)	Desvio de umidade (%)	Observação
1ª camada	AMR-15-FA-01	1,864	97	9,2	12,1	-2,9	Reprovada
	AMR-15-FA-02	1,808	94,1	9,8	12,1	-2,3	Reprovada
	AMR-15-FA-03	1,877	97,7	6,5	12,1	-5,6	Reprovada
	AMR-15-FA-04	1,897	98,7	8,6	12,1	-3,5	Aprovada
	AMR-15-FA-05	1,861	96,8	8,9	12,1	-3,2	Reprovada
	AMR-15-FA-06	1,886	98,1	9	12,1	-3,1	Aprovada
	AMR-15-FA-07	1,915	99,6	10,1	12,1	-2	Aprovada
	AMR-15-FA-08	1,882	97,9	7,9	12,1	-4,2	Aprovada
	AMR-15-FA-09	1,906	99,2	5,6	12,1	-6,5	Aprovada
2ª camada	AMR-15-FA-10	1,837	96,2	6	11,5	-5,5	Reprovada
	AMR-15-FA-11	1,833	96	7	11,5	-4,5	Reprovada
	AMR-15-FA-12	1,849	96,9	7,1	11,5	-4,4	Reprovada
	AMR-15-FA-13	1,877	98,3	6	11,5	-5,5	Aprovada
	AMR-15-FA-14	1,867	97,84	6,5	11,5	-5	Aprovada
	AMR-15-FA-15	1,88	98,5	6,2	11,5	-5,3	Aprovada
	AMR-15-FA-16	1,898	99,4	6	11,5	-5,5	Aprovada
	AMR-15-FA-17	1,903	99,7	6,5	11,5	-5	Aprovada
	AMR-15-FA-18	1,918	100,5	6,2	11,5	-5,3	Aprovada
3ª camada	AMR-15-FA-19	1,892	96,7	6,6	11,5	-4,9	Reprovada
	AMR-15-FA-20	1,905	97,4	6,3	11,5	-5,2	Reprovada
	AMR-15-FA-21	1,89	96,6	6,7	11,5	-4,8	Reprovada
	AMR-15-FA-22	1,95	99,7	6,2	11,5	-5,3	Aprovada
	AMR-15-FA-23	1,945	99,4	6,8	11,5	-4,7	Aprovada

Camada	Amostra	ρ_a (g/cm ³)	GC (%)	w (%)	Wótima (%)	Desvio de umidade (%)	Observação
	AMR-15-FA-24	1,952	99,8	7,3	11,5	-4,2	Aprovada
	AMR-15-FA-25	1,942	99,3	7,2	11,5	-4,3	Aprovada
	AMR-15-FA-26	1,943	99,3	6,3	11,5	-5,2	Aprovada
	AMR-15-FA-27	1,944	99,4	6,6	11,5	-4,9	Aprovada
4ª camada	AMR-15-FA-28	1,924	101,7	6,1	12,1	-6	Aprovada
	AMR-15-FA-29	1,947	103	4,6	12,1	-7,5	Aprovada
	AMR-15-FA-30	1,899	100,4	5	12,1	-7,1	Aprovada
	AMR-15-FA-31	1,928	102	7,5	12,1	-4,6	Aprovada
	AMR-15-FA-32	1,927	101,9	4,3	12,1	-7,8	Aprovada
	AMR-15-FA-33	1,903	100,6	4	12,1	-8,1	Aprovada
	AMR-15-FA-34	1,918	101,4	5,6	12,1	-6,5	Aprovada
	AMR-15-FA-35	1,914	101,2	4,5	12,1	-7,6	Aprovada
	AMR-15-FA-36	1,916	101,3	4,1	12,1	-8	Aprovada
5ª camada	AMR-15-FA-37	1,83	96,3	7,4	12,3	-4,9	Reprovada
	AMR-15-FA-38	1,823	95,9	6,2	12,3	-6,1	Reprovada
	AMR-15-FA-39	1,833	96,5	8,7	12,3	-3,6	Reprovada
	AMR-15-FA-40	1,893	99,6	5,6	12,3	-6,7	Aprovada
	AMR-15-FA-41	1,916	100,8	6,4	12,3	-5,9	Aprovada
	AMR-15-FA-42	1,906	100,3	6,9	12,3	-5,4	Aprovada
	AMR-15-FA-43	1,905	100,3	5,9	12,3	-6,4	Aprovada
	AMR-15-FA-44	1,889	99,4	6,1	12,3	-6,2	Aprovada
	AMR-15-FA-45	1,897	99,8	7,4	12,3	-4,9	Aprovada
6ª camada	AMR-15-FA-46	1,881	100,1	8,5	12,1	-3,6	Aprovada
	AMR-15-FA-47	1,879	99,9	8,6	12,1	-3,5	Aprovada
	AMR-15-FA-48	1,871	99,5	8,6	12,1	-3,5	Aprovada
	AMR-15-FA-49	1,874	99,7	8,4	12,1	-3,7	Aprovada
	AMR-15-FA-50	1,882	100,1	8,4	12,1	-3,7	Aprovada
	AMR-15-FA-51	1,873	99,6	9	12,1	-3,1	Aprovada
	AMR-15-FA-52	1,864	99,1	9	12,1	-3,1	Aprovada
	AMR-15-FA-53	1,871	99,5	8,8	12,1	-3,3	Aprovada
	AMR-15-FA-54	1,866	99,3	8,3	12,1	-3,8	Aprovada
7ª camada	AMR-15-FA-55	1,705	95,3	12,4	14,2	-1,8	Reprovada
	AMR-15-FA-56	1,734	96,9	12,8	14,2	-1,4	Reprovada
	AMR-15-FA-57	1,739	97,2	12,8	14,2	-1,4	Reprovada
	AMR-15-FA-58	1,759	98,3	12,1	14,2	-2,1	Aprovada
	AMR-15-FA-59	1,765	98,6	12	14,2	-2,2	Aprovada
	AMR-15-FA-60	1,765	98,6	12,3	14,2	-1,9	Aprovada
8ª camada	AMR-15-FA-61	1,827	100,9	4,4	12	-7,6	Aprovada
	AMR-15-FA-62	1,816	100,3	4,9	12	-7,1	Aprovada
	AMR-15-FA-63	1,794	99,1	5,7	12	-6,3	Aprovada
	AMR-15-FA-64	1,844	101,9	5,8	12	-6,2	Aprovada
	AMR-15-FA-65	1,844	101,9	5,7	12	-6,3	Aprovada
	AMR-15-FA-66	1,806	99,8	5,3	12	-6,7	Aprovada
9ª camada	AMR-15-FA-67	1,87	100	5,7	13,5	-7,8	Aprovada
	AMR-15-FA-68	1,874	100,2	5,8	13,5	-7,7	Aprovada

Camada	Amostra	ρ_a (g/cm ³)	GC (%)	w (%)	Wótima (%)	Desvio de umidade (%)	Observação
	AMR-15-FA-69	1,869	99,9	6,7	13,5	-6,8	Aprovada
	AMR-15-FA-70	1,842	98,5	6	13,5	-7,5	Aprovada
	AMR-15-FA-71	1,833	98	6,1	13,5	-7,4	Aprovada
	AMR-15-FA-72	1,834	98,1	6,2	13,5	-7,3	Aprovada
10ª camada	AMR-15-FA-73	1,856	100,8	10,7	13,9	-3,2	Aprovada
	AMR-15-FA-74	1,837	99,7	11,2	13,9	-2,7	Aprovada
	AMR-15-FA-75	1,836	99,7	11,5	13,9	-2,4	Aprovada
	AMR-15-FA-76	1,815	98,5	13,2	13,9	-0,7	Aprovada
	AMR-15-FA-77	1,816	98,6	13	13,9	-0,9	Aprovada
	AMR-15-FA-78	1,818	98,7	13,1	13,9	-0,8	Aprovada
	AMR-15-FA-79	1,828	99,2	10	13,9	-3,9	Aprovada
	AMR-15-FA-80	1,821	98,9	10,3	13,9	-3,6	Aprovada
	AMR-15-FA-81	1,819	98,8	7,8	13,9	-6,1	Aprovada
	AMR-15-FA-82	1,863	101,1	10,5	13,9	-3,4	Aprovada
	AMR-15-FA-84	1,852	100,5	8	13,9	-5,9	Aprovada
	11ª camada	AMR-15-FA-85	1,815	100,1	12,8	14	-1,2
AMR-15-FA-86		1,831	100,9	13	14	-1	Aprovada
AMR-15-FA-87		1,818	100,2	12,9	14	-1,1	Aprovada
AMR-15-FA-88		1,801	99,3	13,7	14	-0,3	Aprovada
AMR-15-FA-89		1,817	100,2	10,4	14	-3,6	Aprovada
AMR-15-FA-90		1,79	98,7	12,6	14	-1,4	Aprovada
AMR-15-FA-91		1,82	100,3	12,8	14	-1,2	Aprovada
AMR-15-FA-92		1,825	100,6	12,7	14	-1,3	Aprovada
AMR-15-FA-93		1,846	101,8	12,1	14	-1,9	Aprovada
AMR-15-FA-94		1,826	100,7	13,1	14	-0,9	Aprovada
AMR-15-FA-95		1,829	100,8	13,5	14	-0,5	Aprovada
AMR-15-FA-96		1,818	100,2	13,8	14	-0,2	Aprovada

4.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

4.2.1. GRANULOMETRIA

Os resultados, conforme apresentado na Figura 4.3 e Tabela 4.4, indicaram que o rejeito proveniente do aterro possui característica de uma areia fina siltosa. O coeficiente de não uniformidade (C_u) médio foi de 3,35 e o coeficiente de curvatura (C_c) médio de 0,92. Segundo Pinto (2006), considera-se um material como bem graduado quando o C_c está entre 1 e 3 e o C_u quando superior a 6. Desse modo, o material é mal graduado e apresenta elevada uniformidade. Isso pode representar desafios adicionais em termos de compactação e estabilidade do material.

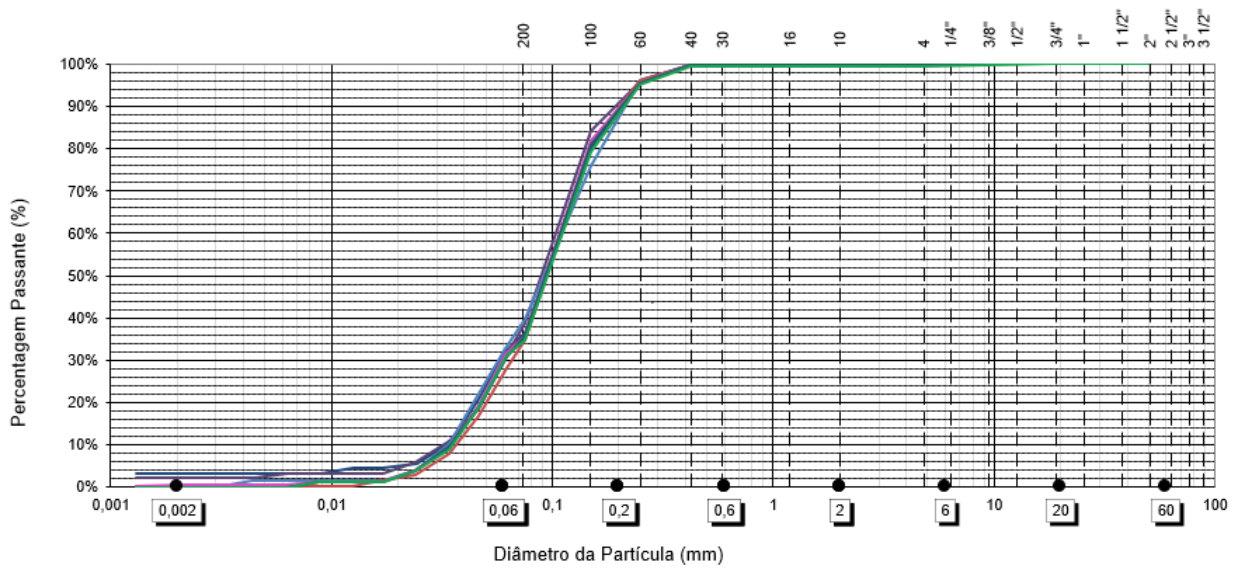


Figura 4.3: Resultados dos ensaios de granulometria.

Tabela 4.4: Distribuição granulométrica por amostra.

Amostra	% Passante					
	Argila	Silte	Areia Fina	Areia Média	Areia Grossa	Pedreg.
S21012	3,16	27,81	57,06	11,92	0,02	0,03
S21020	2,09	27,71	60,30	9,80	0,04	0,06
S21064	0,24	31,52	54,18	14,04	0,02	0,00
S21079	0,00	26,51	62,18	11,29	0,02	0,00
S21097	0,41	29,96	58,37	11,18	0,00	0,08
S21098	0,00	29,48	58,80	11,62	0,00	0,10
S21099	0,00	29,59	57,59	12,37	0,00	0,45

Ao analisar os resultados obtidos com as faixas propostas pelo ICOLD (2021), apresentado na Figura 2.3, o rejeito filtrado de flotação apresenta-se na zona de rejeito areia siltosa sem plasticidade.

4.2.2. LIMITES DE ATTERBERG

Todos os ensaios de limites de consistência (Atterberg) indicam que o material é não líquido (NL) e não plástico (NP), conforme já previamente indicado nos resultados de granulometria.

4.2.3. MASSA ESPECÍFICA REAL DOS GRÃOS

Os resultados para determinação da massa específica dos grãos indicam uma densidade média de 2,945 g/cm³.

Tabela 4.5: Resultados de massa específica real dos grãos

Amostra	Densidade grãos (g/cm ³)
S21012	2,972
S21020	2,969
S21064	2,968
S21079	2,896
S21097	2,953
S21098	2,930
S21099	2,927

4.2.4. ÍNDICE DE VAZIOS

Os resultados para determinação do índice de vazios máximo e mínimo indicam um e_{\min} médio de 0,54 ($0,516 < e_{\min} < 0,573$) e e_{\max} de 0,96 ($0,914 < e_{\max} < 1,017$).

Tabela 4.6: Resultados de índice de vazios mínimo e máximo

Amostra	Índice de vazios			
	ρ_d (g/cm ³)	e_{\min}	ρ_d (g/cm ³)	e_{\max}
S21012	1,920	0,546	1,524	0,950
S21020	1,959	0,516	1,551	0,914
S21064	1,953	0,520	1,507	0,969
S21079	1,840	0,573	1,440	1,017

4.3. PERMEABILIDADE

4.3.1. PERMEABILIDADE NO ENSAIO TRIAXIAL

Para os corpos de prova de maiores tensões 3200 kPa, as etapas de adensamentos foram realizadas em estágios, sendo determinado o coeficiente de permeabilidade pelo método de carga variável após a finalização de cada estágio de tensões. Os resultados obtidos nos ensaios realizados em câmara triaxial com auxílio de permeômetro de parede flexível são apresentados na Tabela 4.7.

Tabela 4.7: Resultados dos ensaios de permeabilidade em câmara triaxial

Amostra	Ensaio	σ' conf (kPa)	γ_d (g/cm ³)	$\gamma_{d,\max}$ (g/cm ³)	GC (%)	e	k (cm/s)
S21010	CID	100	1,812	1,890	95,9%	0,595	1,0E-03
S21010	CID	200	1,819	1,890	96,2%	0,581	1,2E-03
S21010	CID	400	1,828	1,890	96,7%	0,577	1,0E-03
S21010	CID	800	1,838	1,890	97,2%	0,567	9,9E-04
S21010	CID	1600	1,852	1,890	98,0%	0,556	7,6E-04
S21010	CID	3200	1,873	1,890	99,1%	0,541	6,4E-04

Amostra	Ensaio	σ' conf (kPa)	γ_d (g/cm ³)	$\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)	GC (%)	e	k (cm/s)
S21010	CIU	100	1,864	1,890	98,6%	0,595	1,3E-03
S21010	CIU	200	1,880	1,890	99,4%	0,581	1,1E-03
S21010	CIU	400	1,884	1,890	99,7%	0,577	1,1E-03
S21010	CIU	800	1,896	1,890	100,3%	0,567	1,1E-03
S21010	CIU	1600	1,910	1,890	101,1%	0,556	1,0E-03
S21010	CIU	3200	1,929	1,890	102,0%	0,541	8,8E-04
S21012	CIU	100	1,781	1,890	94,3%	0,668	1,4E-03
S21012	CIU	200	1,785	1,890	94,4%	0,665	1,2E-03
S21012	CIU	400	1,793	1,890	94,9%	0,657	1,2E-03
S21012	CIU	800	1,804	1,890	95,5%	0,647	9,1E-04
S21012	CIU	1600	1,817	1,890	96,2%	0,635	9,5E-04
S21012	CIU	3200	1,836	1,890	97,1%	0,619	5,5E-04
S21018	CID	100	1,999	1,861	107,4%	0,485	5,3E-04
S21018	CID	200	2,003	1,861	107,6%	0,483	6,4E-04
S21018	CID	400	2,008	1,861	107,9%	0,479	5,3E-04
S21018	CID	800	2,015	1,861	108,3%	0,474	5,9E-04
S21018	CID	1600	2,024	1,861	108,7%	0,467	5,6E-04
S21018	CID	3200	2,035	1,861	109,4%	0,459	4,5E-04
S21018	CIU	100	1,978	1,861	106,3%	0,501	6,5E-04
S21018	CIU	200	1,985	1,861	106,7%	0,496	5,9E-04
S21018	CIU	400	1,993	1,861	107,1%	0,490	6,5E-04
S21018	CIU	800	2,002	1,861	107,6%	0,483	5,1E-04
S21018	CIU	1600	2,014	1,861	108,2%	0,474	3,7E-04
S21018	CIU	3200	2,028	1,861	109,0%	0,464	3,5E-04
S21020	CIU	100	1,793	1,861	96,3%	0,656	1,8E-03
S21020	CIU	200	1,800	1,861	96,7%	0,650	1,4E-03
S21020	CIU	400	1,804	1,861	96,9%	0,646	8,5E-04
S21020	CIU	800	1,812	1,861	97,4%	0,639	7,5E-04
S21020	CIU	1600	1,814	1,861	97,5%	0,637	2,1E-04
S21020	CIU	3200	1,822	1,861	97,9%	0,630	3,6E-04
S21062	CID	100	1,974	1,875	105,3%	0,503	6,7E-04
S21062	CID	200	1,975	1,875	105,4%	0,502	6,0E-04
S21062	CID	400	1,984	1,875	105,8%	0,496	5,6E-04
S21062	CID	800	1,993	1,875	106,3%	0,489	5,9E-04
S21062	CID	1600	2,005	1,875	106,9%	0,481	6,0E-04
S21062	CID	3200	2,020	1,875	107,7%	0,470	5,3E-04
S21062	CIU	100	1,466	1,875	78,2%	1,025	1,0E-03
S21062	CIU	200	1,472	1,875	78,5%	1,017	7,7E-04
S21062	CIU	400	1,479	1,875	78,9%	1,007	6,0E-04
S21062	CIU	800	1,486	1,875	79,2%	0,998	6,3E-04
S21062	CIU	1600	1,495	1,875	79,7%	0,985	7,0E-04
S21062	CIU	3200	1,507	1,875	80,4%	0,969	4,3E-04
S21064	CIU	100	1,800	1,875	96,0%	0,649	1,6E-03
S21064	CIU	200	1,807	1,875	96,4%	0,642	1,1E-03
S21064	CIU	400	1,817	1,875	96,9%	0,634	9,8E-04
S21064	CIU	800	1,828	1,875	97,5%	0,623	9,1E-04

Amostra	Ensaio	σ' conf (kPa)	γ_d (g/cm ³)	$\gamma_{d,max}$ (g/cm ³)	GC (%)	e	k (cm/s)
S21064	CIU	1600	1,844	1,875	98,3%	0,610	7,0E-04
S21064	CIU	3200	1,862	1,875	99,3%	0,594	5,6E-04
S21077	CID	100	1,949	1,817	107,3%	0,486	7,2E-04
S21077	CID	200	1,957	1,817	107,7%	0,480	6,8E-04
S21077	CID	400	1,966	1,817	108,2%	0,473	6,3E-04
S21077	CID	800	1,978	1,817	108,8%	0,465	6,2E-04
S21077	CID	1600	1,990	1,817	109,5%	0,456	5,9E-04
S21077	CID	3200	2,007	1,817	110,5%	0,443	5,2E-04
S21077	CIU	100	1,958	1,817	107,8%	0,479	1,2E-03
S21077	CIU	200	1,967	1,817	108,2%	0,473	1,1E-03
S21077	CIU	400	1,978	1,817	108,9%	0,464	8,3E-04
S21077	CIU	800	1,992	1,817	109,6%	0,454	8,3E-04
S21077	CIU	1600	2,007	1,817	110,5%	0,443	6,9E-04
S21077	CIU	3200	2,026	1,817	111,5%	0,429	5,2E-04
S21079	CIU	100	1,773	1,817	97,6%	0,634	2,0E-03
S21079	CIU	200	1,779	1,817	97,9%	0,628	1,8E-03
S21079	CIU	400	1,788	1,817	98,4%	0,620	1,6E-03
S21079	CIU	800	1,800	1,817	99,1%	0,609	1,3E-03
S21079	CIU	1600	1,814	1,817	99,8%	0,597	1,0E-03
S21079	CIU	3200	1,833	1,817	100,9%	0,580	7,3E-04
S21097	CIU	100	1,762	1,846	95,4%	0,676	1,1E-03
S21097	CIU	200	1,768	1,846	95,8%	0,670	1,1E-03
S21097	CIU	400	1,777	1,846	96,2%	0,662	8,1E-04
S21097	CIU	800	1,787	1,846	96,8%	0,652	5,8E-04
S21097	CIU	1600	1,801	1,846	97,6%	0,639	4,7E-04
S21097	CIU	3200	1,820	1,846	98,6%	0,623	3,6E-04
S21098	CIU	100	1,753	1,840	95,3%	0,672	1,4E-03
S21098	CIU	200	1,760	1,840	95,7%	0,665	1,2E-03
S21098	CIU	400	1,769	1,840	96,2%	0,656	8,6E-04
S21098	CIU	800	1,782	1,840	96,9%	0,644	5,2E-04
S21098	CIU	1600	1,797	1,840	97,7%	0,630	3,1E-04
S21098	CIU	3200	1,821	1,840	99,0%	0,609	4,2E-04
S21099	CIU	100	1,784	1,846	96,6%	0,641	1,2E-03
S21099	CIU	200	1,788	1,846	96,9%	0,637	1,0E-03
S21099	CIU	400	1,794	1,846	97,2%	0,632	1,0E-03
S21099	CIU	800	1,802	1,846	97,6%	0,625	8,5E-04
S21099	CIU	1600	1,812	1,846	98,2%	0,615	6,1E-04
S21099	CIU	3200	1,829	1,846	99,1%	0,600	4,0E-04

A permeabilidade média obtida foi de $8,3 \times 10^{-4}$ cm/s, sendo observada uma redução da permeabilidade com a redução do índice de vazios (Figura 4.4). No entanto, a permeabilidade do sistema relativo ao permeâmetro de parede flexível no ensaio triaxial (conjunto: pedra porosa, papel filtro e mangueiras) é de 10^{-3} cm/s (Fugro, 2022), próxima à permeabilidade

média obtida, de forma que a permeabilidade determinada pode se referir a do sistema e não da amostra.

