UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA - UNESP
Engenharia Civil e Ambiental - Campus de Bauru

WALDIR JULCA LOZANO

ESTUDO EXPERIMENTAL DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE UM SOLO LATERÍTICO NATURAL, MELHORADO E COM INCORPORAÇÃO DE LODOS DE ETA PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS:

Bauru
2026

WALDIR JULCA LOZANO

ESTUDO EXPERIMENTAL DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE UM SOLO LATERÍTICO NATURAL, MELHORADO E COM INCORPORAÇÃO DE LODOS DE ETA PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS:

Dissertação apresentada à Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Bauru, como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti

Bauru

2026

Lozano, Waldir Julca
L925e Estudo Experimental dos Parâmetros Geotécnicos de um Solo Laterítico Natural, Melhorado e com Incorporação de Lodos de ETA para Aplicação em Pavimentos / Waldir Julca Lozano. -- Bauru, 2026
212 p.

Dissertação (Mestrado)–Universidade Estadual Paulista (UNESP), Faculdade de Engenharia, Bauru
Orientador: Heraldo Luiz Giacheti

1. Mecânica dos solos / Solos não saturados. 2. Pavimentação. 3. Solo laterítico. 4. Módulo de resiliência. 5. Lodos de ETA. I. Título.

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA

Câmpus de Bauru

ATA DA DEFESA PÚBLICA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO DE WALDIR JULCA LOZANO, DISCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL, DA FACULDADE DE ENGENHARIA - CÂMPUS DE BAURU.

Aos 10 de fevereiro de 2026, às 8h30min, por meio de Videoconferência, realizou-se a defesa de DISSERTAÇÃO DE MESTRADO de WALDIR JULCA LOZANO, intitulada "**ESTUDO EXPERIMENTAL DOS PARÂMETROS GEOTÉCNICOS DE UM SOLO LATERÍTICO NATURAL, MELHORADO E COM INCORPORAÇÃO DE LODOS DE ETA PARA APLICAÇÃO EM PAVIMENTOS** ". A Comissão Examinadora foi constituída pelos seguintes membros: Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI (Orientador(a) - Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / UNESP / Câmpus de Bauru - FEB, Profª Drª VIVIAN SILVEIRA DOS SANTOS BARDINI (Participação Virtual) do(a) Departamento de Engenharia de Transportes / Universidade Estadual de Campinas – UNICAMP / Limeira, Prof.ª Dr.ª DELMA DE MATTOS VIDAL (Participação Virtual) do(a) Departamento de Ciência e Tecnologia Aeroespacial / Instituto Tecnológico de Aeronáutica, Após a exposição pelo mestrando e arguição pelos membros da Comissão Examinadora que participaram do ato, de forma presencial e/ou virtual, o discente recebeu o conceito final: Aprovado . Nada mais havendo, foi lavrada a presente ata, que após lida e aprovada, foi assinada pelo(a) Presidente(a) da Comissão Examinadora.

Prof. Dr. HERALDO LUIZ GIACHETI

Aos meus pais, Hilario Julca Bautista e Felicita Lozano Fernandez.

AGRADECIMENTOS

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo (FAPESP), pelo apoio financeiro concedido por meio do Projeto PITE n° 2020/12230-4, suporte fundamental para o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Heraldo Luiz Giacheti, pela confiança depositada, pelos valiosos ensinamentos e pelo constante apoio ao longo desta jornada.

Às pessoas queridas que estiveram ao meu lado, cujo incentivo e motivação foram fundamentais para a concretização deste trabalho.

Aos professores que, de diversas formas, contribuíram para minha formação acadêmica e profissional, compartilhando seus conhecimentos e experiências.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro através da concessão da bolsa de mestrado.

Ao Departamento de Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Estadual Paulista (UNESP), pela infraestrutura e suporte institucional proporcionados durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Meu sincero reconhecimento a todos.

Resumo

Solos lateríticos são encontrados principalmente em regiões tropicais e têm propriedades geotécnicas que os tornam relevantes na engenharia geotécnica. No entanto, seu desempenho em aplicações como pavimentação pode ser limitado devido à variabilidade mineralógica. O objetivo deste estudo é avaliar as propriedades geohidromecânicas de um solo laterítico natural (LA'), melhorado e com incorporação de lodos de estações de tratamento de água de natureza férrica (WTS1) e alumínica (WTS2), por meio de caracterizações física, hidráulica, mecânica, de deformabilidade, química e microestrutural considerando-se as condições típicas de carregamento impostas por vias urbanas de tráfego leve a médio e por rodovias vicinais. Serão analisadas as alterações nas propriedades geotécnicas do solo após a adição de estabilizante e dos resíduos sólidos na condição saturada e não saturada. Esta pesquisa emprega a adição de cimento Portland (CEM) como estabilizante, lodos de ETA como resíduo sólido e padrões nacionais e internacionais para o programa experimental. O programa de ensaios de laboratório incluirá a determinação da granulometria conjunta, compactação, massa específica dos sólidos, limites de Atterberg, classificação dos solos, matéria orgânica, curva característica solo-água (SWCC), condutividade hidráulica saturada (permeabilidade), índice de suporte Califórnia (CBR), compressão simples, módulo de resiliência, deformações permanentes (plásticas), triaxiais com instrumentação interna, bender elements, ensaios de plasma acoplado indutivamente (ICP) e microscopia eletrônica de varredura (MEV) para cálculo dos parâmetros fundamentais para a avaliação do desempenho de pavimentos em concordância com o método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos (MEPD) e a incorporação dos resíduos sólidos empregados nos modelos de economia circular. Os resultados desta pesquisa contribuirão para o desenvolvimento de soluções económicas e sustentáveis para a infraestrutura rodoviária em regiões com solos lateríticos, promovendo o uso eficiente e sustentável de resíduos sólidos para minimizar impactos ambientais negativos.

Palavras-chave: pavimentação, solo laterítico, solo melhorado, resíduos sólidos, módulo de resiliência, deformações permanentes, solos não saturados, lodos de ETA.

Abstract

Lateritic soils are primarily found in tropical regions and possess geotechnical properties that make them relevant in geotechnical engineering. However, their performance in applications such as paving may be limited due to mineralogical variability. The aim of this study is to evaluate the geo-hydro-mechanical properties of a natural lateritic soil (LA'), improved and amended with ferric (WTS1) and aluminic (WTS2) water treatment sludges (WTS), through physical, hydraulic, mechanical, deformability, chemical, and microstructural characterizations, considering typical loading conditions imposed by urban roads with light to medium traffic and rural highways. The changes in the geotechnical properties of the soil after the addition of stabilizers and solid waste in both saturated and unsaturated conditions will be analyzed. This research employs Portland cement (CEM) as a stabilizer, WTS as solid waste, and national and international standards for the experimental program. The laboratory testing program will include determination of particle size distribution, compaction, specific gravity of solids, Atterberg limits, soil classification, organic matter content, soil-water characteristic curve (SWCC), saturated hydraulic conductivity (permeability), California Bearing Ratio (CBR), unconfined compressive strength, resilient modulus, permanent (plastic) deformations, triaxial tests with internal instrumentation, bender elements, inductively coupled plasma (ICP) tests, and scanning electron microscopy (SEM) to calculate fundamental parameters for pavement performance evaluation in accordance with the Mechanistic-Empirical Pavement Design (MEPD) method and the incorporation of solid waste into circular economy models. The results of this research will contribute to the development of economical and sustainable solutions for road infrastructure in regions with lateritic soils, promoting the efficient and sustainable use of solid waste to minimize negative environmental impacts.

Keywords: paving, lateritic soil, improved soil, solid waste, resilient modulus, permanent deformations, unsaturated soils, water treatment sludges (WTS).

Lista de Figuras

2.1 Classificação de solos finos tropicais (DNIT 259, 2023). 7
2.2 Erosão de borda (Forbes, 1994), Fig. melhorada com IA (OpenAI, 2023). 8
2.3 Caracterização mecânica (Dao et al., 2022). 12
2.4 Classificação MCT (Fonte et al., 2022). 14
2.5 Influência da umidade in situ no E_{LWD} (Fonte et al., 2022). 15
2.6 Caracterização geotécnica (Nazir et al. (2022). 22
2.7 Elemento de solo não saturado (Fredlund, 1978) 32
2.8 Equilíbrio de moléculas líquidas e tensão superficial (Caicedo, 2019) . . . 33
2.9 Equilíbrio de forças na interseção sólido-líquido-gás (Caicedo, 2019) . . . 33
2.10 Equilíbrio de uma coluna de água em um tubo capilar (Caicedo, 2019) . 34
2.11 Ponte capilar entre duas partículas esféricas. 35
2.12 Conceitualização da curva de retenção (Caicedo, 2019). 39
2.13 Esquema do fenômeno de histerese. (Adaptado de Caicedo, 2019). 40
2.14 Zonas de dessaturação definidas na SWCC. (Fredlund et al., 2012). . . . 41
2.15 Efeito da massa específica seca de moldagem. (Miao et al., 2006). 43
2.16 SWCCs com diferentes graus de compactação. (Yao et al., 2018). 46
2.17 M_r sob diferentes condições de umidade. (Blackmore et al., 2020). 47
2.18 Relações $M_r - s$ para BMA (7 dias de cura) (Muhammad e Siddiqua, 2021). 48
2.19 Comportamento resiliente ao longo do tempo. 49
2.20 Fatores que influenciam o M_r (Adaptado de Angelone, 2021) 50
2.21 Classificação dos afundamentos de trilha de roda (NCHRP, 2002). 53
2.22 Comportamento de deformação (Werkmeister et al., 2004). 55
2.23 Degradação do módulo (Fernandes, 2022). 61

3.1 Solo arenoso fino laterítico (LA'). 63
3.2 Desagregação mecânica do LETA WTS1 ($<$ 2.00 mm). 64
3.3 Desagregação mecânica do LETA WTS2 ($<$ 2,00 mm). 65

3.4 Local de coleta de amostra. 67
3.5 Local e procedimento de amostragem de amostra deformada. 68
3.6 Ensaio de permeabilidade e uso de interface para coleta de água (Unesp - Bauru, 2025). 73
3.7 Coleta de água de percolação para análise química. 74
3.8 Métodos para determinação da curva SWCC (Unesp - Bauru, 2025). . . . 75
3.9 Sistemática MCT para laboratório (Adaptado de Villibor et al., 2009). . 77
3.10 Ensaio de compressão simples (Unesp - Bauru, 2025). 79
3.11 Preparação da amostra de compactação 81
3.12 Preparação da amostra de compactação 83
3.13 Equipamento MS151 – Ensaio Triaxial Dinâmico. 84
3.14 Acessórios do equipamento MS151 84
3.15 Execução do ensaio triaxial estático e Bender Elements 89
3.16 Diagrama esquemático da configuração do ensaio de BE 91
3.17 Interface do programa utilizado para aquisição de dados dos BE 92
3.18 Processamento dos dados para determinação do t_s 93
3.19 Amostras para análise de metais dissolvidos – método ICP 95
3.20 Procedimento experimental dos ensaios MEV - Unesp 96

4.1 Distribuição granulométrica do solo laterítico. 99
4.2 Distribuição granulométrica dos materiais utilizados. 100
4.3 Dispersividade no solo com e sem uso de defloculante. 101
4.4 Dispersividade no solo e solo melhorado com cimento. 101
4.5 Resultados para ensaio de compactação - Solo. 103
4.6 Ensaio de compactação - Energia intermediária - Solo melhorado. 103
4.7 Ensaio de compactação - Energia intermediária - Solo-LETAs. 104
4.8 Resultados dos parâmetros da classificação MCT 106
4.9 Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias. 107
4.10 Condutividade hidráulica do solo e com incorporação de cimento e LETAs. 108
4.11 Curvas de retenção de água (SWCC) para misturas solo-LETA. 110
4.12 Curva de retenção de água do solo LA' 112
4.13 Curvas de tensão-penetração em condições saturadas e não saturadas . . 113
4.14 Curvas de tensão-penetração para solo melhorado 115
4.15 Curvas de mini-CBR para o SAFL. 118
4.16 Curvas de mini-CBR para o SAFL melhorado. 119

4.17 Análise do índice de suporte saturado e não saturado - Solo. 119
4.18 Análise do índice de suporte saturado e não saturado - Solo melhorado. . 120
4.19 Análise de regressão não linear para ensaios de UCS. 121
4.20 Modelagem dos resultados do M_r - Energia normal - Solo. 123
4.21 Modelagem dos resultados do M_r - Energia intermediária - Solo. 124
4.22 Modelagem dos resultados do M_r - Energia modificada - Solo. 124
4.23 Comparação da modelagem do M_r no modelo combinado. 125
4.24 Modelagem dos resultados do M_r – LA' (75%) + WTS1 (25%). 126
4.25 Modelagem dos resultados do M_r – LA' (50%) + WTS1 (50%). 127
4.26 Modelagem dos resultados do M_r – LA' (75%) + WTS2 (25%). 127
4.27 Modelagem dos resultados do M_r – LA' (50%) + WTS2 (50%). 128
4.28 Comparação da modelagem do M_r no modelo combinado – LA'-WTS. . . 129
4.29 Ajuste polinômico do M_r 130
4.30 Validação do modelo dependente da tensão desvio. 130
4.31 Abordagem não saturada do M_r - Equação de Yao et al. (2018) 132
4.32 Validação do Modelo de Yao et al. (2018) – LA' (100%) + WTS (0%). . 133
4.33 Validação do Modelo de Yao et al. (2018) – LA' (75%) + WTS (25%). . 133
4.34 Validação do Modelo de Yao et al. (2018) – LA' (50%) + WTS (50%). . 134
4.35 Modelo proposto baseado nas tensões efetivas de Bishop (1959) 135
4.36 Validação do modelo proposto – LA' (100%) + WTS (0%). 136
4.37 Validação do modelo proposto – LA' (75%) + WTS (25%). 136
4.38 Validação do modelo proposto – LA' (50%) + WTS (50%). 137
4.39 Interpretação das deformações permanentes (ε_p) – LA'. 139
4.40 Interpretação das ε_p – LA' (75%) + WTS1 (25%). 139
4.41 Interpretação das ε_p – LA' (75%) + WTS2 (25%). 140
4.42 Interpretação das ε_p – LA' (50%) + WTS1 (50%). 140
4.43 Interpretação das ε_p – LA' (50%) + WTS2 (50%). 141
4.44 Análise elastoplástica e M_r a longo prazo. 143
4.45 Curvas tensão-deformação – LA' (100%) + WTS (0%). 144
4.46 Curvas tensão-deformação – LA' (75%) + WTS (25%). 145
4.47 Curvas tensão-deformação – LA' (50%) + WTS (50%). 145
4.48 Envoltórias de resistência – LA' (100%) + WTS (0%). 146
4.49 Envoltórias de resistência – LA' (75%) + WTS (25%). 146
4.50 Envoltórias de resistência – LA' (50%) + WTS (50%). 147
4.51 Degradação do módulo E e G – LA' (100%) + WTS (0%). 147

4.52 Degradação do módulo E e G – LA' (75%) + WTS1 (25%). 148
4.53 Degradação do módulo E e G – LA' (75%) + WTS2 (25%). 148
4.54 Degradação do módulo E e G – LA' (50%) + WTS1 (50%). 149
4.55 Degradação do módulo E e G – LA' (50%) + WTS2 (50%). 149
4.56 Determinação do t_s – LA' (100%) + WTS (0%). 151
4.57 Determinação do t_s – LA' (75%) + WTS1 (25%). 152
4.58 Determinação do t_s – LA' (75%) + WTS2 (25%). 152
4.59 Determinação do t_s – LA' (50%) + WTS1 (50%). 153
4.60 Determinação do t_s – LA' (50%) + WTS2 (50%). 153
4.61 Variabilidade da velocidade cisalhamente devido à tensão confinante. . . 154
4.62 Módulo G e Bender Elements – LA' (100%) + WTS (0%). 155
4.63 Módulo G e Bender Elements – LA' (75%) + WTS (25%). 156
4.64 Módulo G e Bender Elements – LA' (50%) + WTS (50%). 156
4.65 Ensaios MEV do solo natural e solo melhorado com cimento (50x). . . . 161
4.66 Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo férrico (50x). 161
4.67 Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo alumínico (50x). 162
4.68 Ensaios MEV do solo natural e solo melhorado com cimento (100x). . . . 162
4.69 Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo férrico (100x). 163
4.70 Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo alumínico (100x). . . . 163
4.71 Processamento avançado – MEV para LA(100%)+WTS(0%) – 50x. . . . 164
4.72 Processamento avançado – MEV para LA(96%)+CEM(4%) – 50x. 165
4.73 Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS1(25%) – 50x. . . . 165
4.74 Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS1(50%) – 50x. . . . 166
4.75 Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS2(25%) – 50x. . . . 166
4.76 Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS2(50%) – 50x. . . . 167
4.77 Processamento avançado – MEV para LA(100%)+WTS(0%) – 100x. . . . 168
4.78 Processamento avançado – MEV para LA(96%)+CEM(4%) – 100x. . . . 168
4.79 Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS1(25%) – 100x. . . 169
4.80 Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS1(50%) – 100x. . . 169
4.81 Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS2(25%) – 100x. . . 170
4.82 Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS2(50%) – 100x. . . 170

Lista de Tabelas

2.1 Caracterização física e mecânica (Yohanna et al. 2024) 10
2.2 Caracterização mineralógica e física (Elhassan et al., 2023) 11
2.3 caracterização mecânica (Elhassan et al., 2023) 11
2.4 Caracterização mecânica (Ojuri et al., 2022) 13
2.5 Caracterização física (Fonte et al., 2022) 15
2.6 Parâmetros k_1, k_2 e k_3 em diferentes condições de w (Fonte et al., 2022) . 16
2.7 Estabilidade microestrutural (Onyelowe et al., 2021) 17
2.8 Caracterização físico-mecânica na mistura ótima (Etim et al., 2021) . . . 17
2.9 Aplicabilidade em pavimentos (Takao et al., 2024) 20
2.10 Aplicabilidade em aterros e pavimentos (Fiore et al., 2022) 21
2.11 Caracterização física (Nguyen et al., 2023) 22
2.12 Caracterização mecânica (Nguyen et al., 2023) 23
2.13 Composição química (Clausi e Pinto, 2023) 23
2.14 Caracterização física e mecânica (Bağrıaçık e Güner, 2020) 24
2.15 Especificações técnicas para subleito 26
2.16 Considerações para a base 27
2.17 Considerações para a sub-base 28
2.18 Especificações de CBR para camadas de pavimento – DNIT (2006) . . . 29
2.19 Revisão de estudos sobre aplicação de aditivos 30
2.20 Técnicas de medição e controle da sucção (Caicedo, 2019) 37
2.21 Equações empíricas unimodais da SWCC 41
2.22 Parâmetro G_0 em diferentes condições de sucção (Fernandes, 2022). . . . 60
2.23 Coeficiente de Poisson típico para materiais geotécnicos (NCHRP, 2004) . 61

3.1 Ensaios realizados nas misturas de solo-lodo e solo-cimento 66
3.2 Dispersividade da fração argilosa (adaptado de ASTM D4221, 2018) . . . 70
3.3 Energias de compactação (adaptado de ABNT NBR 7182, 2016) 71

3.4 Programa experimental para ensaios de módulo de resiliência (M_r) 80
3.5 Parâmetros de compactação sob diferentes energias 82
3.6 Preparação de amostras de ensaio usando a subcompactação 85
3.7 Carregamento cíclico de condicionamento do material 85
3.8 Parâmetros de ensaio dinâmico para diferentes condições de tensão . . . 86
3.9 Sequência de ensaios dinâmicos com diferentes tensões aplicadas 87
3.10 Tensões específicas aplicadas para deformações permanentes 88

4.1 Resumo da caracterização física dos materiais estudados 105
4.2 Propriedades físicas e hidráulicas das amostras 108
4.3 Ajuste do modelo de Fredlund e Xing (1997) para diferentes faixas de sucção 111
4.4 Resultados dos ensaios de CBR nas condições saturada e não saturada . 114
4.5 Valores médios de CBR e expansão nas condições Sat e NSat 114
4.6 Valores de CBR e aplicação em pavimentos 116
4.7 Valores de módulo de resiliência estimados a partir do CBR 117
4.8 Resultados de compactação com diferentes energias e condições 117
4.9 Mini-CBR e Índice RIS em diferentes condições 120
4.10 Resultados da compressão simples para diferentes teores de cimento . . . 121
4.11 Parâmetros de ajuste dos modelos de predição do M_r para o LA' 122
4.12 Parâmetros de ajuste dos modelos de predição do M_r para o LA'+WTS1 125
4.13 Parâmetros de ajuste dos modelos de predição do M_r para o LA'+WTS2 126
4.14 Resultados experimentais de M_r para LA′ (96%) + CEM (4%) 131
4.15 Validação do modelo de Moossazadeh e Witczak (1981) para solo melhorado 131
4.16 Desempenho comparativo entre os modelos de M_r avaliados 137
4.17 Análise elastoplástica dos materiais sob carregamento cíclico 142
4.18 Resultados de ensaios triaxiais das misturas estudadas 150
4.19 Resultados de ensaios BE – LA' (100%) + WTS (0%) 155
4.20 Resultados de ensaios BE – LA' (75%) + WTS (25%) 157
4.21 Resultados de ensaios BE – LA' (50%) + WTS (50%) 158
4.22 Teor de material orgânico das misturas de solo LA' e lodos de ETA . . . 158
4.23 Concentração de metais dissolvidos na água de percolação 159
4.24 Metais dissolvidos na água de percolação nas amostras LA' + WTS1 . . 159
4.25 Metais dissolvidos na água de percolação nas amostras LA' + WTS2 . . 160

Sumário

Resumo i

Abstract ii

Lista de Figuras vi

Lista de Tabelas viii

1 INTRODUÇÃO 1

1.1 Abordagem do Problema 1
1.2 Justificativa do Estudo 2
1.3 Objetivo e Estratégia Metodológica 5
1.3.1 Objetivo 5
1.3.2 Estratégia Metodológica 5

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 6

2.1 Solos Lateríticos in Natura e Modificados para a Pavimentação 6
2.2 Lodos de Estações de Tratamento de Água (ETA) 18
2.3 Diretrizes para a Pavimentação 25
2.4 Aditivos para Solo Laterítico Melhorado 28
2.5 Mecânica de Solos Não Saturados Aplicada para a Pavimentação 31
2.5.1 Princípios físicos 32
2.5.2 Definição de sucção 35
2.5.3 Métodos de medição e controle de sucção 36
2.5.4 Curva característica solo-água (SWCC) 38
2.5.5 Estudos relevantes 42
2.6 Interpretação do módulo de resiliência (M_r) 49
2.6.1 Modelos de comportamento não linear 50
2.7 Interpretação das deformações permanentes (ε_p) 53

2.8 Parâmetros de deformabilidade do solo (G_0, E, ν) 59

3 MATERIAIS E METODOLOGIA 62

3.1 Local para amostragem do solo laterítico 62
3.1.1 Aspectos geológicos 62
3.1.2 Caracterização geotécnica 62
3.2 Materiais 63
3.2.1 Solo Laterítico (LA') 63
3.2.2 Lodo de ETA férrico (WTS1) 64
3.2.3 Lodo de ETA alumínico (WTS2) 65
3.2.4 Cimento (CEM) 65
3.2.5 Relação de amostras - ensaios 66
3.3 Métodos de Amostragem 67
3.3.1 Amostragem de Solo 67
3.4 Métodos de Caracterização Física 69
3.4.1 Classificação SUCS e AASHTO 69
3.4.2 Dispersão do solo e massa específica de sólidos 69
3.4.3 Compactação 70
3.4.4 Classificação de solos finos tropicais 71
3.5 Métodos de Caracterização Hidráulica 72
3.5.1 Condutividade hidráulica saturada 72
3.5.2 Curva de retenção da água no solo (SWCC) 74
3.6 Métodos de Caracterização Mecânica 76
3.6.1 Índice de Suporte Califórnia (CBR) e Mini-CBR 76
3.6.2 Compressão Simples 78
3.6.3 Módulo de resiliência 79
3.6.4 Deformações Permanentes 86
3.7 Métodos de Caracterização da Resistência e Deformabilidade 88
3.7.1 Ensaio Triaxial com Instrumentação Interna 88
3.7.2 Ensaio de Bender Element (BE) 90
3.8 Métodos de Caracterização Química e Microestrutural 93
3.8.1 Plasma Acoplado Indutivamente (ICP) 93
3.8.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) 94
3.9 Métodos de Aplicação: Diretrizes para Pavimentos 97

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO **98**
4.1 Caracterização Física 98
4.1.1 Classificação SUCS e AASHTO 98
4.1.2 Dispersão do solo e massa específica de sólidos 99
4.1.3 Compactação 102
4.1.4 Classificação de solos finos tropicais 105
4.2 Caracterização Hidráulica 107
4.2.1 Condutividade hidráulica saturada 107
4.2.2 Curva de Retenção de Água do Solo (SWCC) 109
4.3 Caracterização Mecânica 112
4.3.1 Índice de Suporte Califórnia – CBR 112
4.3.2 Índice de Capacidade de Suporte – Mini-CBR 116
4.3.3 Ensaios de compressão simples 121
4.3.4 Ensaios de módulo de resiliência 122
4.3.5 Modelos de Solos Não Saturados para o M_r 129
4.3.6 Modelo proposto baseado nas tensões efetivas de Bishop (1959) . 132
4.3.7 Ensaios de deformações permanentes 137
4.4 Caracterização de Resistência e Deformabilidade 142
4.4.1 Ensaios triaxial com instrumentação interna 143
4.4.2 Ensaios Bender elements 150
4.5 Caracterização Química 157
4.5.1 Material orgânico 157
4.5.2 Plasma acoplado indutivamente (ICP) 158
4.5.3 Microscopia eletrônica de varredura (MEV) 159

5 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES **171**
5.1 Conclusões 171
5.1.1 Caracterização física 171
5.1.2 Caracterização hidráulica 172
5.1.3 Caracterização mecânica 173
5.1.4 Caracterização de deformabilidade 175
5.1.5 Caracterização química e microestrutural 177
5.2 Recomendações 178

Referencias **180**

A ANEXOS **194**

Capítulo 1

INTRODUÇÃO

1.1 Abordagem do Problema

Esta pesquisa aborda dois pilares fundamentais: ***técnico*** e ***sustentável***. A abordagem técnica refere-se ao desafio relacionado às características geotécnicas de solos arenosos finos de comportamento laterítico, os quais, quando submetidos à saturação, podem apresentar uma perda significativa de resistência e de desempenho em estruturas de pavimento, resultando em defeitos como fissuras, trincas, afundamentos, desgastes, buracos e erosão das bordas (Fortes, 1994). Por outro lado, os aspectos geotécnicos da engenharia de pavimentos lidam principalmente com situações de carregamento dinâmico, sendo que os efeitos das condições ambientais e climáticas desempenham um papel relevante nas estruturas de pavimento, devido à sua proximidade e exposição constante à atmosfera (Bandara & Gunaratne, 2018). Por essa razão, os modelos clássicos de dimensionamento vêm sendo gradualmente substituídos, pois se baseiam em uma abordagem estritamente empírica, fundamentada principalmente em respostas observadas (MDOT, 2025). Nesse contexto, o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos (MEPD) permite obter previsões mais realistas sobre o desempenho estrutural dos pavimentos (Bandara & Gunaratne, 2018). Além disso, o MEPD proporciona uma compreensão mais aprofundada do efeito e do uso de materiais disponíveis localmente, da inclusão dos efeitos da variação sazonal (clima), da avaliação dos efeitos da erosão e da quantificação do impacto da melhoria da drenagem (MDOT, 2025).

Por sua vez, a abordagem sustentável fundamenta-se na contínua e crescente geração de lodos de estações de tratamento de água (ETAs), o que implica uma transição crucial de um modelo linear de descarte para um modelo de economia circular. O modelo linear acarreta impactos ambientais severos, como a escorrência de nutrientes, a contaminação por metais pesados e microrganismos, o aumento da turbidez, alterações na química da água e problemas de toxicidade no solo e no aquífero subterrâneo (Fiore et

al., 2022; Messa et al., 2025; Rodgher et al., 2023; Silva et al., 2020; Takao et al., 2024). Estudos recentes validaram sua viabilidade técnica como componente em materiais de construção, empregando-o em pavimentos e aterros rodoviários, inclusive em proporções significativamente elevadas (25% e 50%) e com o uso de estabilizantes (Fiore et al., 2022; Takao et al., 2024).

Apesar das lacunas relacionadas à padronização, à avaliação econômica e ambiental em larga escala, bem como ao risco de lixiviação de certos elementos sob condições específicas (Rodgher et al., 2023), o reúso de lodos de ETAs configura-se como uma necessidade emergente.

Além disso, considera-se a problemática dos impactos ambientais e sociais decorrentes da gestão inadequada de resíduos sólidos, os quais, por meio de um tratamento apropriado, podem ser reaproveitados na pavimentação, contribuindo não apenas para a preservação ambiental, mas também para manter as propriedades do desempenho mecânico das rodovias acima das solicitadas em normas (Julca Lozano et al., 2025).

A escassez de recursos materiais convencionais para a construção de rodovias urbanas de tráfego leve a médio e vias vicinais tem impulsionado o uso de materiais locais como alternativa econômica (Villibor et al., 2009). Assim, ao considerar também os desafios ambientais, a resposta passa por uma transição para modelos de negócios mais sustentáveis e circulares; ou seja, manter o valor de produtos, componentes e materiais pelo maior tempo possível, por meio do design circular (Ghisellini & Ulgiati, 2020). Para enfrentar essa problemática, a estratégia concentra-se na reintegração desses resíduos à cadeia produtiva (Messa et al., 2025; Fiore et al., 2022; Silva et al., 2025), reduzindo, com isso, a exploração de recursos naturais virgens.

1.2 Justificativa do Estudo

A integração de materiais locais, como os solos lateríticos, nas camadas de estruturas de pavimento exige uma compreensão aprofundada e a caracterização geotécnica de seus parâmetros para assegurar o desempenho futuro dessas obras civis. Nesse contexto, a estabilização química com cimento representa uma abordagem tradicional e eficaz para aprimorar as propriedades geotécnicas desses solos. Dada a mineralogia peculiar dos solos lateríticos, o cimento se mostra um aditivo altamente eficiente devido à sua rápida reação (Huat et al., 2013).

De acordo com o manual de pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006), considera-se que um solo é melhorado quando a porcentagem de cimento adicionada é inferior a 4%. Diversos pesquisadores têm investigado a incorporação desse aditivo em solos lateríticos, conforme demonstrado por estudos recentes de Amadi et al. (2025) e Yohanna et al. (2024). Além disso, a estabilização química é particularmente relevante para solos lateríticos, uma vez que, quando saturados, esses solos tornam-se suscetíveis a defeitos estruturais, comprometendo seu desempenho e a integridade das camadas de pavimento (DNIT, 2003). Entre os autores que endossam a utilização de cimento como aditivo para solos lateríticos finos e arenosos, destacam-se Bualuang et al. (2024), Takao et al. (2024), Onyelowe et al. (2021), Etim et al. (2021) e Chindaprasirt et al. (2021).

No que tange ao dimensionamento de pavimentos, o método mecanístico-empírico (ME) é atualmente o procedimento recomendado pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), substituindo o método anteriormente aceito, *AASHTO's Guide for Design of Pavement Structures*, 1993, comumente conhecido como AASHTO 1993, o qual ainda é amplamente utilizado na América do Sul (Gutiérrez, 2018).

Diferentemente do método puramente empírico de 1993, o método ME aplica teorias da mecânica para estimar a resposta do pavimento às cargas de tráfego aplicadas, na forma de tensões e deformações. A partir dessas respostas, estima-se o dano acumulado ao longo da vida de serviço do pavimento utilizando modelos de fadiga. Para o desenvolvimento dos modelos e calibração global do método ME, foram utilizados dados de seções experimentais do programa *Long-Term Pavement Performance* (LTPP), conduzido pelo Departamento de Transportes dos Estados Unidos (USDOT).

Segundo o *Michigan Department of Transportation* (MDOT, 2025), a necessidade de métodos de dimensionamento mais avançados decorre de diversas limitações dos procedimentos empíricos clássicos: o volume de tráfego de veículos pesados aumentou expressivamente desde a década de 1960, superando em muito os níveis testados na *AASHO Road Test* (1958–1960), cujos dados não ultrapassavam 1,8 milhão de ESAL, resultando em extrapolações com espessuras excessivamente conservadoras; a reabilitação, os efeitos climáticos regionais, a diversidade de solos de subleito, os diferentes tipos de materiais e misturas asfálticas, os materiais granulares variados e as características de drenagem não foram contemplados no experimento original; além disso, as configurações dos eixos, os sistemas de suspensão e as pressões nos pneus evoluíram substancialmente, assim como

os métodos construtivos e os critérios de projeto; por fim, a curta duração do experimento impediu a avaliação dos efeitos de longo prazo do clima e do envelhecimento dos materiais, enquanto a confiabilidade era tratada pela simples multiplicação das cargas de tráfego, conduzindo a espessuras excessivas em cenários de tráfego intenso. Diante dessas limitações, métodos mecanístico-empíricos foram desenvolvidos, como o método brasileiro Medina, que incorpora a análise de tensões e deformações nas camadas do pavimento como critério de dimensionamento (Medina e Motta, 2015).

Do ponto de vista da sustentabilidade, há uma necessidade significativa de incorporar os lodos provenientes de estações de tratamento de água (WTS) é crucial para enfrentar a contínua geração desse resíduo e mitigar seus impactos ambientais negativos. Tradicionalmente, a disposição inadequada dos WTS em corpos hídricos ou aterros acarreta riscos como o escoamento de nutrientes e a contaminação por metais pesados. Nesse contexto, estudos como os de Almeida et al. (2024), Messa et al. (2025), Fiore et al. (2022) e Takao et al. (2024) investigam e demonstram o potencial do WTS como adsorvente eficaz ou como componente na construção civil, possibilitando sua reintegração à cadeia produtiva. Essa abordagem está alinhada com os princípios da economia circular e da gestão sustentável de resíduos.

Embora diversos estudos tenham investigado o comportamento de solos com a incorporação de lodos de Estação de Tratamento de Água (ETA), a literatura brasileira, até o momento, restringe-se à utilização desses resíduos sólidos centrifugados e termicamente tratados a uma temperatura máxima de 150 °C (Fiore et al., 2022; Takao et al., 2024). Em contraste, a norma ASTM D2974 (ASTM, 2020), Método A, preconiza uma temperatura de 440 ± 40 °C para a determinação de matéria orgânica em aplicações gerais. Em quanto ao cenário internacional, a abordagem tem sido distinta; em outros países, esses materiais foram empregados em estado centrifugado ou seco ao ar, sem tratamento térmico prévio (Nazir et al., 2020). Contudo, é relevante destacar o estudo de Clausi e Pinto (2023), que investigaram o tratamento desses materiais em uma ampla faixa de temperaturas, variando de 105 °C a 950 °C. A justificativa para submeter esses materiais a altas temperaturas reside na eliminação da matéria orgânica, que pode comprometer o desempenho de obras geotécnicas.

Nesse contexto, a presente pesquisa assume caráter pioneiro, no Brasil e internacionalmente, ao realizar uma caracterização geotécnica abrangente de lodos férricos e alumínicos tratados termicamente a 600 °C. Além disso, busca-se integrar soluções inovadoras e sustentáveis para a engenharia geotécnica e de pavimentos, contemplando tanto

a viabilidade técnica quanto os benefícios ambientais e sociais associados.

1.3 Objetivo e Estratégia Metodológica

1.3.1 Objetivo

Avaliar as propriedades geohidromecânicas de um solo laterítico natural, melhorado e com incorporação de lodos de ETA de natureza férrica e alumínica, por meio de caracterizações física, hidráulica, mecânica, de deformabilidade, química e microestrutural considerando-se as condições típicas de carregamento aplicadas em pavimentos.

1.3.2 Estratégia Metodológica

Para que seja possível atingir esse objetivo serão utilizadas a seguintes estratégias para desenvolvimento da pesquisa:

- Caracterização física do solo laterítico natural, melhorado e com incorporação de lodos de ETA, incluindo ensaios de granulometria conjunta, compactação, massa específica das partículas, limites de Atterberg e classificação dos solos.
- Caracterização hidráulica do solo laterítico natural, melhorado e com incorporação de lodos de ETA, por meio de ensaios de curva característica solo-água (SWCC) e condutividade hidráulica saturada (permeabilidade).
- Caracterização mecânica do solo laterítico natural, melhorado e com incorporação de lodos de ETA, incluindo ensaios de Índice de Suporte Califórnia (CBR), mini-CBR, compressão simples (UCS), módulo de resiliência e deformações permanentes.
- Caracterização da deformabilidade do solo laterítico natural, melhorado e com incorporação de lodos de ETA, por meio de ensaios triaxiais com instrumentação interna e ensaios com Bender Elements.
- Caracterização química e microestrutural do solo laterítico natural, melhorado e com incorporação de lodos de ETA, por meio de ensaios de Plasma Acoplado Indutivamente (ICP) e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

Capítulo 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Solos Lateríticos in Natura e Modificados para a Pavimentação

As metodologias aplicadas no desenvolvimento de pavimentos nos países da América do Sul foram adotadas com base em métodos desenvolvidos em climas muito diferentes em relação a cada característica regional. Assim, no Brasil, também foram adotadas metodologias tradicionais, que, apesar de demonstrarem sua viabilidade do ponto de vista técnico, implicaram custos elevados associados à importação de materiais. Isso porque esses métodos não consideram adequadamente as particularidades climáticas, geológicas e de tráfego específicas de cada região. Dessa forma, surgiram publicações importantes sobre a incorporação de materiais locais nas camadas da estrutura de pavimentação, como Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos de Nogami e Villibor (1995), bem como Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas (Bases Alternativas com Solos Lateríticos e Gestão de Manutenção de Vias Urbanas) de Villibor et al. (2009), que tem como objetivo fornecer subsídios para o estudo de solos e materiais para a execução das diversas camadas de pavimentos de baixo custo com o uso de solos lateríticos, incluindo técnicas construtivas das camadas de base, sub-base e reforço de subleito.

Na década de 1970 foi desenvolvido um método mais adequado para classificar solos de regiões tropicais. Trata-se do MCT (Miniatura Compactado Tropical), desenvolvido por Nogami e Villibor, como alternativa às limitações dos procedimentos tradicionais, que se mostraram insuficientes para distinguir os principais tipos de solos tropicais (lateríticos e saprolíticos) e incorporar esses solos em camadas de pavimentação, apesar de serem considerados inadequados pelos sistemas clássicos USCS e AASHTO. Na Figura 2.1 são apresentadas as propriedades típicas de solos tropicais ilustradas na norma DNIT 259 (DNIT, 2023) para aplicação em pavimentação.

No entanto, apesar de serem materiais que atendem às especificações técnicas, eles são suscetíveis quando submetidos à saturação e perda da sucção. Com base especialmente no solo de interesse, que corresponde a um solo arenoso fino de comportamento laterítico (SAFL), alguns defeitos do pavimento relacionados ao processo construtivo que podem ocorrer em decorrência do aumento do teor de umidade na camada de base próximo às canaletas de drenagem lateral. Esse fenômeno resulta na redução da capacidade de suporte do solo e de processos erosivos nas bordas do pavimento (Forbes, 1994).

Classes			**N - Solos de comportamento não laterítico**				**L - Solos de comportamento laterítico**		
Grupos			**NA Areias**	**NA' Arenosos**	**NS' Siltosos**	**NG' Argilosos**	**LA Areias**	**LA' Arenosos**	**LG' Siltosos**
Granulometrias Típicas (Minerais) (1)			- Areias - Areias Siltosas - Siltes (q)	- Areias Siltosas - Areias Argilosas	- Siltes (k, m) - Siltes Arenosos - Siltes Argilosos	- Argilas - Argilas Arenosas - Argilas Siltosas	- Areias com pouca argila	- Areias Argilosas - Argilas Arenosas	- Argilas - Argilas Arenosas
Capacidade de Suporte	Mini-CBR sem imersão	Muito alto > 30 Alto 12 - 30 Médio 4 - 12 Baixo < 4	Alta a Média	Alta	Alta a Média	Alta	Alta	Alta a Muito Alta	Alta
	Perda de Suporte por imersão	Alta > 70 Média 40 - 70 Baixa < 40	Baixa a Média	Baixa	Alta	Alta	Baixa	Baixa	baixa
Expansão (%) (2)		Alta > 3 Média 0.5 - 3 Baixa < 0.5	Baixa	Baixa	Alta	Alta a Média	Baixa	Baixa	Baixa
Contração (%) (2)			Baixa a Média	Baixa a Média	Média	Alta a Média	Baixa	Baixa a Média	Baixa a Média
Permeabilidade *k* (cm/s)		Alta > 10^{-3} Média 10^{-3} - 10^{-6} Baixa < 10^{-6}	Alta a Média	Baixa	Média a Alta	Baixa a Média	Baixa a Média	Baixa	Baixa
Plasticidade IP (%) | LL (%)	Alta Média Baixa	> 30 | > 70 7 - 30 | 30 - 70 < 7 | < 30	Baixa a NP	Média a NP	Média a Alta	Alta	NP a baixa	Baixa a Média	Média a Alta

(1) q - quartzo, m - micas, k - caolinita
(2) Corpos de prova compactados na umidade ótima, energia normal, com sobrecarga padrão quando pertinente.

Figura 2.1: Classificação de solos finos tropicais (DNIT 259, 2023).

Em contextos de perda de sucção do solo, observam-se problemas primários associados à sustentação das camadas do pavimento, tais como fundamento de consolidação decorrentes da redução da capacidade de suporte ou de uma compactação inadequada da sub-base. Adicionalmente, afundamentos localizados no pavimento ocorrem quando há falhas no processo de compactação durante a execução. A ruptura da base na borda constitui um problema de relevância significativa, especialmente em pavimentos com largura inferior a 8,60 m (Villibor, 1987), dimensão insuficiente para prevenir a infiltração de

umidade nas bordas da pista. Outros problemas frequentes incluem trincas de reflexão, erosão das bordas (Figura 2.2) e formação de buracos ou panelas (Forbes, 1994).



Figura 2.2: Erosão de borda (Forbes, 1994), Fig. melhorada com IA (OpenAI, 2023).

Para esta revisão de literatura, foram selecionados artigos publicados entre 2020 e 2025 em bases de dados acadêmicas como MDPI, ScienceDirect e Springer Link. Foi considerado um único critério de inclusão, com ênfase especial em estudos que empregam solos lateríticos com ou sem a incorporação de cimento. Com a finalidade de obter os melhores resultados, utilizou-se a seguinte fórmula de busca: *("Pavements") AND ("Lateritic soils"OR "Tropical soils") AND ("Base"OR "Sub-base"OR "Subgrade") AND ("Characterization")*. Dessa forma, foram obtidos 63 registros no ScienceDirect, 0 registro na MDPI e *("Pavements") AND ("Lateritic soils"OR "Tropical soils") AND ("Base"OR "Sub-base"OR "Subgrade")* que permitiu obter 13 registros no Springer Link. Com esses resultados, procedeu-se à seleção de artigos com base no critério de inclusão, definidos como: *Estudos que apresentam a utilização de solos lateríticos na pavimentação*. Por tanto, foram selecionados 9 registros no ScienceDirect e 2 no Springer Link fazendo um total de 11 estudos.

Amadi et al. (2025) realizaram um programa de ensaios experimentais para avaliar e comparar os efeitos estabilizadores de três tipos de cimento Portland com diferença no tipo e percentual de material suplementar adicionado ao clínquer (CEM I é quase puro, CEM II com adição de calcário e CEM III com adição de escória de alto-forno)

nas propriedades físicas e mecânicas de um solo laterítico classificado como MH. Foram realizados ensaios de laboratório em misturas de solo com teores de cimento de 0, 3, 6, 9 e 12% de massa seca. Os resultados caracterizaram fisicamente o solo argiloso laterítico com 36,9% de areia, 63,1% de finos (silte e argila), com limite de liquidez e índice de plasticidade de 60 e 21%, respectivamente. Além disso, o peso específico seco máximo foi de 13,9 kN/m3 e um teor de umidade ótima de 28%. Os resultados mostraram que todos os teores para os três tipos de cimento reduziram significativamente o índice de plasticidade para um valor de 5.05% e aumentaram o $\gamma_{d,max}$ para 16,9 kN/m^3 com CEM I a 12%. Por outro lado, a resistência à compressão simples foi significativamente melhorada em até 14 vezes, e o CEM I demonstrou ter mais influência nos períodos de cura iniciais (7 dias), enquanto o CEM III teve melhor desempenho em longo prazo (90 dias).

Bualuang et al. (2024) investigaram o emprego de aditivos químicos de estireno-butadieno (SBR) e látex acrílico-estireno (SA), em estado aquoso, como modificadores em materiais de sub-base tratados com cimento (CTSB), visando aprimorar propriedades mecânicas e reduzir o consumo de cimento de modo sustentável. O estudo utilizou um solo laterítico classificado como areia argilosa (SC) pelo Sistema Unificado de Classificação de Solos (USCS), com distribuição granulométrica de 19,7% de finos, 70,8% de areia e 9,5% de pedregulho. O material natural apresentou índice de plasticidade de 3,5%, teor de umidade ótimo de 10,8%, massa específica seca máxima de 2,016 g/cm^3 à energia de compactação modificada e índice de suporte Califórnia (CBR) de 11%. Os resultados demonstraram que a substituição de 10% de SA e 15% de SBR (em massa de cimento) elevou significativamente a resistência à compressão simples (UCS), além de reduzir a ascensão capilar e melhorar a estabilidade frente à umidade. Os teores ótimos de aditivo químico para atingir a resistência à compressão mínima exigida foram 1,6% (CTSB-SA) e 2,4% (CTSB-SBR), contra 3,3% para a CTSB convencional, conforme padrões tailandeses. Concluiu-se que ambos os polímeros otimizam o desempenho da sub-base, com o SBR destacando-se no incremento do módulo resiliente e o SA na eficiência da redução do teor de cimento, promovendo sustentabilidade na construção de pavimentos.

Yohanna et al. (2024) avaliaram a resistência estrutural melhorada de um solo laterítico estabilizado com cimento e reforçado com fibras de sisal e tiras de plástico reciclado. O objetivo do estudo foi fornecer uma alternativa sustentável para aplicação em sub-bases de rodovias com tráfego leve. O material natural utilizado consistiu em um solo laterítico classificado como CL (argila de baixa plasticidade com areia) segundo o sistema USCS. Para a estabilização, foram adicionados 5% de cimento Portland, fibras de

sisal e tiras de plástico (PET), com variação de 0% a 2,5% para os reforços. Os principais resultados encontrados são mostrados na Tabela 2.1. Concluiu-se que misturas ótimas, sendo na faixa de 1 até 1,5% de fibras ou tiras, combinadas com 5% de cimento melhoram significativamente as propriedades geotécnicas do solo, validando sua aplicação em obras sustentáveis.

Tabela 2.1: Caracterização física e mecânica (Yohanna et al. 2024)

Solo / Resíduo	w_{ot} (%)	$\rho_{d,\text{máx}}$ (g/cm^3)	σ_c (kPa)	LL/PL/PI (%)
Solo	18,5	1,75	36	43/28,2/14,8
Sisal 0,5%	20,5	1,75	993	42,5/27,6/14,9
Sisal 1%	20,4	1,75	1065	42/27,7/14,3
Sisal 1,5%	21,0	1,65	1062	42,5/29,2/13,3
Sisal 2%	21,5	1,66	1041	44/31,3/12,7
Sisal 2,5%	21,5	1,63	746	45/27,9/17,1
PET 0,5%	20,5	1,77	429	41,5/29,6/11,9
PET 1%	20,5	1,78	518	41/30,2/10,8
PET 1,5%	21,0	1,79	712	41,5/30,0/11,5
PET 2%	18,0	1,78	364	42/30,2/11,8
PET 2,5%	17,8	1,79	398	42,4/27,9/14,5

Nota. Resíduo: fibras de sisal e tiras de plástico reciclado, w_{ot} (%): umidade ótima. $\rho_{d,\text{máx}}$ (g/cm^3): massa específica máxima. σ_c (kPa): Resistência à compressão simples (corpos de prova com 7 dias de cura). LL: Limite de liquidez. PL: Limite de plasticidade. PI: Índice de plasticidade.

O presente estudo utiliza um solo arenoso fino de comportamento laterítico, com fração fina (< 75 μm) inferior a 15% e não plástica. Considerando a relevância da composição mineralógica da fração fina sobre o comportamento físico, mecânico, hidráulico e de deformabilidade dos solos, torna-se pertinente avaliar como essa fração influencia as propriedades dos materiais investigados. Nesse contexto, Elhassan et al. (2023) conduziram uma investigação abrangente sobre a influência do teor e tipo de minerais argilosos nos parâmetros de resistência e rigidez do solo, analisando seis amostras de argila (S1–S6) com distintas composições mineralógicas (montmorilonita, caulinita e ilita) e diferentes origens geográficas. O estudo desses autores incluiu caracterização mineralógica, física e mecânica, cujos resultados estão sumarizados nas Tabelas 2.2 e 2.3. Os autores concluíram que a presença de caulinita melhora significativamente as propriedades mecânicas de solos argilosos, destacando sua importância para aplicações em engenharia geotécnica e pavimentação. Essa constatação é particularmente relevante para o presente estudo, uma vez que os solos lateríticos da região frequentemente apresentam caulinita como mi-

neral predominante na fração fina, o que pode contribuir para o desempenho mecânico observado no material estudado.

Tabela 2.2: Caracterização mineralógica e física (Elhassan et al., 2023)

Solo	USCS	Sm (%)	Kln (%)	Ill (%)	PI (%)	C (%)	M (%)	S (%)	G (%)
S1	CH	61	29	10	41	54	34	11,5	0,5
S2	CH	86	13	1	50	23	63	12	2
S3	CH	90	10	0	37	24	65	9	2
S4	CH	64	24	8,5	31	48	37	15	-
S5	CL	0	89	0	20	20	47	17	16
S6	CH	29	61	6	32	38	47,6	14,4	-

Nota. Solo: Solos argilosos. USCS: Classificação Unificada de Solos. Sm (%): Montmorilonita. Kln (%): Caulinita. Ill (%): Ilita. PI (%): Índice de plasticidade. C (%): Argila. M (%): Silte. S (%): Areia. G (%): Pedregulho. S5: Solo argiloso laterítico.

Tabela 2.3: caracterização mecânica (Elhassan et al., 2023)

Solo	CBR (%)	ε (%)	σ_c (kPa)	C_c	C_r
S1	1	0,11	237	0,325	0,065
S2	1	0,96	218	0,429	0,076
S3	1	0,13	154	0,406	0,075
S4	1	0,13	357	0,434	0,078
S5	18	0,09	283	0,205	0,019
S6	2	0,11	267	0,272	0,069

Nota. Solo: Solos argilosos. CBR (%): California Bearing Ratio. ε (%): Expansão. σ_c (kPa): Resistência à compressão simples. C_c: Índice de compressão. C_r: Índice de recompressão.

Dao et al. (2022) investigaram o efeito de diferentes teores de metacaulim (MK) nas propriedades mecânicas de um solo laterítico (LS) para aplicação em estruturas de pavimento. Utilizou-se um LS classificado como A-2-7 (AASHTO) e como silte argiloso mal graduado ML (USCS), com índice de plasticidade de 27,2%, indicando alta plasticidade. No ensaio de compactação sob energia normal, o solo apresentava massa específica seca máxima de 1,77 g/cm^3, teor de umidade ótimo de 23,4% e parâmetros de consolidação unidimensional C_c e C_r de 0,9123 e 0,0452, respectivamente. Para otimizar suas propriedades, o MK foi adicionado em proporções de 2%, 4%, 6%, 8% e 10% do peso seco do LS. Os resultados (Figura 2.3) evidenciaram que o MK potencializa significativamente

o Índice de Suporte Califórnia (CBR) e a resistência à compressão simples (UCS) do LS tratado. O teor ótimo de MK para desempenho mecânico máximo foi identificada em 6%. Dessa forma, concluiu-se que o MK é um material promissor para a estabilização de solos lateríticos em camadas de reforço de subleito, sub-base e base de pavimentos.

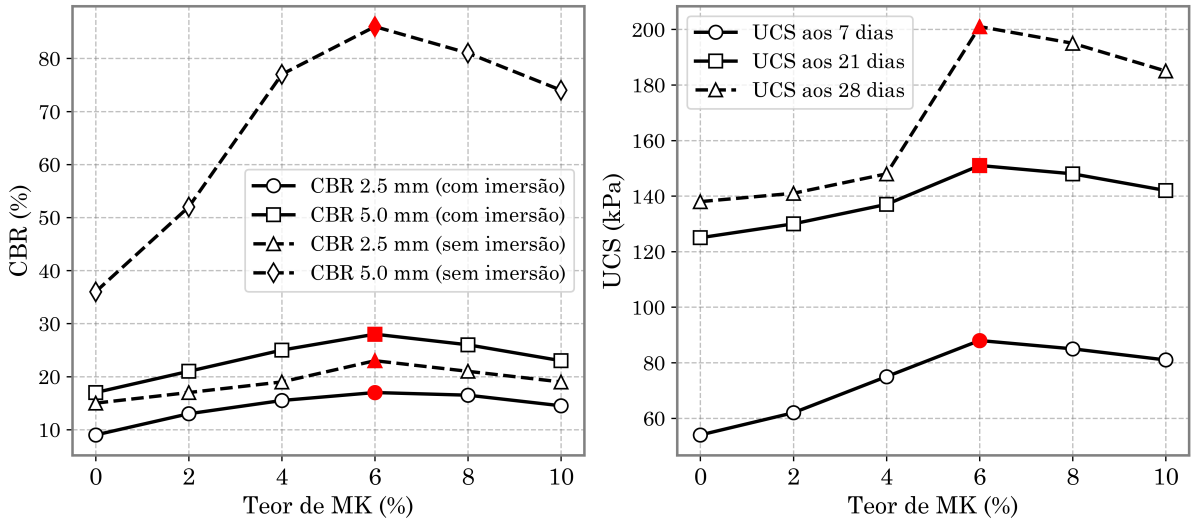


Figura 2.3: Caracterização mecânica (Dao et al., 2022).

Ampadu et al. (2022) analisaram a compactação de solos lateríticos (categorizados como materiais para sub-base ou base) utilizados em camadas de pavimento em Gana, com enfoque em suas propriedades índices, comportamento de compactação e capacidade de suporte, avaliada pelo CBR. Para as propriedades índices, a distribuição granulométrica dos solos foi determinada antes e após a compactação em campo e em laboratório. Os resultados demonstraram que a compactação em campo provocou ruptura significativa das partículas nos materiais de base e sub-base. Os solos estudados apresentaram limite de liquidez entre 31% e 40% e índice de plasticidade variando de 12% a 19%. Ensaios de compactação com energias normal, intermediária e modificada, além do ensaio CBR sob condições saturadas e não saturadas, permitiram quantificar a perda de capacidade de suporte e indicaram que o controle do grau de saturação é essencial para uma compactação eficiente. Esse estudo é relevante para compreender a influência da variação da distribuição granulométrica durante os processos de compactação em campo e em laboratório. Entretanto, como a presente dissertação considera apenas o material que passa na peneira de 2.00 mm, assume-se que a distribuição do tamanho das partículas permanece constante para qualquer energia de compactação aplicada em laboratório.

Ojuri et al. (2022) investigaram o uso de pó de osso bovino (CBP, do inglês Cow Bone Powder) e grânulos de resíduos plásticos (PP, Polypropylene) como substitutos parciais sustentáveis da cal hidratada (L, Lime) na estabilização ecológica de solos lateríticos para construção de pavimentos. Da caracterização física, o solo laterítico (LS) coletado no estado de Ado-Ekiti (Nigéria) foi classificado como argila de baixa plasticidade (CL/A-6), com índice de plasticidade de 13%, massa específica seca máxima de 1,58 g/cm^3 e teor de umidade ótimo de 23,5%, , a partir do ensaio de compactação sob energia normal. Na caracterização mecânica, o solo apresentou resistência à compressão simples de 38 kPa, CBR saturado de 8% e CBR não saturado de 17%. Para a estabilização do solo, foram realizados ensaios físicos e mecânicos com variações nas proporções de cal (4% a 10%), uma dosagem fixa de 7% de CBP e teores de PP entre 0,5% e 2,0%. Os principais resultados, resumidos na Tabela 2.4, comparam o solo natural (LS), a mistura convencional com cal (LS+10%L) e a mistura otimizada com resíduos (6%L+7%CBP+1%PP). A mistura ótima com resíduos superou a mistura tradicional com cal em parâmetros como: resistência à compressão simples, CBR, resistência ao cisalhamento, redução da permeabilidade e diminuição do coeficiente de compressibilidade volumétrica. O estudo concluiu que a combinação ideal de resíduos não apenas reduziu o consumo de cal em 40%, mas também apresentou desempenho superior como material de sub-base para pavimentos sustentáveis em regiões tropicais.

Tabela 2.4: Caracterização mecânica (Ojuri et al., 2022)

Amostra	σ_c (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	CBR_{IP} / CBR_{HP} (%)	k (cm/s)	M_v (kPa^{-1})
LS	38	38	29	17/8	$3{,}22\times10^{-3}$	$1{,}37\times10^{-4}$
LS+R	167	28	45	62/38	$5{,}26\times10^{-4}$	$1{,}07\times10^{-4}$
LS+10%L	151	33	41	58/31	$9{,}12\times10^{-4}$	-

Nota. LS: Solo laterítico. LS+R: LS+6%L+7%CBP+1%PP. LS+10%L: LS com 10% de cal. σ_c (kPa): Resistência à compressão simples. c (kPa): Coesão. ϕ (°): Ângulo de atrito. CBR_{IP} (%): CBR com imersão. CBR_{HP} (%): CBR sem imersão. k (cm/s): Permeabilidade saturada. M_v (kPa^{-1}): Coeficiente de compressibilidade volumétrica.

Um estudo sobre a caracterização física, mecânica e de deformabilidade de solos tropicais locais foi conduzido por Fonte et al. (2022). A pesquisa comparou os resultados do módulo de resiliência (M_r), obtidos por meio de ensaios de carga triaxial repetida (RLT) em laboratório, com os do módulo de elasticidade estimado (E_{LWD}), determina-

dos por ensaios de defletômetro leve (LWD) in situ, visando à aplicação de solos tropicais em subleitos ferroviários. Foram analisadas 19 amostras de solos lateríticos e não lateríticos, coletadas no subleito de um trecho ferroviário entre os estados de São Paulo e Minas Gerais, com alta circulação de minerais e matérias-primas. A caracterização física, que incluiu a classificação pelo método MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), está apresentada na Figura 2.4 e na Tabela 2.5.

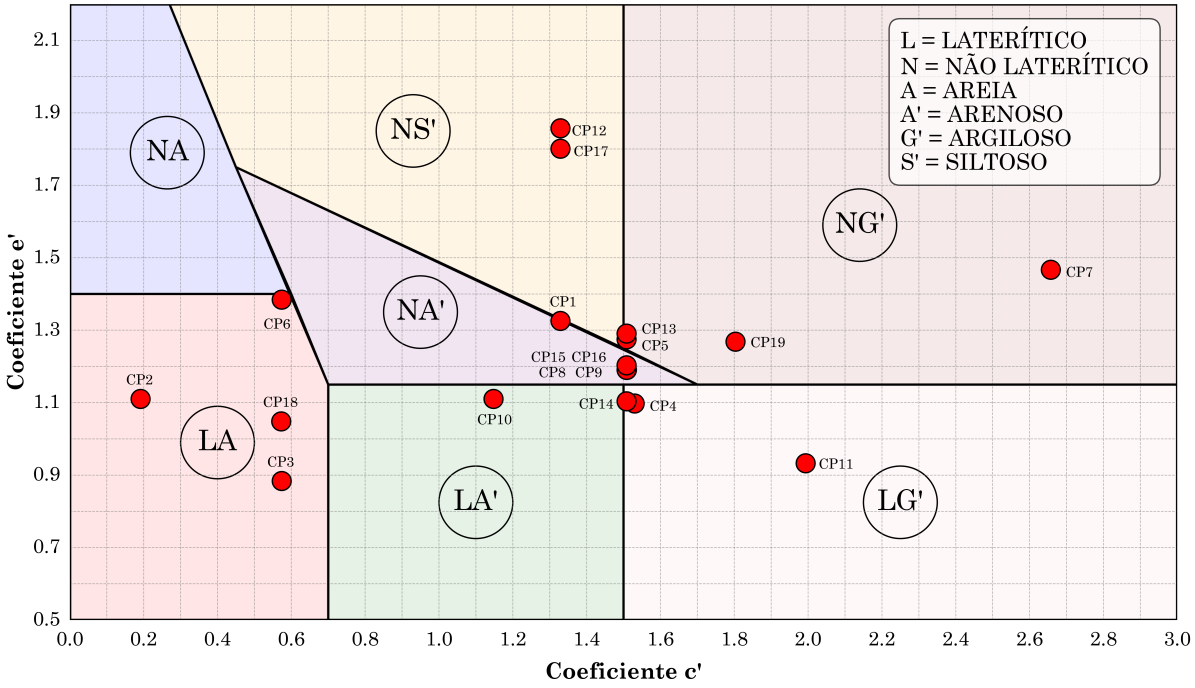


Figura 2.4: Classificação MCT (Fonte et al., 2022).

