

CARACTERIZAÇÃO EXPERIMENTAL DE PARÂMETROS-CHAVE DE REJEITOS DE MINERAÇÃO COMPACTADOS EM ATERROS

VICTORIA VAZZOLER RODRIGUES DOS SANTOS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA

Orientadora: Professora Doutora Cristiana Maria da Fonseca Ferreira

Coorientador: Professor Doutor António Joaquim Pereira Viana da Fonseca

ABRIL DE 2023

MESTRADO EM MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA 2022/2023

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - 2022/2023 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2023.*

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

A minha família,
pelo apoio incondicional.

*Science knows no country, because knowledge belongs to humanity, and is the torch which
illuminates the world.*

Louis Pasteur

AGRADECIMENTOS

Aqui deixo meu agradecimento a todos que possibilitaram a realização desta dissertação, com o apoio e auxílio que contribuíram no meu percurso académico na FEUP, em especial:

À minha família, sobretudo aos meus pais e ao meu irmão, que me deram todo apoio emocional que necessitei, mesmo a um oceano de distância.

À minha orientadora, Professora Doutora Cristiana Ferreira, que auxiliou na realização dos meus trabalhos, com seu entusiasmo e bom humor contagiantes. Agradeço pelos conhecimentos e pela amizade transmitidos ao longo deste período.

Ao Professor Doutor António Viana da Fonseca, meu coorientador neste projeto, que sempre me assistiu e foi essencial para a realização dos ensaios no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

Ao Instituto da Construção - Núcleo de Geotecnia, pela bolsa de investigação que permitiu o financiamento do meu trabalho no Laboratório, com meu coorientador como responsável pelos trabalhos experimentais, na qualidade de diretor do LabGEO.

A todos que convivi no Laboratório, em especial à Daniela, à Isabela, ao Mansour, à Cláudia e ao Sr. Pinto, pela transmissão de seus conhecimentos e ajuda na realização dos ensaios, além do companheirismo e amizade durante este período.

Aos colegas e amigos que fiz durante estes anos em Portugal e aos que ficaram no Brasil. Agradeço por me ajudarem no meu desenvolvimento pessoal e também pela compreensão diante das minhas ausências.

À secção de Geotecnia, alunos, professores e funcionários, que fizeram parte de todo meu desenvolvimento académico e profissional.

Por último, agradeço a quem venha a ler esta dissertação, valorizando todo o meu trabalho e esforço na realização deste documento.

RESUMO

O contínuo crescimento da população mundial implica um aumento do consumo de bens que estão diretamente ligados à exploração de minérios. Nesta atividade, a geração de resíduos tem sido alvo de constantes discussões, principalmente após alguns acidentes com barragens de rejeitos, que instalaram um estado de alerta quanto ao descarte dos resíduos de mineração.

As empresas deste setor enfrentam cada vez mais dificuldades na obtenção das licenças para alteamento ou construção de barragens e buscam desenvolver técnicas mais seguras para a disposição de rejeitos. Entre elas, o empilhamento de rejeito filtrado (*dry stacking*) vem se destacando como uma alternativa ao método convencional de disposição dos resíduos mineiros. Além de diminuir a extensão da área afetada, esta solução proporciona uma estrutura com menores riscos de rotura, quando bem executada.

Tendo em vista a possibilidade de empilhamento deste tipo de material, o presente trabalho busca explorar o uso destas pilhas como aterros para estruturas ferroviárias e rodoviárias. Neste contexto, buscou-se caracterizar experimentalmente os parâmetros-chave de rejeitos de mineração depositados em aterros.

A revisão conceitual engloba as características dos rejeitos e seus impactos socioeconômicos e ambientais. Também apresenta a classificação e as condições do material para uso em aterros com base nas normas vigentes, bem como o estado da arte da compactação dos solos.

Posteriormente, um rejeito proveniente de uma mina de ferro localizada no Estado de Minas Gerais, no Brasil, foi caracterizado fisicamente e mecanicamente, através de ensaios realizados no Laboratório de Geotecnia da FEUP.

Foi analisado o comportamento do material compactado dinamicamente e estaticamente a diferentes teores em água e diferentes energias, a fim de verificar a variabilidade que este rejeito apresenta em termos de humidade de acordo com a compactação.

Por último, foram feitos ensaios para avaliar as propriedades deste solo a fim de identificar a viabilidade para uso como material de aterro de ferrovias e rodovias, com base nas normas vigentes apresentadas.

PALAVRAS-CHAVE: rejeitos, empilhamento de rejeitos, compactação, terraplenagem, aterros.

ABSTRACT

The continued growth of the world population implies an increase in the consumption of goods that are directly linked to the exploration of minerals. In this activity, waste generation has been the subject of constant discussions, especially after some accidents with tailings dams, which installed a state of alert regarding the disposal of mining waste.

Companies in this sector are facing difficulties in obtaining licenses to raise or build dams and are looking for safer techniques for the disposal of tailings. Among them, dry stacking has been highlighted as an alternative to the conventional method of disposal of mining waste. In addition to reducing the extent of the affected area, this solution provides a structure with less risk of rupture, when properly executed.

Considering the possibility of stacking this type of material, the present work seeks to explore the use of these piles as landfills for railway and road structures. In this context, an attempt was made to experimentally characterize the key parameters of mining tailings deposited in landfills.

The conceptual review presents the characteristics of the tailings and their socioeconomic and environmental impacts. It also presents the classification and conditions of the material for use in landfills based on current regulations, as well as the state of the art in soil compaction.

Subsequently, a tailing from an iron mine located in the State of Minas Gerais, Brazil, was characterized physically and mechanically, through tests carried out at the Geotechnical Laboratory of FEUP.

The behaviour of dynamically and statically compacted material at different water contents and different energies was analysed in order to verify the variability that this waste presents in terms of moisture according to compaction.

Finally, tests were carried out to evaluate the properties of this soil to identify its viability for use as a landfill material for railways and highways, based on the current norms presented.

KEYWORDS: tailings, dry stacking, compaction, earthmoving, embankments.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. ENQUADRAMENTO	1
1.2. OBJETIVOS	2
1.2.1. OBJETIVO GERAL	2
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	2
1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE	2
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. MINERAÇÃO	5
2.1.1. MINERAÇÃO DE FERRO	5
2.1.2. RESÍDUOS DE MINERAÇÃO	5
2.1.2.1. Aspectos Ambientais	7
2.1.2.2. Aspectos Económicos	7
2.1.2.3. Reaproveitamento dos Resíduos	8
2.2. ATERRO DE OBRAS VIÁRIAS	9
2.2.1. ESTRUTURA DO ATERRO	9
2.2.2. CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL PARA ATERRO	11
2.2.2.1. Classificação francesa pelo LCPC/SETRA	11
2.2.2.2. Classificação portuguesa pelo LNEC	14
2.2.2.3. Classificação portuguesa pelo Caderno de Encargos do EP	15
2.2.3. CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO MATERIAL COMO ATERRO	17
2.2.3.1. Condições segundo LCPC/SETRA	17
2.2.3.2. Condições segundo LNEC	18
2.2.3.3. Condições segundo Caderno de Encargos do EP	18
2.3. COMPACTAÇÃO DE SOLOS	20
2.3.1. DEFINIÇÃO	20
2.3.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR	20

2.3.3. COMPACTAÇÃO DE SOLOS FINOS.....	21
2.3.3.1. Compactação no ramo seco.....	21
2.3.3.2. Compactação no ramo húmido	22
2.3.4. COMPACTAÇÃO DE SOLOS GRANULARES	22
2.3.4.1. Comportamento do material denso	23
2.3.4.2. Comportamento do material solto	23
2.3.5. COMPACTAÇÃO DE REJEITOS.....	24

3. MATERIAIS E MÉTODOS

25

3.1. DESCRIÇÃO DO MATERIAL

25

3.2. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO FÍSICA

27

3.2.1. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS.....

27

3.2.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

28

3.3. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

31

3.3.1. COMPACTAÇÃO DINÂMICA

31

3.3.2. COMPACTAÇÃO ESTÁTICA

32

3.4. ENSAIOS DE ADENSAMENTO

33

3.5. ENSAIO DE CAPACIDADE SUPORTE.....

35

3.6. ENSAIOS DE ONDAS SÍSMICAS

38

3.6.1. ONDAS VOLUMÉTRICAS

38

3.6.2. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS

38

3.6.3. INTERPRETAÇÃO DA AQUISIÇÃO DAS ONDAS.....

40

3.6.4. MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO

40

3.6.5. COEFICIENTE DE POISSON.....

41

3.6.6. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE.....

41

3.7. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADOS.....

41

3.7.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES.....

42

3.7.2. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E_{50}

43

3.8. ENSAIOS TRIAXIAIS.....

44

3.8.1. DESCRIÇÃO GERAL

44

3.8.2. PROCEDIMENTOS

45

3.8.2.1. Preparação da amostra

45

3.8.2.2. Saturação

45

3.8.2.3. Consolidação.....	46
3.8.2.4. Corte.....	46
3.8.3. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE	46
3.8.3.1. Módulo de Deformabilidade	46
3.8.3.2. Módulo de Distorção	47
3.8.4. PERMEABILIDADE.....	48
3.8.4.1. Procedimento	48
3.8.4.2. Coeficiente de Permeabilidade	48
3.9. PLANO DE ENSAIOS.....	49
4. RESULTADOS E ANÁLISES.....	51
4.1. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO FÍSICA.....	51
4.1.1. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS	51
4.1.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA	51
4.2. ESTUDO DO PROCESSO DE COMPACTAÇÃO	54
4.2.1. COMPACTAÇÃO DINÂMICA (PROCTOR NORMAL)	54
4.2.1.1. Variabilidade do teor em água por camada	54
4.2.1.2. Variabilidade do peso volúmico húmido por camada	58
4.2.1.3. Variabilidade do teor em água no tempo	59
4.2.1.4. Medição das velocidades das ondas sísmicas	61
4.2.2. COMPACTAÇÃO DINÂMICA (PROCTOR MODIFICADO).....	62
4.2.3. COMPACTAÇÃO ESTÁTICA.....	65
4.2.3.1. Variabilidade do teor em água por camada	65
4.2.3.2. Variabilidade do teor em água no tempo	67
4.2.3.3. Medição das velocidades das ondas sísmicas	67
4.3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO REJEITO.....	68
4.3.1. ENSAIOS DE ADENSAMENTO	68
4.3.2. ENSAIO DE CAPACIDADE SUPORTE	71
4.3.2.1. Expansão	71
4.3.2.2. Valor de CBR	71
4.3.3. ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADO	73
4.3.3.1. Comparação entre os tipos de compactação	73
4.3.3.2. Comparação entre as energias de compactação	75

4.3.4. ENSAIOS TRIAXIAIS	77
4.3.4.1. Considerações iniciais	77
4.3.4.2. Avaliação da saturação	78
4.3.4.3. Ensaio de permeabilidade	78
4.3.4.4. Medição das velocidades das ondas sísmicas	79
4.3.4.5. Ensaio de compressão triaxial drenado	80
5. CONCLUSÕES	85
5.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	85
5.1.1. IDENTIFICAÇÃO DO REJEITO	85
5.1.2. ESTUDO DO PROCESSO DE COMPACTAÇÃO DO REJEITO	85
5.1.3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO REJEITO	87
5.1.3. UTILIZAÇÃO DO REJEITO COMO MATERIAL DE ÁTERRO	90
5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1 - Esquema de direcionamento geral de subprodutos na mineração (adaptado de Gomes, 2017).....	6
Figura 2 – Classificação de rejeitos por sua consistência (Bacco, 2020)	7
Figura 3 – Desastre em Brumadinho (Viana da Fonseca et. al, 2022)	7
Figura 4 – Esquema estrutural do aterro (adaptado de Ribeiro, 2008).....	9
Figura 5 – Caracterização pelo tamanho dos grãos (adaptado de Fortunato, 2022)	11
Figura 6 – Curvas de compactação de diferentes solos (adaptado de Fortunato, 2022)	20
Figura 7 – Curvas de compactação a diferentes energias (adaptado de Fortunato, 2022)...	21
Figura 8 – Comportamento tensão-deformação em solos granulares (adaptado de Fernandes, 2021)	23
Figura 9 – Região de Minas Gerais no Brasil (Britannica, 2012)	25
Figura 10 – Rejeito do minério de ferro em estudo	26
Figura 11 – Processo de esquartelamento do solo	26
Figura 12 – Picnómetros usados para análise de G_s	27
Figura 13 – Dimensões e métodos de análise granulométrica de diferentes materiais (Silva, 2013)	28
Figura 14 – Aparatos utilizados para: a) peneiração; b) sedimentação	29
Figura 15 – Zonas em que as curvas dos rejeitos do Quadrilátero Ferrífero são mais prováveis (Carneiro, 2021).....	30
Figura 16 – Compactador automático utilizado na compactação dinâmica	31
Figura 17 – Compactação estática utilizando molde Proctor.....	32
Figura 18 – Esquema do ensaio edométrico (adaptado de Matos Fernandes, 2006).....	33
Figura 19 – Curva de compressibilidade do ensaio edométrico (adaptado de Caetano, 2021)	34

Figura 20 – Conjuntos submersos em água.....	36
Figura 21 – Pistão ao penetrar a amostra	37
Figura 22 – Movimentação do <i>BE</i> e representação da onda senoidal (adaptado de VJ TECH, 2020)	38
Figura 23 – Posicionamentos dos <i>BE</i> em um ensaio triaxial (VJ TECH, 2020)	39
Figura 24 – a) Ondas com polaridade positiva e negativa (VJ TECH, 2020); b) Calibração em laboratório.....	39
Figura 25 – Interpretação no domínio do tempo: primeira chegada direta (Ferreira, 2009) ..	40
Figura 26 – Configuração do ensaio de compressão simples	42
Figura 27 – Representação do Módulo de Deformabilidade E_{50} (Mathias, 2014)	43
Figura 28 – Esquema do equipamento triaxial com <i>bender elements</i> (adaptado de Rahimi et al., 2020).....	44
Figura 29 – Curvas não lineares de tensão-deformação e rigidez-deformação (adaptado de Teixeira, 2015).....	47
Figura 30 – <i>Bender elements</i> no topo e na base da câmara triaxial.....	47
Figura 31 – Curva granulométrica com identificação dos diâmetros efetivos	52
Figura 32 – Curva granulométrica comparada aos rejeitos do Quadrilátero Ferrífero	53
Figura 33 – Comparação das curvas granulométricas após compactação dinâmica.....	53
Figura 34 – Migração de água para o topo da amostra durante compactação dinâmica.....	54
Figura 35 – Curva de compactação do ensaio PN para valores das médias.....	55
Figura 36 – Comparação da curva de compactação com diferentes solos.....	56
Figura 37 – Curva de compactação do ensaio PN para valores do topo	57
Figura 38 – Curva de compactação do ensaio PN para valores da base	58
Figura 39 – Extração de uma camada	59
Figura 40 – Pontos da extração na curva de compactação das médias do PN	60

Figura 41 – Curva de compactação do ensaio PM para valores das médias	63
Figura 42 – Curvas de compactação dos ensaios PN e PM para valores das médias	64
Figura 43 – Pontos da compactação estática na curva Proctor.....	66
Figura 44 – Curvas de compressibilidade do material.....	69
Figura 45 – Comparação entre as curvas de compressibilidade do material.....	70
Figura 46 – Curvas de penetração do ensaio CBR	72
Figura 47 – Curvas tensão-deformação para diferentes tipos de compactação	74
Figura 48 – Curvas tensão-deformação para diferentes energias de compactação	76
Figura 49 – Resultados do ensaio de permeabilidade para diferentes energias de compactação	79
Figura 50 – Resultados do ensaio de corte drenado para 100% PN.....	81
Figura 51 – Resultados do ensaio de corte drenado para 100% PM.....	81
Figura 52 – Resultados do ensaio de corte drenado para 95% PM.....	82
Figura 53 – Curvas q- ϵ_a das três energias.....	84

ÍNDICE DE QUADROS (OU TABELAS)

Tabela 1 - Tópicos de sustentabilidade na gestão dos resíduos da mineração (adaptado de Gomes, 2017).....	8
Tabela 2 – Aspectos relevantes para aterros (adaptado de Fortunato, 2022)	10
Tabela 3 – Classificação de solos finos (LCPC/SETRA, 1992).....	13
Tabela 4 – Classificação dos solos (LNEC E 240,1971)	14
Tabela 5 – Classificação do solo de acordo com granulometria (Estradas de Portugal, 2009)	15
Tabela 6 – Classificação do solo par uso em aterro (Estradas de Portugal, 2009).....	16
Tabela 7 – Condições do solo para uso em aterro (LCPC/SETRA, 1992).....	17
Tabela 8 – Condições do solo para uso em leito do pavimento (Estradas de Portugal, 2009)	19
Tabela 9 – Abertura dos peneiros da série ASTM.....	28
Tabela 10 – Tipos de compactação Proctor (LNEC E 197, 1966)	32
Tabela 11 – Escalões de carregamento do ensaio edométrico.....	35
Tabela 12 – Valores normalizados do provete padrão (LNEC E 198, 1967)	37
Tabela 13 – Plano de ensaios deste trabalho	49
Tabela 14 – Valores do ensaio de G_s	51
Tabela 15 – Valores dos diâmetros efetivos e dos coeficientes	51
Tabela 16 – Resultados do ensaio Proctor Normal	55
Tabela 17 – Valores estimados para cada camada	57
Tabela 18 – Valores do ensaio de extração do PN	59
Tabela 19 – Valores do ensaio Proctor Normal.....	60
Tabela 20 – Valores do ensaio de ondas para o provete inteiro.....	61

Tabela 21 – Valores do ensaio de ondas para cada camada	61
Tabela 22 – Parâmetros estimados na compactação dinâmica.....	62
Tabela 23 – Valores do ensaio Proctor Modificado	62
Tabela 24 – Valores admitidos para cada ensaio Proctor	64
Tabela 25 – Índice de vazios e peso volúmico representativos de cada energia Proctor	65
Tabela 26 – Valores do ensaio de compactação estática.....	65
Tabela 27 – Comparação entre a compactação dinâmica e estática	66
Tabela 28 – Valores da compactação estática após repouso	67
Tabela 29 – Valores do ensaio de ondas da compactação estática	67
Tabela 30 – Comparação entre a compactação dinâmica e estática	68
Tabela 31 – Dados para cada energia Proctor.....	68
Tabela 32 – Parâmetros obtidos dos ensaios edométricos	69
Tabela 33 – Leituras de expansão	71
Tabela 34 – Dados do ensaio CBR.....	72
Tabela 35 – Resultados do ensaio CBR	73
Tabela 36 – Valores obtidos na preparação.....	73
Tabela 37 – Valores de ondas medidos para diferentes tipos de compactação	74
Tabela 38 – Parâmetros estimados para diferentes tipos de compactação.....	74
Tabela 39 – Valores obtidos para diferentes tipos de compactação.....	75
Tabela 40 – Valores obtidos na preparação.....	75
Tabela 41 – Valores de ondas medidos para diferentes energias de compactação	76
Tabela 42 – Parâmetros estimados para diferentes energias de compactação.....	76
Tabela 43 – Valores obtidos para diferentes energias de compactação.....	77
Tabela 44 – Valores obtidos na preparação dos provetes para ensaio triaxial	77

Tabela 45 – Valores medidos na análise da saturação	78
Tabela 46 – Resultados dos ensaios de permeabilidade	78
Tabela 47 – Valores obtidos das ondas nas amostras na câmara triaxial	80
Tabela 48 – Parâmetros estimados para amostras na câmara triaxial	80
Tabela 49 – Parâmetros calculados no pico	83
Tabela 50 – Parâmetros da LEC obtidos em ensaios preliminares	83
Tabela 51 – Valores do módulo E_{50} obtidos nos diferentes ensaios.....	84

SÍMBOLOS, ACRÓNIMOS E ABREVIATURAS

A.A.S.H.T.O	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing Materials
BE	Bender Elements
BP	Back Pressure
CBR	California Bearing Ratio (Índice de Suporte California)
CE	Caderno de Encargos
CP	Cell Pressure
CID	Consolidated Isotropic Drained (Ensaio triaxial de compressão drenado)
CR	Compacidade Relativa
C_c	Índice de compressibilidade
C_r	Índice de recompressibilidade
C_s	Índice de expansibilidade
C_u	Coeficiente de uniformidade
$D_{máx}$	Diâmetro máximo das partículas
e	Índice de vazios
$e_{máx}$	Índice de vazios máximo
$e_{mín}$	Índice de vazios mínimo
E	Módulo de deformabilidade
E_0	Módulo de deformabilidade máximo
E_{50}	Módulo de deformabilidade secante para uma tensão de 50% da tensão rotura
EP	Estradas de Portugal
G	Módulo de distorção
G_0	Módulo de distorção máximo
GC	Grau de Compactação
G_s	Densidade das partículas sólidas
IC	Índice de Consistência
I_D	Índice de compacidade
IP	Índice de Plasticidade
IPI	Índice de capacidade de suporte imediata
k	Coeficiente de permeabilidade

LL	Limite de Liquidez
LabGEO	Laboratório de Geotecnia da FEUP
LEC	Linha dos Estados Críticos
LNEC	Laboratório Nacional de Engenharia Civil
LP	Limite de Plasticidade
M_{tc}	Razão de atrito residual em compressão
M_{tp}	Razão de atrito de pico em compressão
p'	Tensão efetiva média
PIA	Parte Inferior de Aterro
PSA	Parte Superior de Aterro
q	Tensão de desvio
q_{cv}	Resistência residual
q_p	Resistência de pico
UCS	<i>Unconfined Compression Test</i>
VBS	Valor de azul-de-metileno
V_p	Velocidade das ondas P
V_s	Velocidade das ondas S
ε_a	Extensão axial
ε_v	Extensão volumétrica
σ_a	Tensão axial
σ_c	Tensão de confinamento
γ	Peso volúmico
γ_d	Peso volúmico seco
γ_{afc}	Peso volúmico seco no fundo da camada
$\gamma_{d,máx}$	Peso volúmico seco máximo
γ_w	Peso volúmico da água
ϕ'_{cv}	Ângulo de atrito a volume constante
ϕ'_p	Ângulo de atrito de pico
u	Pressão neutra
ν	Coefficiente de Poisson
w	Teor em água

W_n	Teor em água natural
W_{op}	Teor em água ótimo
W_{opm}	Teor em água ótimo referido ao ensaio de Proctor Modificado
W_{opn}	Teor em água ótimo referido ao ensaio de Proctor Normal

1

INTRODUÇÃO

1.1. ENQUADRAMENTO

A mineração é uma das atividades essenciais para o desenvolvimento tecnológico da humanidade, sendo responsável pela produção dos minerais utilizados cotidianamente. Com o crescimento significativo da população mundial nos últimos anos, a atividade mineira teve sua demanda disparada, levando ao conseqüente aumento no impacto ambiental inerente à extração.

Um dos maiores problemas desta atividade é o descarte de rejeitos, os quais são normalmente depositados em barragens ou em instalações de armazenamento. O aumento do volume deste material tem requerido atenção das empresas de mineração, que precisam buscar soluções para minimizar os impactos ambientais e os riscos de desastres, como os mais notórios acontecidos nas barragens de Fundão em 2015 e de Brumadinho em 2019, ambas situadas em Minas Gerais no Brasil.

O aproveitamento dos rejeitos surge como resposta à pressão socioambiental crescente. A sua utilização de forma segura e competitiva é uma tarefa complexa e deve ser realizada de forma criteriosa, envolvendo testes de caracterização física, mecânica e tecnológica. É neste contexto que este trabalho visa analisar parâmetros-chave de rejeitos de mineração para depósito em pilhas que possam ser utilizadas como aterros de infraestruturas de caminhos de ferro e rodovias.

A elaboração desta dissertação tem como foco parametrizar características físicas, mecânicas e o comportamento de um rejeito proveniente de uma mina de ferro do estado de Minas Gerais, no Brasil. O objetivo deste trabalho reside no contributo para uma maior sensibilidade para a aplicabilidade deste tipo de material, através do conhecimento sobre o seu comportamento, dando ao seu uso novas funções.

O tema tem interesse por promover o reaproveitamento dos rejeitos de mineração e também por reduzir o consumo de matérias-primas naturais na construção das infraestruturas viárias, minimizando custos e impulsionando a reciclagem de materiais, ao promover a economia circular.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GERAL

O principal objetivo do presente trabalho é a caracterização experimental de parâmetros-chave de rejeitos de mineração de ferro para uso em aterros de infraestruturas viárias. A caracterização foi feita em laboratório, através de diversos ensaios convencionais e avançados, segundo procedimentos rigorosos e replicáveis, buscando parâmetros definidores das condições de compactação, permeabilidade e anisotropia inerente e induzida.

A definição dos parâmetros de compactação destes materiais é manifestamente complexa, dada a sua natureza siltosa e não-plástica. Para esse efeito, foi desenvolvido um procedimento específico, de modo a avaliar a distribuição do teor em água nos provetes compactados. Também se reconheceu a importância da anisotropia inerente dos materiais compactados no seu comportamento mecânico.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

O objetivo geral pode ser dividido nos seguintes objetivos específicos:

- Caracterização física da amostra (determinação da densidade e características granulométricas);
- Avaliação da homogeneidade da compactação ao longo dos provetes para diferentes teores em água, após compactação;
- Comparação das propriedades de acordo com as compactações (dinâmica ou estática);
- Análise do comportamento mecânico na umidade ótima do Proctor Normal;
- Verificação das propriedades para uso em aterros;
- Estudo da permeabilidade a diferentes energias de compactação;
- Realização de ensaios de corte drenado em câmara triaxial equipada com *Bender Elements* (BE), instalados nas placas de base e topo.

Esta dissertação enquadra-se em trabalhos anteriores nestes materiais no Laboratório de Geotecnia da FEUP, aos quais dá-se continuidade e validação.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA TESE

Esta tese está dividida em cinco capítulos.

No presente capítulo, são expostos os objetivos da realização deste trabalho e a organização da dissertação.

No capítulo seguinte, tem-se uma breve explicação do processo de mineração e da produção e deposição dos resíduos gerados. Também são revisadas as classificações e condições do uso de solos como material de aterros, segundo o guia técnico do LCPC/SETRA, segundo o LNEC e também segundo o Caderno de Encargos do EP. É feita, ainda, a revisão bibliográfica dos conceitos de compactação de solos granulares, solos finos e de rejeitos.

No terceiro capítulo, são apresentados o material e os experimentos que foram realizados, sendo eles: ensaios de identificação física (determinação da densidade das partículas sólidas e da curva granulométrica), ensaios de compactação (dinâmica e estática), ensaios de adensamento, ensaio de capacidade suporte (expansão e CBR), ensaios de compressão simples não confinados, ensaios triaxiais, ensaios de permeabilidade. Alguns destes, atrelados a ensaios de ondas sísmicas.

No quarto capítulo, são mostrados os resultados dos ensaios mencionados no capítulo anterior, com as análises associadas a cada um deles e as comparações que se julgaram necessárias.

Por fim, no quinto capítulo, são feitas as principais conclusões das análises realizadas e algumas sugestões para futuros trabalhos que se enquadrem no mesmo âmbito.

2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. MINERAÇÃO

2.1.1. MINERAÇÃO DE FERRO

A mineração consiste na extração, processamento e tratamento dos minerais presentes na superfície terrestre que podem ser aproveitados economicamente. Esta atividade tem grande valor econômico e é essencial para fornecer matéria-prima a diversos setores industriais.

Os minerais metálicos (ferro, cobre, zinco, etc.) ficam finamente disseminados na rocha, exigindo a redução expressiva das partículas e gerando rejeitos necessariamente finos. Também é um processo que produz elevados volumes de efluentes líquidos, que devem ser armazenados em barragens ou tratados para remoção de todos os compostos poluidores antes que a água retorne ao meio ambiente.

O ferro é um metal largamente utilizado como matéria-prima em diversos segmentos industriais, sendo essencial na construção civil. É encontrado em estado sólido à temperatura ambiente e é um material maleável e dúctil, sendo fraco condutor de eletricidade quando comparado a outros metais. Normalmente, ocorre associado ao dióxido de carbono, oxigênio, enxofre ou silício formando carbonatos, óxidos, sulfetos e silicatos, respectivamente (Gomes, 2009). O minério de ferro mais abundante é a hematita, um óxido de ferro que apresenta coloração avermelhada.

Segundo Aguiar (2013), cada jazida de ferro possui características específicas, como granulometria, composição química, abrasividade, mineralogia e liberação dos grãos. Assim, para cada corpo mineral, são necessários estudos direcionados para caracterização do minério em questão.

Na mineração do ferro, o volume de rejeitos gerado é cerca de 40%, conforme Gomes e Pereira (2002). Esta percentagem varia de acordo com o teor em ferro presente nas jazidas. Tais rejeitos são materiais inertes com granulometria fina e muito fina, que facilmente se dissolvem em água, compostos essencialmente por quartzo e minerais de ferro, como a hematite, goethita e magnetite (Tolentino, 2010).

2.1.2. RESÍDUOS DE MINERAÇÃO

Como qualquer processo produtivo, a geração de resíduos é parte integrante do processamento e, no caso da mineração, há dois tipos principais de subprodutos sem valor comercial (Piacentini, 2019):

- **Escambros:** resíduos da lavra, com fragmentos grosseiros de rocha (com alguns centímetros de tamanho). Costumam ser depositados nas escombreliras, mas também podem ser empregues como material de construção das barragens de rejeitos ou de enchimento de galerias subterrâneas após o encerramento das atividades (Russo, 2007). Podem ser fontes potenciais de

poluição ambiental, devido a sua composição mineralógica, levando a contaminação de águas superficiais e subterrâneas.

- Rejeitos: produtos do beneficiamento mineral, que têm partículas finas e ultrafinas (de alguns milímetros a frações de milímetros) e normalmente são dispostos em barragens. Podem conter elevado grau de toxicidade, além de partículas dissolvidas e em suspensão, metais pesados e reagentes.

A Figura 1 exemplifica, de forma simplificada, o processo de geração destes subprodutos.

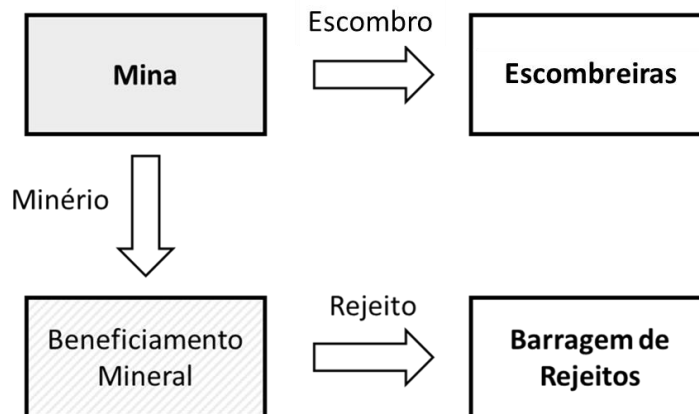


Figura 1 - Esquema de direcionamento geral de subprodutos na mineração (adaptado de Gomes, 2017)

Os rejeitos têm características diferentes dos solos naturais, tanto na composição e forma das partículas, quanto em sua distribuição granulométrica. Estes fatores interferem no comportamento mecânico destes materiais, como permeabilidade, plasticidade, compressibilidade e resistência.

Araujo (2006) afirma que os rejeitos podem variar desde materiais arenosos não plásticos, até materiais de granulometria fina e alta plasticidade, a depender do tipo de minério e do processo de beneficiamento.

Há uma classificação dos rejeitos conforme seu teor de sólidos e sua consistência (Bacco, 2020), ilustrada na Figura 2:

- Rejeitos não espessados (polpa): a barragem retém o material em forma de lama, com conteúdo sólido variando entre 25% e 50% (variação dependendo do autor);
- Rejeitos espessados: armazenados com menores teores em água com o objetivo de redução ou eliminação da segregação, reaproveitamento da água extraída da polpa, aumento da resistência e redução da ocorrência de lixiviação (Rankin, 2011);
- Rejeitos em pasta: passam por processos de desidratação até atingirem teores de sólidos de 70 a 85%. Não fluem naturalmente e não drenam uma grande quantidade de água no depósito natural, mas ainda são bombáveis;
- Rejeitos filtrados: apresentam teores de sólidos superiores a 85%, com remoção da água através de filtros a vácuo ou a pressão. O material não pode ser bombado, sendo transportado em caminhões ou correia transportadora.

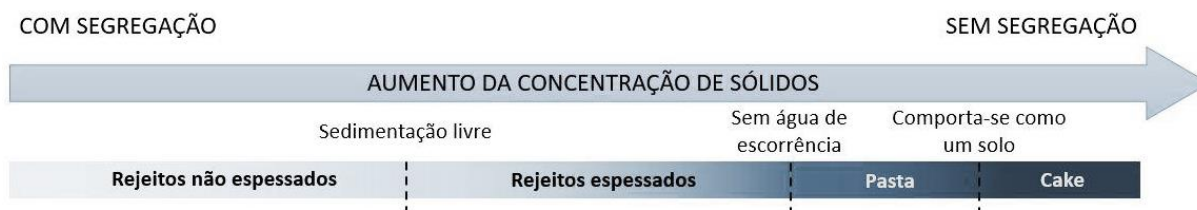


Figura 2 – Classificação de rejeitos por sua consistência (Bacco, 2020)

2.1.2.1. Aspectos Ambientais

A mineração é uma atividade extrativista de grande porte, gerando grandes impactos ambientais. Tais impactos podem ser divididos em quatro categorias: poluição da água, poluição do ar, poluição sonora e subsidência do terreno (IBRAM, 2013). O fator que tem maior impacto ambiental é a geração de rejeitos, os quais são maioritariamente depositados em barragens.

A maioria dos países possui legislação vigente para deposição de resíduos minerais e barragens de rejeitos, segundo Duarte (2008). Todavia, não são raros os casos de acidentes nas barragens e até de desastres ambientais, como o caso de Brumadinho no Brasil, mostrado na Figura 3.



Figura 3 – Desastre em Brumadinho (Viana da Fonseca et. al, 2022)

2.1.2.2. Aspectos Económicos

A construção e manutenção de barragens de rejeito é parte importante dos custos das mineradoras. No caso de acidentes, os gastos são manifestamente maiores, envolvendo indenizações, taxas legais, danos a propriedades, estudos e relatórios, tempo da equipa e perda de remuneração.

O reuso dos rejeitos pode reduzir os custos associados ao impacto ambiental das barragens e gerar receita. Seja na própria empresa ou na comercialização com outro setor, o reaproveitamento desses rejeitos proporciona retorno econômico. A indústria civil tem aproveitado os descartes da mineração como fonte de materiais alternativos, reduzindo custos, consumo de matérias-primas e de energia. Segundo Gomes (2017), as aplicações mais comuns são:

- Finos de ferro: siderúrgicas e recentes aplicações na indústria civil;
- Resíduos finos de rochas ornamentais: argamassas, cerâmicas vermelhas (tijolos, telhas), vidro, tintas, manilhas, corretivos de solos, entre outros;

- Resíduos grossos de rochas ornamentais: fábricas de cimento, brita e areia artificial, artesanatos, seixos ornamentais, bijuterias, muros de contenção de taludes, pavimentação, filetes para muros entre outros.