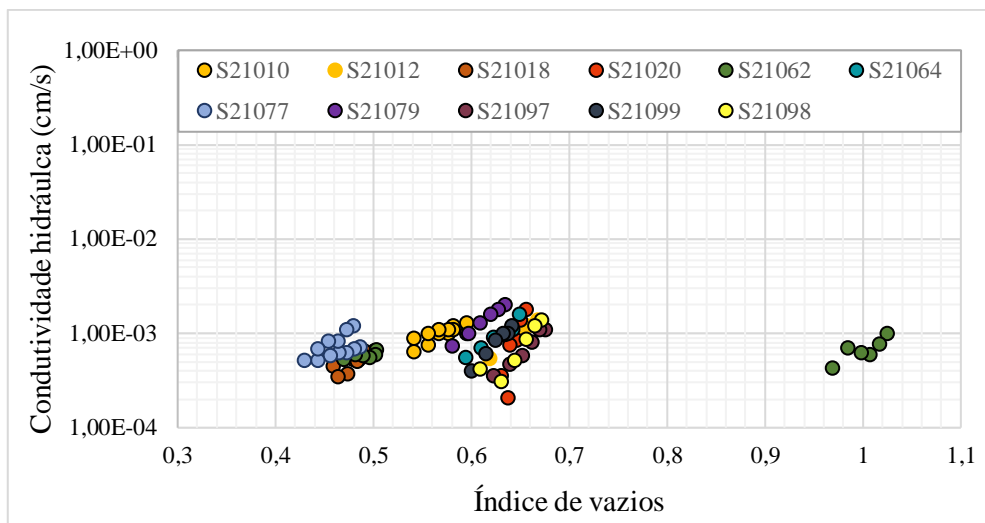


Figura 4.4: Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios nos ensaios triaxiais

4.3.2. PERMEABILIDADE NO ENSAIO OEDOMÉTRICO

Nos ensaios de adensamento oedométrico, foram realizadas medidas de permeabilidade nas etapas de carregamento de 100, 200, 400, 800, 1600 e 3200 kPa. Os resultados são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8: Resultados dos ensaios de permeabilidade no oedômetro

Amostra	σ' conf (kPa)	GC (%)	Índice de vazios, e	k (cm/s)
S21010	12,5	97%	0,618	1,50E-01
S21010	25	98%	0,613	1,53E-01
S21010	50	98%	0,608	1,47E-01
S21010	100	98%	0,600	1,56E-01
S21010	200	99%	0,592	1,60E-01
S21010	400	100%	0,583	1,66E-01
S21010	800	100%	0,571	1,34E-01
S21010	1600	101%	0,557	1,60E-01
S21010	3200	102%	0,540	1,49E-01
S21018	12,5	97%	0,650	2,03E-02
S21018	25	97%	0,642	2,12E-02
S21018	50	98%	0,634	1,87E-02
S21018	100	98%	0,623	2,17E-02
S21018	200	99%	0,611	2,05E-02
S21018	400	100%	0,597	1,96E-02
S21018	800	101%	0,582	1,89E-02
S21018	1600	102%	0,562	1,85E-02
S21018	3200	104%	0,537	1,95E-02

Amostra	σ' conf (kPa)	GC (%)	Índice de vazios, e	k (cm/s)
S21062	12,5	105%	0,513	3,02E-02
S21062	25	105%	0,503	3,16E-02
S21062	50	106%	0,498	2,51E-02
S21062	100	106%	0,491	3,37E-02
S21062	200	107%	0,484	3,32E-02
S21062	400	107%	0,477	2,65E-02
S21062	800	108%	0,469	2,50E-02
S21062	1600	109%	0,458	2,34E-02
S21062	3200	110%	0,444	2,73E-02
S21077	100	98%	0,631	2,59E-03
S21077	200	99%	0,620	2,44E-03
S21077	400	99%	0,609	2,21E-03
S21077	800	100%	0,595	1,40E-03
S21077	1600	101%	0,580	9,80E-04
S21077	3200	103%	0,560	1,43E-04
S21099	12,5	96%	0,654	7,09E-04
S21099	25	96%	0,651	1,22E-03
S21099	50	96%	0,645	7,99E-04
S21099	100	97%	0,638	1,05E-03
S21099	200	97%	0,629	7,45E-04
S21099	400	98%	0,618	7,85E-04
S21099	800	99%	0,604	9,31E-04
S21099	1600	100%	0,586	1,02E-03
S21099	3200	102%	0,560	9,04E-04

A permeabilidade média obtida foi de $4,0 \times 10^{-2}$ cm/s, sendo observada uma maior influência do índice de vazios apenas na amostra 21077 (Figura 4.5). No entanto, o método utiliza os princípios da determinação do coeficiente de permeabilidade pelo método da carga variável, o qual possui limitação quando aplicados a materiais arenosos como é o objeto de estudo deste relatório. Os materiais apresentaram permeabilidade superiores à de 10^{-3} cm/s, conseqüentemente, considerando a norma ABNT NBR 14545:2021, o método utilizado não é considerado adequado para a determinação do coeficiente de permeabilidade.

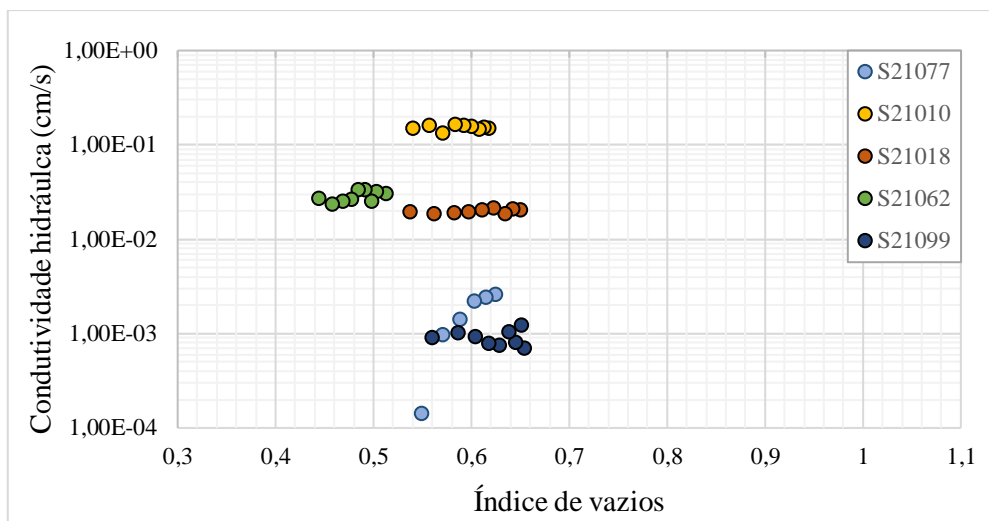


Figura 4.5: Variação da condutividade hidráulica com o índice de vazios no oedômetro

4.3.3. PERMEABILIDADE NO ENSAIO DE INFILTRAÇÃO MONITORADA

As curvas características e de permeabilidade obtidas para cada ensaio são apresentadas na Figura 4.6 e Figura 4.7. Um resumo dos parâmetros hidráulicos obtidos na retroanálise dos ensaios de infiltração monitorada está indicado na Tabela 4.9. A ordem de grandeza de valores variando entre 10^{-5} m/s e 10^{-6} m/s corresponde à faixa de condutividade hidráulica indicada pelo ICOLD (2021) para rejeito granular, conforme Figura 2.10.

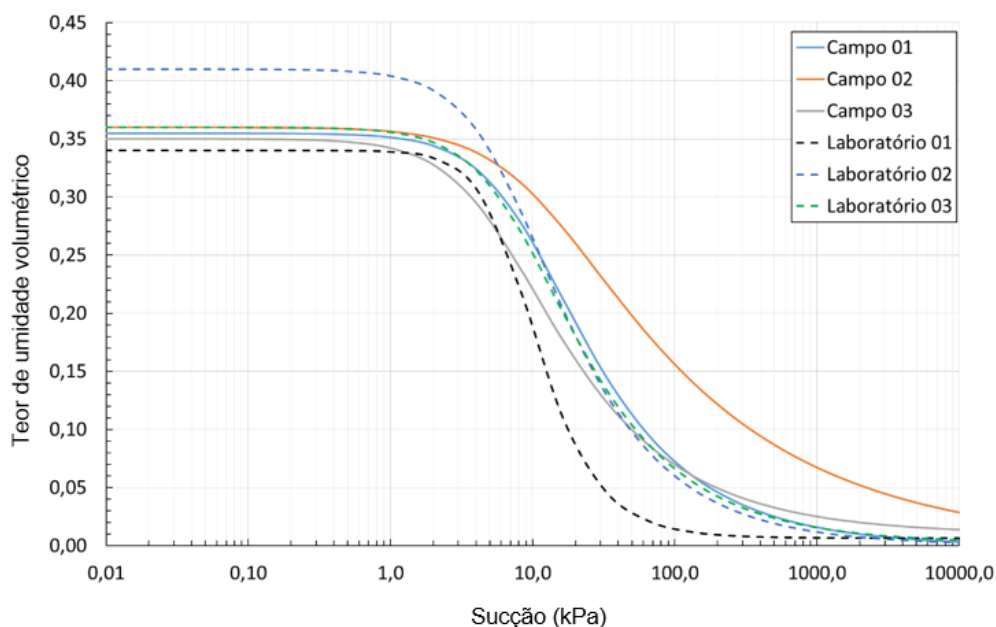


Figura 4.6: Curva característica dos seis ensaios executados

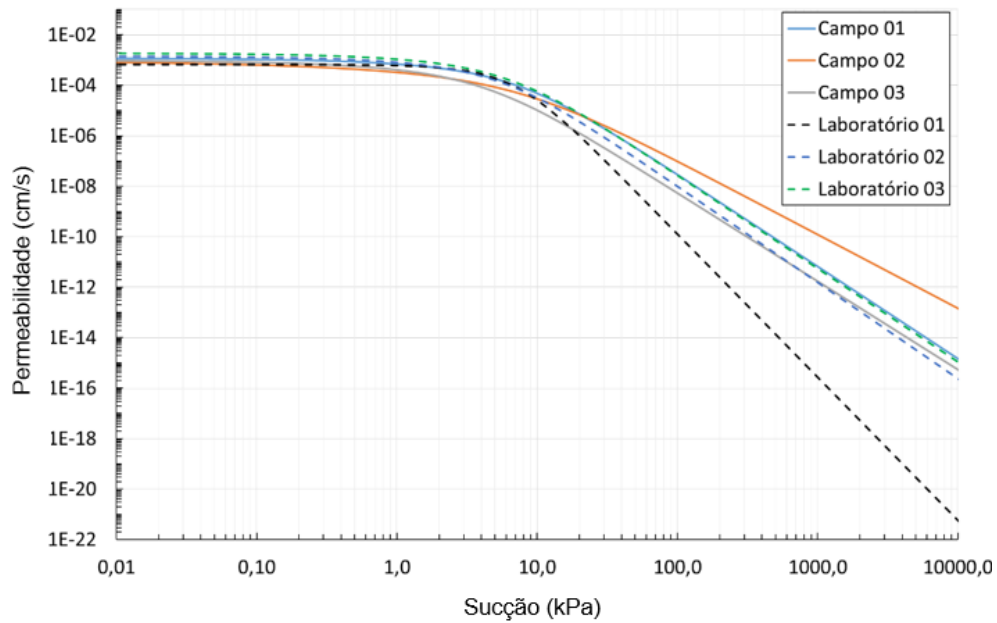


Figura 4.7: Curva de permeabilidade não saturada dos seis ensaios executados

Tabela 4.9: Parâmetros hidráulicos não saturados obtidos nos EIM

Ensaio	θ_r	θ_s	n	α (1/cm)	k_{sat} (cm/s)
Ensaio 01	$1,5 \times 10^{-6}$	0,355	1,66	0,0110	$1,17 \times 10^{-3}$
Ensaio 02	$1,5 \times 10^{-5}$	0,36	1,37	0,0093	$9,42 \times 10^{-4}$
Ensaio 03	0,01	0,35	1,60	0,0182	$9,82 \times 10^{-4}$
Laboratório 01	$6,69 \times 10^{-3}$	0,34	2,47	0,0182	$6,80 \times 10^{-4}$
Laboratório 02	$6,62 \times 10^{-4}$	0,41	1,73	0,0143	$1,46 \times 10^{-3}$
Laboratório 03	$2,04 \times 10^{-3}$	0,36	1,68	0,0125	$1,92 \times 10^{-3}$

4.3.4. ANÁLISE DOS RESULTADOS DE LABORATÓRIO E EIM

A condutividade hidráulica saturada média obtida no ensaio de permeabilidade no oedômetro foi de $4,0 \times 10^{-2}$ cm/s, no ensaio de permeabilidade no ensaio triaxial de $8,3 \times 10^{-4}$ cm/s e no ensaio de infiltração monitorada de $1,2 \times 10^{-3}$ cm/s. A Figura 4.8 apresenta um comparativo entre os resultados dos diferentes métodos aplicados.

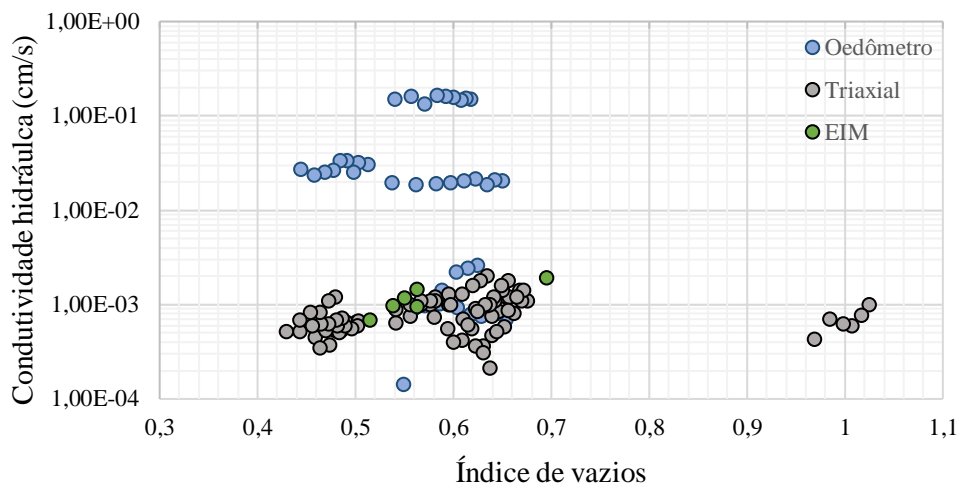


Figura 4.8: Comparativo dos resultados dos ensaios de permeabilidade de laboratório com o ensaio de infiltração monitorada realizado no aterro experimental

Conforme anteriormente exposto, as determinações do coeficiente de permeabilidade nos ensaios de adensamento unidimensional podem não ser representativos do material uma vez que se utilizou os princípios da determinação do coeficiente de permeabilidade pelo método da carga variável, o qual possui limitação quando aplicados a materiais arenosos. Nos ensaios de permeabilidade nos triaxiais, a permeabilidade do sistema relativo ao permeâmetro de parede flexível (conjunto: pedra porosa, papel filtro e mangueiras) é de 10^{-3} cm/s, próxima à permeabilidade média obtida, de forma que a permeabilidade determinada pode se referir a do sistema e não da amostra.

Embora essa informação possa gerar dúvidas a respeito dos ensaios de permeabilidade realizados, os ensaios de infiltração monitorada que foram retroanalisados indicaram que a permeabilidade do rejeito do aterro experimental está em acordo com os resultados dos ensaios triaxiais conforme apresentado na Figura 4.8. Portanto, sugere-se a adoção da condutividade hidráulica saturada de 10^{-3} cm/s. Este valor é consistente com o previsto pelo ICOLD (2021) para rejeito granular.

4.3.5. PAPEL FILTRO

Os resultados dos ensaios de papel filtro e o ajuste dos dados ao modelo de Van Genuchten são apresentados na Figura 4.9 e na Tabela 4.10. Os resultados dos ensaios com grau de compactação de 95% (S21099A) e 98% (S21099B) foram bem ajustados com uma única curva dada a sobreposição dos pontos medidos em laboratório.

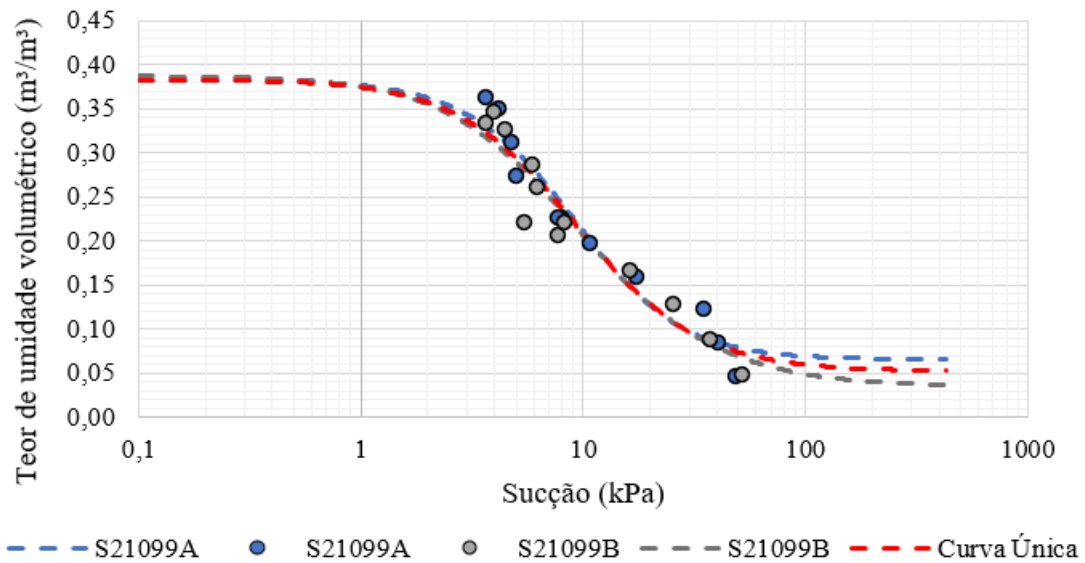


Figura 4.9: Resultado dos ensaios de papel filtro com ajuste do modelo de Van Genuchten

Tabela 4.10: Parâmetros hidráulicos não saturados obtidos no papel filtro

Ensaio	θ_r	θ_s	n	α (1/kPa)
S21099A	$6,6 \times 10^{-2}$	0,38	1,72	0,0996
S21099B	$3,4 \times 10^{-2}$	0,39	1,50	0,123
Curva Única	$5,2 \times 10^{-2}$	0,39	1,60	0,1092

4.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Para caracterizar o rejeito filtrado foram realizados ensaios de laboratório nas amostras coletadas nos poços de inspeção abertos na 2ª, 5ª, 9ª e 11ª camadas do aterro experimental. Os corpos de prova das amostras indeformadas da mesma camada apresentaram variações no grau de compactação, notadamente na 2ª e 5ª camada, conforme evidenciado na Figura 4.10. Tal resultado indica uma possível variabilidade entre o grau de compactação do topo e da base da camada.

Os ensaios de controle no topo e na base das camadas foram realizado apenas a partir da 8ª camada. Com isso, apesar da espessura da 9ª e 11ª camada (0,7 m) ser superior à espessura da 2ª e 5ª camada (0,5 m), a variação do grau de compactação nos corpos de prova provenientes da mesma amostra foi menor.

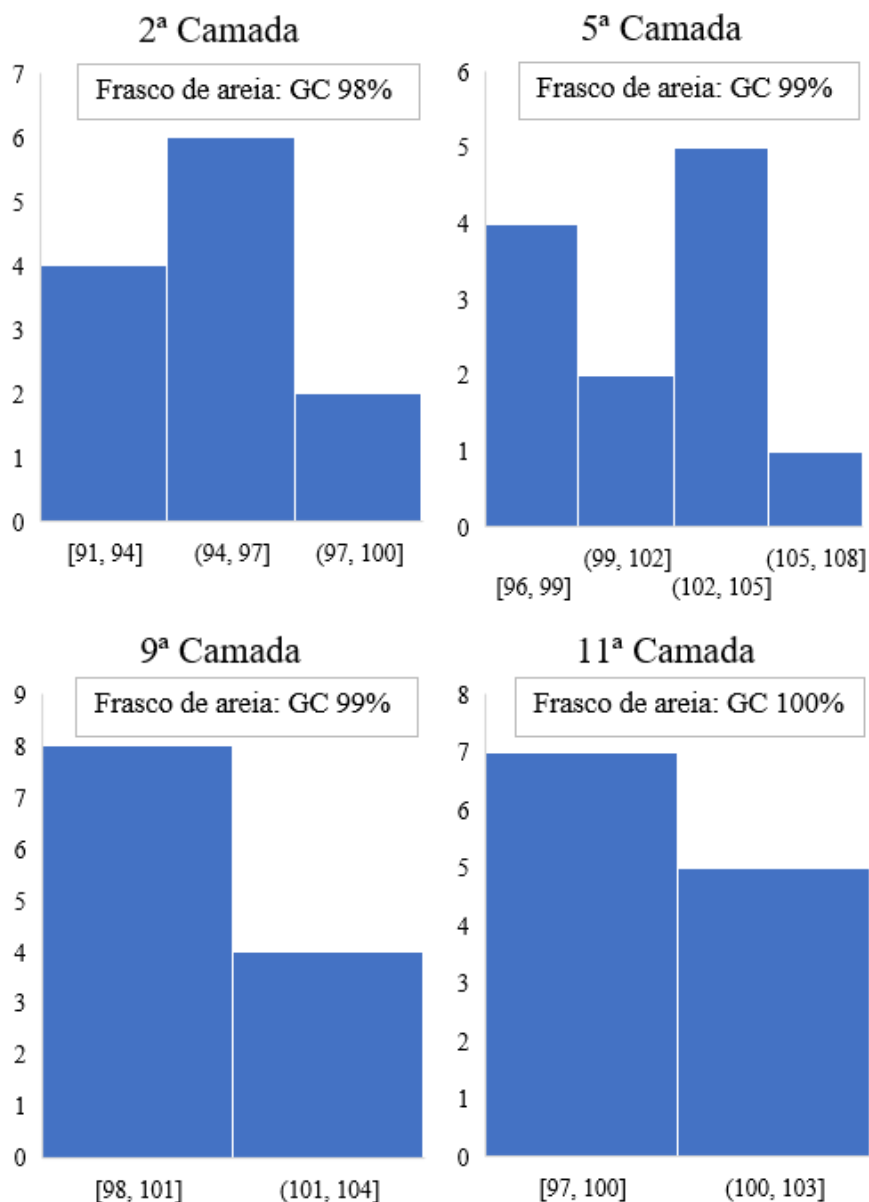


Figura 4.10: Distribuição de frequência do grau de compactação nos corpos de prova do ensaio triaxial CIU e CID

4.4.1. ENSAIOS TRIAXIAIS CIU

A campanha de ensaios realizada pela Fugro (2022) contou com a realização de ensaios triaxiais não drenados (CIU) em oito amostras do rejeito filtrado coletadas durante a execução do aterro experimental. Dentre as amostras coletadas, quatro são indeformadas e as demais foram reconstituídas com grau de compactação de 95% a partir de amostras deformadas. Para cada camada foram moldados seis corpos de prova (CP) indeformados e seis CP reconstituídos. Para cada camada e tipo de CP foram aplicadas 6 tensões confinantes variando de 100 à 3.200 kPa.

Na Tabela 4.11 apresenta-se a relação das amostras e CP com respectivos GC e índice de vazios para cada nível de tensão confinante, por camada.

Tabela 4.11: Identificação dos ensaios CIU realizados

Amostra	Camada	Tipo de amostra	Tensão confinante (kPa)	GC (%)	e ₀	e _r
S21010	2 ^a	Indeformada	100	96	0,64	0,63
			200	95	0,66	0,64
			400	94	0,68	0,65
			800	97	0,62	0,58
			1600	93	0,69	0,64
			3200	97	0,63	0,57
S21012	2 ^a	Reconstituída (GC = 95%)	100	95	0,65	0,64
			200	95	0,66	0,65
			400	96	0,65	0,63
			800	95	0,67	0,63
			1600	96	0,64	0,59
			3200	93	0,69	0,62
S21018	5 ^a	Indeformada	100	97	0,64	0,63
			200	96	0,66	0,64
			400	99	0,61	0,58
			800	98	0,62	0,58
			1600	104	0,53	0,49
			3200	105	0,52	0,47
S21020	5 ^a	Reconstituída (GC = 95%)	100	96	0,67	0,66
			200	96	0,66	0,65
			400	95	0,67	0,65
			800	96	0,66	0,63
			1600	96	0,66	0,61
			3200	95	0,67	0,62
S21062	9 ^a	Indeformada	100	102	0,55	0,54
			200	101	0,57	0,55
			400	100	0,59	0,56
			800	102	0,55	0,51
			1600	102	0,56	0,52
			3200	101	0,57	0,52
S21064	9 ^a	Reconstituída (GC = 95%)	100	96	0,65	0,64
			200	94	0,69	0,66
			400	94	0,69	0,66
			800	94	0,68	0,64
			1600	95	0,66	0,62
			3200	95	0,66	0,59
S21077	11 ^a	Indeformada	100	99	0,61	0,59
			200	99	0,62	0,60
			400	102	0,56	0,53
			800	103	0,54	0,51
			1600	103	0,54	0,50
			3200	103	0,55	0,48
S21079	11 ^a	Reconstituída (GC = 95%)	100	94	0,70	0,68
			200	95	0,69	0,66
			400	95	0,68	0,66
			800	95	0,68	0,64
			1600	94	0,70	0,63
			3200	94	0,70	0,60

4.4.1.1. ENSAIOS NA 2ª CAMADA

Os ensaios triaxiais CIU conduzidos nas amostras coletadas na 2ª camada do aterro experimental são apresentadas a seguir, sendo a amostra 21010 representativa da condição *in situ* da camada e a amostra 21012 reconstituída com grau de compactação de 95%.

A amostra 21010 apresentou variação de poropressão positiva nos corpos de prova submetidos às tensões de confinamento de 1600 e 3200 kPa. Para o ensaio de 1600 kPa, além da tensão mais elevada, esse comportamento pode estar associado ao grau de compactação inferior, com maior índice de vazios do corpo de prova. O ensaio de 1600 kPa teve pouca coleta de dados no intervalo de 3% e 15% de deformação axial, diminuindo a confiabilidade dos dados neste intervalo. O intercepto coesivo indicado como nulo foi consistente com a característica do material, que apresenta ausência de plasticidade e baixo teor de argila nas amostras. O ângulo de atrito obtido foi da ordem de 35° (Figura 4.11 e Figura 4.12).

As curvas tensão desviadora versus deformação axial não apresentaram um formato adequado para obtenção de parâmetros a serem aplicados em modelos constitutivos para elaboração de análises numéricas. Esta deficiência foi observada em todas as amostras indeformadas. Isso pode estar relacionado a perturbações na amostragem *in situ*. Hipótese reforçada quando da forma das curvas tensão-deformação obtidas a partir de ensaios em amostras reconstituídas, como será visto adiante.