Considerando que esta dissertação pretende avaliar as condições saturada e não saturada especificamente nos ensaios de CBR e mini-CBR, é importante destacar como as mudanças de umidade e sucção influenciam nos resultados. Fonte et al. (2022) forneceram dados que permitiram observar o impacto direto da umidade no módulo de elasticidade dos solos, conforme ilustrado na Figura 2.5.

O estudo demonstrou que a relação entre o módulo resiliente (MR) obtido por meio do ensaio de carga repetida triaxial (RLT) e o módulo de elasticidade estimado tende a aumentar com o incremento da umidade do solo. Em contrapartida, os solos não lateríticos apresentaram comportamento oposto, com redução dessa relação à medida que a umidade aumentou. Adicionalmente, observou-se que a umidade interfere na correlação entre os métodos LWD e RLT, de modo que os solos lateríticos exibiram resultados

Tabela 2.5: Caracterização física (Fonte et al., 2022)

MCT	CPs	w_{campo} (%)	$\rho_{d,campo}$ (g/cm^3)	w_{lab} (%)	$\rho_{d,lab}$ (g/cm^3)
LA	2,3,6,18	5,00-27,58	1,34-1,87	8,84-30,54	1,38-2,16
LA'	10,17	18,42-22,85	1,18	25,46-26,98	1,44-1,56
LC'	4,11,14	9,17-25,87	1,26-1,41	17,78-29,30	1,42-1,76
NA'	1,8,9,15,16	14,13-25,77	1,07-1,56	19,58-34,01	1,43-1,71
NG'	5,7,13,19	14,90-26,13	1,12-1,29	22,89-31,65	1,36-1,63
NS'	12	25,38	1,38	28,20	1,43

Nota. LA: Areia quartzosa laterítica. LA': Areia laterítica. LG': Argila laterítica. NA': Areia quartzosa não laterítica. NS': Silte não laterítico. NG': Argila não laterítica. w_{campo} (%): umidadde de campo. $\rho_{d,campo}$ (g/cm^3): massa específica seca in situ. w_{lab} (%): umidade ótima de laboratório. $\rho_{d,lab}$ (g/cm^3): massa específica seca em laboratório.

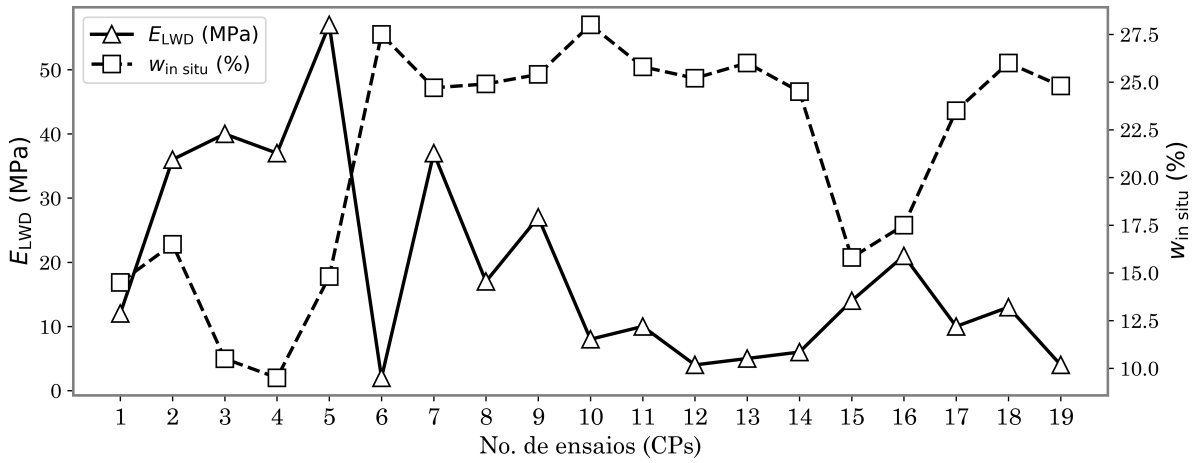


Figura 2.5: Influência da umidade in situ no E$_{LWD}$ (Fonte et al., 2022).

superiores aos dos não lateríticos. A partir desta pesquisa, ressalta-se a relevância de considerar a influência da umidade e as diferenças entre solos lateríticos e não lateríticos na interpretação dos dados. A Tabela 2.6 apresenta os resultados do comportamento resiliente exclusivamente para os solos do tipo LA', à sua classificação similar à do SAFL utilizado nesta dissertação. As constantes experimentais foram obtidas a partir do modelo composto de Macêdo (1996).

O comportamento das estruturas de pavimento é influenciado por variações sazonais (Hurai et al., 2015). Para compreender os efeitos alternados de umedecimento e secagem em estruturas hidraulicamente ligadas, Onyelowe et al. (2021) conduziram um estudo para avaliar a influência da umidade e de geofluidos (GF) na morfologia de um

Tabela 2.6: Parâmetros k_1, k_2 e k_3 em diferentes condições de w (Fonte et al., 2022)

CPs	MCT	Umidade	k_1 (MPa)	k_2 (MPa)	k_3 (MPa)	R^2
CP1	NA'	$w_{\text{ót}}$	30,752	0,200	-0,440	0,93
CP8	NA'	$w_{\text{ót}}$	112,467	0,360	-0,160	0,78
CP9	NA'	$w_{\text{ót}}$	109,756	0,360	-0,160	0,78
CP10	LA'	$w_{\text{ót}}$	1101,850	0,880	0,040	0,99
CP15	LA'	$w_{\text{ót}}$	365,383	0,520	-0,160	0,98
CP16	NA'	$w_{\text{ót}}$	431,877	0,280	0,360	0,73
CP17	LA'	$w_{\text{ót}}$	269,383	0,560	-0,280	0,85
CP1	NA'	$w_{\text{ót}}$+2%	12,120	0,240	-0,440	0,93
CP8	NA'	$w_{\text{ót}}$+2%	28,172	0,080	-0,240	0,69
CP9	NA'	$w_{\text{ót}}$+2%	26,783	0,040	-0,200	0,70
CP10	LA'	$w_{\text{ót}}$+2%	61,725	0,040	0,080	0,16
CP15	LA'	$w_{\text{ót}}$+2%	202,162	0,520	-0,160	0,98
CP16	NA'	$w_{\text{ót}}$+2%	118,691	0,360	-0,080	0,66
CP17	LA'	$w_{\text{ót}}$+2%	63,038	0,200	-0,280	0,70
CP1	NA'	$w_{\text{in situ}}$	49,018	0,256	-0,462	0,91
CP8	NA'	$w_{\text{in situ}}$	158,013	0,377	-0,187	0,76
CP9	NA'	$w_{\text{in situ}}$	145,985	0,384	-0,201	0,78
CP10	LA'	$w_{\text{in situ}}$	1303,499	0,770	0,064	0,99
CP15	LA'	$w_{\text{in situ}}$	515,172	0,523	-0,165	0,96
CP16	NA'	$w_{\text{in situ}}$	1007,130	0,735	-0,031	0,93
CP17	LA'	$w_{\text{in situ}}$	262,515	0,468	-0,230	0,93

Nota. k_1, k_2, k_3 (MPa): Coeficientes experimentais do M_r. R^2: Coeficiente de determinação.

solo laterítico (SL) tratado com finos de pedreira (QF), analisando sua microestrutura sob diferentes condições de umidade de moldagem. O SL foi classificado como A-7-6 segundo a AASHTO, apresentando limite de liquidez de 48%, índice de plasticidade de 25%, massa específica seca máxima de 1,76 g/cm^3 e teor de umidade ótimo de 15.2%. O solo foi misturado com QF em proporções de 2% e 4% em relação à massa seca, com teores de umidade 2% e 4% acima do ótimo, e caracterizado por microscopia eletrônica de varredura (SEM) e análise química. Os resultados demonstraram que a umidade promoveu maior aglomeração de partículas, reduzindo microporos e fissuras nas amostras com 4% de QF, enquanto as com 2% de QF exibiram maior propagação de fissuras. Contudo, as análises de SEM revelaram que o excesso de umidade (4% acima da ótima) impactou negativamente, aumentando a ocorrência de fissuras, decorrente do não atendimento às recomendações em campo, com operação no ramo seco da compactação. Conforme apre-

sentado na Tabela 2.7, concluiu-se que a combinação de GF e QF favorece a estabilidade microestrutural de solos lateríticos argilosos.

Tabela 2.7: Estabilidade microestrutural (Onyelowe et al., 2021)

Propriedade	Solo natural (LS)	LS+2%QF	LS+4%QF
Fisuras/micrósporos	Moderado	Abundante	Escasso
Efeito da umidade ($w_{\text{ót}+4\%}$)	Fisuras visíveis	Fisuras aumentaram	Estrutura estável
Cimentação (flocos)	-	Parcial	Completa

Nota. Solo natural (LS): Solo argiloso laterítico. LS+2%QF: LS + 2% de finos de pedreira. LS+4%QF: LS + 4% de finos de pedreira.

Na mesma linha, Etim et al. (2021) investigaram o efeito da adição de pó de pedreira (QD) em teores de 0% a 10% combinado com cimento Portland (0% a 8%) nas propriedades físico-mecânicas de um solo laterítico CL (A-7-6) estabilizado, visando ao desenvolvimento de materiais sustentáveis para aplicação em sub-bases rodoviárias. Os resultados, apresentados na Tabela 2.8, demonstraram que a incorporação de QD promoveu: (i) a redução do índice de plasticidade do solo; (ii) o aumento da massa específica aparente seca máxima ($\rho_{\text{d,máx}}$) para as energias de compactação normal, intermediária e modificada; e (iii) o incremento significativo na resistência à compressão não confinada (UCS) e no índice de suporte Califórnia (CBR) sob condição saturada. A mistura ótima de LS+6%CEM+8%QD, atendeu integralmente aos requisitos normativos para materiais de sub-base rodoviária. Concluiu-se, portanto, que o pó de pedreira constitui uma alternativa técnica e ambientalmente viável para a estabilização de solos em camadas de pavimento.

Tabela 2.8: Caracterização físico-mecânica na mistura ótima (Etim et al., 2021)

Solo / Energia	PI (%)	$\text{UCS}_{7,\text{ dias}}$ (kPa)	$\rho_{\text{d,máx}}$ (g/cm^3)	CBR_{IP} (%)
Laterítico (SL)	18,5	201,5 (N)	1,655 (N)	8 (N)
Normal (N)	11,4	1820,7	1,655–1,745	78
Intermediária	11,4	2230,8	1,700–1,820	88
Modificada	11,4	2555,0	1,800–1,920	99

Nota. Laterítico (LS): Solo argiloso laterítico. PI (%): Índice de plasticidade. $\text{UCS}_{7,\text{ dias}}$ (kPa): Resistência à compressão simples após 7 dias de cura. $\rho_{\text{d,máx}}$ (g/cm^3): massa específica seca máxima. CBR_{IP} (%): CBR com imersão. Mistura ótima: LS+6%CEM+8%QD.

Com uma abordagem distinta, porém igualmente relevante, para a modificação de solos de reforço de subleito rodoviário, Lawer et al. (2021) investigaram os efeitos de fibras naturais de coco e palma, distribuídas aleatoriamente, nas propriedades geotécnicas de um solo laterítico classificado como argila de alta plasticidade, CH. As fibras foram incorporadas ao solo em teores entre 0,1% e 1,0% em relação à massa seca do solo. Os resultados demonstraram que a adição de fibras reduziu a massa específica seca máxima e elevou o teor de umidade ótimo. Além disso, verificou-se aumento no CBR saturado e na resistência à compressão simples, com maiores valores das propriedades mecânicas no teor ótimo de 0,2% de fibras. O estudo concluiu que a inclusão de fibras naturais, em especial as de coco com 90 mm de comprimento e teor de 0,2%, otimiza significativamente as propriedades do solo laterítico, atendendo aos requisitos mínimos para reforço de subleitos em pavimentos de baixo volume de tráfego.

2.2 Lodos de Estações de Tratamento de Água (ETA)

O lodo de ETA é um material semissólido produzido pelos processos de coagulação e floculação durante o tratamento de água potável. Estes materiais podem apresentar teores de sólidos que variam entre 1 e 25 g de sólidos por litro de água (Boscov, 2008). Segundo a norma ABNT NBR 10004 (2004) de Classificação de Resíduos sólidos, os lodos provenientes de sistemas de tratamento de água são incluídos na categoria de resíduos sólidos e, portanto, devem seguir procedimentos adequados de tratamento e disposição final.

Do ponto de vista geotécnico, o emprego de lodo de estação de tratamento de água é um aspecto relevante, que deve abranger maior concentração de pesquisas para viabilizar o seu uso como material nas camadas de pavimentos, material fino para mistura com pedregulhos e agregados grossos, material para melhoria de solos de comportamento argiloso, material para melhoria de solos com incorporação de cimento, entre outros. Que, por sua vez, envolve uma grande necessidade de conhecer as propriedades físicas, mecânicas, hidráulicas e de deformabilidade para reutilização e reciclagem.

Para esta revisão de literatura deste item, foram selecionados artigos publicados entre 2020 e 2025 em bases de dados acadêmicas como MDPI, ScienceDirect e Springer Link. Consideraram-se um único critério de inclusão, com ênfase especial em estudos que abordaram uma caracterização geotécnica de lodo de ETA para aplicação na pavimentação. Com a finalidade de obter os melhores resultados, utilizou-se a seguinte fórmula

de busca: *("Pavements") AND ("WTS"OR "Sludges") AND ("Base"OR "Sub-base"OR "Subgrade") AND ("Water Treatment").* Dessa forma, foram obtidos 230 registros no ScienceDirect, 1 registro na MDPI e 3 no Springer Link. Com esses resultados, procedeu-se à seleção de artigos com base no critério de inclusão, definidos como: *Estudos que apresentam caracterização geotécnica de lodos de estacoes de tratamento de água (lodo de ETA) por meio de ensaios de laboratório para aplicações na pavimentação.* Por tanto, foram selecionados 6 registros no ScienceDirect, 1 registro na MDPI, 2 no Springer Link e 2 mediante busca manual fazendo um total de 11 estudos.

Para discutir os avanços do tema em relação aos trabalhos científicos selecionados, inicia-se por ordem de prioridade: primeiramente, aborda-se a aplicação de lodos de ETA misturados a solos em camadas de pavimentos; em seguida, sua aplicação e aprimoramento com outros materiais; e, por fim, as utilizações para melhoria de solos argilosos e aplicações arquitetônicas.

Takao et al. (2024) realizaram uma pesquisa sobre os benefícios do uso de lodo de estação de tratamento de água (WTS) com aditivos para aplicação em pavimentos. Os autores afirmam a viabilidade desse material com base na caracterização química e normas brasileiras. Posteriormente, foram avaliados a capacidade de suporte com base no ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR) e ensaio de expansibilidade (CBR) para 10 combinações de amostras de solo, lodo, cimento e cal. Conforme mostrado na Tabela 2.9, a pesquisa constatou que apenas 1 amostra atende aos requisitos para ser usada como base, 5 para sub-base e 4 combinações para reforço de subleito.

Fiore et al. (2022) avaliaram a incorporação de 25% e 50% de lodo de estação de tratamento de água, com base no uso de coagulantes alumínicos (SL_1) e férricos (SL_2), provenientes de duas estações de tratamento do estado de São Paulo, em dois tipos de solo: um areno-argiloso (S_1) e outro arenoso (S_2). Os autores realizaram a caracterização física por meio de ensaios de distribuição de partículas e de compactação na energia modificada, e a caracterização mecânica mediante o ensaio Índice de Suporte Califórnia (CBR), baseando-se nas condições ótimas do Proctor normal. Dessa forma, avaliaram sua aplicabilidade como material para construção de aterros e sub-bases de pavimentos. Os resultados demonstraram o potencial desses lodos como substituto parcial de solo virgem.

Com base na caracterização mecânica, Fiore et al. (2022) concluíram que as misturas de solo e lodo apresentadas na Tabela 2.10 atendem aos requisitos para construção rodoviária conforme as normas brasileiras. Constatou-se que a incorporação de SL_1 e SL_2

Tabela 2.9: Aplicabilidade em pavimentos (Takao et al., 2024)

CP_i	S/WTS/C/L (%)	w_{ot} (%)	$\rho_{d,max}$ (g/cm^3)	ε (%)	CBR (%)	Aplicação
CP1	100/0/0/0	14,4	1,68	0,88	14,44	Reforço
CP2	97/3/0/0	14,2	1,72	0,36	92,33	Base
CP3	97/0/0/3	13,0	1,74	0,39	8,11	Reforço
CP4	90/10/0/0	18,6	1,42	0,24	14,87	Reforço
CP5	92/5/3/0	11,0	1,66	0,22	41,50	Sub-base
CP6	89/8/3/0	13,2	1,62	0,64	26,65	Sub-base
CP7	87/10/3/0	15,0	1,51	0,35	28,68	Sub-base
CP8	87/10/0/3	18,1	1,60	0,40	12,89	Reforço
CP9	82/15/0/3	19,3	1,58	0,22	21,25	Sub-base
CP10	77/20/0/3	21,0	1,52	0,37	20,13	Sub-base

Nota. CP_i: Amostra. S/WTS/C/L (%): Solo/Lodo de ETA/Cimento/Cal. w_{ot} (%): umidade ótima. $\rho_{d,max}$ (g/cm^3): massa específica máxima. ε (%): Expansão. CBR (%): Índice de Suporte Califórnia. Aplicação: Na pavimentação. Reforço: Reforço de subleito.

nas proporções ensaiadas em solos areno-argilosos e arenosos satisfaz os padrões para uso no corpo de aterros rodoviários. Adicionalmente, verificou-se que o lodo SL_1 (com coagulante alumínico) incorporado em solos arenosos apresentou comportamento adequado para utilização em sub-bases de pavimentos.

Nazir et al. (2020) investigaram a eficácia da utilização de resíduos (lodos) de tratamento de água (Water Treatment Residuals – WTR) na susceptibilidade ao colapso de um solo classificado como argila inorgânica de baixa plasticidade (CL). A pesquisa abrangeu, por um lado, análises espectroscópicas mediante microscopia eletrônica de varredura (MEV), difração de raios X (DRX) e espectroscopia no infravermelho com transformada de Fourier (FTIR). Por outro lado, efetuou-se uma caracterização geotécnica física por meio de ensaios de Proctor modificado e uma avaliação mecânica através de ensaios de edômetro de estágio único (SOT) e Índice de Suporte Califórnia (CBR). Os ensaios foram realizados em misturas de solo com teores de 0%, 4%, 8%, 12% e 16% de WTR.

O lodo utilizado no estudo de Nazir et al. (2020) foi fornecido pela Governadoria de El-Gharbia (Egito). Para emprego no experimento, o material foi secado ao ar durante 15 dias, procedimento adequado considerando seu baixo teor de matéria orgânica (8,4%). A caracterização microestrutural demonstrou que o WTR atua como preenchimento de vazios, promovendo uma estrutura mais densa e consolidada, com redução da porosidade e da sucção do solo natural. Quanto à caracterização geotécnica, os resultados indicaram

Tabela 2.10: Aplicabilidade em aterros e pavimentos (Fiore et al., 2022)

Amostra	w_{ot} (%)	$\rho_{d,max}$ (g/cm^3)	ε (%)	CBR (%)	Aplicação
S_1	19,5	1,666	3,4	3,9	Aterro
S_1+25%SL_1	23,7	1,436	2,0	7,5	Aterro
S_1+25%SL_2	27,8	1,473	0,7	4,0	Aterro
S_1+50%SL_1	33,5	1,257	0,4	19,3	Aterro
S_1+50%SL_2	32,6	1,310	1,0	8,0	Aterro
S_2	15,4	1,751	0,2	13,1	Aterro
S_2+25%SL_1	23,4	1,400	0,3	27,9	Sub-base
S_2+25%SL_2	20,8	1,415	1,1	15,9	Aterro
S_2+50%SL_1	32,5	1,150	0,1	26,6	Sub-base
S_2+50%SL_2	31,4	1,248	0,6	17,3	Aterro

Nota. Amostra: Identificação das misturas de lodo e solo. w_{ot} (%): umidade ótima. $\rho_{d,max}$ (g/cm^3): massa específica máxima. ε (%): Expansão. CBR (%): California Bearing Ratio. Aplicação: Em aterros e na pavimentação. S_1: Solo areno-argiloso. S_2: Solo arenoso. SL_1: Lodo com coagulantes alumínicos. SL_2: Lodo com coagulantes férricos.

que, com 10% de WTR incorporado, o solo torna-se adequado para uso como material de sub-base em pavimentação. Adicionalmente, observou-se uma redução de 24,7% no potencial de colapso. A Figura 2.6 sintetiza os principais resultados do estudo.

Nguyen et al. (2023) investigaram a reutilização de lodo de tratamento de água à base de alumínio (AS), proveniente de estações de tratamento do estado de Victoria (Austrália), como substituto do solo em construções de estradas. Para avaliar o potencial de reutilização desse resíduo, 50% de AS foi incorporado a um solo argiloso de baixa plasticidade (CL), formando a mistura CLAS. O programa experimental adotado foi um dos mais abrangentes da literatura, incluindo: (i) caracterização química e microestrutural via microscopia eletrônica de varredura (SEM) e análise química (SEM-EDX/ICP); (ii) caracterização física por meio de distribuição granulométrica, limites de Atterberg e ensaios de compactação normal; e (iii) caracterização mecânica detalhada mediante ensaios de resistência à compressão não confinada (UCS), edométrico, triaxial estático, triaxial cíclico e Índice de Suporte Califórnia (CBR). Os resultados, apresentados na Tabela 2.11 e 2.12, demonstraram a viabilidade do AS como material sustentável para substituição parcial de solos CL em pavimentação.

Clausi e Pinto (2023) avaliaram a recuperação e a reutilização de lodo de ETA proveniente de duas localidades na região da Puglia (Itália), em escala local, como matéria-

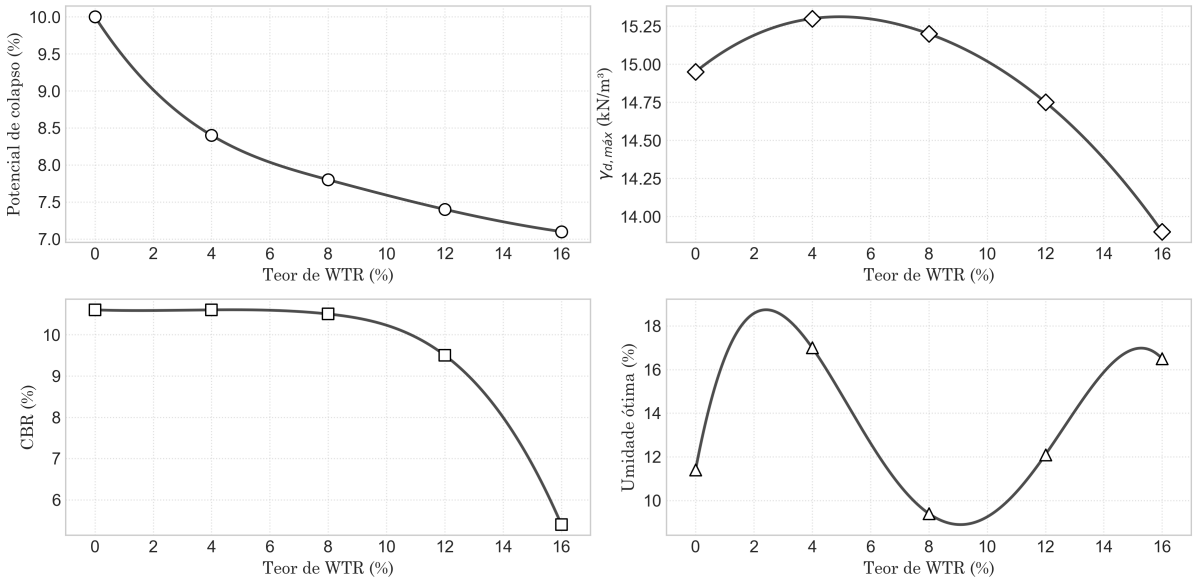


Figura 2.6: Caracterização geotécnica (Nazir et al. (2022).

Tabela 2.11: Caracterização física (Nguyen et al., 2023)

Amostra	w_{ot} (%)	$\rho_{d,max}$ (g/cm^3)	SUCS	LL/PL/PI (%)	Alumínio (g/kg)
CL	19,5	1,726	SC	40,3/20,1/20,2	-
CLAS	26,5	1,440	SC	32,5/18,4/14,1	-
AS	42,0	1,060	SC	26,1/17,0/9,1	148,49

Nota. Amostra: CL (Solo), CLAS (Solo+AS) e AS (Lodo de ETA). w_{ot} (%): umidade ótima. $\rho_{d,max}$ (g/cm^3): massa específica seca máxima. SUCS: Classificação Unificada de Solos. LL: Limite de liquidez. PL: Limite de plasticidade. PI: Índice de plasticidade. Alumínio: composição química do AS.

prima para a produção de ligantes ativados alcalinos. Embora o estudo não aborde aplicações no campo da pavimentação, ele fornece informações relevantes para a geotecnia, como a identificação das fases cristalinas da argila e a análise do tratamento térmico, que permite determinar o teor de matéria orgânica. As fases cristalinas da argila influenciam propriedades como plasticidade, expansão, retração e permeabilidade, enquanto a matéria orgânica pode afetar a resistência, a compressibilidade e a retenção de água.

Os lodos analisados por Clausi e Pinto (2023) foram coletados em Conza della Campania e Locone (Minervino Murge), denominados lodo CON e lodo LOC, respectivamente. A caracterização do material incluiu análises mineralógicas, microestruturais e químicas, com os seguintes ensaios: fluorescência de raios X (XRF), análise termogravimétrica e térmica diferencial (TG-DTA-DTG), difração de raios X em pó (XRPD),

Tabela 2.12: Caracterização mecânica (Nguyen et al., 2023)

Amostra	ε (%)	σ_c (kPa)	c - c' (kPa)	ϕ - ϕ' (°)	ε_p (%)	CBR (%)
CL	13,86	74	65,7 - 69,8	3,9 - 4,1	7,6	0,95
CLAS	12,31	126	5,6 - 28,1	17,3 - 30,8	2,3	1,92
AS	15,36	-	-	-	-	5,10

Nota. Amostra: CL (Solo), CLAS (Solo+AS) e AS (Lodo de ETA). ε (%): deformação total no ensaio edométrico. σ_c (kPa): resistência à compressão simples. c (kPa): intercepto de coesão total. c' (kPa): intercepto de coesão efetiva. ϕ (°): ângulo de atrito total. ϕ' (°): ângulo de atrito efetivo. ε_p (%): deformação permanente. CBR (%): California Bearing Ratio.

espectroscopia de infravermelho com transformada de Fourier (FT-IR), aquisições estereomicroscópicas e microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Os resultados fornecidos por Clausi e Pinto (2023) demonstraram a predominância de dióxido de silício (SiO_2) e óxido de alumínio (Al_2O_3), que juntos representaram entre 55% e 60% em peso da composição. A perda média por ignição foi de 31% na faixa de 105 a 950 °C. Além disso, foram identificadas fases cristalinas de ilita, caulinita, quartzo e calcita, com quantidades subordinadas de plagioclásio, feldspato potássico (K-feldspato) e alunogênio. Por fim, os autores determinaram que a decomposição da matéria orgânica ocorre a aproximadamente 330 °C. Algumas das características essenciais da caracterização dos materiais são apresentadas na Tabela 2.13.

Tabela 2.13: Composição química (Clausi e Pinto, 2023)

Composição (%)	Lodo CON	Lodo LOC
SiO_2	28,00	22,87
Al_2O_3	27,42	37,30
Outros	12,90	8,87
L.O.I.	31,68	30,96

Nota. Outros: CaO, Fe_2O_3, K_2O, Na_2O, MgO, TiO_2, P_2O_5 e MnO. L.O.I.: Perda por ignição na temperatura de 950°C.

Uma aplicação geotécnica relevante do lodo de ETA foi proposta por Bağrıaçık e Güner (2020) para melhoria de solos argilosos de plasticidade média a alta. Os autores investigaram a utilização de lodo proveniente de estação de tratamento de água (ETA) em misturas com um solo argiloso, realizando caracterizações química, física e mecânica dos materiais. A incorporação de lodo variou entre 2%, 4%, 6%, 8%, 10% e 12%, sendo

a proporção ótima de mistura determinada em 10% de lodo. A caracterização química identificou os principais constituintes do lodo: 48.23% de SiO_2 (dióxido de silício) e 16.02% de Fe_2O_3 (óxido de ferro). Adicionalmente, a perda por ignição a 1 000°C foi de 8.78%, indicando que a aplicação de coagulantes férricos reduz a geração de matéria orgânica em comparação aos coagulantes alumínicos. Os resultados das caracterizações física e mecânica estão sumarizados na Tabela 2.14.

Tabela 2.14: Caracterização física e mecânica (Bağrıaçık e Güner, 2020)

Amostra	w_{ot} (%)	$\rho_{d,max}$ (g/cm^3)	σ_c (kPa)	q_u (kPa)
Solo+0%WTS	18,1	1,740	129	180,5
Solo+2%WTS	17,8	1,708	130	-
Solo+4%WTS	18,0	1,750	167	-
Solo+6%WTS	17,4	1,764	199	-
Solo+8%WTS	18,3	1,786	222	-
Solo+10%WTS	18,2	1,809	251	305,0
Solo+12%WTS	17,2	1,775	248	-

Nota. Amostra: Solo (Argiloso) + lodo de ETA (WTS). w_{ot} (%): umidade ótima. $\rho_{d,max}$ (g/cm^3): massa específica seca máxima. σ_c (kPa): resistência à compressão simples. q_u (kPa: Capacidade de carga.

Dois estudos interessantes relacionados à pavimentação que apresentaram diferentes alternativas para a utilização de lodo de ETA são os de Bijalwan et al. (2024), que usaram lodo de estação de tratamento de água (ETA) para gerar geopolímeros usando cinzas volantes (FA) e escória granulada de alto-forno (GGBS) para aplicação na estabilização de sub-bases de pavimento. O estudo demonstrou que os geopolímeros WTS-FA-GGBS (para proporções de 10%, 20% e 30%), ativados com soluções alcalinas de hidróxido de sódio (NaOH) e silicato de sódio (Na_2SiO_3), atingiram valores de resistência à compressão simples (UCS) e Índice de Suporte Califórnia (CBR) acima do valor mínimo exigido pelas normas indianas. Isso confirmou sua viabilidade como uma alternativa sustentável para a reutilização de resíduos industriais na engenharia civil. Por outro lado, Hasan et al. (2022) avaliaram o potencial de reciclagem do lodo de ETA como material de enchimento em misturas asfálticas a quente com o objetivo de oferecer uma alternativa sustentável e um gerenciamento mais adequado. Os resultados mostraram que o teor ideal de incorporação de lodo é de 4,5% e permite melhorar as propriedades volumétricas das misturas, como vazios no agregado mineral, embora exija um teor de ligante asfáltico mais alto em comparação com os materiais de enchimento tradicionais. No entanto, cabe salientar que

não foram avaliados os resultados em longo prazo, em razão da relevância da matéria orgânica.

Há outras aplicações na literatura que oferecem uma solução sustentável para a gestão de resíduos e reduzem o impacto ambiental associado ao seu descarte. Embora não estejam relacionadas à geotecnia, essas aplicações são importantes de mencionar, pois utilizam como principal material o lodo de ETA. Li et al. (2025) desenvolveram tijolos permeáveis a partir de lodo de ETA (WTS) e cinzas volantes de carvão. Os resultados mostraram que os tijolos produzidos atendem aos padrões de construção, valorizando assim esses materiais. Além disso, a caracterização química realizada no estudo indicou entre 20% e 30% de matéria orgânica durante a perda por ignição, além de altos teores de alumínio (Al) e sílica (Si).

Por fim, Liu et al. (2024) avaliaram a viabilidade de utilizar cinzas volantes de carvão marrom (BCFA) para estabilizar solos argilosos expansivos em pavimentos. Embora esse material não seja um lodo de ETA, suas propriedades químicas e geotécnicas são semelhantes, como elevados teores de sílica (SiO_2: 45,27%) e óxido de alumínio (Al_2O_3: 22,58%). O estudo incluiu caracterizações física, mecânica e hidráulica, sendo esta última particularmente relevante para esta pesquisa. A curva característica solo-água (SWCC) demonstrou que a adição de BCFA reduziu a capacidade de retenção hídrica do solo, indicando menor sucção em comparação ao solo natural. Esse resultado é crucial para a engenharia rodoviária, pois reduz a suscetibilidade a variações volumétricas. A dosagem ideal de BCFA foi de 3%, que aumentou o módulo de resistência e permitiu a oservar o fenômeno de acomodação de partículas finas como microestrutura.

2.3 Diretrizes para a Pavimentação

As diretrizes para a pavimentação a serem estudadas compreendem aquelas estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), pelo Instituto de Pavimentação Rodoviária (IPR) e pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Além disso, foram pontualmente estudadas as normas técnicas, instruções normativas e especificações de serviço pertinentes, conforme detalhado a seguir:

- *MANUAL DNIT 719/2006* – Manual de Pavimentação. 3. ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006.
- *INSTRUÇÃO DE PROJETO IP-04/2004* – Dimensionamento de pavimentos fle-

xíveis para tráfego leve e médio.

- *INSTRUÇÃO DE PROJETO IP-05/2004* – Dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego meio pesado, pesado, muito pesado e faixa exclusiva de ônibus.
- *ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA ET-DE-P00/015* – Sub-base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico – SAFL.
- *ESPECIFICAÇÃO TÉCNICA ET-DE-P00/002* – Reforço do subleito.
- *INSTRUÇÃO DE PROJETOS IP-DE-P00/001* – Projeto de Pavimentação.
- *NORMA DNIT 138/2010-ES* – Pavimentação – Reforço do subleito – Especificação de serviço.
- *NORMA DNIT 140/2022-ES* – Pavimentação – Sub-base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço.
- *NORMA DNIT 142/2022-ES* – Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço.

De acordo com o Manual de Pavimentação e as diretrizes técnicas da Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP), complementadas pelas especificações do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo (DER/SP) e das Normas DNIT (2022) para solos melhorados (para camadas estruturais de pavimentação - particularmente no que tange à aplicação de solo-cimento em bases, sub-bases e reforço de subleito) devem-se obrigatoriamente atender aos critérios expostos nas Tabelas 2.15 (especificações para subleito), 2.16 (requisitos para base) e 2.17 (especificações para sub-base).

Tabela 2.15: Especificações técnicas para subleito

Norma	**Especificações técnicas para subleito**
IP-01, IP-04, IP-05/2004	A. Granulometria com 90% passante na peneira 2,00 mm
IP-DE-P00/001	A. CBR ou Mini-CBR $\geq$ 2% B. Expansão $\leq$ 2% C. GC = 100% da energia normal ou intermediária

Nota. CBR: Índice Suporte Califórnia; GC: Grau de Compactação.

Tabela 2.16: Considerações para a base

Norma	**Considerações para a base**
IP-04/2004	A. CBR ou Mini-CBR $\geq 80\%^{(1)}$ B. Expansão $\leq 0{,}5\%^{(1)}$
IP-05/2004	A. CBR ou Mini-CBR $\geq 80\%^{(2)}$ B. Expansão $\leq 0{,}5\%^{(2)}$
IP-DE-P00/001	A. CBR ou Mini-CBR $\geq 80\%$ B. Expansão $\leq 1\%$ C. Solo-Cimento: resistência característica à compressão simples deve ser avaliada aos 7 dias de cura.
ET-DE-P00/015	A. Mini-CBR sem imersão $\geq 40\%$ B. RIS $\geq 50\%$ C. Expansão $\leq 0{,}3\%$ D. Contração 0,1% a 0,5% E. Compactação na energia intermediária F. Passante 100% na peneira de 2,00 mm G. Pertencer aos grupos LA, LA' e LG' da classificação MCT
DNIT 142/2022 [(3)]	A. Expansão $\leq 0{,}5\%$ B. CBR ou Mini-CBR $\geq 80\%$ C. Módulo de Resiliência D. Deformação Permanente E. Índice de plasticidade $\geq 6\%$

Nota. CBR: Índice Suporte Califórnia; RIS: Relação de Índice de Suporte; MCT: Miniatura Compactado Tropical; [(1)]: Para tráfego leve e médio; [(2)]: Para tráfego meio pesado, pesado e muito pesado; [(3)]: NORMA DNIT 142/2022 – ES (Solo melhorado).

Segundo as normativas técnicas vigentes, a camada de reforço de subleito deve atender a requisitos específicos conforme cada órgão regulador. A Prefeitura Municipal de São Paulo estabelece como critério mínimo um valor de CBR ou Mini-CBR superior a 20% (IP-01, 2004). O Departamento de Estradas e Rodagem exige, adicionalmente, que os materiais apresentem expansão inferior ou igual a 1%, além de características lateríticas, enquadrando-se nos grupos LA, LA' e LG' (IP-DE-P00/001). A especificação técnica ET-DE-P00/002 complementa essas exigências, determinando que os materiais devem ser isentos de componentes orgânicos e impurezas, com expansão máxima de 1%, podendo pertencer também aos grupos NA' ou NG'. Por sua vez, a norma DNIT 138/2010-ES estabelece parâmetros mais amplos, aceitando expansão de até 1% e valores de CBR ou Mini-CBR a partir de 6% para solos ou misturas de solos.

Tabela 2.17: Considerações para a sub-base

Norma	**Considerações para a base**
IP-04/2004	A. CBR ou Mini-CBR $\geq$ 30%$^{(1)}$ B. Expansão $\leq$ 1,0%$^{(1)}$
IP-05/2004	A. CBR ou Mini-CBR $\geq$ 30%$^{(2)}$ B. Expansão $\leq$ 1,0%$^{(2)}$
IP-DE-P00/001	A. CBR ou Mini-CBR $\geq$ 30% B. Expansão $\leq$ 1% C. Solo-Cimento: resistência característica à compressão simples deve ser avaliada aos 7 dias de cura.
ET-DE-P00/015	A. Mini-CBR sem imersão $\geq$ 40% B. RIS $\geq$ 50% C. Expansão $\leq$ 0,3% D. Contração 0,1% a 0,5% E. Compactação na energia intermediária F. Passante 100% na peneira de 2,00 mm G. Pertencer aos grupos LA, LA' e LG' da classificação MCT
DNIT 140/2022 $^{(3)}$	A. Expansão $\leq$ 1,0% B. CBR ou Mini-CBR $\geq$ 30% C. Módulo de Resiliência D. Deformação Permanente E. Índice de plasticidade $\geq$ 6%

Nota. CBR: Índice Suporte Califórnia; RIS: Relação de Índice de Suporte; MCT: Miniatura Compactado Tropical; $^{(1)}$: Para tráfego leve e médio; $^{(2)}$: Para tráfego meio pesado, pesado e muito pesado; $^{(3)}$: NORMA DNIT 140/2022 – ES (Solo melhorado).

Segundo o Manual de Pavimentação, para pavimentos em geral, aplicam-se os requisitos de capacidade de suporte especificados na Tabela 2.18, os quais estabelecem valores mínimos de CBR (Índice de Suporte Califórnia) para cada camada do pavimento.

2.4 Aditivos para Solo Laterítico Melhorado

Para a revisão sistemática da aplicação de aditivos em solos arenosos, com enfoque em sua utilização em camadas de pavimento, foram selecionados artigos científicos publicados entre 2020 e 2025 no banco de dados ScienceDirect. A estratégia de busca baseou-se na seguinte fórmula de pesquisa: *"Improvement of sandy soils for pavement layers"* (Melhoria de solos arenosos para camadas de pavimento). Como resultado, obtiveram-se 114

Tabela 2.18: Especificações de CBR para camadas de pavimento – DNIT (2006)

Camada	**Especificações técnicas para o valor de CBR**
Subleito	A. CBR $\geq$ 2% B. Expansão $\leq$ 2,0%
Reforço de subleito	A. CBR $\geq$ CBR do subleito B. Expansão $\leq$ 1,0% (medida com sobrecarga de 10 lb)
Sub-base	A. CBR $\geq$ 20% (com Índice de Grupo I.G. = 0) B. Expansão $\leq$ 1% (medida com sobrecarga de 10 lb)
Base	A. CBR $\geq$ 80% (com Índice de Grupo I.G. = 0) B. Expansão $\leq$ 0,5% (medida com sobrecarga de 10 lb) C. Limite de liquidez $\leq$ 25% e Índice de plasticidade $\leq$ 6%

Nota. CBR: Índice Suporte Califórnia.

registros, os quais foram submetidos à análise dos resumos e, posteriormente, à avaliação detalhada da seção Materiais e Métodos. Desse conjunto, selecionaram-se sete estudos que abordavam a utilização de aditivos, tais como cimento Portland e cal hidratada, para a melhoria das propriedades do solo em aplicações de pavimentação. Adicionalmente, foram incluídos os estudos revisados nas Seções 2.1 e 2.2 desta dissertação, totalizando 15 trabalhos relevantes para a compreensão do cenário atual de estabilização de solos para fins rodoviários. A Tabela 2.19 sintetiza os aditivos empregados e suas respectivas porcentagens de aplicação.

A finalidade de estabilizar o solo deve-se ao fato de que os solos encontrados em regiões tropicais são materiais naturais não consolidados com características mineralógicas particulares, isto é, constituídos de grãos separáveis por processos mecânicos e hidráulicos, de fácil dispersão em água, e que podem ser escavados com equipamentos comuns de terraplenagem (Villibor et al., 2009).

De acordo com o Manual de Pavimentação, 3ª ed. (2006) do DNIT, os aditivos utilizados para estabilizar solos de bases e sub-bases de pavimentos flexíveis e semirrígidos são o cimento, a cal e o betume. Em particular, este estudo concentrará sua abordagem no uso de cimento para solo melhorado. A seguir, são apresentadas as definições do manual para solo-cimento e solo melhorado com cimento.

Solo-cimento: É uma mistura devidamente compactada de solo, cimento Portland e água; a mistura solo-cimento deve satisfazer a certos requisitos de densidade, durabilidade e resistência, dando como resultado um material duro, cimentado, de acentuada

rigidez à flexão. O teor de cimento adotado usualmente é da ordem de **6% a 10%** (DNIT, 2006).

Solo melhorado com cimento: Esta modalidade é obtida mediante a adição de pequenos teores de cimento (**2% a 4%**), visando primordialmente à modificação do solo no que se refere à sua plasticidade e sensibilidade à água, sem cimentação acentuada, são consideradas flexíveis (DNIT, 2006).

Para uma visão geral do tema, apresenta-se na Tabela 2.19 uma síntese de diversos estudos que utilizaram cimento Portland e cal hidratada ou misturas de ambos para a melhoria de solos, sejam eles finos ou grossos. Ambos os aditivos são adicionados com o objetivo de compará-los e observar qual deles é o mais empregado em solos granulares.

Tabela 2.19: Revisão de estudos sobre aplicação de aditivos

Autor	**Tipo de Solo**	**Cimento (%)**	**Cal (%)**
Amadi et al. (2025)	Solo laterítico MH	3 – 12	Não
Bualuang et al. (2024)	Solo laterítico SC	3,3	Não
Yohanna et al. (2024)	Solo laterítico CL	5	Não
Li et al. (2024)	Lodo de construção	Não	3
Smaida et al. (2024)	Areia de duna	Não	1
Takao et al. (2024)	Areia siltosa SM	3	3
Ullah et al. (2023)	Não classificado	1,125 – 3,375	3 – 9
Arrieta et al. (2024)	Solo sedimentar MH	Não	3 – 9
Dao et al. (2022)	Solo laterítico MH	Não	Não
Ojuri et al. (2022)	Solo laterítico CL	Não	4 – 10
Nigitha et al. (2022)	Solo expansivo CH	2 – 4	1 – 4
Onyelowe et al. (2021)	Solo laterítico CL	Não	Não
Etim et al. (2021)	Solo laterítico CL	2 – 8	Não
Shen et al. (2021)	Argila CL	5	5
Chindaprasirt et al. (2021)	Areia	5	Não

Nota. Dados compilados de estudos recentes sobre estabilização de solos com aditivos. "Não"indica ausência do aditivo no estudo..

Na maioria das pesquisas analisadas, a cal hidratada é usada como agente estabilizador, especialmente em solos finos. No entanto, há dois casos em que a cal hidratada

foi usada em solos de granulometria grossa. Por um lado, Li Ch., et al. (2024) usaram cal hidratada para estabilizar resíduos industriais. Por outro lado, Smaida A., et al. (2024) usaram a cal hidratada como agente estabilizador para areias puras. A faixa de variação do teor de cal hidratada encontra-se entre 1% e 9% da massa do solo.

Com relação ao cimento Portland como agente estabilizador do solo, Shen Y., et al. (2021) aplicaram uma proporção de 5% para melhorar argilas de baixa plasticidade. Da mesma forma, Chindaprasirt P., et al. (2021) aplicaram 5% de cimento Portland para estabilização de solo arenoso.

Por fim, os estudos de Ullah A. *et al.* (2023) e Nigitha D. e Prabhanjan N. (2022) usaram misturas de solo e cal para melhorar os solos de subleito e de solo expansivo, respectivamente. Assim, para o solo laterítico, deve-se utilizar uma dosagem de cimento de $\leq 5\%$, pois os estudos da Tabela 2.19 mostram que 5% é uma proporção média aplicada.

2.5 Mecânica de Solos Não Saturados Aplicada para a Pavimentação

Na engenharia geotécnica aplicada a rodovias, o assunto da drenagem torna-se um requisito fundamental para o bom desempenho das camadas que compõem a estrutura do pavimento, pois permite manter os materiais próximos às condições de saturação ótima para um bom desempenho. Para essa finalidade, a compreensão do papel fundamental da água torna-se possível por meio de avanços na mecânica de solos não saturados.

Os solos em pavimentação são essencialmente não saturados. Os estados, saturado ($S_r = 100\%$) e seco ($S_r = 0\%$) representam apenas duas condições extremas e limitantes do solo (Charles e Bruce, 2007). Em outras palavras, esses materiais antropogênicos estão sempre localizados acima do lençol freático, também denominada zona vadosa. Assim, Fredlund e Morgenstern (1977) estabelecem que um solo não saturado é composto por quatro fases (Figura 2.7): sólida, água, ar e uma interface ar-água, denominada camada contrátil (Paddy, 1969). Embora os mecanismos físicos que ocorrem nessa camada sejam relevantes, sua espessura corresponde à ordem de algumas camadas moleculares. Dessa forma, a subdivisão física da camada contrátil pode ser considerada parte da fase aquosa sem incorrer em erros significativos. Portanto, o solo não saturado pode ser adequadamente representado por um diagrama trifásico simplificado, referente à soma das massas e dos volumes de todas as partículas do solo.

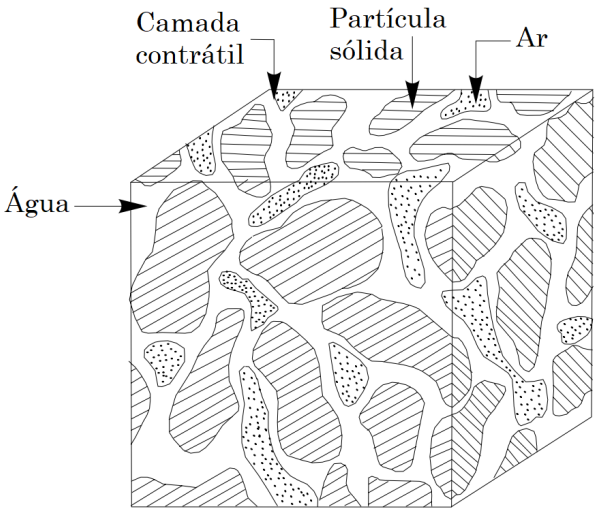


Figura 2.7: Elemento de solo não saturado (Fredlund, 1978)

Com o intuito de facilitar a compreensão, este item apresenta, de forma concisa, os princípios fundamentais da mecânica dos solos não saturados, seguido da exposição de estudos recentes que incorporam esses conceitos à caracterização física, mecânica, hidráulica e de deformabilidade.

2.5.1 Princípios físicos

O primeiro conceito físico relevante é o da *tensão superficial* σ_s, resultante das forças de coesão exercidas pelas moléculas de um líquido entre si. Conforme ilustrado na Figura 2.8, em uma molécula localizada no interior do líquido, essas forças atrativas são distribuídas uniformemente. No entanto, uma molécula situada na superfície do líquido está sujeita a uma força atrativa líquida direcionada para o interior do líquido. Esse conceito é fundamental para a compreensão das tensões desenvolvidas em meios porosos na presença de solutos. Por exemplo, sais inorgânicos tendem a aumentar a tensão superficial, enquanto tensoativos a reduzem.

Como segundo ponto, quando o líquido (água) está em contato com uma superfície sólida, conforme ilustrado na Figura 2.9, as forças adesivas entre as moléculas do sólido competem com as forças coesivas do líquido, resultando na deformação da interface da superfície líquida. Consequentemente, forma-se um *ângulo de contato* θ_c entre a superfície sólida e a tangente à interface no lado do líquido. A equação que descreve esse ângulo de contato, resultante do equilíbrio de forças no ponto de interação sólido-líquido-gás, é expressa por:

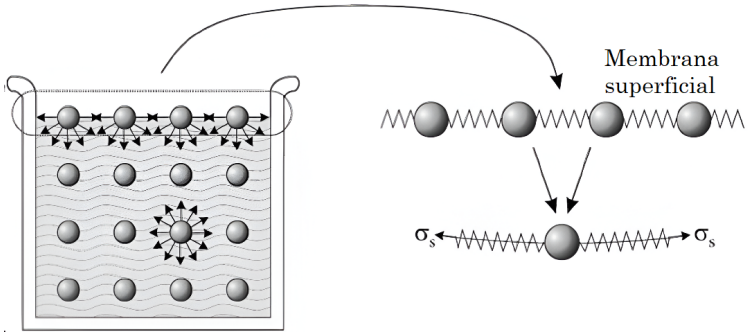


Figura 2.8: Equilíbrio de moléculas líquidas e tensão superficial (Caicedo, 2019)

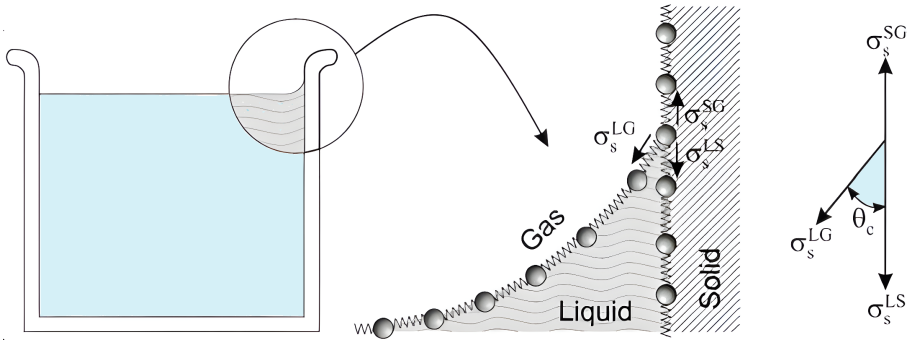


Figura 2.9: Equilíbrio de forças na interseção sólido-líquido-gás (Caicedo, 2019)

$$\cos\theta_c = \frac{\sigma_s^{SG} - \sigma_s^{LS}}{\sigma_s^{LG}} \tag{2.1}$$

Onde, σ_s^{LS} é a tensão superficial líquido-sólido, σ_s^{LG} é a tensão superficial líquido-gás, σ_s^{SG} é a tensão superficial sólido-gás e θ_c é o ângulo de contato.

Por outro lado, o sistema solo-água forma meniscos entre partículas adjacentes do solo, de modo análogo ao comportamento da água em um tubo capilar (Figura 2.10), podendo ser representado por um modelo capilar (Buckingham, 1907). De forma semelhante, a pressão negativa gerada em um menisco resulta na *ascensão capilar* da água em tubos de pequeno diâmetro, cuja altura pode ser determinada de maneira simples por meio da Lei de Jurin, expressa na Equação 2.2.

$$h_c = \frac{2\sigma_s \cos\theta_c}{r_c \gamma_w} \tag{2.2}$$

Onde σ_s representa a tensão superficial na interface sólido-líquido, θ_c é o ângulo de contato entre o líquido e a parede capilar, r_c denota o raio interno do tubo capilar, γ_w

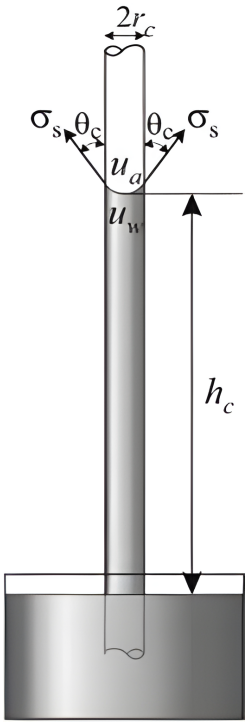


Figura 2.10: Equilíbrio de uma coluna de água em um tubo capilar (Caicedo, 2019)

corresponde ao peso específico da água e h_c é a altura de ascensão capilar.

Com base na Lei de Jurin e no modelo capilar, assume-se que o material seja completamente molhável, resultando em um ângulo de contato nulo ($\theta = 0$). Além disso, a pressão do ar é zero ($u_a = 0$), enquanto a pressão da água é negativa ($u_w < 0$). Essa condição introduz o conceito de *sucção matricial*, definido como a diferença entre a pressão do ar e a pressão da água ($s = u_a - u_w$). No entanto, em um meio poroso real, como o solo, a definição do raio dos vazios é extremamente complexa. Uma alternativa é representar o meio poroso por um raio médio, denotado como $\bar{r}_c$. Por exemplo, na Figura 2.11, o conceito de sucção é representado pela Equação 2.3, conhecida como **equação de Laplace**.

$$u_a - u_w = \sigma_s \left(\frac{1}{r_{c1}} + \frac{1}{r_{c2}} \right) \rightarrow u_a - u_w = \frac{2\sigma_s}{\bar{r}_c} \tag{2.3}$$

Por fim, outro princípio essencial é a *umidade relativa* incorporada na **equação de Kelvin**. Conforme demonstrado, o modelo capilar estabelece relações termodinâmicas que vinculam a pressão de vapor ao redor de um menisco à pressão diferencial acima e abaixo dele ($u_a - u_w$). Quando o sistema da Figura 2.10 atinge o equilíbrio, o Teorema

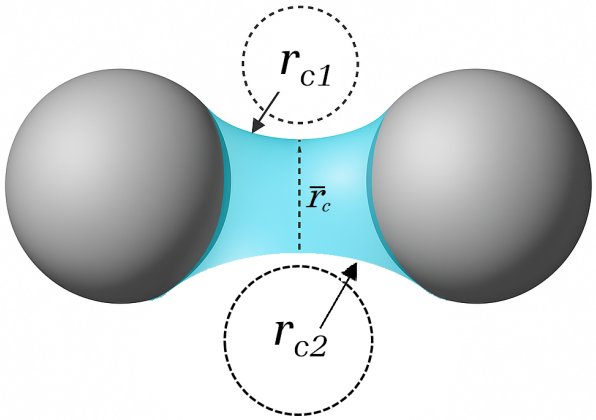


Figura 2.11: Ponte capilar entre duas partículas esféricas.

de Pascal é aplicado, expresso em termos de altura de ascensão capilar (h_c) e sucção s da seguinte forma:

$$u_v = u_{vs}\, e^{-\frac{(u_a - u_w)M_w}{RT\rho_w}} \rightarrow U_w = e^{-\frac{sM_w}{RT\rho_w}} \tag{2.4}$$

Em que u_v é a pressão de vapor de água acima de um menisco sob uma pressão de sucção s, R é a constante dos gases ideais, M_w é a massa molar da água, T é a temperatura absoluta, ρ_w é a massa específica da água, u_{vs} é a pressão de vapor de saturação e U_w é a umidade relativa expressa como u_v/u_{vs}.

2.5.2 Definição de sucção

A sucção é um dos parâmetros fundamentais que influenciam o comportamento de solos parcialmente saturados. É comumente interpretada como o estado de energia livre da água no solo (Edlefsen e Anderson, 1943), podendo ser quantificada em termos de sua pressão parcial de vapor e, do ponto de vista termodinâmico, descrita pela equação de Kelvin (Charles e Bruce, 2007).

$$s = -\rho_w \frac{RT}{M_w} \ln U_w \tag{2.5}$$

A sucção é composta por dois componentes fundamentais: a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial resulta predominantemente da ação capilar nos poros do meio e é definida como a diferença entre a pressão do ar intersticial (u_a) e a pressão da água intersticial (u_w) em meios porosos não saturados. Por sua vez, a sucção osmótica

está associada à presença de solutos, como sais ou íons, que influenciam o potencial químico da água, promovendo sua retenção ou movimentação no sistema. Portanto, ao combinar os efeitos da capilaridade e da presença de solutos dissolvidos na água, em que a concentração de soluto é representada por χ_s, obtém-se a seguinte expressão para a sucção:

$$\underbrace{s}_{\text{Sucção matricial}} + \underbrace{\frac{RT\rho_w}{M_w} \ln\left(\frac{u_{vs}(0,T,0)}{u_{vs}(0,T,\chi_s)}\right)}_{\text{Sucção osmótica}} = \underbrace{\frac{RT\rho_w}{M_w} \ln\left(\frac{u_{vs}(0,T,0)}{u_v(s,T,\chi_s)}\right)}_{\text{Sucção total}} \tag{2.6}$$

A Equação 2.6 demonstra que a sucção total (ψ) corresponde à soma da sucção capilar ou matricial ($u_a - u_w$) e da sucção osmótica (π), a qual, em termos gerais para a geotecnia, pode ser expressa pela Equação 2.7.

$$\psi = (u_a - u_w) + \pi \tag{2.7}$$

2.5.3 Métodos de medição e controle de sucção

A medição, o controle e a interpretação precisos da sucção do solo são fundamentais para compreender o comportamento de solos não saturados. Contudo, as magnitudes de sucção podem variar significativamente, de 0 a 1 GPa, e os instrumentos e técnicas de medição são aplicáveis apenas a faixas específicas de sucção (Murray e Sivakumar, 2010). Diante disso, existem métodos distintos para laboratório e outros que podem ser usados in situ. Além disso, os instrumentos são categorizados de acordo com o tipo de sucção mensurada: total, matricial ou osmótica.

Os métodos de medição e controle são categorizados em métodos diretos e indiretos. As medições diretas são geralmente consideradas mais confiáveis. No entanto, tais métodos apresentam limitações em seu escopo de aplicação. Em contraste, as medições indiretas utilizam indicadores indiretos para inferir os valores de sucção, sendo amplamente adotadas em laboratórios de ensaios de solo devido à sua acessibilidade e praticidade (Leong e Wijaya, 2023). A Tabela 2.20 sumariza os principais métodos e técnicas para medição e controle de sucção. Na presente dissertação, emprega-se o método do papel de filtro, da placa de pressão e da placa de sucção para medição, enquanto o controle é realizado por meio da técnica de translação de eixos (Hilf, 1956).

Tabela 2.20: Técnicas de medição e controle da sucção (Caicedo, 2019)

Técnica	Controle/ Medição	Tipo de sucção	Intervalo (MPa)	Tempo de equilíbrio	Nota
Placa de sucção	Controle	Matricial	0 - 0,08	Dias	1
Placa de pressão	Controle	Matricial	0 - 1,5	Dias	2
Controle osmótico	Controle	Matricial	0 - 10	Dias	3
Controle por vapor	Controle	Total	10^{-1} - 10^{3}	Semanas	4
Tensiômetro convencional	Medição	Matricial	0 - 0,08	Minutos	5
Tensiômetro de alta capacidade	Medição	Matricial	0 - 2,0	Minutos	6
Psicrômetro	Medição	Total	0,1 - 10	Minutos	7
Psicrômetro de espelho	Medição	Total	0,1 - 300	Minutos	8
Papel filtro	Medição	Matricial e Total	0,01 - 100	Semanas	9

Nota. 1: Limitado por cavitação em altas pressões de sucção. 2: Cuidado com a dessaturação da placa em altas pressões. 3: Cuidado com a durabilidade da membrana em testes de longa duração. 4: Longo tempo de equilíbrio, alta sucção. 5: Faixa de sucção baixa. 6: Dificuldade na saturação inicial do tensiômetro. 7: Caro, exige registradores de dados de alta precisão, sensível à temperatura. 8: Caro, com baixa precisão em sucções baixas. 9: Baixo custo, mas baixa precisão.