2.1.2.3. Reaproveitamento dos Resíduos

O crescimento populacional e a demanda por tecnologia dependem da exploração dos recursos minerais. Assim, é imprescindível que esta atividade se desenvolva de maneira sustentável. A gestão dos rejeitos torna-se, então, um ponto crucial desta indústria, devido aos grandes impactos gerados por eles.

A gestão dos resíduos promove sua valorização, a qual “consiste no reemprego, reciclagem ou qualquer outra ação visando obter, a partir dos resíduos sólidos, materiais reutilizáveis ou energia, dando, de certa forma, um valor de mercado aos resíduos” (Barros, 2012).

A Tabela 1 apresenta os tópicos mais relevantes da gestão sustentável de resíduos mineiros.

Tabela 1 - Tópicos de sustentabilidade na gestão dos resíduos da mineração (adaptado de Gomes, 2017)

Meio Ambiente	Economia	Social	Legislação
Poluição da água e do ar	Despesas gerais	Problemas de saúde	Leis aplicáveis
Esgotamento de recursos hídricos	Despesas operacionais	Impactos sociais	
Destruição do ecossistema	Custo de reagentes	Segurança	
Ocupação do solo	Custo de energia	Aprovação da população	
Emissão de gases	Custo de encerramento		

2.2. ATERROS DE OBRAS VIÁRIAS

2.2.1. ESTRUTURA DO ATERRO

Os aterros podem ser divididos em seis zonas (Ribeiro, 2008), conforme a Figura 4:

- Fundação: terreno sobre o qual será construída a estrutura;
- Parte Inferior de Aterro (PIA): constituída pelas duas primeiras camadas de aterro. Se houver trabalho de decapagem, as camadas abaixo da superfície do terreno natural também são consideradas parte da PIA;
- Corpo de Aterro: zona entre a Parte Inferior do Aterro e a Parte Superior do Aterro;
- Parte Superior do Aterro (PSA): camada sobre a qual assenta a camada do Leito de Pavimento, com espessura na ordem dos 40 a 85 cm;
- Leito de Pavimento: última camada do aterro;
- Espaldar: zona lateral do corpo do aterro limitada externamente pelos taludes com cerca de 4m. Em certos casos, tem função de maciço estabilizador.

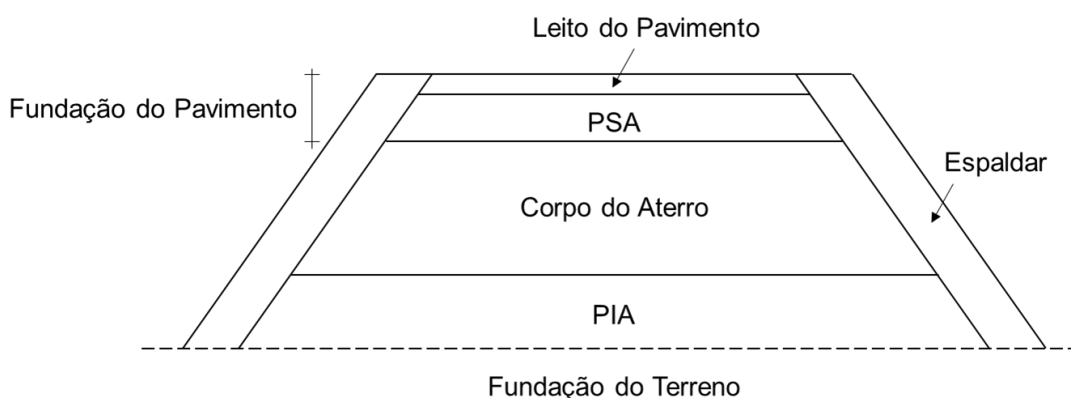


Figura 4 – Esquema estrutural do aterro (adaptado de Ribeiro, 2008)

O Leito de Pavimento tem influência significativa no comportamento dos pavimentos, sendo necessária particular atenção quanto a escolha de materiais e a sua construção, visto que a sua superfície deve ser lisa, sem ondulações ou material solto, e isenta de fendas.

Alguns aspectos relevantes no projeto e execução de obras de terraplenagem para infraestruturas de transportes são mostrados na Tabela 2.

Tabela 2 – Aspectos relevantes para aterros (adaptado de Fortunato, 2022)

Tópico	Itens
Estudos geológicos e geotécnicos	<ul style="list-style-type: none"> • Camadas geológicas • Posição do lençol freático • Tipos de materiais disponíveis • Processo de escavação do terreno
Estudos geotécnicos especiais	<ul style="list-style-type: none"> • Estudos de estabilidade e deformabilidade (fundações, taludes, escavações e aterros)
Caracterização do material	<ul style="list-style-type: none"> • Parâmetros de estado "in situ" (w e γ_d) • Identificação e seleção de materiais • Testes de compactação • Caracterização mecânica (testes triaxiais, edométricos, CBR) • Permeabilidade
Tratamento do material	<ul style="list-style-type: none"> • Modificação do tamanho da partícula (quebra, mistura de materiais) • Adição de cal, cimento, entre outros
Equilíbrio entre volumes cortados e aterrados	<ul style="list-style-type: none"> • Avaliação técnica e econômica das vantagens e desvantagens de usar nos aterros todos os tipos de solo das escavações • Seleção dos materiais escavados e estabelecimento da sequência de sua colocação nos aterros
Meteorologia e variação do teor em água do solo	<ul style="list-style-type: none"> • Caracterização da pluviosidade e temperatura ao longo do ano • Medidas corretivas para o teor de água dos solos
Preparação do terreno	<ul style="list-style-type: none"> • Remoção da camada superficial do solo na área de construção e nas áreas de empréstimo • Acesso e circulação na área de construção
Processos de construção de terraplenagem	<ul style="list-style-type: none"> • Métodos de escavação de terreno e métodos para processar o geomateriais • Transporte e estratificação do material (tipo de equipamento, sequência de operações) • Regulação do tráfego de equipamentos de construção (para obter eficiência na operação e proteger as camadas)
Controle de construção	<ul style="list-style-type: none"> • Controle antes, durante e depois da construção • Propriedades a controlar (densidade, rigidez, entre outras) • Métodos de controle (tipo de testes in situ e testes de laboratório) • Plano de amostragem (localização dos testes, volume do material, área) • Metodologia de análise de resultados (valores absolutos, análise estatística)
Estudos especiais	<ul style="list-style-type: none"> • Solos moles • Solos expansivos • Zonas de transição • Drenagem • Geossintéticos • Proteção de taludes

2.2.2. CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL PARA ATERRO

Este trabalho será focado no estudo de solos, não envolvendo materiais rochosos. Solo pode ser definido como toda a ocorrência natural de depósitos brandos ou moles, que cobrem um substrato rochoso e que é produzido por desintegração e decomposição física e química de rochas, podendo conter ou não matéria orgânica (Ribeiro, 2008).

Segundo o Vocabulário de Estradas e Aeródromos (1962) do LNEC, um solo é um “conjunto natural de partículas minerais que podem ser separadas por agitação na água; os vazios entre as partículas contêm água e ar, separada e conjuntamente”.

2.2.2.1. Classificação francesa pelo LCPC/SETRA

O guia técnico para construção de aterros e leito de pavimento LCPC/SETRA surgiu com o objetivo de ser um instrumento para a condução destes tipos de obras. Os parâmetros considerados na classificação dos solos agrupam-se nas categorias mostradas a seguir.

a) Parâmetros de Natureza:

Caracterização segundo à Granulometria, de acordo com o tamanho dos grãos, conforme Figura 5:

- O valor do diâmetro máximo das partículas ($D_{m\acute{a}x}$) é importante na definição da espessura das camadas e na avaliação da possibilidade de mistura com ligantes. Solos com $D_{m\acute{a}x}$ abaixo de 50mm são os finos, arenosos e cascalhentos, que podem ser misturados com ligante. Os solos grossos apresentam $D_{m\acute{a}x}$ acima de 50mm.
- O peneiro de 80 μ m (nº 200) permite distinguir os solos com muitos finos e avaliar a sua sensibilidade à água. Acima de 35% de solo passando pelo peneiro nº 200 define que o comportamento depende essencialmente das partículas finas, nomeadamente quando em contacto com água, e abaixo de 12%, o solo é pobre em finos.
- O peneiro de 2mm é usado para distinguir cascalhos, sendo 70% de passados a fronteira entre os materiais com tendência arenosa e os materiais com tendência cascalhenta.

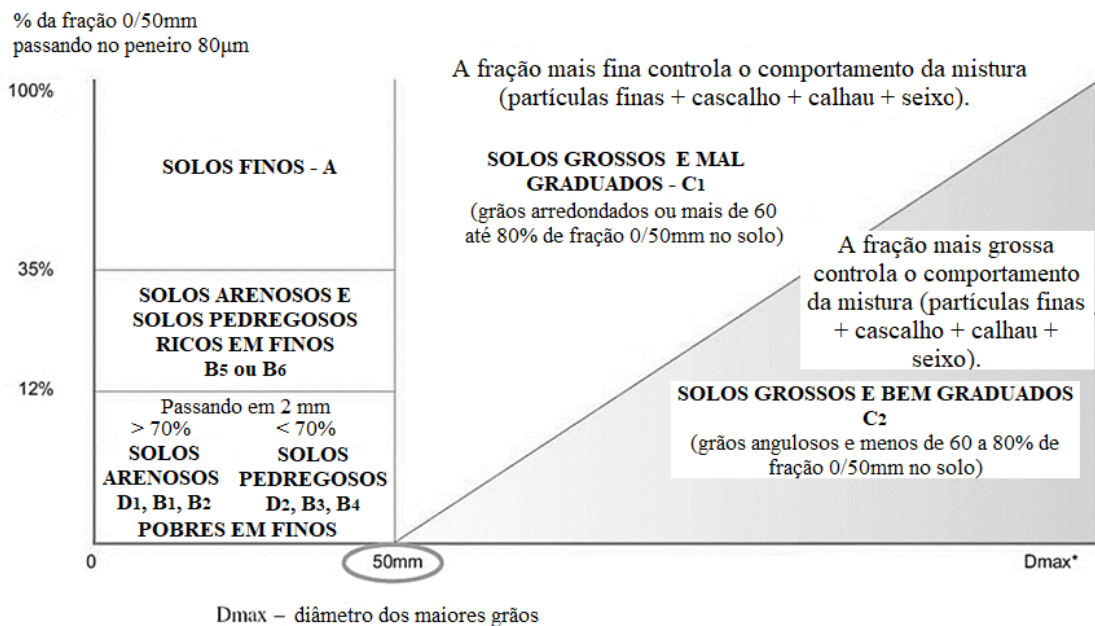


Figura 5 – Caracterização pelo tamanho dos grãos (adaptado de Fortunato, 2022)

Classificação segundo à Argilosidade, avaliada pelo Índice de Plasticidade (IP), Equação 1, e pelo ensaio do azul de metileno (VBS):

- Valores de IP menores ou iguais a 12 determinam os solos pouco argilosos; valores entre 12 e 25, os solos medianamente argilosos; valores até 40, os solos argilosos; e valores acima de 40, os solos muito argilosos.

$$IP = LL - LP \quad \text{Equação 1}$$

Sendo:

- LL: Limite de Liquidez, teor em água que limita os estados líquido e plástico. Abaixo do LL, o solo passa a ser plástico e a ter resistência a cisalhamento.

- LP: Limite de Plasticidade, teor em água que limita os estados plástico e semi-sólido. Abaixo do LP, o solo passa a não ter mais comportamento plástico.

- O VBS permite determinar a quantidade e actividade da argila presente no solo e exprime-se em gramas de azul de metileno por 100 gramas de solo.
 - VBS < 0,1: solo é insensível à água
 - VBS > 0,2: solo começa a manifestar sensibilidade à água
 - 1,5: limite que distingue solos arenosos com argila de solos arenosos com silte
 - 2: limite que distingue solos com siltes muito plásticos de medianamente plásticos
 - 6: limite que distingue solos siltosos de argilosos
 - 8: limite que distingue solos argilosos de muito argilosos

b) Parâmetros de Estado Hídrico:

Consideração do estado hídrico natural, que avalia a compactibilidade, a trabalhabilidade e a traficabilidade do material, de acordo com o teor em água. Varia de muito seco até muito húmido, conforme designação em francês: ts (*très sèche*) - muito seco, s (*sèche*) - seco, m (*moyen*) - médio, h (*humide*) - húmido e th (*très humide*) - muito húmido.

O estado hídrico pode ser caracterizado com base em três parâmetros:

- O teor em água natural (w_n) relativamente ao teor em água óptimo do ensaio Proctor Normal (w_{opt}).
- O índice de capacidade de suporte imediata (IPI), que exprime o valor do CBR imediato.
- O Índice de Consistência (IC), Equação 2.

$$IC = \frac{LL - w_n}{IP} \quad \text{Equação 2}$$

Para estados seco e muito seco, é mais adequado a utilização da razão entre w_n e w_{opt} , enquanto para estados húmidos e muito húmidos, a utilização do IPI. Para solos medianamente finos e muito argilosos, com pelo menos 80 a 90% de partículas abaixo dos 400 μm , pode-se utilizar o parâmetro referente ao IC. A Tabela 3 mostra a caracterização dos solos finos de acordo com o guia técnico do LCPC/SETRA.

Tabela 3 – Classificação de solos finos (LCPC/SETRA, 1992)

Classificação segundo a Natureza					Classificação segundo o Estado Hídrico	
Parâmetros de Natureza (1º nível)	Classe	Parâmetro de Natureza (2º nível)	Sub classe	Características Principais	Parâmetros e Valores Limite	Sub classe
D _{máx} ≤ 50mm 80µm > 35 %	A Solos Finos	VBS ≤ 2,5 ou IP ≤ 12	A ₁	Consistência muito suscetível a pequenas variações no teor em água, principalmente quando w_n está próximo de W_{Opn} . Tempo de reação curto face às variações hídricas e climáticas. Permeabilidade pode variar bastante. É preferível identificá-los pelo valor de VBS, já que o valor IP é mais impreciso.	$IPI \leq 3$ $w_n \geq 1,25 W_{Opn}$	A _{1th}
			Siltos pouco plásticos		$3 < IPI \leq 8$ $1,1 W_{Opn} \leq w_n < 1,25 W_{Opn}$	A _{1h}
			Areias finas		$8 < IPI \leq 25$ $0,9 W_{Opn} \leq w_n < 1,1 W_{Opn}$	A _{1m}
			Areias pouco plásticas		$0,7 W_{Opn} \leq w_n < 0,9 W_{Opn}$	A _{1s}
					$w_n < 0,7 W_{Opn}$	A _{1ts}
		12 < IP ≤ 25 ou 2,5 < VBS ≤ 6	A ₂	Utilizáveis na maioria das construções, quando o teor em água não é demasiado elevado. IP é o melhor critério de identificação.	$IPI \leq 2$ $IC \leq 0,9$ $w_n \geq 1,3 W_{Opn}$	A _{2th}
			Areias finas argilosas		$2 < IPI \leq 5$ $0,9 < IC \leq 1,05$ $1,1 W_{Opn} \leq w_n < 1,3 W_{Opn}$	A _{2h}
			Siltos		$5 < IPI \leq 15$ $1,05 < IC \leq 1,2$ $0,9 W_{Opn} \leq w_n < 1,1 W_{Opn}$	A _{2m}
			Argilas pouco plásticas		$1,2 < IC \leq 1,4$ $0,7 W_{Opn} \leq w_n < 0,9 W_{Opn}$	A _{2s}
					$IC > 1,4$ $w_n < 0,7 W_{Opn}$	A _{2ts}
		25 < IP ≤ 40 ou 6 < VBS ≤ 8	A ₃	Altamente coerentes a médios e baixos teores em água. Pegajosos e escorregadios quando molhados, o que dificulta a trabalhabilidade. A baixa permeabilidade faz com que o teor em água tem que aumentar significativamente para que haja mudança na consistência.	$IPI \leq 1$ $IC \leq 0,8$ $w_n \geq 1,4 W_{Opn}$	A _{3th}
			Argilas		$1 < IPI \leq 3$ $0,8 < IC \leq 1$ $1,2 W_{Opn} \leq w_n < 1,4 W_{Opn}$	A _{3h}
			Siltos muito plásticos		$3 < IPI \leq 10$ $1 < IC \leq 1,15$ $0,9 W_{Opn} \leq w_n < 1,2 W_{Opn}$	A _{3m}
					$1,15 < IC \leq 1,3$ $0,7 W_{Opn} \leq w_n < 0,9 W_{Opn}$	A _{3s}
					$IC > 1,3$ $w_n < 0,7 W_{Opn}$	A _{3ts}
		IP > 40 ou VBS > 8	A ₄	Solos muito coerentes e quase impermeáveis. Mudam o teor em água lentamente e com importantes retrações e deformações. Só podem ser usados em aterros em casos especiais, com estudos <i>in situ</i> .	Estudo específico	A _{4th}
			Argilas			A _{4h}
			Solos alta/plásticos			A _{4m}
						A _{4s}

2.2.2.2. Classificação portuguesa pelo LNEC

Na especificação LNEC E 240 (1971), os solos e suas misturas são classificados com base em ensaios de caracterização, análise granulométrica e limites de consistência e atendendo ao seu comportamento em estrada, através da classificação da AASHTO, conforme Tabela 4.

Tabela 4 – Classificação dos solos (LNEC E 240,1971)

	Grupo	Subgrupo
	A-1: Mistura bem graduada de calhau ou seixo, areia grossa e fina, e um material aglutinante não plástico ou pouco plástico. Inclui calhau, seixo, areia grossa, cinzas vulcânicas, etc., sem material aglutinante.	A-1-a: Predominantemente constituído por calhau ou seixo, com ou sem material aglutinante bem graduado.
		A-1-b: Predominantemente constituído por areia grossa, com ou sem material aglutinante bem graduado
Materiais Granulares	A-3: Areia fina sem silte ou argila, ou com uma quantidade pequena de silte não plástico. Inclui misturas de areia fina mal graduada e pouca areia grossa e seixo.	-
≤ 35% das partículas passam no peneiro 0,074mm (nº 200) ASTM	A-2: Materiais que não são classificados como A-1 ou A-3 devido a valor elevado do teor em finos e/ou do IP.	A-2-4 e A-2-5: Fracção passando no peneiro de 0,420mm (nº 40) ASTM tem as características dos grupos A-4 e A-5. Incluem seixo e areia grossa com quantidade de silte e IP altos em relação ao grupo A-1, e areia fina com quantidade de silte não plástico alta em relação ao grupo A-3.
		A-2-6 e A-2-7: Fracção passando no peneiro de nº 40 tem características dos grupos A-6 e A-7. O índice de grupo varia entre 0 e 4, com IP >10.
	A-4: Solo siltoso não plástico ou moderadamente plástico, com 75% ou mais de partículas passando no peneiro nº 200. Inclui solo siltoso com areia e seixo retidos naquele peneiro (<64%). O índice de grupo pode variar de 1 a 8, conforme diminui a percentagem do material mais grosso.	-
Materiais Silto-argilosos	A-5: Similar ao A-4, mas com carácter diatomáceo ou micáceo e pode ser altamente elástico (LL alto). O índice de grupo pode variar de 1 a 12, influência do aumento do LL e da diminuição do material mais grosso.	-
> 35% das partículas passam no peneiro 0,074mm (nº 200) ASTM	A-6: Solo argiloso plástico, com ≥ 75% das partículas passando no peneiro nº 200. Inclui misturas de solo argiloso com areia e seixo retidos naquele peneiro (<64%). Grandes variações de volume entre os estados seco e húmido. O índice de grupo pode variar de 1 a 16, com aumento do IP e diminuição da percentagem de grossos.	-
	A-7: Semelhante ao grupo A-6, mas com LL alto e pode ser elástico e estar sujeito a grandes variações de volume. O índice de grupo pode variar de 1 a 20, com aumento do LL e do IP e diminuição dos grossos.	A-7-5: IP moderado em relação ao LL, muito elásticos e sujeitos a variações de volume consideráveis.
		A-7-6: IP alto em relação ao LL e sujeitos a variações de volume extremamente grandes.

2.2.2.3. Classificação portuguesa pelo Caderno de Encargos do EP

O Caderno de Encargos (Estradas de Portugal, 2009), divide os materiais para utilização em aterro em três tipos do ponto de vista granulométrico, com base nos peneiros ASTM, conforme a Tabela 5.

Tabela 5 – Classificação do solo de acordo com granulometria (Estradas de Portugal, 2009)

Classificação	Granulometria (peneiros ASTM)	Especificação
Solo	Material retido no peneiro de 19 mm (3/4")	≤ 30%
Enrocamento	Material retido no peneiro de 19 mm (3/4")	≥ 30%
	Material passado no peneiro de 25 mm (1")	≤ 30%
	Material passado no peneiro de 0,074 mm (nº200)	≤ 12%
Solo-enrocamento	Material retido no peneiro de 19 mm (3/4")	30 - 70%
	Material passado no peneiro 0,074 mm (nº200)	12 - 40%

A classificação utilizada pelo Caderno de Encargos do EP, para uso de solos em diversas zonas do aterro, é baseada na classificação unificada de solos, contida na especificação ASTM D 2487. Divide-se em 6 classes (S0 a S5), em que S0 representa solos de pior qualidade e com baixo valor de CBR, como é o caso dos siltes e argilas muito plásticas, e S5 solos com CBR superior, como é o caso de cascalhos bem graduados. A Tabela 6 apresenta a classificação segundo o Caderno de Encargos.

Tabela 6 – Classificação do solo par uso em aterro (Estradas de Portugal, 2009)

Classe	CBR (%)	Tipo de solo	Descrição	Reutilização		
				PIA	Corpo	PSA
S 0	< 3	OL	siltes orgânicos e siltes argilosos orgânicos de baixa plasticidade (1)	N	N	N
		OH	argilas orgânicas de plasticidade média a elevada; siltes orgânicos. (2)	N	P	N
		CH	argilas inorgânicas de plasticidade elevada; argilas gordas. (3)	N	P	N
		MH	siltes inorgânicos; areias finas micáceas; siltes micáceos. (4)	N	P	N
S 1	≥ 3 a < 5	OL	idem (1)	N	S	N
		OH	idem (2)	N	S	N
		CH	idem (3)	N	S	N
		MH	idem (4)	N	S	N
S 2	≥ 5 a < 10	CH	idem (3)	N	S	N
		MH	idem (4)	N	S	N
		CL	argilas inorgânicas de plasticidade baixa a média argilas com seixo, argilas arenosas, argilas siltosas e argilas magras.	S	S	P
		ML	siltes inorgânicos e areias muito finas; areias finas, siltosas ou argilosas; siltes argilosos de baixa plasticidade.	S	S	P
		SC	areia argilosa; areia argilosa com cascalho. (5)	S	S	P
S 3	≥ 10 a < 20	SC	idem (5)	S	S	S
		SM-d	areia siltosa;	S	S	S
		SM-u	areia siltosa.	P	S	N
		SP	areias mal graduadas; areias mal graduadas com cascalho.	S	S	S
S 4	≥ 20 a < 40	SW	areias bem graduadas; areias bem graduadas com cascalho.	S	S	S
		GC	cascalho argiloso; cascalho argiloso com areia.	S	S	S
		GM-u	cascalho siltoso; cascalho siltoso com areia. (6)	P	S	P
		GP	cascalho mal graduado; cascalho mal graduado com areia. (7)	S	S	S
S 5	≥ 40	GM-d	idem (6)	S	S	S
		GP	idem (7)	S	S	S
		GW	cascalho bem graduado; cascalho bem graduado com areia.	S	S	S

S - admissível; N - não admissível ; P-possível.

PIA - parte inferior do aterro

PSA - parte superior do aterro

2.2.3. CONDIÇÕES DE UTILIZAÇÃO DO MATERIAL COMO ATERRO

2.2.3.1. Condições segundo LCPC/SETRA

De acordo com o estado hídrico do material, o diâmetro máximo e mínimo das partículas e a respetiva resistência mecânica a que o material está sujeito, o guia LCPC/SETRA busca ajustar a aplicação para cada subclasse. Procura-se obter qualidade técnica durante a execução em condições habituais e com equipamentos comumente utilizados. Considera os custos médios de modo que não sejam necessárias medidas ou equipamentos especiais. As condições de utilização são mostradas na Tabela 7.

Tabela 7 – Condições do solo para uso em aterro (LCPC/SETRA, 1992)

Condição	Procedimento	Código
Extracção E	Nenhuma condição em particular a recomendar	0
	Extracção em camadas de 0,1 a 0,3m	1
	Extracção frontal, para uma frente de altura > 1 a 2m	2
Ação na granulometria G	Nenhuma condição a recomendar	0
	Eliminação dos elementos > 800 mm	1
	Eliminação dos elementos > 250 mm	2
	Fragmentação complementar após extracção	3
Ação no teor em água W	Nenhuma condição particular a recomendar	0
	Redução do teor em água por arejamento	1
	Secagem por colocação em depósito provisório	2
	Rega para manter o estado	3
Tratamento T	Nenhuma condição particular a recomendar	0
	Tratamento com um reagente ou um aditivo adaptado	1
	Tratamento com cal simples	2
Espalhamento R	Nenhuma condição particular a recomendar	0
	Camadas finas, 20 a 30 cm	1
	Camadas médias, 30 a 50 cm	2
Compactação C	Compactação intensa	0
	Compactação média	1
	Compactação fraca	2
Altura dos aterros H	Nenhuma condição particular a recomendar	0
	Aterro de altura baixa, < 5m	1
	Aterro de altura, < 10m	2

Deve-se atingir os valores mínimos característicos do $\gamma_{d,médio}$ de toda a camada compactada e do peso volúmico seco no fundo da camada (γ_{dfc}) de acordo com a zona (para o w_{op}):

- Aterro:
 - $\gamma_{d,médio} > 95\% \gamma_d$
 - $\gamma_{dfc} > 92\% \gamma_d$
- Leito do pavimento:
 - $\gamma_{d,médio} > 98,5\% \gamma_d$
 - $\gamma_{dfc} > 96\% \gamma_d$

2.2.3.2. Condições segundo LNEC

A especificação LNEC E 241 (1971) busca dar indicações sobre os materiais a utilizar na execução de aterros em estradas, incluindo a camada de leito do pavimento. Segundo esta especificação:

- Os materiais não deverão conter detritos orgânicos;
- Devem-se ser utilizados materiais dos grupos A-1-a, A-1-b, A2-4, A-2-5 ou A-3. Caso não seja possível obter esses materiais, poderão ser utilizados os dos demais grupos, tomando-se as devidas precauções no projecto e execução do aterro quanto à sua distribuição, compactação e drenagem, principalmente para A-6 e A-7.
- Os materiais xistosos, os muitos alteráveis ou aqueles que contêm pedra demasiadamente branda, poderão ser utilizados em aterros desde que se tomem as devidas precauções baseadas em estudo especial e/ou se tenha em conta o seu comportamento em obras anteriores na região.

A especificação LNEC E 242 (1971) indica o modo de execução de aterros e leito de pavimento e aborda as etapas na execução de terraplenagens de uma estrada. De acordo com a especificação, deve-se garantir adequada ligação entre a fundação do terreno e o aterro, com correta preparação da superfície onde assentam os aterros. Para isto, pode ser necessário dispor a superfície em degraus e/ou aplicar uma camada granular que suporte a passagem de equipamento, recompactando o material à baridade específica para o aterro.

O LNEC recomenda a construção de aterros experimentais, para avaliação do comportamento do material face a compactação. Todavia, é um procedimento que demanda gastos e tempo excepcionais.

Quando se executa o aterro experimental, os solos devem ser dispostos por ordem crescente de qualidade a partir da base. No caso de utilização de rocha escavada, esta deve ser colocada na base do aterro, preenchendo os vazios com material fino e compactando. Devido ao risco de arrastamento de finos das camadas superiores, sugere-se a construção de uma camada de granulometria adequada sobre a camada de rocha ou a utilização de geotêxtil.

No caso em que não se executa o aterro experimental, a especificação do LNEC determina que a espessura de compactação das camadas seja de, no máximo, 20 cm. Todavia, é válido ressaltar que esta determinação é baseada nos equipamentos existentes à época de sua criação. Atualmente, com a maior capacidade dos equipamentos de compactação, são permitidas espessuras mais elevadas, como estabelece o LCPC francês. Importante garantir que não haja pedras a atrapalhar a utilização dos equipamentos de compactação.

2.2.3.3. Condições segundo Caderno de Encargos do EP

Para as diversas zonas do aterro, deve-se atender às recomendações mostradas na Tabela 6. Também é necessário obedecer às regras gerais:

- Na Parte Inferior do Aterro, deve-se dar preferência a solos pouco sensíveis à água, como os pertencentes às classes S2, S3, S4 e S5. Quando os aterros se localizarem em zonas muito húmidas ou inundáveis, ou tenham camadas drenantes, estas e/ou a PIA devem ser construídas com materiais com menos de 5% das partículas passando no peneiro nº200 ASTM;
- No corpo do aterro, pode-se utilizar solo de pior qualidade;
- Para conclusão da construção, não é permitido utilizar materiais rochosos e é proibido o uso de materiais diferentes de forma alternada.

- Na Parte Superior do Aterro, numa espessura de 40 a 85 cm, deve-se usar os solos com melhores características geotécnicas, de preferência solos classificados como S2, S3, S4 ou S5 e aos grupos A-1, A-2 e A-3 da LNEC E 240.

Na construção de aterros, os solos em utilização em seu estado natural devem obedecer:

- Solos coerentes: $0,7 w_{opn} \leq w_n \leq 1,4 w_{opn}$
- Solos não coerentes: $0,8 w_{opm} \leq w_n \leq 1,2 w_{opm}$

Sendo:

- w_n : teor em água natural.
- w_{opn} : teor em água ótimo referido ao ensaio de Proctor Normal.
- w_{opm} : teor em água ótimo referido ao ensaio de Proctor Modificado.

Os solos coerentes (equivalente de areia inferior a 30%) devem apresentar grau de compactação (GC), referido ao ensaio Proctor Modificado, de pelo menos 90% no corpo do aterro e 95% na PSA. Para solos incoerentes (equivalente de areia superior a 30%), tais valores devem aumentar para 95% no corpo do aterro e 100% na PSA.

Para o leito do pavimento, os solos devem ter boa qualidade, ser isentos de detritos, matéria orgânica ou quaisquer outras substâncias nocivas, obedecendo às características da Tabela 8. O GC, referido ao ensaio Proctor Modificado, não deve ser inferior a 95% em toda a área e espessura da camada, e o w não poderá diferir mais de 15% do w_{op} obtido no ensaio de referência.

Tabela 8 – Condições do solo para uso em leito do pavimento (Estradas de Portugal, 2009)

Parâmetro	Valor
$D_{m\acute{a}x}$	75 mm
Material passando no peneiro nº 200 ASTM	$\leq 20\%$
WL	$\leq 25\%$
IP	$\leq 6\%$
Equivalente de areia (EA)	$\geq 30\%$
Valor de azul-de-metileno (MB)	$\leq 2,0$
CBR a 95% do Proctor Modificado	$\geq 10\%$
Expansibilidade (pelo ensaio CBR)	$\leq 1,5\%$
Matéria orgânica (MO)	0%

2.3. COMPACTAÇÃO DE SOLOS

2.3.1. DEFINIÇÃO

Segundo Matos Fernandes (2004), a compactação do solo consiste na diminuição de seu volume através da redução de sua fase gasosa. Este processo é obtido através da repetição de carregamentos e mantendo-se a quantidade de partículas sólidas e de água do solo. O objetivo da compactação é aumentar a resistência ao corte do solo e reduzir sua deformabilidade e permeabilidade.

Este processo permite maior área de contacto entre as partículas, aumento da capacidade de carga, menores assentamentos, menor permeabilidade e estabilidade granulométrica (dificulta que os finos passem entre os grossos).

2.3.2. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PROCTOR

O engenheiro estadunidense Ralph Proctor, em 1933, desenvolveu o ensaio de compactação que se tornou referência na Mecânica dos Solos. É um dos métodos mais importantes para o estudo e controle de qualidade de aterros de solos compactados, que anteriormente eram realizados de forma empírica.

O ensaio é utilizado para se obter a máxima densidade do solo, que permite a otimização em termos de custo, estrutura e desempenho hidráulico do aterro. É padronizado nos EUA pela *A.A.S.H.T.O.* - *American Association of State Highway and Transportation Officials*, e em Portugal sua implementação segue a especificação LNEC E 197.

Este ensaio envolve a compactação dinâmica de uma porção de solo, a determinada energia, em um cilindro de volume conhecido, variando o teor em água (w) utilizado para cada provete. Para cada um, obtêm-se um valor do peso específico seco do solo (γ_d) e cria-se a curva de compactação que relaciona w - γ_d .

A curva de compactação permite obter o teor em água ótimo (w_{op}) que leva ao peso específico seco máximo do solo ($\gamma_{d,max}$), como exemplifica a Figura 6. O grau de compactação (GC) de determinado solo é a relação entre seu peso específico seco in situ e seu peso específico seco máximo, obtido pelo ensaio Proctor.

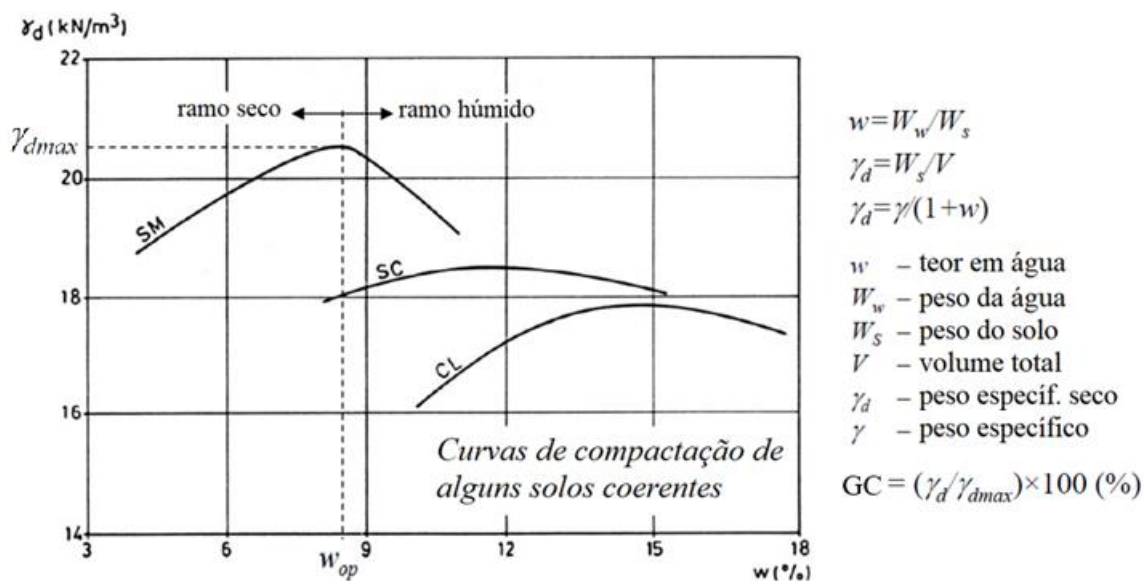


Figura 6 – Curvas de compactação de diferentes solos (adaptado de Fortunato, 2022)

Com teores em água baixos (ramo seco da curva de compactação), o atrito no solo é elevado, o que dificulta a expulsão do ar. O aumento do teor em água permite a lubrificação entre os grãos, facilitando a expulsão do ar que se encontra no solo, em forma de canículos intercomunicados. Por outro lado, com teores de água elevados (ramo húmido da curva), a água impede a expulsão do ar, sem auxiliar no rearranjo das partículas do solo, não permitindo assim acréscimo de densidade.