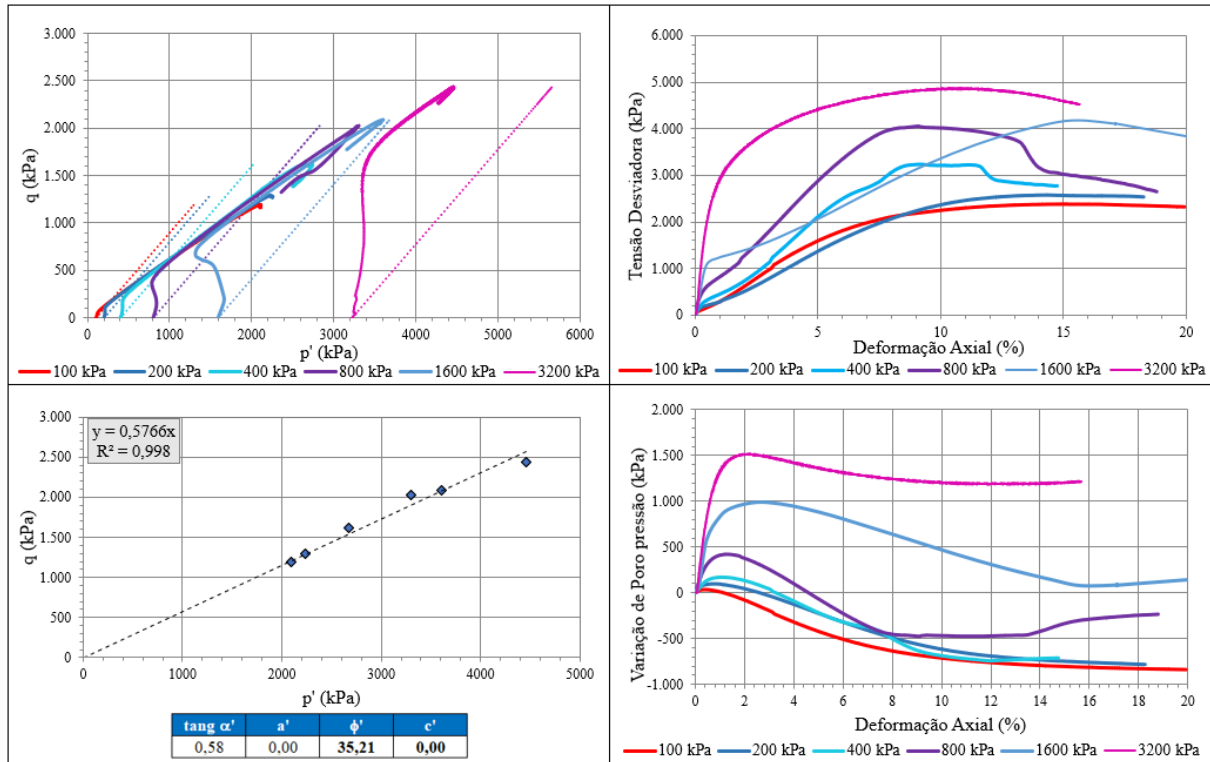


Figura 4.11: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21010

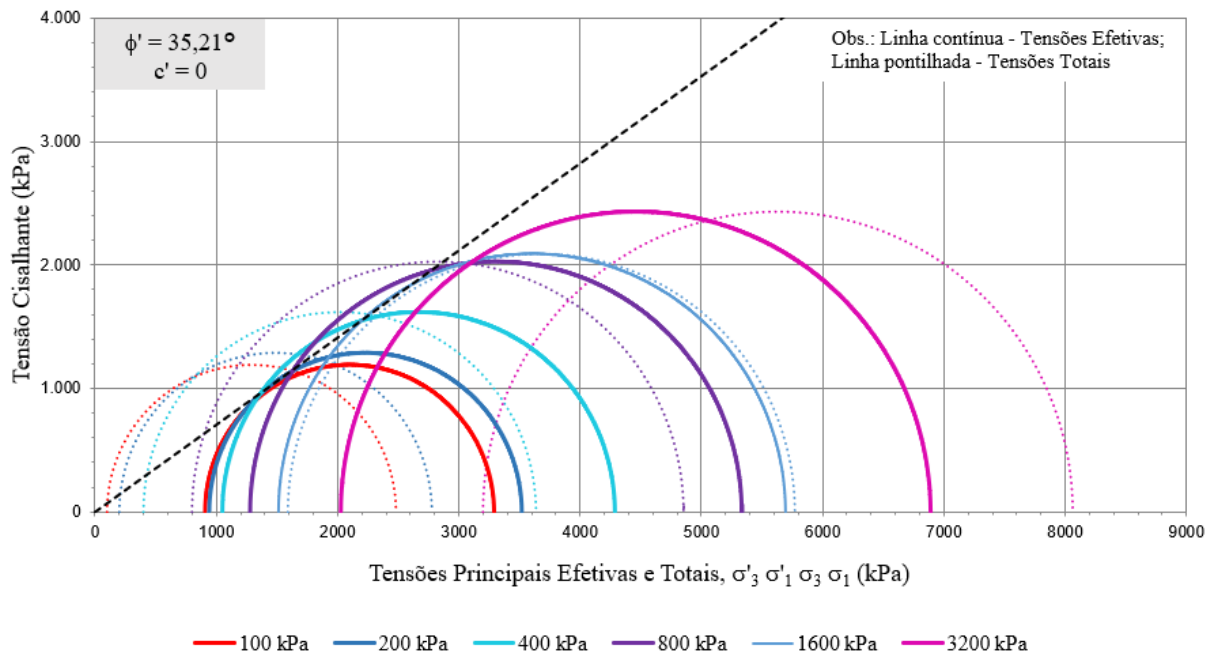


Figura 4.12: Círculo de Mohr - S21010

Na amostra 21012, reconstituída com grau de compactação de 95%, houve variação de poropressão positiva nos corpos de prova submetidos a tensões de confinamento de 800, 1600 e 3200 kPa. Nas demais tensões confinantes, poropressões positivas alteraram para negativas a partir de 2% de deformação. Também foi verificado intercepto coesivo nulo e ângulo de atrito com mesma ordem de grandeza, sendo de 33° (Figura 4.13 e Figura 4.14).

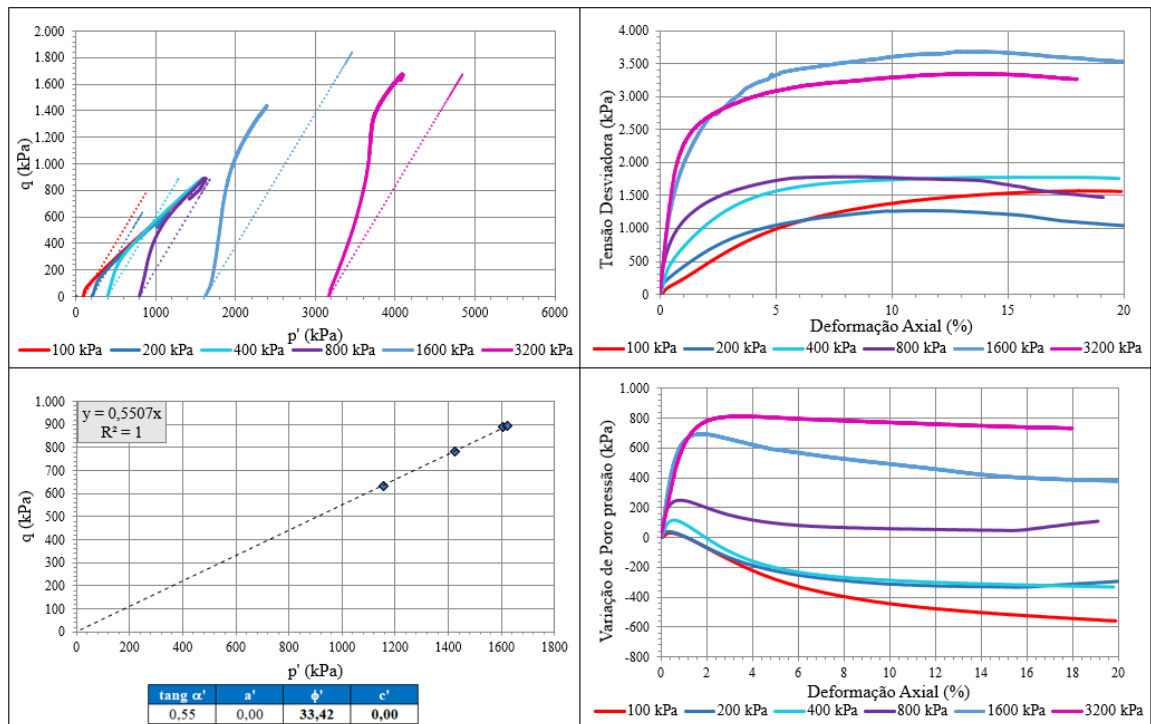


Figura 4.13: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21012

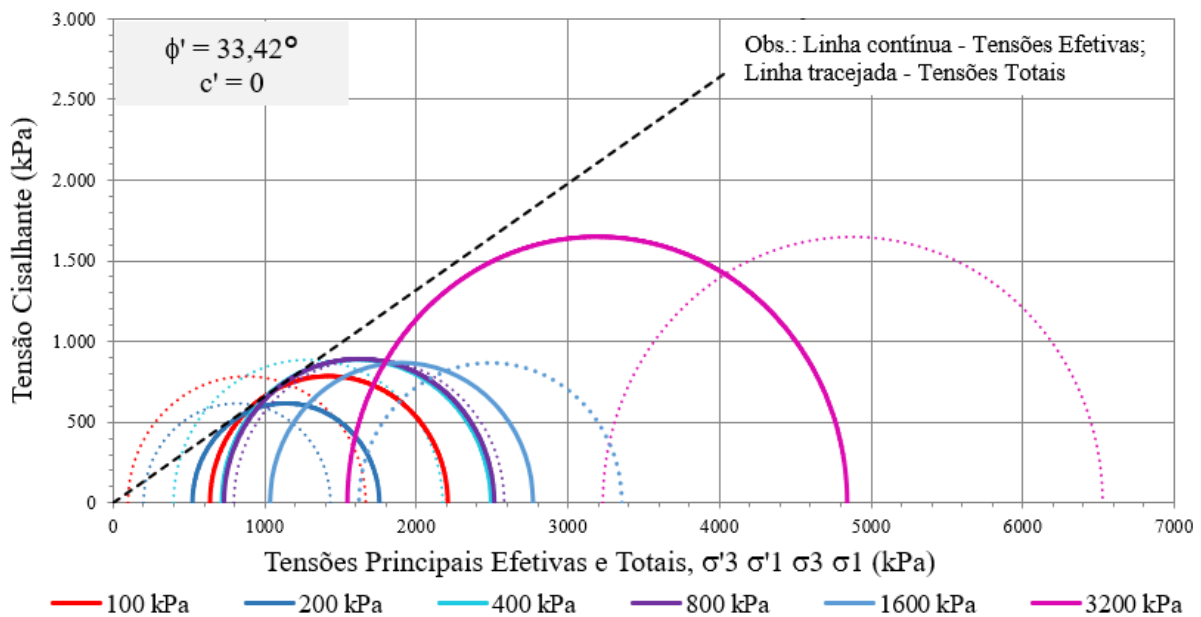


Figura 4.14: Círculo de Mohr - S21012

Os parâmetros de resistência não se diferenciaram notoriamente em função da origem dos CP. Entretanto, a forma das curvas tensão desviadora versus deformação axial dos ensaios realizados em CP de amostra reconstituída permitem uma melhor definição de parâmetros para aplicar em modelos constitutivos concebidos para previsão do comportamento mecânico do material, principalmente relacionado à deformabilidade. Como pode ser visto a seguir, essa característica foi comum para todos os ensaios realizados em amostras reconstituídas.

4.4.1.2. ENSAIOS NA 5ª CAMADA

Na amostra 21018, os corpos de prova desta camada indicam uma melhor compactação, resultando em um menor índice de vazios. Conseqüentemente, nota-se que as poropressões inicialmente positivas tenderam para negativas para todas as tensões confinantes ensaiadas. No ensaio de 3200 kPa houve pouca coleta de dados no intervalo de 2% e 7% de deformação axial, resultando em baixa confiabilidade neste intervalo. Em relação aos parâmetros de resistência, a coesão, como esperado, foi nula. Em contrapartida, o ângulo de atrito variou em média 4° em relação ao obtido nos ensaios da 2ª camada, da ordem de 39° (Figura 4.15 e Figura 4.16).

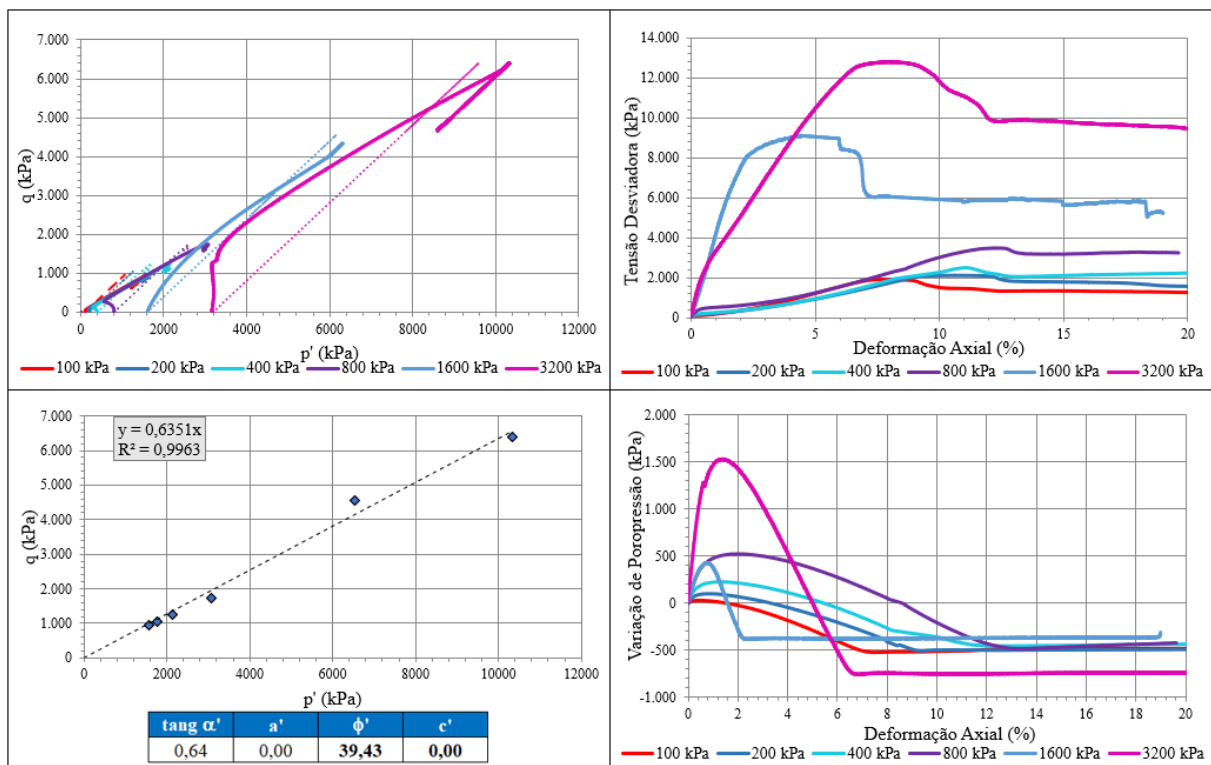


Figura 4.15: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21018

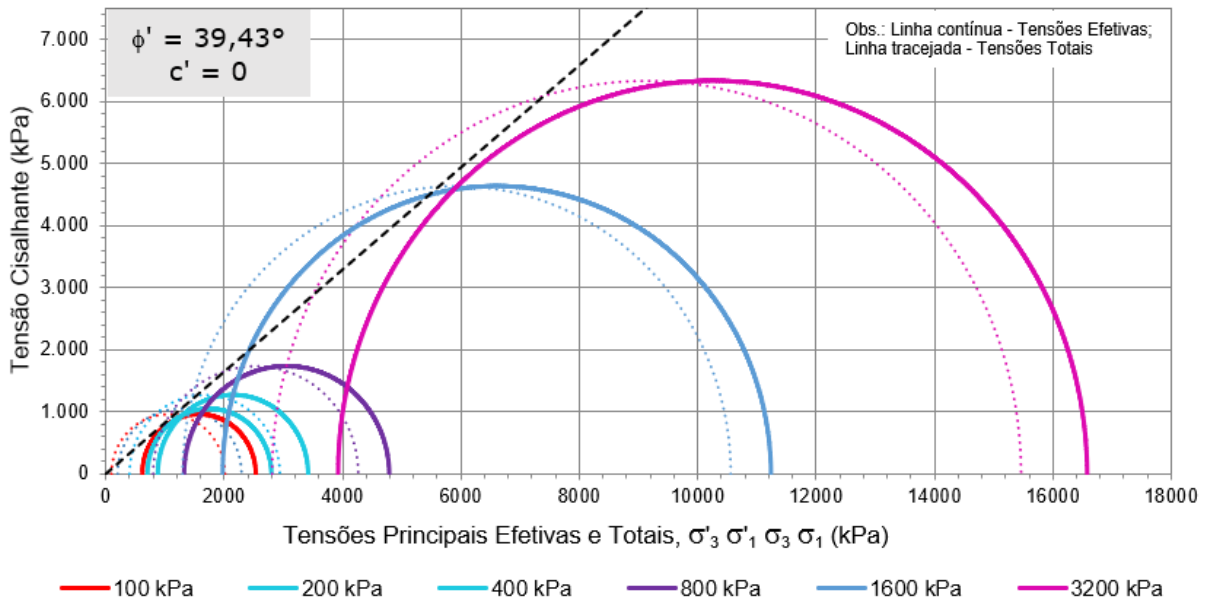


Figura 4.16: Círculo de Mohr - S21018

Na amostra 21020, reconstituída com grau de compactação de 95%, houve maior variação de poropressão positiva nos corpos de prova submetidos às tensões de confinamento de 1600 e 3200 kPa. Conforme nos demais ensaios, em conformidade com as características do material, o intercepto coesivo foi nulo e o ângulo de atrito apresentou valor próximo dos encontrados, sendo de 33° (Figura 4.17 e Figura 4.18).

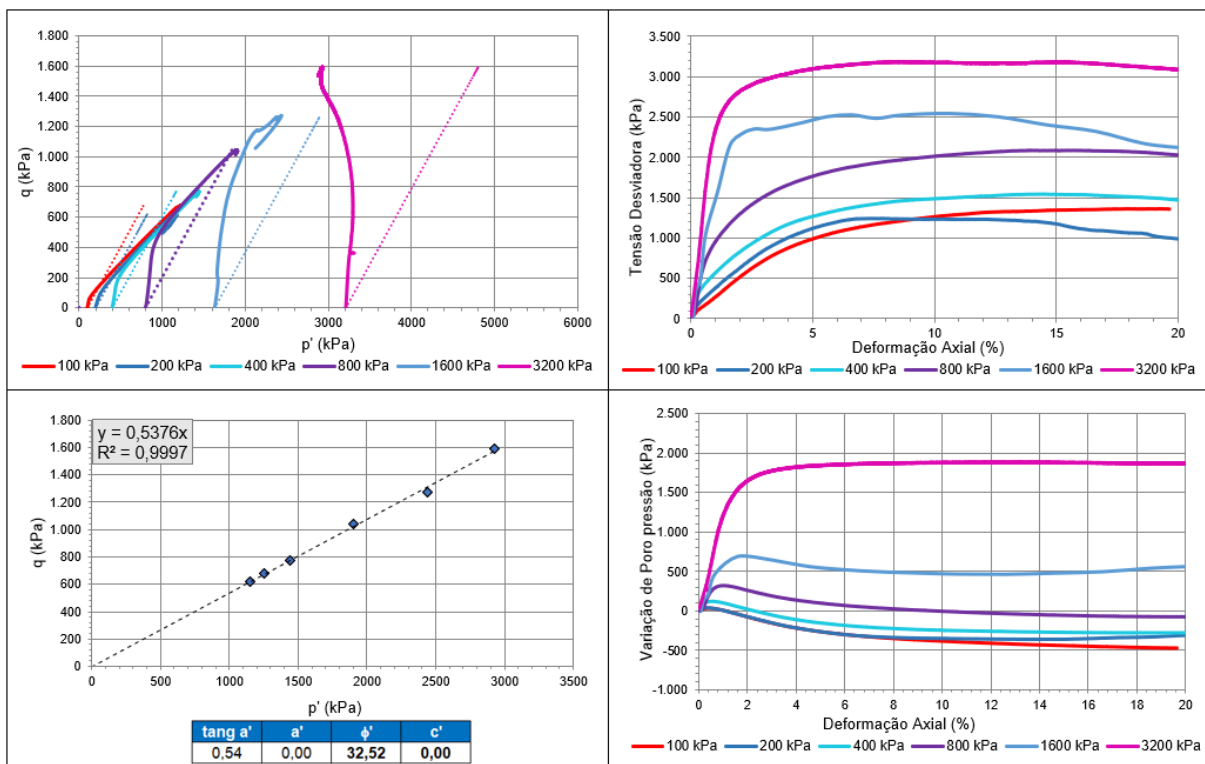


Figura 4.17: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21020

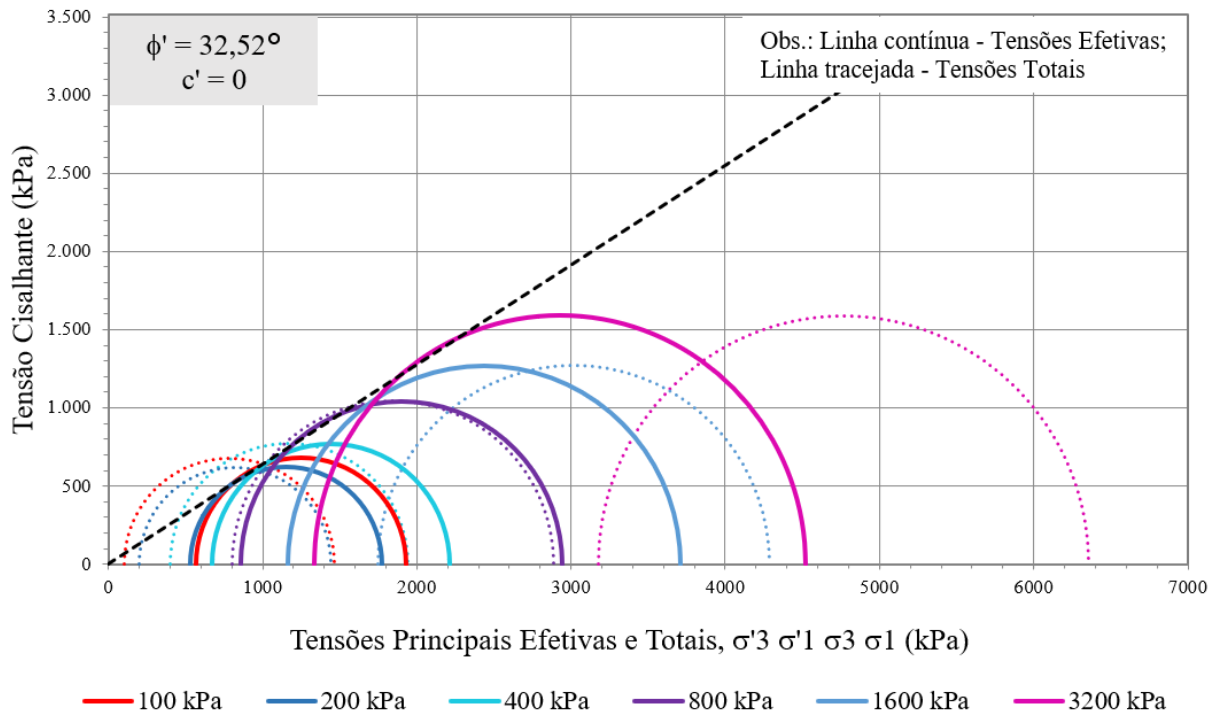


Figura 4.18: Círculo de Mohr - S21020

4.4.1.3. ENSAIOS NA 9ª CAMADA

Na amostra 21062, nas tensões de 400, 800 e 1600 kPa, a variação da poropressão no rejeito é inicialmente positiva e a partir de deformações de 2 à 6% tornam-se negativas. Para tensão confinante mais elevada, a variação de poropressão negativa ocorre para deformação superior à 11%. O intercepto coesivo foi nulo e o ângulo de atrito foi de 36° , dentro da faixa de valores observados nos demais ensaios (Figura 4.19 e Figura 4.20).