2.5.4 Curva característica solo-água (SWCC)

A curva característica solo-água (SWCC) representa uma das propriedades fundamentais no estudo de solos não saturados, permitindo a avaliação da influência da pressão negativa da água nos poros sobre parâmetros geotécnicos, como resistência ao cisalhamento, permeabilidade e compressibilidade. Essa relação é descrita por uma função do tipo sigmoide que associa o teor de umidade do solo aos valores de sucção matricial. Entre os modelos existentes, a SWCC unimodal destaca-se pela sua prevalência, exibindo uma configuração sigmoide típica. Metodologicamente, sua determinação laboratorial pode ser realizada por abordagens diretas e indiretas, conforme estabelecido por procedimentos normatizados, incluindo a ASTM D6836 para medições diretas de umidade e sucção, e a ASTM D5298 para estimativas indiretas (Julca Lozano, 2024).

A SWCC é amplamente conhecida também como a curva de retenção do solo (SWRC). A obtenção das variáveis de interesse associadas à SWCC requer familiaridade com suas convenções e formas de representação. Tradicionalmente, a SWCC é expressa graficamente mediante a plotagem do conteúdo volumétrico de água (θ) no eixo das ordenadas e da sucção matricial no eixo das abscissas. Contudo, alternativas de representação incluem:

- $w - SWCC$: baseada no conteúdo gravimétrico de água (w);
- $\theta - SWCC$: fundamentada no conteúdo volumétrico de água (θ);
- $S_r - SWCC$: definida em termos do grau de saturação (S_r).

Adicionalmente, as SWCCs podem ser classificadas conforme a metodologia de determinação: (i) métodos com medição direta de volume (aplicáveis às $\theta - SWCC$ e $S_r - SWCC$) ou (ii) métodos indiretos, nos quais o volume não é quantificado diretamente (como na $w - SWCC$). Quanto aos processos hidráulicos, as curvas podem derivar de trajetórias primárias de secagem ou umedecimento, bem como de ciclos de varredura. Do ponto de vista matemático, a modelagem da SWCC admite tanto funções unimodais quanto composições de múltiplas funções sigmoides, sendo a representação bimodal a mais frequente em solos estruturados ou com dupla porosidade.

Para conceituar o processo de secagem principal é usada uma coluna de solo conectada a um reservatório de água livre, com nível inicial posicionado no topo da coluna (Figura 2.12). Nessa condição, a distribuição da tensão da água segue um perfil hidrostático, e o solo encontra-se em estado de saturação completa ($Sr = 1$). À medida

que o nível do reservatório desce até sua posição final, a água no interior da coluna passa a ser influenciada pelas forças capilares. Consequentemente, à redução do grau de saturação (Sr) e do teor de água volumétrico (θ), ocorre um aumento na altura da coluna de água no solo (h), conforme ilustrado na Figura 2.12. Observa-se ainda que, quando a altura z é inferior a h_{sat}, a drenagem ocorre preferencialmente nos macroporos, enquanto a água remanescente se redistribui nos microporos. Esse mecanismo explica a formação da curva de retenção de água contínua (Caicedo, 2019). Por outro lado, o umedecimento principal consiste em um processo inverso, no qual a mesma coluna, inicialmente seca, tem sua base imersa em uma fonte de água livre. Nesse caso, a ascensão capilar promove a saturação progressiva do solo.

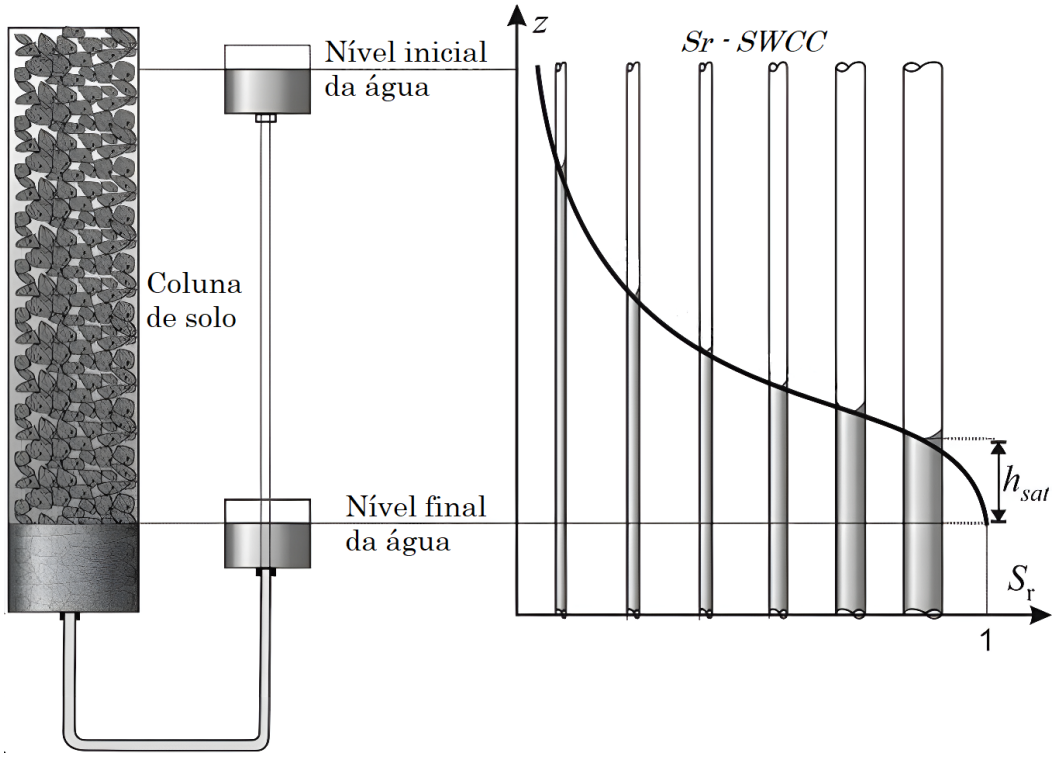


Figura 2.12: Conceitualização da curva de retenção (Caicedo, 2019).

A partir da conceituação apresentada, torna-se evidente o mecanismo de variação da sucção em estruturas de pavimento, as quais comumente se encontram em condições não saturadas. As flutuações sazonais associadas aos ciclos de umedecimento e secagem das camadas do pavimento induzem a formação de trajetórias de histerese. Nessas trajetórias, observa-se que o teor de umidade do solo durante o processo de umedecimento é sistematicamente inferior ao teor correspondente no processo de secagem, sob idênticos valores de sucção (Fredlund et al., 2000; Pham et al., 2005; Ng e Menzies, 2007). A Fi-

gura 2.13 ilustra esquematicamente a curva característica de retenção de água (SWCC) correspondente à secagem inicial, a SWCC de secagem principal, a SWCC de umedecimento principal, bem como as curvas de varredura intermediárias (Leong e Wijaya, 2023).

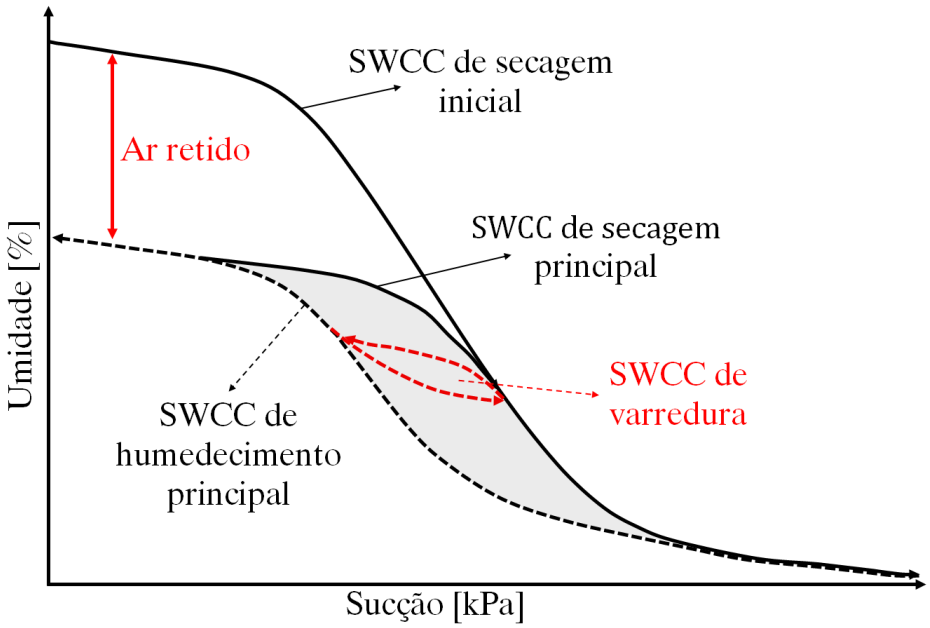


Figura 2.13: Esquema do fenômeno de histerese. (Adaptado de Caicedo, 2019).

Para a análise e modelagem da curva, os modelos empíricos propostos por van Genuchten (1980) e Fredlund e Xing (1994) são amplamente utilizados na prática da engenharia geotécnica. Ressalta-se, contudo, que tais modelos descrevem apenas a forma da curva característica de retenção de água. Além disso, diversos modelos têm sido propostos na literatura com o objetivo de estimar a SWCC (Perera et al., 2005; Chai & Khaimook, 2020). A Tabela 2.21 apresenta os modelos mais recorrentes na literatura, dentre os quais o modelo de Fredlund e Xing (1994) será adotado para a representação das SWCCs nesta dissertação.

No ajuste dos dados experimentais a funções previamente definidas para obtenção da SWCC também é recomendado considerar a influência da massa específica seca de compactação. Wijaya e Leong (2017) demonstraram que esse fator desloca a parte inicial da curva $w - SWCC$ para baixo no eixo y, enquanto desloca toda a curva $S_r - SWCC$ para a direita.

A partir da curva característica de retenção, podem ser determinados parâmetros fundamentais, tais como o conteúdo de água (gravimétrico e volumétrico), o grau de

Tabela 2.21: Equações empíricas unimodais da SWCC

Referência	**Equação**	**Parâmetros de entrada**
van Genuchten (1980)	$w(s) = \frac{(w_s - w_r)}{[1 + (a_v s)^{n_v}]^{m_v}} + w_r$	w_s = teor de água à saturação w_r = teor de água residual s = sucção do solo a_v, n_v, m_v = parâmetros empíricos de van Genuchten (1980)
Fredlund e Xing (1994)	$w(s) = \frac{w_s C(s)}{\left\{\ln\left[\exp(1) + \left(\frac{s}{a_f}\right)^{n_f}\right]\right\}^{m_f}}$ $C(s) = \frac{\ln\left(1 + \frac{s}{\psi_r}\right)}{\ln\left(1 + \frac{10^6}{\psi_r}\right)}$	a_f, n_f, m_f, ψ_r = parâmetros empíricos de Fredlund e Xing (1994)
Feng e Fredlund (1999)	$w(s) = \frac{w_s b_d + c \cdot s^{d_d}}{b_d + s^{d_d}}$	b_d, c, d_d = parâmetros empíricos de Feng e Fredlund (1999)

Nota. Modelos empíricos unimodais mais comumente usados.

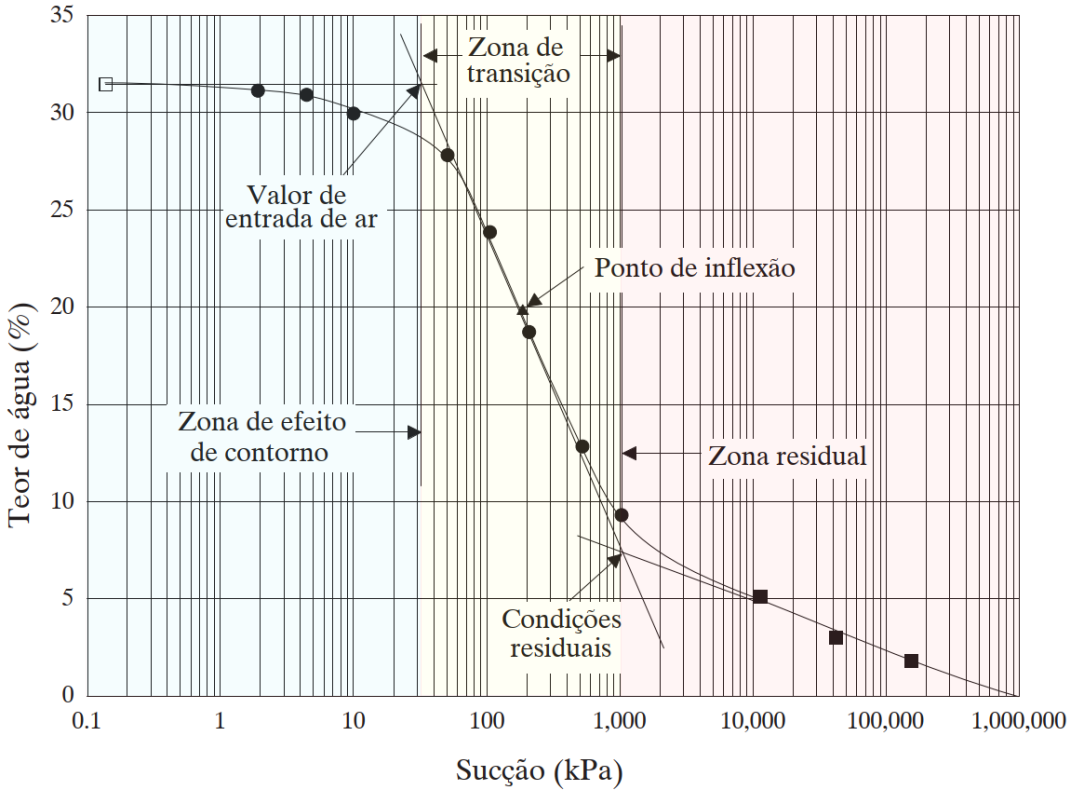


Figura 2.14: Zonas de dessaturação definidas na SWCC. (Fredlund et al., 2012).

saturação, o valor de entrada de ar (AEV), a sucção residual matricial, o conteúdo de água residual, além das características da curva relacionadas à inclinação, ao ponto de inflexão e aos parâmetros de ajuste (Julca Lozano, 2024). A Figura 2.14 apresenta uma curva de retenção típica, segmentada em três zonas: zona de efeito de limite, zona de transição e zona residual.

2.5.5 Estudos relevantes

Kung et al. (2006) investigaram o comportamento de módulo de resiliência e deformação plástica em solos coesivos não saturados de subleito, analisando os efeitos da sucção matricial (ψ_m) e das condições de umidade pós-construção. Os resultados indicaram uma relação inversa entre o módulo resiliente (M_r) e a tensão desvio (σ_d), bem como uma redução significativa no M_r com o decréscimo de ψ_m. Paralelamente, verificou-se que a deformação plástica aumenta sob essas mesmas condições. Os autores destacaram que solos com elevado teor de umidade ou baixa sucção matricial apresentam drástica redução em M_r, reforçando a necessidade de evitar tais cenários em projetos de pavimentação. Dessa forma, em substituição ao modelo convencional de M_r dependente da tensão desvio para solos finos, Kung et al. (2006) adotaram a equação proposta por Yang et al. (2005), que incorpora a sucção matricial ao modelo, baseado no conceito de tensão efetiva para solos não saturados:

$$M_r = k_1 \cdot (\sigma_d + \chi \cdot \psi_m)^{k_2} \tag{2.11}$$

Onde $\chi = (\psi_e/\psi_m)^{0.55}$; ψ_e é o valor de entrada de ar obtido da curva de retenção (AEV); ψ_m é a sucção matricial $(u_a - u_w)$; k_1 e k_2 são parâmetros de regressão determinados experimentalmente.

Como as SWCC da presente dissertação serão realizadas em solos compactados, é relevante avaliar o efeito do peso específico seco máximo de moldagem (γ_d) obtida a partir da curva de compactação. Miao et al. (2006) investigaram as curvas características solo-água (SWCC) de solos expansivos remodelados de Guangxi e Hefei (China) com distintas densidades secas (1.42, 1.48 e 1.54 g/cm^3), cujos resultados demonstraram que a configuração da SWCC apresenta correlação direta com a massa específica seca (ρ_d), a distribuição de poros e a estrutura porosa. Na Figura 2.15, observa-se que o incremento da massa específica seca de compactação desloca a curva $S_r - SWCC$ para a direita. Este comportamento evidencia que a inclinação das curvas entre o ponto de valor de entrada de ar e o ponto de teor de água residual torna-se mais acentuada com o aumento

da ρ_d. Adicionalmente, verifica-se que o valor de entrada de ar apresenta incremento proporcional à ρ_d ou γ_d.

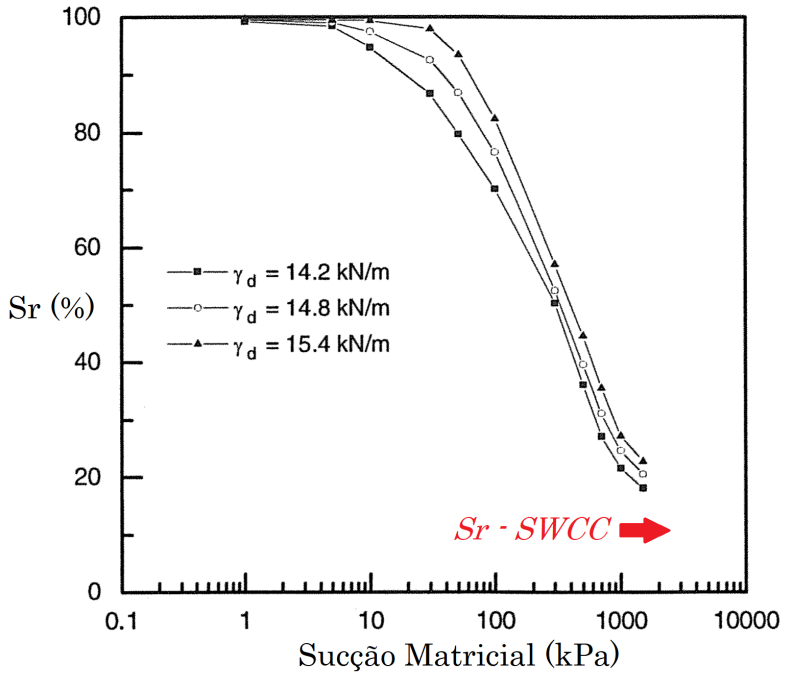


Figura 2.15: Efeito da massa específica seca de moldagem. (Miao et al., 2006).

Sob a perspectiva da deformabilidade, Sawangsuriya et al. (2006) conduziram uma investigação experimental acerca do comportamento da rigidez sob pequenas deformações em um solo de subleito compactado não saturado. Os pesquisadores empregaram a técnica de propagação de ondas elásticas por meio de elementos de flexão para determinar a velocidade da onda cisalhante (V_s) e o módulo de cisalhamento em pequenas deformações (G_0), propondo um modelo para descrever o comportamento da rigidez em solos compactados não saturados. O material investigado consistiu em um solo classificado como areia argilosa (SC) segundo o USCS e como A-2-4(0) pela AASHTO, apresentando composição granulométrica de 59% areia, 23% silte e 18% argila, com massa específica dos grãos de 2,70, peso específico seco máximo de 18,5 kN/m^3 e teor de umidade ótimo de 13,5%.

O modelo teórico proposto por Sawangsuriya et al. (2006) foi validado experimentalmente ao considerar a tensão normal líquida ($\sigma_a - u_a$) e a sucção matricial ($u_a - u_w$), expressando o módulo de cisalhamento em pequenas deformações $(G_{us})_{hh}$ para solos não saturados em função dessas variáveis de estado no plano horizontal a partir da onda S_{hh}. A equação proposta apresenta-se como:

$$(G_{us})_{hh} = Af(e)(\sigma_0 - u_a)^n + B(u_a - u_w) \tag{2.12}$$

Onde A representa uma constante do material relacionada à microestrutura do solo, $f(e)$ corresponde à função do índice de vazios, n é o expoente de tensão (aproximadamente 0,5 para pequenas deformações), e B constitui um parâmetro que define a taxa de variação do módulo com a sucção matricial, análogo ao conceito de $tan\phi^b$ estabelecido por Fredlund et al. (1978).

Liang et al. (2008) propuseram um modelo preditivo para o módulo de resiliência de solos coesivos baseado no conceito de sucção matricial, incorporando-a juntamente com o estado de tensão como variáveis de estado fundamentais. Os autores validaram o modelo comparando seus resultados com os da equação empírica do Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide (MEPDG), demonstrando concordância na predição dos efeitos da variação do teor de umidade no M_r. Como principal conclusão, o estudo evidenciou que o modelo proposto, validado experimentalmente e contrastado com abordagens consolidadas como o MEPDG, apresenta precisão na estimativa do M_r sob diferentes condições de tensão e umidade. Adicionalmente, o modelo supera limitações de formulações anteriores ao eliminar a necessidade de recalibração para distintos níveis de umidade.

Segundo Liang et al. (2008), o método para modelar o M_r demanda a aplicação da relação de tensões efetivas originalmente proposta por Bishop (1959), na qual a tensão normal líquida $(\sigma - u_a)$ e a sucção matricial $(u_a - u_w)$ constituem-se como parâmetros fundamentais do estado de tensões. Dessa forma, incorporam-se ao modelo: o primeiro invariante de tensões (θ), a tensão cisalhante octaédrica (τ_{oct}), a sucção matricial $(\psi_m = u_a - u_w)$ e o parâmetro de Bishop (χ_w), conforme estabelecido por Khalili e Khabbaz (1998). Consequentemente, mediante a utilização de tensões efetivas e considerando $u_a = 0$, o modelo proposto para predição do efeito da variação do teor de umidade no M_r de solos coesivos não saturados assume a seguinte formulação:

$$M_r = k_1 \cdot P_a \left(\frac{\sigma + \chi_w \cdot \psi_m}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{\text{oct}}}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \tag{2.13}$$

Em que M_r é o módulo resiliente; $\psi_m = u_a - u_w$ é a sucção matricial; χ_w é obtido como uma função da sucção e do valor da entrada de ar e; k_1, k_2 e k_3 são coeficientes de regressão experimentais.

Gu et al. (2016) desenvolveram um modelo numérico baseado no método dos elementos finitos (MEF) para análise de pavimentos flexíveis, incorporando as caracte-

rísticas essenciais de materiais granulares não saturados (UGM): comportamento não linear, anisotropia transversal, e dependência simultânea do estado de tensões e da umidade. Como fundamento constitutivo, os autores adotaram o modelo de Lytton (1995), que introduz o fator de saturação e a sucção matricial como parâmetros de estado para caracterizar a influência da umidade no módulo resiliente. A validação experimental foi realizada mediante ensaios triaxiais dinâmicos em três materiais granulares, abrangendo variações controladas do teor de umidade em relação à condição ótima. Os resultados demonstraram a influência determinante das condições de não saturação na distribuição espacial dos módulos elásticos da camada de base e nas deformações críticas da estrutura do pavimento. A formulação do modelo de Lytton utilizada no estudo é apresentada a seguir:

$$E_y = k_1 P_a \left(\frac{I_1 - 3\theta f h_m}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} \right)^{k_3} \tag{2.14}$$

Onde E_y é o módulo vertical; I_1 é o primeiro invariante do tensor de tensão; P_a é a pressão atmosférica; θ é o conteúdo volumétrico de água; h_m é a sucção matricial; f é o fator de saturação ($1 \leq f \leq 1/\theta$); τ_{oct} é a tensão de cisalhamento octaédrica; e k_1, k_2 e k_3 são coeficientes de regressão.

Entre os modelos constitutivos contemporâneos para predição do módulo resiliente, destaca-se o proposto por Yao et al. (2018), que apresenta relevante aplicabilidade no dimensionamento de pavimentos, particularmente em regiões com solos não saturados e condições climáticas sazonais. Os pesquisadores desenvolveram um modelo preditivo validado mediante comparação com resultados experimentais de estudos precedentes, incorporando como variáveis fundamentais: (i) a tensão volumétrica mínima, (ii) a tensão cisalhante octaédrica e (iii) a sucção matricial.

$$M_r = k_0 P_a \left(\frac{\psi_m}{P_a} + 1 \right)^{k_1} \left(\frac{\theta_m}{P_a} \right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right)^{k_3} \tag{2.15}$$

Onde M_r é o módulo resiliente (MPa); ψ_m representa a sucção matricial (kPa); θ_n denota a tensão volumétrica mínima ($\theta_m = \sigma_1' + \sigma_2 + \sigma_3$, em kPa); τ_{oct} corresponde à tensão cisalhante octaédrica (kPa); P_a é a pressão atmosférica de referência (adotada como 100 kPa) e; k_0, k_1, k_2 e k_3 são os coeficientes de regressão do modelo.

Yao et al. (2018) aplicaram o modelo a um solo classificado como argila arenosa de baixa plasticidade típica do sul da China. A caracterização física do material revelou um teor de umidade ótimo de 12,5% e massa específica seca máxima de 1,89 g/cm^3.

O ensaio de módulo resiliente utilizou uma sequência de carregamento progressivo com estágios de 10, 20, 30, 40, 60 e 80 kPa. Os corpos de prova foram compactados em quatro diferentes graus de compactação (100%, 95%, 90% e 85%), enquanto o comportamento hidráulico foi caracterizado mediante curvas de retenção de água ajustadas pelo modelo de Fredlund e Xing (1994), conforme ilustrado na Figura 2.16.

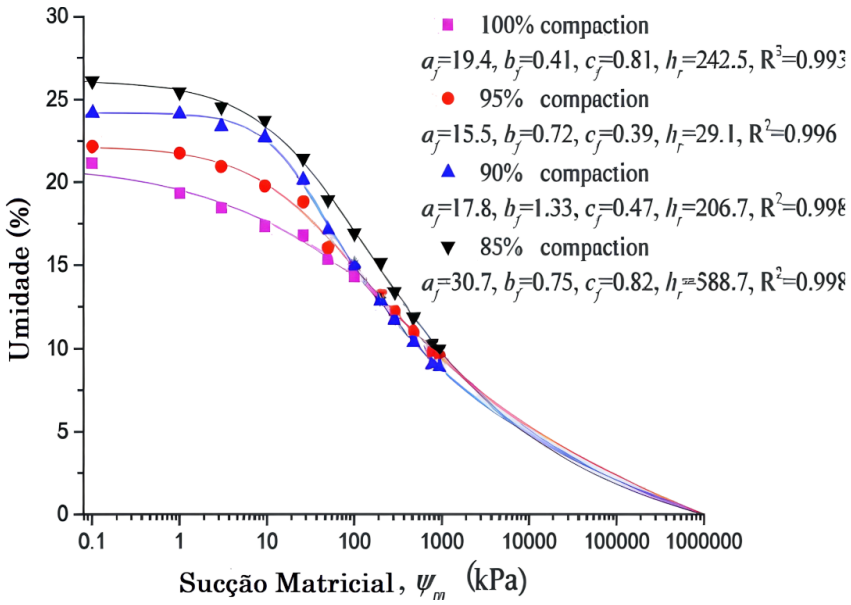


Figura 2.16: SWCCs com diferentes graus de compactação. (Yao et al., 2018).

Blackmore et al. (2020) investigaram a influência do grau de saturação no módulo resiliente (M_r) de uma areia argilosa compactada, típica de formações ferroviárias e pavimentos flexíveis, por meio de ensaios triaxiais cíclicos. O solo estudado apresentou teor de argila de 11% e composição granulométrica predominantemente arenosa. Ensaios de compactação modificada indicaram um teor de umidade ótimo de 4,8% e massa específica seca máxima de 2,10 g/cm^3 para corpos de prova com 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Os ensaios de M_r foram conduzidos sob tensões confinantes (σ_3) de 15, 30, 40, 55 e 85 kPa, com razões de tensão (σ_1/σ_3) de 0,5, 1,0, 2,0 e 3,0, totalizando 20 combinações de carregamento, aplicando-se 100 ciclos de carga a 0,5 Hz.

Os resultados demonstraram uma forte dependência do M_r em relação ao teor de água e ao grau de saturação. Conforme ilustrado nos itens a) e b) da Figura 2.17, observou-se que M_r atingiu valores da ordem de 450 MPa para teores de água entre 4 e 5%, enquanto, para amostras quase saturadas (8% de umidade), o módulo resiliente reduziu-se significativamente para aproximadamente 36 MPa. Concluiu-se que a redução do grau de saturação de 95% para 45% acarretou um decréscimo superior a 12 vezes no

valor de M_r, evidenciando a sensibilidade da rigidez do material às condições de umidade.

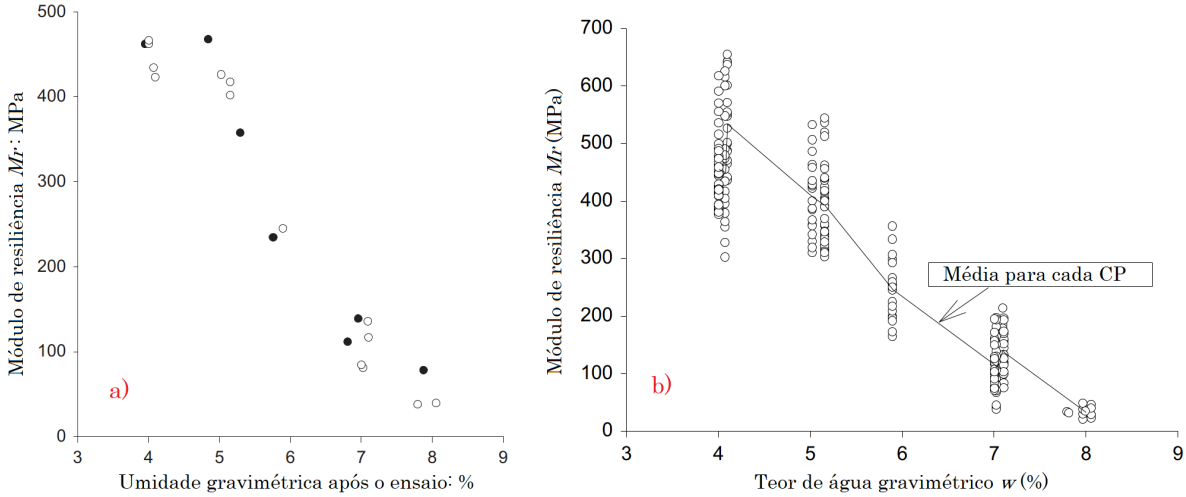


Figura 2.17: M_r sob diferentes condições de umidade. (Blackmore et al., 2020).

Blackmore et al. (2020) realizaram a caracterização hidráulica por meio da curva de retenção de água (SWRC), utilizando o modelo de ajuste proposto por Fredlund e Xing (1994). Essa abordagem permitiu avaliar o efeito da sucção na rigidez do solo, para o qual foi adotado o conceito de tensão de sucção (suction stress) de Lu e Likos (2006). A tensão de sucção (σ_s) foi determinada multiplicando-se a sucção matricial calculada pelo grau de saturação efetivo (Alonso et al., 2013). Em seguida, os valores do módulo de resiliência (M_r) foram estimados com base no conceito de tensão efetiva volumétrica, conforme expresso na seguinte equação:

$$M_r = k_1 P_a \left(\frac{\Theta}{P_a}\right)^{k_2} \left(\frac{\tau_{\text{oct}}}{P_a} + 1\right)^{k_3} \tag{2.16}$$

Onde Θ representa a tensão efetiva volumétrica, calculada como a soma das tensões principais efetivas ($\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3$); τ_{oct} denota a tensão cisalhante octaédrica, expressa por $(\sqrt{2}/3)(\sigma'_1 - \sigma'_3)$ para o caso de compressão triaxial; P_a corresponde à pressão atmosférica de referência (100 kPa); e os parâmetros k_1, k_2 e k_3 são coeficientes de regressão obtidos através de calibração experimental.

Um estudo experimental relevante sobre solos não saturados foi conduzido por Muhammad e Siddiqua (2021), os quais utilizaram o modelo de Han e Vanapalli (2015) para investigar a relação entre módulo resiliente e sucção ($M_r - s$) em solo classificado como areia siltosa não plástica (SM) quimicamente tratada com aditivo de bentonita-cloreto de magnésio-alcalinização (BMA). A caracterização física incluiu ensaios de clas-

sificação e Proctor normal, enquanto a caracterização hidráulica envolveu a obtenção de curvas de retenção de água (SWCC) pelo método do papel filtro (ASTM D5298). Para avaliação mecânica, realizaram-se ensaios de módulo resiliente em três condições: solo natural, solo tratado com BMA e solo tratado termicamente (BMAH), todos compactados no teor de umidade ótimo (M_{Ropt}) e em condição saturada (M_{Rsat}), conforme exigido pelo modelo empregado pelos autores. Os ensaios de M_r foram executados com frequência de 1 Hz, sob tensões confinantes de 13,8, 27,6 e 41,4 kPa e tensões desviadoras de 13,8, 27,6, 41,4 e 68,9 kPa.

Muhammad e Siddiqua (2021) constataram que a incorporação dos aditivos BMA e BMAH promoveu alterações significativas na estrutura do solo natural silte arenoso (SM). Essa modificação estrutural foi evidenciada pela mudança no comportamento da curva de retenção de água, que assumiu um padrão bimodal nos solos tratados, indicativo da formação simultânea de microestrutura e macroestrutura no material. Os valores de sucção no ponto de entrada de ar (AEV) apresentaram variações distintas: 6,3 kPa para o solo SM natural, 6,6 kPa para SM+BMAH e 24,4 kPa para SM+BMA. Nos ensaios de módulo resiliente (M_r) sob condições ótimas de compactação, submetidos a períodos de cura de 7 e 28 dias, observou-se estabilização dos valores de M_r em ambas as idades de cura. Os resultados demonstraram que a estabilização com os aditivos BMA e BMAH proporcionou incremento significativo na rigidez do subleito, particularmente sob condições de alta sucção. A Figura 2.18 mostra a relação $M_r - s$.

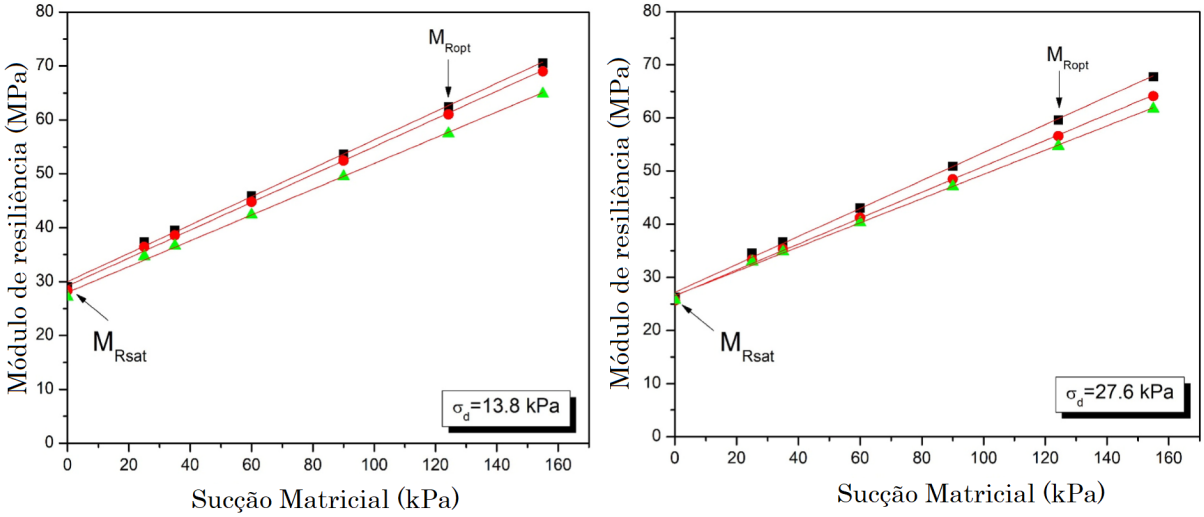


Figura 2.18: Relações $M_r - s$ para BMA (7 dias de cura) (Muhammad e Siddiqua, 2021).

2.6 Interpretação do módulo de resiliência (M_r)

O módulo de resiliência (M_r) é definido como um valor expresso em termos da tensão desvio (σ_d) dividida pela deformação recuperável ou resiliente (ε_r). Ele pode ser formulado usando o princípio elástico da seguinte forma:

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\varepsilon_r} \tag{1}$$

O módulo de resiliência é obtido por meio de ensaios triaxiais de carga repetida em amostras deformadas ou indeformadas. O ensaio consiste na aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento que simulam as solicitações do tráfego. Após um número suficiente de ciclos de condicionamento, o comportamento torna-se predominantemente resiliente, com deformações plásticas desprezíveis (Medina e Motta, 2015). Nesta condição, o módulo de resiliência (M_r) é determinado pela relação da tensão desvio cíclica entre a deformação axial recuperável (Huang, 2004), conforme ilustrado na Figura 2.19.

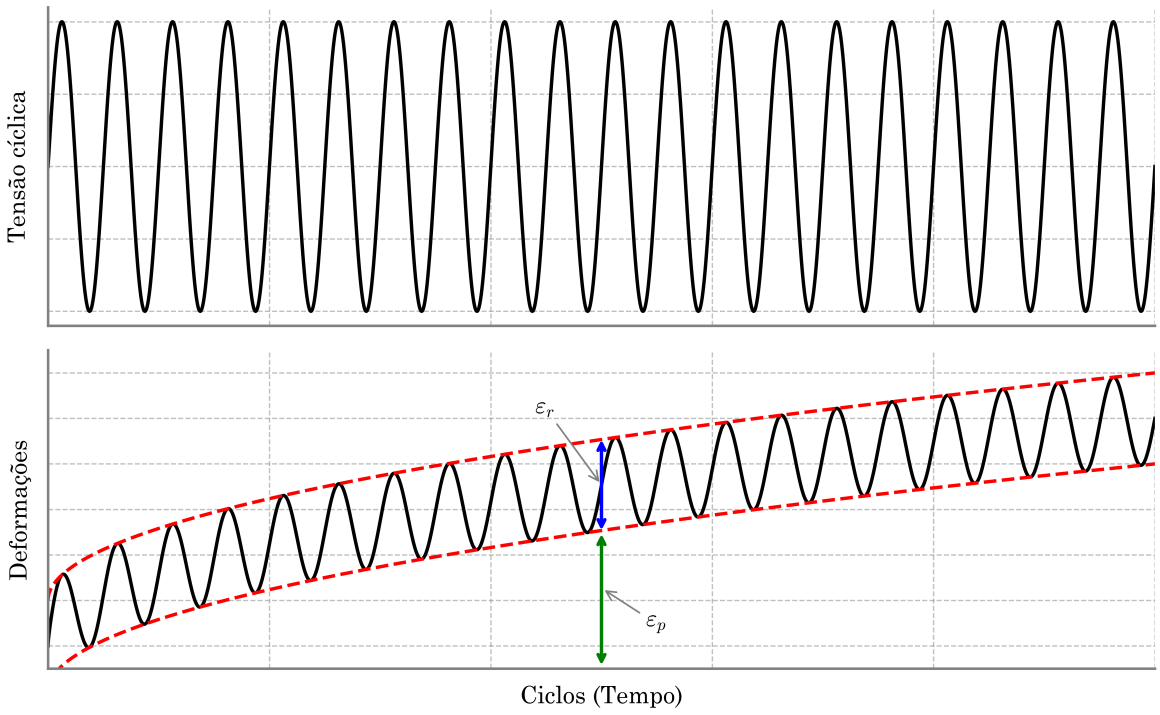


Figura 2.19: Comportamento resiliente ao longo do tempo.

O ensaio de módulo de resiliência fornece um meio de caracterizar os materiais de construção das camadas do pavimento, incluindo os solos do subleito, sob uma variedade

de estados de umidade, massa específica e tensão que simulam as condições de um pavimento sujeito a cargas cíclicas. Não obstante, é um parâmetro sensível que tem fatores de influência, como o estado de tensões, tipo de material, condições ambientais e método contrutivo, conforme mostrado no mapa mental da Figura 2.20.

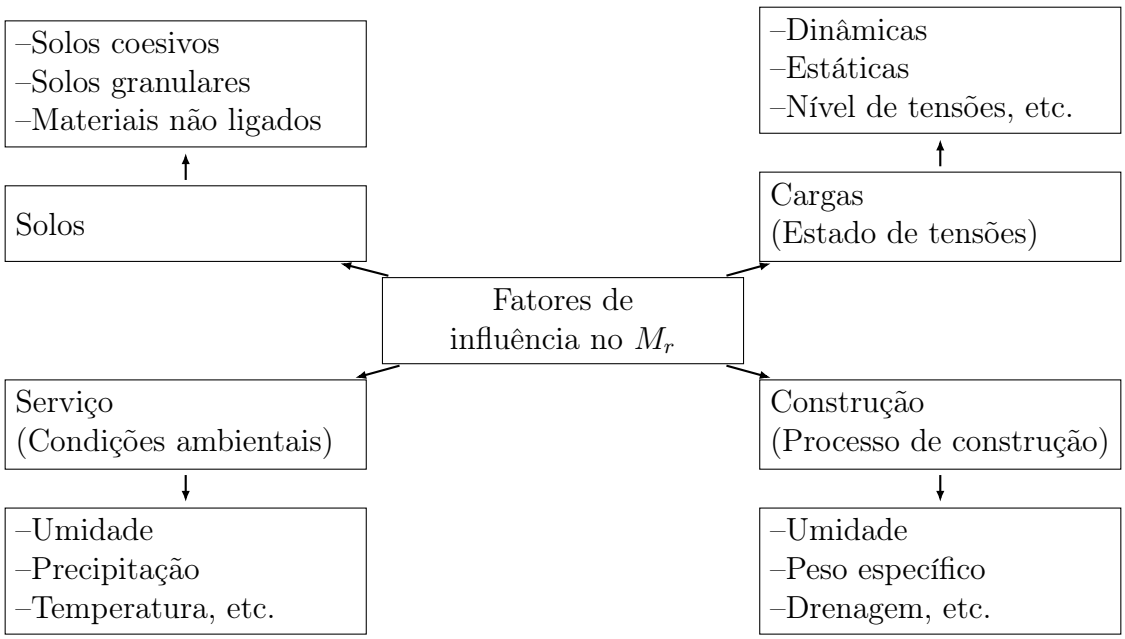


Figura 2.20: Fatores que influenciam o M_r (Adaptado de Angelone, 2021)

No caso de solos finos, os fatores que afetam o valor do módulo de resiliência são os parâmetros de compactação: peso específico seco, teor de água e grau de saturação (Medina e Motta, 2015). Além disso, o método de compactação, o número de aplicações de tensão, a tixotropia, a magnitude da tensão desviadora e a sucção do solo (Puppala et al., 2009; Ng et al., 2013). Já para os materiais granulares, os fatores incluem o tipo de material, o tamanho da amostra, a energia de compactação, o peso específico seco e a granulometria, a magnitude da tensão aplicada e o teor de água (Hicks e Monismith, 1971; Huang, 2004).

Para a interpretação do M_r, são usados modelos constitutivos de comportamento não linear como mostrados a seguir.

2.6.1 Modelos de comportamento não linear

Esta pesquisa baseia-se na aplicação de modelos mecanicistas, com base nas tensões e deformações sofridas pelas camadas de solo e com incorporação de lodo de ETA que

formarão as camadas do pavimento.

Em primeiro lugar, considera-se o modelo dependente da tensão confinante (Dunlap, 1963), cuja equação foi desenvolvida para areias e pedregulhos, secos e saturados, sob condições de carga triaxial dinâmica. Nesse modelo, as constantes k_1 e k_2 são obtidas por meio de análise de regressão. σ_3 e P_a são a tensão confinante e a pressão atmosférica, respectivamente.

$$M_r = A \cdot \sigma_3^B = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^{k_2} \tag{2}$$

Posteriormente, utiliza-se o modelo do somatório de tensões proposto por Seed et al. (1967), no qual o módulo resiliente (M_r) é expresso em função do primeiro invariante de tensões (θ), correspondente à soma das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) atuantes no corpo de prova. A relação entre M_r e θ apresenta comportamento linear em escala logarítmica, permitindo a obtenção das constantes k_1 e k_2 por meio de análise de regressão linear. Contudo, uma limitação desse modelo reside na não consideração dos efeitos da tensão de cisalhamento (σ_d), sendo aplicável principalmente a materiais granulares.

$$M_r = A \cdot \theta^B = k_1 \cdot \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \tag{3}$$

Tem-se também o modelo dependente da tensão desvio para solos coesivos ou com granulação predominantemente fina (Moossazadeh e Witczak, 1981). É introduzida a tensão desvio como $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$.

$$M_r = A \cdot \sigma_d^B = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{k_2} \tag{4}$$

Em 1981, May e Witczak desenvolveram um modelo que considera o primeiro invariante de tensões θ e a tensão desvio σ_d. A tensão desvio está diretamente relacionada à tensão de cisalhamento máxima τ_m aplicada ao corpo de prova ($\tau_m = \sigma_d/2$). As três constantes k_3, k_4 e k_5 devem ser avaliadas em uma análise de regressão múltipla de uma sequência de ensaios de módulo resiliente dinâmico.

$$M_r = A \cdot \sigma_d^B \cdot \theta^C = k_1 \cdot \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_3} \tag{5}$$

O modelo de cisalhamento octaédrico proposto por Witczak e Uzan (1988) considera a substituição da tensão desviadora pela tensão de cisalhamento octaédrica, um parâmetro fundamental no estudo do comportamento dos materiais. As tensões foram

normalizadas em relação à pressão atmosférica P_a. O modelo apresenta a mesma precisão que a formulação anterior, uma vez que a tensão desviadora e a tensão octaédrica são grandezas proporcionais.

$$M_r = A \cdot \theta^B \cdot \tau_{oct}^C = k_1 \cdot P_a \cdot \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a}\right)^{k_3} \tag{6}$$

Onde:

$$\tau_{oct} = \frac{1}{3}\sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_2)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{zy}^2)} = \frac{\sqrt{2}}{3}\,\sigma_d \tag{7}$$

O modelo mais amplamente utilizado é o adotado pela guia mecanístico-empírica MEPDG, o qual permite a aplicação de um modelo não linear para o módulo resiliente. Esse modelo é aplicável a todos os tipos de materiais presentes na estrutura do pavimento, abrangendo desde argilas altamente plásticas até materiais granulares mais limpos e camadas com materiais granulares não ligados.

$$M_r = A \cdot \theta^B \cdot (\tau_{oct} + 1)^C = k_1 \cdot P_a \cdot \left(\frac{\theta}{P_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{k_3} \tag{8}$$

Um dos modelos amplamente utilizados na prática é o *Long-Term Pavement Performance (LTPP)*, desenvolvido e publicado pela *Federal Highway Administration (FHWA)*. Trata-se de uma versão modificada do modelo constitutivo universal, expresso da seguinte forma:

$$\log\left(\frac{M_r}{P_a}\right) = k_1 + k_2 \log\left(\frac{\theta}{P_a}\right) + k_3 \log\left(\frac{\tau_{oct}}{P_a}\right) + k_4 \left[\log\left(\frac{\tau_{oct}}{P_a}\right)\right]^2 \tag{9}$$

Macêdo (1996) propôs um modelo composto que incorpora simultaneamente os efeitos da tensão confinante e da tensão desvio sobre o módulo de resiliência:

$$M_r = k_1 \cdot (\sigma_3)^{k_2} \cdot (\sigma_d)^{k_3} \tag{10}$$

Onde M_r é o módulo de resiliência, σ_3 é a tensão confinante, σ_d é a tensão desvio, e k_1, k_2 e k_3 são parâmetros de regressão determinados experimentalmente que caracterizam o comportamento do material (Macêdo, 1996; Medina e Motta, 2015). Este modelo apresenta vantagens sobre os modelos simplificados, pois considera tanto o efeito do estado de tensões quanto a influência da trajetória de carregamento, sendo particularmente adequado para solos tropicais lateríticos (Takeda, 2006).

2.7 Interpretação das deformações permanentes (ε_p)

Entre os diversos desafios geotécnicos enfrentados na engenharia de pavimentos, destaca-se as deformações permanentes ou afundamento de trilha de roda (ATR), fenômeno que pode ocasionar acúmulo de água e subsequente saturação das camadas estruturais do pavimento, além de comprometer a segurança veicular, aumentar o risco de derrapagens e elevar o consumo de combustível (Guimarães, 2009). Segundo o Relatório 468 do National Cooperative Highway Research Program (NCHRP, 2002), o afundamento pode ser classificado em três categorias distintas (Figura 2.21): afundamento por desgaste (Categoria 1), afundamento estrutural (Categoria 2) e afundamento por instabilidade (Categoria 3). No presente trabalho, será abordado o estudo da deformação permanente nas camadas da estrutura do pavimento onde haverá a incorporação de lodo de ETA, com ênfase na categoria 2, correspondente ao afundamento estrutural.

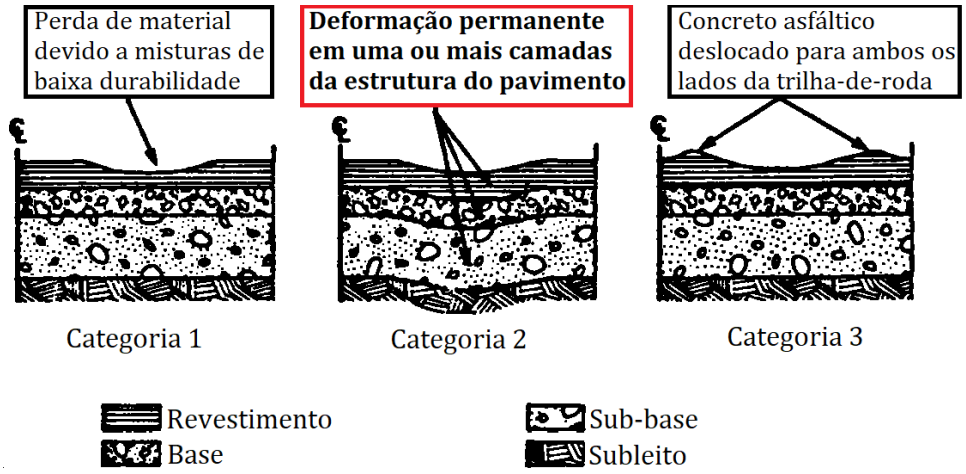


Figura 2.21: Classificação dos afundamentos de trilha de roda (NCHRP, 2002).

Segundo Guimarães (2009), os fatores que causam uma diminuição da resistência ao cisalhamento dos solos também contribuem para o aumento da deformação permanente quando o material é submetido às solicitações induzidas pelo tráfego de veículos. Entre os principais fatores que influenciam esse comportamento destacam-se o estado de tensão, as condições de carga, o teor de umidade e a distribuição granulométrica do solo.

Para interpretação de deformações permanentes serão empregados o modelo clássico de Monismith representado pela equação a seguir, onde A e B são parâmetros experimentais e N é o número de ciclos (Monismith, 1975).

$$\varepsilon_p = AN^B \tag{11}$$

Uma das principais vantagens dessa abordagem é a simplicidade do modelo. Entretanto, Guimarães e Motta (2004) observaram, no estudo de uma laterita proveniente de Brasília, que o aumento no número de ciclos de aplicação de carga durante o ensaio resultou na redução do coeficiente de determinação (R^2).

Também será usado o modelo de Guimarães (2009), que descreve a deformação permanente dos materiais, a qual, além de levar em conta o número de ciclos (N), é também função da tensão confinante (σ_3) e da tensão desvio (σ_d). Nesse modelo, essas tensões são divididas por uma tensão de referência (ρ_0), sendo geralmente considerada igual à pressão atmosférica (100 kPa). A seguir é apresentado o mencionado modelo, sendo ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 parâmetros experimentais.

$$\varepsilon_p = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \tag{12}$$

Guimarães (2009) conduziu um programa experimental envolvendo variações na tensão de confinamento e tensão desvio, com a finalidade de analisar a influência do estado de tensão no comportamento do material. Os parâmetros experimentais foram obtidos por meio de análise estatística de regressão múltipla não linear e os resultados indicaram que o modelo proposto apresentou desempenho satisfatório na previsão dos comportamentos observados.

Nos últimos anos, diversos autores desenvolveram modelos para ajustar parâmetros experimentais e prever a deformação permanente. Soliman e Shalaby (2015) investigaram os efeitos do percentual de finos e do teor de umidade no comportamento de deformação permanente (resposta plástica) em materiais granulares não ligados (unbound granular materials – UGM), analisando os resultados com base no conceito de *shakedown* (Johnson, 1985). Os autores conduziram um programa experimental incorporando partículas menores que 0,075 mm em amostras de pedregulho e calcário, compactadas a 99% da massa específica seca máxima do Proctor normal e submetidas a carregamento cíclico com frequência de 1 Hz. Entre os critérios relevantes destacados nesse estudo estão os níveis de tensão aplicados, representativos de uma estrutura típica de pavimento: tensões de desvio variando entre 106,5 kPa e 110,1 kPa e tensões confinantes entre 37,3 kPa e 40,0 kPa. Os dados experimentais foram ajustados ao seguinte modelo de três parâmetros:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_0 \cdot e^{-\left(\frac{\rho}{N}\right)^{\beta}} \tag{13}$$

onde: ε_p é a deformação permanente; ε_0, ρ e β são parâmetros do material e; N é o número de ciclos de carga.

Soliman e Shalaby (2015) analisaram os resultados por meio da relação entre o número de ciclos de carga aplicados e a deformação permanente total, a taxa de deformação permanente e a deformação resiliente, utilizando os critérios estabelecidos na Figura 2.22. Concluíram que o comportamento de deformação dos UGM deve ser avaliado considerando conjuntamente as respostas plástica e elástica, uma vez que as zonas de shakedown plástico, fluência plástica e colapso incremental não podem ser adequadamente diferenciadas apenas com base na resposta de deformação permanente.

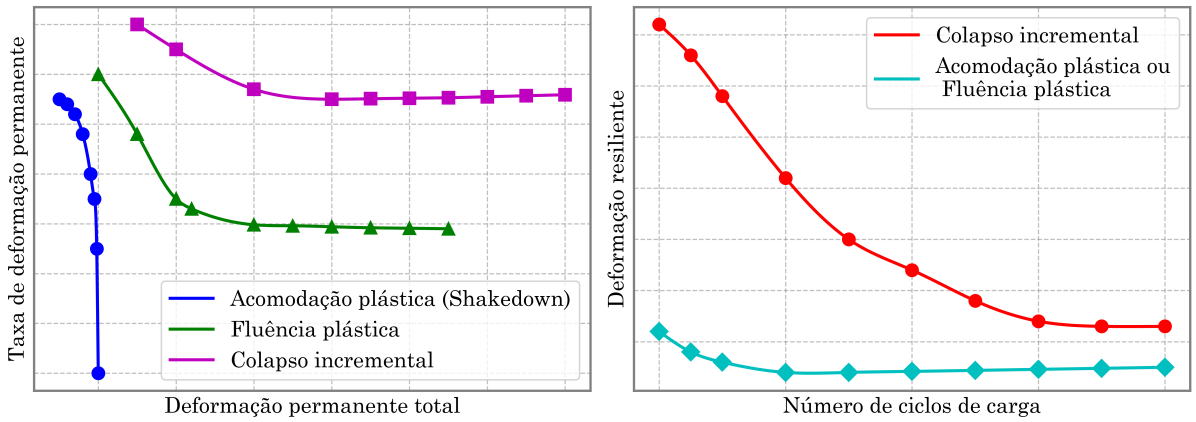


Figura 2.22: Comportamento de deformação (Werkmeister et al., 2004).

Um estudo relevante que será utilizado nesta dissertação é o desenvolvido por Wang et al. (2020), os quais propuseram um modelo simplificado (APSG) para prever a evolução da deformação plástica acumulada (APS) em função do número de ciclos de carga, incorporando variáveis-chave como a razão de tensão cíclica (CSR), a razão de tensão estática desviadora (η_s) e a tensão de consolidação efetiva (σ'_3). Essa pesquisa destaca-se por ter sido aplicada a um solo residual granítico tropical submetido a carregamentos cíclicos representativos das condições de tráfego na China. O solo foi caracterizado fisicamente como uma argila arenosa de baixa plasticidade (CL), com massa específica seca máxima de 1,870 g/cm^3. As tensões de confinamento variaram entre 30 e 60 kPa, enquanto as tensões desviadoras aplicadas situaram-se na faixa de 30 a 60 kPa, com a aplicação de 10 000 ciclos de carga a uma frequência de 1 Hz. Os autores

adotaram duas abordagens matemáticas: inicialmente, estabeleceram correlações para a condição de tensão desviadora estática inicial nula ($\sigma_s = 0$), conforme apresentado nas Equações 14 a 17, considerando σ_s equivalente ao dobro da tensão de consolidação efetiva σ'_3 ($\sigma_s = 2 \cdot \sigma'_3$).

$$\varepsilon_{p(\sigma_s=0)} = A_0(\ln N)^2 + B_0(\ln N) + C_0 \tag{14}$$

onde

$$A_0 = -0.0004e^{5.58\mathrm{CSR}} \tag{15}$$

$$B_0 = (0.0118 - 0.0068\mathrm{CSR})e^{5.58\mathrm{CSR}} \tag{16}$$

$$C_0 = \frac{\mathrm{CSR}}{0.76 - 0.49\mathrm{CSR}} - e^{5.58\mathrm{CSR}} \times (0.30 - 0.18\mathrm{CSR})^2 \tag{17}$$

Por outro lado, os autores estabeleceram correlações para os casos sob condições de tensão desviadora estática inicial não nula ($\sigma_s > 0$ kPa). Para a caracterização da curva de deformação permanente, as constantes As, Bs e Cs foram determinadas conforme apresentado nas Equações 18, 19, 20 e 21. De forma geral, Wang et al. (2020) demonstraram que a deformação plástica acumulada (APS) apresenta crescimento proporcional aos incrementos da relação de tensão cíclica (CSR) e da relação de tensão estática desviadora (η_s), concluindo que o modelo APSG representa adequadamente os efeitos investigados.

$$\varepsilon_{p(\sigma_s>0)} = A_s(\ln N)^2 + B_s \ln N + C_s \tag{18}$$

onde

$$A_s = -0.0006e^{5.58\mathrm{CSR}+3.46\eta_s} \tag{19}$$

$$B_s = 0.0013e^{5.58\mathrm{CSR}+3.46\eta_s}(-2.76\eta_s \times \mathrm{CSR} - 6.72\mathrm{CSR} + 4.74\mathrm{CSR} + 11.63) \tag{20}$$

$$C_s = \frac{4\eta_s \times \mathrm{CSR}}{(1.52 - 0.98\mathrm{CSR})(0.18 + 0.16\eta_s)} - e^{5.58\mathrm{CSR}+3.46\eta_s} \times (0.08\eta_s \times \mathrm{CSR} + 0.18\mathrm{CSR} - 0.12\eta_s - 0.31)^2 \tag{21}$$

Um modelo mais robusto, baseado no acoplamento entre cargas cíclicas e efeitos de secagem-umedecimento, foi desenvolvido por Lu et al. (2019). Para esse modelo de deformação do subleito, consideraram-se os efeitos do número de ciclos de secagem-umedecimento, da amplitude dos ciclos, da resistência ao cisalhamento estático do solo, da tensão de confinamento, do grau de compactação, da carga estática constante sobre o subleito e do número de ciclos de carregamento. Os autores investigaram a deformação de longo prazo em aterros de argila vermelha compactada, integrando essas variáveis. Os resultados demonstraram que a deformação acumulada aumenta significativamente com a amplitude dos ciclos e o número de cargas, enquanto maiores graus de compactação reduzem a suscetibilidade à deformação. Além disso, o estudo enfatiza a importância do controle do teor de umidade e do grau de compactação para mitigar recalques diferenciais sob condições climáticas variáveis. O modelo de deformação do subleito adotado nesta pesquisa segue a formulação proposta por Li e Selig (1996), expressa pela seguinte equação:

$$\varepsilon_p = c \left(\frac{\sigma_d}{\sigma_f} \right)^m N^d \tag{22}$$

onde ε_p é deformação plástica acumulada (permanente) do solo; N é o número de ciclos de carga; c, m, d são os parâmetros relacionados ao tipo e índice de plasticidade do solo; σ_d é a tensão desviadora cíclica e; σ_f é a tensão de ruptura estática.