Observa-se que, no ramo húmido, as curvas de compactação se aproximam e alinham com a curva de saturação (Figura 7), ou seja, situação em que todo o ar é expelido. Todavia, existe um limite para o grau de saturação que não pode ser ultrapassado, por mais energia que seja fornecida ao material.

Também é possível observar que o aumento da energia leva a uma maior eficiência do processo de compactação, com a diminuição do teor em água óptimo e o aumento do peso específico seco máximo do solo.

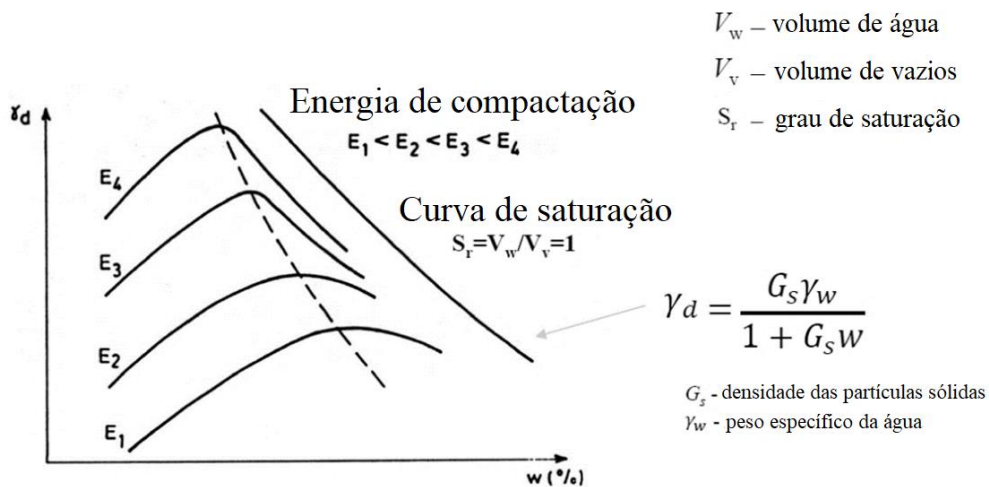


Figura 7 – Curvas de compactação a diferentes energias (adaptado de Fortunato, 2022)

2.3.3. COMPACTAÇÃO DE SOLOS FINOS

Solos finos (argilas e siltes) têm partículas de dimensões muito pequenas, com estrutura lamelar e cargas elétricas desequilibradas na sua superfície, que atraem as moléculas de água (Fortunato, 2022). O comportamento destes materiais deve ser analisado levando em consideração não apenas as partículas sólidas, mas todo o meio conectado por forças elétricas.

As ligações e proximidade de partículas são resultado de um equilíbrio de forças atrativas e repulsivas. Na compactação, ocorre um aumento das forças de ligação interpartículas e uma diminuição nos vazios, levando a um aumento na resistência ao cisalhamento e uma diminuição na deformabilidade.

O aumento do teor de umidade no ramo seco causa a lubrificação das partículas e o desmonte dos torrões do solo, o que favorece a compactação. Por outro lado, o aumento do teor de água no ramo húmido leva ao bloqueio da via de saída do ar e gera altas pressões no ar, o que dificulta a compactação.

2.3.3.1. Compactação no ramo seco

A compactação do aterro no ramo seco promove poro pressão negativa devido à capilaridade, o que aumenta a tensão efetiva do solo. É a compactação neste ramo que leva à máxima resistência. Em

contrapartida, este bom resultado pode ser minimizado e até revertido se o solo for posteriormente molhado.

Aterros compactados no ramo seco são menos deformáveis que os compactados no ramo húmido, mas têm comportamento frágil, ou seja, apresentam elevada resistência, mas podem atingir a rotura com pequenas deformações. Também são muito mais permeáveis do que os compactados no ramo húmido.

Por apresentarem grande volume de vazios preenchidos por ar, a redução das tensões efetivas devido a molhagem pode causar condições de instabilidade. Reduções repentinas e significativas de volume podem levar ao colapso estrutural. Essas deformações podem aumentar rapidamente as pressões nos poros, causando uma diminuição repentina na resistência ao cisalhamento.

O comportamento após a molhagem deste tipo de material é muito variável e depende do tipo de solo, natureza dos minerais argilosos, tipo de compactação, desvio do teor de água do ótimo, estado de tensão, entre outros. Inicialmente, prevê-se um aumento de volume do solo devido a diminuição das tensões efetivas, que depende da sensibilidade dos minerais à água.

2.3.3.2. Compactação no ramo húmido

Na condição de compactação no ramo húmido, os aterros apresentam deformabilidade crescente com o aumento do teor em água e o solo pode sofrer alta deformação plástica antes da rotura. Apesar do aumento da distância entre as partículas com o teor em água acima do ótimo, a permeabilidade diminui, devido à natureza dos arranjos estruturais.

Em caso de molhagem após a compactação, estes aterros são menos sensíveis e podem exibir menos aumento na deformabilidade do que os aterros compactados no ramo seco.

2.3.4. COMPACTAÇÃO DE SOLOS GRANULARES

Os solos granulares (areias e cascalhos) têm seu comportamento governado pela forma e peso específico dos grãos, sendo de pouca relevância as cargas superficiais das partículas. Estes solos apresentam elevada permeabilidade e o teor em água tem menos influência na resistência ao cisalhamento do que nos solos finos.

Nestes solos, o valor máximo do peso específico seco é obtido com o solo seco ou com teor em água próximo à saturação. Com baixo teor em água, as tensões capilares resistem aos esforços de compactação e dificultam o rearranjo das partículas (principalmente as partículas mais finas).

Nestes solos, especialmente nos mal graduados, o intervalo entre o índice de vazios máximo ($e_{máx}$) e o índice de vazios mínimo ($e_{mín}$) é pequeno. Assim, a razão $\gamma_{d,mín} / \gamma_{d,máx}$ é muito próxima de 1 e o grau de compactação fica próximo de 100%, dificultando a sensibilidade na análise dos resultados da compactação. Assim, para estes solos, é preferível expressar a compactação alcançada usando o Índice de compactidade (I_D), conforme a Equação 3.

$$I_D = \frac{e_{máx} - e}{e_{máx} - e_{mín}} \quad \text{Equação 3}$$

Os solos granulares mal graduados, com grãos arredondados, podem se soltar rapidamente com a passagem de veículos, pelo menos na camada superficial. Este tipo de solo só pode ser usado se for coberto com outro mais estável.

A molhagem do aterro após compactação pode levar a deformações volumétricas rápidas do meio sem alterar o estado de tensão imposto. A rotura dos blocos é responsável pelas deformações que ocorrem ao longo do tempo em taludes de enrocamento. Assim, a molhagem deve ser promovida durante a construção para evitar o colapso posteriormente em serviço.

A compressibilidade dos aterros feitos com solos granulares depende do índice de vazios inicial, da pressão aplicada e da resistência e da morfologia (forma, angularidade e textura da superfície) das partículas.

2.3.4.1. Comportamento do material denso

Quando submetidos a baixas tensões de confinamento, o comportamento tensão-deformação em solos granulares bem compactados é do tipo frágil, com o pico da tensão atingido a pequenas deformações. Neste cenário, os solos apresentam aumento de volume durante o cisalhamento, ou seja, expandem.

No caso de solos granulares densos submetidos a altas tensões de confinamento, o comportamento tensão-deformação mostra-se dúctil, ou seja, com altas deformações até se atingir a falha. Ocorre a diminuição do volume durante o cisalhamento, ou seja, o solo contrai.

2.3.4.2. Comportamento do material solto

O comportamento geral do solo solto é do tipo dúctil, similar ao do solo denso submetido a altas tensões de confinamento, como mostra a Figura 8. Normalmente, há diminuição do volume durante o cisalhamento, com exceção de valores muito baixos de tensão de confinamento.

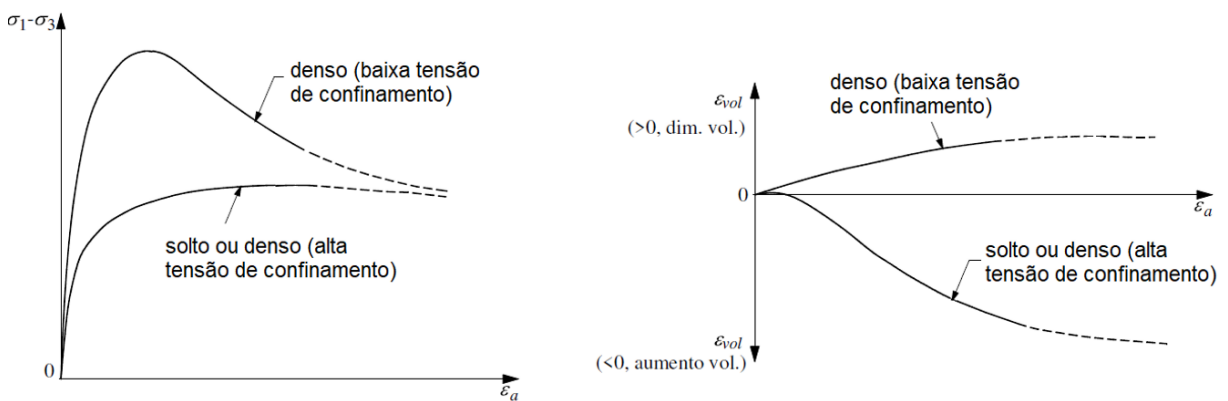


Figura 8 – Comportamento tensão-deformação em solos granulares (adaptado de Fernandes, 2021)

2.3.5. COMPACTAÇÃO DE REJEITOS

A deposição dos rejeitos em barragens é a forma mais usual de armazenamento deste material. Essa deposição é habitualmente feita com os rejeitos não espessados, também designados por polpa, com um conteúdo sólido variando entre 25% e 50% (Li et al., 2009; Davies et al., 2011). Todavia, com os trágicos acidentes ocorridos nestas estruturas nos últimos anos, algumas alternativas de deposição vêm sendo estudadas, como as pilhas de rejeitos filtrados e compactados.

Com efeito, têm sido propostos novos métodos onde os rejeitos são espessados e armazenados com menores teores de água, sendo o grau de espessamento e o método de deposição critérios de projeto fortemente dependentes das condições específicas de cada instalação (Davies et al., 2011). Neste trabalho, o enfoque é o estudo da viabilidade do uso dos rejeitos como material para aterros de infraestruturas ferroviárias e rodoviárias.

Para esse fim, a caracterização do comportamento mecânico dos rejeitados a serem dispostos em pilhas ou aterros deve ser avaliada em termos de deformabilidade, resistência e permeabilidade. Em particular, carece conhecer em maior detalhe o processo de compactação deste material, que sendo tipicamente classificado como um silte não plástico, se encontra na transição entre o comportamento de um solo granular e de um solo fino.

Naturalmente, excluem-se deste trabalho os detalhes relacionados com a compactação *in situ*. No entanto, é essencial reforçar a importância de, durante a construção, se garantir o controle do grau de compactação do material, verificando-se a espessura das camadas, condições de humidade e o número de passadas dos equipamentos de compactação.

3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. DESCRIÇÃO DO MATERIAL

O material estudado neste trabalho é o rejeito proveniente de uma mina de ferro localizada no estado de Minas Gerais, no Brasil, em destaque na Figura 9. O solo foi transportado em bidões para o Laboratório de Geotecnia da FEUP, em Portugal.



Figura 9 – Região de Minas Gerais no Brasil (Britannica, 2012)

O material é muito fino e, quando manuseado, tende a deixar partículas suspensas no ar. Sua coloração é castanha acinzentada como mostra a Figura 10. É um solo que não apresenta plasticidade, não sendo aplicáveis os limites de Atterberg.



Figura 10 – Rejeito do minério de ferro em estudo

Para este estudo, foi utilizado um dos bidões recebidos (aproximadamente 50 kg), que foi homogeneizado pelo método de esquartelamento de acordo com a especificação LNEC E 195 (1966), como mostra a Figura 11, e separado em sacos com cerca de 2,5 kg.



Figura 11 – Processo de esquartelamento do solo

Rejeitos de minério de ferro são normalmente materiais inertes, silto-arenosos, de grãos finos compostos essencialmente por quartzo e minerais de ferro (Carneiro, 2020). Para compreensão do comportamento do material e obtenção dos parâmetros de projeto, é essencial realizar a caracterização geotécnica dos rejeitos de mineração.

3.2. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO FÍSICA

3.2.1. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

A densidade das partículas sólidas (G_s) permite avaliar o volume ocupado pelas partículas sólidas do solo. Este parâmetro relaciona o peso volúmico das partículas sólidas (γ_s) com o peso volúmico da água (γ_w), segundo a Equação 4. Por sua vez, γ_s é calculado pela Equação 5, através do uso de picnómetros (Figura 12), com base na norma NP-83 (1965).

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w} \quad \text{Equação 4}$$

$$\gamma_s = k \cdot \frac{m_4}{m_3 - (m_5 - m_4)} \cdot g \quad \text{Equação 5}$$

Sendo:

- k : coeficiente para ajustar a temperatura do ensaio à temperatura da calibração
- m_3 : peso do picnómetro com água destilada a temperatura da calibração
- m_4 : peso da amostra após secagem em estufa
- m_5 : peso do picnómetro com amostra e água destilada a temperatura do ensaio
- g : aceleração da gravidade



Figura 12 – Picnómetros usados para análise de G_s

Nos rejeitos de mineração, os valores de G_s apresentam-se superiores dos solos de origem natural, em função do significativo teor de compostos metálicos. Os rejeitos de minério de ferro são essencialmente compostos por quartzo, hematite, goethita e magnetite, cujos valores de G_s são, respetivamente, 2,65, 5,30, 4,27 e 5,15 (Santana, 2022).

3.2.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A distribuição granulométrica de um solo pode ser definida como a distribuição, em percentagem ponderal (percentagem por peso total), das partículas em suas diferentes dimensões que integram o solo (Fernandes, 2004).

A especificação LNEC E 239 (1970) apresenta dois métodos de análise granulométrica (Figura 13):

- Método da peneiração: para partículas de dimensões superiores a 0,074 mm, a fim de determinar a distribuição granulométrica das partículas compreendidas entre as areias e os seixos. Passa-se o solo pela série de peneiros de malha normalizada pela ASTM (Tabela 9) e pesa-se o material retido em cada peneiro, determinando a percentagem em relação ao peso total da amostra.
- Método da sedimentação: para partículas de dimensões inferiores a 0,074 mm, compreendidas entre os siltes e as argilas. Este procedimento consiste em agitar o solo com água e calcular a velocidade de queda das partículas, através da medição do peso volúmico da suspensão em diferentes intervalos de tempo.

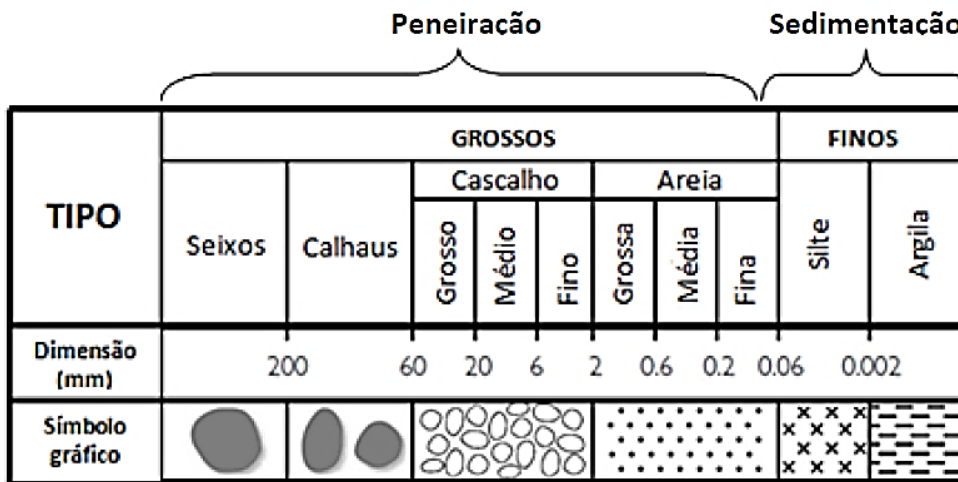


Figura 13 – Dimensões e métodos de análise granulométrica de diferentes materiais (Silva, 2013)

Tabela 9 – Abertura dos peneiros da série ASTM

Peneiros	3"	2"	1,5"	1"	3/4"	3/8"	n.º4	n.º10	n.º20	n.º40	n.º60	n.º80	n.º140	n.º200
Abertura (mm)	75,0	50,0	37,5	25,0	19,0	9,5	4,75	2,00	0,850	0,425	0,250	0,180	0,106	0,075

A Figura 14 mostra os equipamentos utilizados na análise granulométrica, respetivamente, para o método da peneiração e o para o método da sedimentação.

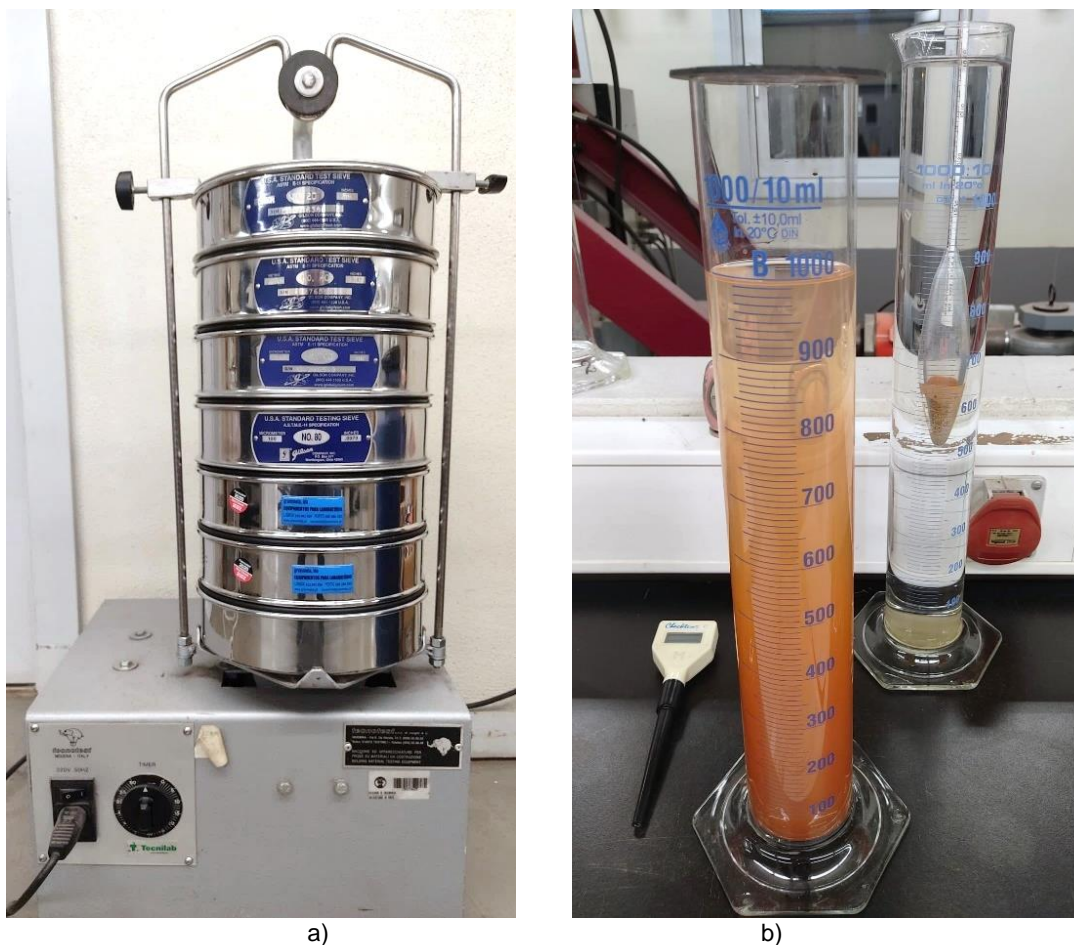


Figura 14 – Aparatos utilizados para: a) peneiração; b) sedimentação

O processo de sedimentação das partículas é baseado na Lei de Stokes, que calcula a velocidade de sedimentação (Matos Fernandes, 2006), conforme Equação 6.

$$v_s = \frac{g \cdot (\gamma_s - \gamma_w)}{18 \cdot \eta} \cdot D \quad \text{Equação 6}$$

Sendo:

- D : diâmetro das partículas
- g : aceleração da gravidade
- γ_s : peso volúmico do solo
- γ_w : peso volúmico da água
- η : viscosidade do líquido

O resultado da análise granulométrica é apresentado no gráfico da curva granulométrica, no qual as dimensões das partículas estão representadas numa escala logarítmica no eixo das abcissas e as percentagens de material passado no eixo das ordenadas.

A partir da distribuição granulométrica é possível obter alguns parâmetros (Pinto, 2006):

- Coeficiente de uniformidade (C_u): o que permite indicar a variedade de dimensões das partículas do solo. Os solos que apresentam C_u menor do que 5 são uniformes (mal graduados), e os que apresentam C_u maior do que 15, bem graduados. Para valores entre 5 e 15 são solos medianamente uniformes.

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Equação 7}$$

- Coeficiente de curvatura (C_c): o valor de C_c estará compreendido entre 1 e 3 se a curva tiver uma evolução suave, sendo assim o solo bem graduado. Solos mal graduados apresentam valor de C_c acima de 3.

$$C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \cdot D_{60}} \quad \text{Equação 8}$$

- D_{10} : diâmetro efetivo no qual 10% em peso das partículas têm dimensão inferior a ele.

- D_{60} : diâmetro efetivo no qual 60% em peso das partículas têm dimensão inferior a ele.

Nos rejeitos de mineração, é difícil a determinação de uma curva granulométrica característica, tendo em vista que suas características são dependentes da mineralogia da rocha de origem e dos processos de extração, processamento e de beneficiamento utilizados.

Mesmo para uma única instalação de gerenciamento de rejeitos, é comum haver variações nas propriedades do material ao longo do tempo. Estas variações podem ser provocadas por mudanças operacionais na usina ou nos processos de recuperação usados para extrair os minerais, ou até mesmo por alterações no corpo do minério que está sendo explorado (Raposo et al, 2014). A Figura 15 mostra a variabilidade das curvas granulométricas do rejeito de ferro de diferentes usinas do Quadrilátero Ferrífero, em Minas Gerais, Brasil. Em vermelho, está a zona na qual normalmente se encontram as curvas granulométricas de lamas, e em azul-marinho, de rejeitos. A curva em branco é a curva média que separa os rejeitos finos dos rejeitos grossos. Bedin (2010) menciona que os rejeitos não apresentam uma granulometria definida, variando entre argilas a areias.

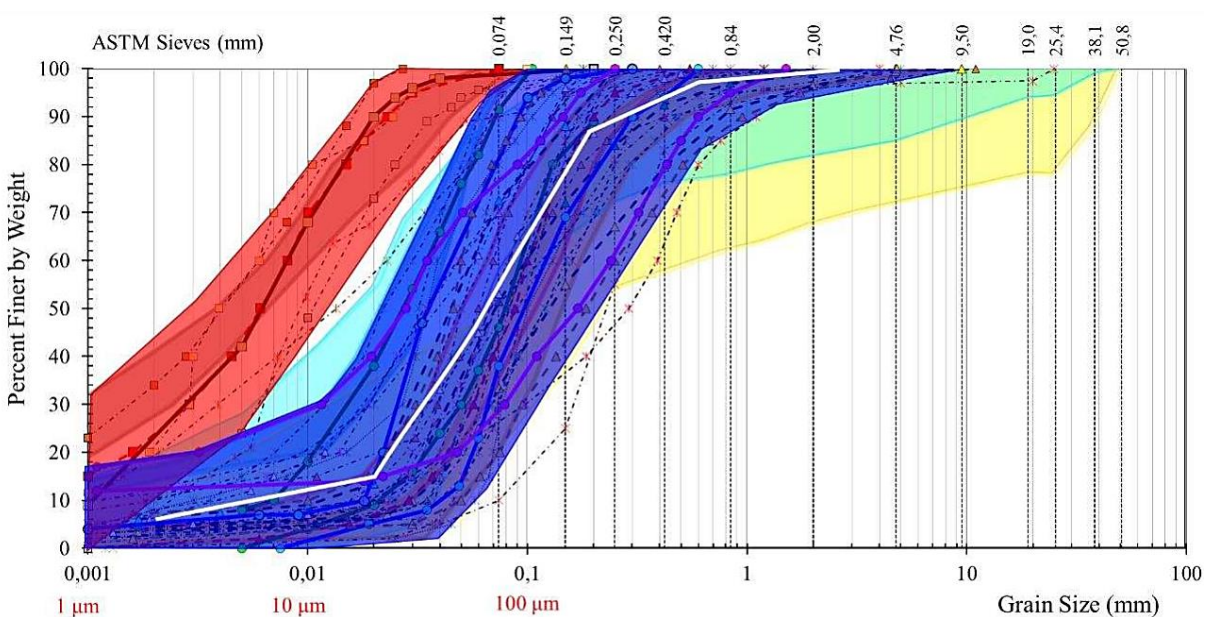


Figura 15 – Zonas em que as curvas dos rejeitos do Quadrilátero Ferrífero são mais prováveis (Carneiro, 2021)

3.3. ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

3.3.1. COMPACTAÇÃO DINÂMICA

O ensaio Proctor consiste na compactação dinâmica de uma amostra de solo em camadas num molde cilíndrico, em que cada camada é compactada com determinado número de golpes, com um pilão de peso normalizado que cai a uma altura também normalizada. Neste estudo foi usado o compactador automático disponível no LabGEO da FEUP, mostrado na Figura 16.



Figura 16 – Compactador automático utilizado na compactação dinâmica

O ensaio permite obter o teor em água óptimo (w_{op}) que leva ao peso específico seco máximo do solo ($\gamma_{d,máx}$) a determinada energia de compactação, que é definida pela Equação 9 .

$$E_c = \frac{M \cdot h \cdot n \cdot c}{V} \quad \text{Equação 9}$$

Sendo:

- M : massa do pilão
- h : altura de queda do pilão
- n : número de pancadas por camada
- c : número de camadas
- V : volume do solo compactado

A energia de compactação do ensaio busca reproduzir as condições de compactação que o solo *in situ* vai ser submetido pelos equipamentos. Na especificação LNEC E 197 de 1966, compactação é dividida pelo tamanho do molde e pela energia de compactação especificada (leve ou pesada), como mostra a Tabela 10. O rejeito estudado foi ensaiado nas energias do Proctor Normal e do Proctor Modificada, com o molde pequeno, pois a especificação LNEC E 197 determina que seja usado esse molde para solos cuja fração retida no peneiro 4,76 mm é inferior a 20%.

Tabela 10 – Tipos de compactação Proctor (LNEC E 197, 1966)

Proctor	Energia	Nº Camadas	Molde	Nº Pancadas
Normal	Leve pilão: 2,49kg queda: 30,5cm	3	Pequeno	25
			Grande	55
Modificado	Pesada pilão: 4,54kg queda: 45,7cm	5	Pequeno	25
			Grande	55

3.3.2. COMPACTAÇÃO ESTÁTICA

Para analisar o comportamento do solo quando submetido a diferentes tipos de compactação, foi feita a compactação com a prensa estática no mesmo molde do ensaio Proctor, como mostra a Figura 17. O solo foi dividido no mesmo número de camadas do ensaio Proctor, mas, ao invés de serem compactadas dinamicamente, eram prensadas até atingir a altura especificada para cada camada. Cada espessura tinha de comportar determinada massa de solo, de forma a atender ao índice de vazios relativo ao Proctor.



Figura 17 – Compactação estática utilizando molde Proctor

3.4. ENSAIOS DE ADENSAMENTO

O estudo de compressibilidade dos solos pode ser efetuado pelo ensaio de compressão edométrica (ensaio de compressão confinada ou ensaio de adensamento), mostrado na Figura 18. A amostra de solo é compactada dentro de um anel metálico e colocada entre duas placas porosas, para drenagem no topo e na base. O conjunto é colocado em um contentor, que é preenchido com água para saturação da amostra. É feito o carregamento da amostra paralelamente ao eixo vertical e registrando-se o assentamento vertical em função do tempo.

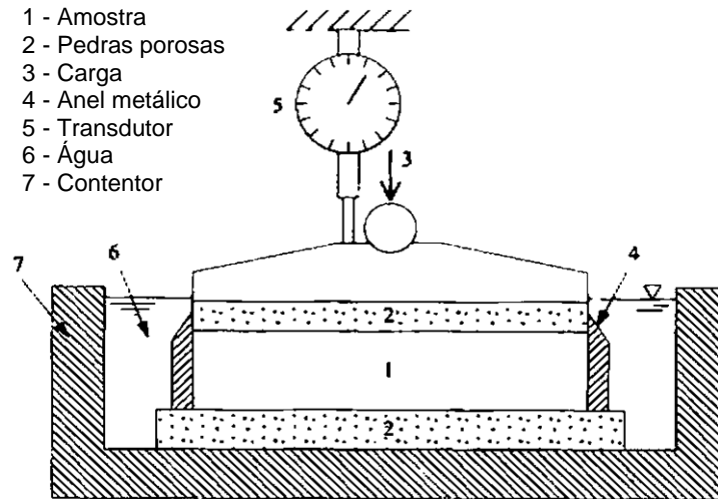


Figura 18 – Esquema do ensaio edométrico (adaptado de Matos Fernandes, 2006)

Inicialmente, o incremento de tensão será equilibrado pela fase líquida da amostra, ou seja, através de um excesso de pressão neutra. Ao longo do tempo, a água será drenada (mais rápido quanto maior a permeabilidade da amostra) e ocorrerá dissipação do excesso de pressão neutra, de forma que a tensão será equilibrada pelo esqueleto sólido, transformando-se em tensão efetiva (Marcos, 2016).

A consolidação que se verifica é unidimensional e, tendo em vista que a área de aplicação de carga é constante (anel rígido), conclui-se que a extensão axial (ε_a) é igual à extensão volumétrica (ε_v), calculadas pela Equação 10.

$$\varepsilon_a = \varepsilon_v = \frac{\Delta h}{h_0} \quad \text{Equação 10}$$

Sendo:

- Δh : assentamento ao fim de cada escalão de carga
- h_0 : altura inicial

A variação do índice de vazios (Δe), diferença entre o índice de vazios ao final (e) e o índice de vazios inicial (e_0), reduz com a consolidação e incremento de carga devido ao rearranjo estrutural no esqueleto sólido e pode ser obtida pela Equação 11 (Matos Fernandes, 2006).

$$e_0 - e = \Delta e = \frac{1 + e_0}{h_0} \Delta h \quad \text{Equação 11}$$

Os dados obtidos no ensaio permitem traçar a curva de compressibilidade do solo. Com a tensão efetiva em escala logarítmica no eixo das abscissas e o índice de vazios nas ordenadas, são traçadas as retas dos índices de compressibilidade (C_c), de recompressibilidade (C_r) e de expansibilidade (C_s), como mostra a Figura 19 (Caetano, 2021).

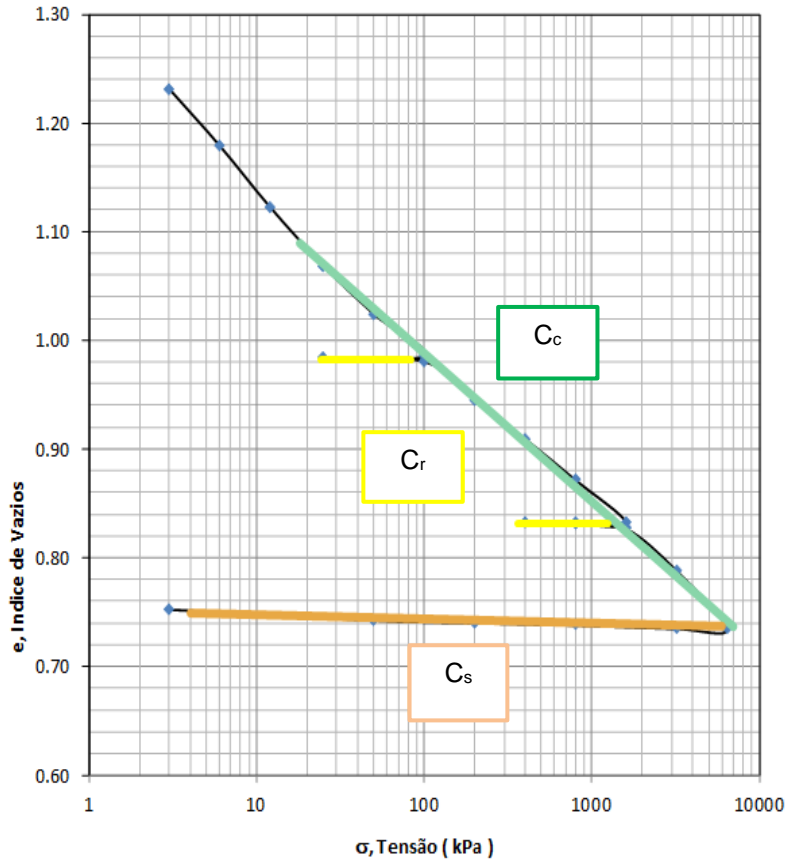


Figura 19 – Curva de compressibilidade do ensaio edométrico (adaptado de Caetano, 2021)

Os índices C_c , C_r e C_s equivalem ao declive dos diferentes ramos da curva edométrica e podem ser calculados genericamente pela Equação 12, usando a construção empírica de Schmertmann, Método de Taylor e Método de Casagrande.

$$C = - \frac{\Delta e}{\log(\Delta \sigma'_v)} \quad \text{Equação 12}$$

Sendo:

- $\Delta \sigma'_v$: variação de tensões efetivas verticais

Foram feitos ensaios com índices de vazios a representar as condições de compactação: 100% do Proctor Normal, 100% do Proctor Modificado e 95% do Proctor Modificado (condições para aterro). A Tabela 11 apresenta os escalões de carregamento que foram executados nos ensaios edométricos no âmbito desta dissertação.