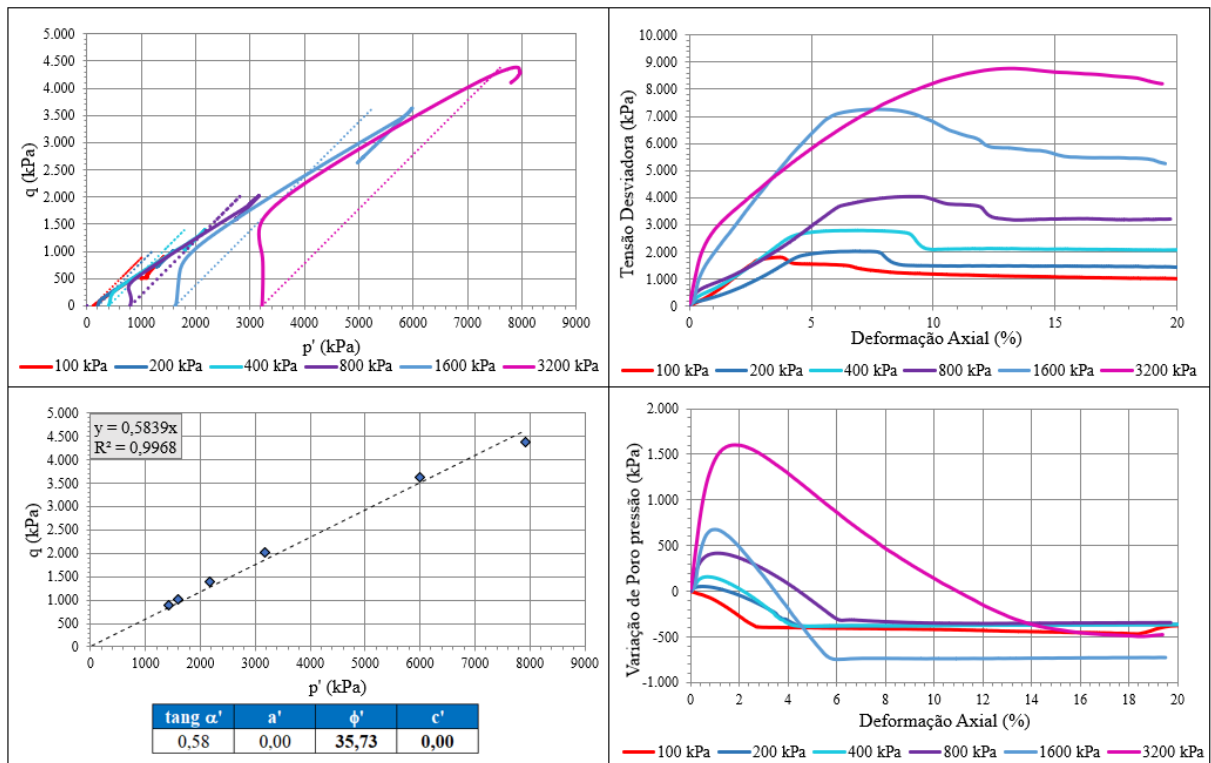


Figura 4.19: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21062

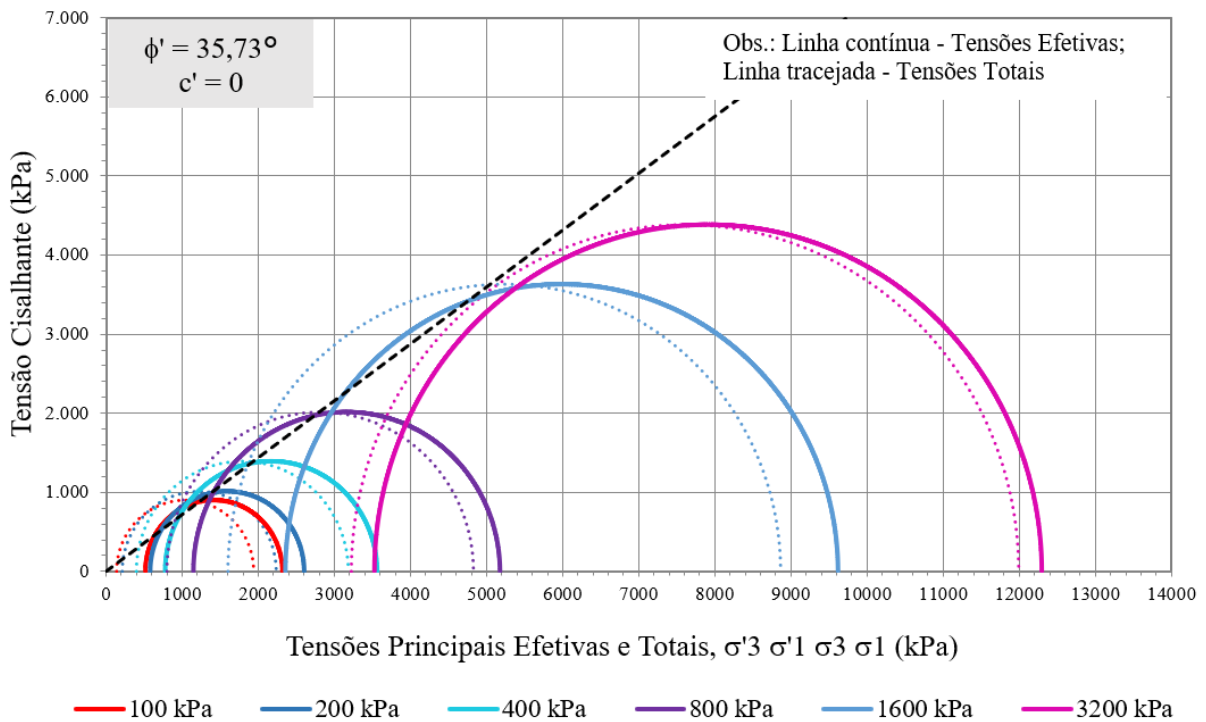


Figura 4.20: Círculo de Mohr - S21062

Na amostra 21064, reconstituída com grau de compactação de 95%, nos ensaios de 100 a 400 kPa a variação da poropressão no rejeito é inicialmente positiva e logo após 4% de deformação, torna-se negativa. Nos ensaios à 800, 1600 e 3200 kPa, a variação da poropressão no rejeito é positiva durante todo o ensaio. Os parâmetros de resistência foram iguais aos verificados nos

ensaios realizados na quinta camada, intercepto coesivo nulo e ângulo de atrito de 33° (Figura 4.21 e Figura 4.22).

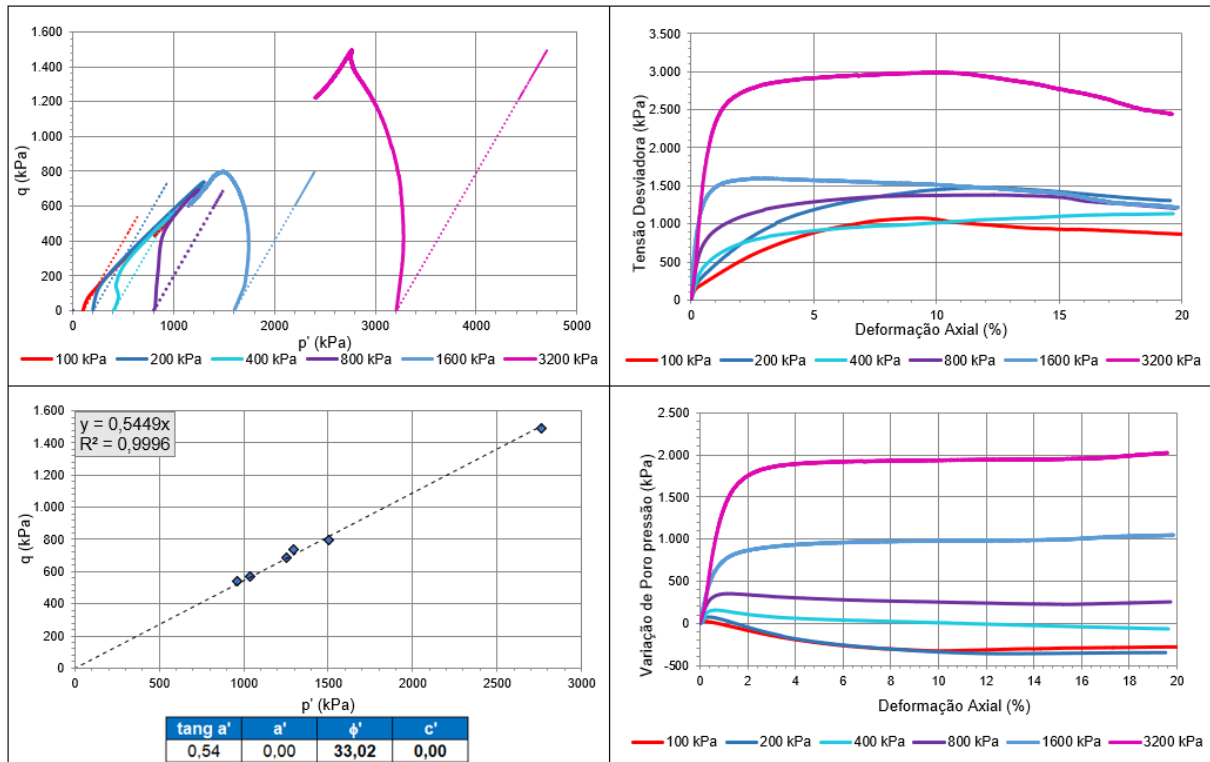


Figura 4.21: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21064

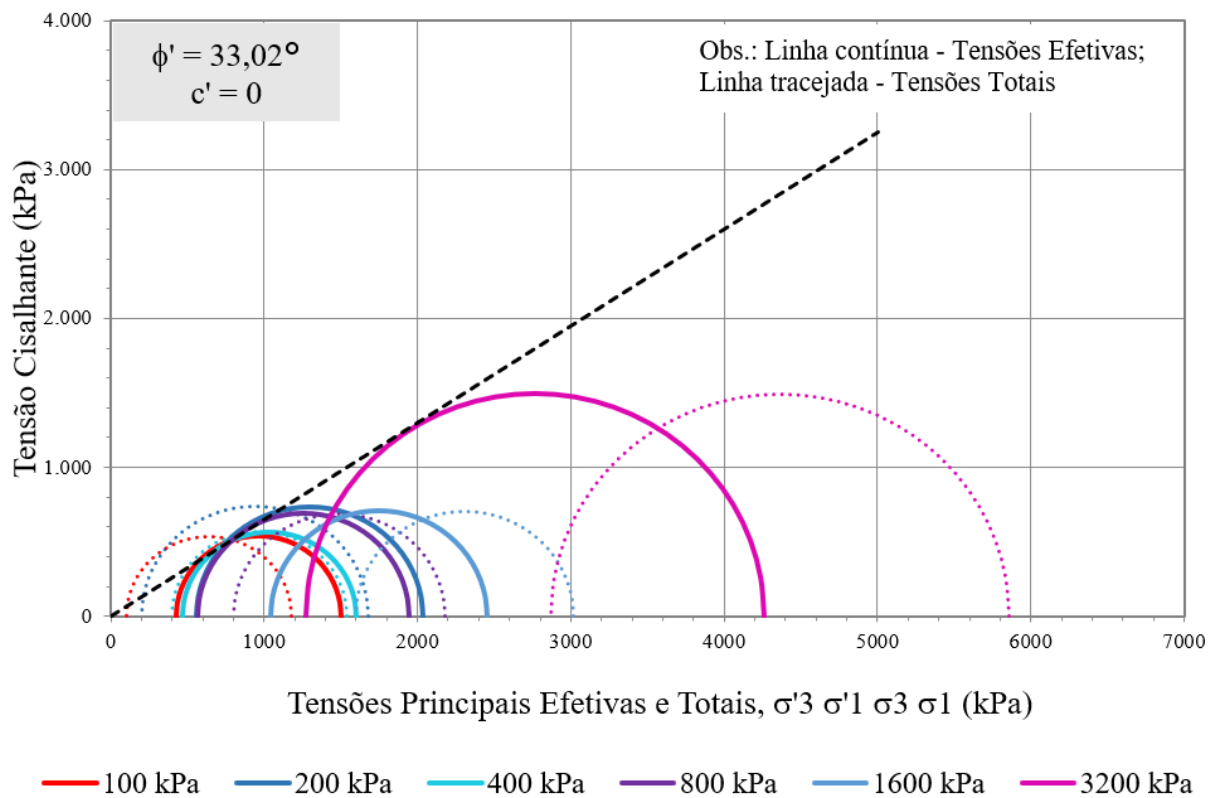


Figura 4.22: Círculo de Mohr - S21064

4.4.1.4. ENSAIOS NA 11ª CAMADA

Na amostra 21077, nas tensões de 400, 800, 1600 e 3200 kPa, a variação da poropressão no rejeito é inicialmente positiva e logo após deformações tornam-se negativas. As deformações para mudança de poropressão positiva para negativa é da ordem de 2% para tensões confinantes inferiores a 800kPa, sendo de 4% e 6%, para a maiores tensões confinantes (1600 e 3200 kPa). O intercepto coesivo foi nulo e ângulo de atrito variou pouco em relação aos valores encontrados no demais ensaios, sendo de 37° (Figura 4.23 e Figura 4.24).

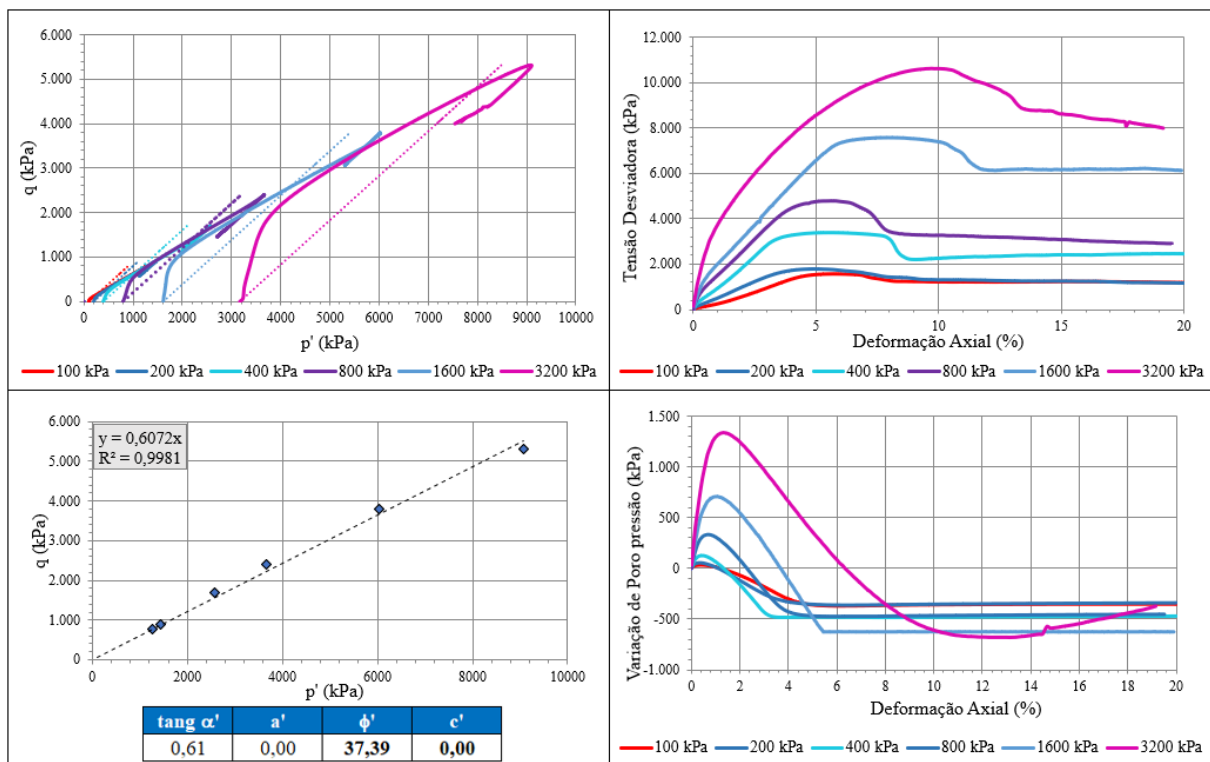


Figura 4.23: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21077

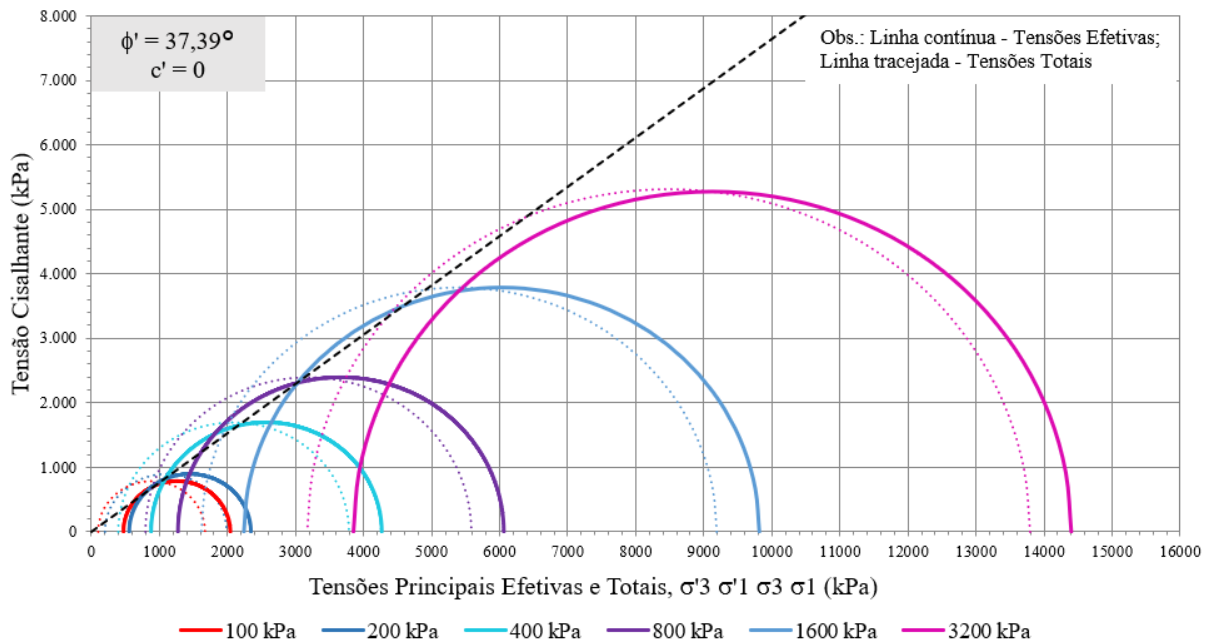


Figura 4.24: Círculo de Mohr - S21077

Na amostra 21079, reconstituída com grau de compactação de 95%, nos ensaios à 1600 e 3200 kPa, a variação da poropressão no rejeito é inicialmente positiva. Para menores tensões confinantes (100, 200, 400 e 800 kPa), a poropressão é inicialmente positiva para pequenas deformações axiais, tornando-se negativa para tensões acima de 4%. Os valores dos parâmetros de resistência foram similares aos verificados nos ensaios realizados em amostras reconstituídas. O intercepto coesivo foi nulo e ângulo de atrito de 33° (Figura 4.25 e Figura 4.26).

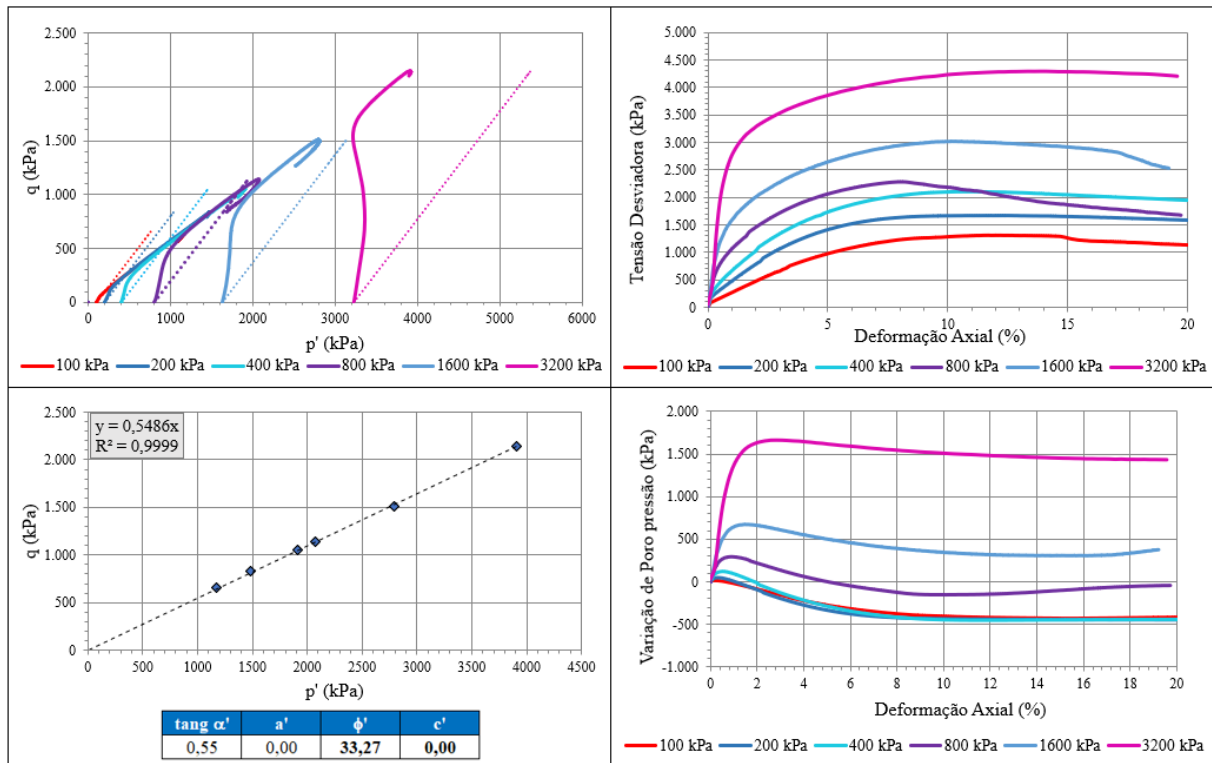


Figura 4.25: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21079

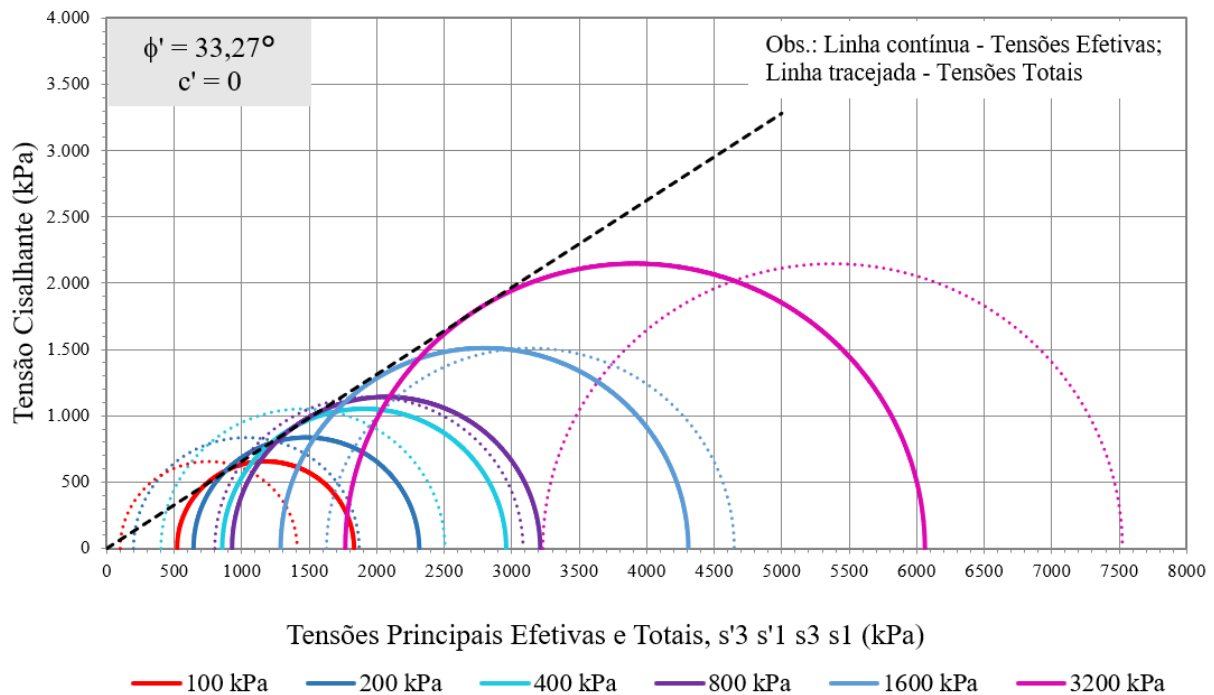


Figura 4.26: Círculo de Mohr - S21079

4.4.1.5. COMPORTAMENTO DO MATERIAL *IN SITU* E RECONSTITUÍDO

Os ensaios conduzidos nos corpos de prova das amostras indeformadas indicam que a resistência ao cisalhamento é oriunda do ângulo de atrito, sendo o intercepto coesivo nulo. Deste

modo, o teor de finos, verificado na análise granulométrica, não interfere significativamente no comportamento do conjunto, que é determinado pelo contato entre os grãos. Tal característica de material não coesivo ($c=0$) é comum para os dois tipos de amostragem, indeformada e reconstituída. A compilação de todos os resultados das amostras indeformadas é apresentada na Figura 4.27, cujo ângulo de atrito obtido é de 37° . As curvas tensão-deformação não apresentaram uma forma adequada para obtenção de parâmetros de deformabilidade necessários para elaboração de análises numéricas. Este comportamento pode ser interpretado considerando possíveis problemas na amostragem do material em campo (perturbação na amostragem), além de ausência de série de dados para alguns níveis de deformação axial.

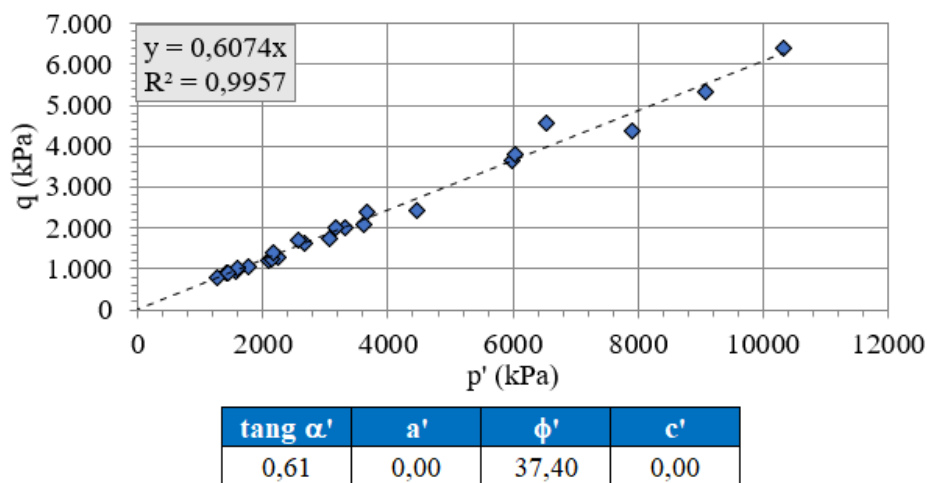


Figura 4.27: Resultado dos ensaios CIU das amostras indeformadas do aterro experimental

Os ensaios conduzidos nos corpos de prova reconstituídos com grau de compactação de 95% apresentam uma resistência ao cisalhamento inferior aos corpos de prova das amostras indeformadas (GC 98%). A compilação de todos os resultados das amostras reconstituídas é apresentada na Figura 4.28, cujo ângulo de atrito obtido é de 32° , valor 5% inferior ao ângulo de atrito dos corpos de prova de amostras *in situ*. Este resultado demonstra a importância do atendimento à especificação técnica construtiva durante a construção de empilhamentos de rejeito filtrado uma vez que desvio de 3% em relação ao grau de compactação acarreta uma mudança de parâmetros geotécnicos do material.