Jiang et al. (2021) desenvolveram um modelo destinado à análise de solos finos melhorados em condições não saturadas. O objetivo do estudo foi propor um modelo de fluência mecanístico-empírico (MEC) capaz de prever deformações sob condições variáveis de tensão e umidade, integrando parâmetros relacionados à sucção matricial e à resistência ao cisalhamento. Os resultados experimentais, conduzidos em laboratório com um solo de silte argiloso melhorado com a adição de 5% de cal hidratada e de 4% a 5% de cinza de casca de arroz (RHA), demonstraram alta precisão do modelo, com coeficiente de determinação superior a 0,97. Assim, concluiu-se que o modelo MEC constitui uma ferramenta prática e precisa para a previsão de deformações em solos não saturados, sendo aplicável a projetos de fundações e pavimentação. A formulação do modelo é baseada no trabalho de Gu et al. (2016) e é apresentada a seguir.

$$\varepsilon_p(t) = \varepsilon_0 e^{-(\rho/t)^\beta} \left(\frac{\sqrt{I_2}}{p_a} \right)^m \left(\frac{\alpha_1 I_1 + K_n + K_m}{p_a} \right)^n (p_a)^{-(m+n)} \tag{23}$$

$$\alpha_1 = \frac{2\sin\phi_1'}{\sqrt{3}(3-\sin\phi_1')} \tag{24}$$

$$K_n = \frac{c' \cdot 6\cos\phi_1'}{\sqrt{3}(3-\sin\phi_1')} \tag{25}$$

$$K_m = \frac{6\theta f h_m \cos\phi_1' \tan\phi'}{\sqrt{3}(3-\sin\phi_1')} \tag{26}$$

Neste modelo, I_2 e I_1 são os invariantes de tensões que refletem o efeito da tensão no comportamento de fluência dos solos. O termo $\alpha_1 I_1 + K_n + K_m$ representa a influência do endurecimento da tensão hidrostática nos solos, que está intimamente relacionada a fatores como a coesão do material, ângulo de atrito interno, sucção matricial e estado de umidade. Entre eles, K_m é um termo novo, introduzido por Jiang et al. (2021), utilizado para considerar ainda mais o efeito da umidade e da sucção matricial na deformação do solo. Os três termos relacionados à umidade θ, f e h_m são usados para calcular K_m.

Deshmukh e Singh (2024) investigaram o comportamento de deformação permanente em camadas de sub-base granular de pavimentos incorporando pó de pedra não plástico (SD), mediante ensaios de CBR (Índice de Suporte Califórnia) e análise de deformação sob carregamento repetitivo utilizando ensaios de carga repetida com roda (RWLT – Repeated Wheel Load Test). Para a modelagem da deformação permanente, foram aplicados os modelos propostos por Sweere (1992), Wolff (1994), Paute et al. (1996) e Cerni et al. (2012), visando prever a resposta do comportamento sob carga de estágio múltiplo e estágio único. Uma vez que tais modelos empregam parâmetros de regressão (a, b) e número de ciclos N, os autores verificaram que as formulações de Sweere (1992) e Cerni et al. (2012) apresentaram maior precisão na predição do comportamento deformacional em misturas contendo SD, particularmente em vias não pavimentadas. Os modelos correspondentes são apresentados nas Equações 27 e 28, respectivamente.

$$\varepsilon_p = aN^b \tag{27}$$

$$\varepsilon_p = a + b\ln N \tag{28}$$

2.8 Parâmetros de deformabilidade do solo (G_0, E, ν)

Os procedimentos do *Mechanistic-Empirical Pavement Design (MEPD)* incluem as propriedades dos materiais em função das condições climáticas, as quais são inseridas diretamente no *Enhanced Integrated Climatic Model (EICM)*, integrado aos softwares comerciais (Bandara e Gunaratne, 2018). Dentre esses valores, destacam-se o coeficiente de Poisson (ν), o módulo de elasticidade (E) e o módulo de cisalhamento máximo (G_0 ou $G_{\text{máx}}$), considerados parâmetros de deformabilidade.

Um estudo recente sobre a deformabilidade de solos lateríticos do tipo SAFL foi conduzido por Fernandes (2022). Nessa pesquisa, amostras indeformadas foram coletadas até uma profundidade de 16 m. A caracterização da deformabilidade do solo laterítico incluiu análises por meio dos métodos Bender Element (BE) e ensaios triaxiais com instrumentação interna para medição das deformações axiais e radiais. A determinação da velocidade de propagação das ondas de cisalhamento (shear wave velocity) seguiu o método padrão ASTM D8295 (ASTM, 2019).

Considerando que os aspectos geotécnicos abordados nesta dissertação concentram-se em aplicações em pavimentação, os resultados de literatura serão analisados até a profundidade de 2 m. Dessa forma, a Tabela 2.22 (Fernandes, 2022) apresenta os valores obtidos para o módulo de cisalhamento inicial (G_0) e a velocidade de onda de cisalhamento (V_s).

Fernandes (2022) também conduziu uma análise da degradação dos módulos G e E. O módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν) foram determinados com base em medições de tensão e deformação desde o início do estágio de cisalhamento. Adicionalmente, a curva de degradação de G foi estabelecida a partir dos valores de E e ν. As curvas de degradação em ambos os módulos são apresentadas na Figura 2.23.

Nos métodos, será explicado o procedimento passo a passo para a determinação da velocidade da onda de cisalhamento. A partir da massa específica do solo ρ (g/cm^3) e a velocidade V_s, o módulo de cisalhamento máximo ou inicial ($G_{\text{máx}}$ ou G_0) pode ser determinado. A teoria da elasticidade permite estabelecer a seguinte equação:

$$G_o = \rho \cdot Vs^2 = \rho \cdot \left(\frac{d}{t_s}\right)^2 \tag{29}$$

O módulo de cisalhamento inicial ($G_{\text{máx}}$) representa um parâmetro fundamental para análises dinâmicas em condições de pequenas deformações, particularmente para

Tabela 2.22: Parâmetro G_0 em diferentes condições de sucção (Fernandes, 2022).

Profundidade (m)	$u_a - u_w$ (kPa)	$\sigma_3 - u_a$ (kPa)	ρ (g/cm^3)	V_s (m/s)	G_0 (MPa)
1,5	0	25	1,95	165	53
		50	1,97	186	68
		100	2,00	223	100
	50	25	1,62	214	74
		50	1,63	245	98
		100	1,66	266	118
	200	25	1,63	226	83
		50	1,64	253	105
		100	1,66	283	133
2,0	0	25	1,91	164	51
		50	1,92	175	59
		100	1,96	215	91
	50	25	1,66	168	47
		50	1,68	189	60
		100	1,72	213	78
	200	25	1,53	204	64
		50	1,55	230	82
		100	1,58	263	109

Nota. Propriedades de deformabilidade em diferentes profundidades e condições de sucção. ρ: massa específica; V_s: velocidade de onda cisalhante; G_0: módulo de cisalhamento para pequenas deformações; $u_a - u_w$: sucção matricial; $\sigma_3 - u_a$: tensão confinante efetiva.

prever o comportamento de solos e interações solo-estrutura durante eventos sísmicos, atividades explosivas ou vibrações induzidas por tráfego e maquinário. Essa propriedade mecânica assume igual relevância em análises não lineares envolvendo grandes deformações, nas quais os parâmetros de rigidez do solo podem ser obtidos mediante ensaios de cisalhamento por torção. A velocidade de propagação de ondas de cisalhamento e os valores de $G_{\text{máx}}$ permitem comparações sistemáticas entre diferentes amostras de solo em contextos laboratoriais, bem como a validação de resultados entre ensaios controlados e medições in situ (ASTM D8295, 2019).

O ensaio triaxial estático com instrumentação interna permite a obtenção de leituras das deformações específicas axiais (ε_a), radiais (ε_r) e das tensões axiais aplicadas (σ). Com base nesses dados, é possível determinar o coeficiente de Poisson (ν), o módulo de elasticidade (E) e o módulo de cisalhamento (G) como mostrado nas seguintes

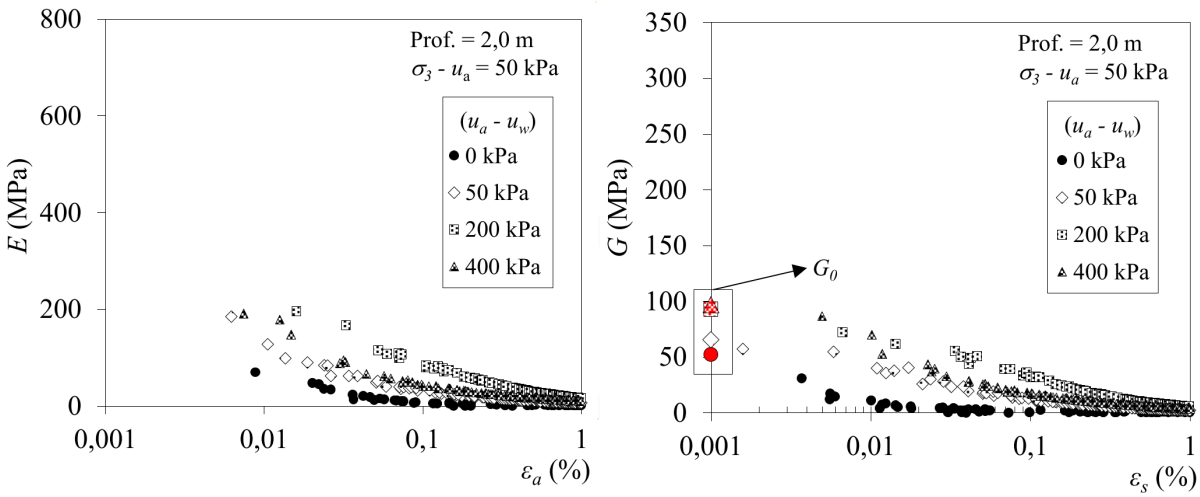


Figura 2.23: Degradação do módulo (Fernandes, 2022).

equações:

$$E = \frac{\sigma_a}{\varepsilon_a} \tag{30}$$

$$\nu = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_a} \tag{31}$$

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \tag{32}$$

Na Tabela 2.23 são mostrados alguns valores típicos recomendados para a pavimentação, para diferentes materiais granulares e de subleito (NCHRP, 2004).

Tabela 2.23: Coeficiente de Poisson típico para materiais geotécnicos (NCHRP, 2004)

Material	$\nu_{\text{intervalo}}$	$\nu_{\text{típico}}$
Argila (saturada)	0,4 - 0,5	0,45
Argila (não saturada)	0,1 - 0,3	0,20
Argila arenosa	0,2 - 0,3	0,25
Silte	0,30 - 0,35	0,325
Areia densa	0,2 - 0,4	0,30
Areia grossa	0,15	0,15
Areia fina	0,25	0,25
Rocha matriz	0,1 - 0,4	0,25

Nota. Intervalos do coeficiente de Poisson e valores típico recomendados pela National Cooperative Highway Research Program (2004).

Capítulo 3

MATERIAIS E METODOLOGIA

3.1 Local para amostragem do solo laterítico

3.1.1 Aspectos geológicos

O campo experimental encontra-se situado no câmpus da Universidade Estadual Paulista (Unesp), Faculdade de Engenharia de Bauru (FEB), nas proximidades do edifício de salas de aula da Pós-Graduação em Engenharia Mecânica e adjacente à Seção Técnica de Pós-Graduação da FEB.

Conforme ao Instituto Geológico, Secretaria de Estado do Meio Ambiente, São Paulo, Brasil (2009) o local é constituído por unidades geológicas do Grupo Bauru com litologia conformada superficialmente por solo, seguida de arenito argiloso Bauru e arenito poroso Bauru em uma profundidade de 0 até 127 m. Da mesma forma, a Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM) com atribuições de Serviço Geológico do Brasil têm feito um mapa geológico do estado de São Paulo (2006) onde o local e pertencente ao Grupo Bauru e à Formação Marília formada por arenito grosso a fino, imaturo, amarelo e vermelho, conglomerático com clastos arenosos e de calcário fino e, arenito fino a médio, imaturo e fração subordinada de areia grossa e grânulos.

3.1.2 Caracterização geotécnica

Fernandes (2018) determinou as curvas granulométricas para o perfil do solo até 16 metros, concluindo que a distribuição de grãos de solo é composta por 81% de areia média a fina, 4% de silte, 15% de argila e não plástico. Portanto, o solo é classificado como uma areia argilosa SC conforme a norma ASTM D2487-17. Por outro lado, Rocha (2018) determinou a distribuição de tamanho de partícula com e sem aplicação de defloculante químico (hexametafosfato de sódio). Com o uso do defloculante, a classificação SUCS

resultou em um solo do tipo SC, enquanto sem o uso do defloculante foram observadas aglomerações de partículas de argila, variando a denominação do solo para areia siltosa SM. Portanto, quando o sistema unificado precisa ser aplicado para classificar solos tropicais, é essencial observar as diferenças descritas acima para atribuir corretamente a simbologia e nome de grupo desde ponto de vista do comportamento geotécnico.

3.2 Materiais

3.2.1 Solo Laterítico (LA')

O solo laterítico abordado nesta dissertação constitui as camadas superficiais de um solo residual tropical. Sua formação advém predominantemente da dissolução ou alteração dos componentes minerais das rochas subjacentes, um processo conhecido como intemperismo químico. Este fenômeno resulta na gênese de minerais argilosos, filossilicatos, óxidos e hidróxidos de ferro, além de sílica livre (Huat et al., 2013).



Figura 3.1: Solo arenoso fino laterítico (LA').

O solo arenoso fino laterítico (Figura 3.1) em questão é caracterizado por uma composição de mais de 70% de areia, com predominância de minerais de quartzo. A fração siltosa, que representa aproximadamente 8%, exibe a presença de torrões de argila facilmente desagregáveis, quartzo e óxidos hidratados de ferro ou alumínio. Por fim, a fração argilosa, superior a 14%, destaca-se pelo elevado percentual de óxidos e hidróxidos de ferro e minerais de caulinita, conferindo a este material suas propriedades drenantes,

dispersivas e não expansivas.

3.2.2 Lodo de ETA férrico (WTS1)

O lodo de Estação de Tratamento de Água (ETA), gerado a partir de coagulantes férricos (cloreto férrico ou sulfato férrico) e identificado como WTS1, foi coletado na Estação de Tratamento de Água Cubatão, localizada no estado de São Paulo. Um estudo prévio, conduzido por Fiore et al. (2022), demonstrou que esse material se enquadra como resíduo sólido não perigoso, com base nos resultados de análises físico-químicas, o que endossa seu potencial para aplicações em práticas geotécnicas. Adicionalmente, a análise de amostras solubilizadas por Fiore et al. (2022) revelou a presença de parâmetros de interesse, tais como: 0,49 mg/L de alumínio, 21,4 mg/L de cloreto, 9,37 mg/L de ferro total, 0,58 mg/L de manganês e 10,67 mg/L de sódio.



(a) (b)

Figura 3.2: Desagregação mecânica do LETA WTS1 (< 2.00 mm).

A preparação das amostras de lodo de ETA envolveu uma sequência de etapas críticas, visando sua adequação para os ensaios laboratoriais. O processo consistiu em: (1) Decantação do material bruto utilizando centrífugas e adição de polímeros para otimizar a separação sólido-líquido; (2) Ajuste do teor de umidade do lodo resultante, seguido pelo descarte em aterros sanitários licenciados, em conformidade com as regulamentações ambientais; (3) Coleta do lodo em seu estado denso; (4) Secagem e tratamento térmico do material coletado a uma temperatura de 600 °C. Após o tratamento térmico e o envio ao laboratório, as amostras foram submetidas à (5) Desagregação mecânica para que o material passasse integralmente pela peneira de 2,00 mm, assegurando a homogeneização adequada com o solo natural LA'. O material preparado e seco, previamente à etapa de

mistura, é ilustrado na Figura 3.2a e 3.2b.

3.2.3 Lodo de ETA alumínico (WTS2)

O lodo de Estação de Tratamento de Água (ETA), resultante da utilização de coagulantes à base de alumínio (sulfato de alumínio ou cloreto de polialumínio) e identificado como WTS2, foi obtido na Estação de Tratamento de Água Taiaçupeba, localizada no estado de São Paulo. Esses lodos também foram caracterizados por Fiore et al. (2022), que determinaram os seguintes parâmetros físico-químicos em suas análises: 0,08 mg/L de alumínio, 53,15 mg/L de cloreto, 3,73 mg/L de ferro total, 5,43 mg/L de manganês e 6,59 mg/L de sódio.



(a) (b)

Figura 3.3: Desagregação mecânica do LETA WTS2 (< 2,00 mm).

O procedimento para a obtenção das amostras de lodo submetidas a tratamento térmico foi idêntico ao empregado para as amostras WTS1. De forma análoga, a desagregação mecânica das amostras foi realizada para assegurar que 100% do material passasse pela peneira de 2,00 mm, garantindo a granulometria desejada para os ensaios subsequentes. Detalhes desse processo podem ser visualizados na Figuras 3.3a e 3.3b.

3.2.4 Cimento (CEM)

O cimento empregado para o aprimoramento do solo laterítico é o cimento CP II E-32, cuja composição inclui clínquer (calcário e argila) e escória. Este tipo de cimento é amplamente utilizado em diversas aplicações construtivas. De acordo com a norma NBR 11578 (ABNT, 1991), esse cimento Portland composto é constituído por 56% a 94% de

clínquer e sulfatos de cálcio, 6% a 34% de escória granulada de alto-forno e até 10% de material carbonático em massa. A resistência à compressão mínima especificada para este cimento, aos 7 dias de cura, é de 20 MPa.

Para a avaliação do teor de cimento, tomou-se como referência o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), executando-se ensaios de compressão simples para verificar o incremento de resistência em função do teor do aditivo. Adotou-se o teor de 4% como valor máximo recomendado para solo melhorado, sendo realizados dois conjuntos de ensaios, com e sem cura, para evidenciar a influência desse processo. A cura foi conduzida em câmara úmida com umidade relativa $\geq 95\%$ e temperatura de 23 ± 2°C por 7 dias (DNIT, 2022a; DNIT, 2022b).

3.2.5 Relação de amostras - ensaios

Após a etapa de preparação individual das amostras de solo natural (LA'), lodos de ETA (WTS1 e WTS2) e cimento (CEM), foram formuladas 9 diferentes composições para ensaio. Dentre estas, uma corresponde ao solo natural, quatro são misturas de solo-LETAs e as quatro restantes são misturas de solo-cimento.

Tabela 3.1: Ensaios realizados nas misturas de solo-lodo e solo-cimento

Amostra	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**	**6**	**7***	**8**	**9**	**10**	**11**	**12**	**13**
LA' (100%)+WTS (0%)	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓	✓
LA' (75%)+WTS1 (25%)	✓	✓	✓		✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓
LA' (75%)+WTS2 (25%)	✓	✓	✓		✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓
LA' (50%)+WTS1 (50%)	✓	✓	✓		✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓
LA' (50%)+WTS2 (50%)	✓	✓	✓		✓	✓			✓	✓	✓	✓	✓
LA' (98%)+CEM (2%)								✓					
LA' (96%)+CEM (4%)	✓	✓	✓		✓		✓	✓	✓				
LA' (94%)+CEM (6%)								✓					
LA' (92%)+CEM (8%)								✓					

Nota. **(1)** Granulometría conjunta, Classificação SUCS e AASHTO; **(2)** Massa específica de sólidos; **(3)** Compactação; **(4)** Mini-MCV, Mini Compactação e Classificação de solos finos tropicais; **(5)** Condutividade hidráulica saturada; **(6)** Curva de retenção da água no solo (SWCC); **(7)** CBR, Mini-CBR e expansão; **(8)** Compressão Simples; **(9)** Módulo de resiliência; **(10)** Deformações Permanentes; **(11)** Ensaio Triaxial com Instrumentação Interna; **(12)** Ensaio de Bender Element (BE); **(13)** Plasma Acoplado Indutivamente (ICP) e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV). Os itens marcados com **(*)** indicam os ensaios que serão realizados em condições saturadas e não saturadas.

A Tabela 3.1 detalha a composição de cada amostra e a correspondência com os respectivos ensaios a serem executados, totalizando 130 ensaios. É crucial ressaltar que, para

as misturas de solo-LETAs, os ensaios de capacidade de suporte foram realizados tanto em condições saturadas quanto em condições não saturadas, conforme especificado na referida tabela. Em virtude da caracterização física, hidráulica, mecânica, de deformabilidade e química, a correlação entre as amostras e os ensaios é crucial para a descrição detalhada das metodologias empregadas nas seções subsequentes.

3.3 Métodos de Amostragem

3.3.1 Amostragem de Solo

Para a coleta das amostras de solo laterítico, foi utilizado o procedimento de sondagem a trado conforme a norma NBR 9603 (ABNT, 2015), que visa à coleta de amostras em estado deformado em investigações geológico-geotécnicas. A aparelhagem empregada foi um trado tipo cavadeira com diâmetro de 150 mm (Figura 3.5), cruzetas, metro, recipientes para amostras, sacos plásticos para amostragem de umidade gravimétrica e um carrinho de mão para transporte da amostra deformada.



Figura 3.4: Local de coleta de amostra.

A sondagem a trado foi dada por terminada na profundidade de 2,20 metros, o que é suficiente para a caracterização geotécnica de materiais competentes que, na maioria dos projetos, exigem apenas uma exploração de 1,50 m. Além disso, Fernandes (2018)

e os ensaios de campo realizados por Herrera (2025) demonstram a homogeneidade do material do local até profundidades superiores a 12,0 m.

Em vista da homogeneidade, a amostragem foi coletada como um único material, pois não houve alterações em cada metro perfurado. A amostragem para medição de umidade gravimétrica natural foi coletada a cada 0,5 m de profundidade. Nenhum nível de água foi identificado durante o processo. Explorações mais profundas, como as de Giacheti et al. (2004) e Herrera (2025), com profundidades superiores a 15 m, também não identificaram presença de nível d'água, portanto o tipo de solo estudado é exclusivamente não saturado.

A sondagens foram realizadas conforme às etapas do programa experimental desta dissertação. A primeira foi realizada em novembro de 2024 sem registro do perfil de umidade gravimétrica e incluiu amostras para os ensaios de classificação geotécnica MCT, compactação, mini-compactação, mini-CBR e compressão simples. O segundo foi realizado em fevereiro de 2025 com coleta de amostras para ensaios de módulo de resiliência, permeabilidade saturada e classificação unificada. Os ensaios foram realizados sem e com incorporação de cimento Portland para obter solo melhorado para uso em pavimentação. O processo de coleta de amostras é mostrado na Figura 3.5.



Figura 3.5: Local e procedimento de amostragem de amostra deformada.

3.4 Métodos de Caracterização Física

3.4.1 Classificação SUCS e AASHTO

As classificações americanas, seja unificada para fins de engenharia (USCS) quanto para fins de pavimentação (AASHTO), são universalmente aplicáveis e amplamente aceitas em vários países. Nesta pesquisa, foram utilizadas as normas ASTM D6913 (ASTM, 2017), ASTM D7928 (ASTM, 2021), ASTM D4318 (ASTM, 2017), ASTM D2487 (ASTM, 2017) e ASTM D3282 (ASTM, 2015). No entanto, é importante estar ciente das limitações que apresentam e, a partir da experimentação, deve ser atribuída ao material uma classificação apropriada conforme a proposição de Nogami e Villibor (1995). Além disso, para a determinação da distribuição granulométrica conjunta das partículas do solo e das misturas solo-LETAs e solo-cimento, empregou-se a norma brasileira NBR 7181 (ABNT, 2025).

3.4.2 Dispersão do solo e massa específica de sólidos

Rocha (2018), realizou a análise granulométrica de amostras próximas aos pontos de exploração para quatro espécimes entre 0,25 a 8,0 m e observou as diferenças na distribuição das partículas com e sem o uso de defloculante no ensaio de sedimentação. A diferença obedeceu principalmente à fração de silte e argila, em que o solo foi classificado como SM sem uso de defloculante e SC com uso. Com base nessas informações, este item pretende realizar uma análise de dispersão do solo usando a norma ASTM D4221 (2018). Além disso, utiliza-se a norma D854 (2023) para determinar a massa específica dos sólidos do solo (G_s).

Embora o método D4221 (ASTM, 2018) tenha limitações quando aplicado exclusivamente a solos em que a posição dos gráficos de índice de plasticidade versus limite de liquidez (ASTM, 2017) fica sobre a linha "A" ou acima dela (ASTM, 2017), é fundamental observar que a análise granulométrica revela que mais de 12% da fração do solo em questão é composta de partículas mais finas do que 2 µm conforme o ensaio de sedimentação. Consequentemente, é necessária uma análise geotécnica do assunto, pois as características dispersivas da argila podem gerar desafios significativos nas estruturas de solo, como erosão, instabilidade e fenômenos de tareia movediça ou piping (Sherard et al. 1976).

O ensaio consiste em executar o método ASTM D7928 (2021) em duas amostras de ensaio semelhantes onde uma análise de sedimentação (hidrômetro) é realizada em cada curva de distribuição de grãos para determinar a quantidade de partículas menores que 2 µm. Em seguida, a porcentagem de dispersão é calculada dividindo-se a porcentagem que passa do tamanho de 2 µm do solo sem dispersão pela porcentagem que passa os 2 µm do solo com defloculante, o resultado multiplica-se por 100.

$$\% \text{ Dispersão} = \left(\frac{N_{f,2\,\mu\text{m},nd}}{N_{f,2\,\mu\text{m},d}} \right) \cdot 100 \tag{33}$$

Onde $N_{f,2\mu\text{m},nd}$ é a porcentagem em massa menor que 2 μm não dispersa e $N_{f,2\mu\text{m},d}$ é a porcentagem em massa menor que 2 μm dispersa, valores com aproximação de 1%.

Para interpretação são usados os critérios para classificar os resultados de dispersão percentual do solo que estão apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2: Dispersividade da fração argilosa (adaptado de ASTM D4221, 2018)

Porcentagem de dispersão (%)	**Classificação**
< 30	Não dispersivo
30–50	Intermediário
> 50	Dispersivo

Nota. Classificação baseada no percentual de dispersão do solo segundo a norma ASTM D4221.

Finalmente, as características dispersivas serão também observadas durante a aplicação da metodologia Miniatura Compactado Tropical (MCT) que, de acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2023), deve seguir a NORMA DNIT 258/2023 – ME (Solos – Compactação em equipamento miniatura – Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão – Método de ensaio).

3.4.3 Compactação

No presente estudo, os ensaios de compactação foram realizados seguindo as diretrizes estabelecidas na norma NBR 7182 (ABNT, 2016). Essa norma técnica especifica o procedimento para determinar a umidade gravimétrica ótima e a massa específica aparente seca máxima do solo. Para a realização dos ensaios, são recomendados dois tipos de cilindros Proctor, diferenciados por seu volume: um aparelho pequeno, com capacidade de 1000 ± 10 cm^3, e outro de maiores dimensões, com capacidade de 2085 ± 22 cm^3. Além disso, foram usados dois tipos de soquetes, também diferenciados por sua massa:

um soquete de 2500 ± 10 g e um soquete maior de 4536 ± 10 g.

Devido à amostra estudada passa integralmente na peneira de 4,75 mm (No. 4), apenas o cilindro pequeno é usado para execução do ensaio de Proctor. Por outro lado, a norma especifica três estados de energia de compactação: normal, intermediária e modificada.

Na presente investigação, foram realizados ensaios de compactação usando as três energias da Tabela 3.3 e o método de ensaio com reuso de material, sobre amostras preparadas com secagem prévia até a umidade higroscópica. A determinação do teor de umidade foi realizada de acordo com as diretrizes estabelecidas na ASTM D2216 (ASTM, 2019).

Tabela 3.3: Energias de compactação (adaptado de ABNT NBR 7182, 2016)

Cilindro	Características inerentes à energía	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno (1000 ± 10 cm³)	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27

Nota. Descrição das características inerentes a cada energia de compactação.

Para as misturas solo-LETA e solo-cimento, o ensaio de compactação foi realizado exclusivamente com a energia intermediária. Assim, o molde utilizado em laboratório possuía um volume de 1000 cm^3 e uma massa de 2278,02 g. O soquete empregado foi o de maior massa (4536 ± 10 g).

3.4.4 Classificação de solos finos tropicais

A classificação de solos finos tropicais envolve duas normas. A primeira é a NORMA DNIT 258/2023 – ME (DNIT, 2023), que estabelece a execução de ensaios Mini-MCV e de perda de massa por imersão para a determinação dos coeficientes empíricos: coeficiente de argilosidade (c'), o coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação correspondente ao número de golpes de referência de 10 (d') e a perda de massa por imersão (P_i'). Para a aplicação dos golpes, empregou-se a *série simplificada*: 1, 3, 6, 10, 20, 30, 40, 60, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250.

Em segundo lugar, utilizou-se a NORMA DNIT 259/2023 – CLA (DNIT, 2023), que estabelece a classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias. Com base nos coeficientes empíricos previamente mencionados, esta norma fornece uma equação para o cálculo do índice de laterização (e'). Posteriormente, o resultado de c' versus e' deve ser plotado em um gráfico de referência para classificação de solos (Figura A1 da referida norma ou Figura 2.4 deste documento).

$$e' = \sqrt[3]{\frac{Pi'}{100} + \frac{20}{d'}} \tag{34}$$

Onde e' é o índice de laterização, Pi' é o valor de referência da perda de massa por imersão e d' é o coeficiente obtido a partir da curva de compactação para n = 10 golpes da série simplificada.

3.5 Métodos de Caracterização Hidráulica

3.5.1 Condutividade hidráulica saturada

Para a realização do ensaio de permeabilidade, foi utilizada a norma ASTM D5084 (ASTM, 2016a), cujo escopo é a medição laboratorial da condutividade hidráulica (também chamada de coeficiente de permeabilidade) de materiais porosos saturados de água com um permeâmetro de parede flexível em temperaturas entre 15 e 30°C (Figura 3.6). Resumidamente o método consiste em: (1) preparação da amostra, que abrange a montagem do CP no aparato experimental garantindo a vedação correta do sistema e a saturação do solo; (2) aplicação das tensões confinantes para realização do adensamento; (3) estabelecimento de gradientes hidráulicos predefinidos para simular condições de fluxo de interesse; e (4) medição e coleta de dados de vazão em intervalos de tempo preestabelecidos, por fim, determinou-se o coeficiente de permeabilidade.

O método aplicado é de carga constante ou volume constante (Método A e Método E da referida norma), cujo cálculo é apresentado na seguinte equação:

$$k = \frac{\Delta Q \cdot L}{A \cdot \Delta h \cdot \Delta t} \tag{35}$$

Onde k é a condutividade hidráulica, em m/s; ΔQ é a quantidade de fluxo durante o intervalo de tempo Δt, obtida como a média entre o volume de entrada e saída, em m^3; L é o comprimento do corpo de prova, em metros; A é a área da seção transversal do corpo de prova, em m^2; Δt é o intervalo de tempo, em segundos, durante o qual



Figura 3.6: Ensaio de permeabilidade e uso de interface para coleta de água (Unesp - Bauru, 2025).

ocorre o fluxo ΔQ, definido como $t_2 - t_1$; t_1 e t_2 representam os tempos inicial e final do ensaio de permeabilidade, respectivamente, expressos no formato data:hora:min:seg; Δh é a perda de carga média ao longo do permeâmetro e do corpo de prova, calculada como $(h_1 + h_2)/2$ em metros de coluna d'água; h_1 e h_2 são as cargas medidas nos tempos t_1 e t_2, respectivamente, também em metros de coluna d'água.

Posteriormente, a condutividade hidráulica deve ser ajustada para a temperatura padrão de 20 °C (68 °F), valor que é denominado $k_{(20)}$. Esse ajuste é realizado multiplicando o valor medido de k pelo quociente entre a viscosidade dinâmica da água na temperatura de ensaio e a correspondente a 20 °C (R_T), conforme expresso nas seguintes equações:

$$k_{20} = R_T \cdot k \tag{36}$$

$$R_T = 2,2902 \frac{(0,9842^T)}{T^{0,1702}} \tag{37}$$

Onde k_{20} é a condutividade hidráulica corrigida para 20°C (m/s), R_T é a relação da viscosidade da água na temperatura do ensaio para a viscosidade da água a 20°C, e T é

a temperatura média do ensaio durante o teste de permeação $(T_1 + T_2)/2$, arredondada para 0.1°C; sendo T_1 a temperatura no início do teste de permeação e T_2 a temperatura no final do teste, ambas também arredondadas para 0.1°C.

Durante a fase de percolação e medição de permeabilidade, empregou-se uma célula de dupla interface. Este arranjo experimental permitiu a coleta do percolado das amostras de solo-LETAs para subsequente análise de sua composição química, conforme detalhado na seção de caracterização química. A Figura 3.7 ilustra a coleta de água para as amostras de solo laterítico incorporadas com 25% de lodo de alumínio e ferro, as quais foram submetidas a congelamento para sua adequada preservação.



Figura 3.7: Coleta de água de percolação para análise química.

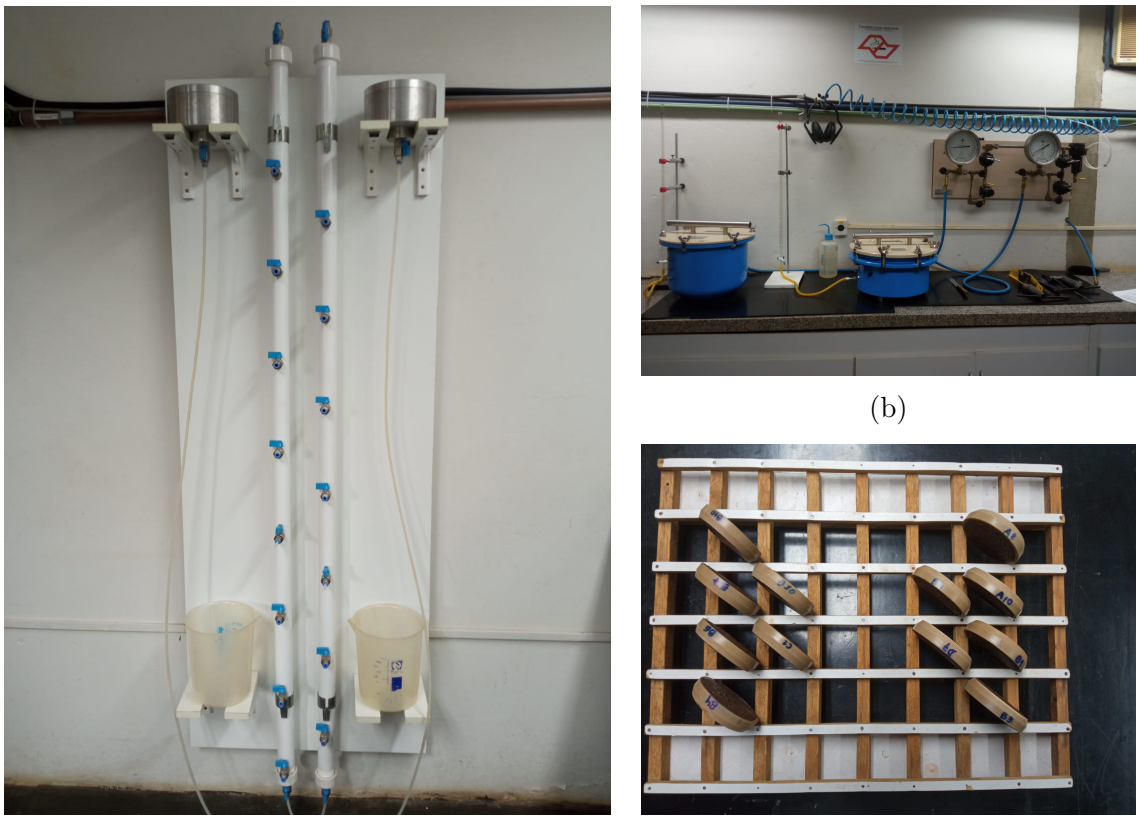
3.5.2 Curva de retenção da água no solo (SWCC)

A curva de retenção, comumente mais conhecida como curva característica solo-água (SWCC), é uma das propriedades mais importantes da mecânica dos solos não saturados. Essa propriedade relaciona a saturação ou umidade (gravimétrica ou volumétrica) com o correspondente valor de sucção do solo. Existem várias formas de controlar e medir a sucção. Por exemplo, os métodos da norma ASTM D6836 (ASTM, 2016) e a norma ASTM D5298 (ASTM, 2016). Na presente investigação, emprega-se integralmente o método da coluna negativa de água e o uso de câmara convencional para múltiplas amostras (Richards, 1941, 1947, 1949) e, por medição indireta, aplicou-se a técnica do papel filtro para faixas superiores a 500 kPa de sucção.

Para a medição direta da sucção do solo por meio de coluna de água suspensa (Hanging column) e câmara de Richards (Hanging column), utilizou-se a técnica de translação de eixos implementada por Hilf (1956).

Coluna de água suspensa

Para a obtenção dos primeiros pontos da curva SWCC o processo de secagem principal envolve as seguintes etapas experimentais: (1) compactar o solo na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, utilizando anéis de retenção; (2) saturar os corpos de prova (CPs) por imersão em água destilada ou por ascensão capilar; (3) determinar a umidade de saturação dos CPs antes da inserção nos funis com pedra porosa de elevado índice de entrada de ar previamente saturada; (4) ajustar a coluna d'água suspensa em incrementos de 10 cm, correspondentes a 1 kPa de sucção matricial; e (5) após o equilíbrio, mensurar o teor de umidade. O intervalo de sucção matricial medido por meio deste método foi de 1 kPa a 14 kPa (Ver Figura 3.8 (a)).



(a) (b) (c)

Figura 3.8: Métodos para determinação da curva SWCC (Unesp - Bauru, 2025).

Extrator de pressão

Para a obtenção dos seguintes pontos da curva SWCC por secagem principal, os procedimentos experimentais são: inicialmente, (1) o solo é compactado na umidade ótima

e massa específica aparente seca máxima, conforme a curva de compactação, utilizando anéis de retenção. Em seguida, (2) os corpos de prova (CPs) são saturados por imersão em água destilada ou por capilaridade. Antes da inserção nas placas porosas de elevado índice de entrada de ar (pré-saturadas), (3) a umidade de saturação de cada CP é determinada. Posteriormente, (4) a sucção matricial é aplicada através da pressão de ar na câmara do extrator de membrana. (5) Após o atingimento do equilíbrio, o teor de umidade das amostras é medido. As sucções matriciais empregadas neste método abrangeram um intervalo de 50 a 750 kPa, com valores específicos de 50, 100, 200, 300, 400, 470 e 750 kPa (Ver Figura 3.8 (b)).

Papel filtro

Para a medição do potencial de sucção por meio de papel filtro segue o seguinte processo de execução: (1) remodelagem de corpos de prova (CPs) e saturação por um período mínimo de 24 horas; (2) controle da umidade utilizando uma balança com capacidade mínima de 20 g e precisão de 0,0001 g; (3) colocação de 3 discos de papel filtro calibrado em contato com o CP na umidade de interesse; (4) proteção dos CPs com papel filtro, utilizando filme plástico e caixa isolante para atingir o período de equilíbrio entre 7 e 15 dias; e (5) medição do potencial de sucção do solo (Ver Figura 3.8 (c)). O intervalo de sucção matricial abordado por este método variou de 721 kPa a 108 735 kPa.

3.6 Métodos de Caracterização Mecânica

3.6.1 Índice de Suporte Califórnia (CBR) e Mini-CBR

As metodologias tradicionais do SUCS e da AASHTO para classificação geotécnica de solos tem apresentado limitações porque foram desenvolvidas sem levar em conta as propriedades dos solos lateríticos e saprolíticos em regiões tropicais. Segundo Villibor et al. (2009), a metodologia tradicional apresenta uma série de limitações e deficiências para o estudo do uso de solos tropicais na pavimentação, desde os aspectos de classificação geotécnica de solos até os critérios de escolha e dosagem de materiais para o emprego em bases de pavimentos asfálticos. De modo que, Nogami e Villibor (1995) têm impulsado estudos geotécnicos de solos tropicais com a adoção da Metodologia MCT (Miniatura Compactado Tropical) que envolve propriedades mecânicas e hídricas do solo. A metodologia abrande os dois grupos laboratoriais apresentados no fluxograma da Figura 3.9.

Para a realização desses ensaios, foram revisadas e empregadas as seguintes normas.

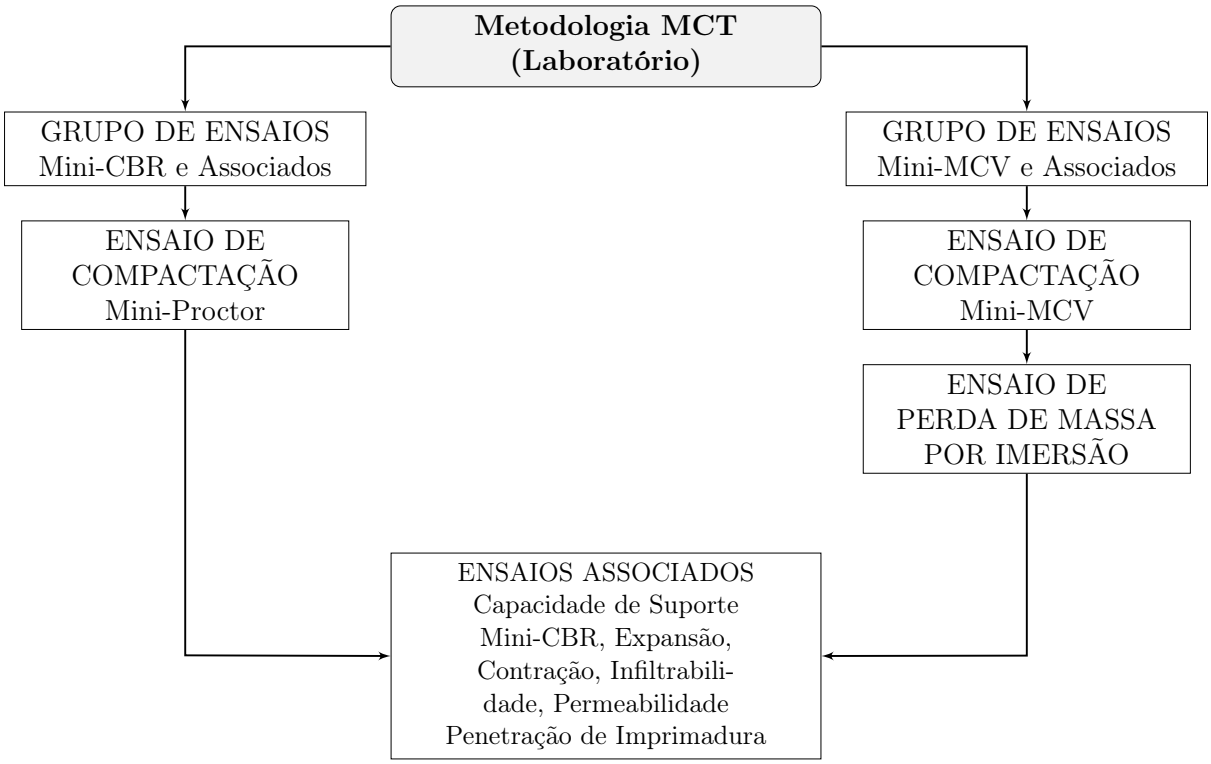


Figura 3.9: Sistemática MCT para laboratório (Adaptado de Villibor et al., 2009).

- NORMA DNIT 258/2023–ME: Solos – Compactação em equipamento miniatura – Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão – Método de ensaio.
- NORMA DNIT 259/2023–CLA: Solos – Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura – Classificação.
- NORMA DNIT 254/2023–ME: Solos – Compactação em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão – Método de ensaio.
- NORMA DNIT 172/2016 - ME: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio.
- ABNT NBR 9895 (2016): Solo — Índice de Suporte Califórnia (ISC) — Método de ensaio.

A metodologia para a determinação do índice Mini-CBR e da expansão de solos compactados, utilizando corpos de prova miniaturizados de 50 mm de diâmetro, seguiu as diretrizes estabelecidas pela norma DNIT 254 (2023). Neste estudo, foram obtidos os

valores de Mini-CBR sob condições saturada (I) e não saturada (H), com a aplicação de sobrecarga padronizada para ambas as situações.

Os ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) foram realizados segundo a NBR 9895 (ABNT, 2017), adotando-se a energia intermediária de compactação (26 golpes por camada em cinco camadas). Utilizaram-se o cilindro metálico grande e o soquete maior para moldagem dos corpos de prova. Para cada teor de umidade ótima do solo natural e solo-lodo, foram preparados dois corpos de prova: um ensaiado imediatamente após a moldagem e outro submetido à condição de embebição, permanecendo imerso em água por um período mínimo de quatro dias, conforme preconizado pela norma.

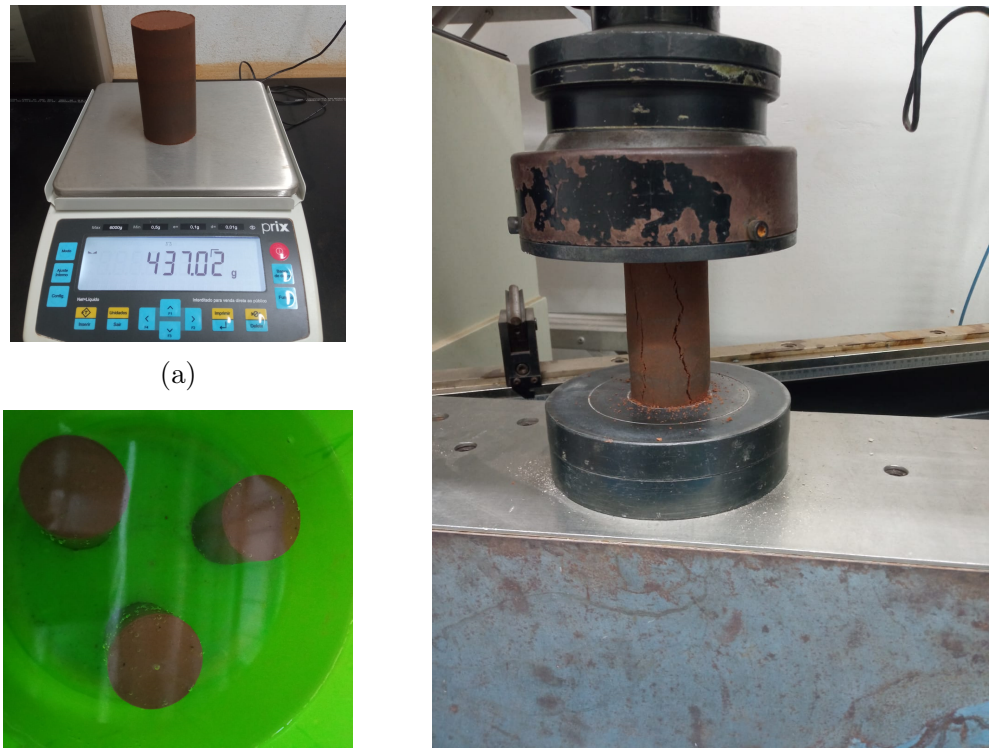
Para o solo melhorado com cimento Portland, foram realizados ensaios de CBR com energia de compactação intermediária, adotando-se o teor de 4% de cimento em relação à massa seca do solo. Os procedimentos de ensaio seguiram de forma parcial a norma NBR 9895 (ABNT, 2017), sendo os corpos de prova submetidos à etapa de penetração sob diferentes condições de cura, compreendendo três situações distintas: imediatamente após a moldagem (sem cura), após 20 horas de cura por imersão, e aos 7 dias de cura com posterior saturação. Essa abordagem metodológica permitiu avaliar a influência do tempo de cura nas propriedades mecânicas do material estabilizado.

3.6.2 Compressão Simples

Os ensaios de compressão simples foram realizados em amostras de solo melhorado com cimento. O processo de cura seguiu as diretrizes estabelecidas na norma DNIT 142 (DNIT, 2022). Para a obtenção da tensão máxima não confinada, os critérios de correção da norma ASTM C42 (ASTM, 2020) foram integralmente adotados durante o procedimento. A seguir, são detalhadas os padrões empregados para a execução desses ensaios:

- DNIT 142/2022 – ES: Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço (DNIT, 2022).
- ASTM D1632 – $17^{\varepsilon 1}$: Standard Practice for Making and Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in the Laboratory (ASTM, 2017).
- ASTM D1633 – 17: Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders (ASTM, 2017).
- ASTM C42/C42M – 20: Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete (ASTM, 2020).

A confecção dos corpos de prova envolveu um processo de compactação regido pela norma ASTM D1632. Em virtude da granulometria do material, que se mostrou passante na peneira de 2.00 mm, foram moldados corpos de prova cilíndricos com dimensões de 50 mm de diâmetro por 100 mm de altura. Tal escolha permitiu a obtenção de uma relação altura/diâmetro de 2.00, em alinhamento com as diretrizes do Método B da norma ASTM D1633. O período de cura foi conduzido estritamente de acordo com as especificações da ASTM D1632, e, como etapa preparatória ao ensaio propriamente dito, os espécimes foram submersos em água por um período de 4 horas. Durante o ensaio de ruptura, a taxa de deformação imposta foi de 1,3 mm/min. A configuração de um corpo de prova compactado (a), submerso (b) e submetido ao ensaio até a ruptura (c) é visualmente representada na Figura 3.10.



(a) (b) (c)

Figura 3.10: Ensaio de compressão simples (Unesp - Bauru, 2025).

3.6.3 Módulo de resiliência

Conforme as considerações do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes para solo e solo melhorado com cimento para

o uso de bases e sub-bases estabilizadas e não estabilizadas, foram usados os seguintes padrões para a execução dos ensaios:

- NORMA DNIT 181/2018 – ME: Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio.
- NORMA DNIT 134/2018 – ME: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio

Programa Experimental

Para o solo laterítico, o programa experimental considerou a realização de ensaios destrutivos do tipo triaxial dinâmico sob as condições de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima do ensaio de Proctor para as energias normal, intermediária e modificada. Adicionalmente, ensaios de compactação foram realizados nas quatro misturas solo-LETA sob as condições ótimas da curva de compactação, empregando-se energia intermediária. Uma segunda etapa de compactação de corpos de prova foi conduzida para todos os ensaios nessas mesmas condições, seguida pela sua submissão à perda total de sucção matricial, visando avaliar o comportamento do solo laterítico sob elevados graus de saturação.

Por outro lado, para o solo laterítico melhorado, aplicou-se um teor de cimento de 4% e compactou-se nas condições ótimas para a energia intermediária. Por fim, os CPs de solo melhorado foram submetidos a períodos de cura de 0 e 7 dias. A Tabela 3.4 apresenta o número total de ensaios realizados.

Tabela 3.4: Programa experimental para ensaios de módulo de resiliência (M_r)

Amostra	**Ensaio**	**Estado do solo**
LA' (100%) + WTS (0%)	Módulo de resiliência	Não saturado
LA' (75%) + WTS1 (25%)	Módulo de resiliência	Não saturado
LA' (50%) + WTS1 (50%)	Módulo de resiliência	Não saturado
LA' (75%) + WTS2 (25%)	Módulo de resiliência	Não saturado
LA' (50%) + WTS2 (50%)	Módulo de resiliência	Não saturado
LA' (96%) + CEM (4%)	Módulo de resiliência	Com e sem cura

Obtenção dos corpos de prova (CPs)

Visto que o material é sem pedregulho e totalmente passante na peneira 4,8 mm, procedeu-se a secar a amostra ao ar e foi utilizado o cilindro de 100 mm de diâmetro e 200 mm de

altura. Posteriormente determinou-se a umidade higroscópica da amostra e foi acrescida a quantidade de água para cada teor de umidade especificado no programa experimental, em seguida, as amostras foram colocadas em recipiente hermeticamente fechado e levado à câmara úmida por um prazo mínimo de 16 horas.

No caso de solo melhorado ou estabilizado quimicamente, o cimento foi misturado com o solo na condição seca, depois adicionou-se a quantidade de agua necessária para atingir a umidade ótima do ensaio de compactação intermediária para solo melhorado.A fim de minimizar a reação prematura do agente cimentante, os procedimentos de homogeneização e compactação dos corpos de prova foram executados de forma expedita.

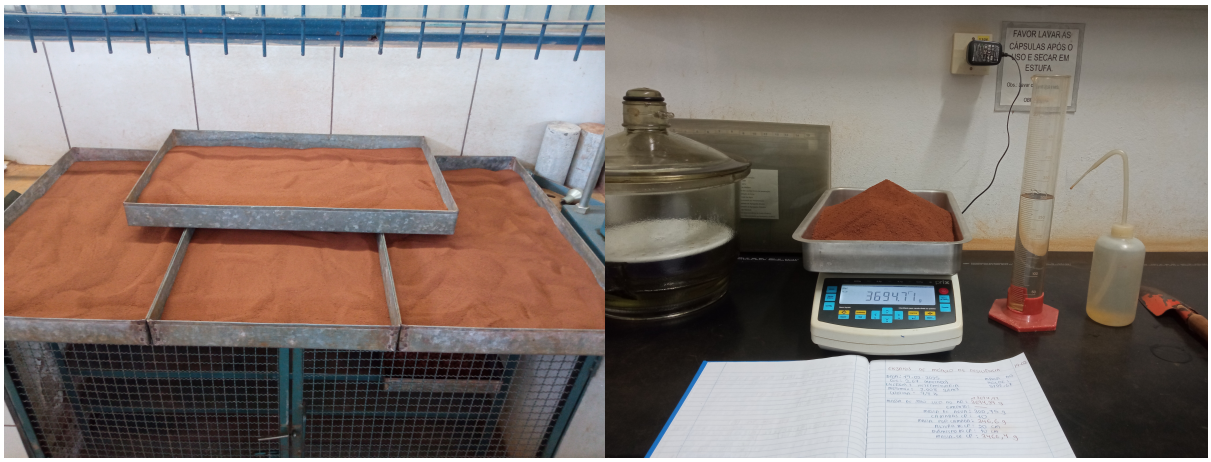


Figura 3.11: Preparação da amostra de compactação

A preparação dos CPs para o solo e solo melhorado foi realizada por compactação por impacto de um soquete, para cada energia especificada. Utiliza-se dessa forma, um molde tripartido de 100 por 200 mm e a compactação em 10 camadas. Nas ultimas camadas do processo, acrescenta-se o anel complementar do cilindro. A quantidade de golpes por camada é determinada com base em parâmetros específicos, tais como as dimensões do CP, a energia de compactação aplicada, a massa do soquete empregado e a altura de queda do soquete durante a execução da compactação. O Anexo D das normas DNIT 134/2018-ME (BRASIL, 2018a) e DNIT 181/2018-ME (BRASIL, 2018b) fornecem uma tabela detalhada que correlaciona o número de golpes por camada com diferentes combinações dos parâmetros previamente estabelecidos. Esses dados são transcritos na Tabela 3.5.

No entanto, com a finalidade de minimizar problemas associados à segregação de partículas do material e à dificuldade de preparar corpos de prova com massa específica prescrita e densidade uniforme, nesta investigação emprega-se o conceito de subcompacta-

Tabela 3.5: Parâmetros de compactação sob diferentes energias

Energia (kg,cm/cm³)	Altura de queda (cm)	Peso do soquete (kgf)	No, de golpes por camada
Normal (6,00)	30,5	2,5	12
	45,7	4,53	5
	30,5	4,53	7
	45,7	2,5	8
Intermediária (13,00)	30,5	2,5	27
	45,7	4,53	10
	30,5	4,53	15
	45,7	2,5	18
Modificada (27,00)	30,5	2,5	56
	45,7	4,53	21
	30,5	4,53	31
	45,7	2,5	38

Nota. O número de golpes para cada energia foi calculado considerando um cilindro com diâmetro de 10 cm, altura de 20 cm e volume de compactação igual a 1570,8 cm^3, dividido em 10 camadas.

ção (Ladd, R.S., 1978). Esse método visa obter espécimes homogêneos, considerando uma porcentagem de subcompactação U_n. O valor de U_n, em cada camada, varia linearmente da camada inferior para a superior, sendo definido por:

$$U_n = U_{n1} - \left[\frac{U_{n1} - U_{nf}}{n_f - 1} \cdot (n-1)\right] \tag{38}$$

Onde U_n é o percentual de subcompactação na camada n, U_{n1} é a porcentagem de subcompactação eleita para a primeira camada, U_{nf} é a porcentagem de subcompactação eleita para a camada final (geralmente zero), n é o número de camadas que estão sendo consideradas, n_i é a primeira camada e n_f é a camada final (número total de camadas).

A Tabela 3.6 apresenta o processo de compactação com esse método, também conhecido como princípio da densificação, é mostrada a seguir, onde a porcentagem de subcompactação eleita para a primeira camada foi de 0%, em virtude de ter utilizado um solo compactado em condições ótimas.

Equipamento de compressão triaxial dinâmico e acessórios

Para realização dos ensaios de módulo de resiliência do solo e solo melhorado, foi utilizado o equipamento MS151 – ENSAIO TRIAXIAL DINÂMICO (Figura 3.13), com carga axial dinâmica. O equipamento MS151 é constituído por uma bancada em aço que suporta o sistema de movimentação e aplicação de cargas dinâmicas, bem como o sistema de controle

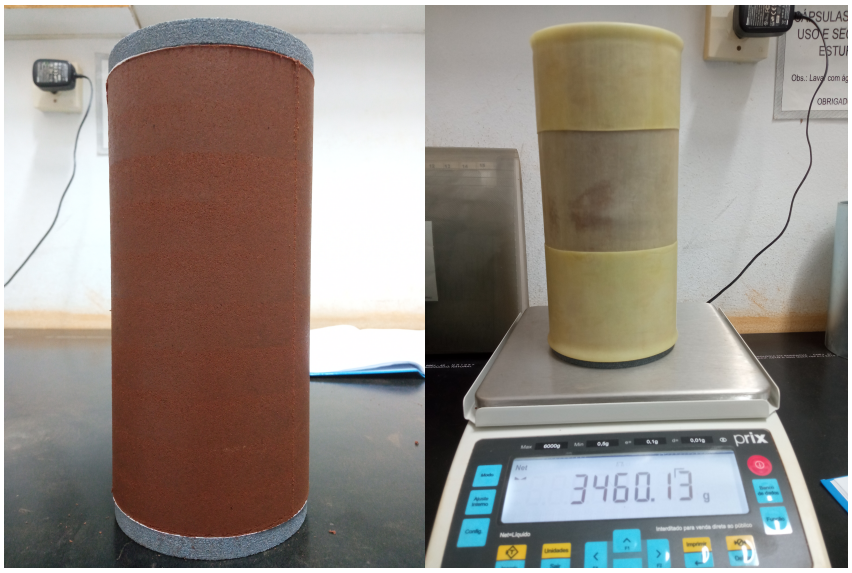


Figura 3.12: Preparação da amostra de compactação

e de comando automatizado. Sobre o sistema de aplicação de carga é inserida a câmara triaxial contendo o CP a ser ensaiado. Mais precisamente, o equipamento é composto por: uma bancada [1], trilho de alinhamento câmara [2], prensa [3], câmara triaxial [4], célula de carga [5] com capacidade de 1.000 kgf, servo motor [6], filtro regulador de pressão [7], totem de controle [8], interface de controle e monitoramento [9], conector USB [10], botão de reset [11], chave geral de energização [12], botão de emergência [13] e rodízio [14], como mostrado na Figura 3.13. Para medição das deformações axiais dos CPs são empregados 2 transdutores de deslocamento linear (LVDTs), com resolução de medição de 0,001mm, localizados na parte superior do corpo de prova.

Em adição, os acessórios (Figura 3.14) que compõem o equipamento são: câmara triaxial compatível com CPs de Ø100x200mm [a_1], bases e cabeçotes de aplicação de carga [a_2], membranas de látex [a_3], soquetes para compactação [a_4], o'rings de vedação [a5], encamisadores [a6], moldes tripartidos [a_7] e pedras porosas [a_8].

Execução do ensaio

Para a montagem e operação inicial, foram adotados os procedimentos próprios do equipamento. A execução do ensaio propriamente dito consiste em duas fases para o solo e uma única fase para solo quimicamente estabilizado (solo melhorado).