Tabela 11 – Escalões de carregamento do ensaio edométrico

Amostra	100% Proctor Normal	100% Proctor Modificado	95% Proctor Modificado
	3	3	3
	6	6	6
	12	12	12
	25	25	25
	50	50	50
	100	100	100
	50	200	200
	25	100	100
	50	50	50
	100	100	100
	200	200	200
	400	400	400
Tensão (kPa)	800	800	800
	400	400	400
	200	200	200
	400	400	400
	800	800	800
	1600	1600	1600
	3200	3200	3200
	6400	6400	6400
	1600	3200	3200
	400	800	800
	100	200	200
	25	50	50
	6	12	12
	3	3	3

3.5. ENSAIO DE CAPACIDADE SUPORTE

O ensaio CBR (*California Bearing Ratio*) é utilizado para determinar a capacidade suporte do solo e consiste na obtenção da força necessária para um pistão normalizado penetrar determinada profundidade do material, a determinada velocidade. Através da submersão dos provetes em água e da leitura de deflectómetros, é possível determinar também a expansibilidade do solo neste ensaio.

O ensaio foi executado segundo a especificação LNEC E 198 (1967), que determina a compactação de três provetes com o teor em água óptimo da compactação pesada. Cada provete recebe respetivamente 12, 25 e 55 pancadas por camada, com o pilão de compactação pesada.

Após a compactação, retira-se a alonga do molde e rasa-se o solo excedente. O molde é invertido, fixado à base do ensaio de expansão e são adicionados: a placa perfurada com haste, o tripé com deflectómetro

e as placas de carga (com 2,5 kg cada) de acordo com a pressão que representa o pavimento, não podendo ser inferior a 5,0 kg. Neste ensaio, usou-se o valor mínimo de 5,0 kg.

Os conjuntos são colocados em um tanque sem água, com a base livre para assegurar que a água possa entrar pelas placas perfuradas. Efetua-se a leitura inicial do deflectómetro e deita-se água no tanque até um nível ligeiramente acima do bordo do molde (Figura 20).



Figura 20 – Conjuntos submersos em água

Os provetes devem ser mantidos submersos por, no mínimo, 96 horas com nível de água constante e deve ser feita, pelo menos, uma leitura diária dos deflectómetros. Após este período e a estabilização da expansão, os provetes devem drenar por 15 minutos e podem ser pesados e ensaiados conforme a especificação mencionada acima.

Neste ensaio, a força de penetração foi obtida através de uma célula de carga, com aquisição em folha de cálculo ao longo do tempo, enquanto simultaneamente foi feita a aquisição dos deslocamentos através do LVDT encostado ao bordo do molde, como mostra a Figura 21.

O cálculo do CBR é, então, feito pela relação entre a força necessária para produzir determinada penetração do pistão no provete e a força necessária para produzir a mesma penetração numa mistura padrão de brita estabilizada granulometricamente (proвете padrão), conforme Equação 13.

$$CBR(\%) = \frac{X}{Y} 100 \quad \text{Equação 13}$$

Sendo:

- X: força para determinada penetração do provete de solo
- Y: força para determinada penetração do provete padrão

O valor de X é obtido do ensaio, sendo a média dos resultados obtidos nos três provetes, e o valor de Y segue a Tabela 12. Normalmente, o CBR do solo é o valor correspondente à penetração de 2,5 mm. Se o valor de CBR correspondente à penetração de 5,0 mm for maior, o ensaio é utilizado este valor.



Figura 21 – Pistão ao penetrar a amostra

Tabela 12 – Valores normalizados do provete padrão (LNEC E 198, 1967)

Penetração (mm)	Força (kgf)
2,5	1355
5,0	2033
7,5	2575
10,0	3177
12,5	3500

A expansão relativa do solo é determinada pela Equação 14.

$$Exp = \frac{L_f - L_i}{H} 100 \quad \text{Equação 14}$$

Sendo:

- L_f, L_i : leitura do deflectômetro no fim e no início do período de imersão
- H : altura do provete antes da imersão

3.6. ENSAIOS DE ONDAS SÍSMICAS

3.6.1. ONDAS VOLUMÉTRICAS

As ondas de compressão (ondas longitudinais, primárias ou ondas P) propagam-se segundo a direção longitudinal, por movimentos de compressão e extensão, paralelamente à direção de propagação da onda. A velocidade deste tipo de onda varia desde 330 m/s no ar e 1500 m/s na água, sendo maior a velocidade quanto mais rígido for o material (Pinto, 2014).

As ondas de distorção (ondas transversais, secundárias, de corte ou ondas S), propagam-se segundo movimentos distorcionais, sem induzir variações volumétricas, com direção de movimento das partículas perpendicular à direção de propagação da onda.

3.6.2. TRANSDUTORES PIEZOELÉTRICOS

Os *Bender Elements* (BE) são transdutores piezoelétricos, que permitem a receção e transmissão das ondas. Os BE são compostos por duas placas de cerâmicas separadas por uma folha metálica. As placas cerâmicas são excitadas eletricamente, fazendo com que os BE gerem ondas senoidais, como mostra a Figura 22.

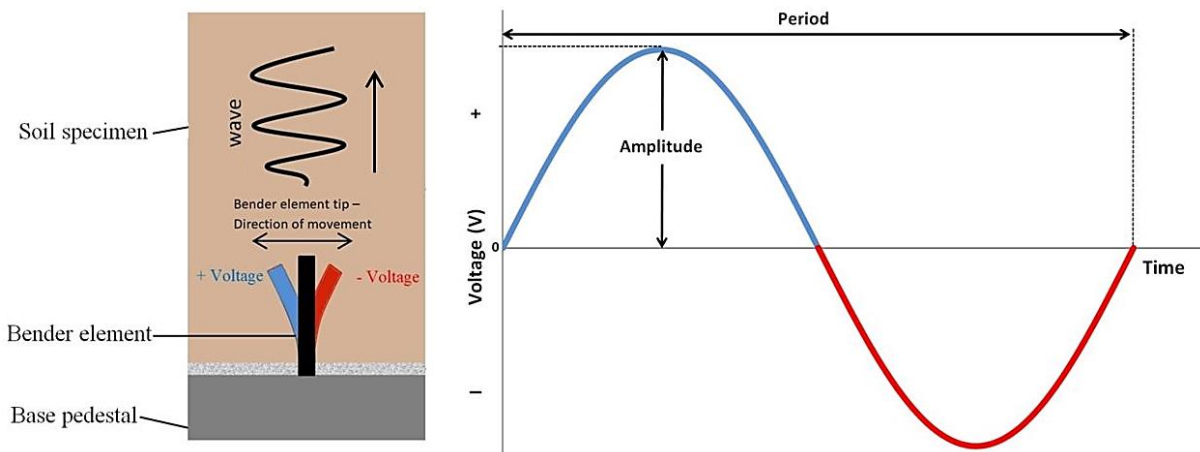


Figura 22 – Movimentação do BE e representação da onda senoidal (adaptado de VJ TECH, 2020)

Dois BE são colocados em lados opostos do provete (verticalmente e/ou horizontalmente) sendo um o emissor e outro o receptor das ondas, como exemplifica a Figura 23. Comparando os sinais emitidos e recebidos, obtém-se o tempo de viagem das ondas de compressão (t_p) e das ondas de corte (t_s). Com a distância percorrida pelas ondas da ponta de um BE a ponta do outro BE (d), calculam-se as velocidades pela Equação 15.

$$V = \frac{d}{t} \quad \text{Equação 15}$$

Numa fase inicial, as ondas foram medidas nas amostras compactadas no Proctor a 100% da energia normal, na altura do provete (verticalmente) e também por camadas (horizontalmente), na bancada, para avaliação da influência da variabilidade do teor em água e da densidade na rigidez do solo. Também foi feita a leitura das ondas verticalmente na amostra compactada estaticamente com índice de vazios equivalente a 100% da energia normal do Proctor. Com a câmara triaxial equipada com BE, também foram feitas leituras de ondas verticalmente para as amostras compactadas estaticamente com índice de

vazios equivalente a 100% do Proctor Normal, 100% do Proctor Modificado e 95% do Proctor Modificado (condições para aterro).

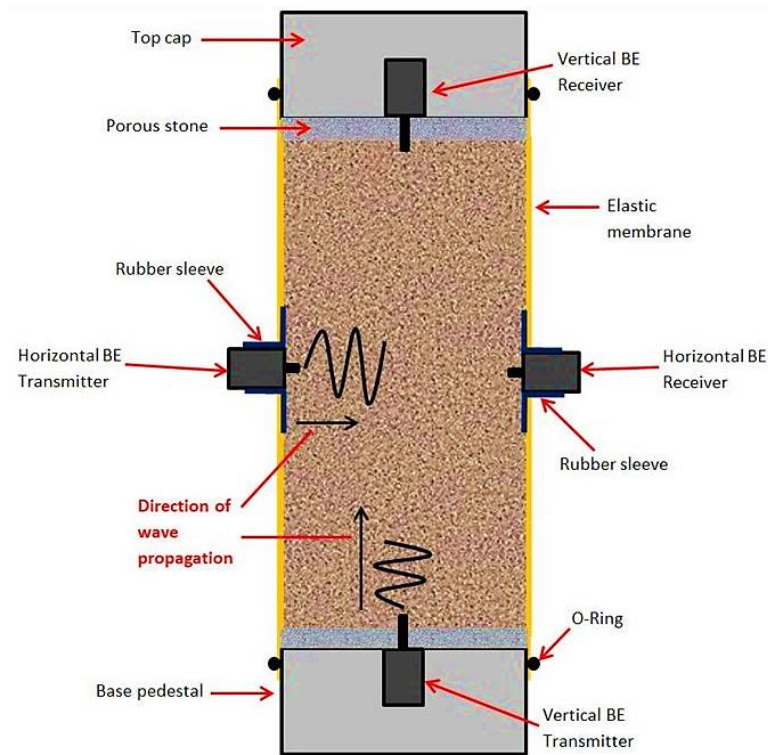


Figura 23 – Posicionamentos dos BE em um ensaio triaxial (VJ TECH, 2020)

É importante destacar que na leitura do tempo das ondas deve-se considerar a polaridade dos BE. No caso de apresentarem a mesma polaridade, o sinal emitido e o sinal recebido iniciam no mesmo sentido no gráfico, ou seja, ambos se apresentam para cima. Se a polaridade estiver invertida, o sinal recebido aparecerá primeiramente no sentido oposto ao sinal emitido. Esta checagem foi feita em laboratório, como mostra a Figura 24.

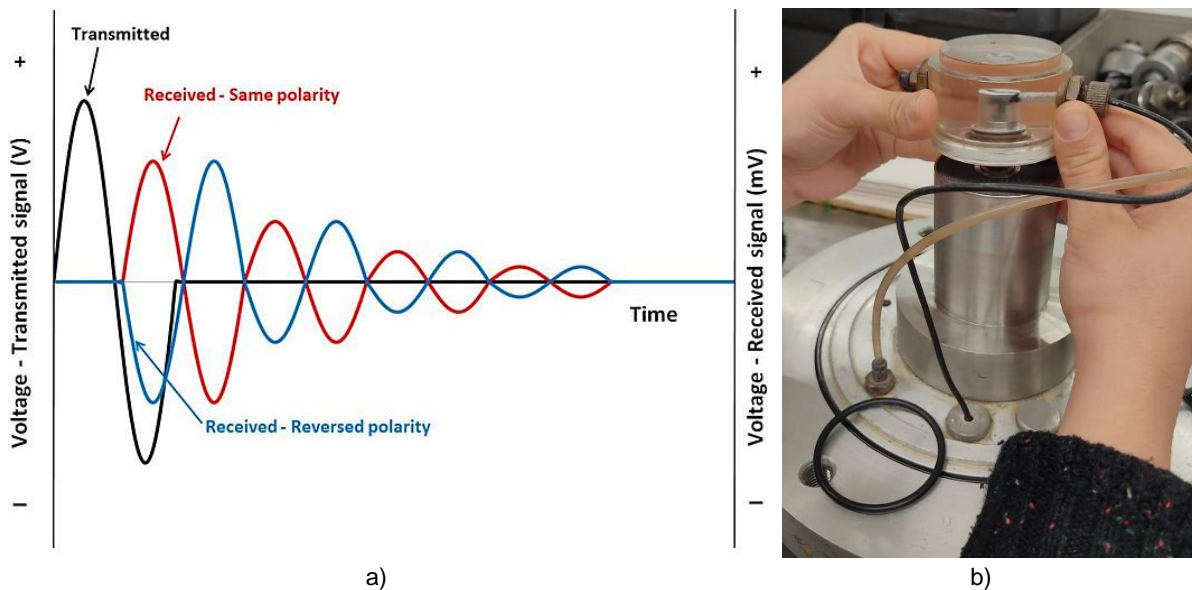


Figura 24 – a) Ondas com polaridade positiva e negativa (VJ TECH, 2020); b) Calibração em laboratório

3.6.3. INTERPRETAÇÃO DA AQUISIÇÃO DAS ONDAS

A interpretação das ondas foi feita pela medição direta do intervalo de tempo entre as ondas emitidas e recebidas, conforme descreve Ferreira (2009). A Figura 25 mostra um registo típico das ondas, com o sinal emitido (OABC) e o sinal recebido (O'A'B'C').

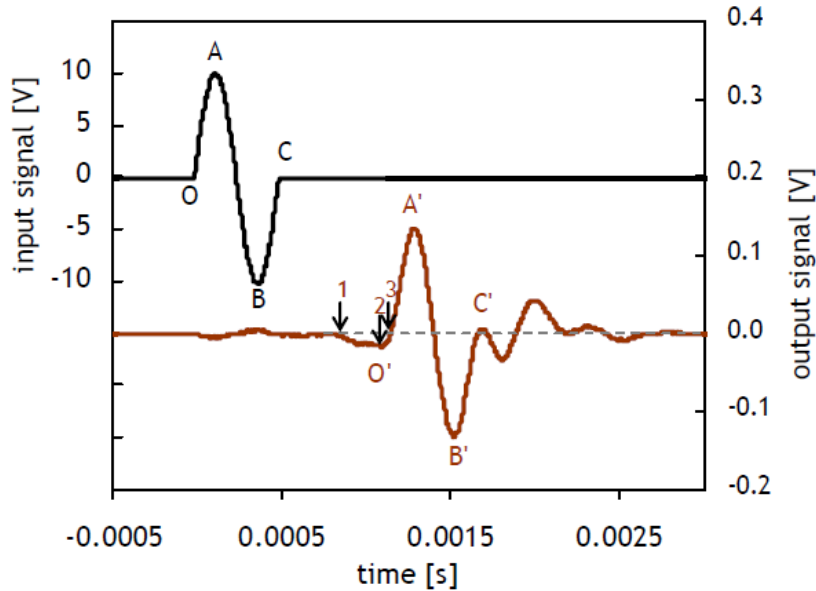


Figura 25 – Interpretação no domínio do tempo: primeira chegada direta (Ferreira, 2009)

As setas mostram os primeiros pontos com indício de chegada da onda S. Considerando que a polaridade dos BE é positiva, o ponto 1 não pode ser adotado como chegada da onda, pois está para baixo, ao contrário da polaridade de onda esperada. A primeira chegada da onda de cisalhamento provavelmente está localizada entre as setas 2 e 3. Neste estudo, será adotada a posição número 3.

As frequências mais baixas (2 kHz a 12 kHz) são as que permitem uma melhor visualização das ondas S, enquanto frequências mais altas possibilitam a leitura de ondas P. Para estas últimas, a polaridade do sinal recebido não tem importância, por serem ondas de compressão, adotando-se a primeira evidência da chegada da onda de resposta.

3.6.4. MÓDULO DE DISTORÇÃO MÁXIMO

O módulo de distorção máximo ou módulo de cisalhamento a pequenas deformações (G_0) é uma importante propriedade que ajuda a identificar o comportamento elástico do solo. Ele está relacionado com a velocidade das ondas S, através da Equação 16, baseada na teoria da elasticidade (Ferreira, 2003).

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad \text{Equação 16}$$

Sendo:

- V_s : velocidade das ondas de corte no solo
- ρ : massa volúmica do solo

3.6.5. COEFICIENTE DE POISSON

O coeficiente de Poisson (ν), que representa a razão da deformação radial pela axial, também pode ser calculado através da leitura das ondas no solo, com a Equação 17 (Teixeira, 2015).

$$\nu = \frac{\left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2}{2 \cdot \left(\frac{V_p}{V_s}\right)^2 - 2} \quad \text{Equação 17}$$

O valor característico do coeficiente de Poisson das argilas em condições não drenadas é 0,5 e das areias é 0,3 (Santana, 2022). Estudos realizados por Poulos et al (1985) permitem concluir que nos solos de rejeitos o valor está compreendido entre 0,30 e 0,35. Esta expressão deixa de ser válida quando o solo se encontra totalmente saturado, uma vez que nesta situação a velocidade das ondas P é controlada pela água e não pelo esqueleto sólido do solo, obtendo-se valores de ν muito próximos de 0,5.

3.6.6. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE

Para solos cujo valor do coeficiente de Poisson (ν) se encontra entre 0,2 e 0,5, é possível estimar seu módulo elástico (E) pela Equação 18 (Viana da Fonseca, 2021). A equação é válida para valores de módulo elástico (E) que se encontram entre 2,4 a 3 vezes o valor do módulo distorcional (G).

$$E = 2 (1 + \nu) G \quad \text{Equação 18}$$

3.7. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADOS

O ensaio de resistência à compressão simples (UCS - *Unconfined Compression Test*) é realizado através do carregamento axial de um provete cilíndrico de solo, sem confinamento lateral, com base na norma ASTM 2166-00, que determina que o provete tenha diâmetro mínimo de 30 mm e que a relação entre a altura e o diâmetro esteja entre 2 e 2,5.

O provete é colocado na prensa, de forma a coincidir seu eixo com o centro da placa de carregamento, e é comprimido a uma velocidade constante. A norma determina que o tempo até a rotura não deve exceder os 15 minutos. São adquiridas as leituras da força através da célula de carga e do deslocamento vertical através do LVDT, dispositivos que são mostrados na Figura 26.



Figura 26 – Configuração do ensaio de compressão simples

Para comparação dos tipos de compactação, foram feitas compressões de dois provetes: compactado dinamicamente a 100% do Proctor Normal e compactado estaticamente com índice de vazios equivalente a 100% do Proctor Normal.

Para comparação do comportamento com compactação em diferentes energias, foram comprimidos provetes compactados dinamicamente a 100% do Proctor Normal, 100% do Proctor Modificado e 95% do Proctor Modificado (condições para aterro).

Em todos os cenários, as amostras foram preparadas no molde Proctor ($L/D \cong 1,14$), não atendendo à relação altura/diâmetro determinada na norma, sendo por isso feitas correções no cálculo da resistência.

3.7.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES

A resistência à compressão simples não confinada (q_u) é determinada pela razão entre a carga máxima ($F_{máx}$) e a área corrigida (A_{corr}), conforme a Equação 19. Quando não houver pico na curva do ensaio, a força considerada deve ser aquela na qual ocorre deformação específica de 15%.

$$q_u = \frac{F_{máx}}{A_{corr}} \quad \text{Equação 19}$$

Os estudos de Güneyli e Rüßen (2015) levaram a determinação de equações para correção da resistência de solos com relação H/D diferente do intervalo de 2 e 3 especificado em normas. Uma destas é a Equação 20, que será usada neste trabalho.

$$q_{u,corr} = \frac{q_u}{1,83 - 0,39 \cdot (H/\tilde{D})} \quad \text{Equação 20}$$

Devido à deformação radial que o provete sofre durante o ensaio, a área precisa ser corrigida conforme a Equação 21.

$$A_{corr} = \frac{\pi D^2}{4(1 - \varepsilon_a)} \quad \text{Equação 21}$$

A deformação axial (ε_a) pode ser calculada pela Equação 22, assumindo distribuição uniforme da deformação do provete.

$$\varepsilon_a = \frac{\Delta H}{H} \quad \text{Equação 22}$$

Sendo:

- D : diâmetro inicial do provete
- H : altura inicial do provete
- ΔH : variação altura do provete

3.7.2. MÓDULO DE DEFORMABILIDADE E_{50}

Como não foi utilizada instrumentação interna no ensaio, não é possível determinar parâmetros de deformabilidade elásticos, ou seja, a muito pequenas deformações. O gráfico de tensão-extensão permite a determinação do módulo de deformabilidade E_{50} , que pode ser obtido como mostra a Figura 27.

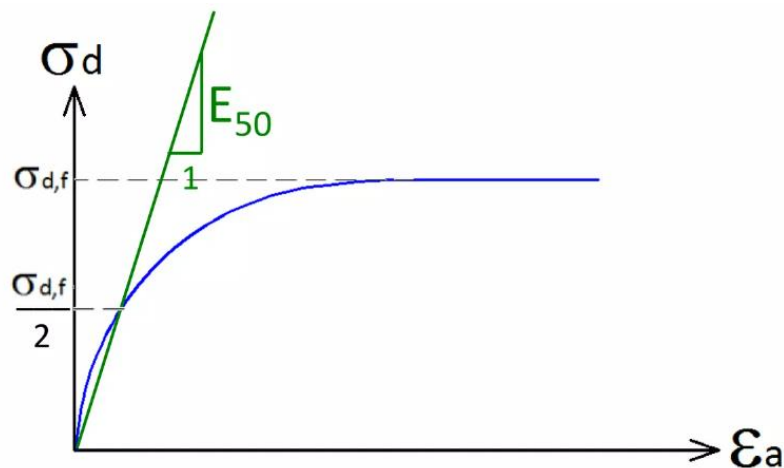


Figura 27 – Representação do Módulo de Deformabilidade E_{50} (Mathias, 2014)

3.8. ENSAIOS TRIAXIAIS

3.8.1. DESCRIÇÃO GERAL

Os ensaios triaxiais permitem a aplicação de carregamento axial sobre um provete cilíndrico submetido a tensão de confinamento. O provete é envolto por uma membrana impermeável e é colocado dentro da câmara triaxial que é preenchida com água, à qual se aplica a tensão de confinamento (σ_c).

A tensão axial (σ_a) é aplicada através de um êmbolo ligado a uma prensa e a força é medida por meio de uma célula de carga intercalada no pistão. O deslocamento é medido por meio de um transdutor de deslocamento externo (LVDT). A tensão de desvio (q) resultante é calculada pela Equação 23.

$$q = \sigma_c - \sigma_a \quad \text{Equação 23}$$

Durante o carregamento, são medidos: acréscimo de tensão axial, deslocamento vertical, variação de volume (em ensaios drenados) e variação da pressão neutra (em ensaios não drenados). A correspondente deformação específica vertical (ϵ) é obtida dividindo o deslocamento pela altura inicial. Em câmaras equipadas com *Bender Elements* (BE), que é o caso da utilizada neste estudo, é possível determinar ainda as velocidades das ondas S e P. A Figura 28 ilustra de forma esquemática o equipamento triaxial conectado ao sistema de geração e de aquisição de ondas.

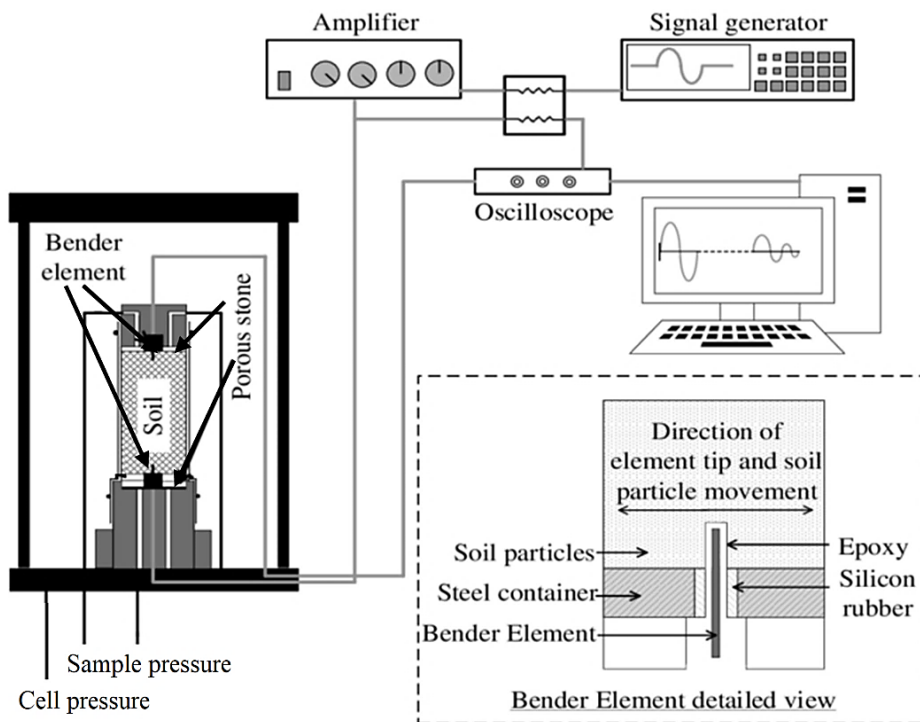


Figura 28 – Esquema do equipamento triaxial com *bender elements* (adaptado de Rahimi et al., 2020)

Os rejeitos, por serem resultado de um processo de britagem das rochas e serem compostos por minerais não alterados, possuem partículas angulares e não planas. Assim, o ângulo de resistência ao corte destes materiais costuma ser superior ao dos solos naturais com granulometria equivalente. Segundo Vick (1990), nos rejeitos de ferro, o valor deste ângulo varia entre 32,3° e 36,7°. Quanto à coesão, estes materiais são caracterizados pela ausência ou por baixos valores deste parâmetro (Bacco, 2020).

3.8.2. PROCEDIMENTOS

3.8.2.1. Preparação da amostra

Os provetes foram preparados por compactação estática, de forma a atender os índices de vazios correspondentes a 100% do Proctor Normal, 100% do Proctor Modificado e 95% do Proctor Modificado, e com respectivos teores em água ótimos. O processo de moldagem foi feito pelo método da compactação estática, com as etapas:

- Divisão do solo a utilizar em seis partes iguais em massa;
- Colocação de cada uma das camadas no molde cilíndrico, com leve compactação para atingir a espessura determinada;
- Compactação do provete com todo o solo na prensa;
- Desmoldagem do provete por meio de um sistema hidráulico manual, utilizando um encamisador para envolver a amostra com a membrana;
- Pesagem da amostra;
- Colocação de papel de filtro no topo e na base da amostra, de modo a impedir a migração de finos para as pedras porosas;
- Colocação da amostra no pedestal;
- Ajuste da membrana ao pedestal, com fixação e estanquidade através de dois o-rings;
- Colocação da placa de topo e de dois o-rings para selar a amostra na parte superior;
- Medição da altura e diâmetro em vários pontos da amostra com o paquímetro.

3.8.2.2. Saturação

A câmara triaxial é fechada e preenchida com água, aplicando-se uma tensão de confinamento de 10 kPa. Para a execução do ensaio, é necessário que a amostra seja saturada, de forma a garantir valores confiáveis de poropressão nos ensaios não drenados e variação de volume nos ensaios drenados. Considerando que a compressibilidade da água e do ar são significativamente diferentes, uma pequena quantidade de ar pode ter um grande efeito na resposta do solo (Viana da Fonseca, 2021).

O primeiro procedimento é a passagem de dióxido de carbono (CO_2), que é um gás inerte e mais solúvel em água do que o ar. O gás circula a partir da base até o topo, onde um tubo aberto e submerso em água, permite monitorar a velocidade e o volume percolado de CO_2 . Para garantir a substituição completa do ar, a descarga é feita por cerca de 60 minutos ou até que seja deslocado o equivalente a 1 L do gás.

Na sequência, aplica-se uma pressão na câmara (CP) de 20 kPa e uma pressão na amostra (BP) de 10 kPa, resultando numa tensão efetiva de 10 kPa. Faz-se a percolação de água desaerada a fim de dissolver a mistura de ar e CO_2 .

Na etapa seguinte, é feita a rampa de saturação, que tem como objetivo remover bolhas de ar de menor dimensão que ainda se encontram no interior da amostra mesmo após a percolação. A saturação é realizada por contrapressão e consiste num aumento da pressão de confinamento acompanhado pelo aumento da pressão da água na amostra, mantendo uma tensão efetiva de 10 kPa. Os incrementos de tensão ocorrem a uma taxa de aproximadamente 50 kPa por hora, até se atingir um valor da pressão de confinamento de 300 kPa.

Para verificar a saturação da amostra, costuma-se recorrer ao cálculo do parâmetro B de Skempton, conforme a Equação 24. Neste método, aumenta-se a pressão de confinamento (σ_c) em 30 kPa e observa-se a resposta da pressão neutra (u) no solo. Uma amostra completamente saturada, deve ter uma resposta

igual a 30 kPa, resultando no parâmetro B igual a 1. Neste estudo, aceita-se um valor de B mínimo de 0,98, conforme proposto por diversos autores (Ferreira, 2009; Soares e Viana da Fonseca, 2016).

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad \text{Equação 24}$$

Com o uso de BE , é possível avaliar a saturação do material através da velocidade das ondas P (V_p). Em solos saturados, os valores de V_p são próximos ou acima de 1500 m/s, pois a propagação das ondas é comandada pela água (Ferreira, 2009).

3.8.2.3. Consolidação

Na consolidação, a amostra passa do estado de tensão efetiva do final da fase de saturação (10 kPa) para um estado de tensão efetiva superior, de forma a reproduzir o estado de tensão representativo das condições a que o solo se encontra *in situ*. O aumento da tensão de confinamento é feito através do incremento da pressão de confinamento e da fixação da pressão na amostra.

Esta fase é feita em condições drenadas, de modo a evitar excesso de pressão neutra, o que resulta numa diminuição do volume e conseqüentemente do índice de vazios. Esta etapa termina quando é atingido o estado de tensão desejado e a variação de volume é constante. Neste estudo, a tensão efetiva adotada foi de 50 kPa, visando simular a condição em campo do solo em aterros rodoviários.

3.8.2.4. Corte

Para o corte do provete, é aplicada força axial crescente através de uma prensa até a rotura. A aplicação da tensão de corte é feita mantendo a tensão de confinamento constante. A prensa tem velocidade controlada (cerca de 0,0025 mm/min) e o ensaio ocorre até o provete atingir cerca de 20% a 30% da deformação axial e a variação de volume ser constante (nos ensaios drenados) ou a variação da pressão neutra ser constante (nos ensaios não drenados). Neste estudo, foram feitos ensaios consolidados isotropicamente e drenados (CIU). A variação de volume estabilizada que indica o fim do corte.

Na desmontagem do ensaio, é fundamental proceder com muito cuidado para que não se perca água nem material da amostra. A partir dos pesos tirados se determina o índice de vazios, o teor em água e o volume final da amostra. Estes valores são posteriormente utilizados para corrigir o volume correspondente às fases de corte e consolidação.

3.8.3. PARÂMETROS DE DEFORMABILIDADE

3.8.3.1. Módulo de Deformabilidade

A rigidez do solo, representada pelo módulo de deformabilidade ou módulo elástico, pode ser definida pelas retas tangentes (E_t) ou secante (E_s) à curva de tensão-deformação no ensaio. A rigidez a muito pequenas deformações (E_0) ocorre no início do carregamento e é o valor mais elevado do módulo (Figura 29). O módulo é dado, então, pela razão entre q e ϵ .

Os solos apresentam comportamento tensão-deformação não linear, sendo possível definir três regiões típicas distintas (Teixeira, 2015):

- 1- Zona de muito pequenas deformações, com a rigidez assumindo um valor quase constante em que $E_t = E_s = E_0$ sendo limitada pela deformação ϵ_0 ;
- 2- Zona de pequenas deformações, entre ϵ_0 e 0,1% (ou 10^{-3}), sendo a região onde ocorre uma diminuição mais acentuada da rigidez;
- 3- Zona de grandes deformações, para valores superiores a 0,1%, na qual variação da rigidez é muito menor, bem como os valores da rigidez são notoriamente inferiores.

Apesar do comportamento não-linear do solo, pode assumir-se um comportamento elástico linear do material no estudo da rigidez a muito pequenas deformações.

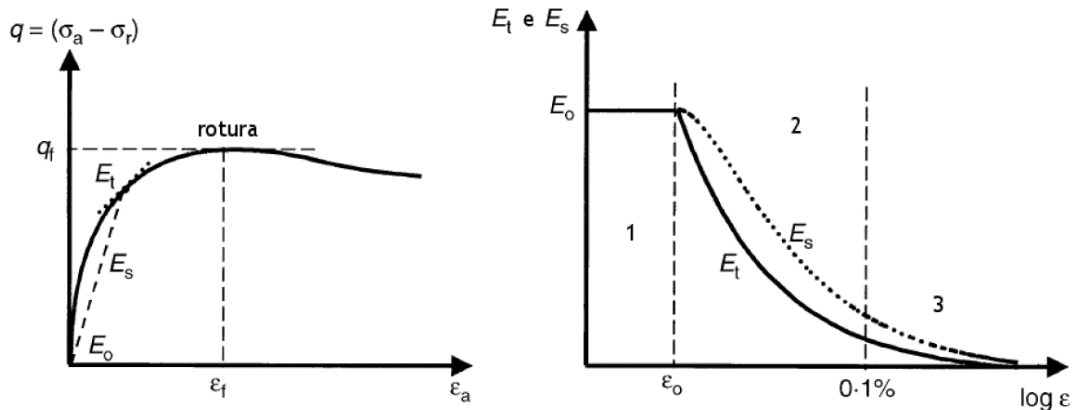


Figura 29 – Curvas não lineares de tensão-deformação e rigidez-deformação (adaptado de Teixeira, 2015)

3.8.3.2. Módulo de Distorção

Como a câmara deste estudo é equipada com *BE* no topo e na base (Figura 30), é possível avaliar as propriedades elásticas do material através da medição da velocidade de propagação das ondas S durante os ensaios triaxiais. O módulo de distorção máximo ou módulo de cisalhamento a pequenas deformações (G_0) é calculado conforme a Equação 16, apresentada no item 3.6.3.



Figura 30 – *Bender elements* no topo e na base da câmara triaxial

3.8.4. PERMEABILIDADE

3.8.4.1. Procedimento

Foram feitos ensaios de permeabilidade na câmara triaxial, tendo em vista que o equipamento permite leituras fiáveis deste parâmetro, com condições controladas, eliminando as incertezas que caracterizam os testes realizados com equipamentos convencionais. As medições do coeficiente de permeabilidade foram feitas em dois momentos para cada provete: após a saturação, com tensão efetiva de 10 kPa, e após consolidação, com tensão efetiva de 50 kPa. Os ensaios foram feitos com fluxo ascendente e buscaram manter, aproximadamente, 6 kPa de diferencial de pressão entre a base e o topo.