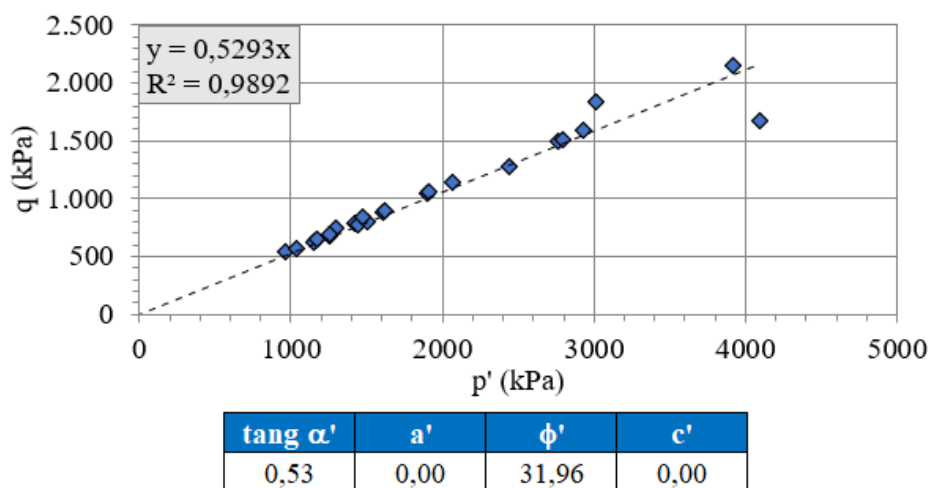


Figura 4.28: Resultado dos ensaios CIU das amostras remoldadas com grau de compactação de 95%

Uma observação importante é a presença marcante da resistência ao cisalhamento de pico nas amostras *in situ*, característico do comportamento de areias densas, fato este não identificado de modo tão acentuado nas amostras reconstituídas com grau de compactação de 95%. Este comportamento é justificado pela maior densificação do rejeito, ocasionando um maior entrosamento entre as partículas. Esse imbricamento dos grãos representa um componente adicional de resistência que se manifesta pelo valor de pico superior à resistência residual.

Este comportamento típico de areias densas também pode ser observado nas curvas de poropressão versus deformação axial na qual para certos níveis de tensão confinante, particularmente abaixo de 800 kPa, têm-se inicialmente poropressões positivas, passando para negativas com pequenas deformações. Possivelmente, o grau de compactação produziu um índice de vazios inferior ao índice de vazios crítico para as tensões confinantes ensaiadas, precisando haver dilatação do CP para ruptura. Nessas condições, como a drenagem não é permitida, a água fica com poropressão negativa, o que resulta em aumento da tensão efetiva e, conseqüentemente, em aumento de resistência.

4.4.2. ENSAIOS TRIAXIAIS CID

A campanha de ensaios realizada pela Fugro contou com a realização de ensaios triaxiais drenados (CID) em quatro amostras do rejeito filtrado coletadas durante a execução do aterro experimental. Todos os ensaios drenados foram conduzidos em amostras indeformadas, com grau de compactação conforme obtido em campo, conforme descrito na Tabela 4.12.

Tabela 4.12: Identificação dos ensaios CID realizados

Amostra	Camada	Tipo de amostra	Tensão Confinante (kPa)	GC (%)	e ₀	e _r
S21010	2 ^a	Indeformada	100	93	0,69	0,67
			200	91	0,73	0,70
			400	96	0,64	0,62
			800	98	0,61	0,57
			1600	98	0,61	0,54
			3200	95	0,66	0,57
S21018	5 ^a	Indeformada	100	104	0,53	0,51
			200	106	0,51	0,49
			400	102	0,56	0,54
			800	101	0,58	0,55
			1600	104	0,54	0,52
			3200	103	0,55	0,51
S21062	9 ^a	Indeformada	100	100	0,59	0,58
			200	101	0,57	0,55
			400	100	0,59	0,56
			800	99	0,60	0,55
			1600	102	0,56	0,55
			3200	98	0,61	0,55
S21077	11 ^a	Indeformada	100	100	0,60	0,59
			200	97	0,64	0,62
			400	97	0,64	0,60
			800	98	0,63	0,60
			1600	102	0,56	0,55
			3200	100	0,59	0,53

4.4.2.1. ENSAIOS NA 2^a CAMADA

Na amostra 21010, quanto à variação volumétrica, nota-se que nos ensaios até 1600 kPa ocorre compressão inicial seguida de expansão volumétrica. Dessa forma, verifica-se que a ocorrência de uma redução de volume, mas antes de atingir a resistência máxima, o CP apresenta maior volume em relação ao início do carregamento. Tal comportamento (dilatação) é típico de areias compactas, cujo índice de vazios é inferior ao índice de vazios críticos.

Assim, no ensaio com tensão confinante de 3200 kPa (95% de grau de compactação), ocorre apenas compressão volumétrica. Portanto, o índice de vazios foi maior que o crítico para a tensão considerada, havendo assim um comportamento contráctil, típico de areia fofa. A curva tensão-deformação para tensão de 400 kPa indica resistência ao cisalhamento abaixo do esperado.

A percentagem de finos não interfere de forma importante no comportamento do conjunto. Trata-se de um material não coesivo ($c=0$), sendo a resistência ao cisalhamento resultante do

contato entre grãos, em que o ângulo de atrito obtido foi da ordem de 34° (Figura 4.29 e Figura 4.30).

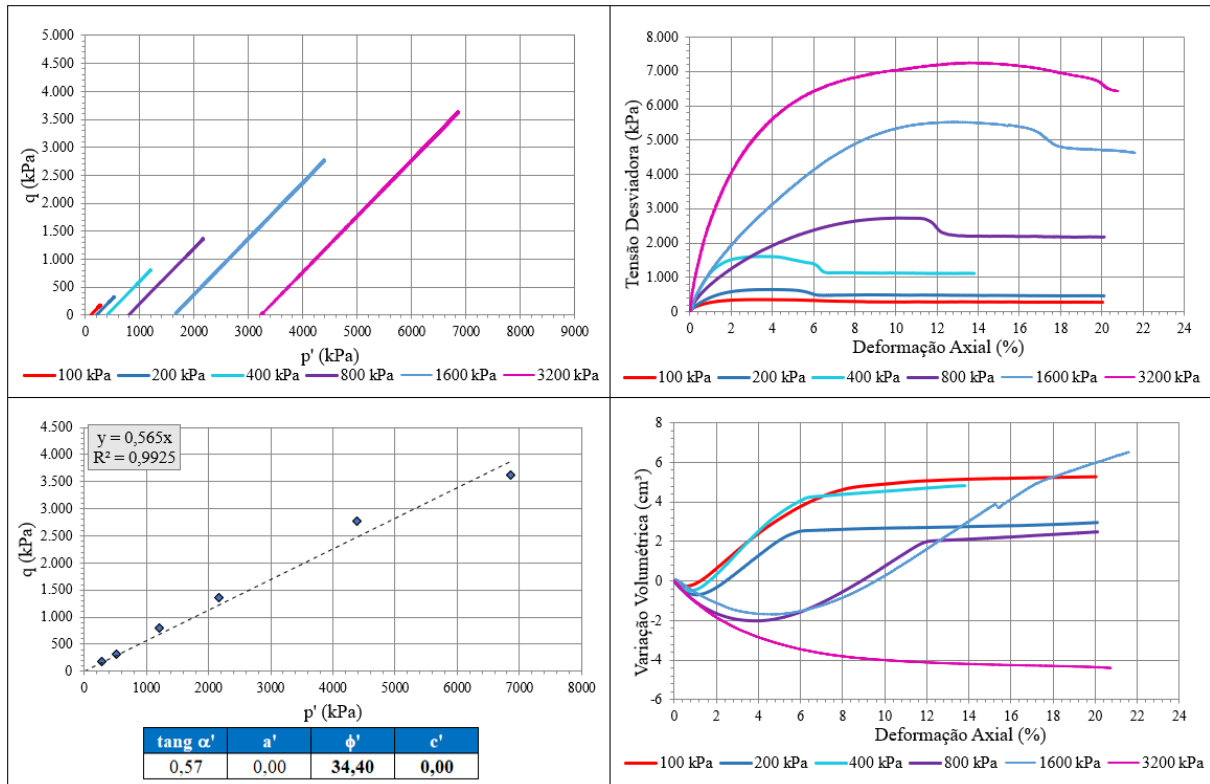


Figura 4.29: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21010 CID

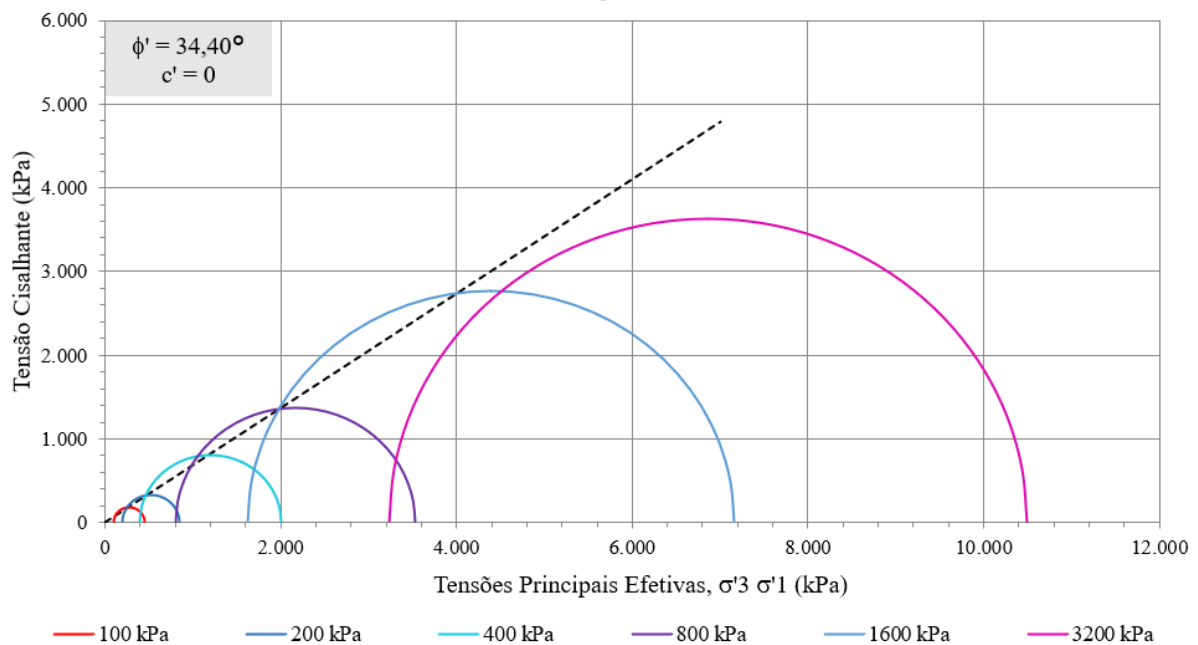


Figura 4.30: Círculo de Mohr - S21010 CID

4.4.2.2. ENSAIOS NA 5ª CAMADA

A amostra 21018, nos ensaios até 1600 kPa e 3200kPa, apresenta compressão inicial seguida de expansão volumétrica após 2 e 4% de deformação, respectivamente. Essa expansão volumétrica é também percebida para os demais níveis de tensão. Tal comportamento é justificado pelo alto grau de compactação em todos os corpos de prova ensaiados, que produziu CP com índice de vazios inferior ao crítico, levando à um comportamento típico de material arenoso compacto. O intercepto coesivo é nulo e o ângulo de atrito apresenta um valor de 40° (Figura 4.31 e Figura 4.32).

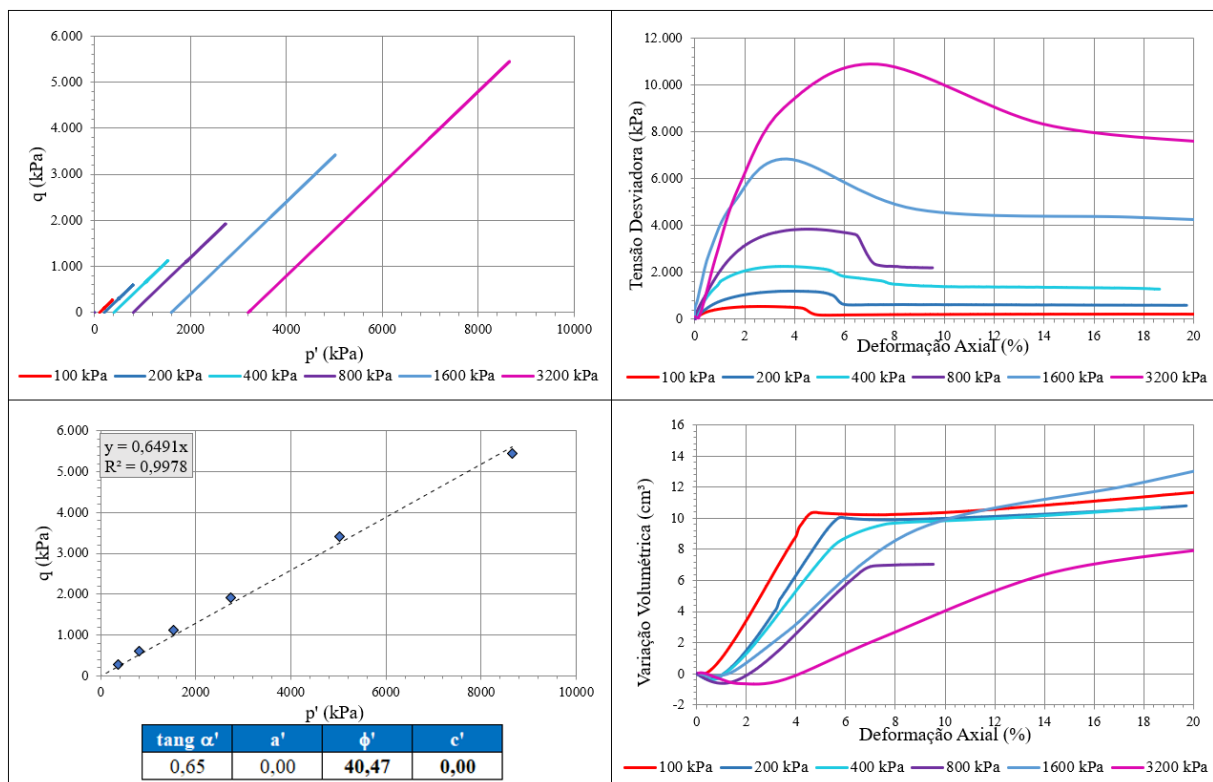


Figura 4.31: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21018 CID

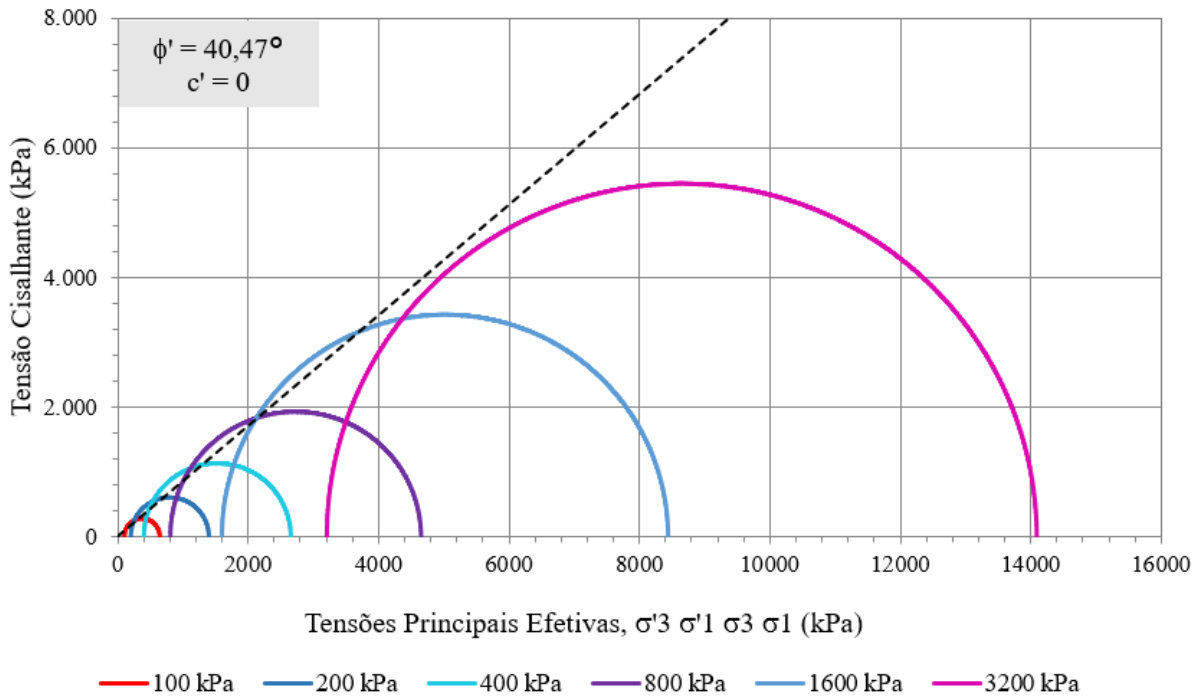


Figura 4.32: Círculo de Mohr - S21018 CID

4.4.2.3. ENSAIOS NA 9ª CAMADA

A amostra 21062, quanto à variação volumétrica, apresenta tendência de expansão volumétrica (dilatação) ao ser solicitada. O intercepto coesivo foi nulo e o ângulo de atrito da ordem de 36° (Figura 4.33 e Figura 4.34).

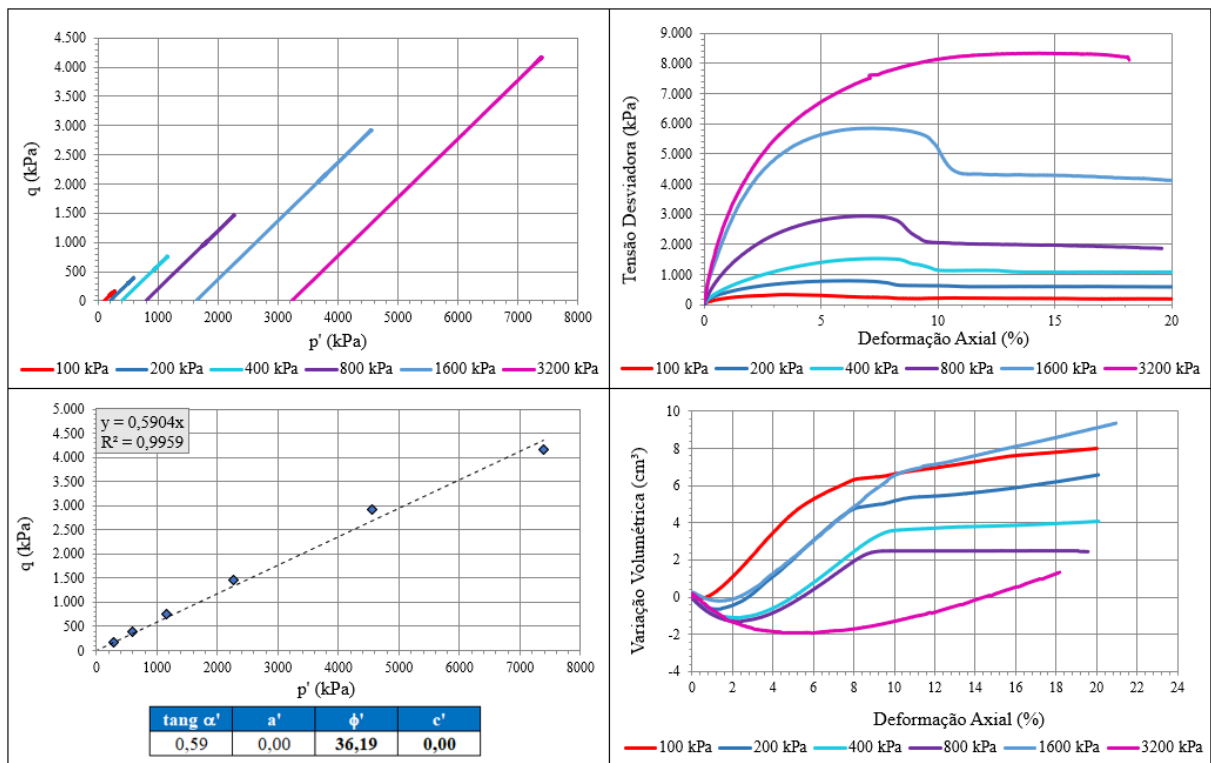


Figura 4.33: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21062 CID

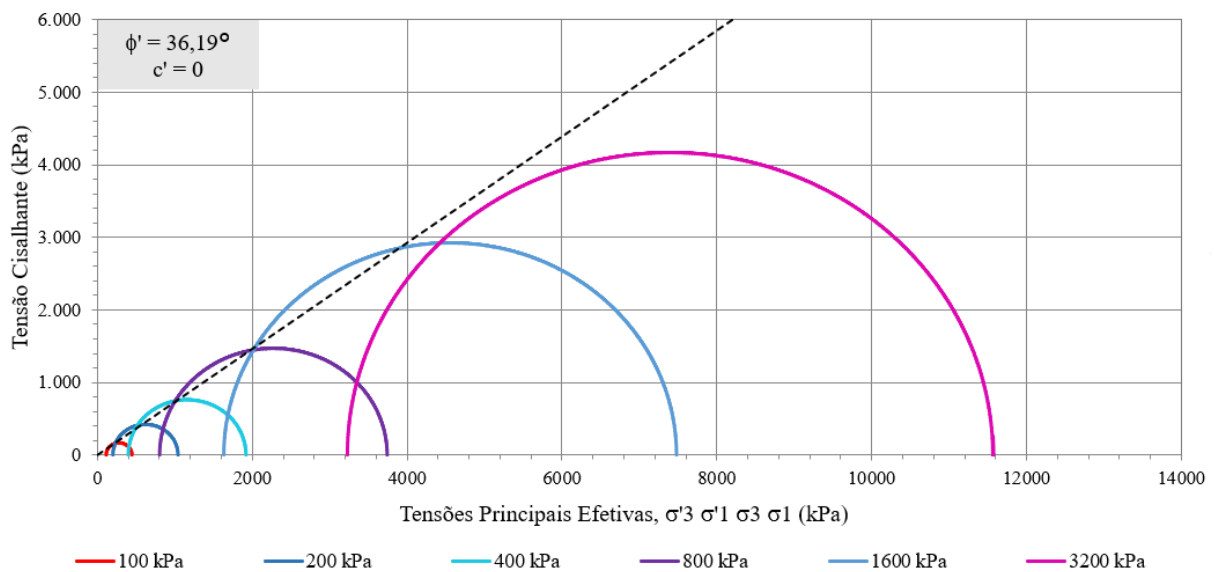


Figura 4.34: Círculo de Mohr - S21062 CID

4.4.2.4. ENSAIOS NA 11ª CAMADA

Na amostra 21077, a variação volumétrica, como esperado, por conta dos resultados anteriores, reflete um comportamento típico de material arenoso compacto. Nota-se que nos ensaios ocorre compressão inicial seguida de expansão volumétrica. O ângulo de atrito apresentou valor

próximo daqueles encontrados nos demais ensaios, sendo da ordem de 36° (Figura 4.35 e Figura 4.36).