Para materiais que não passaram por estabilização química, conforme estabelecido pela norma DNIT 134/2018-ME (BRASIL, 2018a), é necessário, antes da execução do

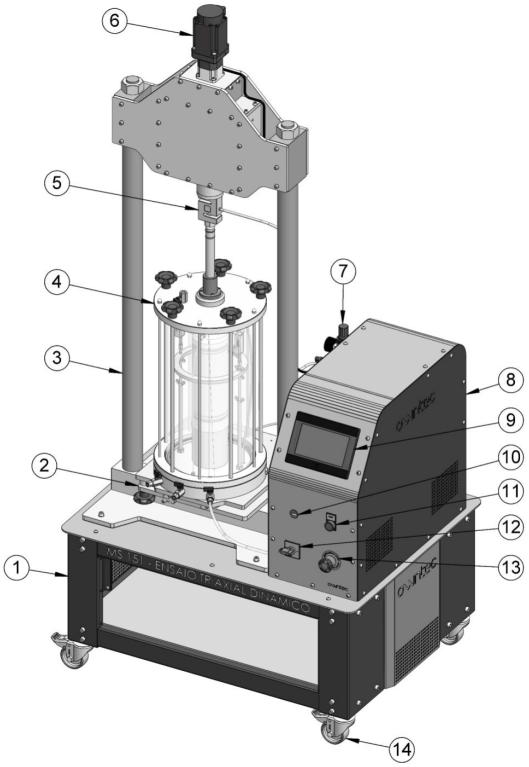
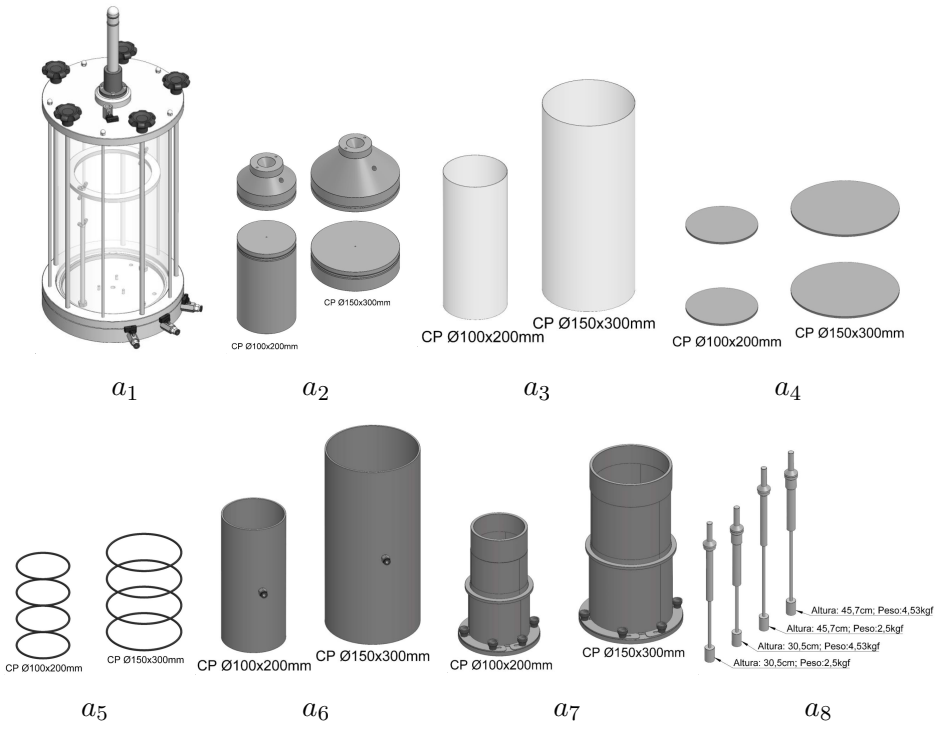


Figura 3.13: Equipamento MS151 – Ensaio Triaxial Dinâmico.



a_1 a_2 a_3 a_4

a_5 a_6 a_7 a_8

Figura 3.14: Acessórios do equipamento MS151

Tabela 3.6: Preparação de amostras de ensaio usando a subcompactação

Número da camada	Massa acumulada (g)	Massa por camada (g)	Altura medida (cm)	Grau de subcompactação U_{ni}
1	347,3	**345,9**	2,00	0,20
2	694,5	**346,1**	4,00	0,18
3	1,041,5	**346,3**	6,00	0,16
4	1,388,4	**346,4**	8,00	0,13
5	1,735,1	**346,6**	10,00	0,11
6	2,081,7	**346,7**	12,00	0,09
7	2,428,1	**346,9**	14,00	0,07
8	2,774,4	**347,0**	16,00	0,04
9	3,120,5	**347,2**	18,00	0,02
10	3,466,4	**347,3**	20,00	0,00

Nota. CP compactado em cilindro de 10 cm diâmetro e altura de 20 cm. Com energia de compactação intermediária no teor de umidade ótimo, massa específica seca máxima e U_{n1} de 0,20%.

ensaio de determinação do módulo de resiliência, o solo é submetido a uma etapa de condicionamento, aplicando-se uma série de carregamentos cíclicos com o objetivo de eliminar as deformações permanentes que podem surgir durante as primeiras aplicações de tensão desvio. Na Tabela 3.7, estão detalhados os pares de tensões aplicados na fase de condicionamento do solo.

Tabela 3.7: Carregamento cíclico de condicionamento do material

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	Razão de Tensões (σ_1/σ_3)	No. de repetições	Frequência (Hz)
0,070	0,070	2	500	1
0,070	0,210	4	500	1
0,105	0,315	4	500	1

Nota. Valores de tensão e parâmetros de ensaio utilizados no estagio de acondicionamento do material.

Após excluir as deformações permanentes iniciais, procede-se à determinação do módulo de resiliência mediante a aplicação de 18 pares de tensões, conforme apresentado na Tabela 3.8. Uma vez que, para cada par de tensões aplica-se 10 ciclos de carga, a aquisição de dados para medição do módulo se faz para as últimas 5 repetições de carga. É importante esclarecer que as tensões apresentadas na Tabela 3.8 são aplicadas para camadas de base e sub-base. Para solos de subleito, somente são aplicáveis os 12

primeiros pares de tensões da referida tabela.

Tabela 3.8: Parâmetros de ensaio dinâmico para diferentes condições de tensão

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	Razão de Tensões (σ_1/σ_3)	No, de repetições	Frequência (Hz)
0,020	0,020	2	10	1
	0,040	3		
	0,060	4		
0,035	0,035	2		
	0,070	3		
	0,105	4		
0,050	0,050	2		
	0,100	3		
	0,150	4		
0,070	0,070	2		
	0,140	3		
	0,210	4		
0,105	0,105	2		
	0,210	3		
	0,315	4		
0,140	0,140	2		
	0,280	3		
	0,420	4		

Nota. Valores experimentais de tensão confinante (σ_3) e tensão desvio (σ_d) utilizados nos ensaios dinâmicos de M_r.

Em conformidade com a norma DNIT 181/2018-ME (BRASIL, 2018b), para solo melhorado, não se faz necessária a etapa de condicionamento dos CPs. Não obstante, são aplicadas 50 repetições de carga cíclica para cada tensão vertical ilustrada na Tabela 3.9.

3.6.4 Deformações Permanentes

A norma DNIT 179/2018-IE (DNIT, 2018) estabelece o procedimento para a determinação da deformação permanente em solos. Este ensaio visa simular as condições físicas e os estados de tensão das camadas de pavimento sob a ação de cargas móveis de tráfego.

O programa experimental deste ensaio envolveu a aplicação de três estados de tensão específicos para cada tipo de material avaliado: solo natural e mistura solo-LETAs,

Tabela 3.9: Sequência de ensaios dinâmicos com diferentes tensões aplicadas

Sequência	Tensão Desvio σ_d (MPa)	Tensão Principal Maior σ_1 (MPa)	No. de repetições	Frequência (Hz)
1	0,1	0,1		
2	0,2	0,2		
3	0,3	0,3	50	1
4	0,4	0,4		
5	0,5	0,5		

Nota. Valores experimentais de tensão desvio (σ_d) utilizados nos ensaios dinâmicos de M_r para solo estabilizado quimicamente.

totalizando 15 ensaios. A preparação dos corpos de prova foi realizada seguindo metodologia análoga à utilizada para a determinação do módulo de resiliência, e o mesmo equipamento triaxial dinâmico e seus acessórios foram empregados em ambos os procedimentos.

Execução do ensaio

Inicialmente, a frequência de 2 Hz, conforme recomendação normativa, foi estabelecida. O pulso de carga, por sua vez, manteve-se fixo em 0,1 segundo, independentemente da frequência aplicada. Subsequentemente, foi conduzida uma etapa de pré-ensaio, consistindo na aplicação de 50 ciclos de carga iniciais. Este procedimento visou assegurar o contato pleno entre o pistão e o cabeçote, minimizando a influência de folgas ou irregularidades superficiais na leitura das deformações do CP. A deformação acumulada nos 50 ciclos iniciais com os pares de tensões aplicadas de 50 kPa para a tensão confinante e para a tensão desviadora, foi desconsiderada.

A calibração de parâmetros para modelos constitutivos de deformação permanente, que tipicamente considera a dependência com o estado de tensões e o número de ciclos, exige um mínimo de nove ensaios triaxiais (9 CPs). Diante da considerável demanda por LETAs e das limitações de disponibilidade de equipamentos, pois cada ensaio demanda aproximadamente 21 horas contínuas, optou-se por uma abordagem simplificada. Esta metodologia otimizada permite a determinação dos parâmetros com base em um único estado de tensões específico, reduzindo o número de ensaios necessários para apenas 3 CPs.

Essa simplificação é justificada pela relevância prática e pela otimização dos recursos experimentais. A tensão confinante de 40 kPa foi selecionada com base em

estudos prévios relevantes na literatura. Soliman e Shalaby (2015) demonstraram que as tensões confinantes em camadas de pavimento variam tipicamente entre 37,3 kPa e 40,0 kPa. Adicionalmente, Wang et al. (2020) investigaram a deformação permanente sob tensões de confinamento na faixa de 30 kPa a 60 kPa, corroborando a escolha da tensão de 40 kPa como representativa para as condições de campo. A Tabela 3.10 apresenta os pares de tensões aplicadas para o ensaio em questão.

Tabela 3.10: Tensões específicas aplicadas para deformações permanentes

Tensão Confinante σ_3 (kPa)	Tensão Desvio σ_d (kPa)	Razão de Tensões (σ_1/σ_3)	No. de repetições $(Ciclos)$	Frequência (Hz)
40	40	2	150 000	2
40	80	3	150 000	2
40	120	4	150 000	2

Nota. Valores de tensão utilizados na etapa de pré-ensaio de acondicionamento do material.

3.7 Métodos de Caracterização da Resistência e Deformabilidade

3.7.1 Ensaio Triaxial com Instrumentação Interna

Para a realização dos ensaios triaxiais em condições não saturadas, foi empregado um sistema composto por: software, controladores de pressão de ar, prensa de compressão, câmara triaxial específica para solos não saturados, atuadores de pressão, placa de aquisição de dados, transdutores de pressão, medidor de variação de volume, célula de carga e transdutor de deslocamento axial. Os ensaios triaxiais foram conduzidos no tipo consolidado drenado (CD), em condição de umidade constante, com medição do teor de umidade no início e ao término de cada ensaio para a estimativa da sucção, procedimento compatível com a boa capacidade de retenção dos materiais estudados. A umidade inicial correspondeu à umidade ótima obtida nos ensaios de compactação intermediária. A velocidade de cisalhamento foi determinada com base nos resultados de Fernandes (2022).

O procedimento experimental consistiu em ensaios triaxiais consolidados-drenados (CD) realizados sob condição de umidade constante. O processo experimental foi estruturado em cinco etapas sequenciais: (1) moldagem do corpo de prova conforme energia de compactação intermediária e determinação da umidade inicial, (2) montagem da base

e do topo do CP equipados com Bender Elements, instalação dos transdutores de deslocamento (LVDTs) para medição das deformações axiais e radiais locais, e posicionamento do corpo de prova na prensa triaxial, (3) aplicação incremental das tensões de confinamento efetivas nos níveis de 0, 40, 80 e 120 kPa, com período de consolidação adequado em cada estágio até a estabilização das deformações volumétricas, (4) determinação das velocidades de propagação de ondas cisalhantes (V_s) por meio dos Bender Elements, e (5) execução da fase de cisalhamento sob condição drenada com taxa de deformação controlada de 0,05 mm/min, seguida da determinação da umidade final do corpo de prova para verificação das condições do ensaio e estimativa da sucção.



(a) (b) (c)

(d) (e) (f)

Figura 3.15: Execução do ensaio triaxial estático e Bender Elements

A obtenção do *Módulo de Young* e do *coeficiente de Poisson* requer a mensuração de deformações axiais e radiais. Com esse propósito, transdutores de deslocamento linear variáveis diferenciais (LVDTs) foram posicionados internamente nos corpos de prova (CPs). Esses LVDTs, projetados especificamente para aquisição das deformações supracitadas, possuem a capacidade de operar em condições de submersão e sob pressões confinantes de até 1 MPa.

A montagem da instrumentação interna e dos Bender Elements foi realizada conforme procedimento descrito por Fernandes (2022). Contudo, diferencia-se quanto ao tipo de ensaio triaxial adotado, o qual foi selecionado nesta pesquisa considerando como critério a homogeneidade metodológica dos procedimentos experimentais. Uma vez que os ensaios triaxiais de módulo de resiliência e de deformações permanentes foram conduzidos na condição consolidado-drenada (CD) com umidade constante, buscou-se replicar essas mesmas condições no ensaio triaxial estático para caracterização de deformabilidade. Ressalta-se que, embora as camadas de base e sub-base possam eventualmente atingir condições de saturação em campo, estas são projetadas para operar em condições não saturadas. Assim, qualquer indução à perda de saturação para ensaios com sucção controlada (Fernandes, 2022) poderia alterar a estrutura do solo e comprometer a representatividade das condições reais de serviço.

A Figura 3.15 apresenta os detalhes da execução do ensaio, onde a Figura 3.15a mostra o aparato de preparação e o solo a ser ensaiado, a Figura 3.15b ilustra o corpo de prova compactado e o controle da umidade inicial, e a Figura 3.15c exibe a montagem dos Bender Elements com o devido contato assegurado na base e no topo do corpo de prova. Por sua vez, a Figura 3.15d apresenta a instalação dos transdutores de deslocamento (LVDTs), a Figura 3.15e mostra o conjunto completo instrumentado e o posicionamento da câmara na prensa triaxial para preenchimento com água e posterior aplicação das tensões confinantes, e a Figura 3.15f ilustra um corpo de prova após o cisalhamento, evidenciando o plano de ruptura e a retirada de amostra para determinação da umidade final.

3.7.2 Ensaio de Bender Element (BE)

A metodologia de ensaio Bender Element é conduzida conforme o procedimento estabelecido pela norma ASTM D8295 (ASTM, 2019). Este padrão normativo orienta a aplicação de elementos piezocerâmicos bender para a determinação da velocidade de propagação de ondas em amostras de solo, o que, em conjunto com a densidade do material, permite

o cálculo do módulo de cisalhamento de pequena deformação ($G_{máx}$ ou G_0). Em conformidade com esta norma, a velocidade da onda de cisalhamento pode igualmente ser determinada em amostras de solo não confinadas, cuja integridade é mantida pela sucção matricial. O equipamento necessário para a realização do ensaio BE é o mesmo sistema triaxial instrumentado, mas, especificamente, inclui: um elemento bender transmissor, um elemento bender receptor, um gerador de funções para a emissão do pulso de onda senoidal e um osciloscópio digital de armazenamento para o registro dos dados.

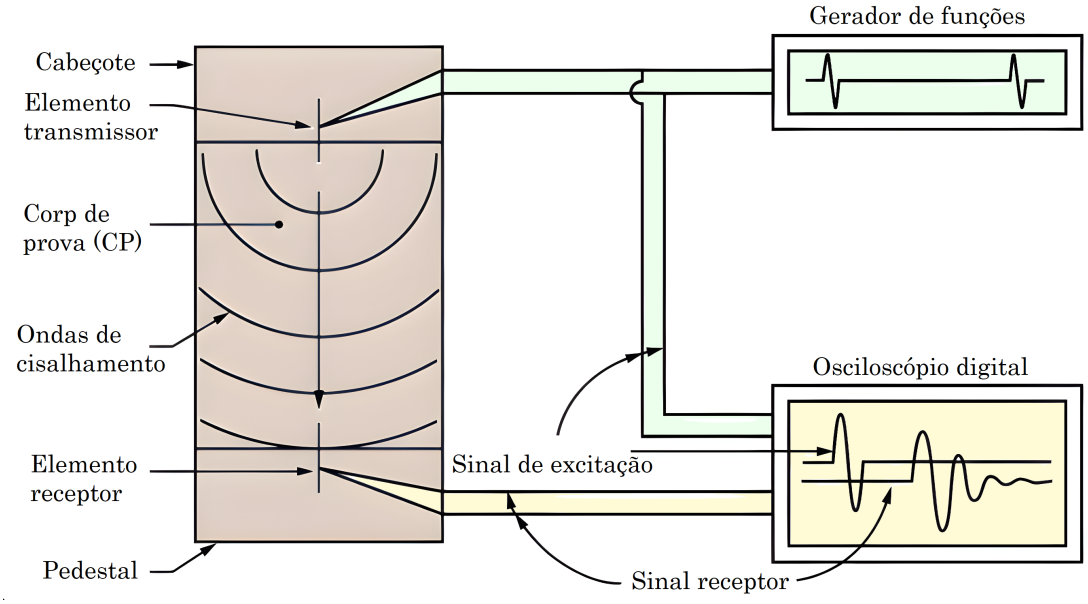


Figura 3.16: Diagrama esquemático da configuração do ensaio de BE

A Figura 3.16 ilustra esquematicamente a configuração do sistema de medição da velocidade de ondas de cisalhamento, que compreende elementos piezelétricos tipo bender e o respectivo circuito eletrônico. O gerador de funções emite um sinal de excitação (denominado também de sinal transmissor) para o elemento piezelétrico bender transmissor e, simultaneamente, para um canal do sistema de aquisição de dados. Esse sinal de excitação provoca o movimento do elemento bender transmissor, o qual, por sua vez, gera uma onda de cisalhamento. O elemento piezelétrico bender receptor é conectado a um segundo canal de entrada do registrador de dados. O sinal captado pelo receptor é gerado pelo movimento do elemento bender receptor, sendo diretamente proporcional à amplitude do deslocamento induzido pela chegada da onda de cisalhamento.

O código em questão foi desenvolvido como uma ferramenta robusta para o processamento automatizado e análise de sinais resultantes de ensaios com Bender Elements. Estes transdutores piezoelétricos são empregados na geotecnia para medir a velocidade de

propagação de ondas de corte (Vs) em amostras de solo (Viggiani e Atkinson, 1995), um parâmetro essencial para quantificar o módulo de cisalhamento dinâmico a pequenas deformações. O programa tem como objetivo analisar as ondas registradas, implementando técnicas de Processamento Digital de Sinais, como a filtragem Butterworth e a correção de linha de base, e seguindo rigorosamente as diretrizes estabelecidas pela norma técnica ASTM D8295 (ASTM, 2019). A interface do software utilizado para aquisição e processamento dos sinais dos Bender Elements é apresentada na Figura 3.17. Por sua vez, a Figura 3.18 ilustra um exemplo típico de processamento dos dados, evidenciando a metodologia empregada para identificação do tempo de propagação da onda cisalhante (t_s) entre os elementos piezoelétricos, parâmetro fundamental para a determinação da velocidade de onda e do módulo G_0 do solo.

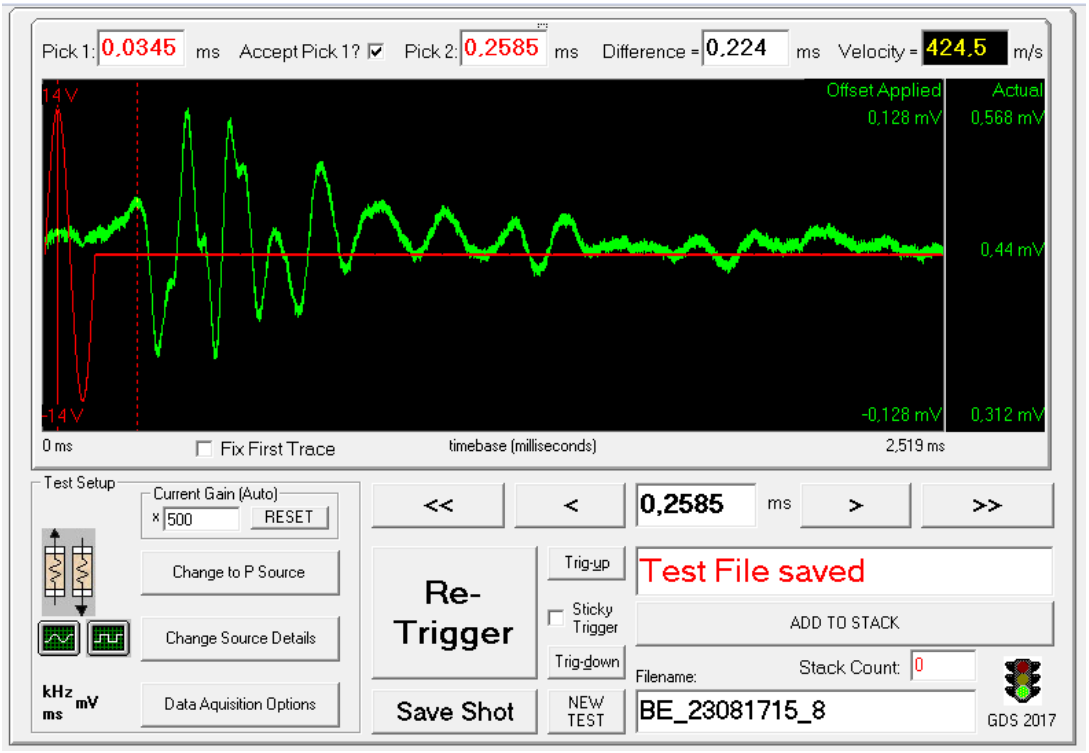


Figura 3.17: Interface do programa utilizado para aquisição de dados dos BE

Para a interpretação do tempo de percurso da onda cisalhante (t_s) obtido nos ensaios com BE, adotou-se o método *Peak to Peak* (*pico a pico*) conforme as recomendações da norma ASTM D8295. Este método consiste na medição do intervalo de tempo entre o primeiro pico do sinal transmitido e o primeiro pico do sinal recebido, sendo preferível em relação a outros métodos baseados no domínio do tempo por apresentar menor suscetibilidade às incertezas provenientes dos efeitos de campo próximo (near-field effects) no sinal

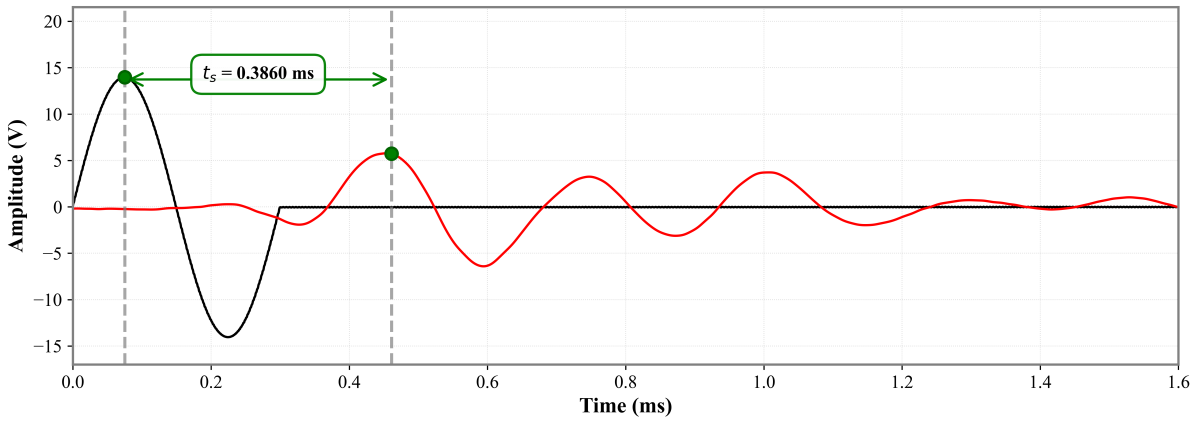


Figura 3.18: Processamento dos dados para determinação do t_s

receptor (ASTM, 2019). A escolha deste método justifica-se pela sua maior confiabilidade na determinação do tempo de percurso da onda cisalhante em corpos de prova de solo, minimizando as interferências causadas por fenômenos transitórios que ocorrem antes da efetiva chegada da onda de cisalhamento ao elemento receptor. Embora a norma ASTM D8295 apresente métodos alternativos de interpretação, como o Start to Start (início a início) e métodos no domínio da frequência, o método Peak to Peak demonstrou ser mais adequado para as condições experimentais do presente estudo, garantindo maior precisão e repetibilidade nas medições realizadas.

3.8 Métodos de Caracterização Química e Microestrutural

3.8.1 Plasma Acoplado Indutivamente (ICP)

Para a caracterização química da água coletada a partir dos ensaios de permeabilidade saturada, empregou-se o método de Plasma Acoplado Indutivamente (Inductively Coupled Plasma [ICP]) para a determinação da composição elementar da água.

Conforme estabelecido pela American Public Health Association [APHA] et al. (2023), o método de Plasma Acoplado Indutivamente (ICP) constitui uma técnica analítica baseada na espectroscopia de emissão atômica, empregada para a determinação multielementar de metais em amostras de água e águas residuárias. O princípio fundamental dessa técnica reside na geração de um plasma de argônio ionizado por meio de um campo de radiofrequência, atingindo temperaturas na faixa de 6000 a 8000 °K. Tal

condição térmica induz a dissociação molecular e a excitação eficiente dos átomos e íons presentes na amostra. A emissão eletromagnética resultante é, subsequentemente, dispersa e mensurada por meio de um espectrômetro (monocromador ou policromador), o que possibilita a detecção simultânea ou sequencial de elementos com baixos limites de detecção e um amplo intervalo dinâmico linear. As interferências espectrais e não espectrais (físicas ou químicas) são controladas mediante correções de linha de base, seleção de comprimentos de onda alternativos ou a aplicação do método de adições padrão, garantindo a acurácia analítica (American Public Health Association [APHA] et al., 2023).

O procedimento analítico compreende a preparação da amostra por meio de filtração e acidificação para metais dissolvidos, ou digestão para metais totais, seguida da calibração do instrumento com padrões multielementares. O ICP exige condições operacionais padronizadas, tais como potência de radiofrequência, vazões de gás e posições de observação do plasma, as quais devem ser validadas por meio de relações de intensidade atômica/iônica. Durante a análise, brancos de calibração e amostras de controle de qualidade são monitorados para corrigir a deriva instrumental e a contaminação. Os dados são processados com correções matemáticas para interferências e reportados em mg/L, verificando-se a recuperação de adições e a linearidade por meio de diluições seriadas. A técnica oferece alta sensibilidade e reprodutibilidade, com precisões reportadas dentro de $\pm 5\%$ para a maioria dos elementos (American Public Health Association [APHA] et al., 2023).

É importante ressaltar que as análises foram realizadas para determinação de metais dissolvidos, sendo que as amostras coletadas foram armazenadas e conservadas em recipientes plásticos devidamente identificados e mantidos sob refrigeração a -18°C. A Figura 3.19 apresenta o procedimento de acondicionamento, onde a Figura 3.19a evidencia as amostras coletadas em frascos de polietileno e a Figura 3.19b ilustra as amostras congeladas para preservação até a realização das análises laboratoriais.

3.8.2 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

Os ensaios MEV das amostras compactadas foram realizados utilizando o microscópio eletrônico de varredura Zeiss EVO MA 15, um equipamento de pressão variável equipado com múltiplos detectores e software de análise avançado. O procedimento experimental consistiu em seis etapas principais: (1) compactação dos solos e preparação de amostras cilíndricas com 1 cm de diâmetro, garantindo a representatividade da estrutura do material compactado (Figura 3.20a); (2) secagem das amostras em estufa a 110 $\pm$ 5 °C até



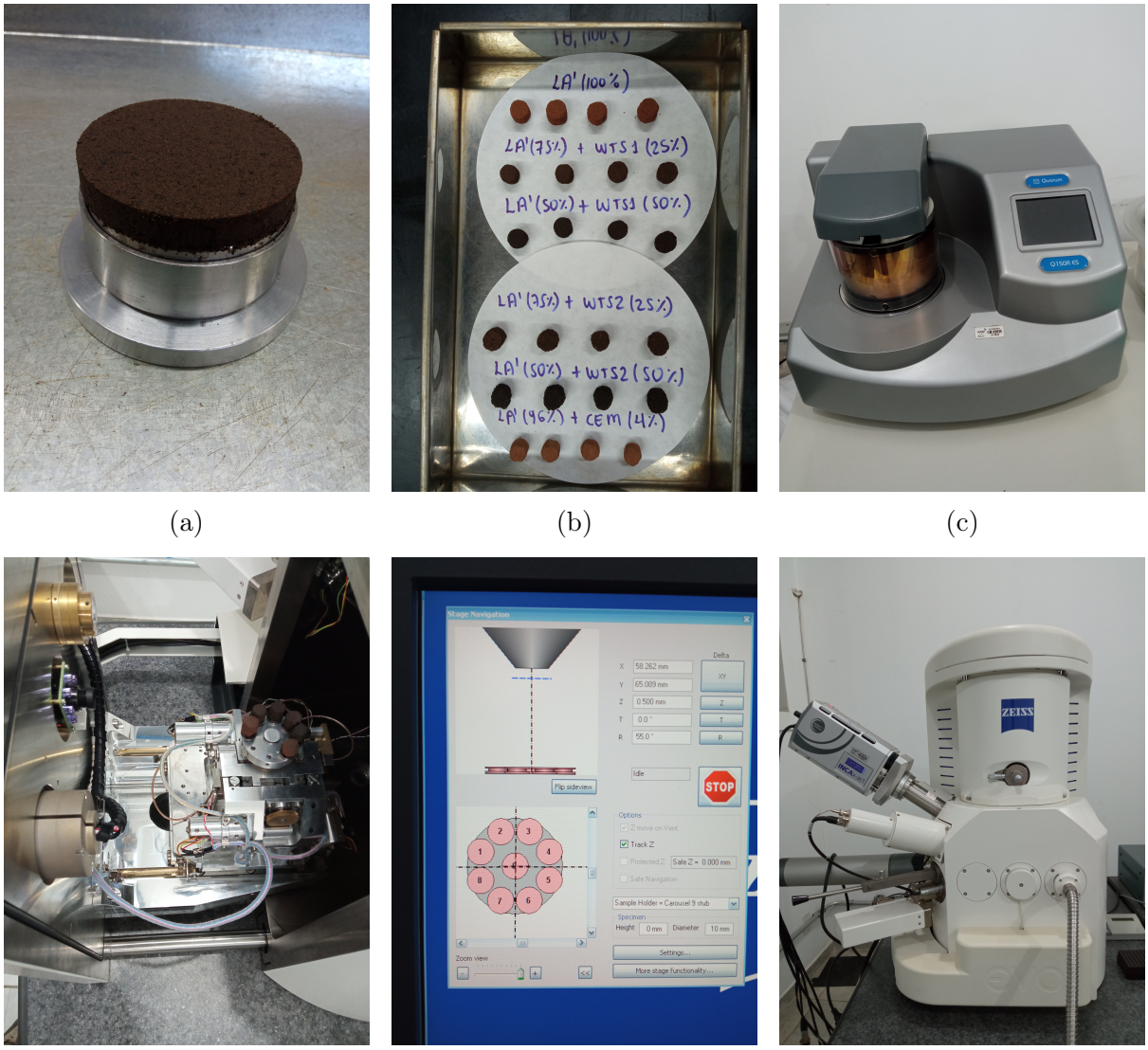
(a) (b)

Figura 3.19: Amostras para análise de metais dissolvidos – método ICP

massa constante, uma vez que a presença de água interfere na qualidade das imagens e no vácuo do equipamento (Figura 3.20b); (3) metalização das amostras com película de ouro em equipamento de recobrimento Q150R ES Quorum, necessária para conferir condutividade elétrica às superfícies e evitar o acúmulo de cargas durante a varredura do feixe de elétrons (Figura 3.20c); (4) posicionamento das amostras na câmara do microscópio Zeiss EVO MA 15 e aplicação de vácuo para criação do ambiente adequado ao deslocamento do feixe de elétrons (Figura 3.20d); (5) programação dos parâmetros de análise e posicionamento preciso de cada amostra através do software Zeiss SmartSEM, permitindo a seleção das regiões de interesse (Figura 3.20e); e (6) captura sistemática de micrografias em ampliações incrementais de 50×, 100×, 500× e 1000× para cada amostra, possibilitando a avaliação detalhada da microestrutura do solo, arranjo das partículas, presença de poros e características texturais em diferentes escalas de observação (Figura 3.20f).

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) é uma técnica consolidada para obtenção de imagens de alta resolução que revelam características morfológicas, composicionais e cristalográficas de amostras em escala microscópica. O princípio de funcionamento baseia-se na emissão de um feixe de elétrons de alta energia (0,1 a 30 keV) a partir de uma fonte eletrônica. Este feixe é focalizado e direcionado por um sistema de lentes e bobinas eletromagnéticas, que reduzem seu diâmetro e o varrem em um padrão de grade (x-y) sobre a superfície da amostra (Goldstein et al., 2018).

A interação entre o feixe de elétrons e a amostra gera principalmente dois tipos de elétrons: elétrons retroespalhados (BSEs) e elétrons secundários (SEs). Os BSEs são elétrons do feixe que retornam da amostra com parcela significativa de sua energia



(a) (b) (c)

(d) (e) (f)

Figura 3.20: Procedimento experimental dos ensaios MEV - Unesp

inicial, enquanto os SEs são elétrons de baixa energia ejetados dos átomos da amostra. A captação desses elétrons por detectores específicos permite a digitalização da intensidade do sinal em cada ponto varrido, que é então convertida em um nível de cinza para formar a imagem exibida (Goldstein et al., 2018).

3.9 Métodos de Aplicação: Diretrizes para Pavimentos

O método empregado para a avaliação do solo laterítico nas camadas de pavimento foi conduzido em conformidade com as diretrizes e normativas estabelecidas pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Além disso, foram pontualmente estudadas as normas técnicas, instruções normativas e especificações de serviço pertinentes, conforme detalhado a seguir:

- MANUAL DNIT 719/2006 – Manual de Pavimentação. 3. ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006.
- INSTRUÇÃO DE PROJETOS IP-DE-P00/001 - Projeto de Pavimentação.
- NORMA DNIT 138/2010-ES - Pavimentação – Reforço do subleito - Especificação de serviço.
- NORMA DNIT 140/2022- ES - Pavimentação – Sub-base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço.
- NORMA DNIT 142/2022-ES - Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço.

Capítulo 4

RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 Caracterização Física

4.1.1 Classificação SUCS e AASHTO

Devido à que o solo analisado passou integralmente na peneira de 2,00 mm, o processo de determinação da distribuição granulométrica foi iniciado com o ensaio de sedimentação, visando quantificar o tamanho de partícula equivalente da fração fina. Após a conclusão deste ensaio, a amostra sedimentada foi submetida à processo de lavagem, com a finalidade de continuar com o peneiramento mecânico para a fração grossa.

Com base na Classificação Unificada de Solos (USCS), que emprega a distribuição granulométrica e os limites de Atterberg para fins de engenharia geotécnica, o solo natural apresenta a seguinte composição: 0% de areia grossa, 2,2% de areia média, 75,0% de areia fina, 8,7% de silte e 14,1% de argila. Os minerais presentes são não argilosos (caulinita). Os resultados obtidos para a distribuição de grãos são apresentados na Figura 4.1, que há uma notável correspondência entre os resultados presentes e aqueles obtidos por Rocha (2018) e Fernandes (2022).

Para a classificação, utilizou-se o fluxograma para solos de granulação grossa (com mais de 50% retidos na peneira n° 200), conforme a Figura 3 da norma ASTM D2487-17. O solo foi, portanto, classificado como uma **areia argilosa (SC)**.

O solo analisado exibe homogeneidade granulométrica na fração grossa, , sendo predominantemente constituído por areia fina. Não obstante, a quantificação dos coeficientes de uniformidade (C_u) e curvatura (C_c) foi impraticável, uma vez que não foi possível obter o diâmetro D10 (diâmetro correspondente a 10% passante na curva de distribuição granulométrica), na curva granulométrica acumulada.

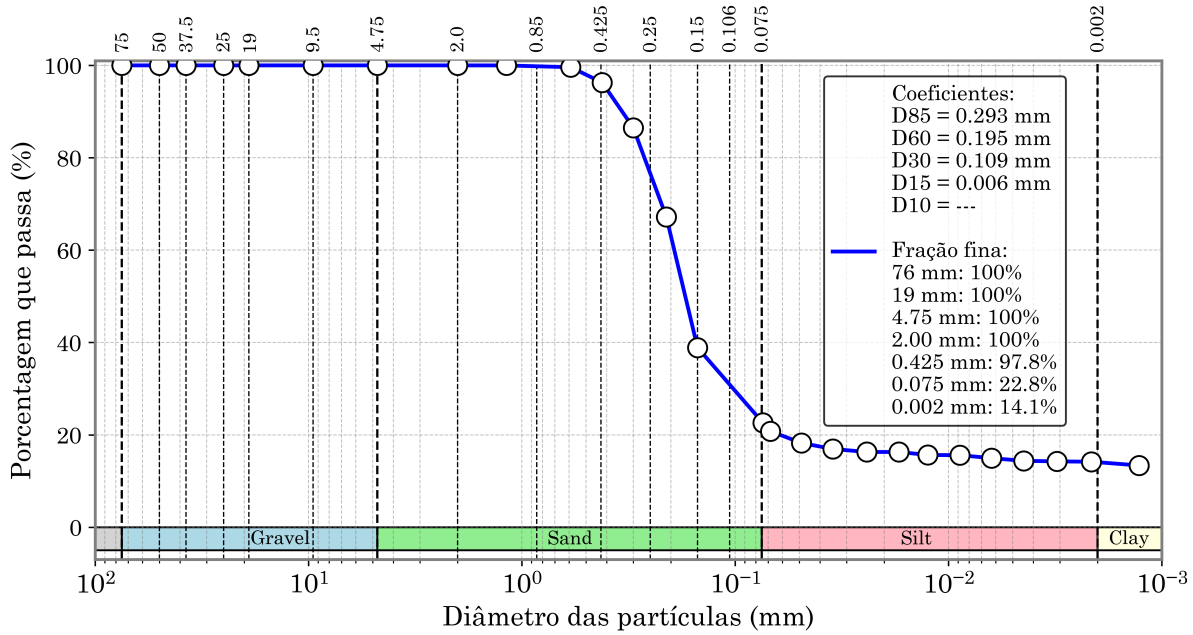


Figura 4.1: Distribuição granulométrica do solo laterítico.

Conforme à norma ASTM D3282-15, o solo laterítico foi classificado no grupo de solos granulares A-2. Adicionalmente, em função da presença de finos com características não plásticas, o subgrupo do solo em estudo foi determinado como **A-2-4(0)**, sendo 0 o índice de grupo do material. Esta classificação baseou-se na Tabela 2 e na Figura 1 do referido padrão internacional.

Uma vez realizados os ensaios de peneiramento, sedimentação, limites de Atterberg e massa específica dos sólidos, foram utilizadas as normas anteriormente mencionadas para determinar a distribuição granulométrica das principais amostras de solo, solo melhorado e misturas solo-lodo, conforme se observa na Figura 4.2.

4.1.2 Dispersão do solo e massa específica de sólidos

A análise da dispersão de partículas, conforme preconizado pela norma ASTM D4221-18, tipicamente envolve a avaliação da fração com diâmetro inferior a 2 µm, tanto na presença quanto na ausência de um agente defloculante (hexametafosfato de sódio). Contudo, no ensaio conduzido sem a adição do defloculante, observou-se que os agregados de argila não se desagregaram, comportando-se, consequentemente, como partículas de silte durante o ensaio de sedimentação. Tal comportamento resultou em um teor de apenas 0,1% de partículas com diâmetro inferior a 6 µm. Este valor difere significativamente com o resultado

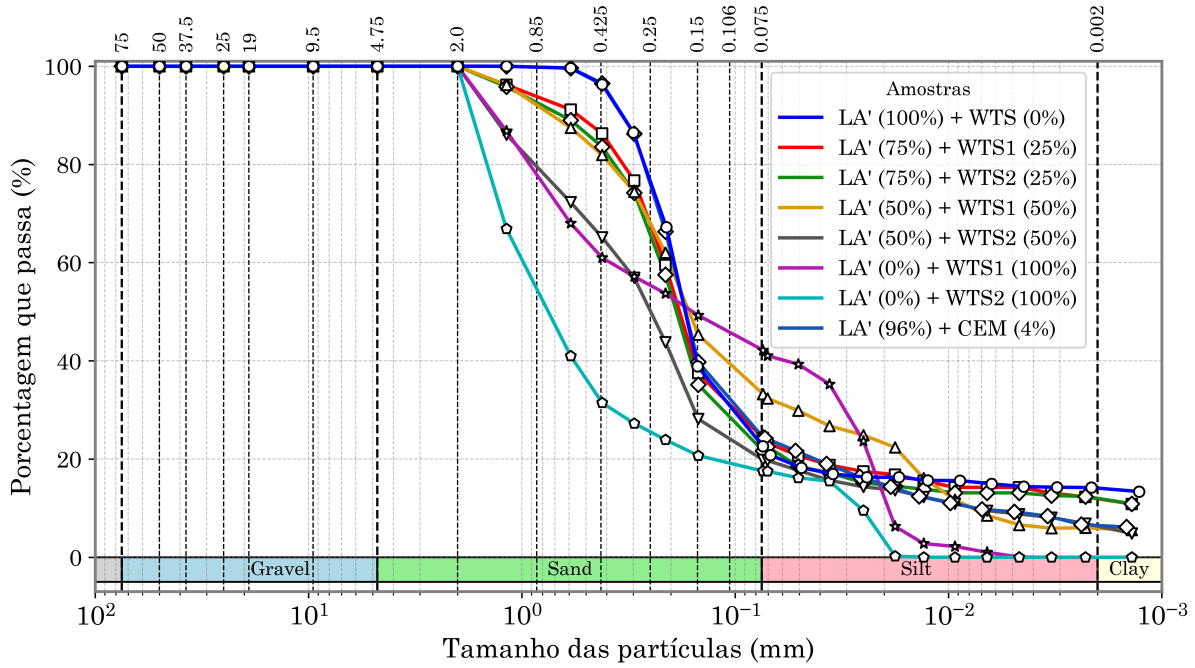


Figura 4.2: Distribuição granulométrica dos materiais utilizados.

obtido no ensaio com defloculante, no qual o teor de partículas para o mesmo diâmetro foi de 15%. A partir desses dados, calculou-se um percentual de dispersão de 0,7%, indicando que a fração fina do solo laterítico em questão não apresenta comportamento dispersivo. As curvas granulométricas resultantes de ambos os ensaios são apresentadas na Figura 4.3.

A falta de um procedimento de dispersão adequado pode distorcer a Classificação Unificada, resultando em uma designação imprecisa para solos como o estudado. Dessa forma, o material analisado poderia ser classificação como **areia siltosa (SM)** e com coeficientes $C_u = 9.43$ e $C_c = 3.07$. Estes resultados sublinham as limitações inerentes ao método, conforme já destacado por Nogami e Villibor (1995).

Adicionalmente, a incorporação de 4% de cimento ocasionou a formação de torrões de argila não desagregáveis na fração silto-argilosa, o que resultou na redução da fração de argila observada na distribuição granulométrica. Ao aplicar a norma mencionada tanto ao solo tratado com defloculante quanto à amostra de solo melhorado também com defloculante, verificou-se um grau de dispersão correspondente a 2 µm. O valor de dispersão obtido foi de 46%, indicando que, ao comparar ambas as amostras, o solo apresenta um comportamento de **dispersividade intermediária** (ASTM, 2018), conforme ilustrado na Figura 4.4.

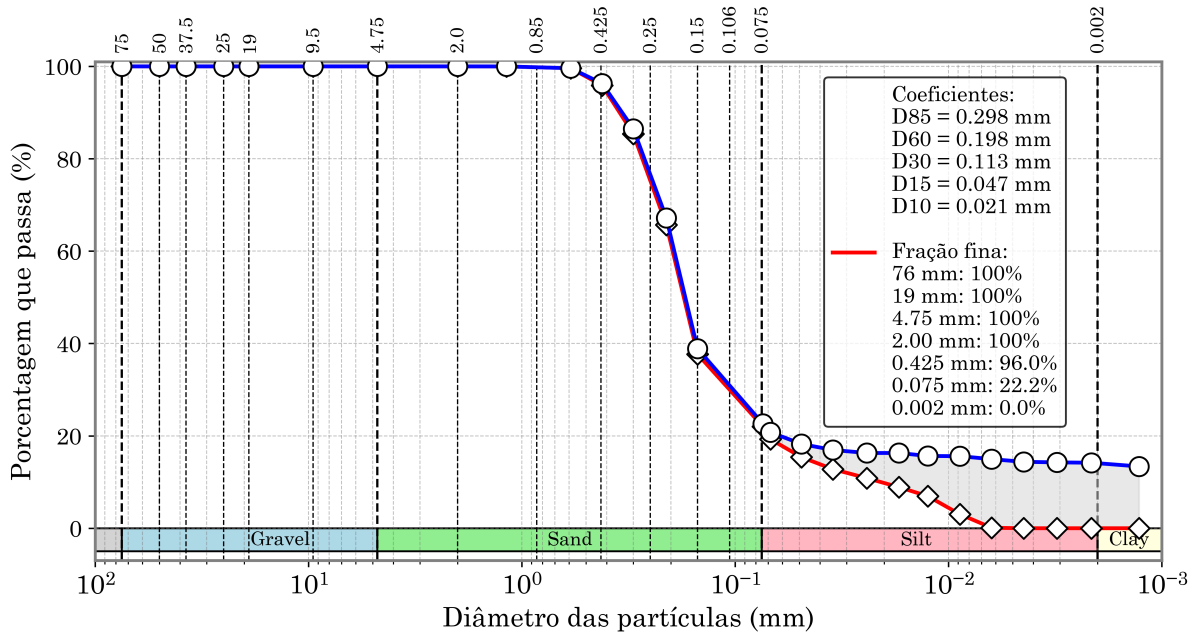


Figura 4.3: Dispersividade no solo com e sem uso de defloculante.

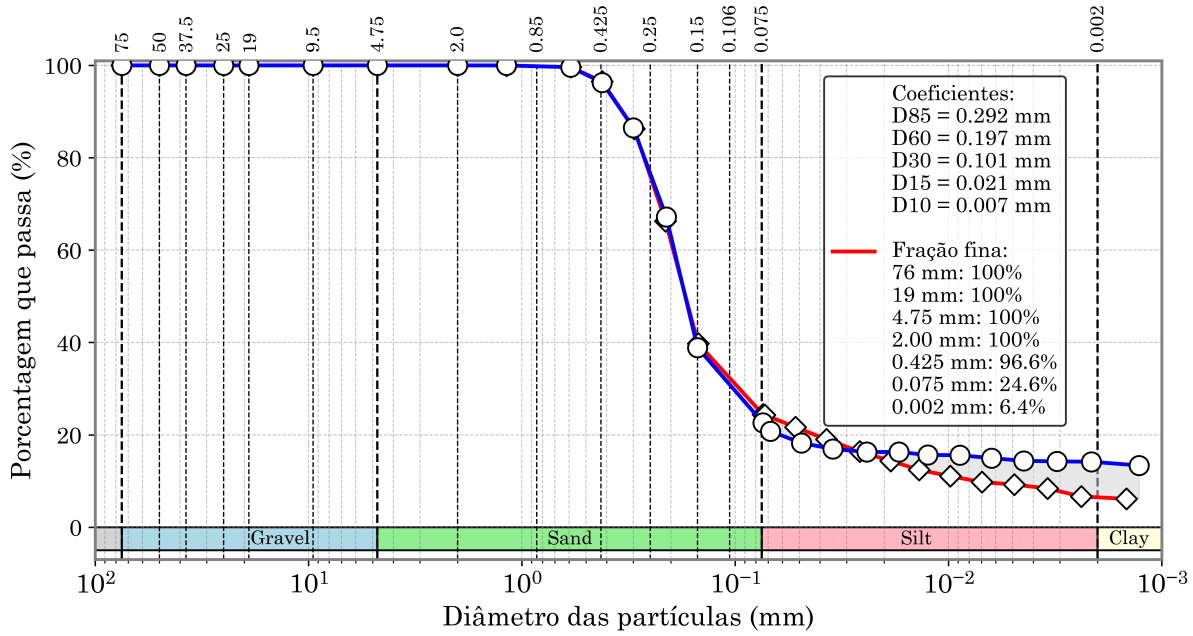


Figura 4.4: Dispersividade no solo e solo melhorado com cimento.

Haynes et al. (2017) reportaram valores de massa específica dos sólidos para componentes inorgânicos, indicando que o alumínio apresenta um ρ_s de 2,70 g/cm^3 e o ferro, de 7,87 g/cm^3. Por sua vez, Klein e Dutrow (2007) registraram uma faixa de variação para o ferro entre 7,30 e 7,90 g/cm^3. Esses valores mostram-se plenamente compatíveis com os resultados obtidos nos materiais analisados nesta dissertação. O solo laterítico, por ser constituído predominantemente de quartzo e conter elevada proporção de óxidos e hidróxidos de Fe e Al, apresentou um valor de ρ_s igual a 2,67 g/cm^3. A incorporação do lodo alumínico não alterou significativamente essa propriedade, uma vez que possui constante física semelhante; contudo, a adição do lodo férrico promoveu um aumento gradual da massa específica dos sólidos, em função da maior concentração de minerais ferrosos. Já a introdução de cimento resultou em um valor de 2,70 g/cm^3. Todos esses resultados são apresentados na Tabela 4.1, que reúne o resumo da caracterização física dos materiais estudados.

4.1.3 Compactação

O ensaio de compactação do solo foi conduzido empregando-se as três energias especificadas pela norma NBR 7182: normal, intermediária e modificada. Observou-se uma redução no teor de umidade ótima ($w_{\text{ót}}$) e um aumento progressivo na massa específica aparente seca máxima ($\rho_{d,\text{máx}}$) à medida que a energia de compactação foi incrementada, da normal para a modificada. Em relação à energia intermediária, a variação do teor de umidade ótima foi de ±1%, enquanto a variação da $\rho_{d,\text{máx}}$ foi de ±0,061 g/cm^3. Os resultados detalhados desses ensaios para o solo laterítico são apresentados na Figura 4.5.

Complementarmente, o ensaio foi realizado no solo melhorado com 4% de cimento, visando avaliar o impacto do aditivo nas características de compactação. Os resultados obtidos estão detalhados na Figura 4.6, permitindo assim uma análise comparativa das curvas de compactação e a influência da adição de cimento nos índices físicos do solo. No entanto, observou-se que a incorporação de cimento não resultou em alterações significativas na umidade ótima e na MEAS máxima. Este achado sugere que os parâmetros de compactação determinados para o solo natural podem ser diretamente aplicados no controle e execução de obras geotécnicas que utilizem o material melhorado.

A Figura 4.7 apresenta os resultados obtidos para as quatro amostras de solo-LETA. Os dados indicam que a incorporação de 25% e 50% de WTS1 ao solo laterítico resultou em uma redução da MEAS de aproximadamente 5% e 13%, respectivamente. Para que se atinjam as condições ótimas correspondentes, observou-se a necessidade de

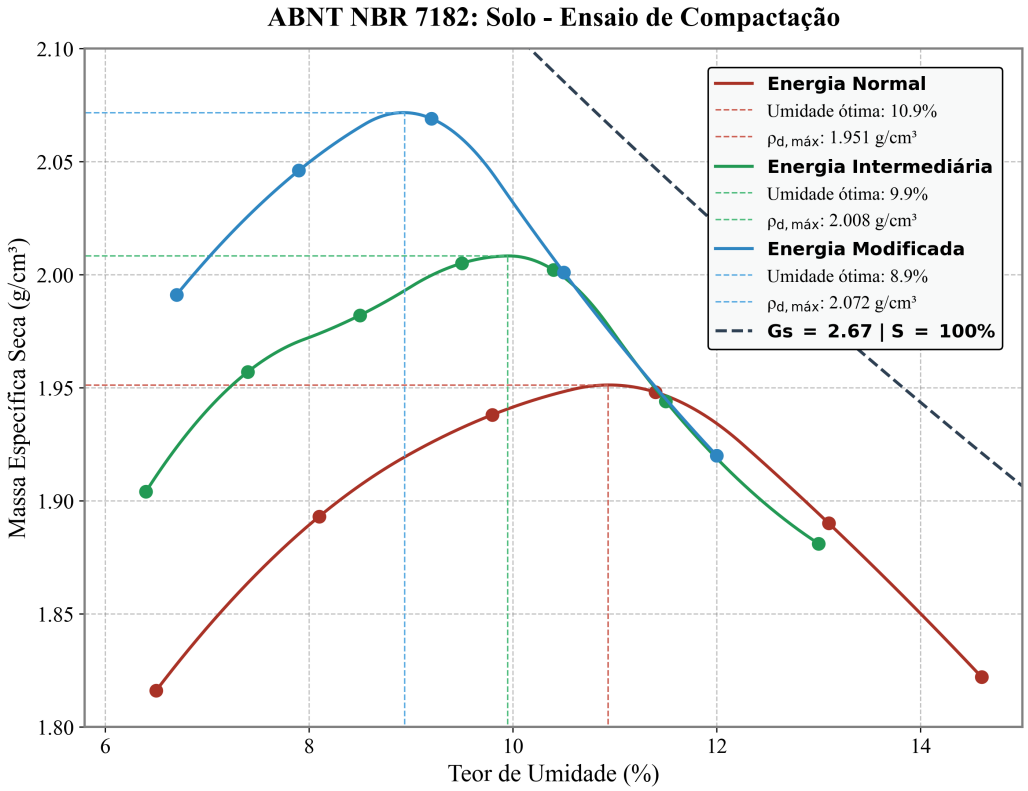


Figura 4.5: Resultados para ensaio de compactação - Solo.

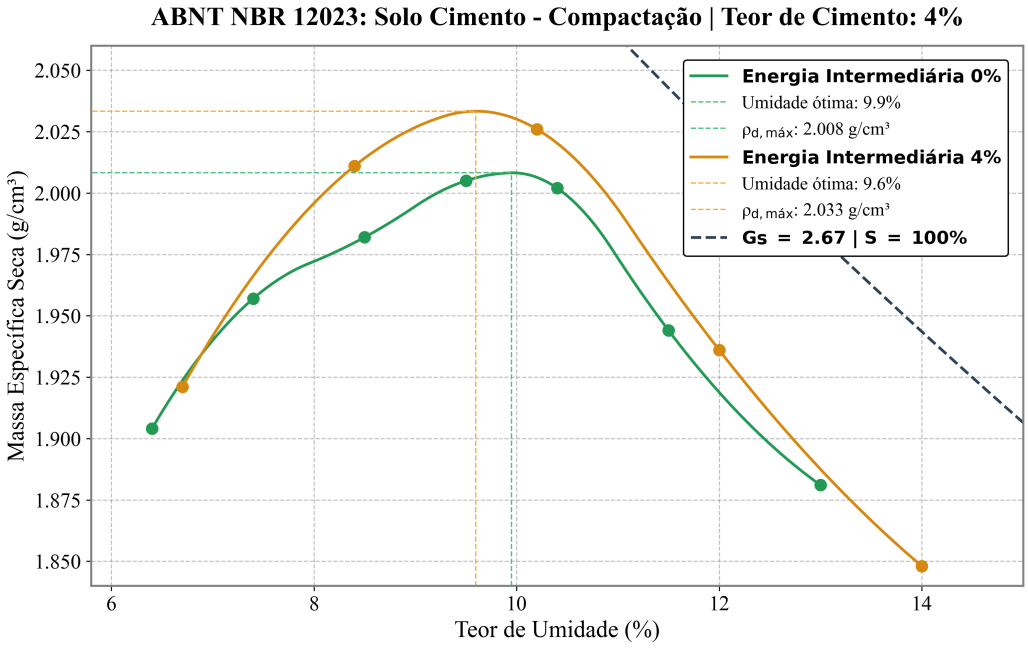


Figura 4.6: Ensaio de compactação - Energia intermediária - Solo melhorado.

um incremento na massa de água da ordem de 5% e 11,7%, respectivamente. De maneira análoga, a adição de 25% e 50% de WTS2 ao solo natural promoveu reduções mais expressivas na MEAS, da ordem de 19% e 33%, respectivamente. Para essas proporções, a massa de água requerida para atingir a condição ótima apresentou aumentos de 9,5% e 20,5%, para cada caso.

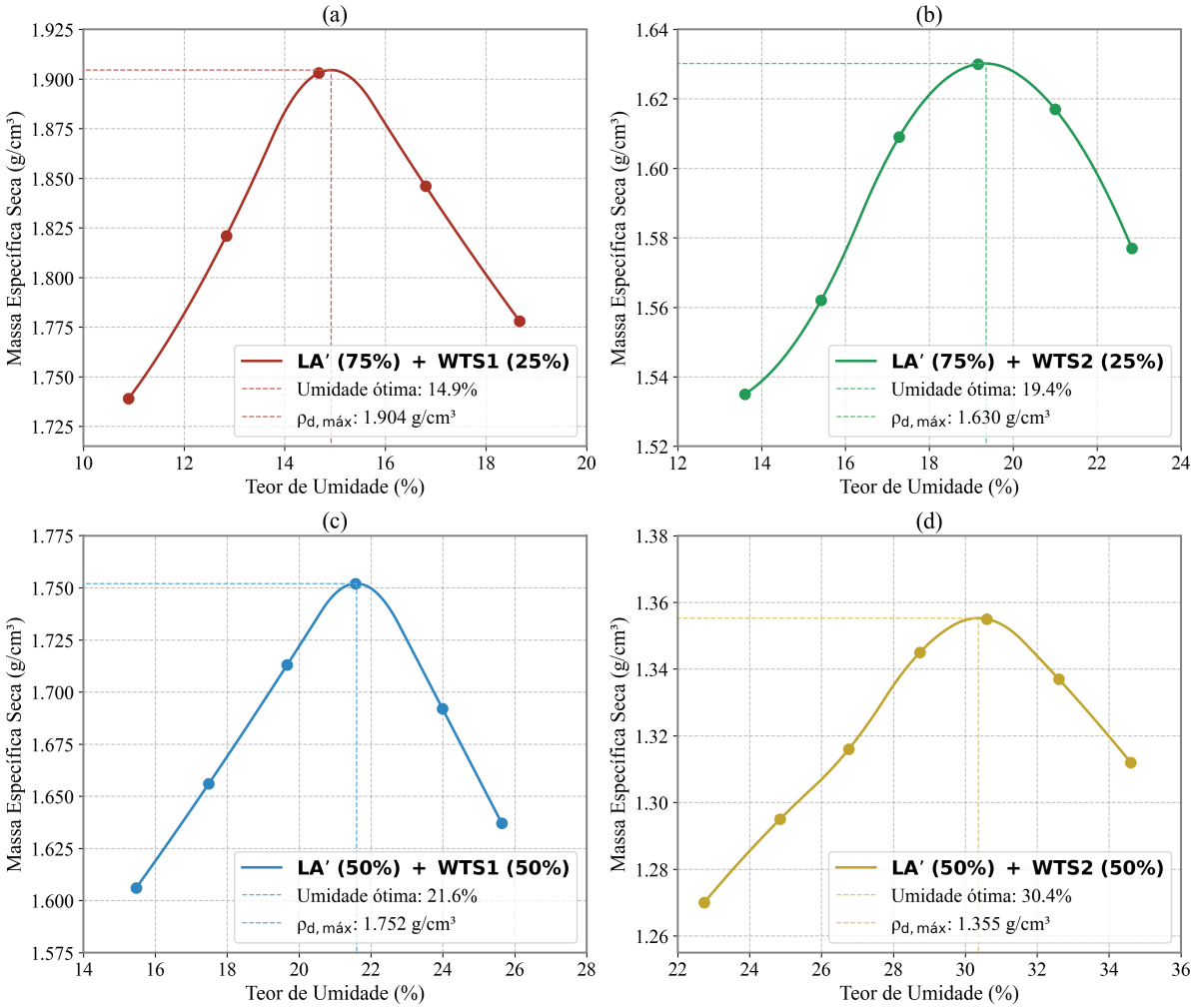


Figura 4.7: Ensaio de compactação - Energia intermediária - Solo-LETAs.

Um estudo geotécnico de grande relevância utilizado como referência nesta pesquisa é o conduzido por Fiore et al. (2022), que incorporaram LETAs em proporções semelhantes em solos arenosos. As variáveis que contribuem para a validação dos resultados aqui obtidos incluem o percentual de lodo adicionado (25% e 50%), o tipo de lodo (férrico ou alumínico) e o tipo de solo (arenoso). O referido estudo relatou uma redução na massa específica seca máxima aparente e um aumento na umidade ótima à

medida que a proporção de lodo foi ampliada. Além disso, os autores destacaram que os menores valores de massa específica seca máxima ($\rho_{d,\text{máx}}$) e os maiores teores de umidade ótima correspondem à incorporação de LETA alumínico. Dessa forma, os resultados desta dissertação demonstram a mesma tendência observada por Fiore et al., evidenciando consistência técnica entre os estudos. É importante ressaltar que as diferenças encontradas nos parâmetros de compactação se devem, principalmente, à variação do tratamento térmico aplicado e à origem do solo natural utilizado.