3.8.4.2. Coeficiente de Permeabilidade

Com base na lei de Darcy (1856), pode-se calcular o coeficiente de permeabilidade (k) pela Equação 25.

$$k = \frac{Q L}{A \Delta h} \quad \text{Equação 25}$$

Sendo:

- Q : caudal
- L : altura da amostra
- A : área da seção transversal da amostra
- Δh : diferencial de pressões

Este coeficiente (k) caracteriza a permeabilidade do solo e, quanto maior seu valor, mais permeável é o material. Sua determinação é realizada em regime de escoamento laminar, por isso para o ensaio é necessário garantir: continuidade do escoamento, sem variações de volume do solo durante o ensaio, saturação total do corpo de prova, escoamento em regime permanente e proporcionalidade direta entre as velocidades de fluxo e os gradientes hidráulicos (Coutinho, 2022).

Nos rejeitos de mineração, os valores do coeficiente de permeabilidade variam desde 10^{-4} m/s para areia limpas até 10^{-9} m/s para lamas bem consolidadas (Santana, 2022). A Equação 26, proposta por Hazen (1982), permite uma estimativa preliminar da permeabilidade vertical de rejeitos arenosos, sendo D_{10} o diâmetro efetivo no qual 10% em peso das partículas têm dimensão inferior a ele. Sarsby (2013) sugere que a equação também pode ser utilizada para lamas de rejeitos não plásticos e areias ciclônicas.

$$k = 0,015 \cdot D_{10}^2 \quad \text{Equação 26}$$

Todavia, é importante destacar que essa estimativa, baseada no tamanho dos grãos, não considera fatores importantes que controlam a permeabilidade de um depósito de rejeitos, tais como os efeitos da anisotropia, distância da descarga e índice de vazios (Vick, 1983). Por outro lado, esta expressão também não contempla o efeito do índice de vazios, que no caso de solos compactados, pode ser significativo.

3.9. PLANO DE ENSAIOS

A Tabela 13 apresenta os ensaios efetuados ao longo deste estudo, identificando os objetivos, ensaios, condições de execução e se foram feitas leituras de ondas ou não.

Tabela 13 – Plano de ensaios deste trabalho

Objetivo	Ensaio	Condição	Ondas	
Identificação Física	Densidade das Partículas Sólidas	-	-	
	Análise Granulométrica	Antes da compactação	-	
		Após compactação	-	
Estudo do Processo de Compactação	Compactação Proctor	Variabilidade de w por camada	100% PN (w diverso)	-
			100% PM (w diverso)	-
		Variabilidade de γ por camada	100% PN (w ramo húmido)	-
		Variabilidade de w por camada	100% PN ($w = 19\%$)	☑
	Compactação Estática	Variabilidade de w no tempo	100% PN ($w = 19\%$)	-
		Variabilidade de w por camada	100% PN * ($w = 19\%$)	☑
		Variabilidade de w no tempo	100% PN * ($w = 19\%$)	-
		Compressão Simples	Compactação Proctor	100% PN (W_{opn})
100% PM (W_{opm})	☑			
Compactação Estática	95% PM (W_{opm})		☑	
	100% PN* (W_{opn})		☑	
Caracterização Mecânica	Edômetro	100% PN *	-	
		(W_{opn})	-	
		100% PM *	-	
		(W_{opm})	-	
	CBR	95% PM *	-	
		(W_{opm})	-	
		12, 25, 55 golpes	-	
Permeabilidade ($p'=10$ e 50 kPa) + Corte drenado ($p'=50$ kPa)	100% PN *	☑		
	(W_{opn})	☑		
	100% PM *	☑		
	(W_{opm})	☑		
	95% PM *	☑		
	(W_{opm})	☑		

* Ensaios preparados estaticamente, com índice de vazios a atender a respetiva energia Proctor.

4

RESULTADOS E ANÁLISES

4.1. ENSAIOS DE IDENTIFICAÇÃO FÍSICA

4.1.1. DENSIDADE DAS PARTÍCULAS SÓLIDAS

Os resultados obtidos no ensaio da densidade das partículas sólidas são mostrados na Tabela 14. O valor de G_s é determinado pela média dos valores dos dois picnômetros, sendo igual a 3,022.

Tabela 14 – Valores do ensaio de G_s

Grandezas		Picnómetro 1	Picnómetro 2
m_5	Peso: picnómetro + provete + água destilada (gf)	173,65	180,36
A	Peso: cápsula (gf)	213,25	223,17
B	Peso: provete seco + cápsula (gf)	241,07	253,91
$m_4 = B - A$	Peso: provete seco (gf)	27,82	30,74
T	Temperatura do ensaio (°C)	23,8	24,0
m_3	Peso: picnómetro + água destilada (gf)	154,96	159,86
k	Razão entre as densidades da água à temperatura do ensaio a 20 °C	0,999	0,999
γ_s	Peso volúmico das partículas (kN/m ³)	29,87	29,42
G_s	Densidade das partículas sólidas	3,045	2,999

4.1.2. ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

A curva granulométrica do rejeito é apresentada na Figura 31. Através da representação gráfica, obtêm-se os diâmetros efetivos e os coeficientes de uniformidade e de curvatura, conforme a Tabela 15.

Tabela 15 – Valores dos diâmetros efetivos e dos coeficientes

D_{10}	D_{30}	D_{60}	C_u	C_c
0,028	0,057	0,100	3,57	1,16

Com estes valores, conclui-se que o material em estudo é uniforme (mal graduado), ou seja, as partículas são pouco variadas em termos de dimensão, logo a gama de índice de vazios ($e_{máx}-e_{mín}$) é pouco ampla.

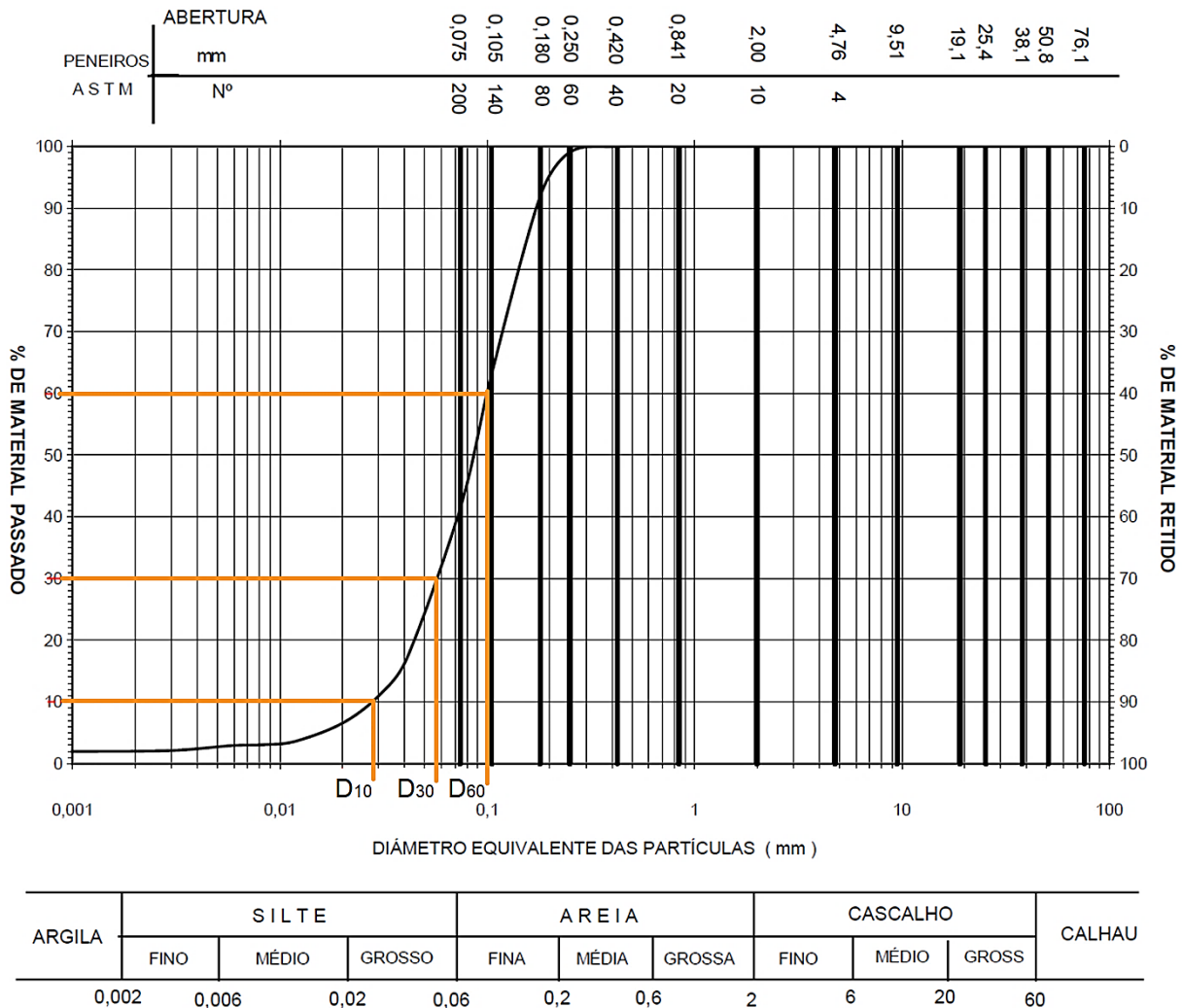


Figura 31 – Curva granulométrica com identificação dos diâmetros efetivos

Com base na classificação unificada da ASTM D2487-00, é possível caracterizar o rejeito em estudo como uma areia siltosa (SM), sendo uma mistura mal graduada de areia e silte. O processo de classificação passa pelas seguintes etapas:

- Solo de granulação grossa: mais de 50% do material fica retido no peneiro nº 200;
- Areia: mais de 50% do material passa no peneiro nº 4;
- Areia com finos: presença de finos;
- Finos não plásticos: finos sem plasticidade.

O material não atende a recomendação do Caderno de Encargos para uso em leito do pavimento, em que o material que passa no peneiro nº 200 ASTM deve ser inferior a 20%.

Ao inserir a curva do rejeito em estudo no gráfico com as curvas dos principais rejeitos das usinas de ferro do Quadrilátero Ferrífero, apresentado no item 3.2.2, observa-se que o material se encontra na faixa esperada para os rejeitos, cruzando a curva que separa os rejeitos finos e grossos (Figura 32).

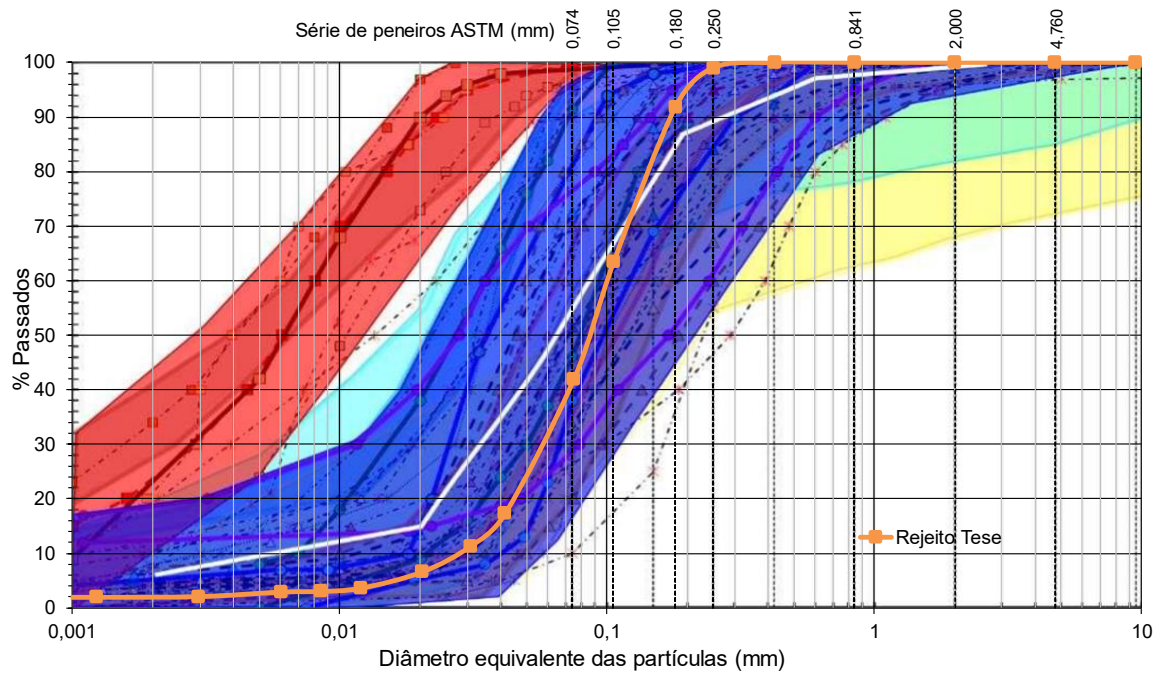


Figura 32 – Curva granulométrica comparada aos rejeitos do Quadrilátero Ferrífero

Após os ensaios de compactação dinâmica, foram feitas novas análises granulométricas do material, para verificar se havia ocorrido evolução das partículas. Como é possível observar na Figura 33, a curva não teve modificação significativa após os ensaios Proctor Normal (PN) e Proctor Modificado (PM). Assim, o solo foi reutilizado após as compactações para os demais ensaios.

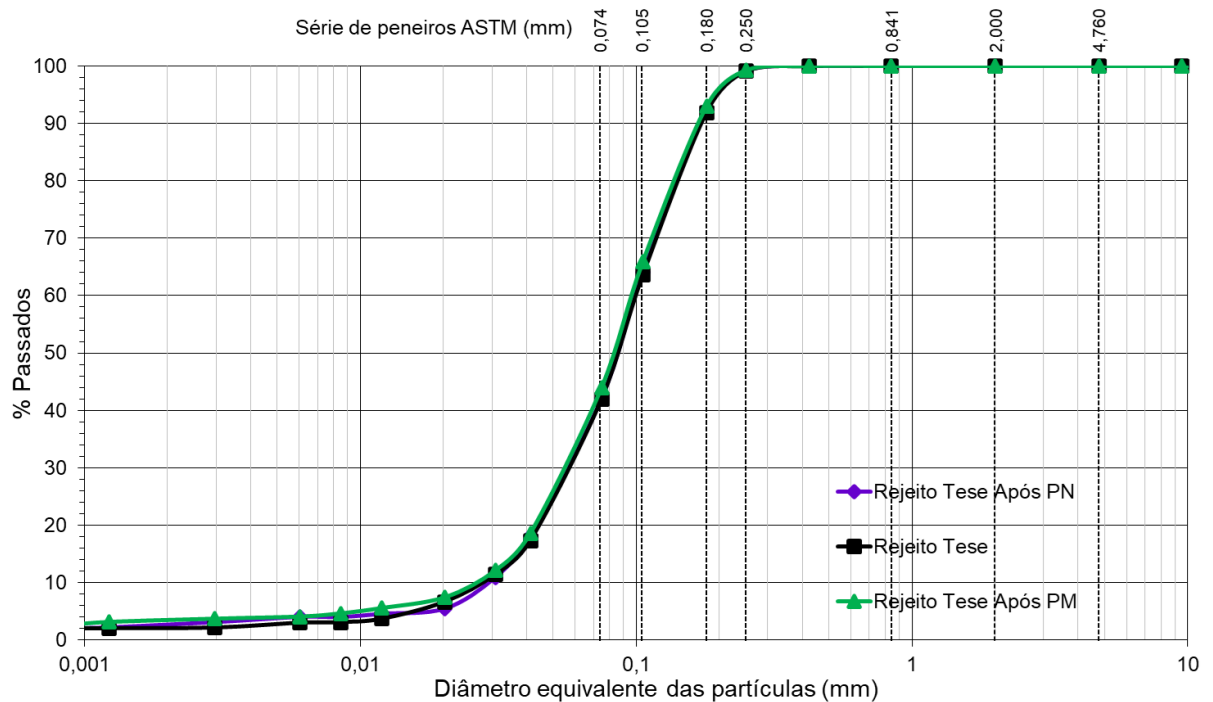


Figura 33 – Comparação das curvas granulométricas após compactação dinâmica

4.2. ESTUDO DO PROCESSO DE COMPACTAÇÃO

4.2.1. COMPACTAÇÃO DINÂMICA (PROCTOR NORMAL)

Durante os ensaios de compactação dinâmica (Proctor), observou-se que o material estudado apresentava uma significativa migração de água para o topo da amostra, como exemplifica a Figura 34. Este fenômeno mostrou-se mais acentuado quanto maior o teor em água utilizado na preparação do ensaio. Para analisar a variabilidade da humidade ao longo da altura do provete, foram coletadas porções de solo em cada camada (topo, meio e base) e medidos seus respectivos teores em água.



Figura 34 – Migração de água para o topo da amostra durante compactação dinâmica

Logo após a compactação, a alonga é retirada do molde, o solo tem sua superfície regularizada e o conjunto (molde + base + solo húmido) é pesado. Para obtenção do teor em água do topo da amostra, descarta-se primeiramente a camada superficial, com cerca de 1 cm, e recolhe-se a porção de solo representativa da camada do topo. Descarta-se um pouco mais de solo até se atingir o meio provete, de onde se recolhe a porção de solo representativa da camada do meio. Para a camada de base, inverte-se o molde, descarta-se novamente cerca de 1cm de solo e recolhe-se o material logo abaixo.

4.2.1.1. Variabilidade do teor em água por camada

Foram preparados provetes com teores em água iguais a 9%, 11%, 13%, 15%, 17% e 19% e compactados na energia do Proctor Normal (PN), no molde pequeno, cujas características são:

- Altura: 116,3 mm
- Diâmetro: 102,4 mm
- Peso: 1818 g

A Tabela 16 apresenta os valores obtidos em cada camada (T-topo, M-meio, B-base) de cada provete. Neste primeiro cenário, admite-se que o peso volúmico húmido é uniforme ao longo do provete, havendo apenas variação do teor em água. Na Figura 35, estão representados os valores por camada e também foi traçada a curva da compactação das médias.

Tabela 16 – Resultados do ensaio Proctor Normal

Grandezas		Valores								
$w_{PREP.}$ (%)		9,0			11,0			13,0		
$P_{S.HÚMIDO}$ (g)		1835			1894			1954		
γ (kN/m ³)		18,81			19,41			20,03		
Camada		T	M	B	T	M	B	T	M	B
w (%)		9,4	8,8	8,4	11,1	10,7	10,6	13,2	12,1	12,7
γ_d (kN/m ³)		17,19	17,28	17,34	17,47	17,54	17,56	17,69	17,86	17,77
Média de w (%)		8,9			10,8			12,7		
Média de γ_d (kN/m ³)		17,27			17,52			17,77		

Grandezas		Valores								
$w_{PREP.}$ (%)		15,0			17,0			19,0		
$P_{S.HÚMIDO}$ (g)		1966			1935			1913		
γ (kN/m ³)		20,15			19,83			19,61		
Camada		T	M	B	T	M	B	T	M	B
w (%)		16,2	13,6	11,8	18,2	16,3	14,4	22,4	20,2	15,5
γ_d (kN/m ³)		17,34	17,73	18,02	16,77	17,05	17,34	16,01	16,31	16,98
Média de w (%)		13,9			16,3			19,4		
Média de γ_d (kN/m ³)		17,69			17,05			16,42		

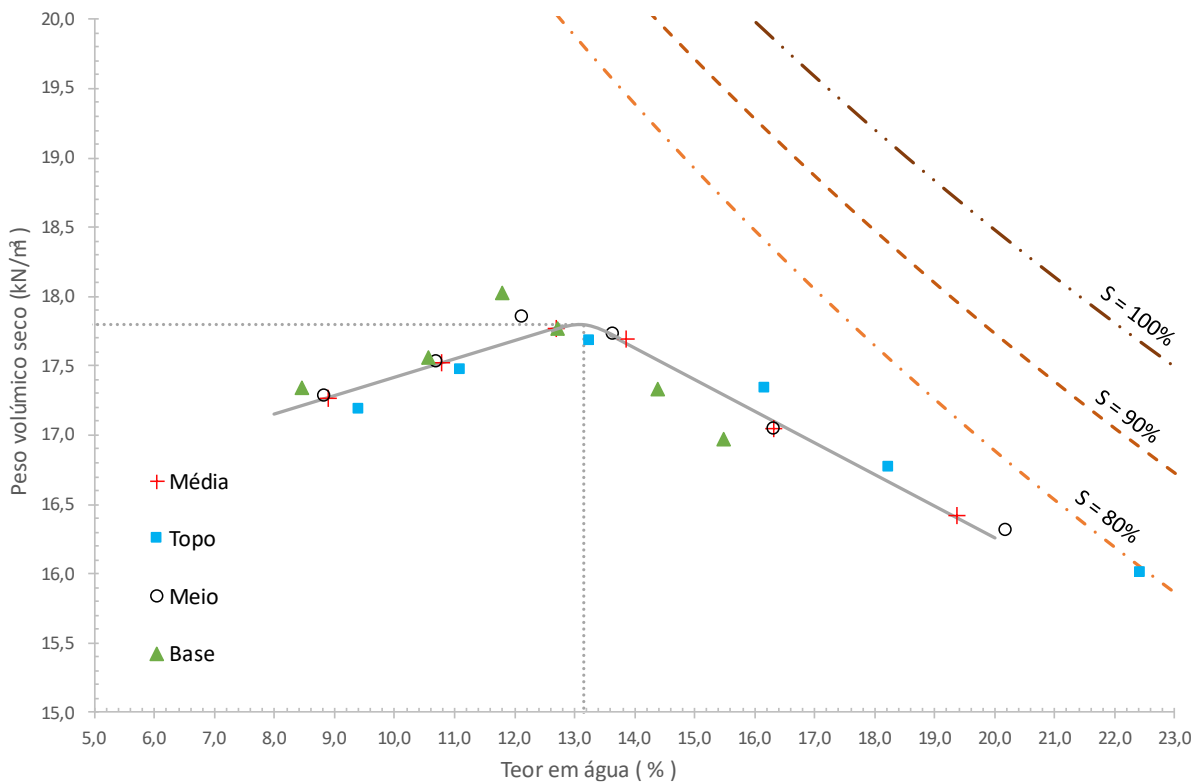


Figura 35 – Curva de compactação do ensaio PN para valores das médias

É possível observar a variabilidade do teor em água entre as camadas do provete, sendo o topo sempre a camada com maior humidade. Esta variabilidade é mais expressiva quanto maior o teor em água de preparação. A diferença entre w do topo e da base chega a quase 7% para o provete com 19% de teor em água de preparação.

A curva de compactação das médias do ensaio Proctor Normal deste rejeito foi adicionada ao gráfico com as curvas de diferentes tipos de material, apresentada por Caputo (1987-1988), como mostra a Figura 36.

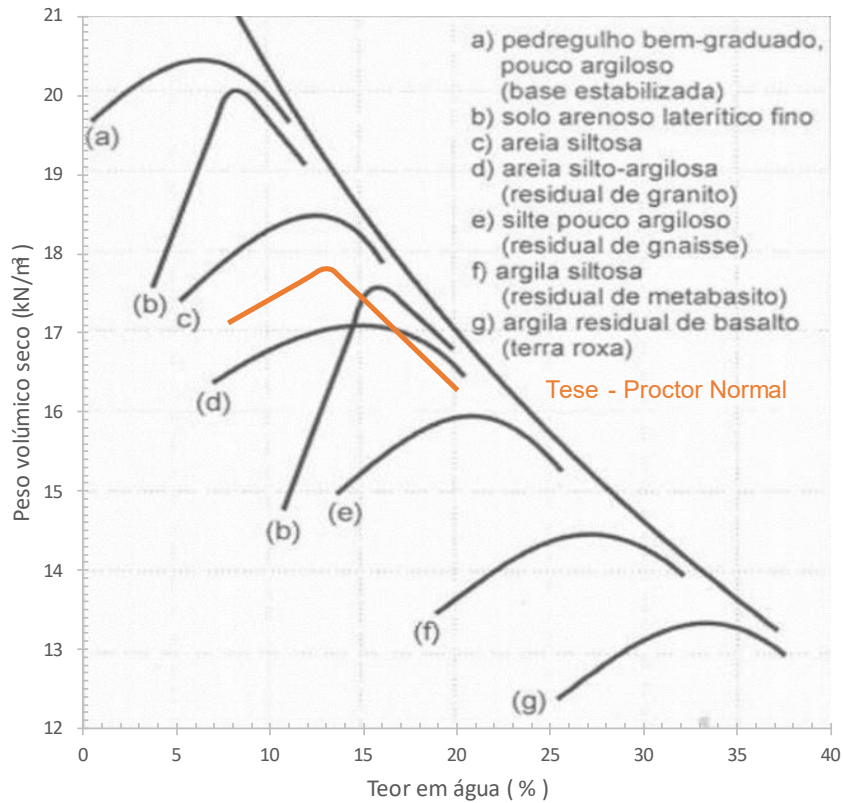


Figura 36 – Comparação da curva de compactação com diferentes solos

A curva obtida para o rejeito desta tese ficou situada entre as curvas da areia siltosa (c) e da areia silto-argilosa residual de granito (d), tendo o ramo húmido alinhado à curva de saturação da imagem, como os demais solos apresentados.

Foram traçadas também as curvas de compactação a considerar os valores obtidos nas camadas de topo (Figura 37) e nas camadas de base (Figura 38) dos provetes. A curva com teores em água das camadas do meio não foi traçada porque é similar à curva das médias das três camadas.

A Tabela 17 apresenta o resumo dos valores estimados para w_{opt} e $\gamma_{d,máx}$ de cada curva. Neste trabalho, os valores de referência da compactação que serão adotados para este material serão os das médias, sendo iguais a 13,2% e 17,8 kN/m³, respetivamente.

Tabela 17 – Valores estimados para cada camada

Grandezas	Curva		
	Topo	Meio / Média	Base
w_{opt} (%)	13,8	13,2	12,2
$\gamma_{d,máx}$ (kN/m ³)	17,8	17,8	17,9

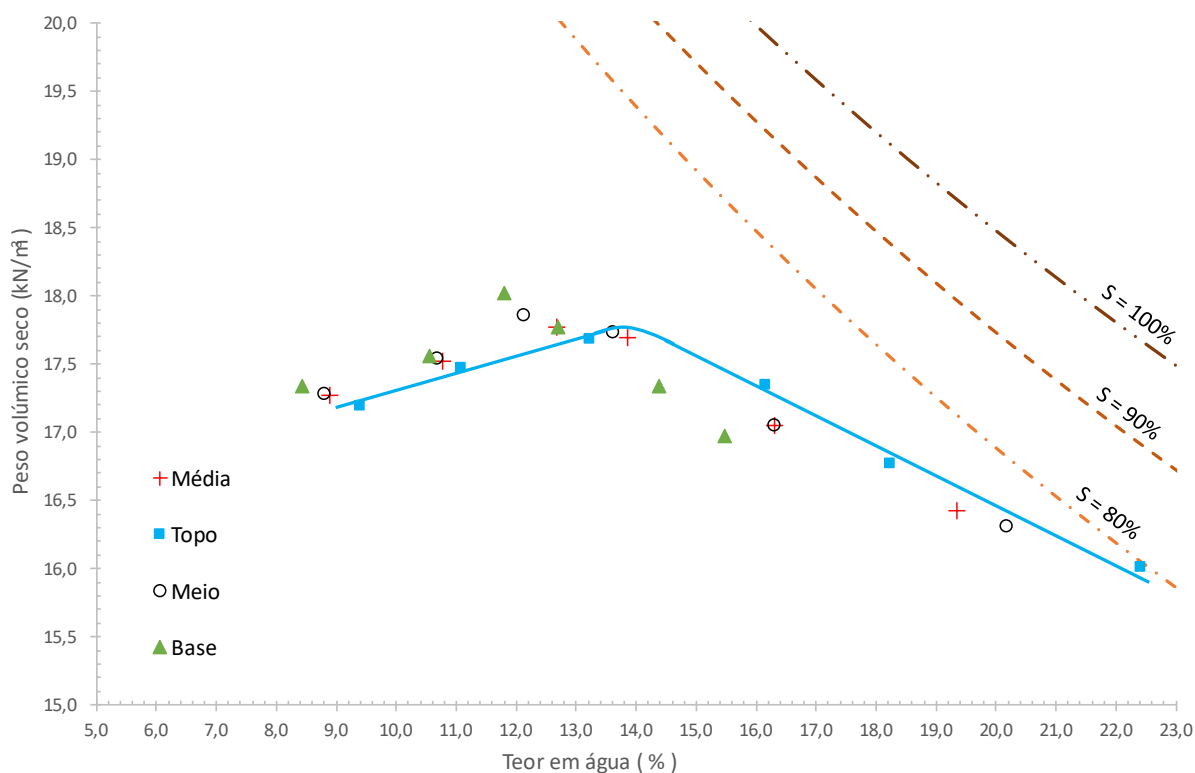


Figura 37 – Curva de compactação do ensaio PN para valores do topo

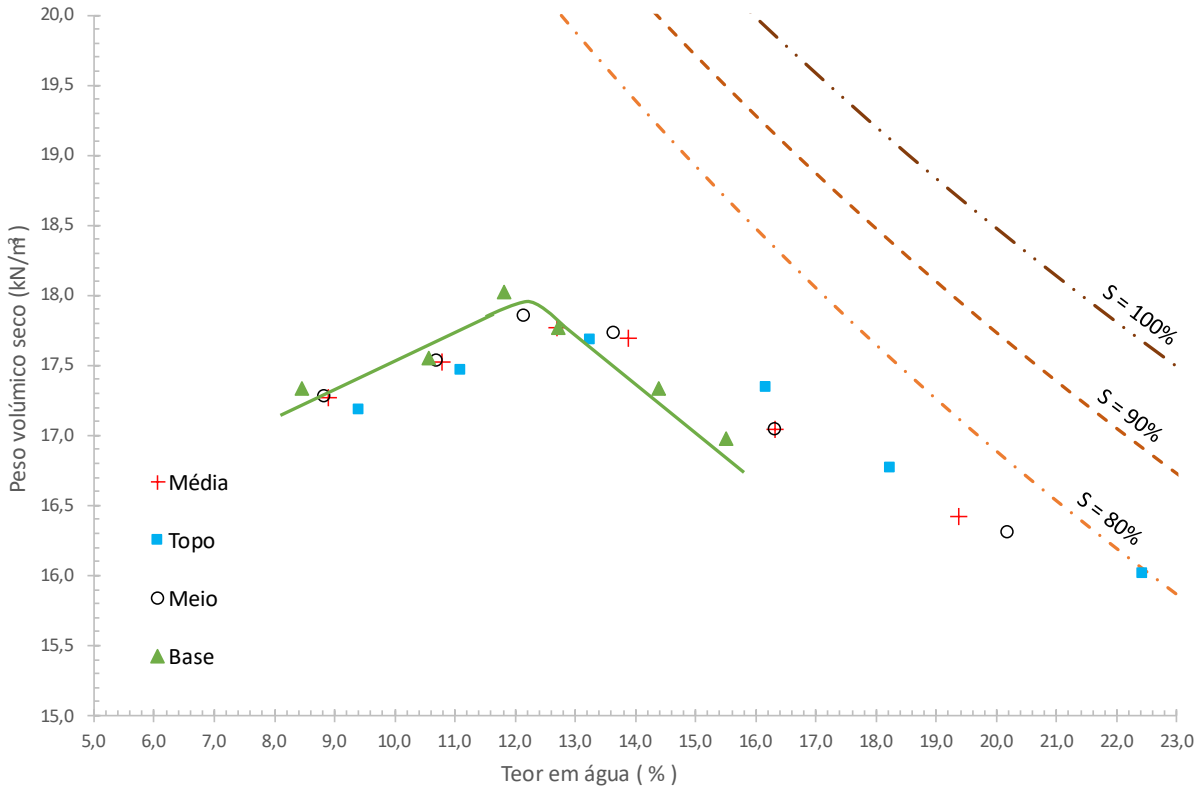


Figura 38 – Curva de compactação do ensaio PN para valores da base

As curvas têm formatos muito diferentes entre si, principalmente no ramo húmido. Para as camadas de topo, a reta deste ramo é menos inclinada e mais alargada. Para as camadas de base, é mais inclinada, tornando-se mais paralela às curvas de saturação. Os valores de γ_d das camadas de topo são menores, uma vez que os teores em água foram maiores ($\gamma_d = \gamma / (1+w)$).

4.2.1.2. Variabilidade do peso volúmico húmido por camada

Com o intuito de avaliar também a variabilidade do peso volúmico húmido na compactação dinâmica, foram feitas extrações das camadas dos provetes do ramo húmido (teores em água de preparação de 15%, 17% e 19%). A Figura 39 exemplifica a extração de uma camada, cerca de 1/3 da altura do provete, que foi medida e depois cortada para ser pesada.



Figura 39 – Extração de uma camada

Os valores de cada camada dos provetes são apresentados na Tabela 18. Estes pontos foram colocados no gráfico da curva de compactação das médias das camadas, conforme a Figura 40.

Tabela 18 – Valores do ensaio de extração do PN

Grandezas	Valores								
	15,0			17,0			19,0		
<i>w</i> PREPARAÇÃO (%)	15,0			17,0			19,0		
Altura média (mm)	37,95	37,43	40,53	40,08	40,20	35,26	38,95	39,01	36,66
Peso s. HÚMIDO (gf)	633,9	641,6	689,7	662,5	689,5	590,2	641,5	652,9	609,2
γ (kN/m ³)	19,91	20,43	20,28	19,70	20,44	19,95	19,63	19,95	19,81
Camada	T	M	B	T	M	B	T	M	B
<i>w</i> (%)	15,6	14,0	13,6	17,7	15,8	15,5	20,6	16,7	16,4
γ_d (kN/m ³)	17,23	17,92	17,86	16,74	17,65	16,97	16,28	17,09	17,02
Média de <i>w</i> (%)	14,4			16,3			17,9		
Média de γ_d (kN/m ³)	17,67			17,22			16,80		

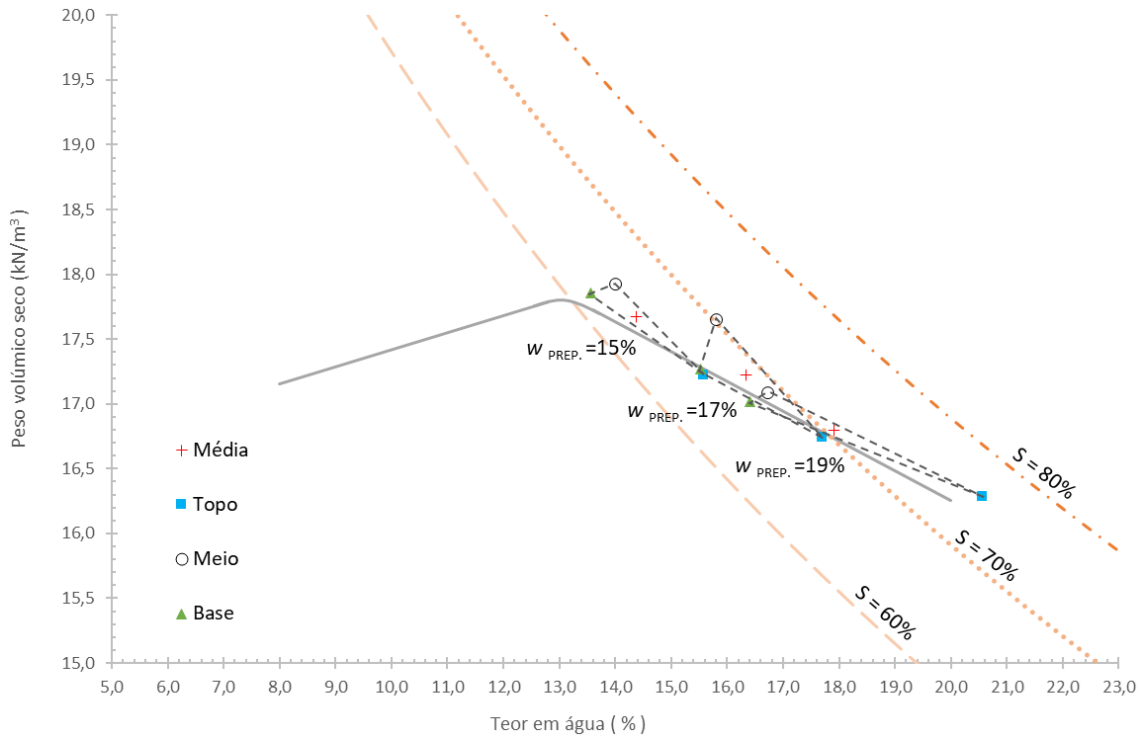


Figura 40 – Pontos da extração na curva de compactação das médias do PN

No gráfico, cada triângulo engloba um ensaio com seu w de preparação. Observa-se que os maiores teores em água se mantiveram nas camadas do topo. Por outro lado, o peso volumico húmido (γ) foi maior nas camadas do meio e menor nas camadas de topo, com valor intermédio nas camadas de base. Tal comportamento manteve-se para o peso volumico seco. Ainda se observou elevada variabilidade entre os valores das camadas de cada provete, sendo maior quanto maior o w de preparação.