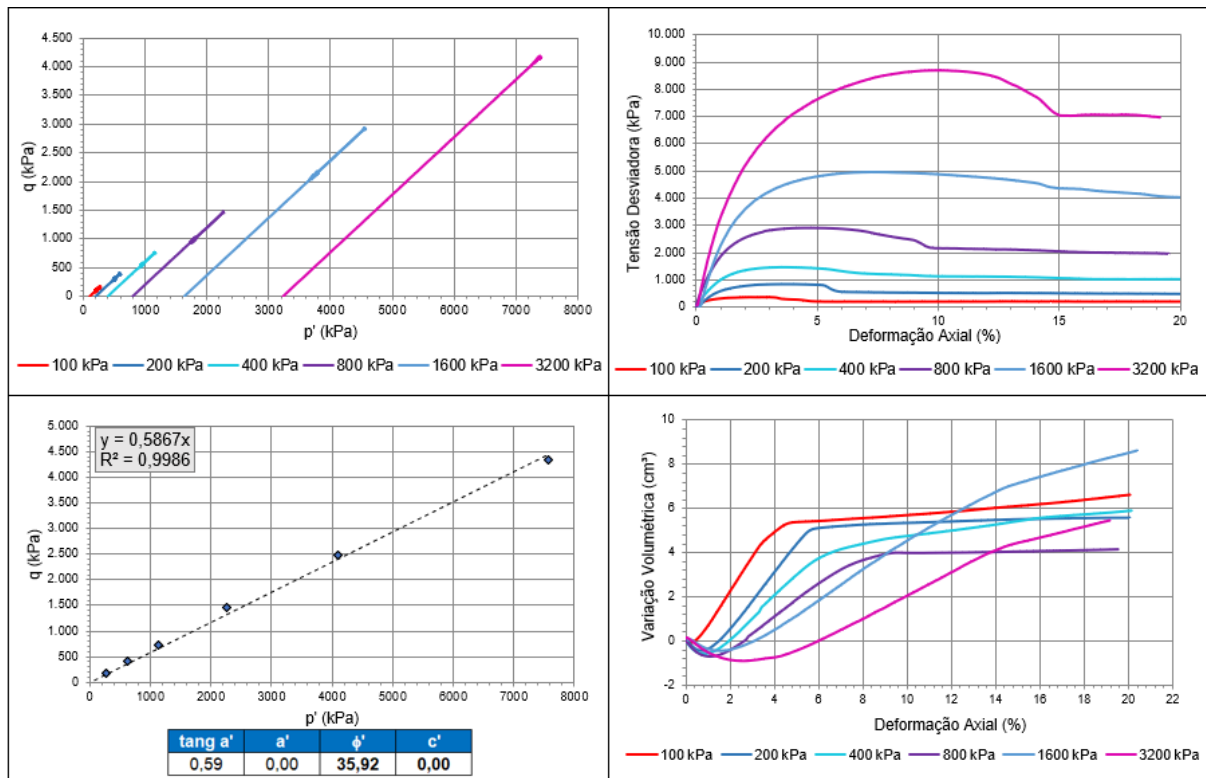


Figura 4.35: Resultados do ensaio triaxial na amostra S21077 CID

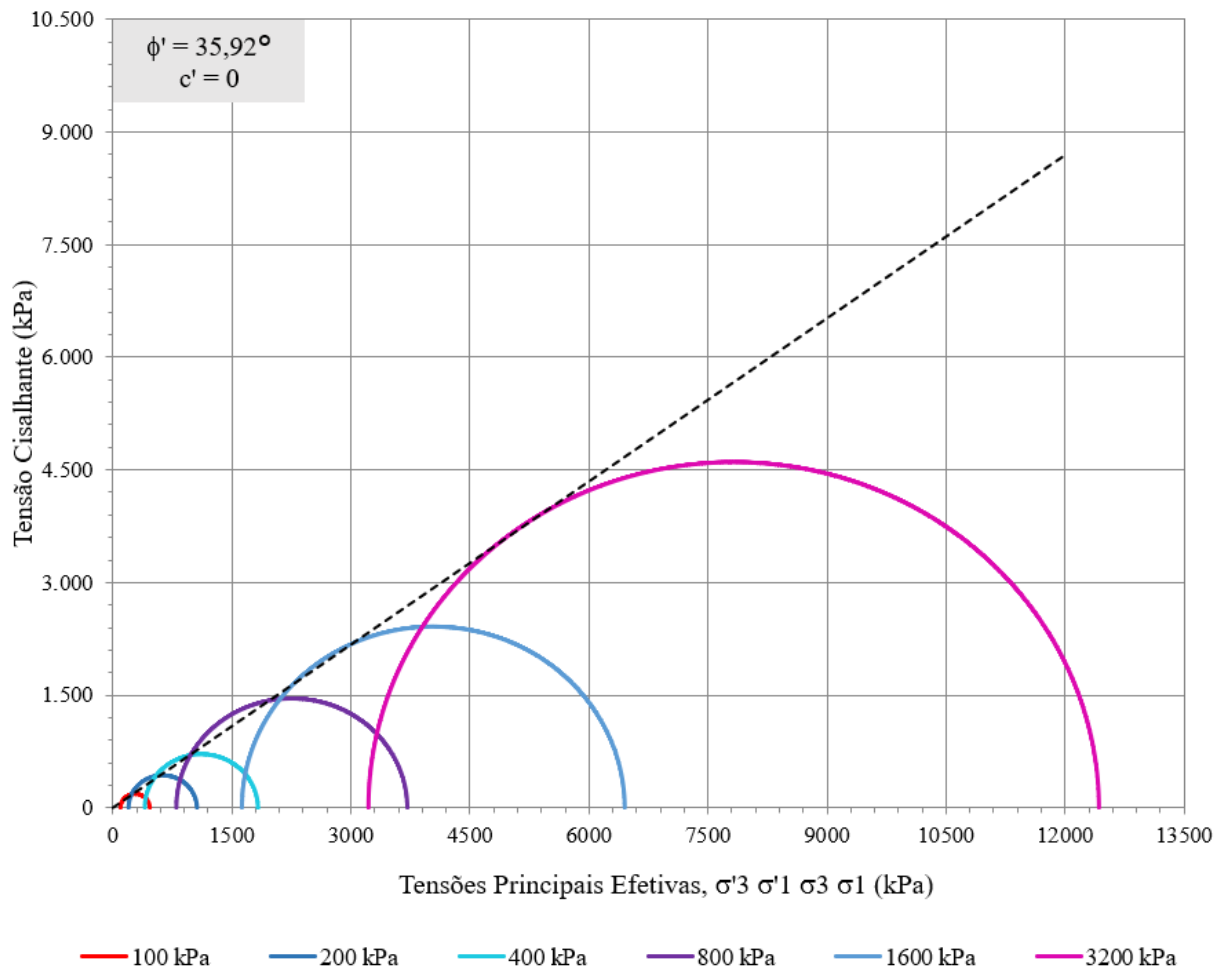


Figura 4.36: Círculo de Mohr - S21077 CID

4.4.2.5. COMPORTAMENTO DO MATERIAL *IN SITU*

Os ensaios nos corpos de prova das amostras *in situ* apresentam tendência de expansão volumétrica (dilatância) durante o cisalhamento. Este comportamento é representativo de um material arenoso compacto, em que o índice de vazios é inferior ao crítico para a tensão confinante considerada. A compilação de todos os resultados das amostras indeformadas é apresentada na Figura 4.37. A percentagem de finos não impacta no comportamento do conjunto, sendo um material não coesivo ($c=0$), com resistência ao cisalhamento resultante do contato entre grãos. O ângulo de atrito obtido é de 37° , similar ao resultado obtido nos ensaios CIU.

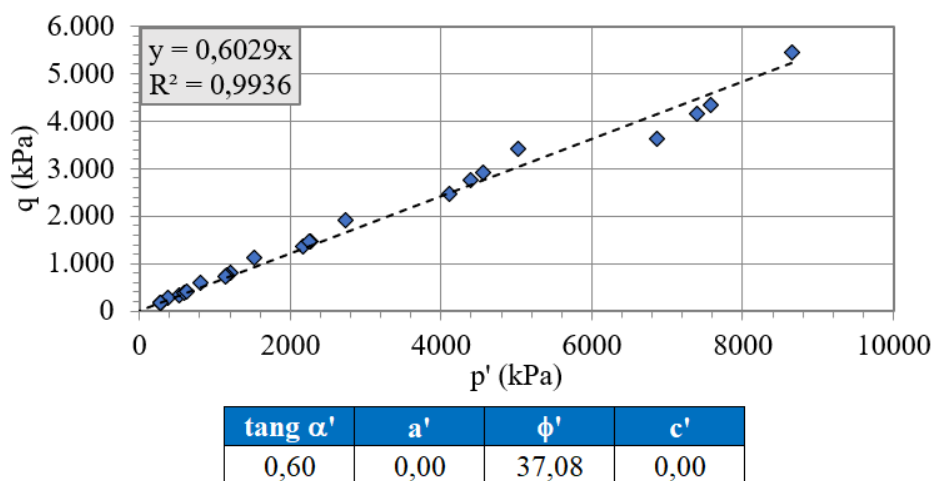


Figura 4.37: Resultado dos ensaios CID das amostras indeformadas do aterro experimental

4.4.3. ENSAIO DE CISALHAMENTO DIRETO SIMPLES (DSS)

A campanha de ensaios de laboratório também contemplou a execução de quatro ensaios de cisalhamento direto simples nas amostras do rejeito filtrado coletadas durante a execução do aterro experimental. A identificação dos ensaios é indicada na Tabela 4.13.

Tabela 4.13: Identificação dos ensaios DSS realizados

Amostra	Camada	Tipo de amostra	Tensão confinante (kPa)	GC (%)
S21010	2ª	Indeformada	150	98%
			300	99%
			600	102%
			1200	103%
S21018	5ª	Indeformada	150	102%
			300	104%
			600	101%
			1200	102%
S21062	9ª	Indeformada	150	104%
			300	107%
			600	106%
			1200	108%
S21077	11ª	Indeformada	150	103%
			300	101%
			600	102%
			1200	107%

Os corpos de prova das amostras indeformadas da mesma camada apresentaram variações no grau de compactação, semelhante ao resultado encontrado nos ensaios triaxiais, com resultados superiores ao grau de compactação de 98%. Tal resultado indica uma possível variabilidade entre o grau de compactação do topo e da base da camada.

Os resultados dos ensaios DSS são apresentados na Figura 4.38, Figura 4.39, Figura 4.40 e Figura 4.41.

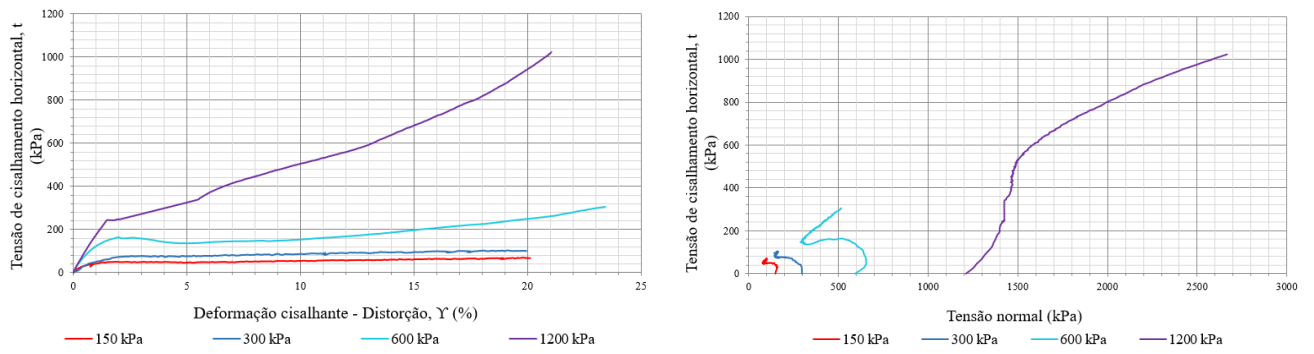


Figura 4.38: Resultado DSS - Amostra 21010

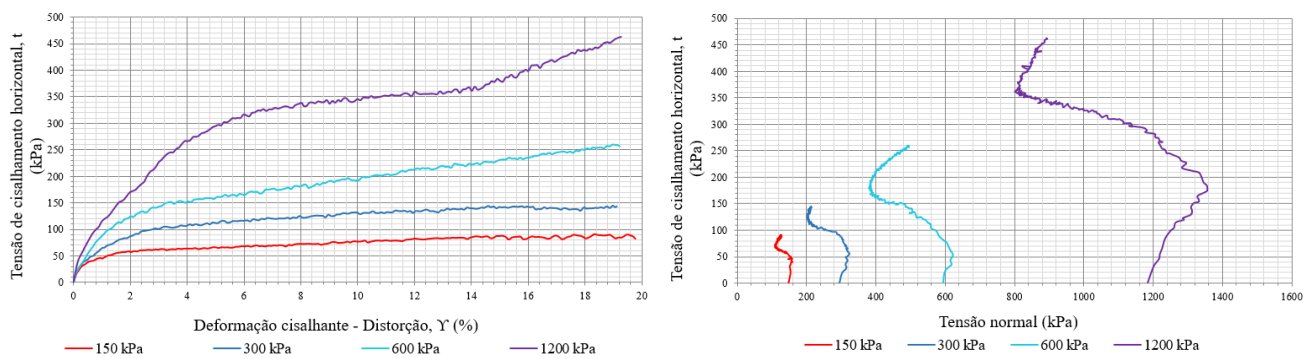


Figura 4.39: Resultado DSS - Amostra 21018

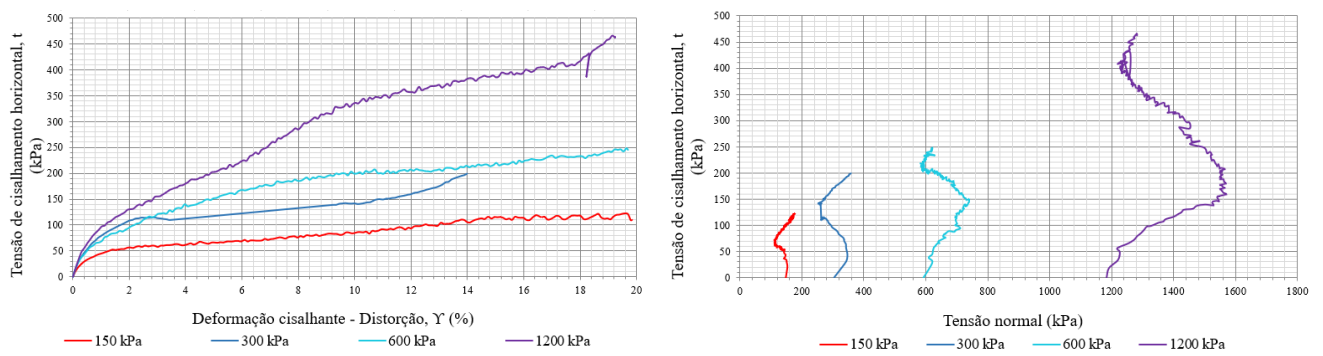


Figura 4.40: Resultado DSS - Amostra 21062

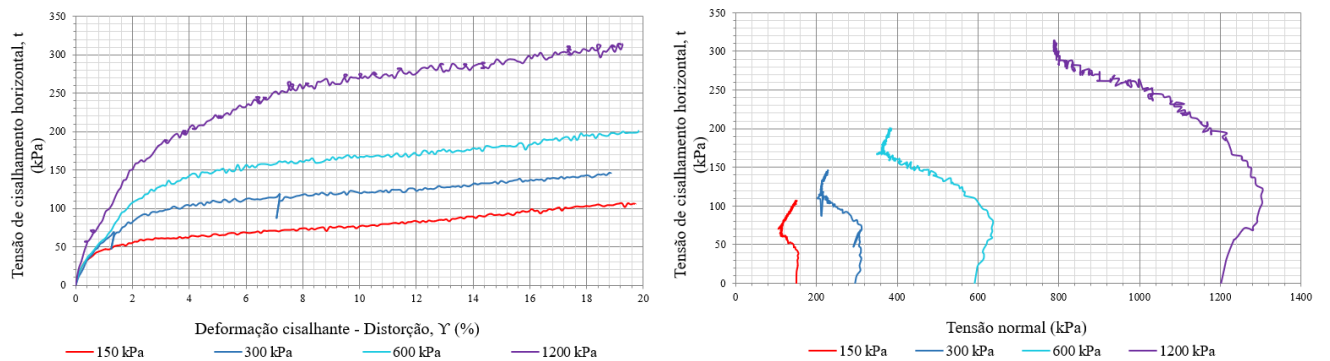


Figura 4.41: Resultado DSS - Amostra 21077

Em alguns corpos de prova, o DSS que não permitiu atingir a máxima tensão cisalhante, na qual as amostras não apresentam crescimento da tensão cisalhante com a deformação cisalhante. Parte das curvas tensão-deformação obtidas nesse processo não atingiram o pico de resistência cisalhante.

Uma vez não ultrapassado o pico de resistência e atingido o patamar de resistência residual, os dados dos ensaios destes corpos de prova foram desconsiderados para determinação dos parâmetros de resistência devido à não representatividade dos mesmos. Destaca-se que as trajetórias de tensões foram interpretadas considerando o intercepto de coesão efetiva nulo, em virtude da ausência de plasticidade do material e a porcentagem ínfima de argila das amostras. Conforme indicado na Figura 4.42, o ângulo de atrito obtido é da ordem de 37° , semelhante aos resultados obtidos nos ensaios triaxiais.

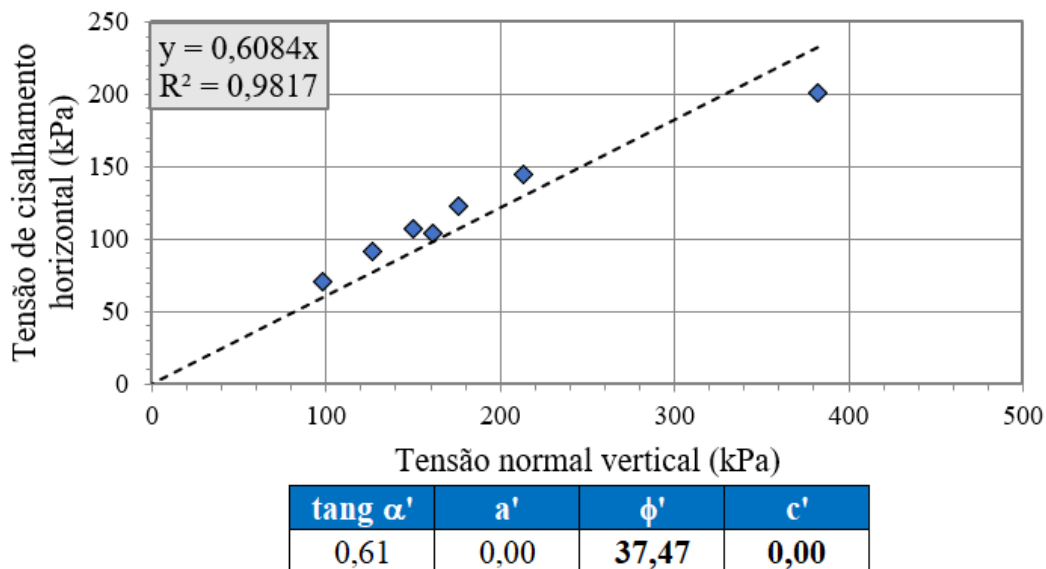


Figura 4.42: Determinação dos parâmetros geotécnicos dos ensaios DSS

4.5. ADENSAMENTO OEDOMÉTRICO

Os resultados dos ensaios de adensamento oedométrico conduzidos nas amostras S21010, S21018, S21062 e S21077 são apresentados na Tabela 4.14 e Figura 4.43. As amostras possuem grau de compactação de 97%, 95%, 104% e 95%, respectivamente. O índice de vazios inicial da amostra 21062, cujo grau de compactação é alto, é inferior às demais amostras e está próximo do índice de vazios mínimo. Tal condição refletiu em uma discrepância no comportamento durante as etapas de carregamento e descarregamento em relação aos resultados das demais amostras.

Tabela 4.14: Resultados dos ensaios de adensamento oedométrico.

Amostra	Condições Iniciais						Condições Finais			Parâmetros				
	w_i (%)	ρ_n (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	ρ_s (g/cm ³)	e_i	S_i (%)	w_f (%)	e_f	S_f (%)	C_c	C_r	C_s	σ'_{vm}	$e_{\sigma'_{vm}}$
S21010	5,38	1,917	1,829	2,972	0,625	23,00	16,69	0,568	87,33	0,052	0,018	0,010	175,00	0,605
S21018	6,84	1,899	1,777	2,969	0,671	30,27	17,15	0,569	89,44	0,074	0,027	0,012	152,00	0,635
S21062	5,38	2,055	1,950	2,968	0,522	30,59	14,70	0,471	92,58	0,046	0,024	0,010	253,00	0,495
S21077	7,74	1,854	1,721	2,896	0,683	32,80	19,32	0,579	96,70	0,073	0,026	0,010	244,00	0,631

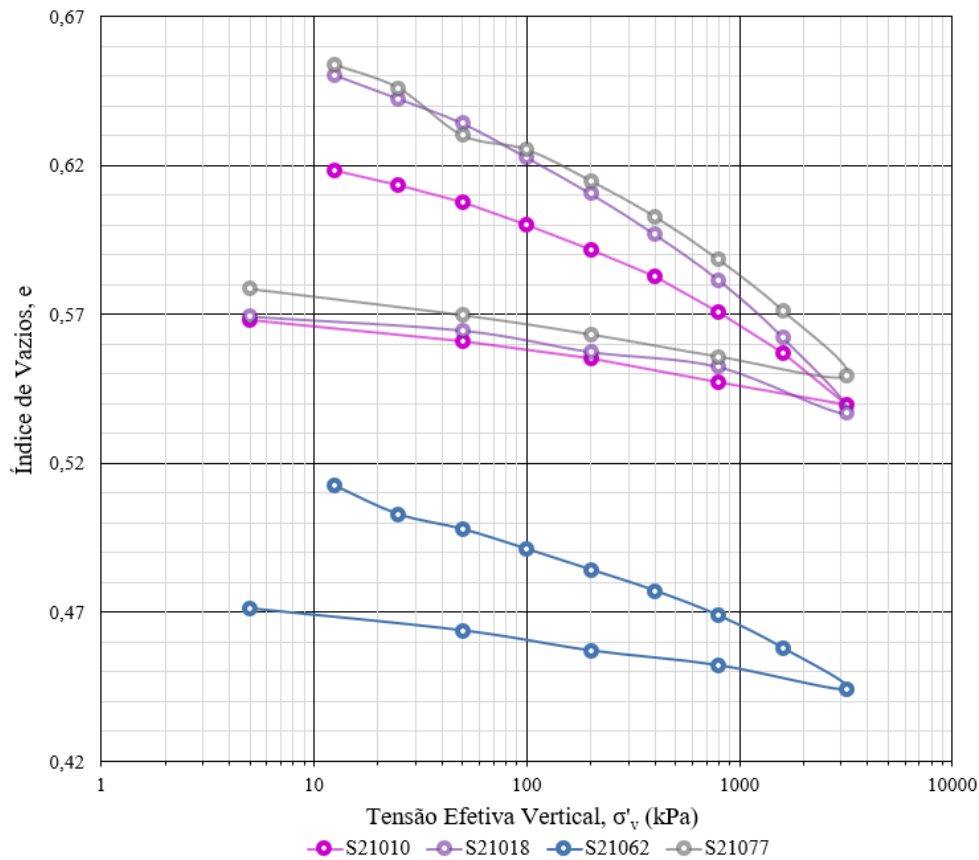


Figura 4.43: Resultados dos ensaios de adensamento oedométrico

4.6. ENSAIOS CPTU

Os resultados dos ensaios de piezocone (CPTu) são apresentados na Figura 4.44, Figura 4.45 e Figura 4.46. Inicialmente o ensaio era previsto para atingir a profundidade de 4 metros de modo a atingir a fundação. Devido à elevada resistência do rejeito e baixa capacidade de ancoragem da sonda, a máxima profundidade atingida foi de 1,50 m.