Por fim, o estudo de Takao et al. (2024), que também empregou LETA alumínico, apresentou valores coerentes em termos de comportamento de compactação: maiores porcentagens de lodo resultaram em maiores valores de umidade ótima e menores de $\rho_{d,\text{máx}}$, confirmando a mesma tendência observada neste trabalho.

A Tabela 4.1 apresenta o resumo completo das propiedades físicas.

Tabela 4.1: Resumo da caracterização física dos materiais estudados

Amostra ID	S (%)	M (%)	C (%)	USCS / AASHTO	ρ_s (g/cm^3)	$\rho_{d,\text{máx}}$ (g/cm^3)	$w_{\text{ót}}$ (%)
LA′ (100%)+WTS (0%)	77,2	8,8	14,0	SC/A-2-4	2,670	2,008	9,9
LA′ (0%)+WTS1 (100%)	57,7	42,3	0,0	SM/A-4	3,503	–	–
LA′ (0%)+WTS2 (100%)	82,4	17,6	0,0	SM/A-2-4	2,667	–	–
LA′ (75%)+WTS1 (25%)	75,5	12,6	11,9	SM-SC/A-2-4	2,828	1,904	14,9
LA′ (75%)+WTS2 (25%)	78,1	9,9	12,0	SC-SM/A-2-4	2,642	1,630	19,4
LA′ (50%)+WTS1 (50%)	66,6	27,6	5,8	SM/A-2-4	3,008	1,752	21,6
LA′ (50%)+WTS2 (50%)	80,0	13,7	6,3	SM/A-2-4	2,657	1,355	30,4
LA′ (96%)+CEM (4%)	75,4	18,2	6,4	SM/A-2-4	2,701	2,033	9,6

Nota. S, M e C correspondem às frações de areia, silte e argila, respectivamente; USCS é o sistema unificado de classificação dos solos; AASHTO refere-se à classificação rodoviária da American Association of State Highway and Transportation Officials; ρ_s é a massa específica dos sólidos; $\rho_{d,\text{máx}}$ é a massa específica seca máxima; e $w_{\text{ót}}$ é o teor de umidade ótimo.

4.1.4 Classificação de solos finos tropicais

Após a execução dos ensaios necessários para a classificação de solos tropicais para fins rodoviários, aplicou-se o procedimento da norma DNIT 259/2023 – CLA. Primeiramente, determinou-se o coeficiente de argilosidade c' igual a 1,10 (Figura 4.8a). Em seguida, calculou-se o coeficiente angular da parte retilínea e mais inclinada do ramo seco da curva de compactação d' (Figura 4.8b), correspondente ao número de golpes de referência do ensaio Mini-MCV, obtendo-se o valor de 28.6. Assim, foi determinada a altura final

A_F (Figura 4.8c) dos corpos de prova compactados por meio da construção de curvas relacionando A_F com o índice Mini-MCV. Observou-se que a altura final obtida foi de 44,98 mm, valor inferior ao limite de 48 mm adotado para a classificação de solos de alta densidade, conforme critérios estabelecidos na referida norma. Com base nesse resultado, procedeu-se à quantificação da perda de massa por imersão (P_i) foi de 32% (Figura 4.8d). A partir desses valores, determinou-se o índice de laterização (e') de 1,01. Com base nos valores de c' e e', localizou-se a coordenada (c'; e') no gráfico de classificação da referida norma, resultando na classificação do solo estudado como arenoso laterítico , conforme ilustrado na Figura 4.9.

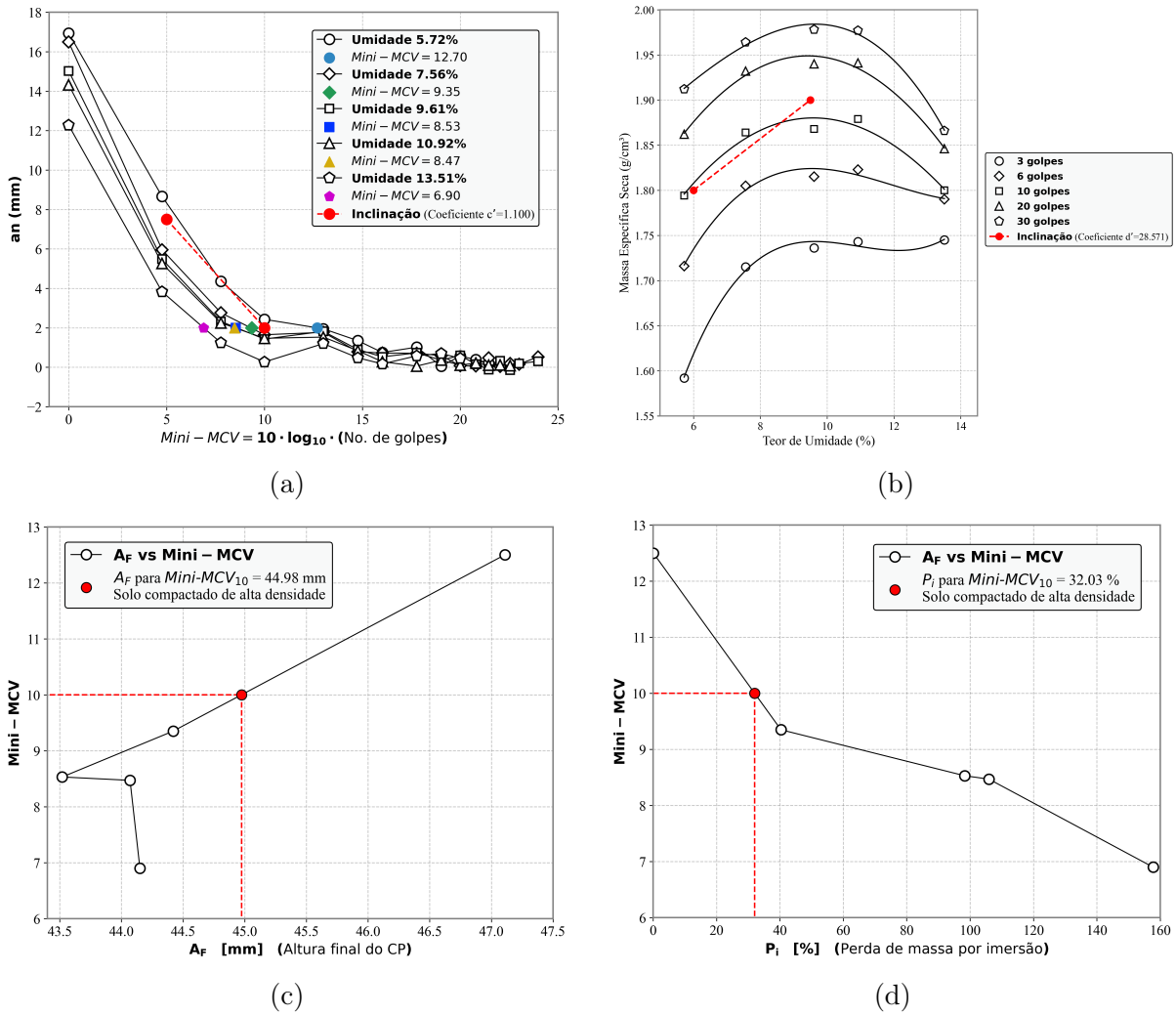


Figura 4.8: Resultados dos parâmetros da classificação MCT

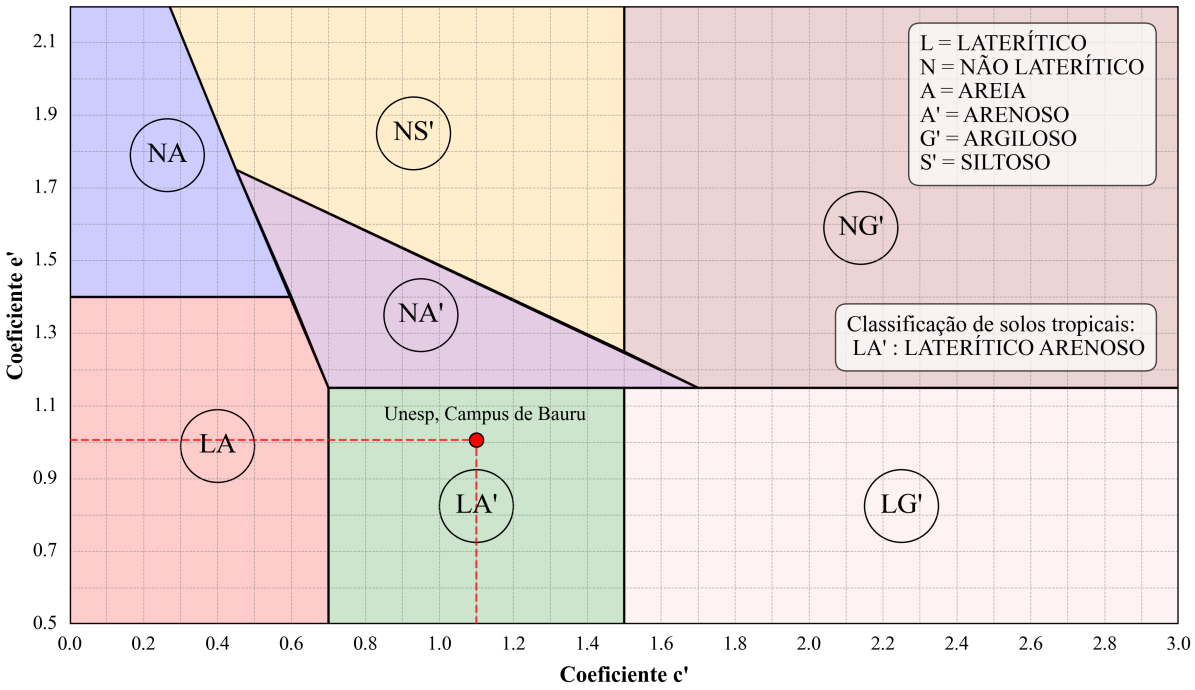


Figura 4.9: Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias.

4.2 Caracterização Hidráulica

4.2.1 Condutividade hidráulica saturada

Uma propriedade de significativa relevância dos materiais constituintes de estruturas de pavimentos reside em sua capacidade de condução hídrica através de uma rede de poros interconectados. Esta característica é convencionalmente quantificada por meio do ensaio de condutividade hidráulica (k). Os índices físicos característicos dos corpos de prova submetidos à análise estão sumarizados na Tabela 4.2, enquanto os valores de condutividade hidráulica obtidos a uma temperatura de 20 °C (k_{20}) são apresentados na Figura 4.10.

A relação altura-diâmetro das amostras ensaiadas foi mantida em 1.0. Durante o processo de saturação por contrapressão, o parâmetro B de saturação permaneceu na faixa de 0,95 a 0,97, atendendo aos critérios normativos. A aplicação do gradiente hidráulico máximo seguiu as recomendações da seção 9.5.1 da norma ASTM D5084-16a, utilizando valores entre 5 e 12. O confinamento efetivo aplicado foi de 40 kPa, valor selecionado por duas razões primordiais: (i) assegurar o contato adequado entre a membrana e a amostra de solo, prevenindo a formação de fluxos preferenciais na interface; e (ii) mimetizar as

Tabela 4.2: Propriedades físicas e hidráulicas das amostras

Amostra ID	D (mm)	σ_3 (kPa)	σ_{ef} (kPa)	w_0 (%)	w_f (%)	k_{20} (m/s)	$\Delta h/L$ (m/m)
LA′ (100%) + WTS (0%)	71,1	480	40	9,4	11,6	1,15E–07	6,3
LA′ (75%) + WTS1 (25%)	71,1	480	40	13,6	17,8	2,71E–07	6,3
LA′ (50%) + WTS1 (50%)	71,1	480	40	21,4	24,0	5,13E–08	7,5
LA′ (75%) + WTS2 (25%)	71,1	480	40	17,7	20,9	2,04E–07	5,8
LA′ (50%) + WTS2 (50%)	71,1	480	40	29,3	31,4	3,27E–07	6,1
LA′ (96%) + CEM (4%)	71,1	480	40	9,2	11,6	1,14E–06	6,0

Nota. D é diâmetro dos CPs; σ_3 é a tensão confinante de ensaio; σ_{ef} é a tensão efetiva de ensaio; w_0 é a umidade inicial ou de moldagem; w_f é a umidade final após o ensaio; k_{20} é o valor de permeabilidade padronizada a 20 °C; e $\Delta h/L$ é o gradiente hidráulico médio.

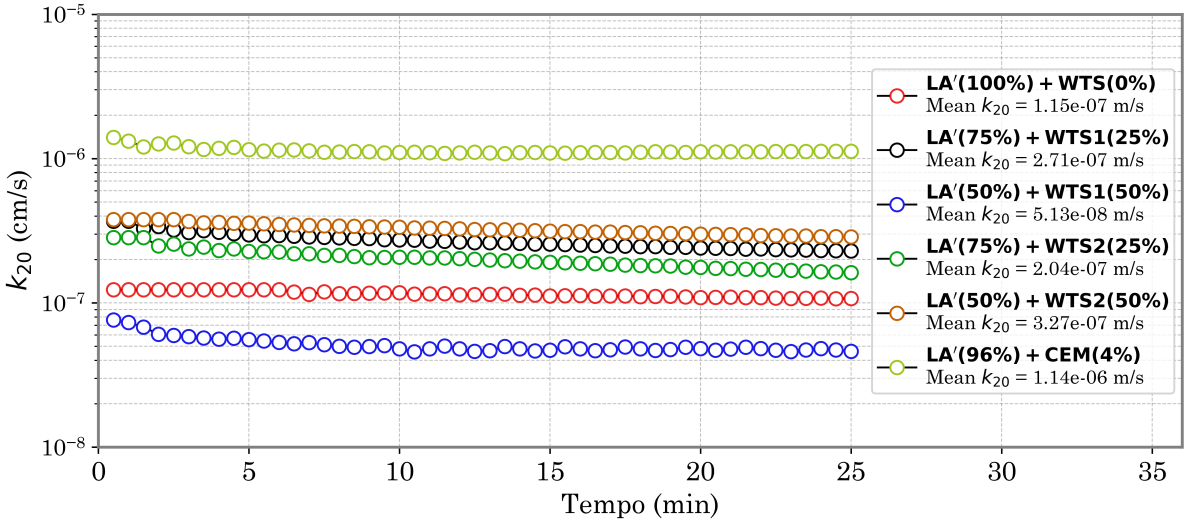


Figura 4.10: Condutividade hidráulica do solo e com incorporação de cimento e LETAs.

condições de tensão típicas em camadas de pavimento. Essa faixa de tensão efetiva está em conformidade com os valores reportados na literatura, que geralmente variam entre 30 e 60 kPa (Soliman e Shalaby, 2015; Wang et al., 2020).

De acordo com alguns valores típicos de condutividade hidráulica apresentados por Fernandes (2016), o grau de permeabilidade dos materiais é classificado entre médio a muito baixo. Considerando que a granulometria constitui o fator mais relevante (Boszczowski *et al.*, 2023), o menor valor obtido, de $5{,}13 \times 10^{-6}$, correspondente à amostra LA' (50%) + WTS1 (50%), pode estar associado à redução do teor de areia e ao aumento das partículas de silte, o que se enquadra na classificação proposta por Fernandes (2016).

Entretanto, observa-se uma diferença substancial entre o solo laterítico natural e o solo melhorado com cimento, sendo que este último apresenta um valor médio de k_{20}, o mais elevado entre todos os materiais analisados. Tal comportamento pode ser atribuído a dois fatores principais: primeiramente, a adição de cimento reduziu o conteúdo de partículas argilosas, convertendo parte delas em partículas de silte e tornando o material mais uniforme; em segundo lugar, a reação química do cimento ocasionou que, mesmo sob a tensão confinante aplicada, o corpo de prova não sofresse deformações significativas, mantendo praticamente constante o índice de vazios.

4.2.2 Curva de Retenção de Água do Solo (SWCC)

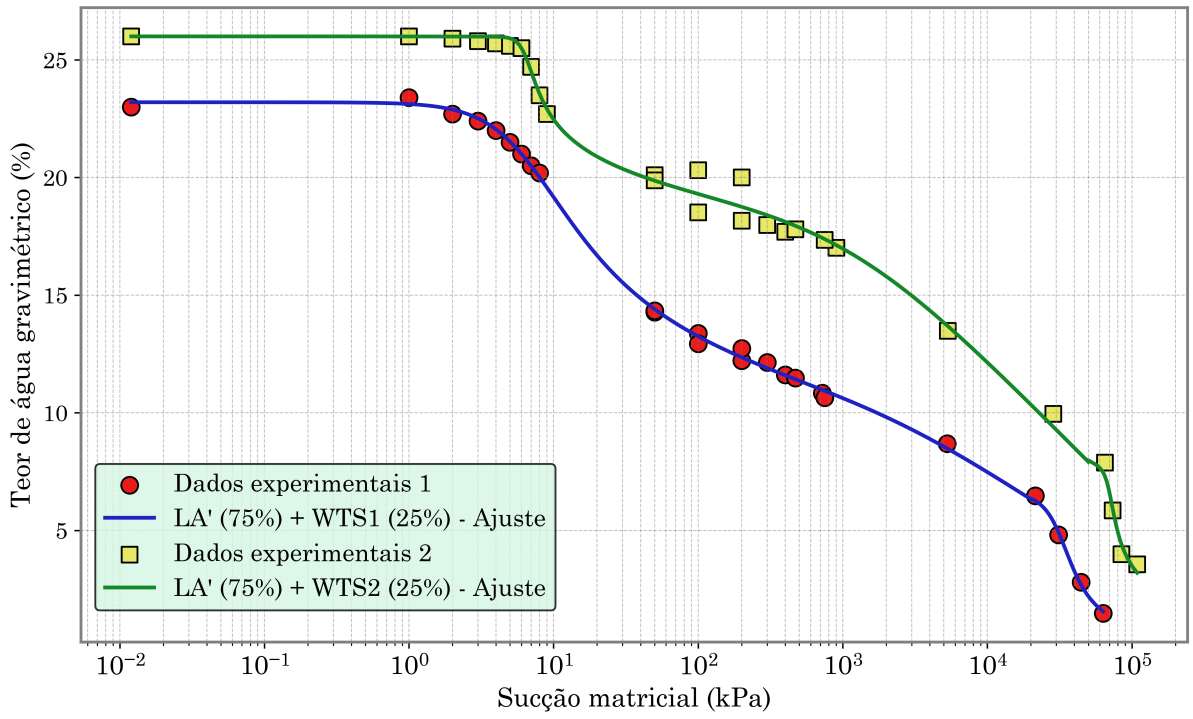
Em uma abordagem mecanicista-empírica, a determinação da curva característica solo-água (SWCC) é um requisito fundamental para a caracterização hidráulica de materiais não saturados. A Figura 4.11a e 4.11b ilustram os resultados obtidos para as quatro misturas solo-LETA. As primeiras misturas consistiu em 75% de LA' com 25% de WTS1 e WTS2, enquanto a segunda figura ilustra a incorporação de 50% de ambos os lodos (50% de WTS1 e WTS2). Todas as SWCCs foram determinadas utilizando três métodos de ensaio distintos.

As curvas de retenção de água (SWCC) do material solo-25%LETAs apresentaram um comportamento bimodal, indicando a necessidade de um ajuste segmentado para uma representação precisa do fenômeno. Para tanto, empregou-se a equação empírica proposta por Fredlund e Xing (1997), aplicada em dois intervalos distintos de sucção. As funções correspondentes são ilustradas na Tabela 4.3.

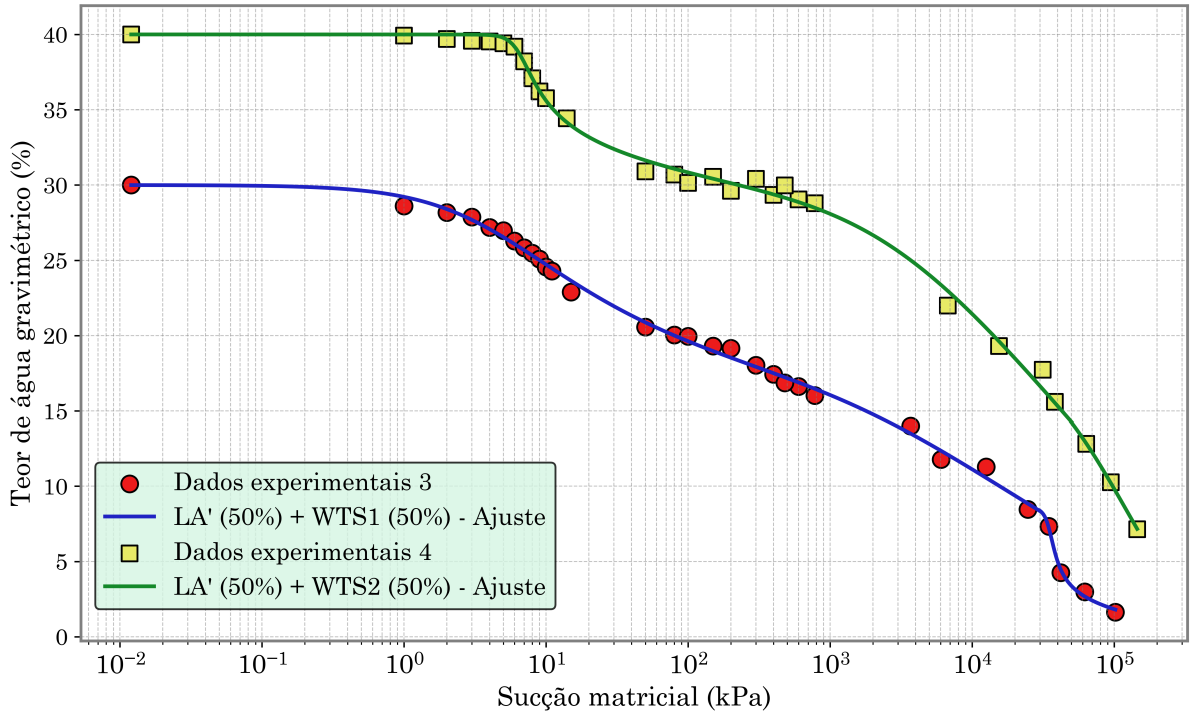
Este comportamento de fluxo evidencia a presença de uma estrutura dual no material, compreendendo uma macroestrutura e uma microestrutura. Tal observação corrobora a conceituação proposta por Gens e Alonso (1992) para solos parcialmente saturados com agregação estrutural significativa. Consequentemente, ressalta-se a relevância de uma caracterização complementar focada na microestrutura do material, a qual será detalhada na seção de caracterização físico-química desta dissertação. Além disso, a compreensão aprofundada desses mecanismos é crucial para a modelagem preditiva e o projeto de estruturas em solos com essas características (Ng e Menzies, 2007).

Os parâmetros obtidos do ajuste das curvas bimodais, representadas pela combinação de duas funções de Fredlund e Xing, estão sumarizados na Tabela 4.3.

É fundamental ressaltar que o valor inicial da umidade de saturação (w_{sat}) foi obtido por meio de um ensaio laboratorial específico, conduzido em uma amostra repre-



(a)



(b)

Figura 4.11: Curvas de retenção de água (SWCC) para misturas solo-LETA.

Tabela 4.3: Ajuste do modelo de Fredlund e Xing (1997) para diferentes faixas de sucção

Amostra ID	w_{sat} (%)	ψ_r (kPa)	a_f	n_f	m_f
LA′ (75%) + WTS1 (25%) para $(u_a - u_w) \leq 2{\times}10^4$ kPa	23,2	3000	5,2936	2,1609	0,2991
LA′ (75%) + WTS1 (25%) para $(u_a - u_w) > 2{\times}10^4$ kPa	7,0	100000	30828	6,4977	0,8237
LA′ (75%) + WTS2 (25%) para $(u_a - u_w) \leq 5{\times}10^4$ kPa	26,0	1283	6,1304	12,23	0,0809
LA′ (75%) + WTS2 (25%) para $(u_a - u_w) > 5{\times}10^4$ kPa	9,6	100000	68377	20,00	0,3291
LA′ (50%) + WTS1 (50%) para $(u_a - u_w) \leq 3{\times}10^4$ kPa	30,0	2012	2,9223	1,1993	0,2867
LA′ (50%) + WTS1 (50%) para $(u_a - u_w) > 3{\times}10^4$ kPa	10,0	50000	34198	20,00	0,4074
LA′ (50%) + WTS2 (50%) para $(u_a - u_w) \leq 5{\times}10^4$ kPa	40,0	3000	6,0887	8,410	0,0806
LA′ (50%) + WTS2 (50%) para $(u_a - u_w) > 5{\times}10^4$ kPa	21,0	50007	221627	1,350	2,7939

Nota. Modelo de Fredlund e Xing (1997) ajustados separadamente para diferentes faixas de sucção matricial $(u_a - u_w)$. w_{sat} é a umidade de saturação, ψ_r é a sucção residual, e a_f, n_f e m_f descrevem os parâmetros empíricos do modelo.

sentativa, com o propósito de determinar essa propriedade em particular. Adicionalmente, medições complementares foram realizadas em outras onze amostras, todas compactadas sob as mesmas condições de energia e umidade. Essa etapa teve como objetivo verificar a consistência do valor de w_{sat} inicialmente adotado. É importante notar que os valores de w_{sat} de 7,0% e 9,6%, apresentados na Tabela 4.3, foram empregados exclusivamente para o ajuste do modelo proposto, não devendo ser interpretados como valores com significado físico direto.

A curva de retenção de água do solo natural para corpos de prova moldados sob energia intermediária apresentou comportamento bimodal, sendo modelada pela equação de van Genuchten (1980) aplicada a dois trechos distintos, conforme ilustrado na Figura 4.12. No trecho correspondente à macroporosidade, os parâmetros de ajuste indicaram w_{r1} de aproximadamente 6,0% e w_{s1} em torno de 22,3%, com a_{v1} igual a 0,323. Para o trecho referente à microporosidade, verificou-se w_{r2} nulo e w_{s2} de aproximadamente 6,0%, enquanto m_{v2} atingiu 107,3. Esses resultados indicam que a retenção de água do material compactado é governada predominantemente pela macroporosidade, com contribuição reduzida da microporosidade.

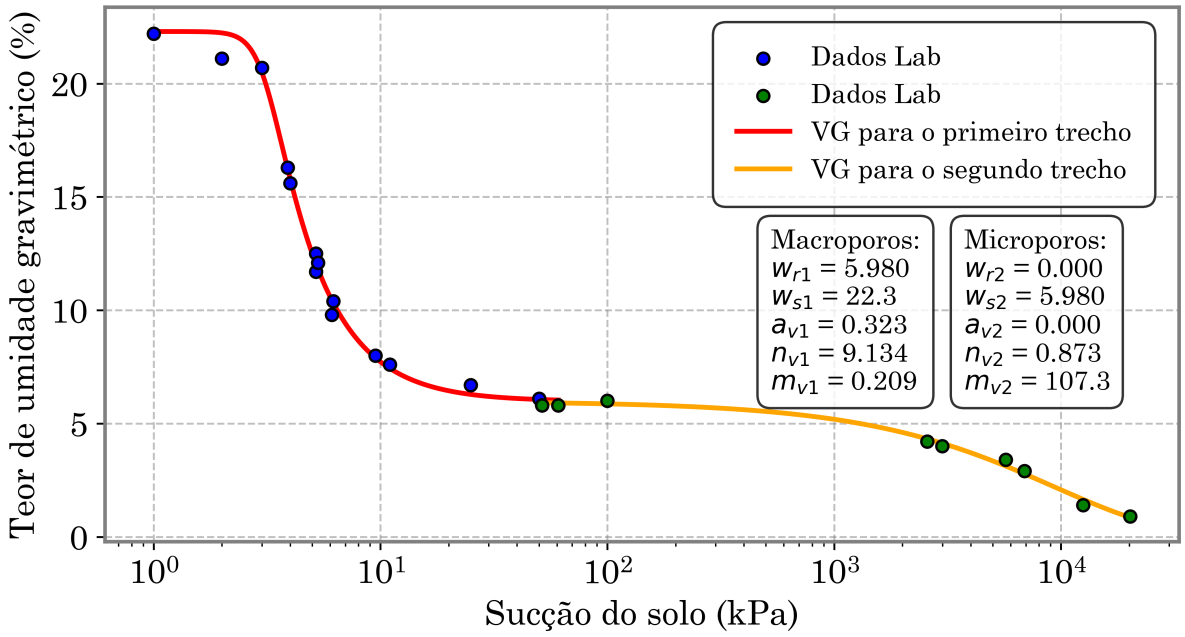


Figura 4.12: Curva de retenção de água do solo LA'

4.3 Caracterização Mecânica

4.3.1 Índice de Suporte Califórnia – CBR

Os ensaios de CBR foram realizados nas condições ótimas do ensaio de compactação sob energia intermediária. Considerando a importância de se avaliar a perda de capacidade de suporte devido à não saturação, foram executados ensaios em condições saturadas (Sat) e não saturadas (NSat), cujas curvas de tensão-penetração são mostradas na Figura 4.13.

Utilizando os valores de tensão corrigidos obtidos a partir das curvas apresentadas na Fig. 4.13, correspondentes às penetrações de 0.100 polegadas (2,54 mm) e 0,200 polegadas (5,08 mm), calcularam-se as relações de suporte para cada uma delas, dividindo-se as tensões corrigidas pelas tensões de referência de 1000 psi (6,9 MPa) e 1500 psi (10 MPa), respectivamente, e multiplicando o resultado por 100 (ASTM, 2016). Os resultados encontram-se apresentados na Tabela 4.4.

Conforme à recomendação da norma D1883 (ASTM, 2016), o índice de suporte indicado para o solo é, normalmente, aquele obtido na penetração 2,54 mm; contudo, observa-se que o valor correspondente à penetração de 5,08 mm é superior. Nesse contexto, adota-se como critério de seleção do valor de CBR o maior valor entre os valores

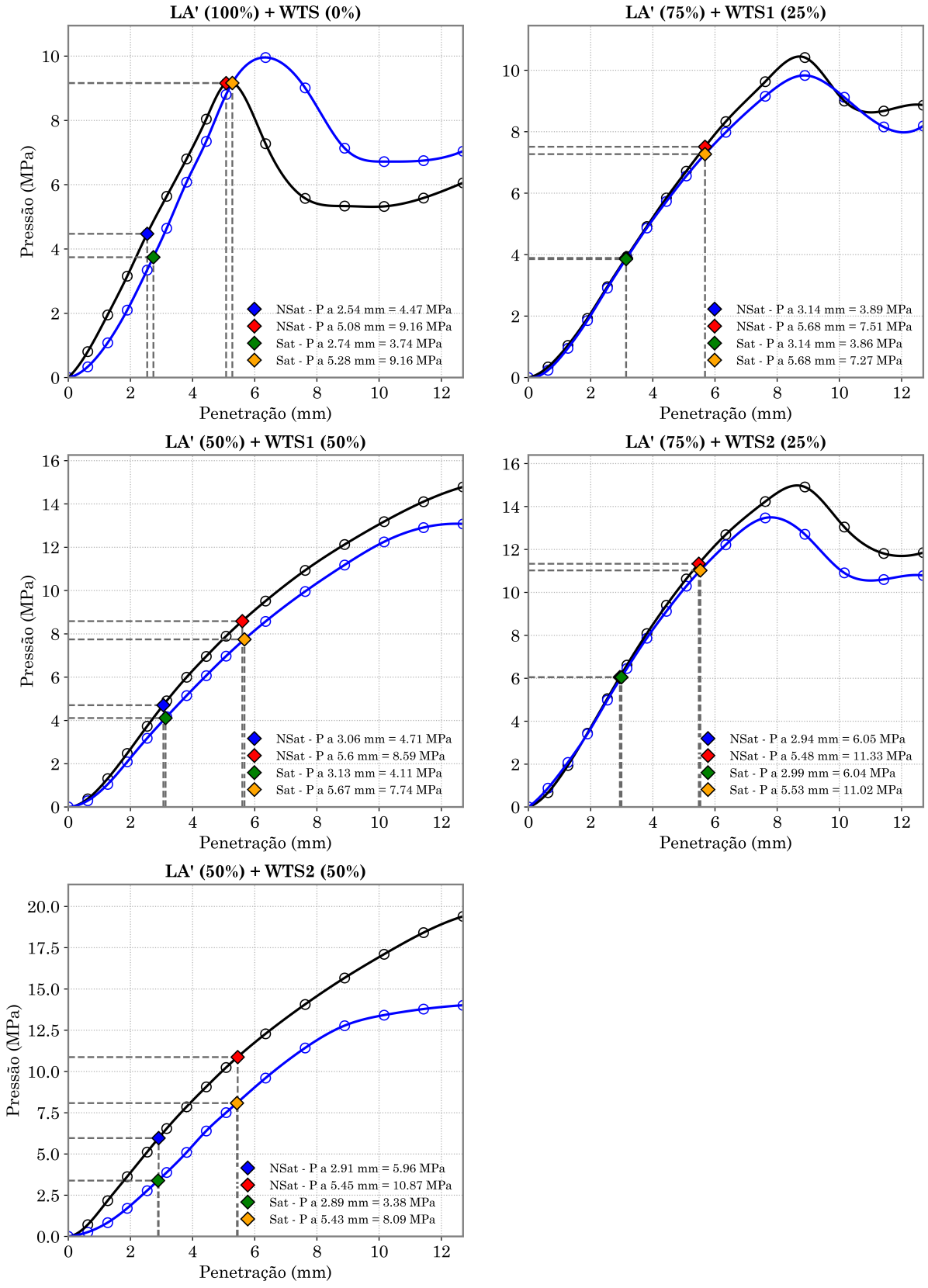


Figura 4.13: Curvas de tensão-penetração em condições saturadas e não saturadas

Tabela 4.4: Resultados dos ensaios de CBR nas condições saturada e não saturada

Amostra ID	Saturado (%)		Não Saturado (%)		Perda (%)	
	$CBR_{2,54}$	$CBR_{5,08}$	$CBR_{2,54}$	$CBR_{5,08}$	$CBR_{2,54}$	$CBR_{5,08}$
LA′ (100%)+WTS (0%)	54	92	65	92	16	0
LA′ (75%)+WTS1 (25%)	56	73	56	75	1	3
LA′ (75%)+WTS2 (25%)	88	110	88	113	0	3
LA′ (50%)+WTS1 (50%)	60	77	68	86	13	10
LA′ (50%)+WTS2 (50%)	49	81	86	109	43	26

Nota. $CBR_{2,54}$ e $CBR_{5,08}$ correspondem às penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm. As colunas de "Perda" representa a redução percentual de resistência após 96 horas de saturação dos corpos de prova.

obtidos para ambas as penetrações de cada amostra, conforme apresentado na Tabela 4.5, na qual também são indicados os valores de expansão obtidos para os corpos de prova saturados, conforme o procedimento estabelecido no referido padrão.

Tabela 4.5: Valores médios de CBR e expansão nas condições Sat e NSat

Amostra ID	Saturado	Não Saturado	Perda	Expansão
	$CBR_{projeto}$ (%)	$CBR_{projeto}$ (%)	(%)	ε (%)
LA′ (100%) + WTS (0%)	92	92	0	0,00
LA′ (75%) + WTS1 (25%)	73	75	3	0,02
LA′ (75%) + WTS2 (25%)	110	113	3	0,03
LA′ (50%) + WTS1 (50%)	77	86	10	0,02
LA′ (50%) + WTS2 (50%)	81	109	26	0,01

Nota. Os valores apresentados correspondem às médias obtidas dos ensaios de CBR realizados em condições saturada e não saturada. A coluna de "Perda" representa a redução percentual de resistência após a saturação, e ε (%) indica a variação volumétrica dos corpos de prova após 96 horas de imersão.

Para a amostra de solo tratado com cimento (LA' (96%) + CEM (4%)), foram realizados ensaios de Índice de Suporte Califórnia (CBR) mediante compactação do solo com energia intermediária, exclusivamente nas condições ótimas de compactação. Foram moldados corpos de prova para serem submetidos à etapa de penetração em três condições distintas: imediatamente após a moldagem, após 20 horas de saturação e aos 7 dias de cura.

A Figura 4.14 apresenta os resultados desses ensaios, destacando-se as curvas de pressão-penetração, nas quais se observa um trecho elástico linear de elevada capacidade de suporte, seguido de um ponto de transição onde se inicia um comportamento não linear elastoplástico, culminando posteriormente no amolecimento (softening) do mate-

rial. Essas características de comportamento mecânico evidenciam a contribuição efetiva do cimento Portland na melhoria das propriedades geotécnicas do solo, conferindo-lhe características de material estabilizado com propriedades cimentícias.

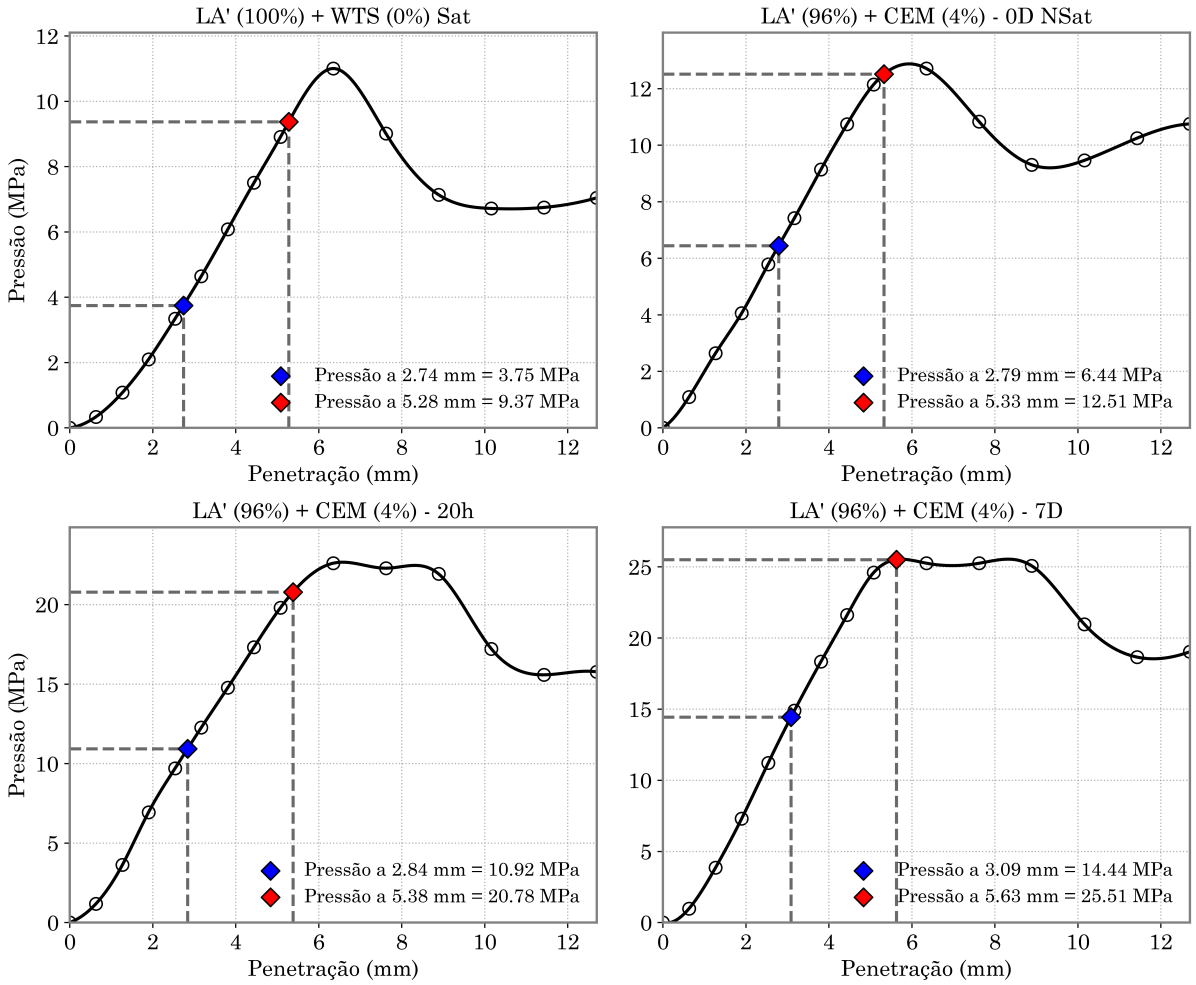


Figura 4.14: Curvas de tensão-penetração para solo melhorado

O valor de CBR foi selecionado mediante o mesmo critério adotado para as amostras de solo-lodo. Dessa forma, a Tabela 4.6 apresenta todos os tipos de amostra, a condição do material e a aplicação em pavimentos seguindo as especificações do Manual de Pavimentação.

Para a estimativa do módulo de resiliência (M_r) das composições investigadas, foram empregadas três correlações empíricas baseadas no Índice de Suporte Califórnia (CBR): o modelo de Lister e Powell (1987), expresso por $M_r = 17{,}6 \cdot \mathrm{CBR}^{0{,}64}$; o modelo de Witczak (1945), dado por $M_r = 21{,}1 \cdot \mathrm{CBR}^{0{,}65}$; e o modelo de Green e May (1975), de natureza linear, definido por $M_r = 38 \cdot \mathrm{CBR}^{0{,}711}$. Conforme apresentado na Tabela 4.7, os

Tabela 4.6: Valores de CBR e aplicação em pavimentos

Amostra	$CBR_{projeto}$ (%)[1]	Condição[2]	Aplicação[3]
LA′ (100%) + WTS (0%)	92	Saturado	Base
LA′ (100%) + WTS (0%)	92	Não Saturado	Base
LA′ (75%) + WTS1 (25%)	73	Saturado	Sub-base
LA′ (75%) + WTS1 (25%)	75	Não Saturado	Sub-base
LA′ (75%) + WTS2 (25%)	110	Saturado	Base
LA′ (75%) + WTS2 (25%)	113	Não Saturado	Base
LA′ (50%) + WTS1 (50%)	77	Saturado	Sub-base
LA′ (50%) + WTS1 (50%)	86	Não Saturado	Base
LA′ (50%) + WTS2 (50%)	81	Saturado	Base
LA′ (50%) + WTS2 (50%)	109	Não Saturado	Base
LA′ (96%) + CEM (4%)	125	Sem Cura, Não Sat.	Base
LA′ (96%) + CEM (4%)	208	20 horas de Cura, Sat.	Base
LA′ (96%) + CEM (4%)	255	07 dias de Cura, Sat.	Base

Nota. [1] Valores médios do Índice de Suporte Califórnia; [2] Condição de ensaio referente ao estado de saturação e tempo de cura do material; [3] Aplicação em camadas de pavimento segundo as especificações do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006).

modelos de Lister e Powell (1987) e Witczak (1945), de caráter potencial, apresentaram estimativas mais próximas dos valores experimentais para determinadas composições, enquanto o modelo linear de Green e May (1975) produziu sistematicamente valores superestimados, com desvios expressivos em relação aos resultados obtidos em laboratório. Esse comportamento evidencia que modelos de predição linear não são adequados para estimar a resposta resiliente de solos lateríticos e suas misturas, uma vez que a relação entre CBR e M_r nesses materiais é intrinsecamente não linear, sendo influenciada por fatores como estrutura porosa, teor de umidade e grau de cimentação, os quais não são capturados por formulações lineares simples.

4.3.2 Índice de Capacidade de Suporte – Mini-CBR

O ensaio mini-CBR foi executado tanto no solo laterítico quanto no solo melhorado. Para a realização desse ensaio, inicialmente procedeu-se ao ensaio de mini-compactação, cujos resultados estão apresentados na Tabela 4.8. Como pode ser observado, em virtude da alteração nas dimensões do equipamento utilizado, a massa específica aparente seca máxima (MEAS) atingiu 99% para o solo laterítico e 98% para o solo melhorado, em relação ao ensaio de compactação com energia intermediária conforme a norma DNIT 443 (DNIT, 2023). Por sua vez, o teor de umidade ótimo variou em aproximadamente

Tabela 4.7: Valores de módulo de resiliência estimados a partir do CBR

Amostra	CBR (%)	M1	M2	M3	Máximo Experimental
LA′ (100%) + WTS (0%)	92	317	398	943	361
LA′ (75%) + WTS1 (25%)	75	279	350	819	280
LA′ (75%) + WTS2 (25%)	113	363	457	1097	314
LA′ (50%) + WTS1 (50%)	86	304	381	901	211
LA′ (50%) + WTS2 (50%)	109	354	444	1065	251
LA′ (96%) + CEM (4%)$^{(1)}$	125	387	487	1177	266
LA′ (96%) + CEM (4%)$^{(2)}$	208	536	678	1690	321
LA′ (96%) + CEM (4%)$^{(3)}$	255	611	774	1954	794

Nota. $^{(1)}$ Sem cura, não saturado; $^{(2)}$ 20 horas de cura, saturado; $^{(3)}$ 7 dias de cura, saturado. Valores de M_r em MPa. M1: Lister e Powell, 1987. M2: Witczak, 1945. M3: Green e May, 1975.

±1%. Esses resultados confirmam o atendimento aos requisitos estabelecidos pela referida norma quanto às condições de compactação (DNIT, 2023).

Tabela 4.8: Resultados de compactação com diferentes energias e condições

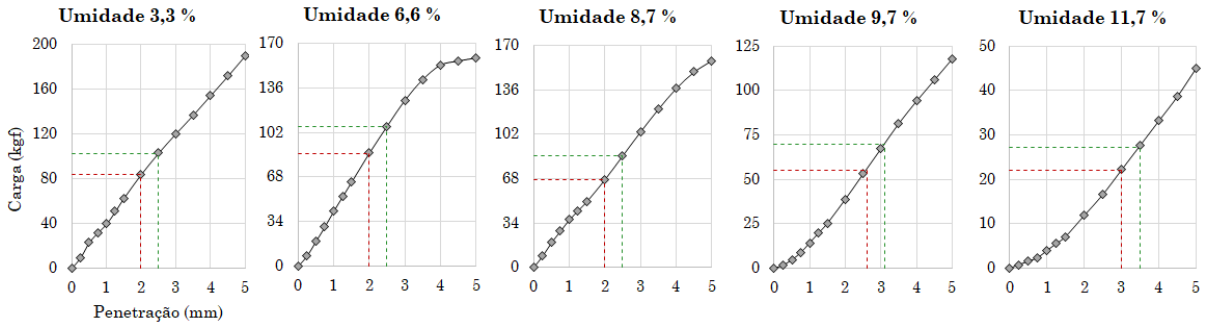
Energia	**MEAS** (g/cm^3)	**Unidade ótima** (%)	**Estado**	**Teor de cimento** (%)
Intermediária	1,978	9,3	Com imersão	0
Intermediária	1,980	8,7	Sem imersão	0
Intermediária	1,989	10,7	Com imersão	4
Intermediária	2,000	9,7	Sem imersão	4

Nota. MEAS = Massa Específica Aparente Seca. Valores obtidos com energia de compactação intermediária em diferentes condições de imersão e teores de cimento.

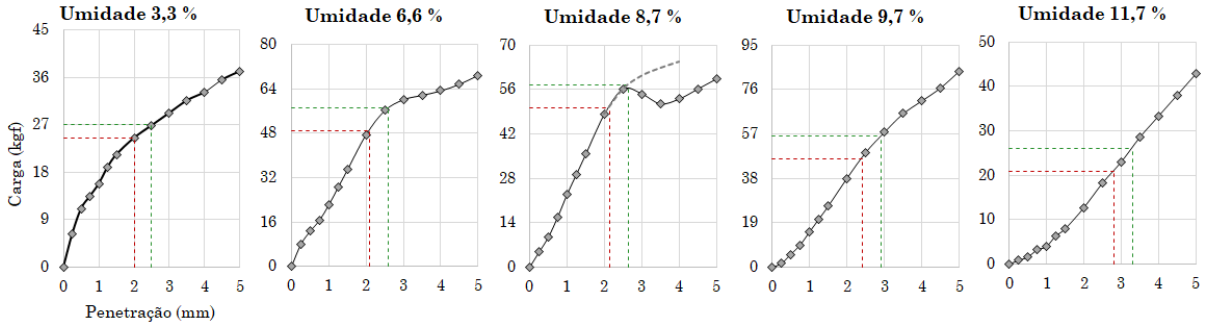
Os resultados do ensaio mini-CBR para o solo laterítico após correção da curva do ensaio são apresentados na Figura 4.15 e para solo melhorado, na Figura 4.16 e, os valores corrigidos são detalhados na Tabela 4.9. Nas referidas figuras, exibe-se os resultados do ensaio de penetração, onde o eixo horizontal corresponde à profundidade de penetração em milímetros (mm) e o eixo vertical, representa a força aplicada, expressa em quilogramas-força (kgf).

Por outro lado, a Tabela 4.9 apresenta a Relação do Índice de Suporte (RIS), que indica a perda do índice de suporte mini-CBR quando o solo laterítico é submetido à saturação, ou seja, quando imerso em água num período mínimo de 20 horas.

Os valores de expansão medidos nos CPs submersos durante o período de 20 horas atingiram um valor máximo de 0,17%. O solo estudado não apresenta contração.



(a) Não saturado

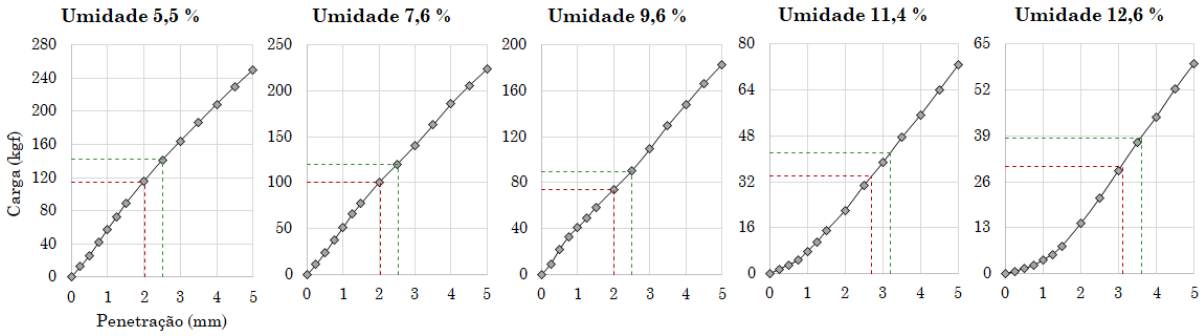


(b) Saturado

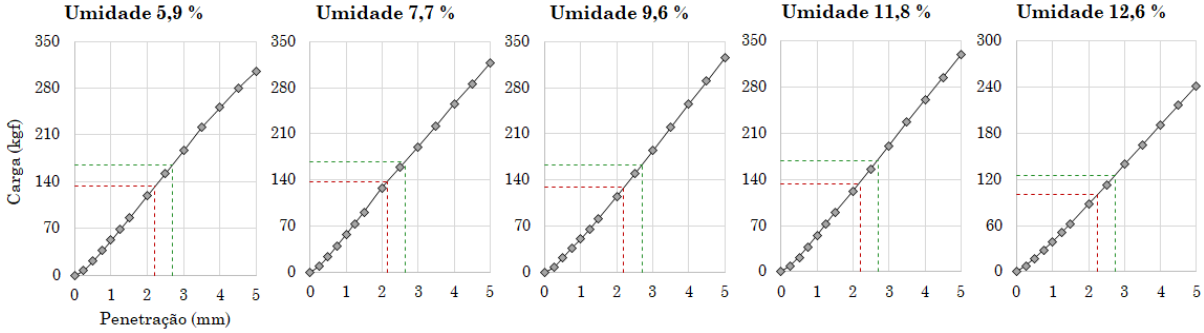
Figura 4.15: Curvas de mini-CBR para o SAFL.

Na Figura 4.17, observa-se a perda de capacidade de suporte do solo laterítico quando submerso. Nota-se que, quando o solo é testado não saturado, os valores de mini-CBR são próximos no ramo seco da curva de mini-compactação, enquanto o mini-CBR diminui no ramo úmido, igualando-se aos valores nesse ramo na condição saturada. É importante observar que, quando as camadas de pavimento perdem a capacidade de sucção devido à infiltração de água, ocorre uma perda do índice de suporte mini-CBR de média (RIS = 40 - 70) para alta (RIS $>$ 70), de acordo com a NORMA DNIT 259/2023 – CLA.

Considerando a reconhecida correlação entre o Índice de Suporte Califórnia (CBR) e o módulo resiliente, os resultados obtidos para o solo laterítico analisado indicam que a sucção desempenha um papel determinante no comportamento mecânico não saturado. Em particular, observou-se um incremento nos valores de mini-CBR à medida que a umidade diminuía no ramo seco da curva de mini-compactação. Este comportamento está em consonância com os resultados reportados por Gehling et al. (1998a), que demonstraram que o aumento da sucção induz uma melhoria progressiva do módulo resiliente até que se atinja um valor máximo, a partir do qual esse parâmetro tende a se estabilizar ou apresentar uma redução.



(a) Não saturado



(b) Saturado (Com cura)

Figura 4.16: Curvas de mini-CBR para o SAFL melhorado.

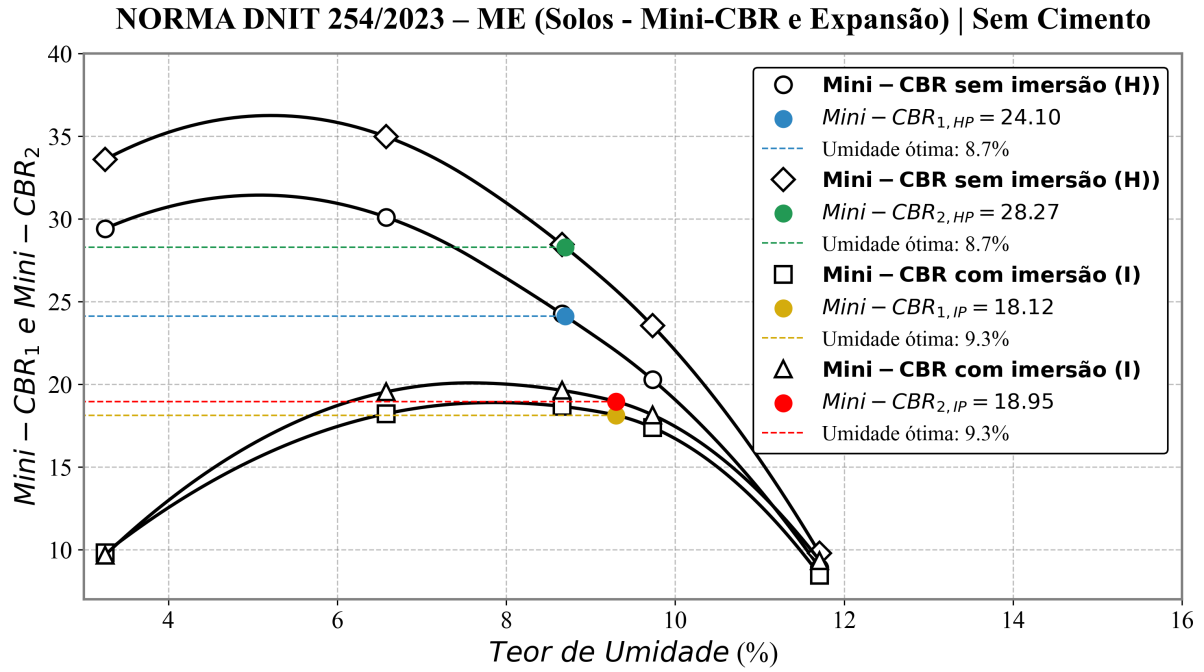


Figura 4.17: Análise do índice de suporte saturado e não saturado - Solo.

Tabela 4.9: Mini-CBR e Índice RIS em diferentes condições

Amostra	**Estado**	**Mini-CBR$_1$**	**Mini-CBR$_2$**	**RIS$_1$ (%)**	**RIS$_2$ (%)**
Solo	Não saturado	24.1	28.3	75	67
Solo	Saturado	18.1	19.0		
Solo melhorado	Não saturado	25.4	28.6	−72	−84
Solo melhorado	Saturado	43.7	52.6		

Nota. RIS = Perda do índice de suporte. Valores negativos de RIS indicam im incremento na capacidade de suporte.

O oposto ocorre quando o solo é melhorado com cimento (Figura 4.18), onde se observa que, independentemente do grau de sucção, o índice de suporte mini-CBR permanece constante ao longo de toda a curva de mini-compactação para a condição saturada num período de 20 horas. No entanto, os ensaios não saturados demonstram a importância da cura, uma vez que a sucção é uma variável relevante para avaliar as propriedades mecânicas antes que o aditivo influencie as propriedades do solo laterítico. Nota-se que, na condição não saturada, o índice de suporte mini-CBR diminui à medida que a umidade imposta aumenta.

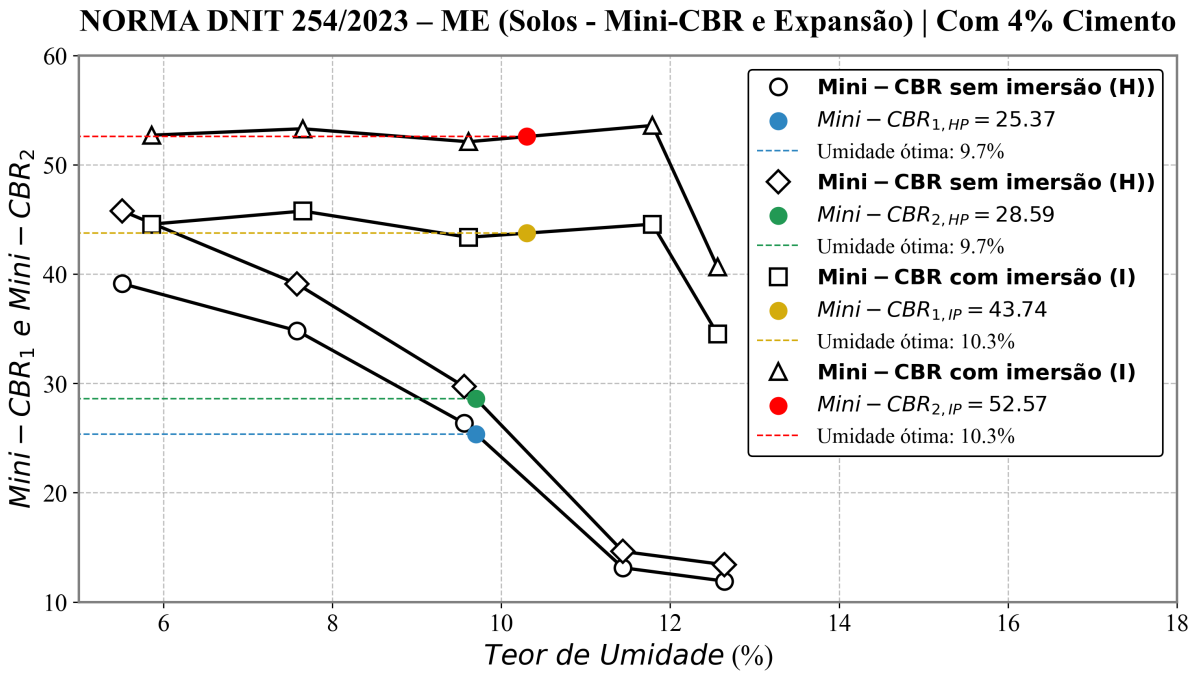


Figura 4.18: Análise do índice de suporte saturado e não saturado - Solo melhorado.

4.3.3 Ensaios de compressão simples

A resistência à compressão não confinada foi avaliada aos 7 dias de cura. Para o solo melhorado com 4% de cimento, foram realizados testes aos 0 e 7 dias de cura para destacar a diferença no valor da resistência máxima e da importância dessa etapa. Por fim, a Tabela 4.10 resume-se os valores máximos alcançados para cada desenho solo-cimento.

Tabela 4.10: Resultados da compressão simples para diferentes teores de cimento

Diâmetro (mm)	Razão D:H	Resistência média (MPa)	Deformação na ruptura (%)	Cura (Dias)	Teor de cimento (%)
50.0	2.0	0.25	0.87	0	0
50.0	2.0	0.88	0.94	7	2
50.0	2.0	1.27	1.05	0	4
50.0	2.0	1.70	1.16	7	4
50.0	2.0	3.08	0.96	7	6
50.0	2.0	3.78	1.11	7	8

Nota. Os resultados demonstram o efeito do teor de cimento e tempo de cura nas propriedades mecânicas.