4.2.1.3. Variabilidade do teor em água no tempo

A fim de verificar se a variabilidade do teor em água por camada é constante ao longo do tempo, foi feita a compactação Proctor Normal na condição mais crítica ($w = 19\%$) e o provete foi deixado em repouso por 24 horas. A Tabela 19 mostra a comparação entre o provete que teve seus teores em água retirados logo após a compactação e o provete que ficou em repouso.

Tabela 19 – Valores do ensaio Proctor Normal

Grandezas	Valores					
	19,0			19,0 (repouso)		
w PREPARAÇÃO (%)	19,0			19,0 (repouso)		
Peso s. HÚMIDO (gf)	1913			1916		
γ (kN/m ³)	19,61			19,64		
Camada	T	M	B	T	M	B
w (%)	22,43	20,18	15,49	22,01	18,92	15,46
γ_d (kN/m ³)	16,01	16,31	16,98	16,07	16,49	16,98
Média de w (%)	19,4			18,8		
Média de γ_d (kN/m ³)	16,42			16,53		

Verifica-se que não há grande variação entre os teores em água das respectivas camadas dos provetes. As pequenas divergências observadas podem ser função da preparação dos provetes. Entende-se, portanto, que não se verifica homogeneização da humidade das camadas ao longo do tempo neste material.

4.2.1.4. Medição das velocidades das ondas sísmicas

Na bancada, foram feitas leituras das ondas através de *BE* colocados no provete com polaridade positiva. Para este ensaio, um provete foi compactado com energia normal do Proctor na condição mais crítica ($w = 19\%$). Ele foi regularizado, extraído por completo e envolto com película plástica para manter seu teor em água durante as leituras, que foram feitas com emissão da base para o topo. A Tabela 20 apresenta os valores obtidos na leitura das ondas no provete inteiro.

Tabela 20 – Valores do ensaio de ondas para o provete inteiro

Grandezas		Valores	
Distância percorrida (d): altura do provete – altura dos <i>BE</i>		101,35	mm
Ondas S	Tempo (t_s)	1,229	ms
	Velocidade (V_s)	82,49	m/s
Ondas P	Tempo (t_p)	0,625	ms
	Velocidade (V_p)	162,16	m/s

Na sequência, o provete foi cortado em três camadas, cada uma com cerca de 1/3 da altura, e foram lidas as ondas na vertical em cada troço. Estes também foram envoltos com película plástica para manter seu teor em água. Na leitura das ondas por camada, não foi possível adquirir bons registos das ondas P e por isso a Tabela 21 apresenta apenas os valores das ondas S.

Tabela 21 – Valores do ensaio de ondas para cada camada

Grandezas	Camada				
	Topo	Meio	Base		
Distância percorrida (d): altura da camada – altura dos <i>BE</i>	24,86	19,99	26,18	mm	
Ondas S	Tempo (t_s)	0,279	0,246	0,255	ms
	Velocidade (V_s)	89,05	81,10	102,66	m/s

Os parâmetros de rigidez do material foram calculados com base nas fórmulas apresentadas no item 3.6 e são mostrados na Tabela 22.

Tabela 22 – Parâmetros estimados na compactação dinâmica

Parâmetros	Proвете inteiro	Topo	Meio	Base	
Módulo Distorcional Máximo (G_0)	13,87	15,87	13,37	21,28	MPa
Coeficiente de Poisson (ν)	0,33	0,33	0,33	0,33	
Módulo de Deformabilidade Máximo (E_0)	36,76	42,06	35,45	56,42	MPa

Devido à dimensão reduzida de cada uma das camadas, não foi possível obter a leitura fiável das ondas P por camadas. Por essa razão, adotou-se o coeficiente de Poisson (ν), para todos os casos, como igual ao estimado pelas ondas no provete inteiro.

Verifica-se que a camada com os maiores módulos é a da base do provete, seguida da camada do topo e do meio. Todavia, esperava-se que os maiores valores fossem da camada do meio, depois da base e do topo, pois esta foi a ordem decrescente de pesos volúmicos obtidos no ensaio de extração, ou seja, a camada mais densa (meio) deveria ter módulos maiores e assim sucessivamente.

Uma explicação para esta contradição são as espessuras das camadas, que chegaram a distâncias entre os *BE* de cerca de 2 cm. Nesta curta distância, as interferências são mais impactantes na aquisição das ondas, o que pode ter comprometido as leituras.

4.2.2. COMPACTAÇÃO DINÂMICA (PROCTOR MODIFICADO)

A compactação na energia pesada foi feita com teores em água de preparação de 9%, 10%, 11%, 12%, 13%, 14% e 15%. A Tabela 23 apresenta os valores obtidos em cada camada (T-topo, M-meio, B-base), considerando que o peso volúmico húmido é uniforme ao longo do provete, havendo apenas variação do teor em água.

Na Figura 41, estão representados os valores de cada camada para cada provete e também foi traçada a curva da compactação para as médias dos valores obtidos. Desta curva, estima-se que o teor em água ótimo do PM (w_{opt}) é igual a 11,6% e o peso específico seco máximo do solo ($\gamma_{d,máx}$) é 18,3 kN/m³.

Tabela 23 – Valores do ensaio Proctor Modificado

Grandezas	Valores											
$w_{PREP.}$ (%)	9,0			10,0			11,0			12,0		
$P_{S.HÚMIDO}$ (gf)	1921			1952			1976			1992		
γ (kN/m ³)	19,69			20,00			20,25			20,41		
Camada	T	M	B	B	B	B	T	M	B	T	M	B
w (%)	8,84	8,72	8,81	10,74	10,74	10,74	11,23	10,79	10,74	12,36	11,78	11,74
γ_d (kN/m ³)	18,09	18,11	18,09	18,29	18,29	18,29	18,21	18,28	18,29	18,17	18,26	18,27
Média de w (%)	8,8			10,1			10,9			12,0		
Média de γ_d (kN/m ³)	18,10			18,17			18,26			18,23		

Tabela 23 (continuação) – Valores do ensaio Proctor Modificado

Grandezas		Valores								
$w_{PREP.}$ (%)		13,0			14,0			15,0		
$P_{S.HÚMIDO}$ (gf)		1987			1978			1970		
γ (kN/m ³)		20,36			20,27			20,19		
Camada		T	M	B	T	M	B	T	M	B
w (%)		14,30	12,69	10,84	15,46	13,11	11,16	16,81	14,60	11,86
γ_d (kN/m ³)		17,82	18,07	18,37	17,56	17,92	18,24	17,28	17,62	18,05
Média de w (%)		12,6			13,2			14,4		
Média de γ_d (kN/m ³)		18,08			17,90			17,64		

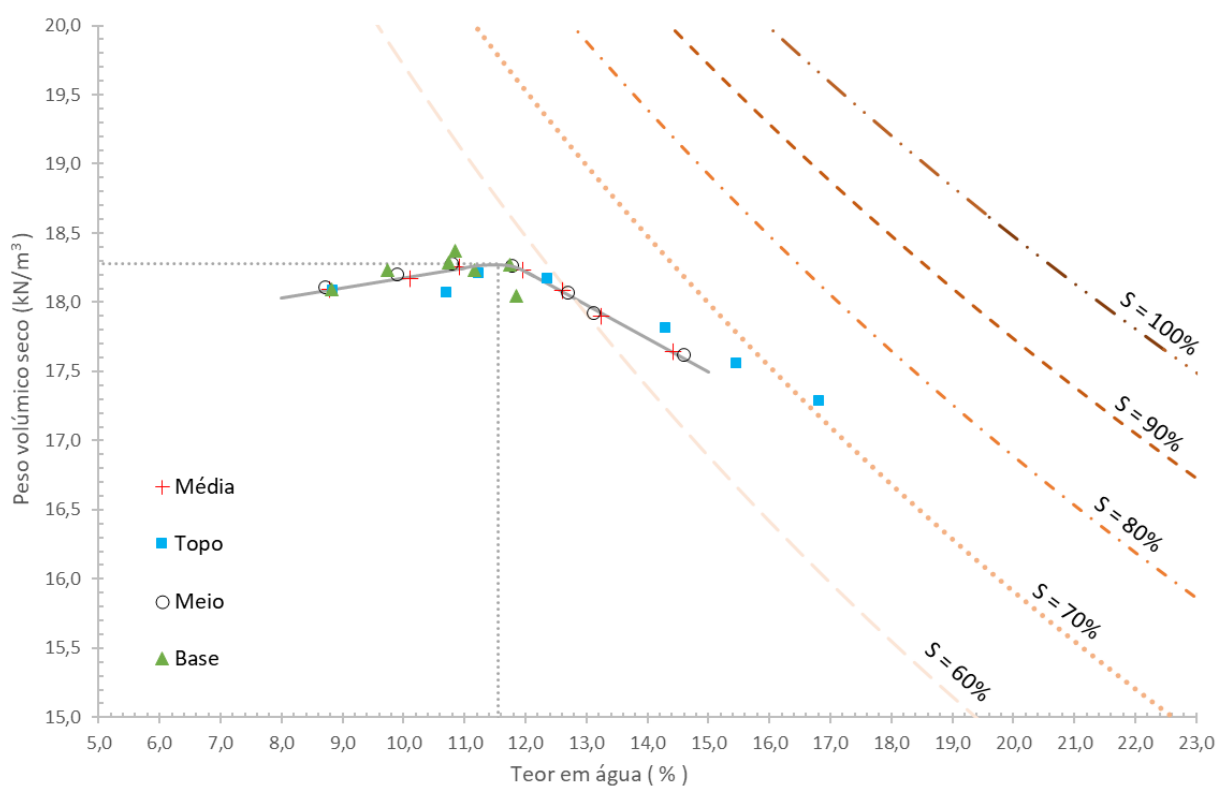


Figura 41 – Curva de compactação do ensaio PM para valores das médias

É possível observar que, para esta energia de compactação, também há variabilidade do teor em água entre as camadas do provete, sendo crescente com o teor em água de preparação do solo. No caso de w de preparação igual 15%, a divergência entre o topo e a base chega a quase 5%, um pouco menor que o ensaio Proctor Normal.

Na Figura 42, são mostradas as curvas das duas energias de compactação, com os valores das médias das camadas.

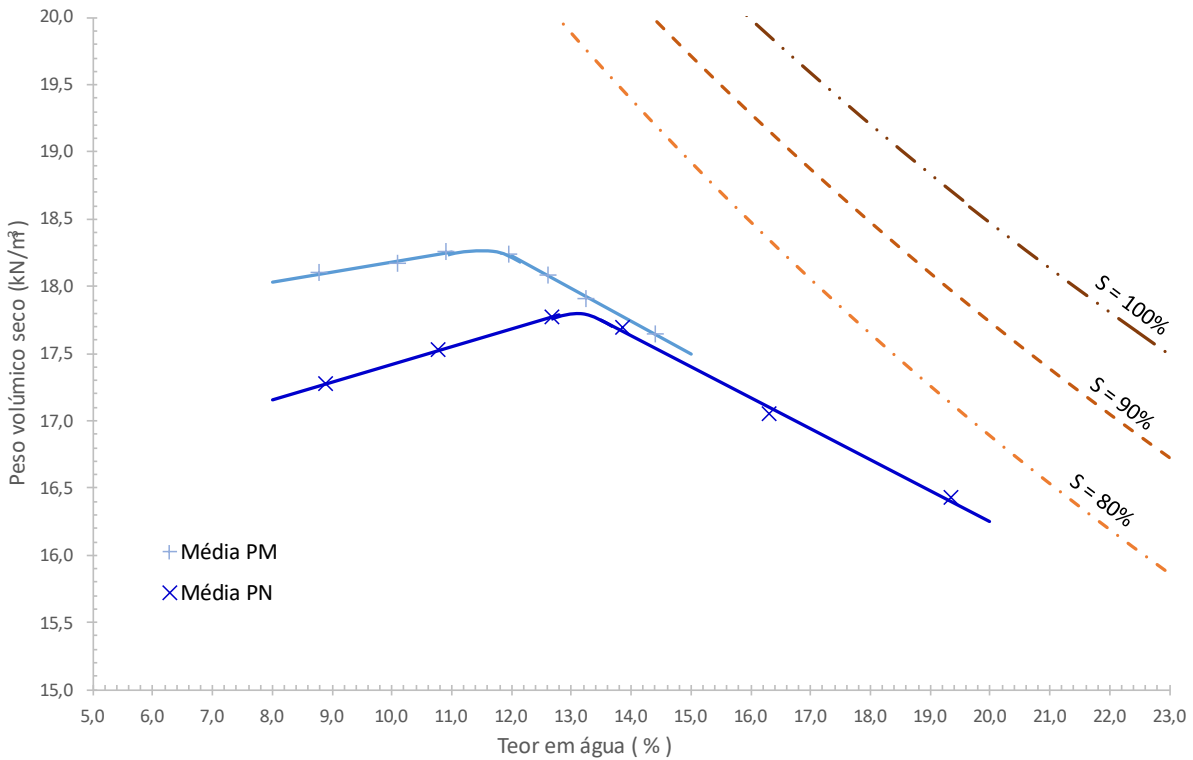


Figura 42 – Curvas de compactação dos ensaios PN e PM para valores das médias

O ramo húmido do Proctor Modificado tem inclinação próxima a do ramo húmido do Proctor Normal. A curva do PM encontra-se a esquerda e acima da curva do PN, como era esperado. A Tabela 24 apresenta o resumo dos valores obtidos dos ensaios de compactação das duas energias.

Tabela 24 – Valores admitidos para cada ensaio Proctor

Grandezas	Proctor	
	Normal	Modificado
w_{opt} (%)	13,2	11,6
$\gamma_{d,m\acute{a}x}$ (kN/m ³)	17,8	18,3

4.2.3. COMPACTAÇÃO ESTÁTICA

Os ensaios de compactação estática foram realizados com o intuito de avaliar se a variabilidade de teor em água neste material tem influência do tipo de compactação. Para preparação dos provetes, foi necessário estabelecer o índice de vazios representativo da energia do ensaio Proctor. Neste capítulo, será utilizada a energia 100% Proctor Normal. Nos próximos capítulos, para o estudo do material como aterro, serão utilizadas as energias de 100% Proctor Modificado e 95% Proctor Modificado. Os índices de vazios (e_{ref}) e pesos volúmicos ($\gamma_{d ref}$) representativos de cada energia são mostrados na Tabela 25.

Tabela 25 – Índice de vazios e peso volúmico representativos de cada energia Proctor

Grandezas	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Índice de Vazios (e_{ref})	0,665	0,622	0,707	
Peso volúmico ($\gamma_{d ref}$)	17,8	18,3	17,9	kN/m ³

O solo fica na condição mais densa quando compactado a 100% da energia do Proctor Modificado e na condição mais solta, a 95% da energia do mesmo ensaio. A condição intermédia ocorre para 100% da energia do Proctor Normal.

4.2.3.1. Variabilidade do teor em água por camada

Para análise da variabilidade do teor em água entre as camadas, foi compactado um provete estaticamente com $e = 0,665$ (equivalente a energia de 100% do Proctor Normal), com teor em água de preparação de 19%, cenário mais crítico observado na compactação dinâmica.

O solo foi compactado na prensa, no próprio molde Proctor, em três camadas. Após a retirada da alonga, a superfície foi regularizada e o conjunto (molde + base + solo húmido) foi pesado. Para a obtenção do teor em água de cada camada, segue-se o mesmo procedimento da compactação dinâmica: são coletadas porções de solo em cada camada e medidos seus respectivos valores de w (Tabela 26).

Tabela 26 – Valores do ensaio de compactação estática

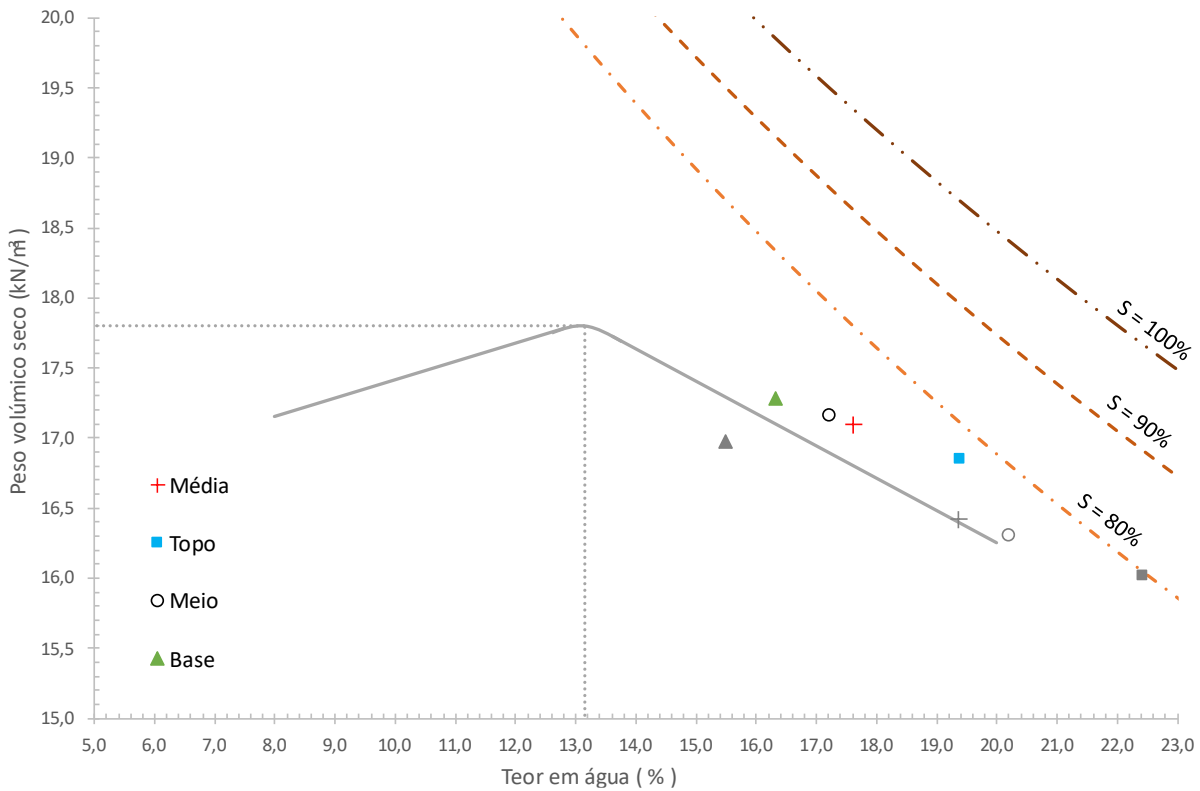
Grandezas	Valores		
$w_{PREP.}$ (%)	19,0		
$P_{S.HÚMIDO}$ (gf)	1963		
γ (kN/m ³)	20,12		
Cápsula	T	M	B
w (%)	19,38	17,22	16,32
γ_d (kN/m ³)	16,85	17,16	17,29
Média de w (%)	17,6		
Média de γ_d (kN/m ³)	17,10		

A diferença entre w do topo e da base é de cerca de 3%, menos da metade do valor calculado na compactação dinâmica (7% de diferença). A comparação entre os dois tipos de compactação é mostrada

na Tabela 27 e graficamente na Figura 43, onde foram ilustrados os valores da compactação estática na curva das médias do Proctor Normal.

Tabela 27 – Comparação entre a compactação dinâmica e estática

Grandezas	Compactação					
	Dinâmica			Estática		
Camada	T	M	B	T	M	B
w (%)	22,4	20,2	15,5	19,38	17,22	16,32
γ_d (kN/m ³)	16,01	16,31	16,98	16,85	17,16	17,29
Média de w (%)	19,4			17,6		
Média de γ_d (kN/m ³)	16,42			17,10		



Os pontos cinzentos são os pertencentes ao ensaio Proctor, para $w = 19\%$, e os coloridos são os do ensaio de compactação estática, para o mesmo w . Observa-se uma menor diferença entre os teores em água das camadas neste último ensaio, ou seja, maior homogeneidade ao longo da altura do provete. Verifica-se também que os pesos volúmicos secos são maiores que os do ensaio de compactação dinâmica.

4.2.3.2. Variabilidade do teor em água no tempo

Outro provete foi compactado estaticamente, nas mesmas condições do item anterior, e foi deixado em repouso por 24 horas. A Tabela 28 mostra a comparação entre o provete que teve seus teores em água retirados logo após a compactação e o provete que ficou em repouso.

Tabela 28 – Valores da compactação estática após repouso

Grandezas	Valores					
w PREPARAÇÃO (%)	19,0			19,0 (repouso)		
Peso s. HÚMIDO (gf)	1963			1942		
γ (kN/m ³)	20,12			19,90		
Cápsula	T	M	B	T	M	B
w (%)	19,38	17,22	16,32	17,97	17,04	16,24
γ_d (kN/m ³)	16,85	17,16	17,29	17,05	17,19	17,31
Média de w (%)	17,6			17,1		
Média de γ_d (kN/m ³)	17,10			17,00		

Assim como na compactação dinâmica, verifica-se pequena variação entre os teores em água das respectivas camadas dos provetes, que podem ser função da preparação dos provetes. Assim, também não se verifica homogeneização da humidade das camadas ao longo do tempo nesta compactação.

4.2.3.3. Medição das velocidades das ondas sísmicas

Na bancada, foram feitas leituras das ondas de um provete compactado estaticamente com as mesmas condições do item 4.2.3.1. O provete foi regularizado, extraído por completo e envolto com película plástica para manter seu teor em água. A Tabela 29 mostra os valores obtidos no ensaio e a Tabela 30, a comparação entre os parâmetros estimados para os dois tipos de compactação.

Tabela 29 – Valores do ensaio de ondas da compactação estática

Grandezas	Valores	
Distância percorrida (d): altura do provete – altura dos <i>BE</i>	95,20	mm
Ondas S	Tempo (t_s)	1,658 ms
	Velocidade (V_s)	57,40 m/s
Ondas P	Tempo (t_p)	0,833 ms
	Velocidade (V_p)	114,23 m/s

Tabela 30 – Comparação entre a compactação dinâmica e estática

Parâmetros	Compactação	
	Dinâmica	Estática
Módulo Distorcional Máximo (G_0)	13,87	7,35
Coefficiente de Poisson (ν)	0,33	0,33
Módulo de Deformabilidade Máximo (E_0)	36,76	19,58

Os valores dos módulos máximos de distorção e de deformabilidade da compactação estática são quase metade dos valores calculados na compactação dinâmica, para o solo com teor em água de 19%. Entende-se que, quando este material é compactado estaticamente no ramo húmido, apresenta rigidez muito inferior à de quando é compactado dinamicamente.

De facto, ao retirar o provete do molde no ensaio de compactação estática, foi possível constatar que o material tinha consistência muito mole, apesar do peso volúmico seco mais elevado. Tanto que não foi possível realizar o corte das três camadas para leitura das ondas em cada uma, dispondo-se apenas de resultados para o provete inteiro.

4.3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO REJEITO

4.3.1. ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Os ensaios de adensamento foram realizados com índices de vazios (e_{ref}), retirados da Tabela 25, a representar as condições de compactação de 100% do Proctor Normal, 100% do Proctor Modificado e 95% do Proctor Modificado (condições para aterro segundo CE). Em todos os casos, foram usados os teores em água óptimos de cada energia (w_{opt} e w_{optm}). Estes valores e as dimensões dos anéis utilizados nos ensaios são mostrados na Tabela 31.

Tabela 31 – Dados para cada energia Proctor

Grandeza	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Índice de vazios de referência (e_{ref})	0,665	0,622	0,707	
Teor em água óptimo (w_{op})	13,2	11,6	11,6	%
Diâmetro do anel	49,9	49,9	50,1	mm
Altura do anel	19,2	19,2	18,9	mm

As curvas de compressibilidade dos ensaios são apresentadas na Figura 44. Os índices de vazios obtidos na preparação do ensaio (e_0), os índices (C_c , C_r e C_s), calculados pelos respectivos declives das curvas, e as tensões de pré-adensamento (σ'_{vm}) são descritos na Tabela 32. A determinação das tensões de pré-adensamento é feita por processos gráficos e, neste estudo, foi utilizado o método de Pacheco e Silva.

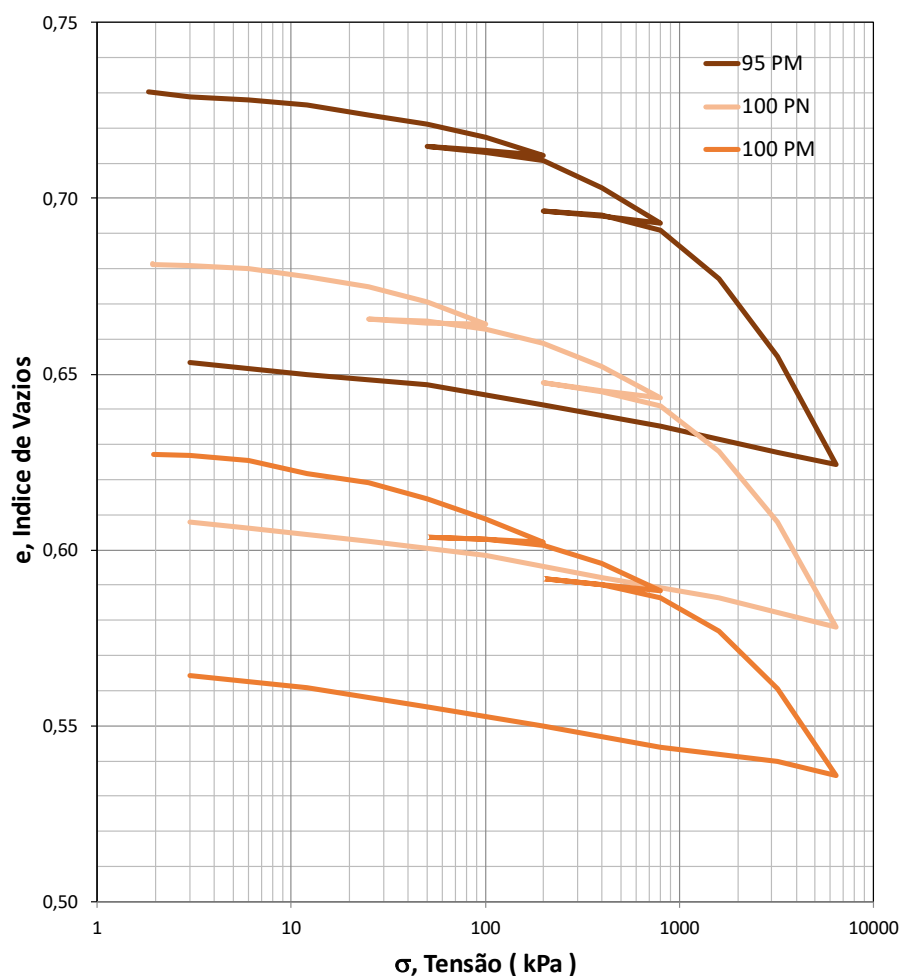


Figura 44 – Curvas de compressibilidade do material

Tabela 32 – Parâmetros obtidos dos ensaios edométricos

Parâmetros	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Índice de vazios inicial (e_0)	0,683	0,625	0,715	
Índice de Compressibilidade (C_c)	0,083	0,068	0,088	
Índice de Recompressibilidade (C_r)	0,11	0,009	0,009	
Índice de Expansibilidade (C_s)	0,009	0,009	0,009	
Relação C_r/C_c	13,3	13,2	10,6	%
Tensão de pré-adensamento (σ'_{vm})	780	780	780	kPa

Observa-se que as curvas de compressibilidade têm comportamento similar e tendem a convergir para um mesmo ponto. Quanto maior o índice de vazios, mais acima no gráfico está a curva do ensaio e maior o índice de compressibilidade (C_c), ou seja, maior o declive do ramo virgem. Os valores dos índices de recompressibilidade (C_r) foram muito similares entre si e os valores dos índices de expansibilidade (C_s) foram iguais entre as diferentes energias.

Pinto (2006) menciona que o valor do índice de recompressibilidade costuma ser da ordem de 10 a 20% do valor do índice de compressibilidade (relação C_c/C_r), conforme o tipo de solo, e é o que se confirma neste material.

Considerando aterros de infraestruturas ferroviárias e rodoviárias, com alturas muito inferiores às barragens e pilhas de rejeitos, prevê-se que o nível de tensões que este material estará submetido será menor que a máxima tensão experimentada pelo solo, ou seja, a tensão de pré-consolidação ou pré-adensamento (σ'_{vm}). Assim, o prevê-se que o solo estará na condição pré-adensada, em que já foi submetido a valores de tensão superiores aos que será exposto em obra. Todavia, as deformações irão depender das condições de compactação.

As curvas obtidas neste estudo foram comparadas com curvas obtidas em outros ensaios edométricos realizados no LabGEO para o mesmo material, mas com índices de vazios distintos. A Figura 45 reúne as curvas do presente trabalho e dos ensaios anteriores.

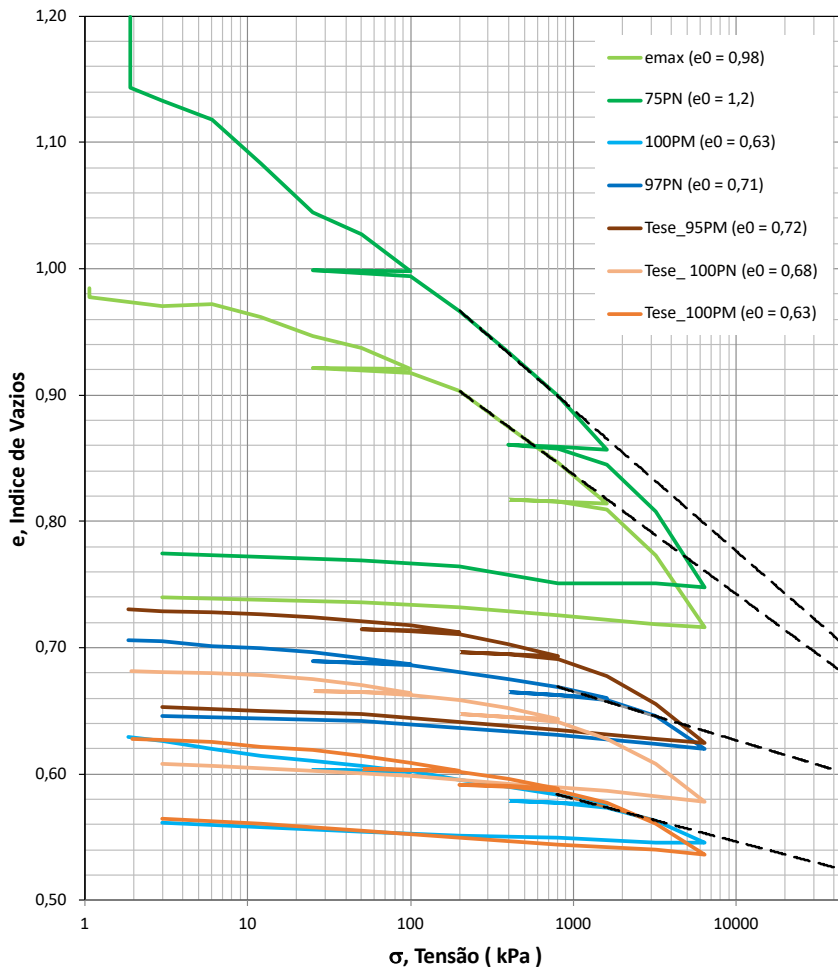


Figura 45 – Comparação entre as curvas de compressibilidade do material

É possível observar que condições de estado distintas levam a resultados diferentes, como mostram as curvas tracejadas que indicam as retas do ramo virgem do material. Estes resultados evidenciam a transicionalidade deste solo, o que pode levar a diferentes linhas de Estado Crítico nos ensaios triaxiais a depender das condições de estado.

4.3.2. ENSAIO DE CAPACIDADE SUPORTE

4.3.2.1. Expansão

Para o ensaio de capacidade suporte, foram compactados três provetes nos moldes CBR, com teor em água ótimo do Proctor Modificado, em 5 camadas e com as respectivas pancadas por camada (12, 25 e 55). Após a preparação dos provetes, eles foram colocados em um tanque para submersão em água. A expansão do solo foi medida através de leituras diárias dos três deflectómetros por, pelo menos, 4 dias (96 horas). Os valores obtidos são mostrados na Tabela 33, sendo a expansão do material igual a 0,01%.

Tabela 33 – Leituras de expansão

Tempo	Leituras			
	Molde			
	1	2	3	
Início	0,000	0,000	0,000	
24h	0,010	0,010	0,010	
48h	0,010	0,010	0,010	mm
72h	0,010	0,010	0,010	
96h	0,010	0,010	0,010	
Expansão =	0,01	0,01	0,01	%

Conclui-se que o material não é um solo expansivo, em conformidade com a especificação do Caderno de Encargos (Estradas de Portugal, 2009) para uso em camadas de leito do pavimento. Nesta camada, a recomendação é de que a expansão, pelo ensaio CBR, seja menor do que 1,5%.

4.3.2.2. Valor de CBR

Os valores obtidos no ensaio CBR são apresentados na Tabela 34, sendo as fases: C = Compactação e AS = Após Submersão.