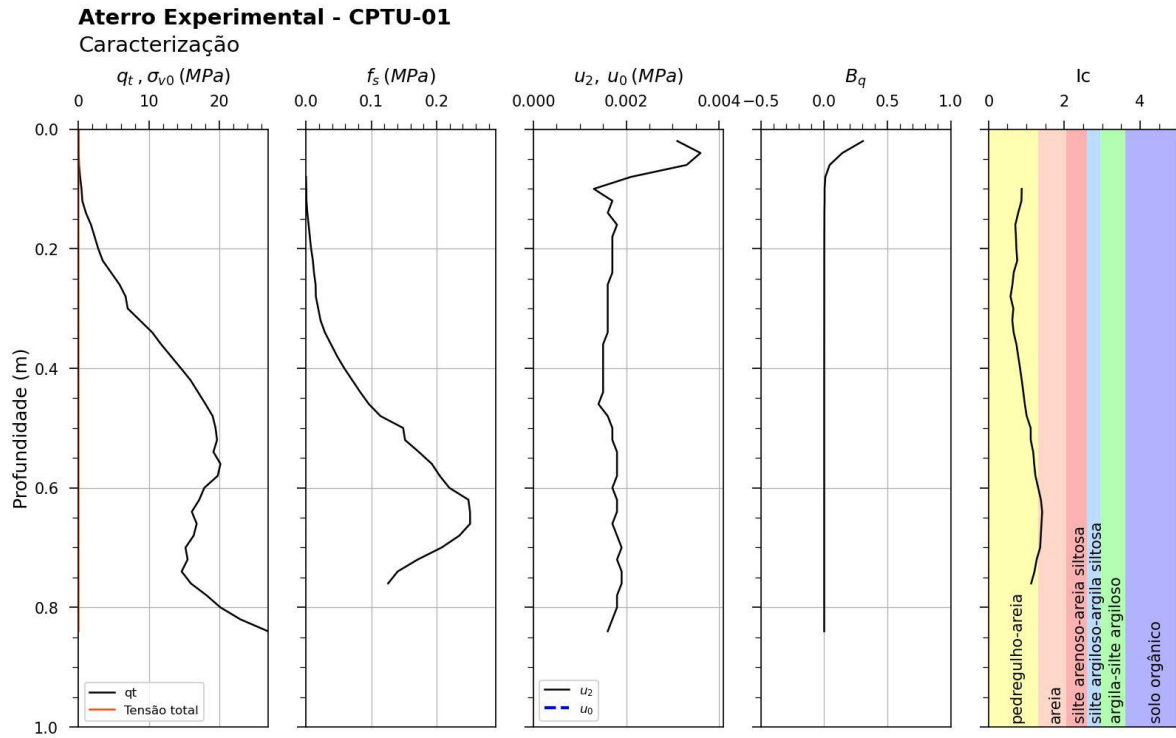


Figura 4.44: Resultados do CPTU-01

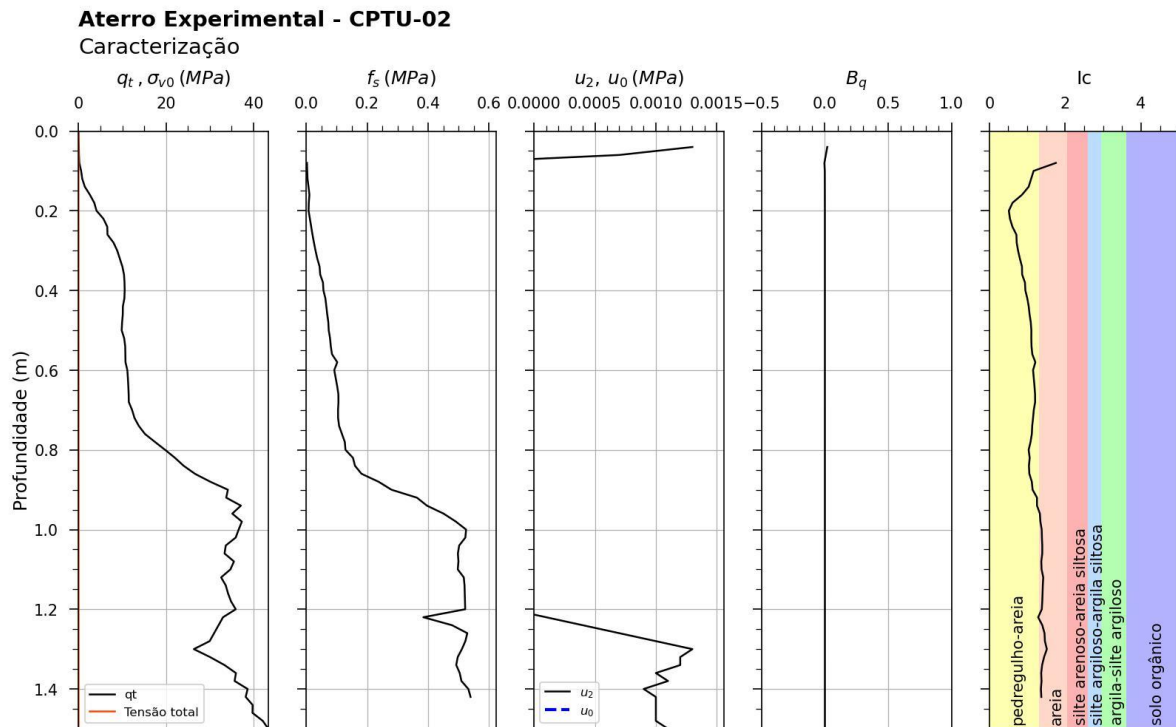


Figura 4.45: Resultados do CPTU-02

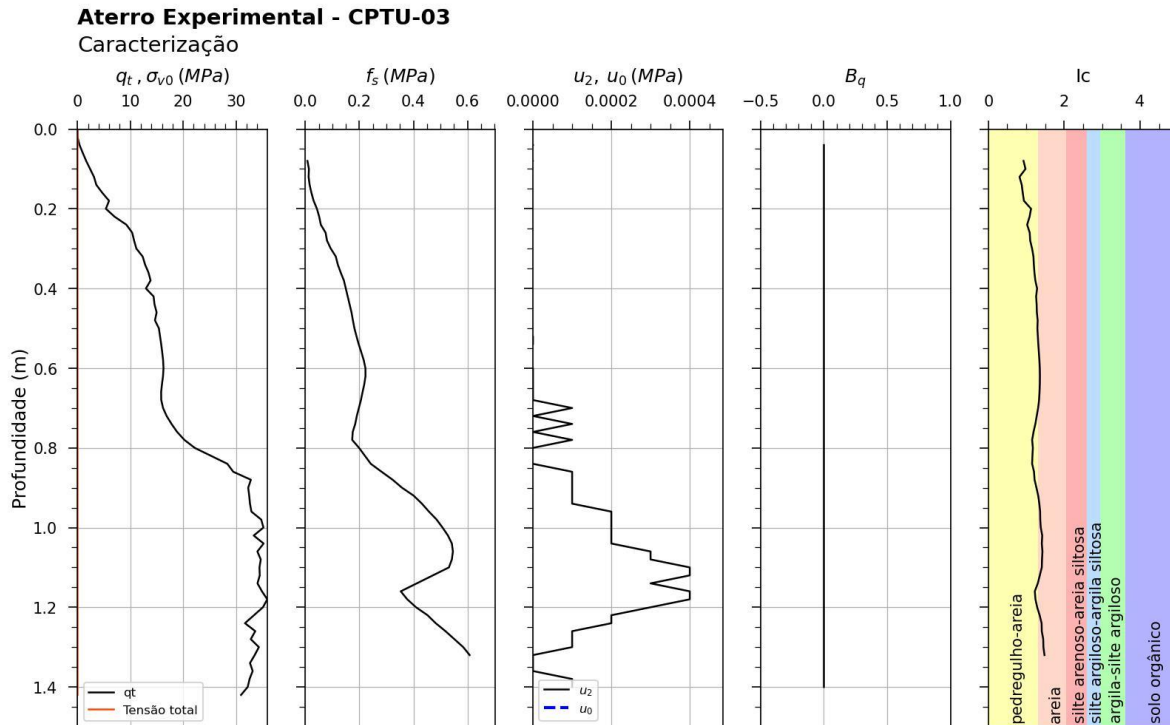


Figura 4.46: Resultados do CPTU-03

O rejeito compactado apresenta elevada resistência ao cisalhamento, em virtude dos valores consideráveis de resistência de ponta corrigida do cone (q_t) observados ao longo do ensaio. Os valores mais altos de resistência de ponta e de atrito lateral (f_s) indicam que o material possui característica de material granular, o que é corroborado pelo índice I_c calculado, que indica que o rejeito, na condição de campo apresentava comportamento similar à de um material areno-pedregulhoso. Além disso, o baixo desenvolvimento de poropressão ao longo da cravação, observado no gráfico de dissipação de poropressão (u_2) e poropressão normalizadas (B_q) é um indicativo de que o material não se encontrava saturado.

Com base nos valores de resistência de ponta corrigida (q_t), pôde-se estimar o ângulo de atrito efetivo do material pelos métodos de Robertson & Campanella (1983) e Kulhawy & Mayne (1990), conforme indicado na Figura 4.47. Destaca-se, em virtude da alta resistência de ponta observada associada a um baixo valor de poropressão, foram obtidos valores significativos de ângulo de atrito efetivo, da ordem de 45° , o que é decorrente do fato de o material ser predominantemente granular e encontrar-se compactado.

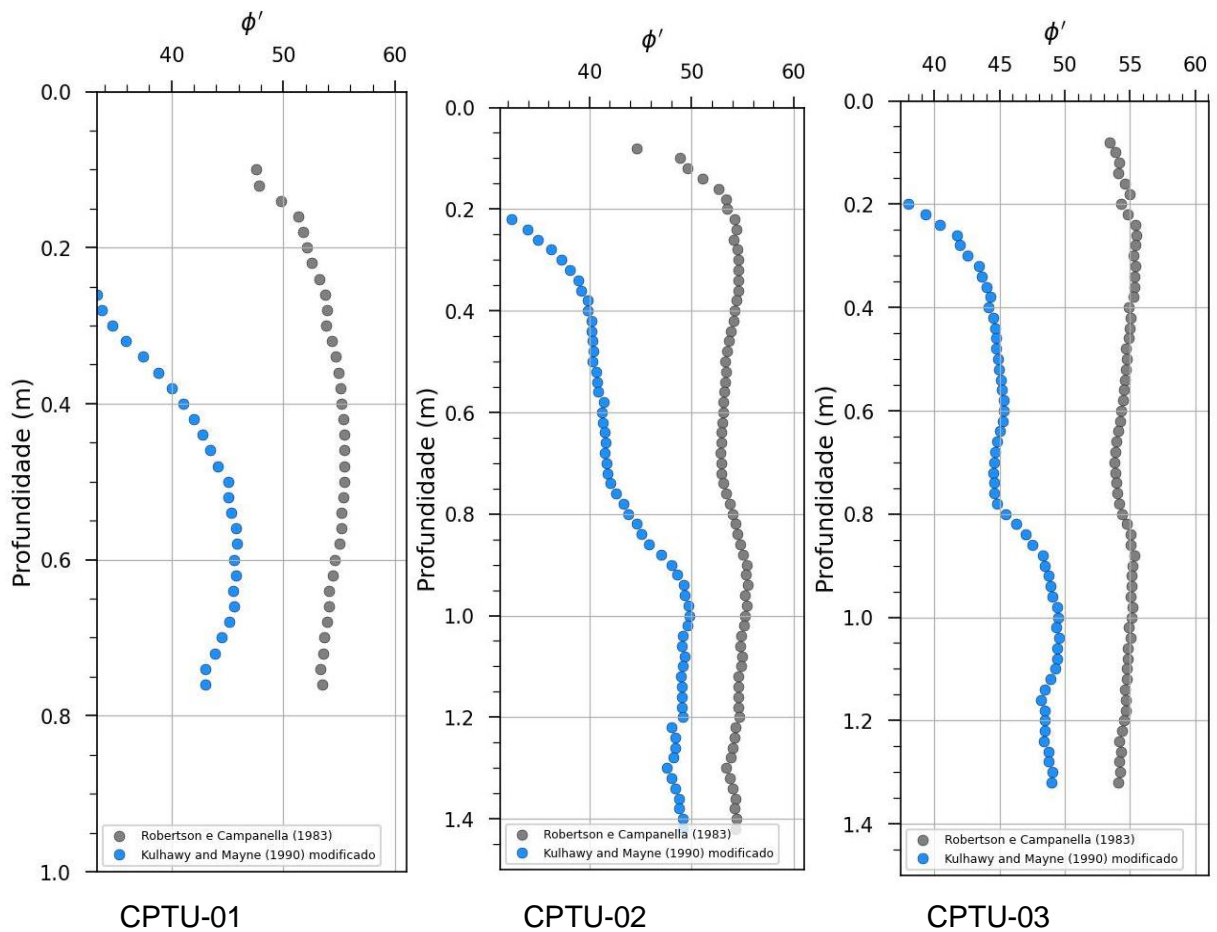
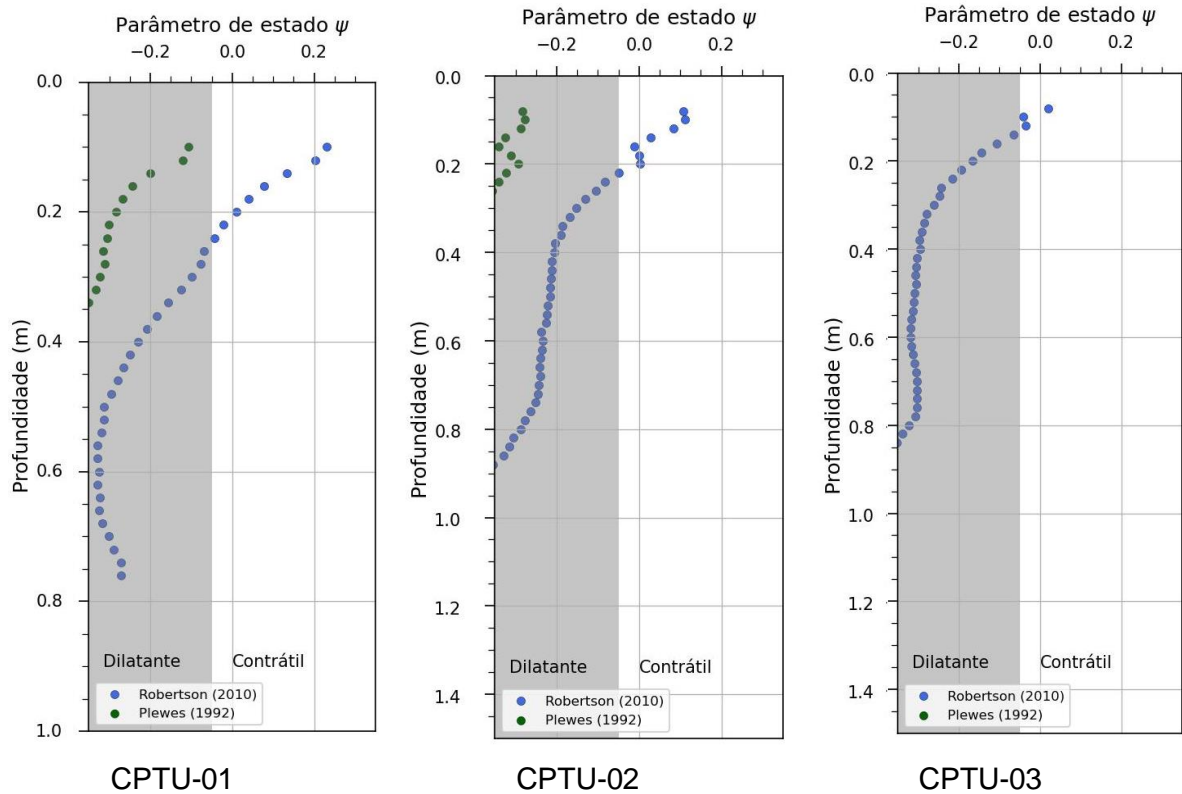


Figura 4.47: Determinação do ângulo de atrito a partir dos ensaios CPTu

A análise do parâmetro de estado do material ao longo da profundidade foi realizada com base nos métodos de Robertson (2010) e Plewes et al. (1992). Além disso, foi avaliada a susceptibilidade à liquefação do rejeito do aterro experimental pelo método de Robertson (2016). Os resultados obtidos indicam que o rejeito filtrado compactado se mostra predominantemente dilatante, com exceção da camada superior do aterro que apresentou comportamento contrátil em virtude de materiais soltos encontrados na superfície do empilhamento que indicaram valores baixos ou nulos de resistência de atrito, não sendo tais materiais de superfície representativos da condição compactada da futura pilha.

A avaliação do parâmetro de estado (Ψ) ao longo do furo está indicada na Figura 4.48 e a análise de susceptibilidade à liquefação do rejeito, na Figura 4.49.

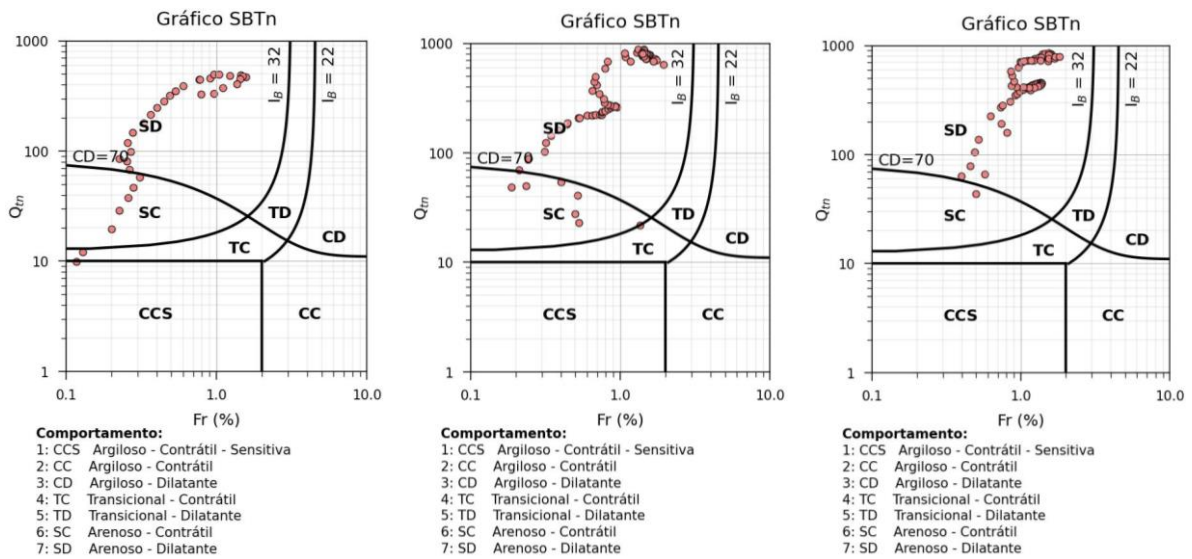


CPTU-01

CPTU-02

CPTU-03

Figura 4.48: Avaliação do parâmetro de estado a partir dos resultados dos ensaios CPTu



CPTU-01

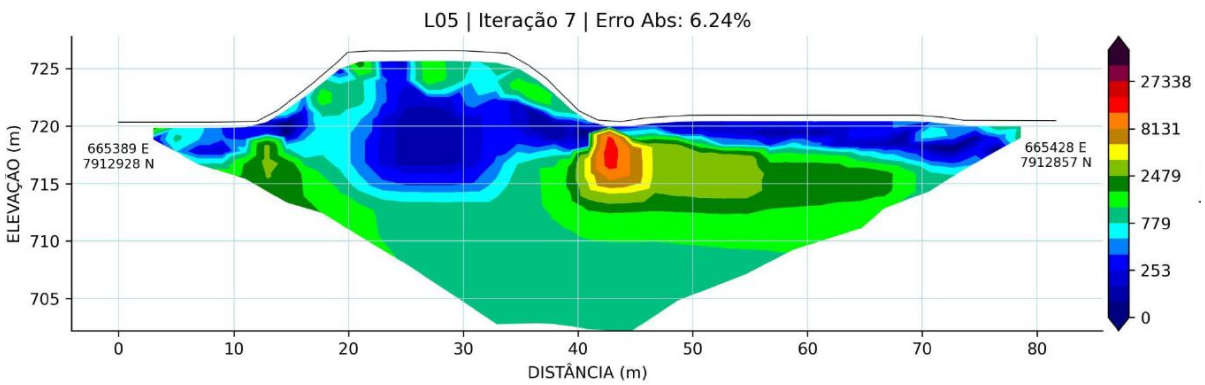
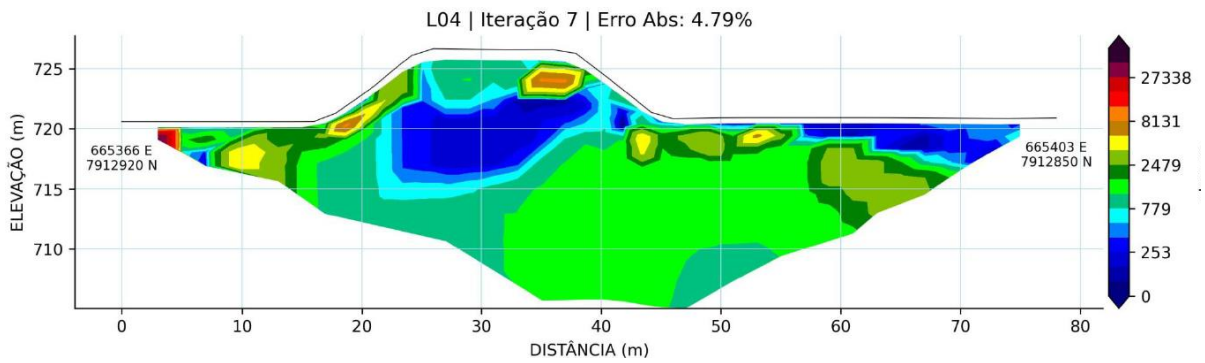
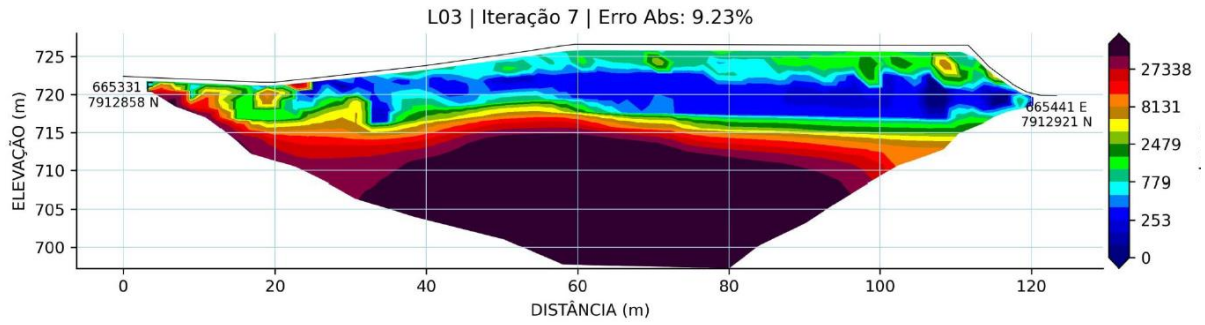
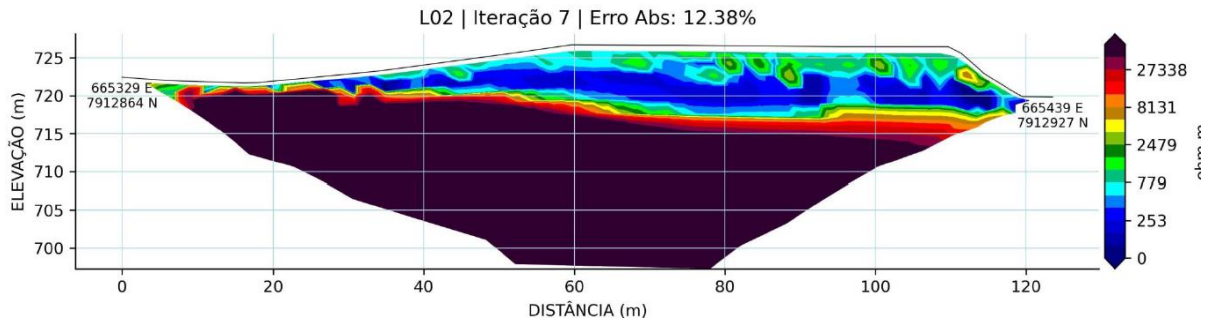
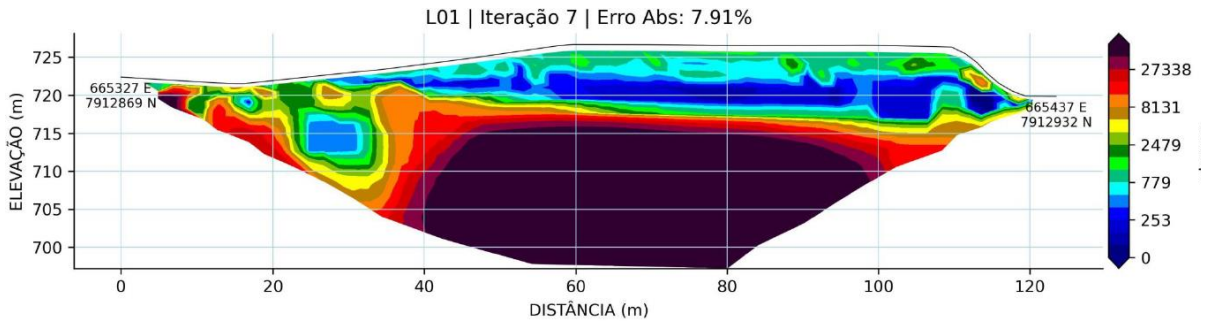
CPTU-02

CPTU-03

Figura 4.49: Avaliação da susceptibilidade do rejeito à liquefação (Robertson, 2016)

4.7. LEVANTAMENTO GEOFÍSICO

Os resultados dos levantamentos geofísicos, executados pelo método de caminhamento elétrico, estão ilustrados na Figura 4.50. Os resultados da modelagem conforme distribuição geoespacial é indicada na Figura 4.51.



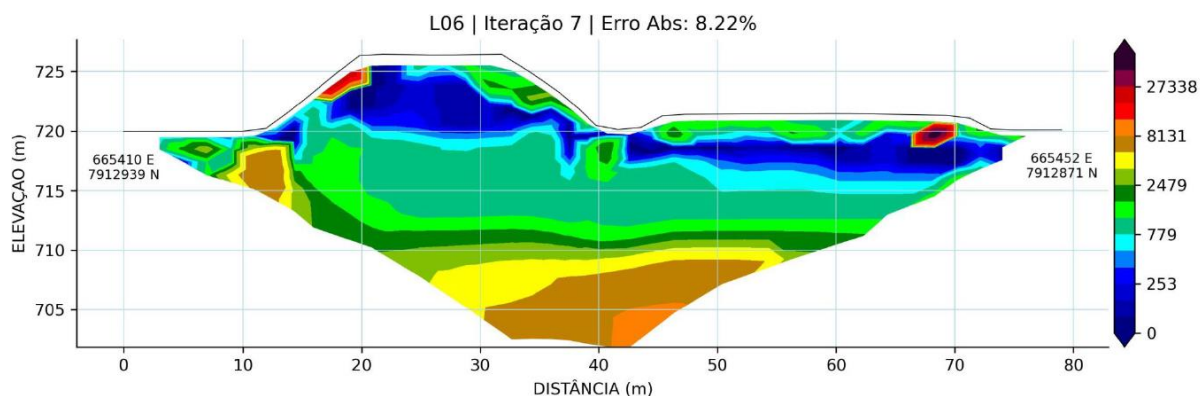


Figura 4.50: Resultados das seções de eletroresistividade

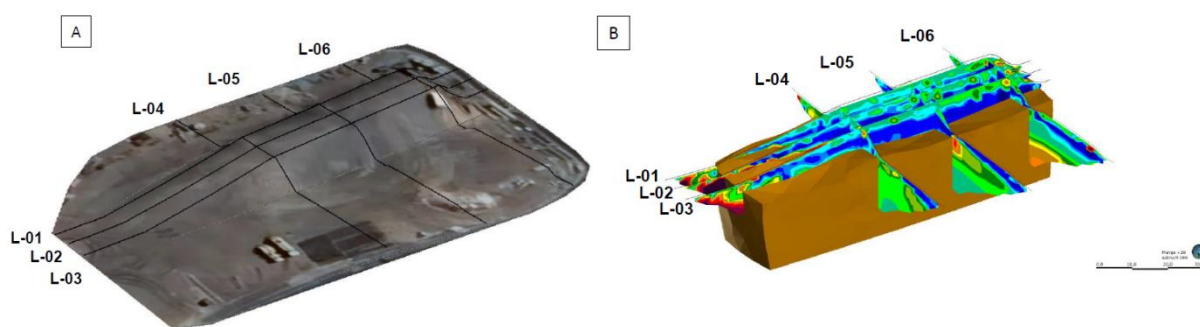


Figura 4.51: Contextualização do aterro experimental com topografia e perfis geofísicos

O arranjo dos eletrodos foi dimensionado para obtenção de resultados precisos em baixa profundidade uma vez que o foco da investigação era a identificação de zonas saturadas no aterro experimental. Portanto, para efeito de tratamento de dados, foram desprezados os dados obtidos nos materiais em profundidades mais elevadas da fundação.