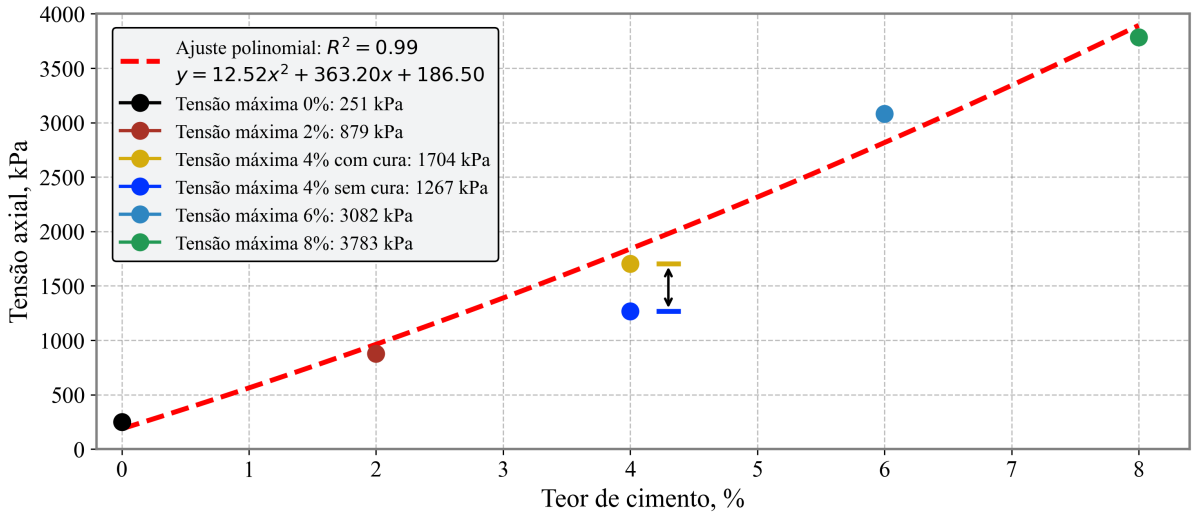


Figura 4.19: Análise de regressão não linear para ensaios de UCS.

Com os resultados da Tabela 4.10, realizou-se uma análise não linear da resistência máxima atingida nos ensaios de compressão simples como mostrado na Figura 4.19. A melhor representação é uma equação polinomial de segundo grau com um coeficiente de determinação de 0.99. Na referida figura de regressão, é essencial visualizar a importância da cura em um período de 7 dias no solo melhorado. Para a porcentagem de 4% de cimento

adicionado, o ensaio foi realizado com e sem cura, observando-se que há um ganho de 35% na resistência ao considerar o processo adequado de cura do solo melhorado em conformidade com a norma DNIT 142/2022 – ES.

4.3.4 Ensaios de módulo de resiliência

Solo laterítico (LA')

Realizaram-se três ensaios triaxiais dinâmicos com o objetivo de investigar o comportamento resiliente do solo laterítico compactado sob energias de compactação normal, intermediária e modificada. A análise dos dados obtidos permitiu a determinação do módulo resiliente para cada condição de compactação, fornecendo informações fundamentais sobre a capacidade do material para se recuperar das deformações causadas por carregamentos cíclicos. Os resultados que detalham as constantes experimentais desses ensaios para a amostra LA' (25%) + WTS (0%), são apresentados na Tabela 4.11, permitindo uma comparação direta do efeito da energia de compactação nas propriedades resilientes do solo.

Tabela 4.11: Parâmetros de ajuste dos modelos de predição do M_r para o LA'

Amostra	**Energia**	**Modelo**	k_1	k_2	k_3	R^2
LA′ (100%) + WTS (0%)	Normal	Dunlap, 1963	787,17	0,45	–	0,96
		Seed et al., 1967	369,43	0,42	–	0,90
		MEPDG	1402,27	0,42	1,9E–13	0,90
		Macêdo, 1996	784,67	0,44	6,1E–03	0,96
LA′ (100%) + WTS (0%)	Intermediária	Dunlap, 1963	781,26	0,42	–	0,94
		Seed et al., 1967	387,51	0,40	–	0,90
		MEPDG	1547,75	0,40	3,2E–14	0,90
		Macêdo, 1996	769,46	0,39	2,9E–02	0,94
LA′ (100%) + WTS (0%)	Modificada	Dunlap, 1963	705,20	0,35	–	0,88
		Seed et al., 1967	394,55	0,33	–	0,83
		MEPDG	1849,65	0,33	2.1E–15	0,83
		Macêdo, 1996	701,27	0,34	1,1E–02	0,88

Nota. Parâmetros ajustados com base nos dados experimentais e modelos de predição do M_r, para a amostra com 100% de solo laterítico e 0% de resíduo WTS, sob diferentes energias de compactação.

Conforme apresentado na Tabela 4.11, para modelar o comportamento resiliente do solo, empregou-se o modelo constitutivo combinado (Macêdo, 1996 apud Medina e Motta, 2015), o modelo generalizado MEPDG (Mechanistic-Empirical Pavement Design

Guide; Witczak e Uzan, 1988), o modelo dependente da tensão confinante (Dunlap, 1963) e o modelo dependente do somatório de tensões (Seed et al., 1967). Nas Figuras 4.20, 4.21 e 4.22, apresenta-se a modelagem de Mr para as energias nas condições de energia normal, intermediária e modificada, respectivamente.

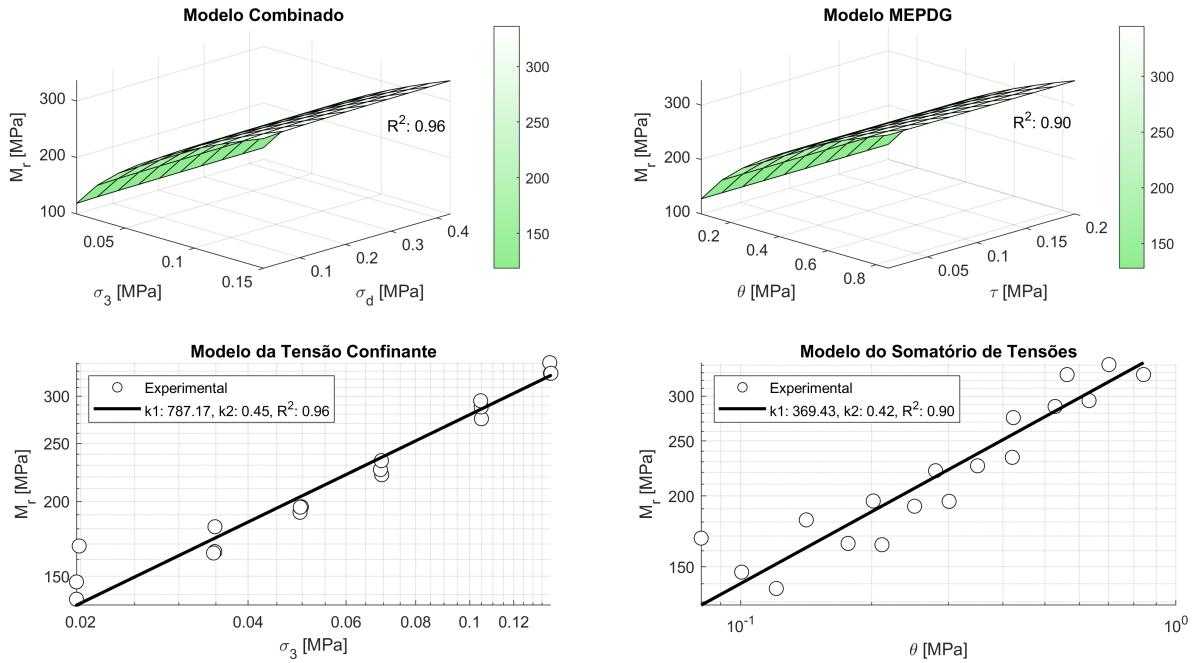


Figura 4.20: Modelagem dos resultados do M_r - Energia normal - Solo.

A modelagem do módulo de resiliência alcançou uma melhor correlação no modelo combinado. Portanto, na Figura 4.23, apresenta-se a modelagem para as três energias de compactação, observando-se a variação do comportamento resiliente para diferentes combinações de tensões.

Solo laterítico (LA') + Lodos de ETA (WTS)

Os ensaios de módulo de resiliência foram realizados em misturas compostas por LA' (75%) e WTS1 (25%), LA' (75%) e WTS2 (25%), LA' (50%) e WTS1 (50%), e LA' (50%) e WTS2 (50%). As amostras foram preparadas sob as condições ótimas de compactação previamente determinadas por energia intermediária, conforme a caracterização física descrita. As avaliações foram executadas sob um mesmo estado de tensões aplicado aos corpos de prova, seguindo rigorosamente os níveis de carregamento especificados na Tabela 2 da norma DNIT 134/2018-ME.

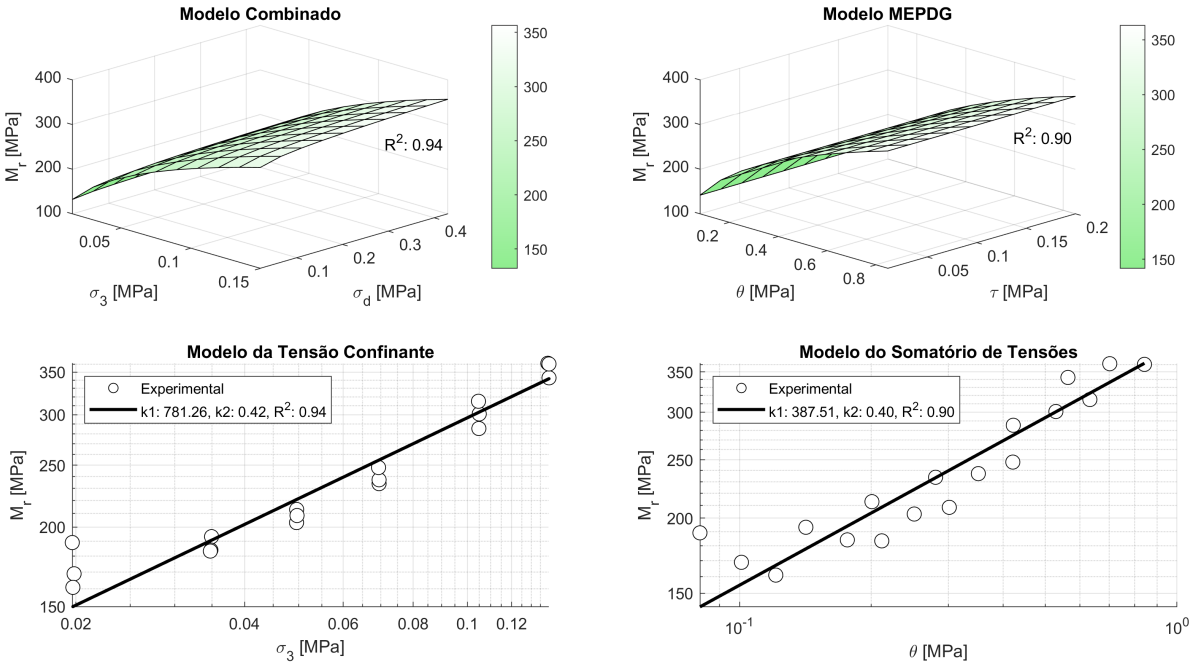


Figura 4.21: Modelagem dos resultados do M_r - Energia intermediária - Solo.

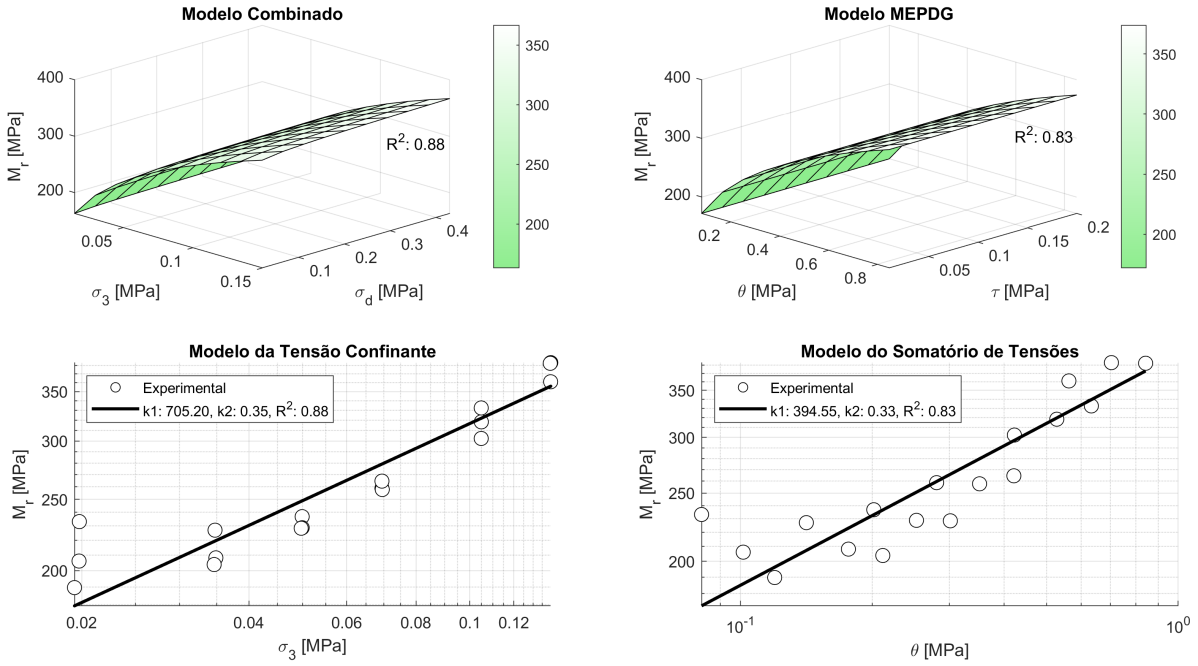


Figura 4.22: Modelagem dos resultados do M_r - Energia modificada - Solo.

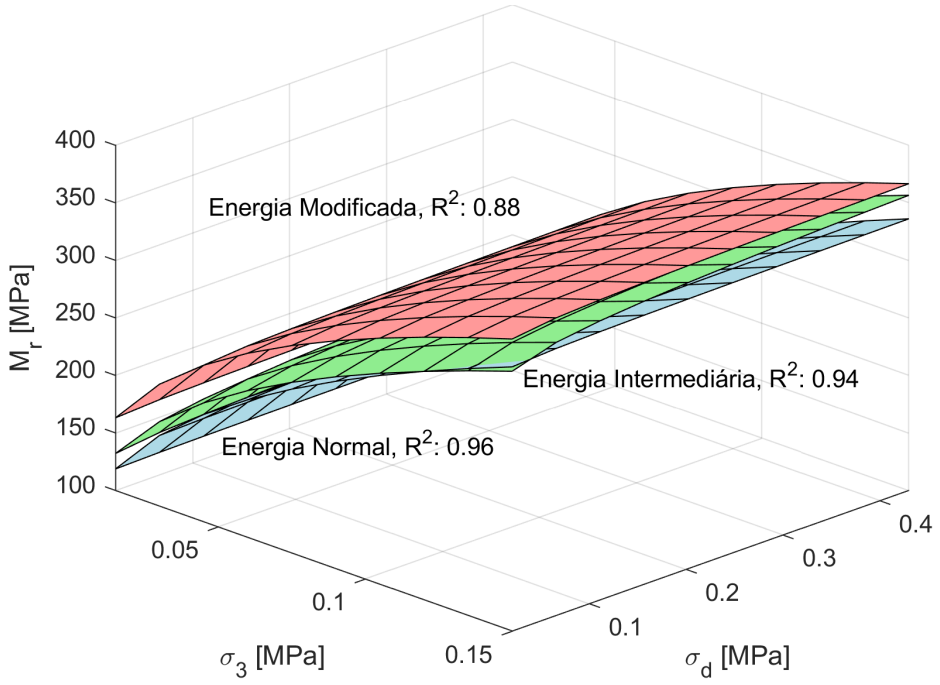


Figura 4.23: Comparação da modelagem do M_r no modelo combinado.

Com base nos resultados experimentais obtidos em laboratório, foram determinadas as constantes experimentais ajustadas aos modelos constitutivos empregados para representar o comportamento resiliente dos materiais investigados. A Tabela 4.12 apresenta os parâmetros derivados para as misturas contendo lodo férrico (WTS1), enquanto a Tabela 4.13 detalha os resultados correspondentes às misturas com lodo alumínico (WTS2).

Tabela 4.12: Parâmetros de ajuste dos modelos de predição do M_r para o LA'+WTS1

Amostra	**Energia**	**Modelo**	k_1	k_2	k_3	R^2
LA′ (75%) + WTS1 (25%)	Intermediária	Dunlap, 1963	611,55	0,44	–	0,89
		Seed et al,, 1967	292,44	0,42	–	0,84
		MEPDG	1108,08	0,42	8,7E–13	0,84
		Macêdo, 1996	604,15	0,42	2,6E–02	0,89
LA′ (50%) + WTS1 (50%)	Intermediária	Dunlap, 1963	377,57	0,38	–	0,61
		Seed et al,, 1967	200,43	0,37	–	0,61
		MEPDG	862,53	0,28	2,0E–01	0,61
		Macêdo, 1996	376,12	0,37	1,1E–02	0,65

Nota. Parâmetros ajustados com base nos dados experimentais e modelos de predição do M_r.

Tabela 4.13: Parâmetros de ajuste dos modelos de predição do M_r para o LA'+WTS2

Amostra	**Energia**	**Modelo**	k_1	k_2	k_3	R^2
LA′ (75%) + WTS2 (25%)	Intermediária	Dunlap, 1963	701,10	0,46	–	0,85
		Seed et al,, 1967	325,51	0,45	–	0,85
		MEPDG	1161,27	0,45	1,5E–17	0,85
		Macêdo, 1996	683,98	0,41	5,4E–02	0,88
LA′ (50%) + WTS2 (50%)	Intermediária	Dunlap, 1964	507,30	0,44	–	0,73
		Seed et al,, 1968	246,29	0,43	–	0,73
		MEPDG	923,36	0,36	1,4E–01	0,72
		Macêdo, 1996	497,71	0,40	4,8E–02	0,76

Nota. Parâmetros ajustados com base nos dados experimentais e modelos de predição do M_r.

De forma análoga ao procedimento adotado na análise do comportamento elástico não linear, os mesmos modelos constitutivos previamente calibrados para o LA' foram empregados para simular a resposta resiliente dos materiais misturados. Os resultados correspondentes à modelagem são apresentados nas Figuras 4.24 a 4.27, as quais ilustram a capacidade preditiva dos modelos para cada uma das amostras analisadas.

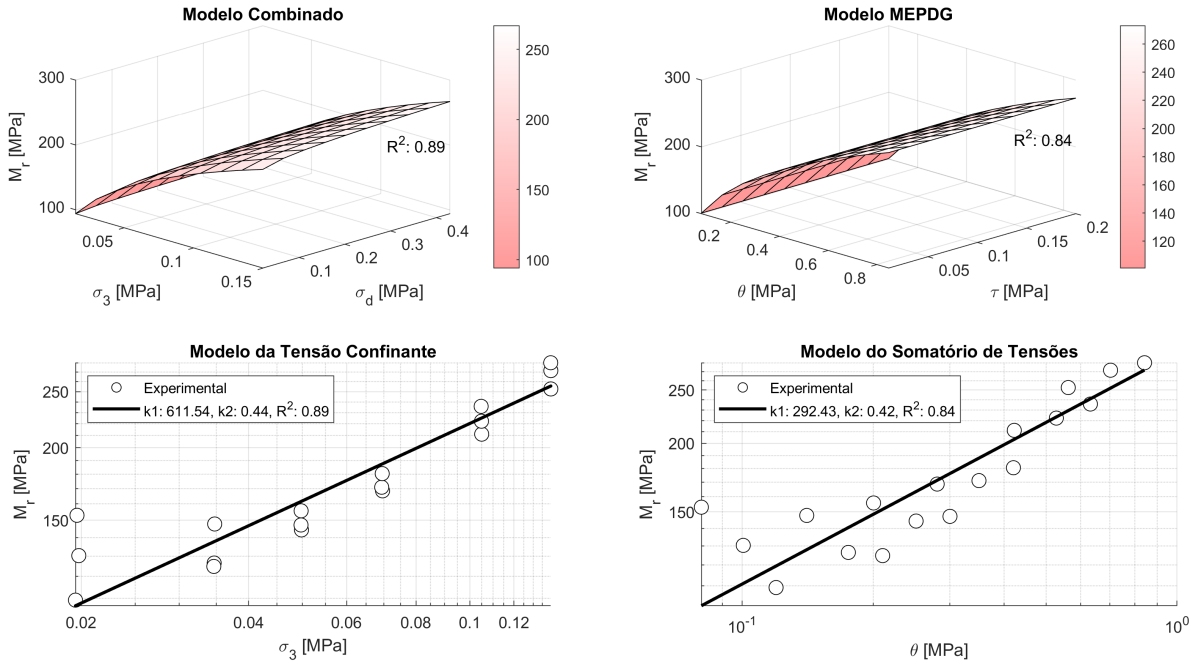


Figura 4.24: Modelagem dos resultados do M_r – LA' (75%) + WTS1 (25%).

Dado que o modelo combinado demonstrou um R^2 superior, a Figura 4.28 ilustra a modelagem conjunta das quatro amostras de solo com lodo incorporado. Esta

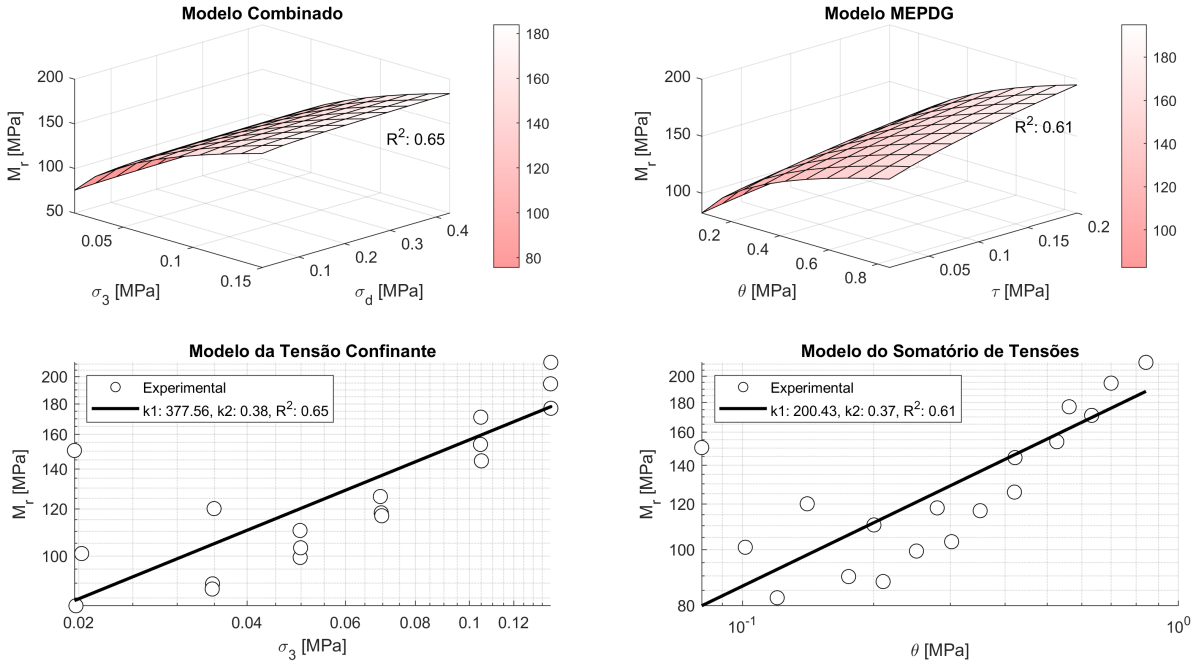


Figura 4.25: Modelagem dos resultados do M_r – LA' (50%) + WTS1 (50%).

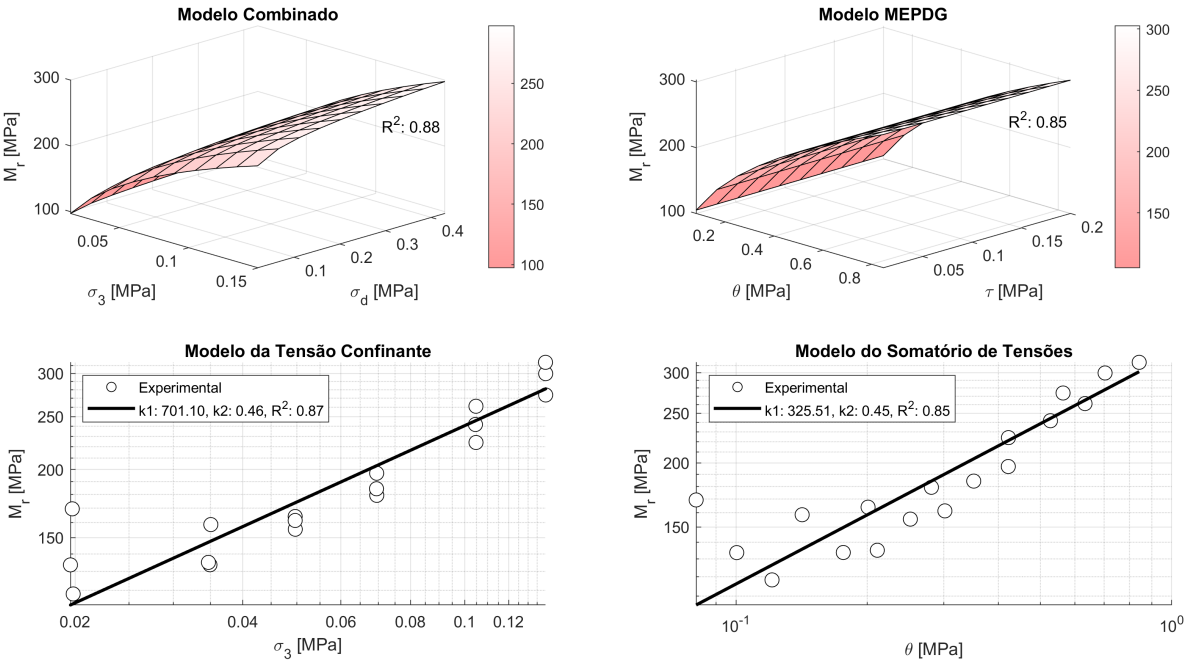


Figura 4.26: Modelagem dos resultados do M_r – LA' (75%) + WTS2 (25%).

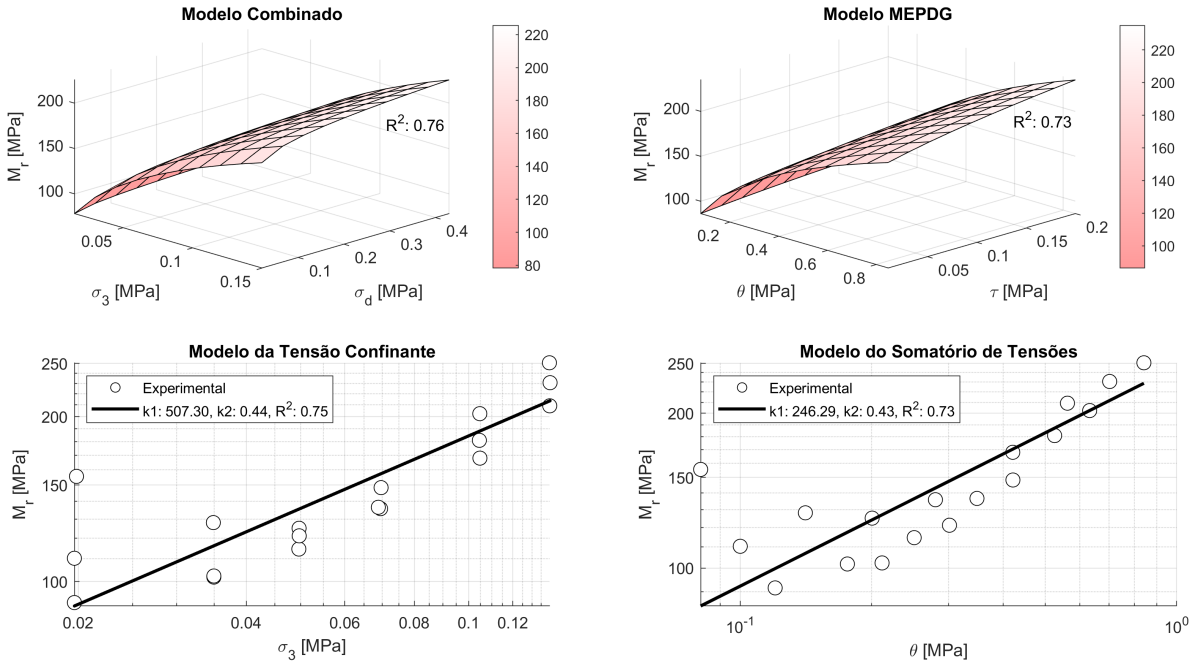


Figura 4.27: Modelagem dos resultados do M_r – LA' (50%) + WTS2 (50%).

representação integrada oferece uma síntese clara do desempenho mecânico dos materiais analisados, com ênfase no material que exibe o comportamento elástico mais favorável.

Solo laterítico (LA') + Cimento (CEM)

Para o solo melhorado, foram analisados os resultados para diferentes condições de cura: 0, 7, 14 e 28 dias, bem como após 20 horas de imersão posterior à moldagem. Observou-se que a resistência aumenta de forma progressiva em relação ao tempo de cura. Devido ao fato de que este conjunto de ensaios foi realizado sem a aplicação de tensões de confinamento, a primeira amostra de solo melhorado sem processo de cura resistiu apenas até tensões desviadoras inferiores a 0.5 MPa, o que sugere que tal amostra deveria ser ensaiada com aplicação de tensões σ_3. A Tabela 4.14 apresenta os resultados experimentais.

Uma forma de analisar os resultados é mediante o ajuste de uma função polinomial de grau 2, conforme apresentado na Figura 4.29. Contudo, observa-se que os corpos de prova com menor tempo de cura apresentam uma tendência distinta daqueles com tempo de cura superior a 7 dias. Devido ao fato de existirem apenas 2 variáveis em alteração (σ_d e M_r), emprega-se a proposta de Moossazadeh e Witczak (1981) aplicada a solos finos, cujos resultados das constantes experimentais k_1 e k_2 são apresentados na Figura 4.30a. Ademais, faz-se necessária a validação do modelo aplicado ao solo melhorado e, para

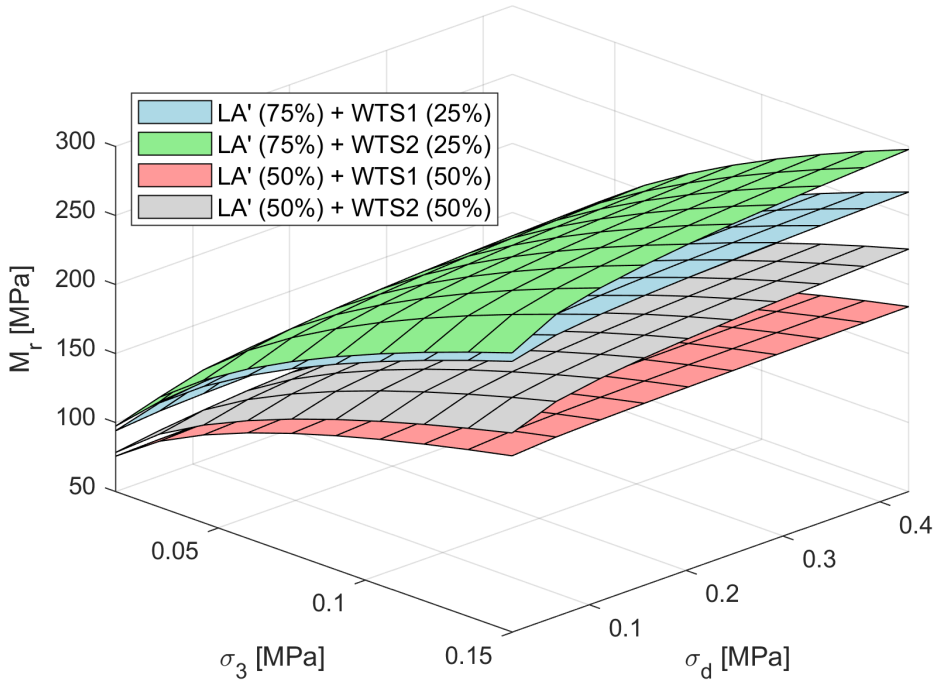


Figura 4.28: Comparação da modelagem do M_r no modelo combinado – LA'-WTS.

tanto, utilizou-se o método estatístico do erro quadrático médio (RMSE), cujo resultado é apresentado na Figura 4.30b.

A validação do modelo dependente da σ_d foi realizada por meio de duas métricas estatísticas: o coeficiente de determinação (R^2) e o erro quadrático médio (RMSE). Para a definição dos critérios finais, empregou-se o estudo de Singh et al. (2004), que classifica como precisão excelente quando RMSE $< 5\%$, boa precisão para RMSE entre 5-10%, precisão moderada para RMSE entre 10-20% e precisão insatisfatória para RMSE $>$ 20%. A Tabela 4.15 ilustra que a precisão varia entre excelente a moderada.

4.3.5 Modelos de Solos Não Saturados para o M_r

A abordagem não saturada foi realizada tomando primeiro a proposta de Yao et al. (2018), que desenvolveram um modelo preditivo do módulo de resiliência (M_r) para solos de subleito no sul da China, considerando explicitamente o efeito da sucção matricial (ψ), da tensão volumétrica mínima (θ_m) e da tensão cisalhante octaédrica (τ_{oct}). Os autores argumentam que os modelos tradicionais baseados unicamente na tensão volumétrica (θ) apresentam limitações significativas, dado que um mesmo valor de θ pode resultar de diferentes combinações de tensão confinante (σ_3) e tensão desvio (σ_d), o que

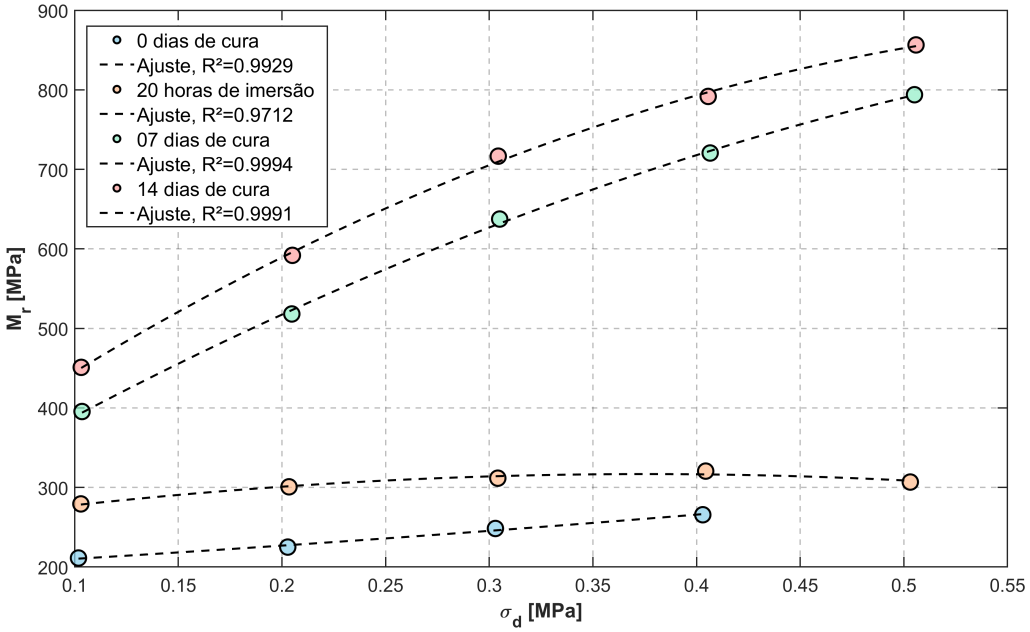
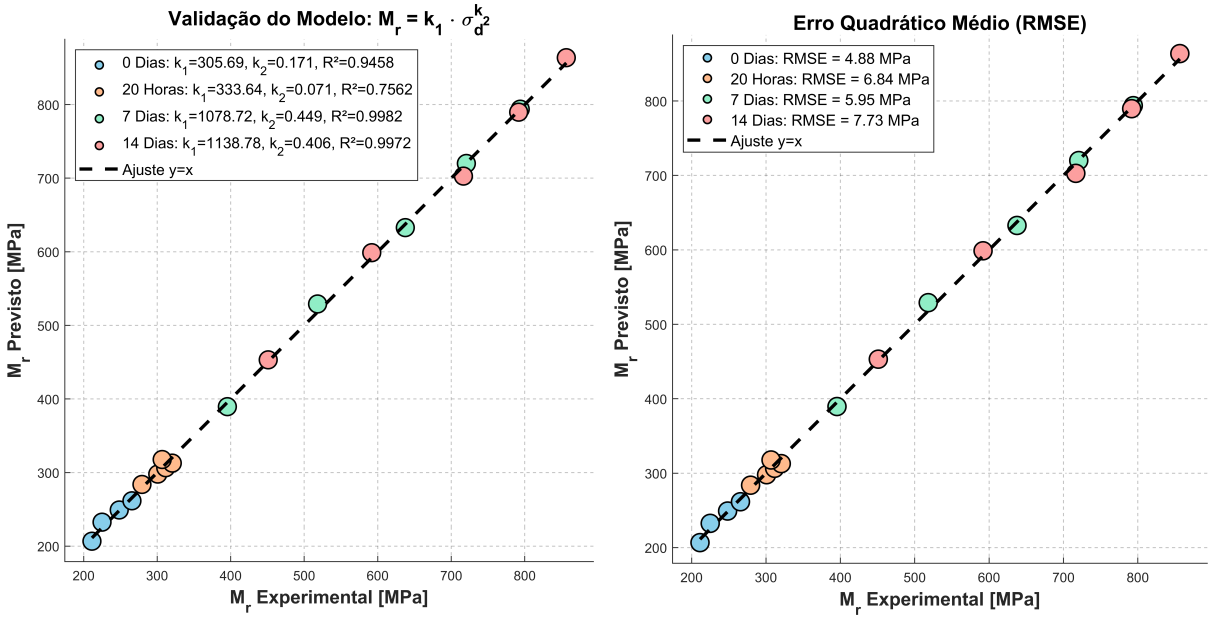


Figura 4.29: Ajuste polinômico do M_r



(a) (b)

Figura 4.30: Validação do modelo dependente da tensão desvio.

Tabela 4.14: Resultados experimentais de M_r para LA′ (96%) + CEM (4%)

Cura: 0 dias		Imersão: 20 horas		Cura: 7 dias		Cura: 14 dias	
σ_d [MPa]	M_r [MPa]	σ_d	M_r	σ_d	M_r	σ_d	M_r
0,10	211,22	0,10	279,26	0,10	395,45	0,10	451,00
0,20	224,96	0,20	300,76	0,20	518,13	0,21	591,87
0,30	248,35	0,30	311,62	0,31	637,51	0,30	716,60
0,40	265,64	0,40	320,52	0,41	720,56	0,41	791,72
Ruptura	*Ruptura*	0,50	306,76	0,51	793,87	0,51	856,50

Nota. σ_d representa a tensão desvio em MPa e M_r o módulo de resiliência em MPa. "*Ruptura*" indica que houve ruptura do CP antes de atingir a $\sigma_d = 0{,}5$ MPa.

Tabela 4.15: Validação do modelo de Moossazadeh e Witczak (1981) para solo melhorado

Condição de cura	R^2	RMSE (MPa)	Amplitude (MPa)	Critério	Validação
0 dias	0,9458	4,88	54,42	9%	Boa
20 horas	0,7562	6,84	41,26	17%	Moderada
7 dias	0,9982	5,95	398,42	1%	Excelente
14 dias	0,9972	7,73	405,49	2%	Excelente

Nota. A Amplitude refere-se ao intervalo de variação dos valores de módulo de resiliência. O "Critério" corresponde à razão percentual entre RMSE e a "Amplitude" dos dados. A "Validação" corresponde à classificação de Singh et al. (2004).

gera ambiguidade na previsão do comportamento mecânico do solo. Para resolver esta problemática, Yao et al. (2018) propuseram incorporar o conceito de tensão volumétrica mínima, definida como $\theta_m = \sigma_1' + \sigma_2 + \sigma_3$ quando $\sigma_d = 0$, o que permite capturar de maneira mais precisa o estado tensional durante os ensaios triaxiais cíclicos. O modelo proposto apresenta quatro coeficientes de regressão obtidos experimentalmente denotados como k_0, k_1, k_2 e k_3. A validação do modelo com dados experimentais de diversos solos classificados como argilas de baixa e alta plasticidade de diferentes regiões do mundo mostrou coeficientes de determinação superiores a 0.92, demonstrando sua aplicabilidade geral. Na Figura 4.31, apresenta-se o ajuste do M_r para as quatro misturas de solo-lodo de ETA avaliadas nesta pesquisa.

Os resultados da calibração do modelo constitutivo proposto por Yao et al. (2018) para estimativa do módulo de resiliência (Mr) em condições não saturadas são apresentados também por meio de análise estatística e representação gráfica da correlação entre valores experimentais e previstos. Essa validação do ajuste foi quantificada pelos coeficientes de determinação (R^2) e raiz quadrada do erro médio quadrático ($RMSE$). Os

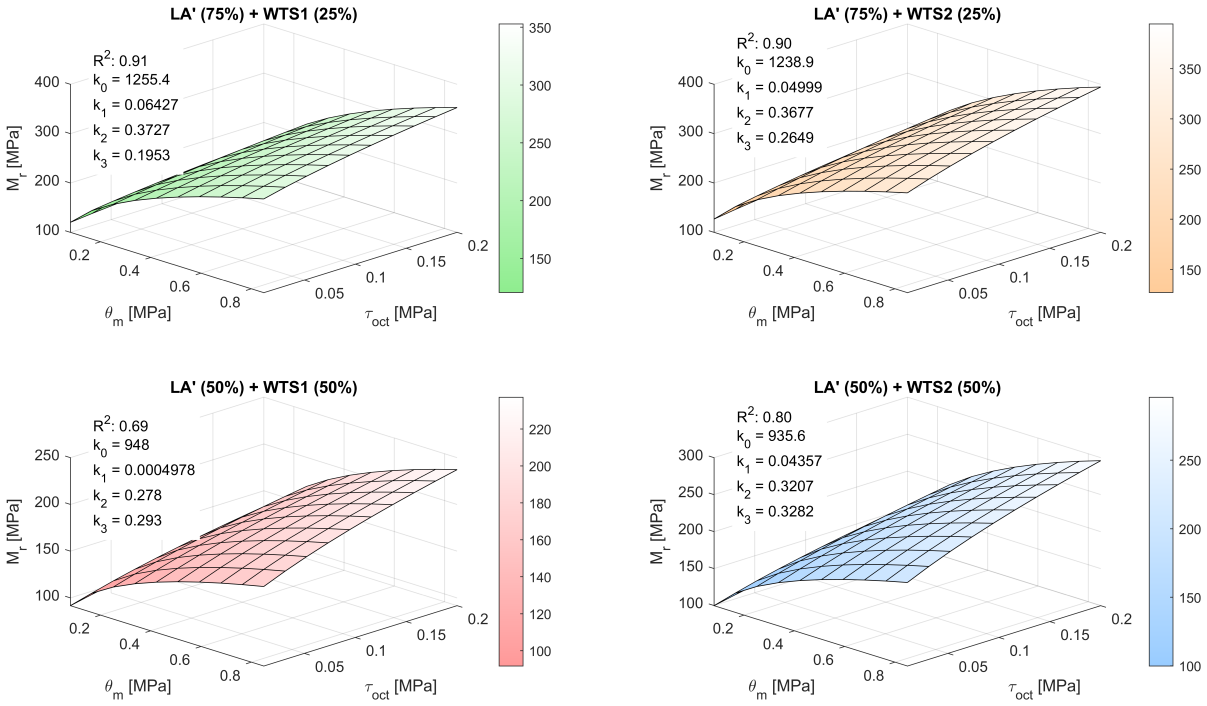


Figura 4.31: Abordagem não saturada do M_r - Equação de Yao et al. (2018)

gráficos de dispersão ilustram a concordância entre Mr experimental e Mr previsto, sendo a diagonal unitária utilizada como referência para identificação de desvios sistemáticos. A Figura 4.32 apresenta os resultados para o SAFL, as Figuras 4.33 e 4.34 mostram, respectivamente, as misturas com 25% de lodos, bem como para 50% de adicao, permitindo avaliar a influência da incorporação progressiva de resíduos de tratamento de água (WTS) no comportamento resiliente das composições estudadas.

4.3.6 Modelo proposto baseado nas tensões efetivas de Bishop (1959)

A modelagem do módulo de resiliência em solos não saturados tem sido tradicionalmente abordada mediante modelos que consideram tensões de confinamento totais ou, mais recentemente, através de equações que incorporam a sucção como uma variável independente das tensões aplicadas (Yao et al., 2018). No entanto, essa abordagem não reflete adequadamente o comportamento mecânico integrado do solo não saturado, onde a sucção matricial e as tensões totais atuam conjuntamente sobre a estrutura do material. Neste contexto, surge a necessidade de desenvolver um modelo que incorpore a variável de sucção dentro das tensões aplicadas ao solo de forma unificada, em vez de tratá-la

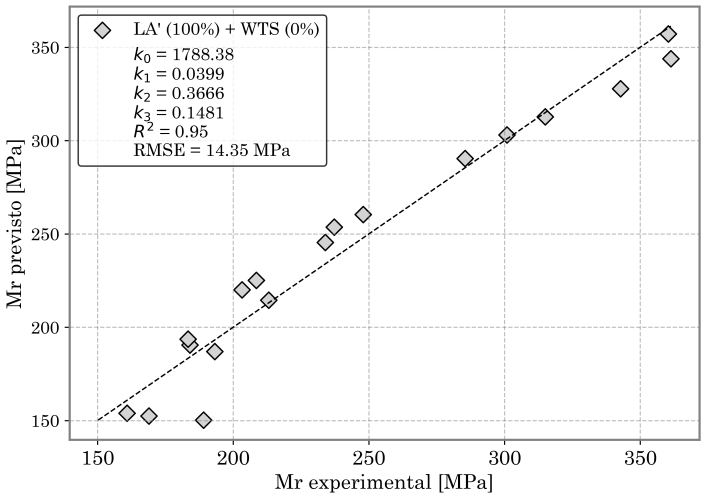


Figura 4.32: Validação do Modelo de Yao et al. (2018) – LA' (100%) + WTS (0%).

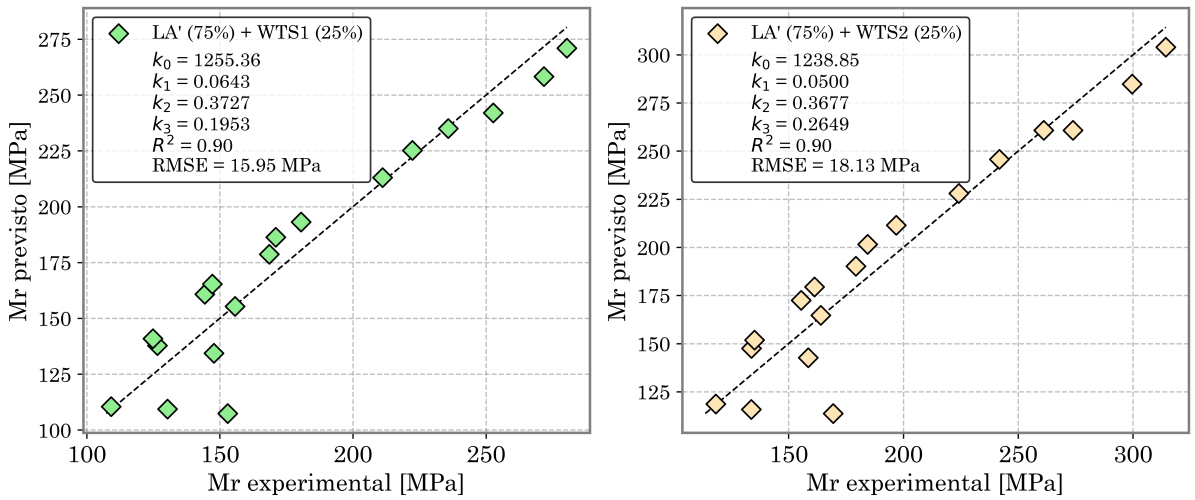


Figura 4.33: Validação do Modelo de Yao et al. (2018) – LA' (75%) + WTS (25%).

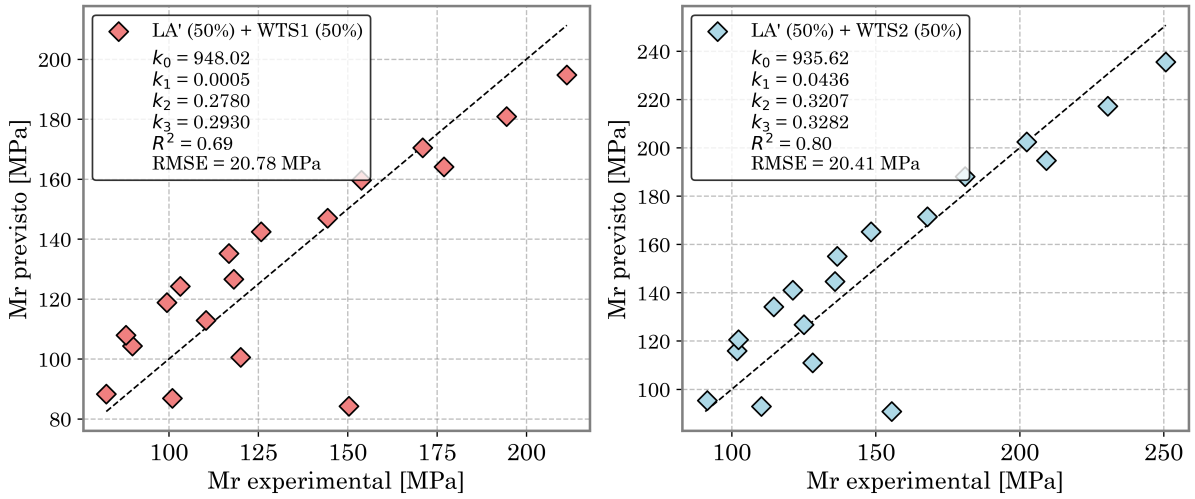


Figura 4.34: Validação do Modelo de Yao et al. (2018) – LA' (50%) + WTS (50%).

como um componente separado da tensão de confinamento. Coleman (1962) sugeriu o uso de variáveis de tensão "reduzidas" $(\sigma_1 - u_a)$, $(\sigma_3 - u_a)$ e $(u_a - u_w)$ para representar as tensões axial, confinante e intersticial, respectivamente, em ensaios triaxiais, formulando posteriormente as relações constitutivas para a variação volumétrica utilizando essas variáveis de tensão. Posteriormente, Bishop e Blight (1963) reavaliaram o uso da equação de tensão efetiva de valor único e estabeleceram que uma mudança na sucção matricial nem sempre resultava na mesma mudança na tensão efetiva.

O presente estudo propõe um novo modelo fundamentado na equação de tensão efetiva de Bishop (1959), $\sigma'_3 = \sigma_3 - u_a + \chi(u_a - u_w)$, onde χ representa o parâmetro relacionado ao grau de saturação, u_a a pressão na fase gasosa e de vapor, e u_w a pressão da água. Esta formulação permite combinar as tensões em uma única componente, superando as limitações conceituais e práticas no uso de equações de tensão efetiva de valor único para solos não saturados. Segundo Fredlund (1987), as dificuldades são principalmente de natureza conceitual, levando a um desvio da mecânica do contínuo clássica. O modelo proposto é expresso pela seguinte equação:

$$M_r = k_1 \cdot P_a \cdot \left(\frac{\sigma'_3}{P_a} + 1\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1\right)^{k_3} \tag{39}$$

Onde M_r é o módulo de resiliência, k_1, k_2 e k_3 são constantes experimentais obtidas a partir do ajuste do modelo aos resultados dos ensaios triaxiais dinamicos, e P_a é a pressão atmosférica de referência utilizada para normalizar as tensões. O termo σ'_3 representa a tensão efetiva de Bishop (1959), enquanto τ_{oct} corresponde à tensão octaédrica de

cisalhamento aplicada.

Na Figura 4.35, apresenta-se a modelagem bidimensional do módulo de resiliência em função da tensão confinante efetiva (σ'_3) para os quatro materiais principais que envolvem solo e lodo de ETA, juntamente com os dados experimentais e as curvas de ajuste obtidas.

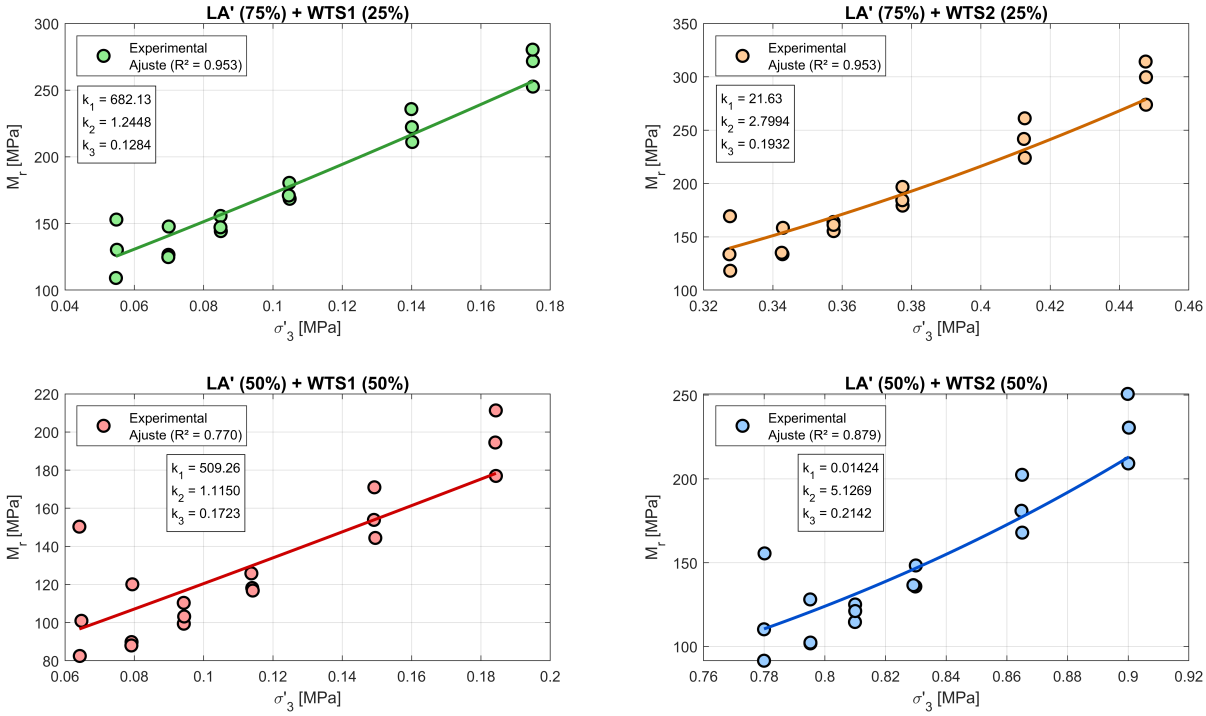


Figura 4.35: Modelo proposto baseado nas tensões efetivas de Bishop (1959)

A validação do modelo proposto foi realizada mediante a análise dos coeficientes de determinação (R^2) e do erro quadrático médio (RMSE), parâmetros estatísticos que permitem avaliar a qualidade do ajuste e a capacidade preditiva do modelo. Os valores de R^2 obtidos variaram entre 0,770 e 0,953, indicando um bom desempenho do modelo para o solo natural e todas as misturas solo-resíduo analisadas, considerando as complexidades inerentes ao comportamento mecânico de solos não saturados. Primeiramente, será apresentada a validação para o solo natural laterítico na Figura 4.36, seguida das Figuras 4.37 e 4.38 para as misturas solo-resíduos WTS1 e WTS2, respectivamente.

A Tabela 4.16 apresenta uma análise comparativa do desempenho do modelo proposto em relação aos modelos clássicos de Macêdo (1996) e Yao et al. (2018), com base nos coeficientes de determinação (R^2) obtidos para as cinco composições de materiais estudadas. O modelo proposto, fundamentado nas tensões efetivas de Bishop (1959),

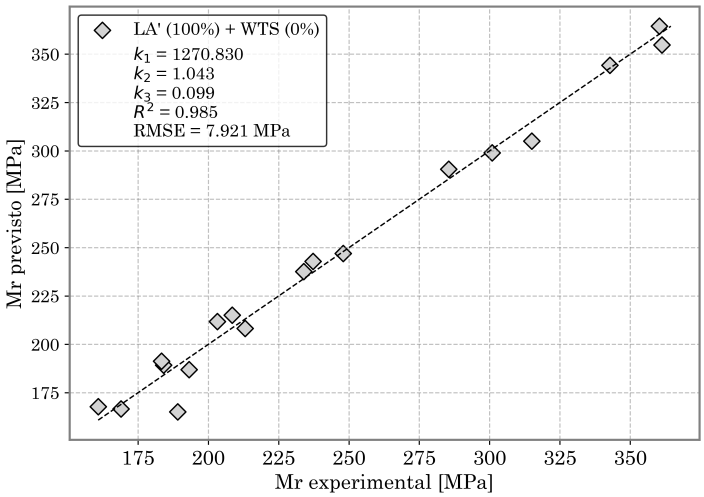


Figura 4.36: Validação do modelo proposto – LA' (100%) + WTS (0%).

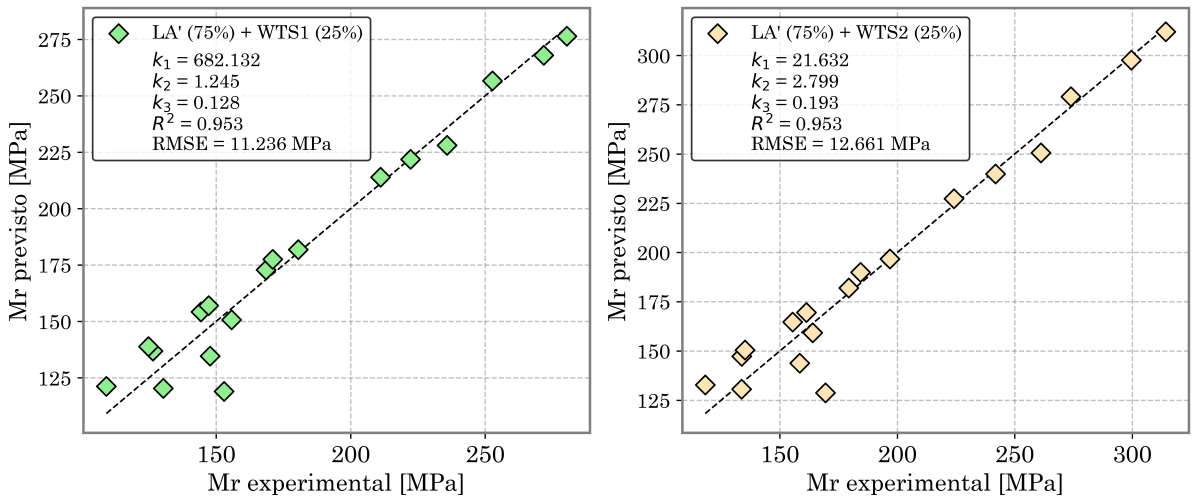


Figura 4.37: Validação do modelo proposto – LA' (75%) + WTS (25%).

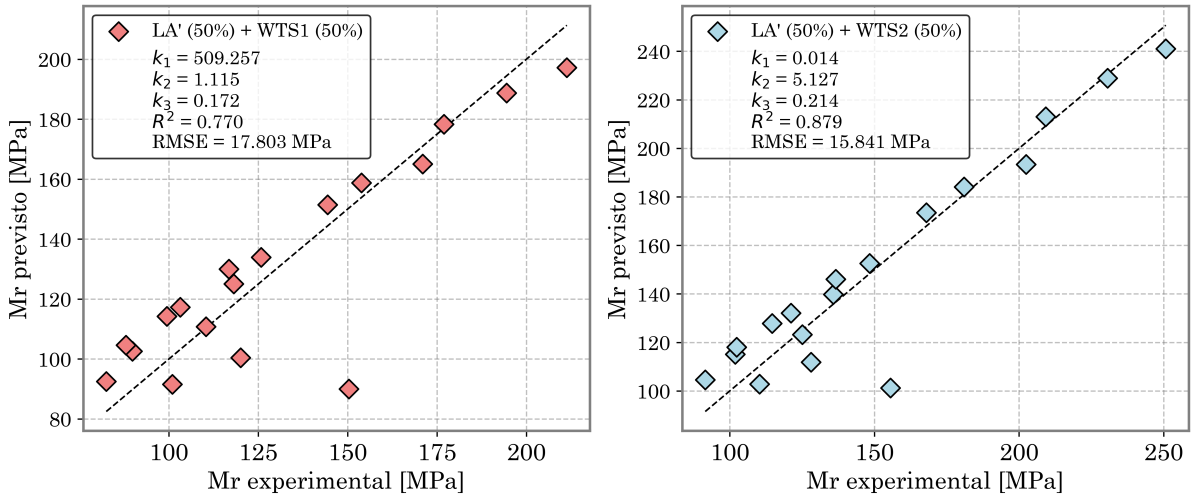


Figura 4.38: Validação do modelo proposto – LA' (50%) + WTS (50%).

demonstrou superioridade consistente em relação aos modelos anteriores, apresentando valores de R^2 maiores em todas as amostras analisadas. Os resultados demonstram que a incorporação da sucção matricial através das tensões efetivas, em vez de tratá-la como uma variável independente, proporciona uma representação mais acurada do comportamento mecânico resiliente de solos não saturados, especialmente em materiais com maior complexidade estrutural como as misturas solo-resíduo.