Tabela 34 – Dados do ensaio CBR

Grandezas	Molde						
	1		2		3		
Nº de pancadas	12		25		55		
Fase	C	AS	C	AS	C	AS	
Diâmetro	152,4	152,4	152,4	152,4	152,4	152,4	mm
Altura	114,32	114,33	114,66	114,67	114,53	114,55	mm
Peso solo húmido	4088	4297	4215	4405	4346	4477	gf
Peso volúmico	19,23	20,21	19,82	20,70	20,40	20,99	kN/m ³
Teor em água	11,0	18,0	10,8	17,9	11,5	16,2	%
Peso volúmico seco	17,33	17,13	17,85	17,53	18,30	18,09	kN/m ³

O peso volúmico seco do provete compactado com 55 pancadas por camada é igual ao valor do peso volúmico seco máximo do ensaio Proctor Modificado ($\gamma_{d,máx} = 18,3 \text{ kN/m}^3$), o que era esperado, tendo em vista que é utilizada a mesma energia de compactação. O gráfico da força pela penetração do pistão é apresentado na Figura 46 e o resumo dos resultados do ensaio, na Tabela 35.

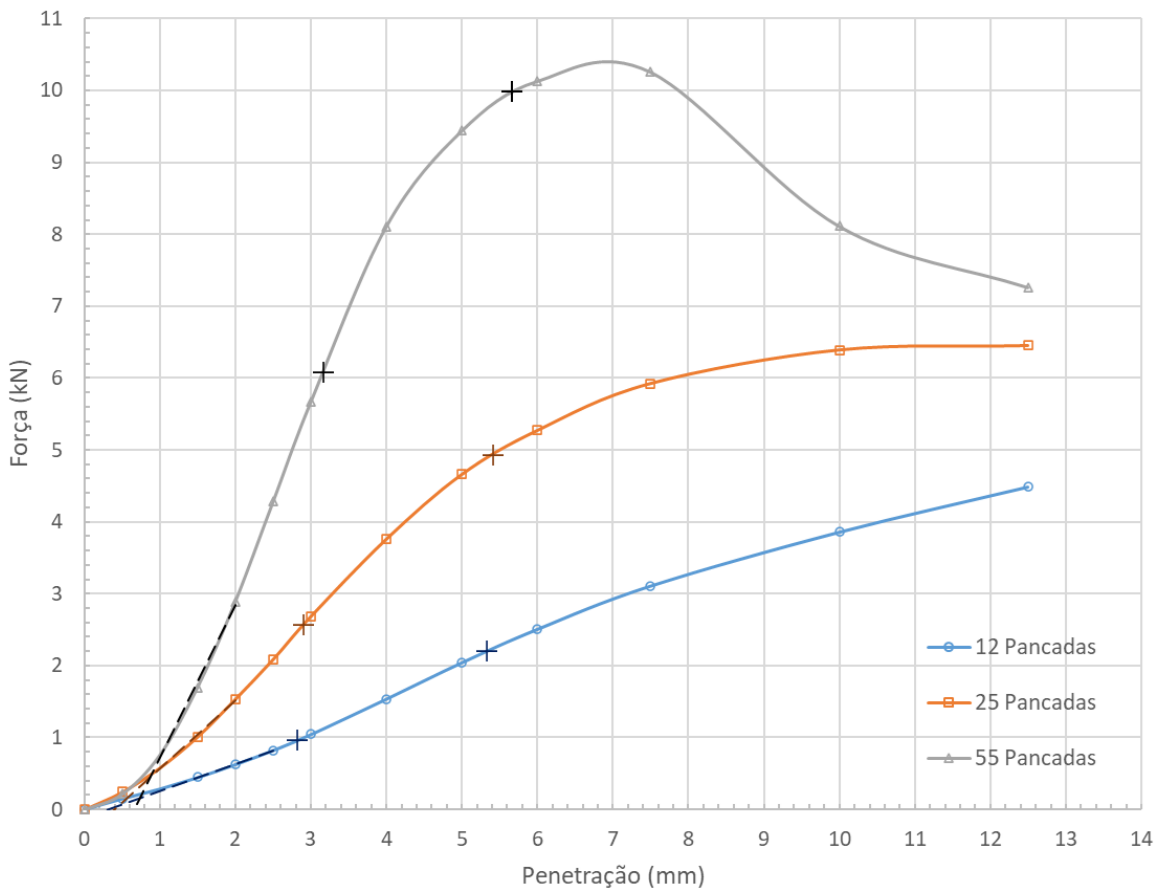


Figura 46 – Curvas de penetração do ensaio CBR

Tabela 35 – Resultados do ensaio CBR

Parâmetro		Molde			Média
		1	2	3	
CBR (%)	2,5 mm	7	19	46	24,1
	5,0 mm	11	25	50	28,6

As curvas foram ajustadas nas primeiras penetrações com as retas tracejadas em preto, para compensar a inflexão que ocorre, como especifica a LNEC E 198 (1967). Com base nos resultados obtidos, tem-se que o valor de CBR do material é o correspondente à penetração de 5,0 mm, ou seja, igual a 28,6%.

Conclui-se que o material atende à especificação do Caderno de Encargos (Estradas de Portugal, 2009) para uso em camadas de leito do pavimento, em que o CBR (no teor em água ótimo do Proctor Modificado) deve ser de, no mínimo, 10%.

4.3.3. ENSAIOS DE COMPRESSÃO SIMPLES NÃO CONFINADOS

4.3.3.1. Comparação entre os tipos de compactação

Foram montados dois provetes com teor em água ótimo do Proctor Normal ($w_{opt} = 13,2\%$): um compactado dinamicamente a 100% da energia normal e outro compactado estaticamente com índice de vazios equivalente a esta energia ($e = 0,665$). Os índices de vazios e os pesos volúmicos obtidos na preparação do ensaio são os apresentados na Tabela 36.

Tabela 36 – Valores obtidos na preparação

Grandezas	Compactação		
	Dinâmica	Estática	
Índice de Vazios (e_0)	0,671	0,688	
Peso volúmico (γ_{d0})	17,74	17,56	kN/m ³

Logo após cada compactação, foram feitas leituras das ondas P e S nos provetes, a fim de estimar os parâmetros elásticos de rigidez, ou seja, a muito pequenas deformações. Os valores lidos nos ensaios são mostrados na Tabela 37, enquanto os parâmetros estimados através das equações do item 3.6, na Tabela 38.

Tabela 37 – Valores de ondas medidos para diferentes tipos de compactação

Grandezas	Compactação			
	Dinâmica	Estática		
Distância percorrida (d): altura do provete – altura dos BE	102,76	103,16	mm	
Ondas S	Tempo (t_s)	1,001	1,025	ms
	Velocidade (V_s)	102,64	100,65	m/s
Ondas P	Tempo (t_p)	0,525	0,510	ms
	Velocidade (V_p)	195,74	202,28	m/s

Tabela 38 – Parâmetros estimados para diferentes tipos de compactação

Parâmetros	Compactação		
	Dinâmica	Estática	
Módulo de Distorção Máximo (G_0)	21,66	20,62	MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,31	0,34	
Módulo de Deformabilidade Máximo (E_0)	56,75	55,07	MPa

Quando compactado com teor em água ótimo, este material apresenta valores dos módulos máximos de distorção e de deformabilidade similares entre as compactações, diferente do que ocorre quando compactado no ramo húmido (como mostrado no item 4.2.3.3).

O ensaio de compressão simples não confinado foi realizado após a aquisição das ondas e as curvas de tensão-deformação são apresentadas na Figura 47, com o resumo dos valores obtidos na Tabela 39. Conforme exposto no item 3.7.2, o módulo E_{50} é obtido da inclinação da reta que intercepta a curva no ponto correspondente a metade do valor da tensão máxima, ou seja, é o módulo secante para uma tensão de 50% da tensão de rotura.

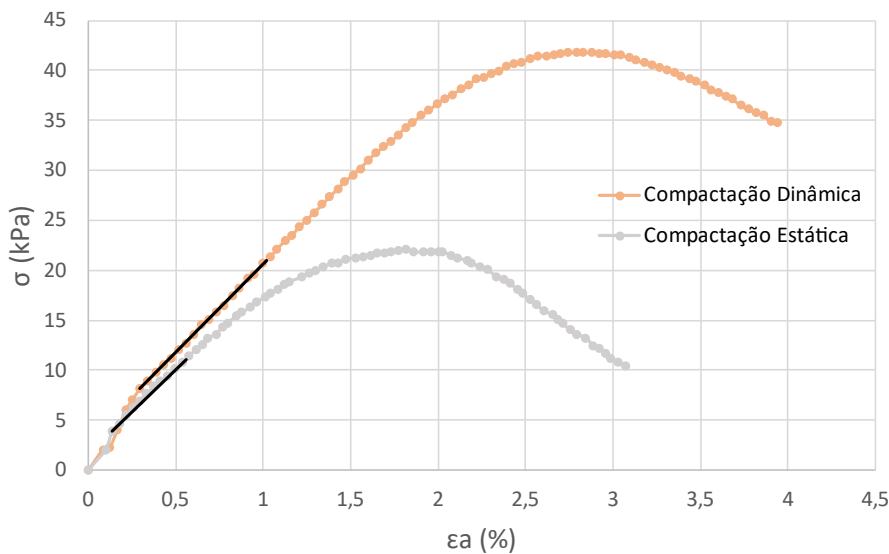


Figura 47 – Curvas tensão-deformação para diferentes tipos de compactação

Tabela 39 – Valores obtidos para diferentes tipos de compactação

Parâmetros	Compactação		
	Dinâmica	Estática	
Resistência à Compressão Simples (q_u)	41,9	22,1	kPa
Módulo de Deformabilidade a 50% (E_{50})	1,77	1,70	MPa

Quando compactado dinamicamente, o material apresentou resistência à compressão simples quase duas vezes maior que a resistência quando compactado estaticamente. Por outro lado, os módulos E_{50} foram muito similares entre as compactações, com valor em torno de 1,7 MPa.

É válido mencionar que os módulos E_{50} foram obtidos desconsiderando os pontos iniciais que não se alinhavam às curvas, o que normalmente ocorre no começo deste tipo de ensaio, no ajuste da amostra às peças da prensa que é registrado pelo deflectómetro externo.

4.3.3.2. Comparação entre as energias de compactação

Na comparação do comportamento em diferentes energias de compactação, foram comprimidos provetes compactados dinamicamente com teor em água ótimo de cada energia ($w_{opt} = 13,2\%$ e $w_{opt} = 11,6\%$) a 100% PN, 100% PM e 95% PM. Os índices de vazios e os pesos volúmicos obtidos na preparação do ensaio são os apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Valores obtidos na preparação

Grandeza	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Índice de Vazios (e_0)	0,671	0,616	0,626	
Peso volúmico (γ_{d0})	17,74	18,35	18,23	kN/m ³

O provete compactado com energia 95% PM deveria ser o mais solto, porém a preparação fez com que ele ficasse com índice de vazios abaixo ao da energia 100% PN, que deveria ser a condição intermédia. Este fator influenciou nos resultados dos ensaios, como se observa a seguir.

Em todos os provetes, foram feitas aquisições das ondas P e S e os valores lidos nos ensaios são apresentados na Tabela 41, enquanto os parâmetros estimados estão na Tabela 42.

Tabela 41 – Valores de ondas medidos para diferentes energias de compactação

Grandezas	Energia				
	100% PN	100% PM	95% PM		
Distância percorrida (d): altura do provete – altura dos BE	102,76	103,44	102,85	mm	
Ondas S	Tempo (t_s)	1,001	0,911	0,958	ms
	Velocidade (V_s)	102,64	113,54	107,32	m/s
Ondas P	Tempo (t_p)	0,525	0,438	0,462	ms
	Velocidade (V_p)	195,74	235,93	222,66	m/s

Tabela 42 – Parâmetros estimados para diferentes energias de compactação

Parâmetros	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Módulo de Distorção Máximo (G_0)	21,66	26,79	23,76	MPa
Coefficiente de Poisson (ν)	0,31	0,35	0,35	
Módulo de Deformabilidade Máximo (E_0)	56,75	72,31	64,09	MPa

As três curvas de tensão-deformação do ensaio de compressão simples são mostradas na Figura 48 e o resumo dos valores obtidos, na Tabela 43.

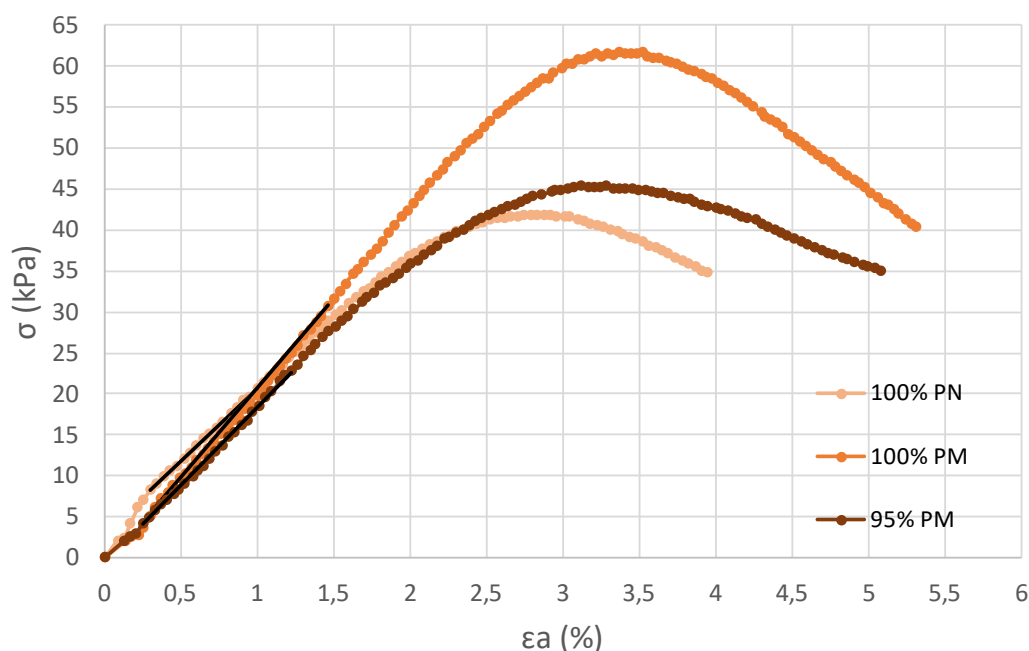


Figura 48 – Curvas tensão-deformação para diferentes energias de compactação

Tabela 43 – Valores obtidos para diferentes energias de compactação

Parâmetros	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Resistência à Compressão Simples (q_u)	41,85	61,64	45,32	kPa
Módulo de Deformabilidade a 50% (E_{50})	1,77	2,18	1,90	MPa

Os valores dos módulos de distorção e de deformabilidade máximos, estimados pelas ondas, foram similares para os provetes a 100% PM e 95% PM, sendo um pouco maiores que os valores do provete a 100% PN. Este padrão também foi observado na resistência a compressão simples e no módulo de deformabilidade E_{50} , obtidos no ensaio à compressão.

Comparando o ensaio 100% PN ($e \cong 0,67$) aos demais ($e \cong 0,61$), observa-se que a condição mais solta apresenta menos cerca de 5 MPa no módulo G_0 , chega a menos de 15 MPa no módulo E_0 , aproximadamente menos 0,5 MPa no E_{50} e menos 20 kPa na resistência q_u .

4.3.4. ENSAIOS TRIAXIAIS

4.3.4.1. Considerações iniciais

Nestes ensaios, também foram preparados provetes compactados estaticamente com índices de vazios a representar a compactação de 100% PN, 100% PM e 95% PM, com seus respectivos teores em água ótimos ($w_{opt} = 13,2\%$ e $w_{opt} = 11,6\%$). Os valores obtidos na fase de preparação são mostrados na Tabela 44 e são ligeiramente diferentes dos que foram inicialmente definidos, devido a possíveis perdas de solo e à técnica de preparação e montagem dos provetes. Todavia, os índices de vazios estão de acordo com o que era esperado, com provetes na ordem crescente de densidade: 95% PM, 100% PN e 100% PM.

Tabela 44 – Valores obtidos na preparação dos provetes para ensaio triaxial

Grandezas	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Teor em água (w_0)	13,80	11,74	11,72	%
Altura (h_0)	122,53	123,21	122,77	mm
Diâmetro (d_0)	60,04	59,22	59,80	mm
Volume (V_0)	346,94	339,31	344,77	cm ³
Massa (m_0)	707,24	708,75	675,58	g
Peso volúmico (γ_0)	20,00	20,49	19,22	kN/m ³
Peso volúmico seco (γ_{d0})	17,57	18,34	17,21	kN/m ³
Índice de vazios (e_0)	0,642	0,617	0,723	

4.3.4.2. Avaliação da saturação

Para análise da saturação dos provetes, foram medidos os valores do Parâmetro B de Skempton e das velocidades das ondas P, os quais são mostrados na Tabela 45. Considerou-se que as amostras estavam saturadas, com base no Parâmetro B, e se verificou que este material não apresenta velocidade das ondas P próxima aos 1500 m/s (velocidade do som na água). No entanto, o valor de V_p neste solo saturado, em torno de 1250 m/s, está de acordo com a teoria de Biot para um solo com coeficiente de Poisson igual a 0,33, para uma velocidade de ondas S (V_s) em torno de 110 m/s (Biot, 1956; Ferreira et al. 2021).

Tabela 45 – Valores medidos na análise da saturação

Grandezas	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Parâmetro B	0,98	0,98	0,99	
Velocidade das ondas P (V_p)	1260,48	1241,78	1263,21	m/s

4.3.4.3. Ensaio de permeabilidade

Foram feitos ensaios de permeabilidade com as amostras na câmara triaxial e as medições do coeficiente de permeabilidade (k) foram realizadas em dois momentos: após a saturação, com tensão efetiva de 10 kPa, e após a consolidação, com tensão efetiva de 50 kPa. Os ensaios foram feitos com fluxo ascendente e buscaram manter, aproximadamente, 6 kPa de diferencial de pressão entre a base e o topo. Os valores calculados para os parâmetros do ensaio, para cada energia, são apresentados na Tabela 46 e, graficamente, na Figura 49.

Tabela 46 – Resultados dos ensaios de permeabilidade

Parâmetros		Energia			
		100% PN	100% PM	95% PM	
Índice de vazios (e)	$p' = 10$ kPa	0,674	0,627	0,748	
	$p' = 50$ kPa	0,669	0,621	0,743	
Coef. de Permeabilidade (k)	$p' = 10$ kPa	$7,50 \cdot 10^{-6}$	$1,10 \cdot 10^{-5}$	$9,09 \cdot 10^{-6}$	m/s
	$p' = 50$ kPa	$4,35 \cdot 10^{-6}$	$1,00 \cdot 10^{-5}$	$7,11 \cdot 10^{-6}$	

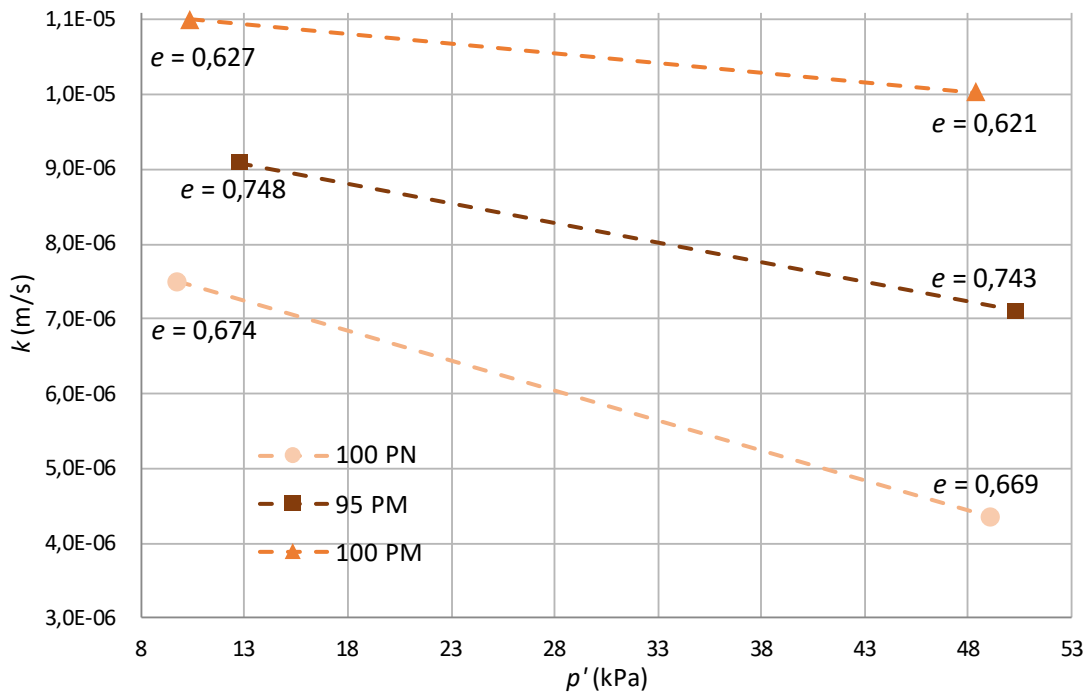


Figura 49 – Resultados do ensaio de permeabilidade para diferentes energias de compactação

Em termos de índice de vazios, os valores obtidos condizem com o que era esperado, diminuindo com o aumento da tensão e mantendo a ordem crescente de densidade: 95% PM, 100% PN e 100% PM.

Quanto à permeabilidade, estimava-se que esta propriedade diminuísse com o aumento da tensão efetiva e e o que ocorreu para todos os provetes. O provete a 100% PM apresentou valores de k maiores que os demais, o que não era esperado, sendo o provete mais denso. Todavia, os valores são muito próximos entre si, sendo esta distinção possível apenas porque a escala do gráfico é muito pequena.

Assim, a média dos valores de coeficiente de permeabilidade obtidos é igual a $8 \cdot 10^{-6}$ m/s, estando dentro da gama estimada para rejeitos de mineração, apresentada no item 3.8.4.2, que vai desde 10^{-4} m/s para areia limpas até 10^{-9} m/s para lamas bem consolidadas (Santana, 2022).

4.3.4.4. Medição das velocidades das ondas sísmicas

Foram feitas aquisições das ondas P e S antes da compressão das amostras, a fim de avaliar as condições dos provetes após a consolidação (tensão efetiva de 50 kPa). Os valores medidos na leitura das ondas são mostrados na Tabela 47 e os parâmetros calculados, na Tabela 48. Para o cálculo de E_0 , foi considerado o coeficiente de Poisson igual a 0,33, conforme valor médio dos ensaios anteriores.

Tabela 47 – Valores obtidos das ondas nas amostras na câmara triaxial

Grandezas	Energia				
	100% PN	100% PM	95% PM		
Distância percorrida (d): altura do provete – altura dos <i>BE</i>	111,08	111,76	111,32	mm	
Ondas S	Tempo (t_s)	0,656	0,649	0,660	ms
	Velocidade (V_s)	169,26	172,21	168,56	m/s
Ondas P	Tempo (t_p)	0,091	0,090	0,090	ms
	Velocidade (V_p)	1223,10	1243,42	1239,76	m/s

Tabela 48 – Parâmetros estimados para amostras na câmara triaxial

Parâmetros	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Módulo de Distorção Máximo (G_0)	60,17	62,28	59,67	MPa
Coeficiente de Poisson (ν)*	0,49	0,49	0,49	
Módulo de Deformabilidade Máximo (E_0)	160,04	165,67	158,71	MPa

* este valor corresponde ao solo saturado, pelo que o cálculo de E_0 foi feito com o valor previamente determinado de 0,33.

Os módulos de distorção e de deformabilidade máximos têm valores crescentes conforme a diminuição do índice de vazios dos provetes: 95% PM, 100% PN e 100% PM. São valores condizentes com o que se esperava.

Vale observar que estes módulos, obtidos na leitura das ondas dos provetes consolidados a 50 kPa na câmara triaxial, foram cerca de 3 vezes maiores do que os mesmos parâmetros calculados no ensaio de compressão simples não confinado. Esta diferença era esperada, uma vez que, no ensaio de compressão simples, a sucção matricial faz a função da pressão de confinamento, sendo muito inferior à tensão de confinamento aplicada com a câmara.

4.3.4.5. Ensaio de compressão triaxial drenado

Os ensaios triaxiais foram feitos com consolidação isotrópica ($K_0 = 1$) até a tensão efetiva de 50 kPa. Este valor foi adotado tendo em vista que os aterros de obras ferro e rodoviárias costumam ter alturas reduzidas, que levam a tensões mais baixas do que as de pilhas ou barragens de rejeitos.

As fases de percolação, saturação e consolidação foram realizadas em condições drenadas, por isso os provetes sofreram variações no índice de vazios. Os valores obtidos em cada fase do ensaio foram apresentados na Tabela 46, após saturação ($p' = 10$ kPa) e após consolidação ($p' = 50$ kPa).

O corte drenado foi realizado a uma velocidade de 0,025 mm/min, com aquisição automática das pressões, da força vertical, do deslocamento vertical e das variações volumétricas. Os gráficos que relacionam a tensão de desvio com a extensão axial ($q-\varepsilon_a$), a tensão de desvio com tensão efetiva ($q-p$) e a variação volumétrica com a extensão axial ($\varepsilon_v-\varepsilon_a$) de cada ensaio são mostrados nas Figura 50, Figura 51 e Figura 52.

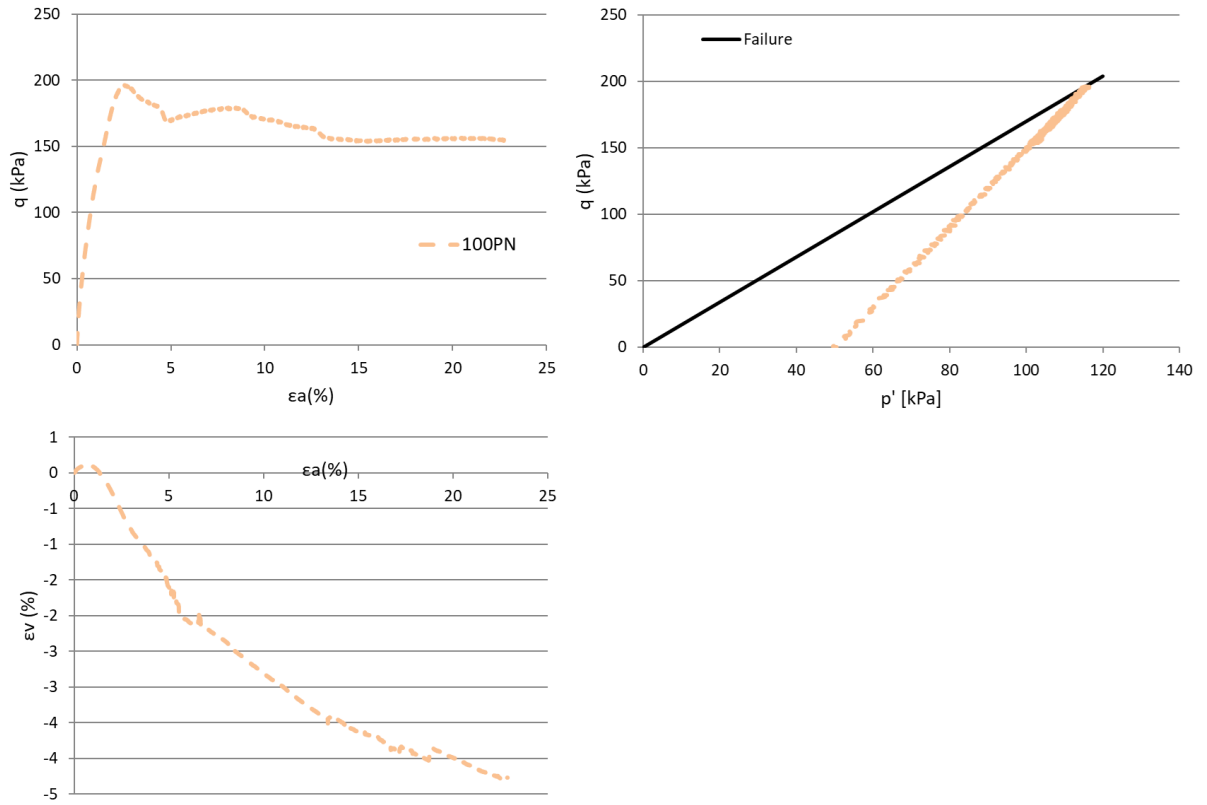


Figura 50 – Resultados do ensaio de corte drenado para 100% PN

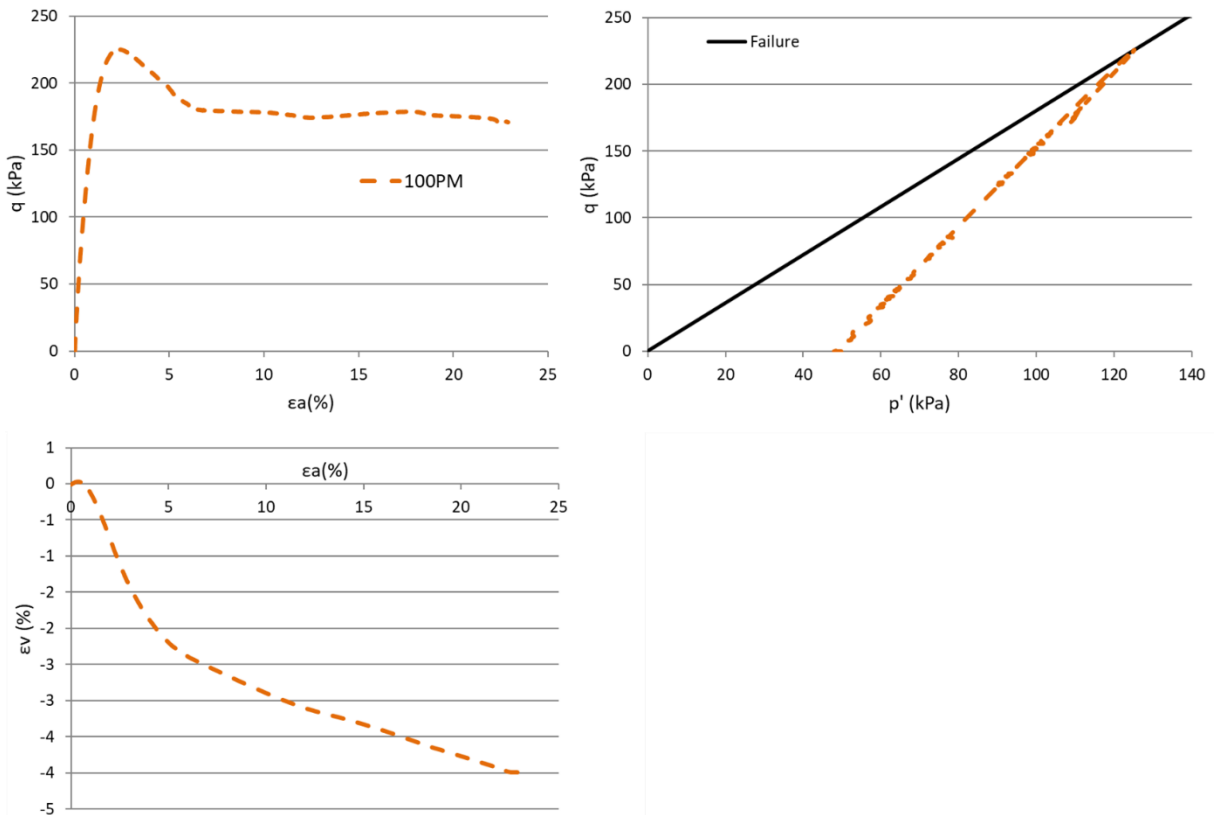


Figura 51 – Resultados do ensaio de corte drenado para 100% PM

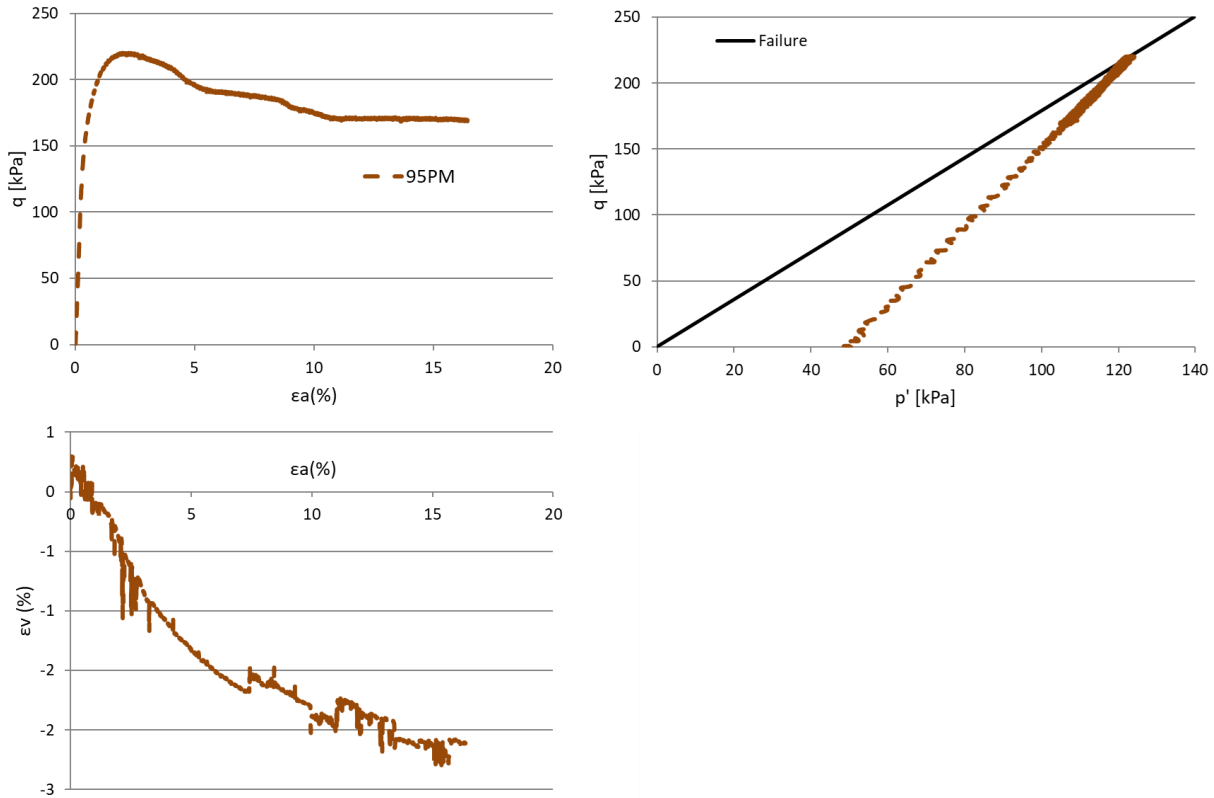


Figura 52 – Resultados do ensaio de corte drenado para 95% PM

Como mencionado no capítulo de compactação (2.3), solos densos apresentam pico na curva de resistência e têm pequena expansão volumétrica inicial seguida de uma redução mais expressiva, função do imbricamento inicial das partículas. Foi possível observar este comportamento nos ensaios realizados.