Os valores em roxo e azul possuem menor resistividade e os valores em vermelho possuem uma maior resistividade. As menores resistividades estão associadas ao material do aterro e maior resistividade associada à fundação do platô de deposição, composto por solo residual jovem. A tendência mais condutiva nas seções intermediárias e inferiores do aterro experimental pode estar associada às regiões com maior umidade (Figura 4.52).

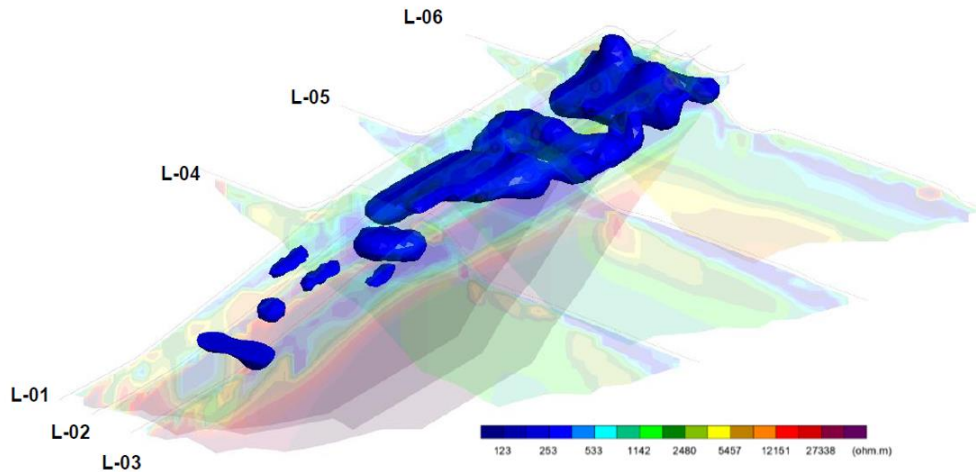


Figura 4.52: Identificação de áreas potencialmente mais úmidas no aterro experimental

4.8. MONITORAMENTO GEOTÉCNICO

Os resultados das leituras horárias de instrumentação geotécnica (Figura 4.53) demonstram que a variação de poropressão durante a execução do aterro experimental foi irrisória, sendo inferior à 1 kPa. Este comportamento é coerente com os resultados de ensaios de umidade na qual indicam que as camadas do aterro experimental foram compactadas abaixo da umidade ótima. Portanto, ainda que o levantamento geofísico tenha identificado potenciais zonas com umidade mais elevada, essa umidade não foi suficiente para geração de excesso de poropressão construtiva.

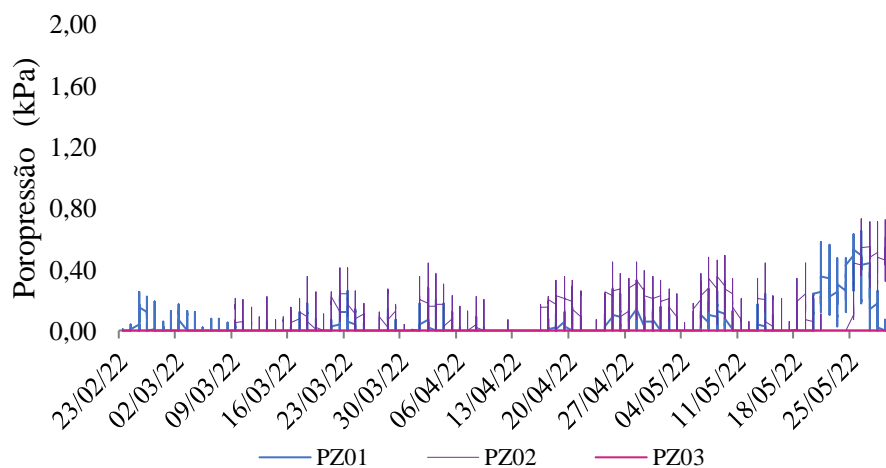


Figura 4.53: Leituras da instrumentação geotécnica

4.9. LIÇÕES APRENDIDAS DO ATERRO EXPERIMENTAL

Algumas lições aprendidas foram obtidas após análise e interpretação dos dados do aterro experimental. Elencar e documentar as oportunidades de melhoria é uma prática fundamental para prevenção de repetição de erros, aprimoramento dos processos, redução de custos e tempo além de aprimorar a tomada de decisões. Os seguintes aprendizados foram obtidos:

- Realizar ensaio de controle de compactação no topo e base da camada;
- Aprovação das camadas considerando critério de controle de compactação e também umidade ótima. Além disso, interessante considerar outras formas de controle como pelo monitoramento do índice de vazios;
- Aferição da umidade na saída do filtro, após transporte até praça de compactação e ao compactar de modo a avaliar a perda de umidade no processo;
- Testes durante período seco e chuvoso. Em caso de não ter a possibilidade de operação em período chuvoso, simular com lançamento de água via caminhão pipa ou aspersores;
- Monitoramento da sucção com tensiômetros.

5. CONCLUSÕES

O presente trabalho apresentou um estudo de avaliação do comportamento geotécnico de um aterro experimental de rejeito filtrado de flotação de minério de ferro. A construção do aterro permitiu observar a trabalhabilidade do material, influência da metodologia construtiva do aterro e desempenho da estrutura durante o carregamento e após término de execução. Por meio dos ensaios de campo e laboratório, avaliou-se as propriedades geotécnicas do rejeito filtrado. As principais conclusões estão sistematizadas a seguir.

Com relação ao processo executivo do aterro, as camadas iniciais foram executadas com teor de umidade consideravelmente abaixo da ótima estabelecida nos ensaios Proctor Normal. Tal fato ocorreu em virtude de não ter sido realizada a correção da umidade do material previamente à compactação. A alta permeabilidade do material também é fator que dificulta a manutenção da umidade para o tempo necessário para realização da compactação da camada. Os ensaios de Proctor Normal apresentaram resultados variados em relação aos valores de densidade seca máxima. Os resultados apresentam valor médio de densidade seca máxima de $1,87 \text{ g/cm}^3$ ($1,79 \text{ g/cm}^3 < \rho_{d,\text{máx}} < 1,96 \text{ g/cm}^3$) e umidade ótima com valor médio correspondente de 13,0% (variando entre $11,5\% < w_{\text{ótima}} < 14,2\%$);

Quanto ao controle de qualidade, as camadas iniciais tiveram maior índice de reprovação devido à curva de aprendizagem inicial na compactação do material. Inicialmente, o rolo compactador fazia três passadas (ida e volta), apresentando grau de compactação abaixo do requerido. Com isso, o número de passadas (ida e volta) foi alterado para cinco, na qual obteve-se resultados satisfatórios. Além disso, o material apresentou boa trabalhabilidade, não tendo sido observada paralização das atividades em decorrência de problemas operacionais relacionados à dificuldade de compactação ou tráfego na área.

Os ensaios de granulometria indicam que o rejeito possui características de uma areia fina siltosa. O coeficiente de uniformidade (C_U) médio foi de 3,35 e coeficiente de curvatura (C_C) médio de 0,92. Portanto, o material é mal graduado e apresenta elevada uniformidade. Os ensaios de limite de Atterberg indicam que o material é não líquido (NL) e não plástico (NP) conforme já previamente indicado nos resultados de granulometria. Os resultados de massa específica dos grãos indicam uma densidade média de $2,945 \text{ g/cm}^3$ e os índices de vazios máximo e mínimo indicam um e_{min} médio de 0,54 ($0,516 < e_{\text{min}} < 0,573$) e e_{max} de 0,96 ($0,914 < e_{\text{max}} < 1,017$).

A condutividade hidráulica saturada média obtida no ensaio de permeabilidade no oedômetro foi de $4,04 \times 10^{-2}$ cm/s, no ensaio de permeabilidade no ensaio triaxial de $8,35 \times 10^{-4}$ cm/s e no ensaio de infiltração monitorada de $1,19 \times 10^{-3}$ cm/s. O coeficiente de permeabilidade nos ensaios de adensamento unidimensional podem não ser representativos do material, uma vez que se utilizou os princípios da determinação do coeficiente de permeabilidade pelo método da carga variável, o qual possui limitação quando aplicados a materiais arenosos. Nos ensaios de permeabilidade nos triaxiais, a permeabilidade do sistema relativo ao permeâmetro de parede flexível (conjunto: pedra porosa, papel filtro e mangueiras) é de 10^{-3} cm/s, próxima à permeabilidade média obtida, de forma que a permeabilidade determinada pode se referir a do sistema e não da amostra.

Embora essa informação possa gerar dúvidas a respeito dos ensaios de permeabilidade realizados, os ensaios de infiltração monitorada que foram retroanalisados indicaram que a permeabilidade do rejeito do aterro experimental está em acordo com os resultados dos ensaios triaxiais. Portanto, sugere-se a adoção da condutividade hidráulica saturada de 10^{-3} cm/s. Com relação à determinação da curva característica, os resultados dos ensaios de papel filtro das amostras com grau de compactação de 95% e das amostras *in situ* foram bem ajustados com uma única curva dada a sobreposição dos pontos medidos em laboratório.

Variações no grau de compactação dos corpos de prova de uma mesma amostra coletadas para realização do ensaio triaxial indicam uma possível variabilidade entre o grau de compactação do topo e da base (2ª e 5ª camada cujo controle de compactação não foi realizado no topo e base), fato este que não foi observado nas amostras coletadas nas camadas ensaiadas no topo e base (9 e 11ª camada). Portanto, o controle de compactação no topo e base das camadas é fundamental para garantia efetiva do controle tecnológico do aterro.

Os ensaios triaxiais CIU conduzidos nos corpos de prova das amostras indeformadas indicam que a resistência ao cisalhamento é resultante do contato entre grãos. A percentagem de finos não influencia significativamente no comportamento do conjunto, sendo um material não coesivo ($c=0$), com ângulo de atrito da ordem de 37° . Não há tendência de geração de excesso de poropressão positiva durante o cisalhamento. As curvas tensão-deformação de alguns corpos de prova de amostras indeformadas apresentaram formato pouco adequado para definição de parâmetros de modelos constitutivos comumente usados em análises numéricas de pilhas de rejeito. Estes resultados gráficos podem estar associados a possíveis perturbações ocorridas durante a amostragem em campo.

Os ensaios triaxiais CIU conduzidos nos corpos de prova reconstituídos com grau de compactação de 95% apresentam uma resistência ao cisalhamento inferior aos corpos de prova das amostras indeformadas (GC 98%). Observam-se dois comportamentos em relação à mobilização de poropressão com a deformação do material. Para tensões confinantes mais elevadas como de 1600 kPa e 3200 kPa, há geração de excesso de poropressão positiva durante o cisalhamento, pois o índice de vazios crítico para esses níveis de tensão é menor que dos CP, havendo um comportamento de contração, típico de areias fofas. Para níveis de tensões confinantes inferiores a 800 kPa, como os CP se encontram com índice de vazios inferiores aos críticos das tensões consideradas, há dilatação destes e ocorre poropressões negativas. O material é não coesivo com ângulo de atrito de 32° , ou seja, 5% inferior ao ângulo de atrito dos corpos de prova de amostras *in situ*.

Este resultado demonstra a importância do atendimento à especificação técnica construtiva durante a construção de empilhamentos de rejeito filtrado uma vez que desvio de 3% em relação ao grau de compactação acarreta em uma variação nos parâmetros de resistência do material. Foi observada também uma presença marcante da resistência ao cisalhamento de pico nas amostras *in situ*, típico de areais densas, fato este não identificado de modo tão acentuado nas amostras reconstituídas com grau de compactação de 95%. Este comportamento é justificado pela maior densificação do rejeito, ocasionando um maior entrosamento entre as partículas.

Os ensaios triaxiais CID nos corpos de prova das amostras *in situ* apresentam tendência de expansão volumétrica durante o cisalhamento (dilatação). O intercepto coesivo foi nulo e o ângulo de atrito obtido é de 37° , similar ao resultado obtido nos ensaios triaxiais CIU. Os ensaios de cisalhamento direto simples (DSS) confirmam os resultados obtidos nos ensaios triaxiais, com ângulo de atrito da ordem de 37° .

Os resultados dos ensaios CPTu comprovam que o rejeito compactado apresenta elevada resistência ao cisalhamento, em virtude dos valores consideráveis de resistência de ponta corrigida do cone (qt) observados ao longo do ensaio. Os valores mais altos de resistência de ponta e de atrito lateral (fs) indicam que o material possui característica de material granular, o que é corroborado pelo índice I_c calculado, que indica que o rejeito, na condição de campo apresentava comportamento similar à de um material areno-pedregulhoso. Além disso, o baixo desenvolvimento de poropressão ao longo da cravação, observado no gráfico de dissipação de poropressão (u_2) e poropressão normalizadas (B_q) é um indicativo de que o material não se encontrava saturado.

Nos ensaios CPTu, valores significativos de ângulo de atrito efetivo foram obtidos, da ordem de 45°, o que é decorrente do fato de o material ser predominantemente granular e encontrar-se compactado. Além disso, os resultados obtidos indicam que o rejeito filtrado compactado se mostra predominantemente dilatante, com exceção da camada superior do aterro que apresentou comportamento contrátil em virtude de materiais soltos encontrados na superfície do empilhamento que indicaram valores baixos ou nulos de resistência de atrito, não sendo tais materiais de superfície representativos da condição compactada da futura pilha.

O levantamento geofísico indica menores resistividades associadas ao material do aterro e maior resistividade associada à fundação do platô de deposição, composto por solo residual jovem. A tendência mais condutiva nas seções intermediárias e inferiores do aterro experimental pode estar associada à regiões com maior umidade.

A instrumentação geotécnica demonstra que a variação de poropressão durante a execução do aterro experimental foi irrisória. Este comportamento é coerente com os resultados de ensaios de umidade na qual indicam que as camadas do aterro experimental foram compactadas abaixo da umidade ótima. Portanto, ainda que o levantamento geofísico tenha identificado potenciais zonas com umidade mais elevada, essa umidade não foi suficiente para geração de excesso de poropressão construtiva.

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

- Definição de modelo numérico para simulação da construção do aterro experimental com base nos resultados de ensaios do material compactado no ramo seco (amostras indeformadas coletadas em campo) em comparação aos parâmetros obtidos pelo material compactado na umidade ótima (amostras deformadas remoldadas no laboratório);
- Condução de ensaios químicos e mineralógicos e sua influência no comportamento geotécnico do rejeito filtrado de flotação;
- 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;
- Tratamento dos ensaios CDSS e *bender element* para posterior calibração de modelagem numérica dinâmica de pilha de rejeito filtrado;
- Proposição do modelo constitutivo adequado para representar o comportamento do material e seus parâmetros;

- Validação de simulação numérica da execução do aterro, com base nos dados de monitoramento piezométrico e geofísica (método da eletrorresistividade); e
- Elaboração de análises paramétricas contemplando comparação de simulações de compactação na umidade ótima e no ramo seco, diferentes taxas de alteamento, condições de campo relacionadas ao processo executivo, altura do aterro e ação da água (drenagem).

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Agência Nacional de Mineração. (2022). *Resolução ANM nº 95*. Brasília: Diário Oficial da União. Fonte: <https://www.gov.br/anm/pt-br/assuntos/barragens/legislacao/resolucao-no-95-2022.pdf>
- American Society for Testing and Materials. (2017). *ASTM D6528: Standard test method for consolidated undrained direct simple shear testing of fine grain soils*.
- Assis, A. P., Hernandez, H. M., & Colmanetti, J. P. (2014). *Notas de Aula de Barragens*. Brasília: Universidade de Brasília, Publicação G.AP-AA006/02.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). *NBR 7180: Solo - Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016). *NBR 7185: Solo - Determinação da massa específica aparente, in situ, com emprego do frasco de areia*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água*. São Paulo.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2017). *NBR 6459: Solos - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2018). *NBR 7181: Solo - Análise granulométrica*. São Paulo.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2020). *NBR 16843: Solo - Determinação do índice de vazios mínimo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2020). *NBR 6457: Solos - Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2020). *NBR 7182: Solo - Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2021). *NBR 14545: Solo - Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável*. São Paulo.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2021). *NBR 16840: Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos*. Rio de Janeiro.
- Barbosa, C. V. (2022). *Análise de estabilidade tridimensional e bidimensional em uma pilha de rejeito filtrado de grandes dimensões*. Viçosa: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.
- Braga, F. Y. (2021). *Utilização de tecnologias de filtragem de rejeitos para empilhamento a seco*. Belo Horizonte: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais.
- Cardozo, F. A., Pimenta, M., & Zingano, A. C. (2016). *Métodos construtivos de barragens de rejeito de mineração - uma revisão*. Holos.
- Carneiro, J. J. (2021). *Characterization and behaviour of iron ore tailings: the effect of compaction and stresses*. Viçosa: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.

- Carraro, J. A., Prezzi, M., & Salgado, R. (2009). Shear strength and stiffness of sands containing plastic or nonplastic fines. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*.
- Cruz, R. C. (2023). *Análise da disposição de rejeito a seco relacionada ao projeto, estruturas de empilhamento e métodos de desaguamento do rejeito*. Ouro Preto: Universidade de Ouro Preto.
- Crystal, C., Hore, C., & Ezama, I. (2018). Filter-pressed dry stacking: design considerations based on practical experience. *Tailings and Mine Waste 2018*.
- Das, B. M. (2010). *Principles of geotechnical engineering* (7th ed.). Stramford: Cengage.
- Davies, M. (2011). Filtered dry stack tailings - the fundamentals. *Tailings and Mine Waste 2011*, (p. 9). Vancouver.
- De Campos, T. M., Delgado, C. C., Tibana, S., Aguilar, S. A., & Fonseca, E. C. (1992). Determinação da curva característica de sucção em laboratório. Rio de Janeiro: Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostras - 1º COBRAE.
- de Carvalho, J. C., Gitirana Junior, G. d., Machado, S. L., Mascarenha, M. M., & Filho, F. C. (2015). *Solos não saturados no contexto geotécnico*. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS).
- Duarte, A. P. (2008). *Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de Minas Gerais em relação ao potencial de risco*. Belo Horizonte: Universidade Federal de Minas Gerais.
- Espósito, T. d. (2000). *Metodologia probabilística e observacional aplicada a barragens de rejeito construídas por aterro hidráulico*. Brasília: Tese de Doutorado em Geotecnia, Universidade de Brasília.
- Fernandes, M. T. (2017). *Avaliação das técnicas de laboratório e campo para realização de ensaios de permeabilidade de solos*. Viçosa: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.
- Figueiredo, M. (2007). *Estudo de metodologias alternativas de disposição de rejeitos para a mineração Casa de Pedra - Congonhas/MG*. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto.
- França, S. C., & Trampus, B. C. (2018). *Desaguamento de Rejeitos Mineraiis para Aplicação de Métodos de Disposição Alternativos às Barragens de Rejeito Convencionais*. Rio de Janeiro: CETEM.
- Fugro. (2022). *Relatório de ensaios de campo e laboratório*. Belo Horizonte.
- Fugro in Situ Geotecnia Ltda. (2022). *Relatório de ensaios de campo e de laboratório*. Curitiba.
- García, J. A. (2013). *Análise de comportamento de barragens construídas com núcleos argilosos compactados no ramo super úmido*. Brasília: Universidade de Brasília.
- Hazen, A. (1930). *Water Supply*. New York: American Civil Engineers Handbook.
- Hernandez, H. M. (2002). *Caracterização Geomecânica de Rejeitos Aplicada a Barragens de Aterro Hidráulico*. Brasília: Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.
- IBRAM - Instituto Brasileiro de Mineração. (2016). *Gestão e Manejo de Rejeitos da Mineração*. Belo Hozironte.
- ICOLD (International Commission on Large Dams. (2021). *Bulletin 181 - Tailings Dam Design Technology Update*. Paris, France.

- IPEA. (2021). *Contribuição do setor mineral no produto interno bruto brasileiro*. São Paulo: Instituto de Pesquisa Econômica Aplicada.
- Jefferies, M., & Been, K. (2016). *Soil liquefaction: A critical state approach*.
- Klohn Crippen Berger. (2017). *Study of tailings management technologies*. MEND.
- Kulhawy, F. H., & Mayne, P. W. (1990). *Manual on estimating soil properties for foundation design*. Palo Alto: Electric Power Research Inst.
- Lambe, T. W. (1958). *The structure of compacted clays*. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division,.
- Lambe, T. W., & Whitman, R. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley e Sons.
- Leão, R., & Rabelo, R. (Dezembro de 2023). *A extensão da cadeia produtiva da economia mineral no PIB brasileiro*. Acesso em 15 de Janeiro de 2024, disponível em IPEA: <https://repositorio.ipea.gov.br/handle/11058/12702>
- Li, W., Coop, M. R., Senetakis, K., & Schnaid, F. (2018). The mechanics of a silt-sized gold tailing. *Engineering Geology*, p. 241.
- Lopes, M. C. (2000). *Disposição hidráulica de rejeitos arenosos e influência nos parâmetros de resistência*. Brasília: Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.
- Lozano, F. A. (2006). *Seleção de locais para barragens de rejeitos usando o método de análise hierárquica*. São Paulo: Universidade de São Paulo.
- Lupo, J., & Hall, J. (2010). Dry stack tailings-design considerations. *Fourteenth International Conference on Tailings and Mine Waste*. Vail.
- Massad, F. (2010). *Obras de terra. Curso básico de Geotecnia*. São Paulo: Oficina de textos de São Paulo.
- Meneses, B. R. (2023). *Estabilização de pilhas de rejeitos mineiros com bermas cimentadas*. Porto: Universidade do Porto.
- Morrison, K. F. (2022). *Tailings Management Handbook: A LifeCycle Approach*. Society for Mining, Metallurgy & Exploration.
- Oliveira Filho, W. L., & Abrão, P. (2015). Disposição de rejeitos de mineração. *Geotecnia Ambientak*.
- Paixão, M. D., & Wilken, A. A. (2021). Alternativas de disposição de rejeitos de mineração na avaliação de impacto ambiental no estado de Minas Gerais. *15(1)*.
- Pinto, C. S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. Sao Paulo: Oficina de Textos.
- Plewes, H. D., Davies, M. P., & Jefferies, M. G. (1992). *CPT based screening procedure for evaluating liquefaction susceptibility*. 45th Canadian Geotechnical Conference.
- Portes, A. M., & Espósito, T. (2013). Performance analysis for filtered iron ore tailings disposal. Perth: Paste 2013.
- Pozzebon, B. H. (2017). *Parâmetros de solos residuais compactados da Região Metropolitana de São Paulo - Comparação com dados de outras localidades no Brasil*. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.
- PUC-Rio. (2021). *Determinação das curvas características de sucção dos resíduos*. Rio de Janeiro.

- Robertson, P. K. (2010). Soil behaviour type from the PCT: an update. 2nd International symposium on cone penetration testing.
- Robertson, P. K. (2016). Cone penetration test (CPT) based soil behaviour type (SBT) classification system - an update. *Canadian Geotechnical Journal*.
- Robertson, P. K., & Campanella, R. G. (1983). Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. *Canadian geotechnical journal*.
- Robertson, P. K., de Melo, L., Williams, D. J., & Wilson, G. W. (2019). *Report of the Expert Panel on the Technical Causes of the Feijão Dam I*. VALE S.A.
- Santos, A. G. (2004). *Influência do teor de ferro na condutividade hidráulica saturada de um rejeito de minério de ferro*. Ouro Preto: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.
- Souza, C. V. (2018). *Estudo das técnicas de disposição de rejeitos de mineração*. Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto.
- Souza, W. A. (2020). *Análise numérica do comportamento de pilhas de rejeito filtrado e co-disposição durante a construção*. Brasília: Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília.
- Stela, L. H., Duarte, J. C., & Pereira, C. O. (2020). Métodos de disposição dos rejeitos de minério de ferro alternativos ao método de barragens: uma revisão. *Revista Brasileira de Processos Químicos*.
- Ulrich, B. (2019). Practical thoughts regarding filtered tailings. *Paste*.
- Ulrich, B., & Coffin, J. (2013). Considerations for tailings facility design and operation using filtered tailings. *16th international seminar on paste and thickened tailings*.
- Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*.
- Venturini, A. M. (2022). *Análise de percolação de uma pilha de rejeito filtrado*. Viçosa: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.
- Vick, S. G. (1990). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dam*. Vancouver: BiTech.
- Vivian, J. B. (2008). *Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel*. Porto Alegre: Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Watson, A., Corser, P., Pardo, E. G., Christian, T. L., & Vandekeybus, J. (2010). A comparison of alternative tailings disposal methods — the promises and realities. Perth: Australian Centre for Geomechanics.
- Zorzan, L. G., & Boszczowski, B. R. (2019). Resistência ao cisalhamento do solo pelos ensaios de cisalhamento direto e DSS: análise experimental e aplicação na estabilidade de taludes. Joinville.