Na Tabela 49, estão expostos alguns parâmetros que foram estimados pela tensão de desvio de pico (q_p) e pela tensão de desvio residual (q_{cv}) do ensaio de corte. A razão de atrito de pico (M_{tp}) e a razão de atrito residual (M_{tc}) são calculadas pela Equação 27, enquanto o respectivos ângulos de atrito (ϕ'_p e ϕ'_{cv}), pela Equação 28, considerando que o solo não apresenta coesão.

$$M_t = \frac{q}{p'} \quad \text{Equação 27}$$

$$\sin \phi = \frac{3 \cdot M_t}{6 + M_t} \quad \text{Equação 28}$$

Tabela 49 – Parâmetros calculados no pico

Parâmetros	Energia			
	100% PN	100% PM	95% PM	
Resistência de pico (q_p)	196,26	225,48	220,22	kPa
Razão de atrito de pico (M_{tp})	1,70	1,80	1,79	
Ângulo de atrito de pico (ϕ'_p)	41,5	43,9	43,6	°
Resistência residual (q_{cv})	154,37	171,07	168,57	kPa
Razão de atrito residual (M_{tc})	1,50	1,57	1,57	
Ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv})	36,9	38,6	38,6	°

Os valores da resistência de pico (q_p) nestes ensaios são cerca de 3,5 a 5 vezes maiores do que a resistência à compressão simples (q_u) dos ensaios não confinados. Já as resistências residuais (q_{cv}), do estado crítico, são cerca de 3 vezes maiores que q_u .

No ensaio não confinado, não é possível atingir o estado crítico, o qual só ocorre quando a tensão de desvio estabiliza e o provete admite variação de forma a volume constante. Logo após a rotura, o provete sofre destruição de toda a sua estrutura em função da perda da sucção causada pelo afastamento dos grãos na zona da cunha de rotura (Guedes, 2016). Assim, tal ensaio não permite obter parâmetros pós-rotura, como resistência residual, ângulo de atrito a volume constante e ângulo de dilatância.

Os valores das resistências foram muito próximos entre os ensaios a 100% PM e 95% PM, o que não era esperado, considerando que estas eram as condições mais densa e mais solta, respetivamente. O provete a 100% PN apresentou as menores resistências.

Ensaio preliminares a esta tese, realizados no LabGEO e com diversas condições de estado, permitiram a definição da Linha de Estado Crítico (LEC) deste mesmo material. Os parâmetros obtidos destes ensaios são mostrados na Tabela 50.

Tabela 50 – Parâmetros da LEC obtidos em ensaios preliminares

Parâmetros	Valores
Razão de atrito residual (M_{tc})	1,35
Ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv})	33,4 °

Observa-se que a razão de atrito residual e o ângulo de atrito a volume constante obtidos nesta tese são maiores se esperava para este material. Isto pode ser explicado pelo fato de que provetes em condição densa são mais difíceis para definição rigorosa da LEC. Durante o corte de um provete denso, ocorre o fenômeno de localização, que leva a uma plastificação localizada. Assim, é importante ressaltar que os valores destes parâmetros obtidos nos ensaios desta tese devem ser usados com cautela, representando apenas as condições de estado adotadas.

As curvas da tensão de desvio e extensão axial ($q-\varepsilon_a$) das três energias foram reunidas na Figura 53. As retas tracejadas nas curvas são as que foram utilizadas para definir o módulo E_{50} de cada provete, cujos valores obtidos são expostos na Tabela 51.

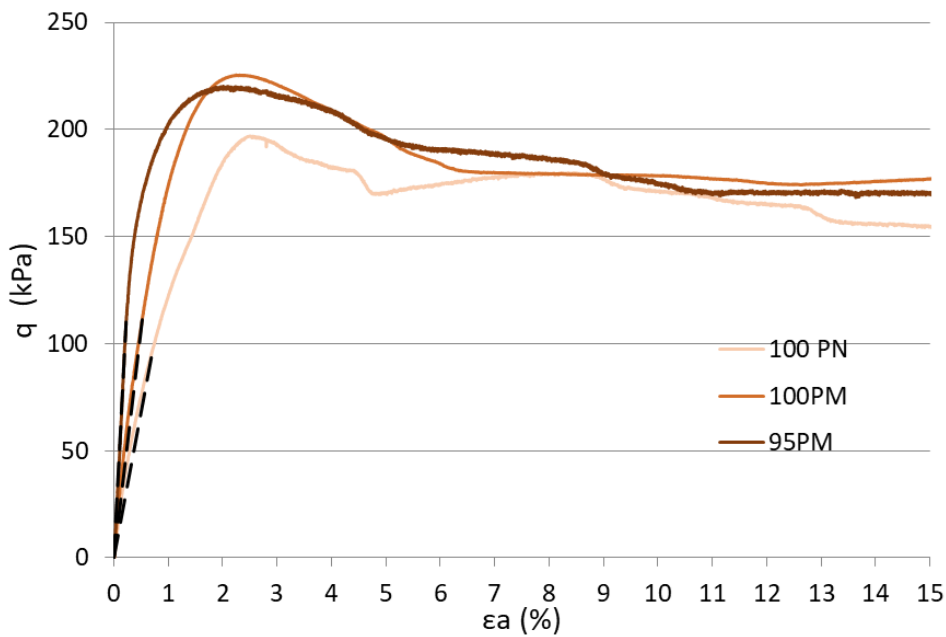


Figura 53 – Curvas q-εa das três energias

Tabela 51 – Valores do módulo E₅₀ obtidos nos diferentes ensaios

Parâmetros	Energia			MPa
	100% PN	100% PM	95% PM	
Módulo de Deformabilidade a 50% (E ₅₀)	13,58	21,33	48,89	

O ensaio não confinado apresentou valores muito menores do módulo E₅₀, o que é plausível, uma vez que a sucção matricial faz a função da pressão de confinamento, sendo muito menor que o confinamento aplicado na câmara triaxial.

O provete compactado a energia 95% PM teve maior módulo E₅₀, seguido do provete a 100% PM e depois do provete a 100% PN. Este resultado não era esperado, ao se considerar que o provete a 95% PM apresentava o maior índice de vazios no início do corte (p' = 50 kPa), conforme Tabela 46. Não se esperava que a amostra mais solta apresentasse maior rigidez.

Desta forma, pode afirmar-se que o módulo E₅₀ não aparenta ser o parâmetro mais representativo da rigidez do solo, não devendo ser adotado para análise do comportamento do material. Reconhece-se, no entanto, que seria apropriado refazer estes ensaios para verificar este comportamento atípico do material.

5

CONCLUSÕES E DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

5.1. CONCLUSÕES

A necessidade de novas alternativas para disposição de rejeitos de mineração, além das práticas convencionais (em especial a construção de barragens), é um assunto cada vez mais relevante na sociedade atual.

Neste estudo, é proposta a utilização do rejeito como material de aterro de obras ferroviárias e rodoviárias, cujas vantagens são:

- Diminuição da área necessária de disposição de resíduos;
- Redução dos impactos socioambientais associados às barragens de rejeitos;
- Redução do custo de construção destas barragens;
- Reutilização de resíduos em outra área da construção civil, minimizando gastos com empréstimos de solo, fomentando a economia circular.

No sentido de verificar a viabilidade desta destinação aos rejeitos, este trabalho buscou caracterizar experimentalmente os parâmetros-chaves para sua deposição em aterros.

5.1.1. IDENTIFICAÇÃO DO REJEITO

O primeiro processo foi a identificação física do rejeito em estudo, que é proveniente de uma mina de ferro do Brasil. Como mencionado, os rejeitos de mineração têm características diferentes dos solos naturais, com características a depender do tipo de minério e do processo de beneficiamento.

Com base na classificação unificada da ASTM D2487-00, o material foi identificado como uma areia siltosa (SM), sendo uma mistura mal graduada de areia e silte. O valor da densidade das partículas sólidas (G_s) obtido foi igual a 3,022 e, a partir da curva granulométrica, concluiu-se que o rejeito tem granulometria uniforme, ou seja, é mal graduado.

O material não atende a recomendação do Caderno de Encargos do EP para uso em leito do pavimento, em que o material que passa no peneiro nº 200 ASTM deve ser inferior a 20%.

5.1.2. ESTUDO DO PROCESSO DE COMPACTAÇÃO DO REJEITO

O parâmetro seguinte a ser avaliado foi o comportamento do material quanto à compactação. Durante o ensaio Proctor Normal, observou-se a migração de água nos provetes para o topo das amostras. Este

fenômeno se mostrou mais intenso quanto maior o teor em água utilizado na preparação do solo. Foi feito, então, o estudo da variabilidade do teor em água entre as camadas dos provetes e observou-se que:

- Há grande variação do teor em água entre o topo e a base dos provetes quando o material é compactado no ramo húmido.
- Para o teor em água de preparação igual a 19%, a camada do topo do provete apresentou teor em água cerca de 7% maior que a camada da base.
- A curva de compactação traçada pelas médias dos valores das camadas tem a reta do ramo húmido não alinhada às curvas de saturação, o que é diferente do comportamento dos solos naturais.
- A curva de compactação traçada com os valores das camadas do topo apresenta a reta do ramo húmido menos inclinada e mais alargada, ainda menos alinhada às curvas de saturação.
- A curva com os valores das camadas de base tem a curva do ramo húmido mais inclinada, sendo mais paralela às curvas de saturação.

No segundo momento, decidiu-se avaliar se havia variabilidade do peso volúmico entre as camadas dos provetes, além da variação da humidade. Assim, foram feitas extrações das camadas de provetes compactados dinamicamente no ramo húmido, mais crítico ($w = 15, 17$ e 19%). Destes ensaios, concluiu-se que as camadas do meio foram as que apresentaram maiores pesos volúmicos húmido e seco, seguidas das camadas da base e do topo.

Um provete compactado dinamicamente no ponto crítico ($w = 19\%$) foi deixado em repouso por 24 horas para avaliar se a variabilidade do teor em água seria mitigada com o passar do tempo. Todavia, verificou-se que não houve homogeneização da humidade das camadas neste período.

Em outro provete compactado dinamicamente no ponto crítico ($w = 19\%$), foi feita a leitura das ondas sísmicas, sendo estimados os parâmetros: coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,33, Módulo Distorcional Máximo (G_0) igual 13,87 MPa e Módulo de Deformabilidade Máximo (E_0) igual a 36,76 MPa.

Este provete foi cortado por camadas (1/3 da altura), nas quais tentou-se fazer a leitura das ondas em cada uma, porém os resultados não foram satisfatórios, provavelmente devido a interferências na leitura para distâncias tão pequenas entre os *bender elements*.

O ensaio de compactação dinâmica foi feito também na energia pesada (Proctor Modificado) e verificou-se que também há variabilidade do teor em água entre as camadas dos provetes. O ramo húmido da curva de compactação das médias deste ensaio também não é paralelo às curvas de saturação, tendo inclinação próxima ao ramo húmido do Proctor Normal. A curva do PM encontra-se a esquerda e acima da curva do PN, como era o esperado.

Na sequência, desejou-se estudar a influência do tipo de compactação (dinâmica e estática) nesta variabilidade do teor em água por camadas. Para isto, foi tomado o cenário mais crítico ($w = 19\%$), com provetes compactados estaticamente na prensa, no próprio molde Proctor, com índice de vazios a representar a energia de compactação a 100% do Proctor Normal.

Observou-se menor diferença entre os teores em água das camadas na compactação estática comparada à compactação dinâmica. A diferença entre w do topo e da base foi cerca de 3%, metade do valor obtido na compactação dinâmica (7%). E os pesos volúmicos secos foram maiores na compactação estática.

No ensaio com provete em repouso por 24 horas, também não se verificou homogeneização da humidade das camadas ao longo do tempo.

A leitura de ondas em outro provete compactado estaticamente no ponto crítico ($w = 19\%$) produziu as seguintes estimativas: Coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,33, Módulo Distorcional Máximo (G_0) igual 7,35 MPa e Módulo de Deformabilidade Máximo (E_0) igual a 19,58 MPa.

Concluiu-se que, quando este material é compactado estaticamente no ramo húmido, apresenta menor variabilidade do teor em água entre as camadas. Todavia, a rigidez do provete inteiro é muito inferior à de quando é compactado dinamicamente. De facto, foi possível constatar, ao retirar o provete do molde neste ensaio, que o material tinha consistência muito mole, a ponto de não ser possível realizar o corte do provete para leitura das ondas por camada.

Deste capítulo, conclui-se que o rejeito em estudo apresenta comportamento muito diferente de um solo natural quando compactado no ramo húmido. Assim, é imprescindível o rigoroso controle do seu teor em água em campo durante a compactação, devendo estar próximo ao teor em água óptimo. Um aterro deste material, compactado no ramo húmido, pode apresentar comportamentos inesperados, devido a heterogeneidade da humidade ao longo das camadas.

5.1.3. CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DO REJEITO

O passo seguinte desta tese foi a caracterização mecânica do rejeito, tendo em vista os parâmetros mais relevantes para a sua utilização em aterros. As diretrizes que seguiram estes ensaios foram as mencionadas no Caderno de Encargos do EP, para solos incoerentes em terraplenagens, em que a compactação relativa dos aterros, referida ao Proctor Modificado, deve ser de 95% no corpo do aterro e de 100% na parte superior do aterro (PSA).

Assim, foram preparados provetes com índices de vazios a representar a energia de referência de 100% do Proctor Normal e as energias de 100% e 95% do Proctor Modificado, sendo os valores iguais a 0,665, 0,622 e 0,707, respetivamente. Os provetes mais densos devem ser os de 100% PM, seguidos dos de 100% PN e, por último, os de 95% PM.

Nos ensaios de adensamento, os índices de vazios de preparação atenderam à ordem de compactação mencionada acima. Foram obtidas curvas de compressibilidade com comportamento similares entre si, convergindo para um mesmo ponto. Os valores dos índices de recompressibilidade (C_r) foram muito próximos e os valores dos índices de expansibilidade (C_s) foram iguais entre as diferentes energias. Quanto maior o índice de vazios, maior foi o índice de compressibilidade (C_c), ou seja, maior o declive do ramo virgem.

A tensão de pré-adensamento foi de 780 kPa para todos os provetes. Considerando aterros de infraestruturas ferroviárias e rodoviárias, estima-se que o material estará na condição pré-adensada, em que já foi submetido a valores de tensão superiores aos que será exposto em obra. Neste cenário, espera-se que as deformações sejam pequenas e reversíveis, com comportamento próximo ao elástico.

Do ensaio CBR, concluiu-se que o material não é expansivo, com 0,01% de expansão. O valor de CBR obtido foi de 28,6%. Ambos parâmetros atendem à especificação do Caderno de Encargos do EP para uso em camadas de leito do pavimento.

Os ensaios de compressão simples não confinados foram divididos em ensaios que compararam os tipos de compactação (dinâmica e estática, ambas a 100% PN) e ensaios que compararam as energias na compactação dinâmica (100% PN, 100% PM e 95% PM), todos com teor em água óptimo das respetivas energias e com leituras de ondas antes do rompimento dos provetes.

Desta primeira comparação, entre os tipos de compactação, têm-se que:

- As ondas indicaram módulos de distorção e rigidez máximos muito semelhantes entres os provetes compactados dinamicamente e estaticamente: G_0 igual a cerca de 21 MPa e E_0 , cerca de 55 MPa. Resultado diferente do que foi obtido quando o material estava com teor em água de 19% (ramo húmido).
- Das curvas tensão-deformação, foram estimados os módulos de deformabilidade secante para uma tensão de 50% da tensão rotura (E_{50}), sendo cerca de 1,7 MPa para ambas as compactações.
- A resistência à compressão simples do provete compactado dinamicamente foi quase o dobro da resistência do provete compactado estaticamente, 42 MPa e 22 MPa, respetivamente.

É válido mencionar que os valores dos módulos E_{50} são muito menores do que os módulos E_0 estimados pelas ondas. Isto porque os parâmetros obtidos de ensaios com *bender elements* são referentes a deformações da ordem de grandeza de 10^{-5} , dentro do regime elástico, enquanto a instrumentação do ensaio de compressão simples regista deformações da ordem de 10^{-2} .

Da segunda comparação dos ensaios de compressão simples, é importante destacar que o provete compactado com energia 95% PM (que deveria ser o mais solto) ficou com índice vazios levemente abaixo ao da energia 100% PM (que deveria ser o mais denso). Então, em ordem crescente de índice de vazios, ficaram os provetes: 95% PM, 100% PM e 100% PN. Este fator influenciou nos resultados dos ensaios, como se observa a seguir:

- Das ondas, os valores dos módulos G_0 e E_0 foram similares para os provetes a 100% PM e 95% PM, sendo um pouco maiores que os valores do provete a 100% PN.
- O mesmo padrão foi observado na resistência a compressão simples e no módulo de deformabilidade E_{50} , obtidos na compressão dos provetes.

Comparando o ensaio 100% PN ($e \cong 0,67$) aos demais ($e \cong 0,61$), observa-se que a condição mais solta apresenta menos cerca de 5 MPa no módulo G_0 , chega a menos de 15 MPa no módulo E_0 , aproximadamente menos 0,5 MPa no E_{50} e menos 20 kPa na resistência q_u .

Na sequência foram preparados provetes para câmaras triaxiais, nas mesmas condições que os ensaios anteriores. Os dados da preparação mostraram que os índices de vazios iniciais estavam de acordo com o que era esperado, em ordem crescente de densidade: 95% PM, 100% PN e 100% PM.

Para avaliação da saturação dos provetes, foi feita a leitura do parâmetro B de Skempton e a aquisição das ondas P. Os parâmetros B indicaram saturação das amostras, porém as ondas atingiram velocidades de cerca de 1250 m/s. O valor de V_p neste solo saturado não atinge o habitual valor de 1500 m/s (velocidade do som na água), no entanto, tal está de acordo com a teoria de Biot, atendendo às propriedades deste material.

Com os provetes nas câmaras triaxiais, foram feitos ensaios de permeabilidade do material, tendo em vista que o equipamento permite leituras fiáveis deste parâmetro, com condições controladas. O ensaio foi feito em dois momentos: após a saturação, com tensão efetiva de 10 kPa, e após a consolidação, com tensão efetiva de 50 kPa. O fluxo foi ascendente, mantendo-se, aproximadamente, 6 kPa de diferencial de pressão entre a base e o topo.

Na consolidação, os índices de vazios dos provetes diminuíram com o aumento da tensão, conforme o esperado, e mantiveram a ordem crescente de densidade: 95% PM, 100% PN e 100% PM.

Quanto à permeabilidade, estimava-se que esta propriedade diminuísse com o aumento da tensão efetiva e é o que ocorreu para os provetes compactados nas energias 100% PN e 95% PM. Todavia, o provete a 100% PM teve aumento do coeficiente com o aumento da tensão efetiva. Este provete também apresentou valores de k maiores que os demais, o que é contraintuitivo, pois era o provete mais denso.

A repetição do ensaio de permeabilidade do provete compactado a 100% PM poderá esclarecer se tal se confirma, o que não foi possível fazer em tempo útil.

Outra leitura de ondas foi feita antes da compressão das amostras, a fim de avaliar as condições dos provetes após a consolidação ($p' = 50$ kPa). Os coeficientes de Poisson calculados resultaram em 0,49, confirmando o estado saturado do solo, porém este valor não foi utilizado para cálculo do módulo E_0 . Foi adotado um coeficiente igual a 0,33, conforme valor médio dos ensaios anteriores.

Os módulos de distorção e de deformabilidade máximos têm valores crescentes conforme a diminuição do índice de vazios dos provetes: 95% PM, 100% PN e 100% PM, condizentes com o que se esperava. Estes módulos foram cerca de 3 vezes maiores do que os mesmos parâmetros calculados no ensaio de compressão simples não confinado.

Os ensaios triaxiais foram feitos com consolidação isotrópica ($K_0 = 1$) até a tensão efetiva de 50 kPa. Este valor foi adotado tendo em vista que os aterros de obras ferro e rodoviárias costumam ter alturas reduzidas, que levam a tensões mais baixas do que as de pilhas ou barragens de rejeitos. O corte drenado foi realizado a uma velocidade de 0,025 mm/min.

As curvas de tensão-deformação apresentaram pico na resistência, e as curvas da variação volumétrica mostram uma pequena expansão seguida de uma redução mais significativa. Este comportamento é típico de um material granular denso. Dos resultados destes ensaios, têm-se:

- Os valores da resistência de pico (q_p) são cerca de 3,5 a 5 vezes maiores do que a resistência à compressão simples (q_u) dos ensaios não confinados.
- Os valores das resistências foram próximos entre os ensaios a 100% PM e 95% PM, o que não era esperado, considerando que estas eram as condições mais densa e mais solta, respetivamente.
- O provete a 100% PN apresentou as menores resistências.
- A razão de atrito residual (M_{rc}) e o ângulo de atrito a volume constante (ϕ'_{cv}) obtidos nesta tese são maiores se esperava para este material em sua LEC, devido ao fenómeno de localização em provetes densos. Os valores destes parâmetros apresentados nesta tese devem ser usados com cautela, representando apenas as condições de estado adotadas.
- Os módulos E_{50} foram muito maiores neste ensaio do que os mesmos módulos obtidos no ensaio de compressão simples não confinado.
- O provete compactado a energia 95% PM (mais solto) apresentou maior módulo E_{50} , seguido do provete a 100% PM e depois do provete a 100% PN.

Era expectável que as resistências e módulos dos ensaios triaxiais fossem maiores que as resistências dos ensaios de compressão simples não confinados. Nestes últimos, a sucção matricial faz a função da pressão de confinamento, sendo muito menor que o confinamento aplicado na câmara triaxial.

No ensaio não confinado, não é possível atingir o estado crítico, o qual só ocorre quando a tensão de desvio estabiliza e o provete admite variação de forma a volume constante. Logo após a rotura, ocorre destruição de toda a estrutura do solo a partir da perda da sucção devido ao afastamento dos grãos na zona da cunha de rotura. Assim, tal ensaio não permite obter parâmetros pós-rotura, como resistência residual, ângulo de atrito a volume constante e ângulo de dilatância.

Quanto aos maiores valores de resistências e módulos para o provete a 95% PM, isto não era esperado considerando que era o provete com o maior índice de vazios no início do corte. Não se esperava que a amostra mais solta apresentasse maior rigidez. Desta forma, o ideal seria a repetição do ensaio com este provete, para confirmação dos dados obtidos.

5.1.4. UTILIZAÇÃO DO REJEITO COMO MATERIAL DE ATERRO

A partir do que foi exposto neste trabalho, é possível afirmar que este rejeito de mineração de ferro possui propriedades físicas, hidráulicas e mecânicas em conformidade com alguns dos requisitos para aterros viários das especificações consideradas, que são as mais usualmente adotadas em Portugal.

Por outro lado, o material apresentou algumas características em desconformidade com as recomendações, por exemplo, percentagem de material passando no peneiro nº 200 ASTM superior a 20%, que é o limite máximo recomendado pelo Caderno de Encargos do EP para camadas de leito do pavimento. Ao mesmo tempo que apresentou valores de CBR e expansão bastante satisfatórios para o mesmo uso, de acordo com a mesma especificação.

A mistura deste tipo de rejeito a solos naturais com partículas de dimensões maiores parece ser o caminho para sua utilização em aterros, preferencialmente na região do corpo do aterro, que possui requisitos menos rigorosos. Uma mistura com granulometria menos uniforme seria mais adequada para garantir a compactação mais eficiente.

Ressalva-se o facto de ser necessário proceder a um cuidado especial na definição dos parâmetros de compactação, como se procura demonstrar ao longo deste trabalho. Seria um material a se ter cuidadoso controle da compactação, mantendo o teor em água próximo ao óptimo e evitando molhagens por chuva ou infiltrações, tendo em vista o que foi abordado nos capítulos sobre sua compactação no ramo húmido.

É importante mencionar que rejeitos são materiais com características muito variáveis, dependentes da mineralogia da rocha de origem e dos processos de extração, processamento e de beneficiamento utilizados. Assim, para análise da viabilidade do uso de outros rejeitos, recomenda-se o estudo específico do material.

5.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Os ensaios realizados neste estudo pretendem contribuir para o estudo do comportamento e da viabilidade de utilização dos rejeitos como material de aterro. No entanto, há diversos aspetos que poderiam ser mais aprofundados e analisados. Algumas sugestões seriam:

- Realização de mais ensaios, a fim de se obter uma amostragem e representatividade maior.
- Repetição do ensaio de compressão triaxial drenado.
- Estudo em termos técnicos e económicos da utilização do rejeito em aterros.
- Execução de ensaios com rejeitos provenientes de outras minas.
- Realização de estudos de rejeitos misturados a solos naturais.

As considerações feitas neste estudo ficam atreladas ao rejeito estudado. É importante a análise específica de cada rejeito, tendo em vista que estes apresentam características mineralógicas, geotécnicas, físicas e químicas muito variáveis, função do tipo de minério e dos processos utilizados durante a extração.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Aguiar, F. L. (2013). *Redução do impacto ambiental através da recuperação dos ultrafinos de minério de ferro: uma revisão*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais.
- Araujo, C. B. (2006). *Contribuição ao estudo do comportamento de barragens de rejeito de mineração de ferro*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- ASTM – American Society for Testing and Material (2017). *D2487. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System)*.
- ASTM – American Society for Testing and Material (2000). *D2166. Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil*.
- Banco, A. P. (2020). *Caracterização física, química, mineralógica e mecânica de um rejeito de mineração*. Dissertação de Mestrado, Universidade de Coimbra.
- Barros, R. T. V. (2012). *Elementos de Gestão de Resíduos Sólidos*. 1ª edição, 423 páginas, Belo Horizonte.
- Bedin, J. (2010). *Estudo do comportamento geomecânico de resíduos de mineração*. Dissertação de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Biot, M. A. (1956). *Theory of elastic waves in a fluid-saturated porous solid. I. Low frequency range*. Journal of the Acoustical Society of America 28: 168–178. <https://doi.org/10.1121/1.1908239>
- Ferreira, C., Díaz-Durán, F., Viana da Fonseca, A. & Cascante, G. (2021). *New approach to concurrent VS and VP measurements using bender elements*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 44(6): GTJ20200207. <https://doi.org/10.1520/GTJ20200207>
- Britannica, T. Editors of Encyclopaedia (2012). *Minas Gerais. Encyclopedia Britannica*. <https://www.britannica.com/place/Minas-Gerais>. Data de acesso: 18/11/2022.
- Caetano, I. S. (2021). *Relatório de experimentação em geotecnia. Ensaios em rejeitos de minério de ferro*. Programa doutoral em Engenharia Civil - Geotecnia. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Caputo, H. P. (1987-1988). *Mecânica dos Solos e suas Aplicações*. 6ª ed. LTC. Rio de Janeiro, Brasil.
- Carneiro, J. (2021). *Characterization of iron ore tailings and evaluation of the effect of compactation and confining pressures on its behaviour*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Viçosa.
- Coutinho, R. S. (2022). *Estudos experimentais e modelo Norsand aplicados a um rejeito de minério de ferro*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Davies, M., Lupo, J., Martin, T., McRoberts, E., Musse, M., & Ritchie, D. (2011). *Dewatered tailings practice - trends and observations*. In Talings and Mine Waste '10 (p. 133–142). Boca Raton: CRC Press.

Duarte, A. P. (2008). *Classificação das barragens de contenção de rejeitos de mineração e de rejeitos de mineração e de resíduos industriais no estado de minas gerais em relação ao potencial de risco*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais.

Estradas de Portugal, S.A. (2009). *Caderno de Encargos Tipo Obra*.

Fernandes, M. (2004). *Mecânica dos Solos*. Vol. 1 (reimpressão de julho de 2004). Faculdade de Engenharia do Porto.

Fernandes, M. (2021). *Resistência ao corte de areias*. Apresentação no âmbito das aulas da UC Mecânica dos Solos Avançada do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Ferreira, C. M. da F. (2003). *Implementação e aplicação de transdutores piezoelétricos na determinação de velocidades de ondas sísmicas em provetes: Avaliação da qualidade de amostragem em solos residuais*. Dissertação de mestrado. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Ferreira, C. M. da F. (2009). *The use of seismic wave velocities in the measurement of stiffness of a residual soil*. Dissertação de doutoramento. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Fortunato, E. (2022). *Aspects of embankments behaviour and support layers of transport infrastructures*. Apresentação no âmbito das aulas da UC Infraestruturas Rodo-Ferrovárias do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.

Gomes, A. C. F. (2017). *Estudo de aproveitamento de rejeito de mineração*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Minas Gerais.

Gomes, M. A. (2009). *Caracterização tecnológica no aproveitamento do rejeito de minério de ferro*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Ouro Preto.

Gomes, R., Pereira, E. (2002). *Avaliação do potencial de liquefação de rejeitos de mineração*. III Simpósio Brasileiro de Mecânica das Rochas, 91-101, São Paulo.

Guedes, S. B., Coutinho, R. Q., Viana da Fonseca, A. (2016). *Detalhes sobre os ensaios de compressão não confinada e tração por compressão diametral*. Geotecnia n.º 136. pp. 127-142. 10.24849/j.geot.2016.136.08.

Güneyli, H., Rüßen, T. (2015). *Effect of length-to-diameter ratio on the unconfined compressive strength of cohesive soil specimens*. Bulletin of Engineering Geology and the Environment. 75. 10.1007/s10064-015-0835-5.

Hazen, A. (1892). *Some physical properties of sands and gravels: with special reference to their use in filtration*. 24th Annual Rep., Massachusetts State Board of Health.

IBRAM. Instituto Brasileiro de Mineração. (2013). *Gestão para a sustentabilidade na mineração – 20 anos de história*, 1ª edição, 168 páginas, Brasília.

Li, A. L., Been, K., Ritchie, D., & Welch, D. (2009). *Stability of large thickened, non-segregated tailings slopes. Twelfth international seminar on paste and thickened tailings*, p. 301–311. Perth: Australian Centre for Geomechanics PP - Perth.

- LCPC/SETRA. (1992). *Réalisation des remblais et des couche de forme, Fascicule 1 et 2*. França.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1962). *E 1. Vocabulário de Estradas e Aeródromos*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1966). *E 195. Solos. Preparação por via seca de amostras para ensaios de identificação*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1966). *E 196. Solos. Análise Granulométrica*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1966). *E 197. Solos. Ensaios de compactação*.
- LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1967. *E 198. Solos. Determinação do CBR*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1971). *E 240. Solos. Classificação para fins rodoviários*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1971). *E 241. Solos. Terraplenagens*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1971). *E 242. Execução de Terraplenagens de Estradas*.
- LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil (1970). *E 239. Solos. Análise granulométrica por peneiração húmida*.
- Luz, A. B; Lins, F. A. F. (2010). Introdução ao tratamento de minérios. In *Tratamento de minérios*, 5ª edição, páginas 3 a 20, CETEM/MCT, Rio de Janeiro.
- Maranha das Neves, E. (2016). *Mecânica dos solos dos estados críticos*. LNEC, Lisboa.
- Marcos, F. A. B. (2016). *Estudo do comportamento dinâmico de misturas de solos com resíduos de borracha*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Mathias, R. (2014). *Mecsolos: Resistência ao Cisalhamento*. <https://pt.slideshare.net/rogeriojms/mecsolos>. 14/02/2023.
- Norma Portuguesa Definitiva (1971). *NP-83. Solos. Densidade das Partículas Sólidas*.
- Piacentini, Patricia. (2019). *Existe alternativa para o uso dos rejeitos de mineração?*. *Ciência e Cultura*, 71(2), 9-12. <https://dx.doi.org/10.21800/2317-66602019000200004>. Data de acesso: 15/09/2022.
- Pinto, A. S. D. A. (2014). *Abordagem à problemática da amostragem em solos granulares com envelhecimento natural através de ondas sísmicas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Pinto, C. S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos*. 2 ed. Oficina de Textos, São Paulo.
- Poulos, S. J., Castro, G. e France, J. W. (1985). *Liquefaction evaluation procedure*. *J. of Geotech. Eng., ASCE*, 111(6): 772–792.

- Rahimi, M., Shahbazan, P., Gheibi, A., Khosravi, A., Pak, A., Yarmahmoodi, M. (2020). *An experimental study on the clarity of transmitted bender element signals in unsaturated silt and sand*. Geo-Congress 2020 GSP 319.
- Raposo, N., Bahia, R., Afonso, E., & Topa Gomes, A. (2014). *Optimization of thickened tailings deposition*. Proceedings of the 17th International Seminar on Paste and Thickened Tailings, Australian Centre for Geomechanics, Perth.
- Ribeiro, S. P. T. (2008). *Terraplenagem. Metodologia e técnicas de compactação*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Santana, M. F. L. C. (2022). *Análises numéricas acopladas em tensão-deformação de empilhamentos de rejeitos liqüidificáveis*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Sarsby, R. W. (2013). *Environmental Geotechnics* (Second edition).
- Silva, A. T. A. F. (2013). *Controlo da compactação com recurso a gamadensímetro – Caso de estudo: ETAR de Castelo Branco*. Relatório de estágio de Mestrado, Instituto Superior de Engenharia do Porto.
- Soares, M., Viana da Fonseca, A. (2016). *Factors Affecting Steady State Locus in Triaxial Tests*. Geotechnical Testing Journal. 39(6): 1056-1078. ASTM.
- Teixeira, L. A. (2015). *Avaliação da influência da anisotropia na rigidez de solos estabilizados com misturas geopoliméricas*. Dissertação de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- Tolentino, V. (2010). *Estudo da viabilidade técnica do aproveitamento do resíduo arenoso da mineração do itabirito*. Dissertação de mestrado. Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear - CDTN, Belo Horizonte.
- Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., Molina-Gómez, F. (2021). *Recommended procedures to assess critical state locus from triaxial tests in cohesionless remoulded samples*. Geotechnics 2021, 1, 95-127.
- Viana da Fonseca, A. (2021). *Prospecção e caracterização geotécnica*. Apresentação no âmbito das aulas da UC Fundações do Mestrado em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Viana da Fonseca, A., Cordeiro, D., Molina-Gómez, F., Besenzon, D., Ferreira, F. (2022). *The mechanics of iron tailings from laboratory tests on reconstituted samples collected in post-mortem Dam I in Brumadinho*, Soils and Rocks 45 (2).
- Vick, S. G. (1983). *Planning, Design, and Analysis of Tailings Dams*. BiTech Publishers, Vancouver.
- VJ TECH (2020). *Bender Element Testing – An Introduction*. [https://www.vjtech.co.uk/blog/introduction-to-bender-element-testing#:~:text=1.,Gmax\)%20of%20the%20soil](https://www.vjtech.co.uk/blog/introduction-to-bender-element-testing#:~:text=1.,Gmax)%20of%20the%20soil). Data de acesso: 11/12/2022.