Tabela 4.16: Desempenho comparativo entre os modelos de M_r avaliados

Amostra	Macêdo (1996)	Yao et al. (2018)	Julca Lozano (2025)
LA' (100%) + WTS (0%)	0,94	0,95	0,99
LA' (75%) + WTS1 (25%)	0,89	0,91	0,95
LA' (75%) + WTS2 (25%)	0,88	0,90	0,95
LA' (50%) + WTS1 (50%)	0,65	0,69	0,77
LA' (50%) + WTS2 (50%)	0,76	0,80	0,88

Nota. Os valores de R^2 representam os coeficientes de determinação obtidos para cada modelo na predição do módulo de resiliência das diferentes misturas solo-resíduo.

4.3.7 Ensaios de deformações permanentes

A interpretação dos ensaios de deformação permanente baseia-se no modelo clássico proposto por Monismith (1975). Este modelo, amplamente adotado na prática da engenharia devido à sua simplicidade e eficácia, estabelece uma relação empírica entre a deformação

permanente acumulada e o número de ciclos de carregamento por meio de dois parâmetros experimentais, A e B, determinados via ajuste de regressão.

Entretanto, pesquisas mais recentes, como a desenvolvida por Guimarães (2009), oferecem uma abordagem mais representativa do comportamento real dos materiais. Este modelo incorpora o efeito do estado de tensões aplicado, proporcionando uma descrição mais completa do fenômeno de acumulação de deformações. A implementação do modelo de Guimarães (2009), contudo, exige uma extensa campanha experimental com múltiplas combinações de tensões para permitir um ajuste por regressão não linear múltipla. Considerando as limitações descritas, o presente estudo optou por analisar estados de tensões representativos de condições reais de campo, conforme reportado na literatura (Soliman e Shalaby, 2015; Wang et al., 2020).

A Figura 4.39 ilustra os resultados obtidos para as deformações permanentes acumuladas no material LA', juntamente com sua interpretação, ensaiado sob condições de energia intermediária. Verifica-se na referida figura que existe uma relação direta entre o incremento da relação de tensões principais e a redução da imprecisão do modelo. As Figuras 4.40 e 4.41 apresentam os resultados das deformações plásticas para as misturas de solo laterítico com 25% de lodo de ETA férrico e alumínico, respectivamente. Por sua vez, as Figuras 4.42 e 4.43 apresentam os resultados experimentais e a modelagem das deformações plásticas correspondentes às misturas com adições de 50% de WTS1 e WTS2.

Com base na aplicação da *teoria de shakedown* (Sharp & Booker, 1984) para explicar o comportamento elastoplástico sob carregamento cíclico dos materiais estudados, observa-se, na Figura 4.39, que, à medida que a razão σ_1/σ_3 aumenta de 2 para 4, a resposta do material evolui de um comportamento predominantemente elástico para um comportamento plástico, evidenciando-se, assim, a influência da razão entre tensões principais. Por outro lado, a Figura 4.40 (25% de LETA férrico) revela um comportamento mais elástico, exceto quando σ_1/σ_3 é igual a 4, caso em que se observa o início de um shakedown plástico a partir de 10^5 ciclos. No que se refere à incorporação de 25% de LETA alumínico (Figura 4.41), verificou-se um comportamento exclusivamente elástico para os três pares de tensões aplicados.

Para a incorporação de 25% de lodo no solo LA', a amostra LA' (50%) + WTS1 (50%) da Figura 4.42 apresentou-se como o material que melhor se ajusta ao modelo mencionado e cujo comportamento é exclusivamente elástico para as três relações de tensão σ_1/σ_3 aplicadas. A amostra com 50% de lodo de alumínio (Figura 4.43) foi a que

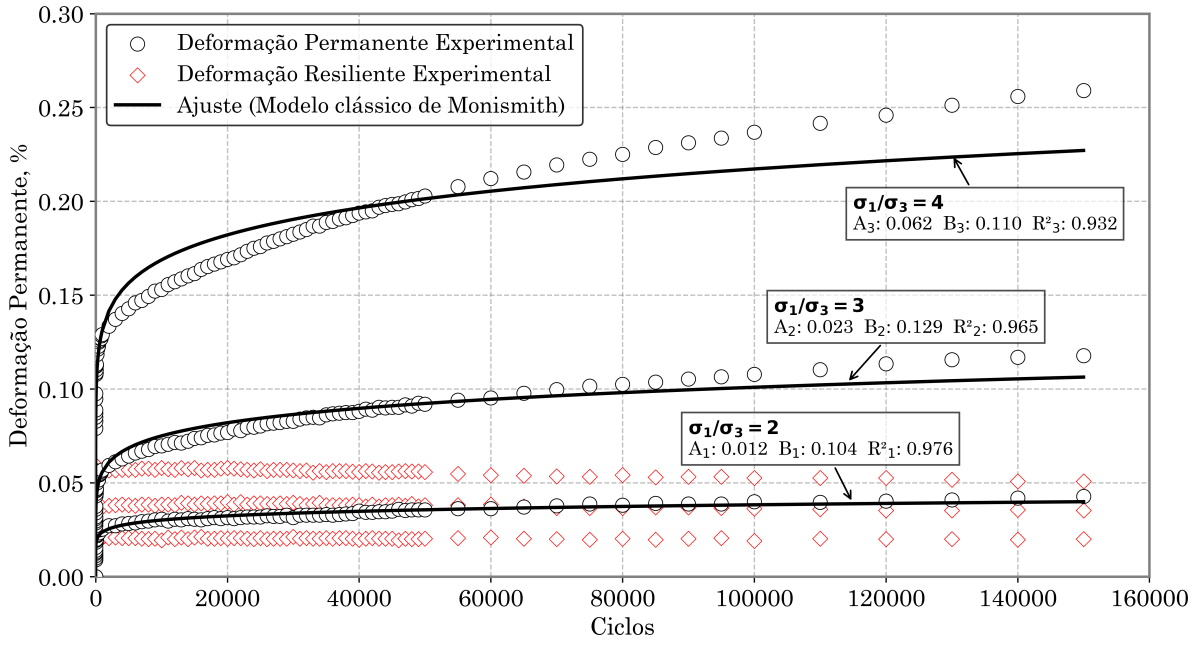


Figura 4.39: Interpretação das deformações permanentes (ε_p) – LA'.

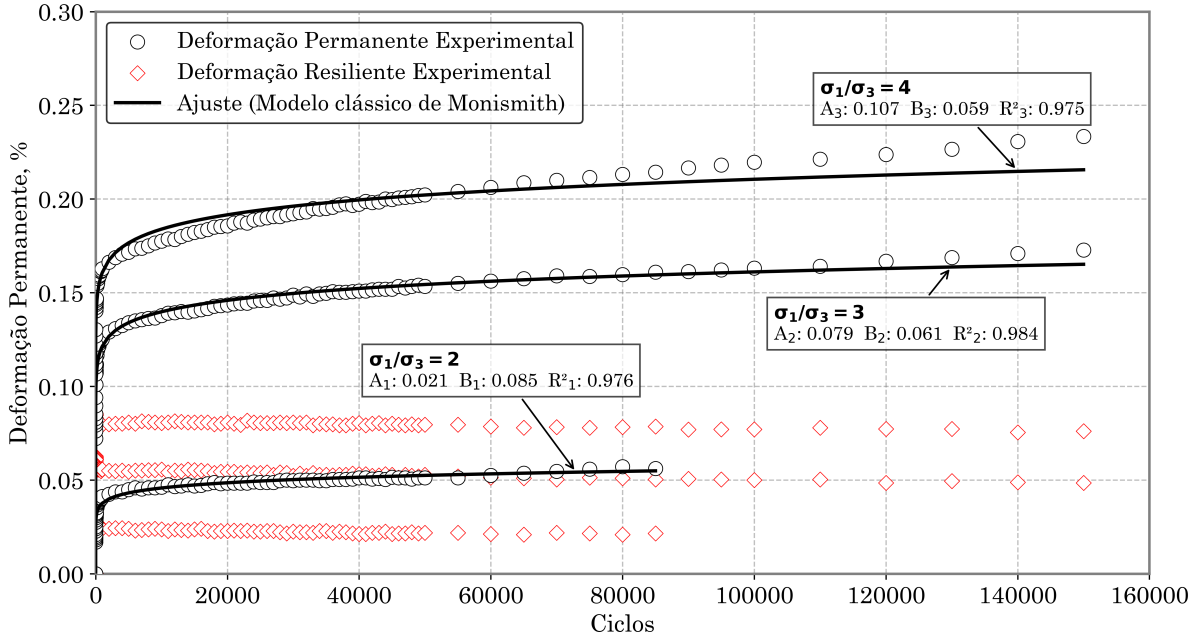


Figura 4.40: Interpretação das ε_p – LA' (75%) + WTS1 (25%).

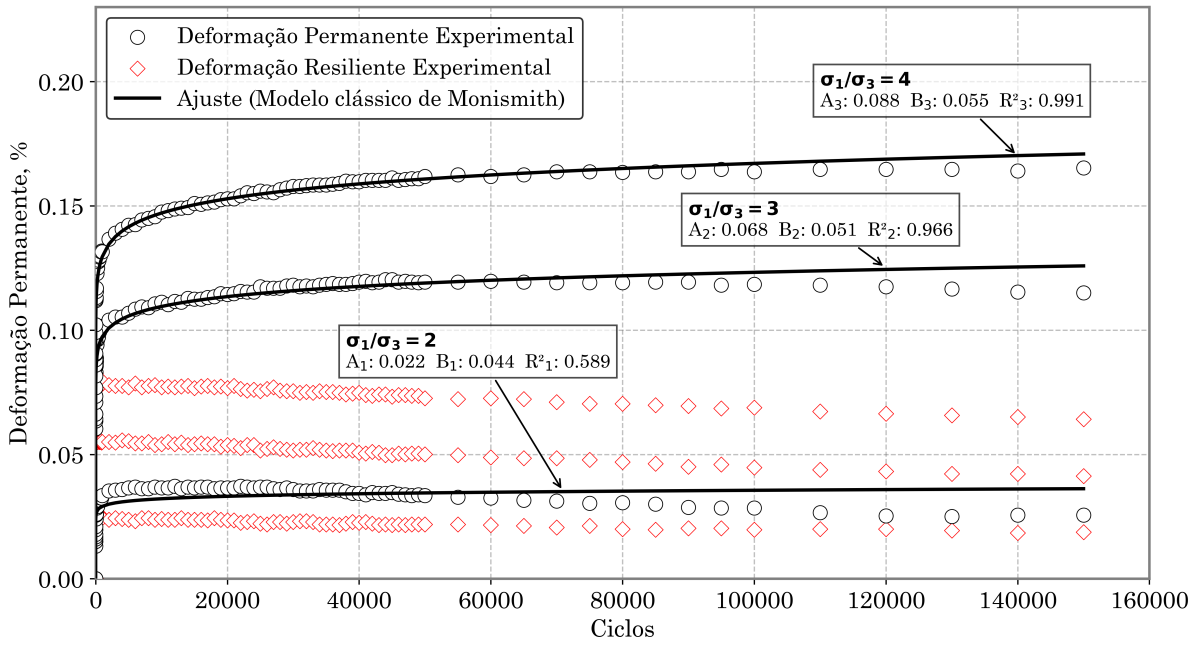


Figura 4.41: Interpretação das ε_p – LA' (75%) + WTS2 (25%).

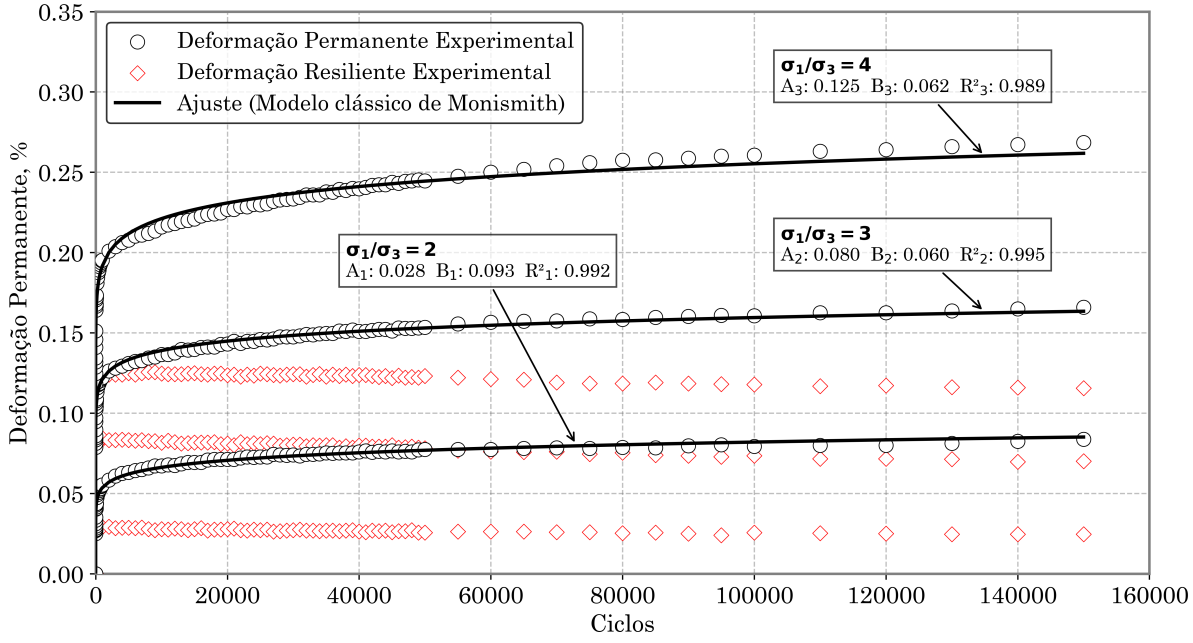


Figura 4.42: Interpretação das ε_p – LA' (50%) + WTS1 (50%).

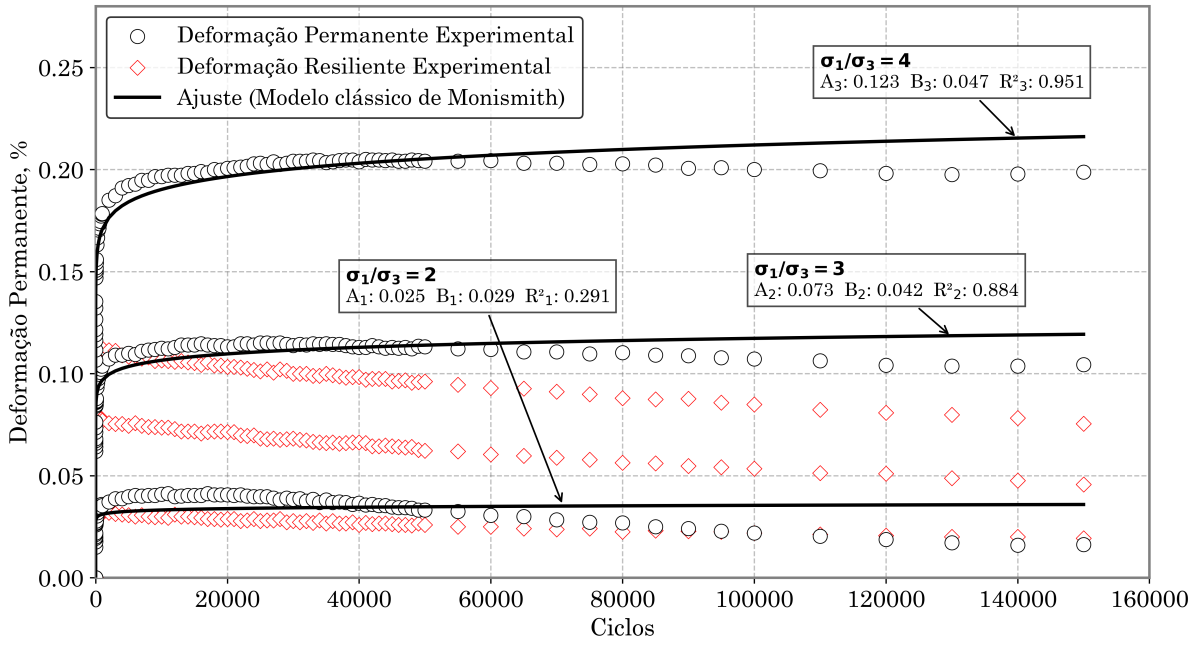


Figura 4.43: Interpretação das ε_p – LA' (50%) + WTS2 (50%).

apresentou melhor resposta elástica, e o material começou a recuperar-se ou a acumular acréscimos negativos de deformação após 6×10^4 ciclos. Este último resultado reflete a coerência do comportamento desse material quando comparado à resposta mecânica nos ensaios de módulo de resiliência e CBR não saturado.

Considerando-se que o afundamento em trilha de roda nos pavimentos flexíveis decorre da deformação permanente ocasionada pelo carregamento repetido dos veículos, a Tabela 4.17 apresenta uma análise elastoplástica concisa destinada a predizer a resposta do material. Esta análise, em particular, concentra-se exclusivamente no afundamento de natureza estrutural, em consonância com a metodologia proposta pela cidade de Lethbridge, Alberta, Canadá (White et al., 2002). Além disso, o escopo limita-se especificamente aos fenômenos de afundamento em trilha de roda na sub-base e na base (Simpson et al., 1995).

A Figura 4.44 é apresentada com a finalidade de explicar graficamente o comportamento elastoplástico dos materiais estudados sob carregamentos cíclicos. A Figura 4.44a ilustra que a inclinação da relação σ_1/σ_3 versus ε_p máx é constante até $\sigma_1/\sigma_3 = 3$. A partir dessa relação, o solo laterítico arenoso passa a experimentar uma inclinação mais acentuada ou deformações plásticas mais pronunciadas, o que sugere que a incorporação de lodos de ETA é benéfica para melhorar a resposta mecânica e transformar a resposta

Tabela 4.17: Análise elastoplástica dos materiais sob carregamento cíclico

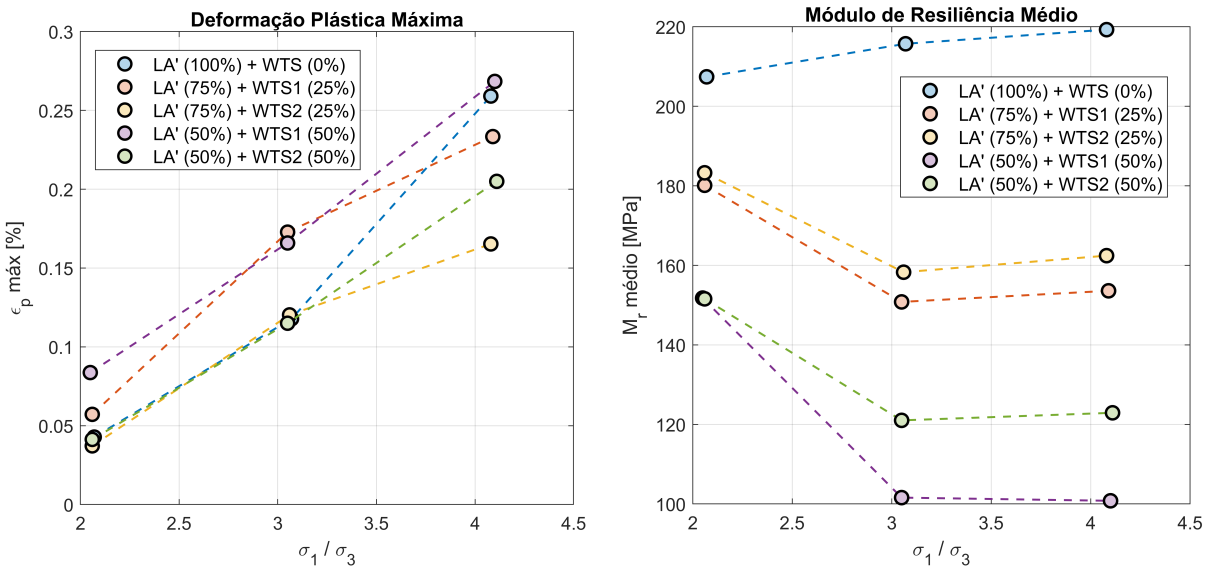
Amostra	σ_1/σ_3	ε_p máx [%]	M_r médio [MPa]	Tipo de resposta elastoplástica
LA' (100%) + WTS (0%)	2,07	0,0428	207,42	Shakedown elástico
	3,07	0,1178	215,73	Shakedown plástico
	4,08	0,2591	219,28	Shakedown plástico
LA' (75%) + WTS1 (25%)	2,06	0,0572	180,14	Shakedown elástico
	3,05	0,1728	150,81	Shakedown elástico
	4,09	0,2334	153,60	Shakedown plástico
LA' (75%) + WTS2 (25%)	2,06	0,0372	183,28	Shakedown elástico
	3,06	0,1203	158,28	Shakedown elástico
	4,08	0,1653	162,44	Shakedown elástico
LA' (50%) + WTS1 (50%)	2,05	0,0837	151,77	Shakedown elástico
	3,05	0,1659	101,59	Shakedown elástico
	4,10	0,2684	100,79	Shakedown elástico
LA' (50%) + WTS2 (50%)	2,06	0,0413	151,58	Shakedown elástico
	3,05	0,1150	121,02	Shakedown elástico
	4,11	0,2050	122,92	Shakedown elástico

Nota. σ_1/σ_3 representa a relação de tensões principais, ε_p máx a deformação plástica máxima acumulada, e M_r médio o módulo de resiliência médio. O tipo de resposta indica o comportamento do material segundo a teoria do shakedown: elástico (deformações estabilizam) ou plástico (deformações permanentes acumulam-se progressivamente).

plástica em resposta elástica para $\sigma_1/\sigma_3 > 3$. Por outro lado, o módulo de resiliência também foi avaliado em longo prazo (1.5×10^5 ciclos) via ensaios de deformações permanentes, e os resultados da Figura 4.44b ilustram que tal parâmetro permanece constante quando $\sigma_1/\sigma_3 > 3$.

4.4 Caracterização de Resistência e Deformabilidade

A caracterização da deformabilidade do material será realizada após a obtenção dos resultados dos ensaios triaxiais estáticos com instrumentação interna e dos ensaios de Bender Element. Esses ensaios são cruciais para a determinação de parâmetros de rigidez e amortecimento, essenciais para a modelagem do comportamento geotécnico em diferentes condições de carregamento (Fredlund et al., 2012).



(a) (b)

Figura 4.44: Análise elastoplástica e M_r a longo prazo.

4.4.1 Ensaios triaxial com instrumentação interna

Neste item, apresentam-se os resultados obtidos a partir de ensaios triaxiais não saturados controlados por umidade constante, focando na resistência e deformabilidade das amostras.

Os corpos de prova de solo laterítico natural compactado (Figura 4.45) apresentaram tensões desviadoras de 386,66 kPa, 519,93 kPa e 652,05 kPa para confinamentos crescentes, com deformações axiais na ruptura entre 1,32% e 2,16%. O solo laterítico puro exibiu a menor resistência ao cisalhamento dentre todas as misturas avaliadas.

As composições com 25% de lodo (Figura 4.46) apresentaram resistências intermediárias entre o solo natural e as misturas com incorporação de 50%. Os conjuntos LA' (75%) + WTS1 (25%) registraram 622,74 kPa, 803,71 kPa e 1018.78 kPa, enquanto as amostras LA' (75%) + WTS2 (25%) alcançaram 566,22 kPa, 863,65 kPa e 1048,06 kPa, com deformações axiais na ruptura variando entre 1,26% e 1,85%. A análise comparativa revela que a adição de 25% de lodo já proporciona ganhos de resistência de aproximadamente 57% em relação ao solo laterítico puro. A similaridade nos níveis de deformação entre todas as misturas indica que o comportamento tensão-deformação se mantém governado pela matriz laterítica compactada, com o lodo atuando como agente físico-químico que intensifica as ligações interpartículas sem alterar significativamente a

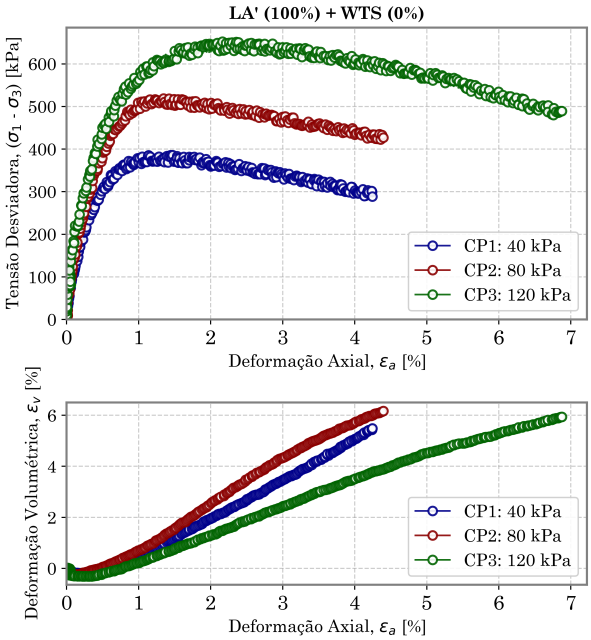


Figura 4.45: Curvas tensão-deformação – LA' (100%) + WTS (0%).

rigidez inicial.

A incorporação de 50% de lodo de ETA ao solo laterítico (Figura 4.47) resultou em incremento significativo da resistência mecânica para ambas as fontes de resíduo. As misturas LA' (50%) + WTS1 (50%) atingiram tensões desviadoras de 720,21 kPa, 931,19 kPa e 1076,61 kPa, enquanto as misturas LA' (50%) + WTS2 (50%) apresentaram 765,84 kPa, 880,12 kPa e 1298,08 kPa, representando acréscimos de até 92% em relação ao solo natural. As deformações na ruptura permaneceram concentradas entre 1,23% e 2,08%, demonstrando comportamento frágil-dúctil com transição rápida para o estado plástico. Este comportamento sugere que os minerais presentes no lodo promovem cimentação adicional entre partículas, aumentando a coesão aparente e o ângulo de atrito interno das misturas compactadas sob condições drenadas não saturadas. Além disso, o tratamento térmico a 600 °C tornou os materiais mais resistentes, e a desagregação mecânica gerou partículas subangulares, aprimorando a granulometria do solo e, consequentemente, o seu comportamento mecânico.

A análise dos resultados de resistência e deformabilidade da amostra LA' (100%) + WTS (0%), que apresentou tensões desviadoras máximas entre 386,66 kPa e 652,05 kPa e reduzidas deformações axiais de ruptura (1,32% a 2,16%), é plenamente consistente com as observações de Fernandes (2022). Essa combinação de alta resistência e

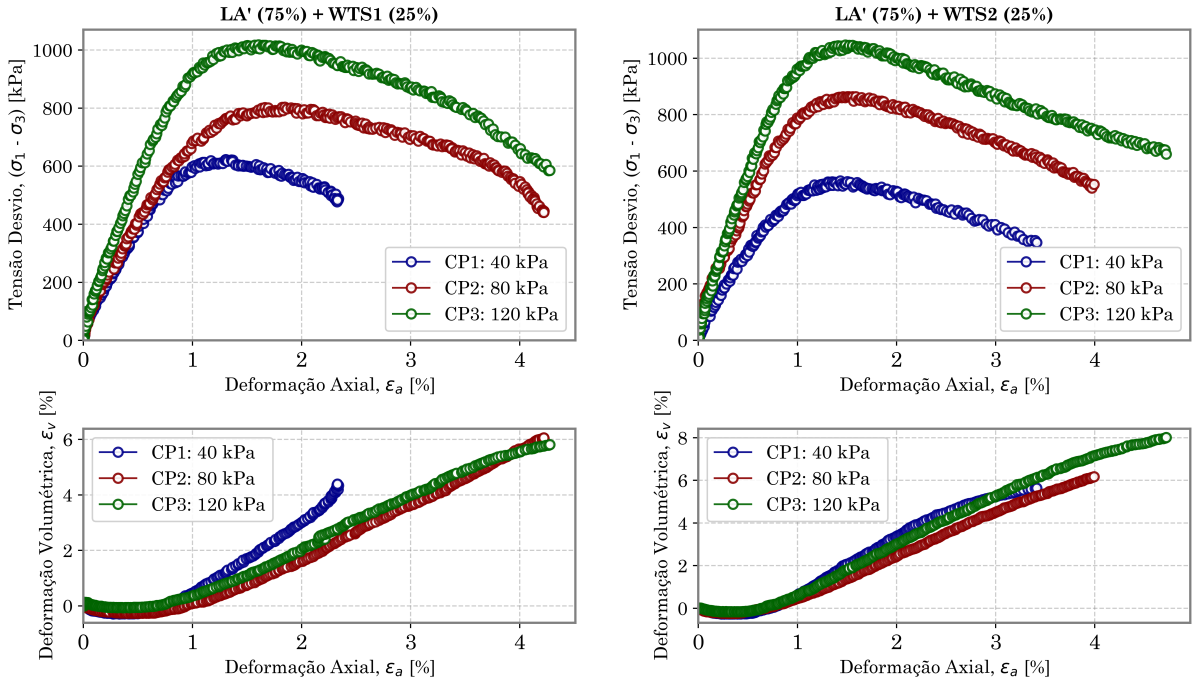


Figura 4.46: Curvas tensão-deformação – LA' (75%) + WTS (25%).

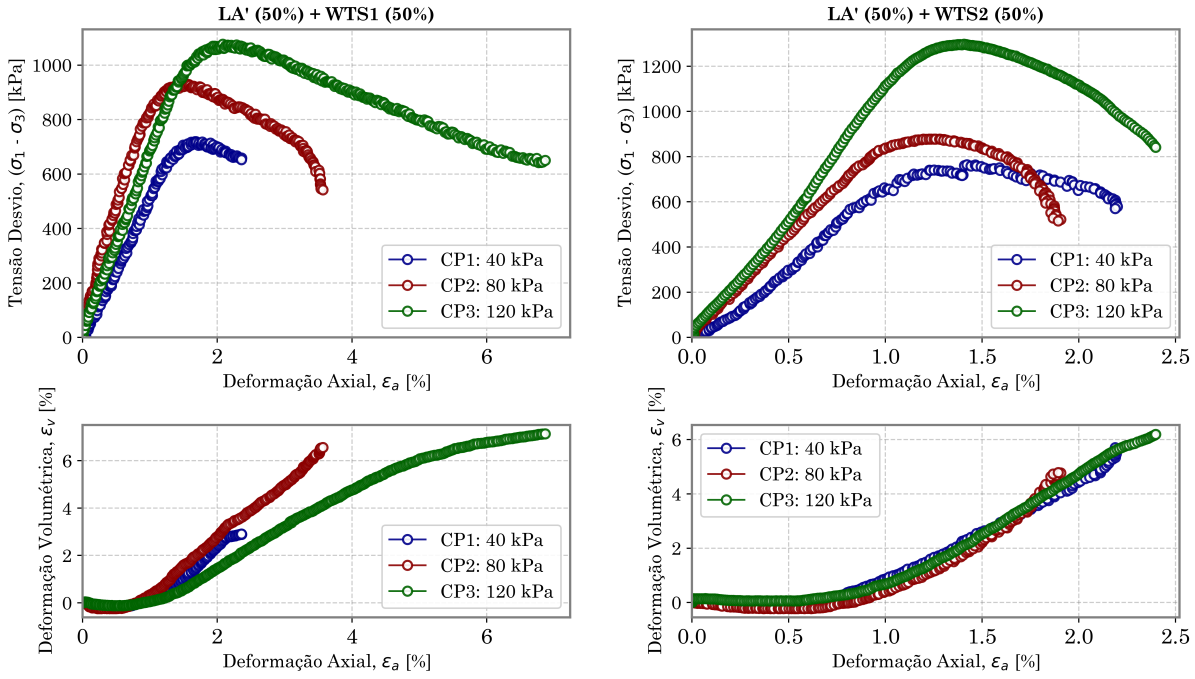


Figura 4.47: Curvas tensão-deformação – LA' (50%) + WTS (50%).

comportamento frágil é típica de solos lateríticos tropicais, nos quais ensaios triaxiais não saturados com sucção controlada registraram tensões desviadoras máximas entre aproximadamente 100 kPa e mais de 600 kPa para sucções de 50 a 200 kPa, evidenciando a expressiva influência da sucção na coesão aparente e no ângulo de atrito desses materiais. A baixa deformabilidade observada decorre da estrutura rígida e cimentada do solo. As maiores tensões desviadoras obtidas neste estudo devem-se ao fato de que os materiais aqui avaliados foram compactados, enquanto Fernandes (2022) investigou solos indeformados.

As Figuras 4.48, 4.49 e 4.50 (representando o solo laterítico natural compactado e as amostras com incorporação de 25% e 50% de lodo de ETA, respectivamente) apresentam as envoltórias de resistência de Mohr Coulomb obtidas para os materiais estudados.

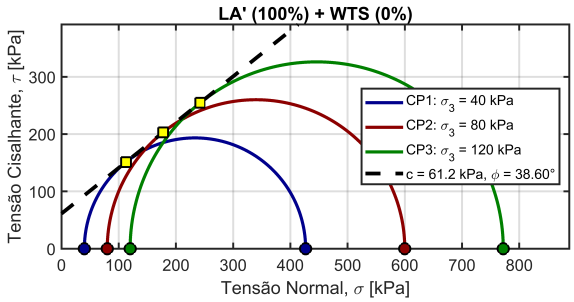


Figura 4.48: Envoltórias de resistência – LA' (100%) + WTS (0%).

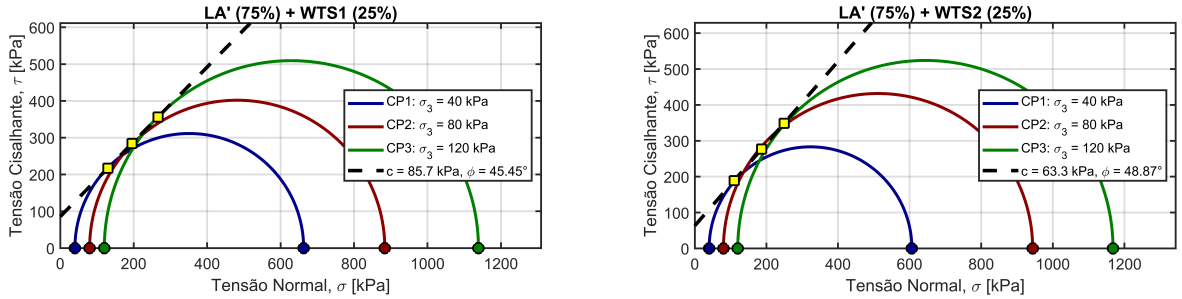


Figura 4.49: Envoltórias de resistência – LA' (75%) + WTS (25%).

Os resultados obtidos da degradação dos módulos de elasticidade (E) e cisalhamento (G) foram determinados a partir de ensaios triaxiais destrutivos com instrumentação interna. As seguintes figuras ilustram a variação dos módulos de deformabilidade sob cisalhamento. Tais curvas de degradação são essenciais para caracterizar a deformabilidade dos solos e quantificar a deterioração da rigidez do material com o aumento do nível

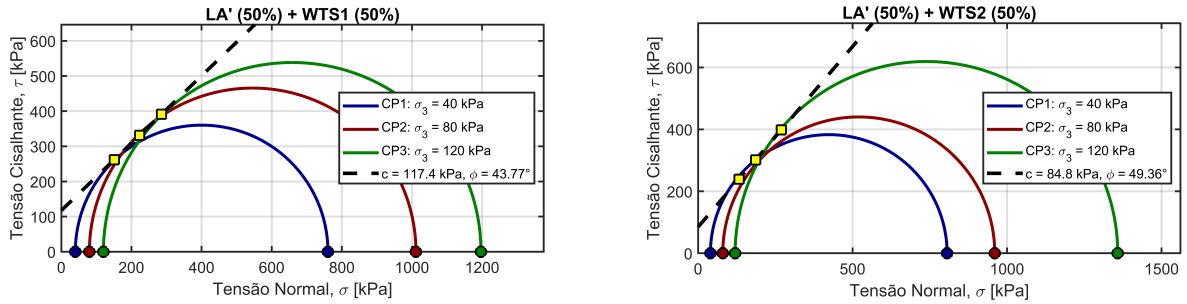


Figura 4.50: Envoltórias de resistência – LA' (50%) + WTS (50%).

de deformação. O comportamento mecânico evidenciado pelos corpos de prova, com alta resistência e baixa deformabilidade na ruptura (deformações axiais situadas entre 1,26% e 2,16%), denota uma natureza frágil, esperada em solos lateríticos devido à sua microestrutura cimentada e rígida. A avaliação da rigidez em solos não saturados, cuja ruptura ocorre tipicamente em regimes de pequenas e médias deformações, é um foco de pesquisa relevante (Fredlund & Rahardjo, 1993; Georgetti, 2014), pois o efeito da sucção e da estrutura cimentada governa a resposta desses materiais. Além disso, tal fenômeno exige modelos constitutivos capazes de capturar o escalonamento contínuo da rigidez, desde o estado de pequena deformação até a ruptura, uma necessidade amplamente discutida nos trabalhos de Atkinson (2000), que enfatiza a não linearidade na rotina de projetos, e Dong et al. (2018), que propõe o escalonamento do módulo de cisalhamento em solos com saturação variável, sendo ambos cruciais para a correta predição da rigidez e resposta dinâmica.

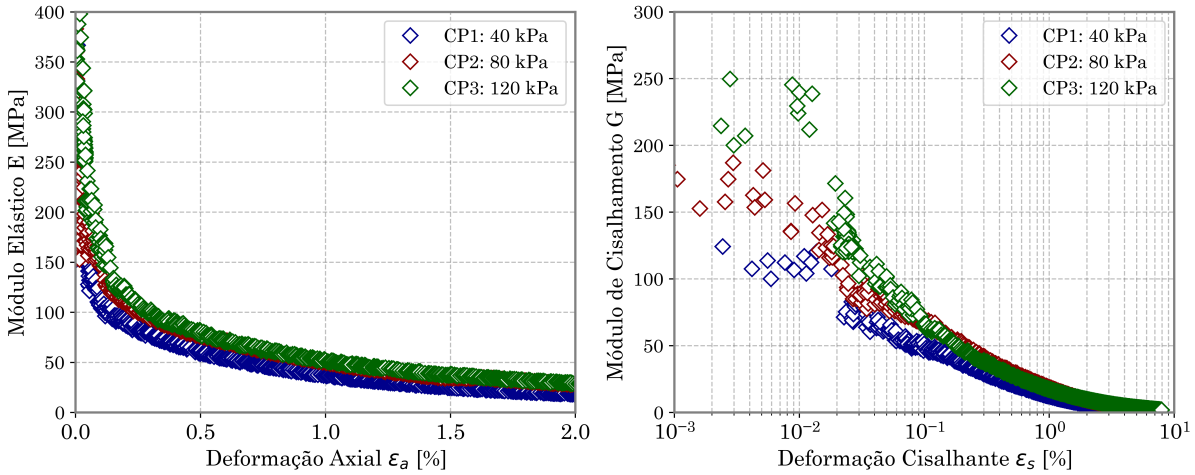


Figura 4.51: Degradação do módulo E e G – LA' (100%) + WTS (0%).

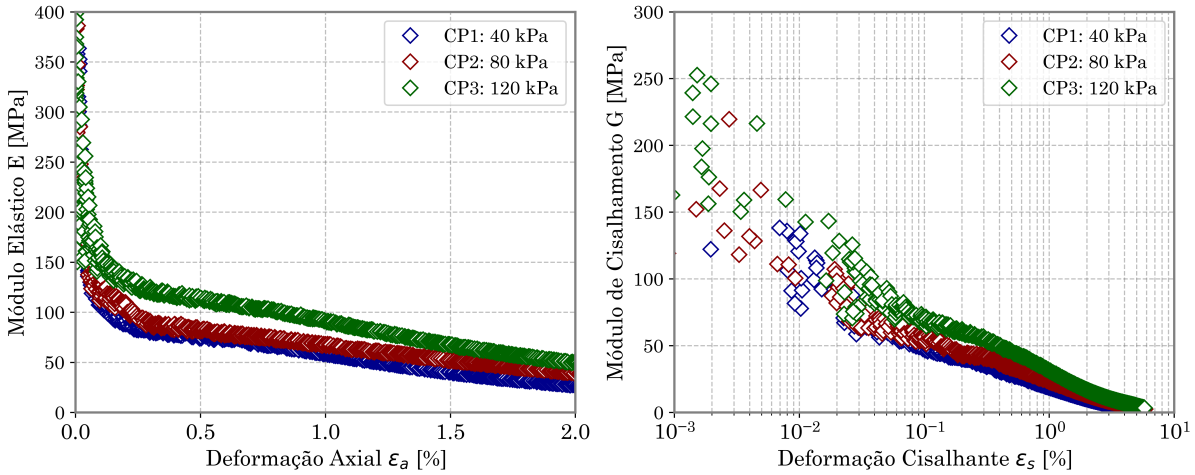


Figura 4.52: Degradação do módulo E e G – LA' (75%) + WTS1 (25%).

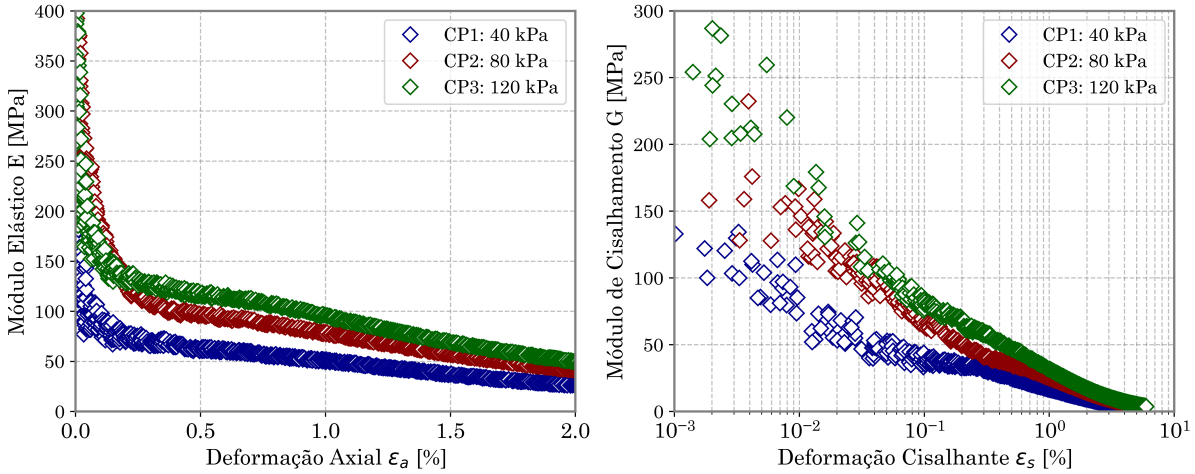


Figura 4.53: Degradação do módulo E e G – LA' (75%) + WTS2 (25%).

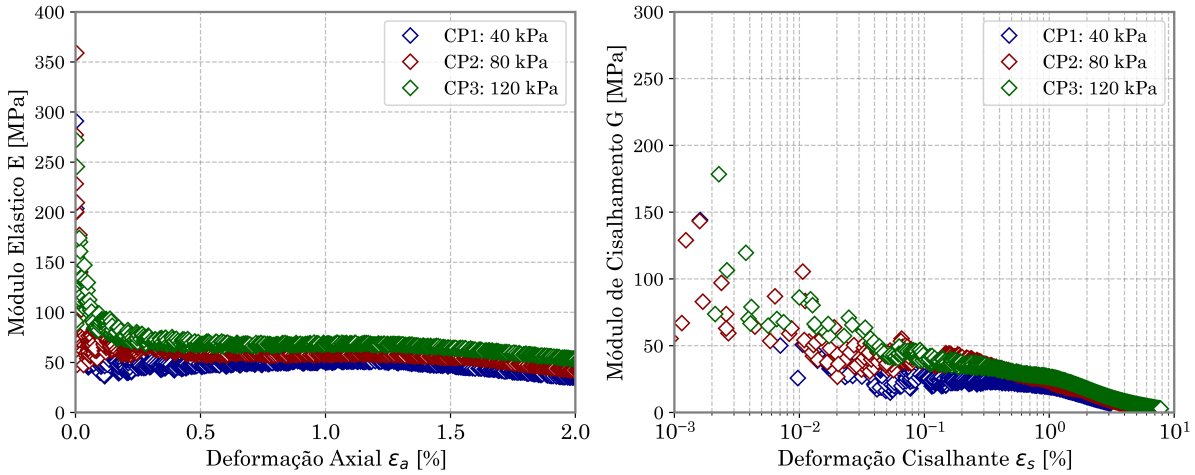


Figura 4.54: Degradação do módulo E e G – LA' (50%) + WTS1 (50%).

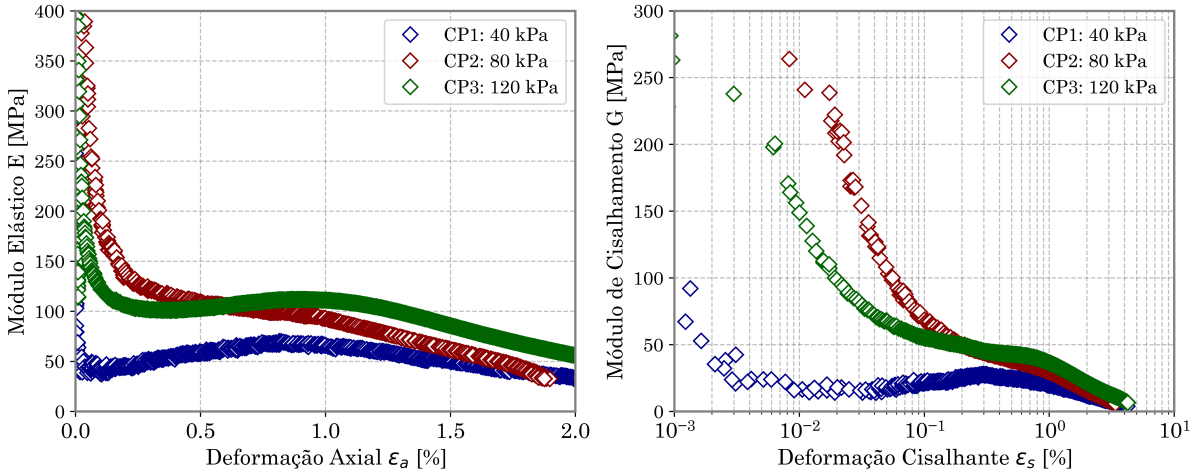


Figura 4.55: Degradação do módulo E e G – LA' (50%) + WTS2 (50%).

A seguir, na Tabela 4.18, apresenta-se o resumo dos ensaios triaxiais conduzidos em condições drenadas e com teor de umidade constante, incluindo os principais parâmetros obtidos: a tensão confinante aplicada, a tensão desvio máxima, a deformação axial na ruptura, os teores de umidade inicial e final, a sucção matricial estimada a partir do teor de umidade médio e os parâmetros de resistência definidos segundo o critério de Mohr–Coulomb. Ressalta-se que o valor de sucção matricial foi estimado mediante extrapolação, tomando-se como referência o teor de umidade correspondente a cada CP e empregando-se funções de interpolação linear (*interp1d*, da biblioteca *scipy*) ajustadas às curvas de retenção de água no solo.

Tabela 4.18: Resultados de ensaios triaxiais das misturas estudadas

Amostra	σ_3 [kPa]	$\sigma_{d,\max}$ [kPa]	$\varepsilon_{a,\text{rup}}$ [%]	w_0 [%]	w_f [%]	$(u_a - u_w)_e$ [kPa]	c [kPa]	ϕ [°]
LA' (100%) + WTS (0%)	40	386,66	1,32	9,3	8,8	7,34	61,2	38,6
	80	519,93	1,43	9,7	9,0	7,03		
	120	652,05	2,16	9,6	9,2	7,03		
LA' (75%) + WTS1 (25%)	40	622,74	1,26	14,4	13,5	62,37	85,7	45,5
	80	803,71	1,85	13,6	13,5	79,35		
	120	1018,78	1,63	14,0	13,3	74,54		
LA' (75%) + WTS2 (25%)	40	566,22	1,44	18,1	16,8	448,56	63,3	48,9
	80	863,65	1,55	18,7	17,8	334,07		
	120	1048,06	1,55	18,7	18,2	269,34		
LA' (50%) + WTS1 (50%)	40	720,21	1,69	21,3	20,8	44,77	117,4	43,8
	80	931,19	1,47	21,3	20,8	44,77		
	120	1076,61	2,08	21,1	20,6	49,51		
LA' (50%) + WTS2 (50%)	40	765,84	1,42	28,4	26,1	1212,29	84,8	49,4
	80	880,12	1,23	28,4	27,4	1110,73		
	120	1298,08	1,41	28,3	27,4	1110,73		

Nota. σ_3 representa a tensão confinante aplicada; $\sigma_{d,\max}$ é a tensão desvio máxima; $\varepsilon_{a,\text{rup}}$ é a deformação axial na ruptura; w_0 e w_f são os teores de umidade inicial e final; $(u_a - u_w)_e$ é a sucção matricial estimada no teor de umidade médio; c e ϕ são os parâmetros de resistência obtidos pelo critério de Mohr–Coulomb.

4.4.2 Ensaios Bender elements

Foram realizadas mais de 270 corridas de ensaios com bender elements (BE) com a finalidade de analisar a linearidade existente entre o efeito de campo próximo (near-field effect, R_d) e a frequência (f), variando ambos os valores para obter os tempos de propagação

da onda S (t_s) mais adequados. Esta abordagem sistemática visa minimizar o efeito de campo próximo, que constitui uma das principais fontes de incerteza na interpretação dos ensaios com BE.

No método do domínio do tempo (TD) aplicado foram identificados os pontos característicos nas formas de onda de entrada e saída, sendo que a diferença de tempo entre eles corresponde ao tempo de propagação da onda S (Fernandes, 2022; Fernández-Lavín et al., 2024). No entanto, diversos fatores influenciam a escolha correta destes pontos característicos, incluindo reflexões nas extremidades da amostra, características da amostra ensaiada e, particularmente, o efeito de campo próximo. Portanto, a análise criteriosa do parâmetro R_d em função da frequência permitiu a seleção dos valores de t_s mais representativos do comportamento dinâmico do solo.

As Figuras 4.56, 4.57, 4.58, 4.59 e 4.60 ilustram a análise linear para as cinco amostras principais deste estudo realizadas em diferentes tensões de confinamento efetivas para cada CP.

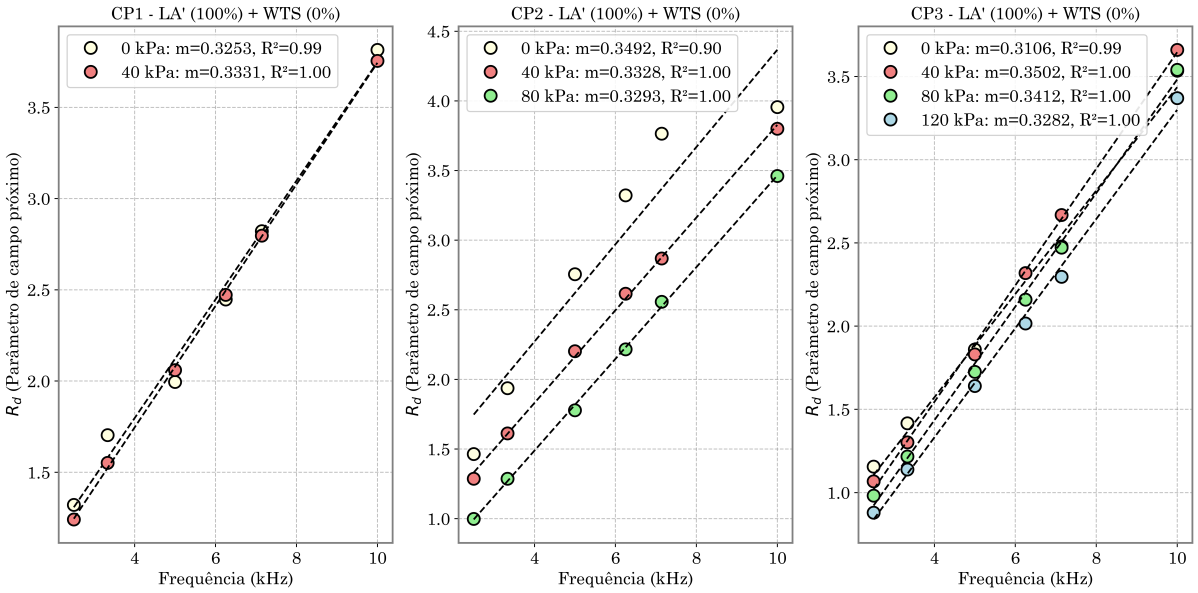


Figura 4.56: Determinação do t_s – LA' (100%) + WTS (0%).

Como pôde-se observar, nem sempre é possível obter uma relação linear com excelente coeficiente de determinação e em várias amostras verificou-se que quanto mais baixa era a frequência, maior era a distorção em relação à linearidade. Quanto ao solo laterítico compactado, foram obtidos valores de G_0 similares aos resultados obtidos por Fernandes (2022) aplicados ao mesmo solo em estado natural, esta similaridade se cons-

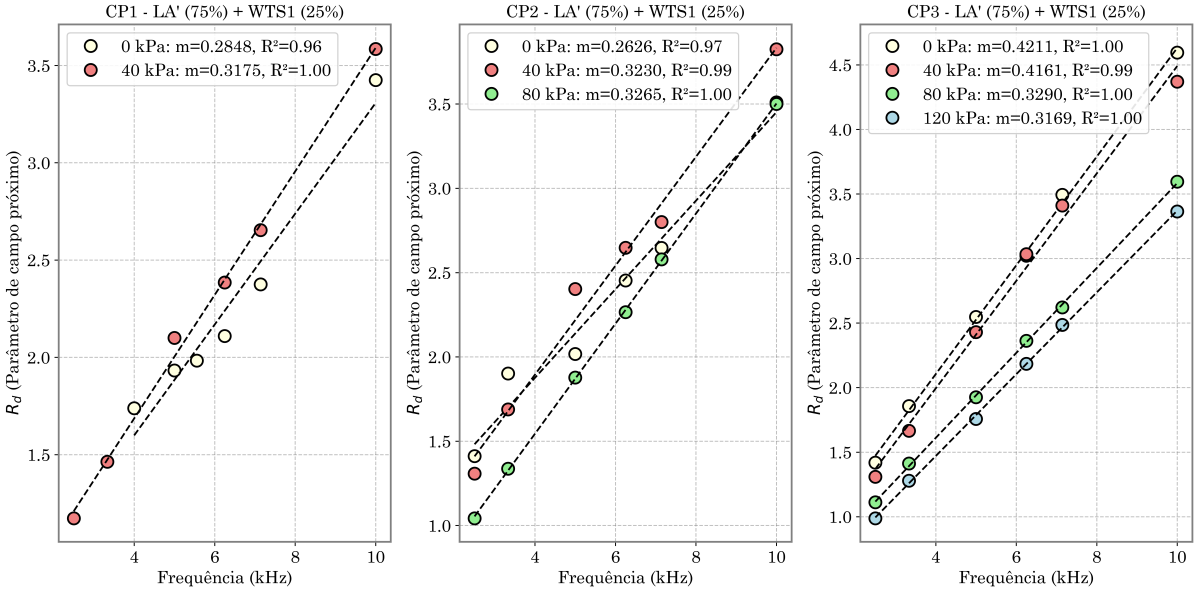


Figura 4.57: Determinação do t_s – LA' (75%) + WTS1 (25%).

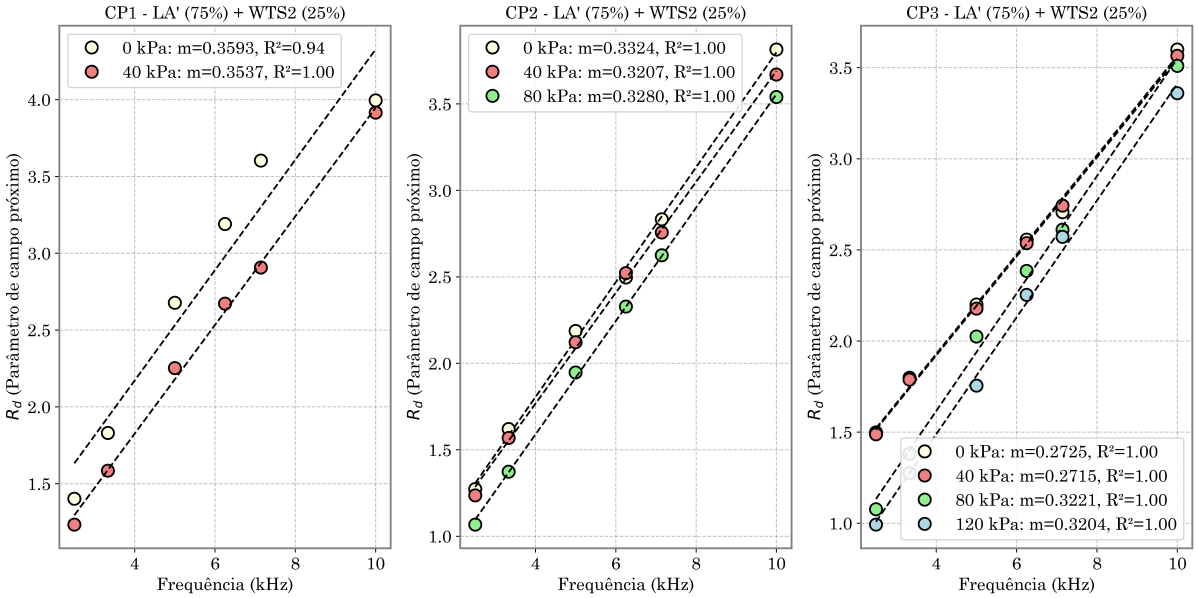


Figura 4.58: Determinação do t_s – LA' (75%) + WTS2 (25%).

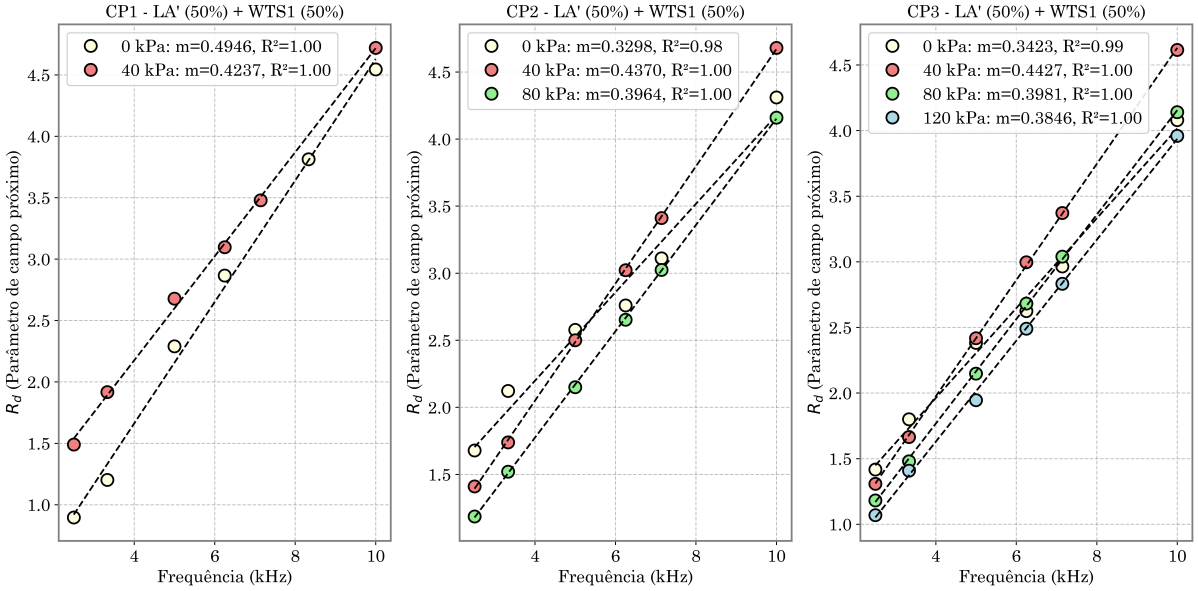


Figura 4.59: Determinação do t_s – LA' (50%) + WTS1 (50%).

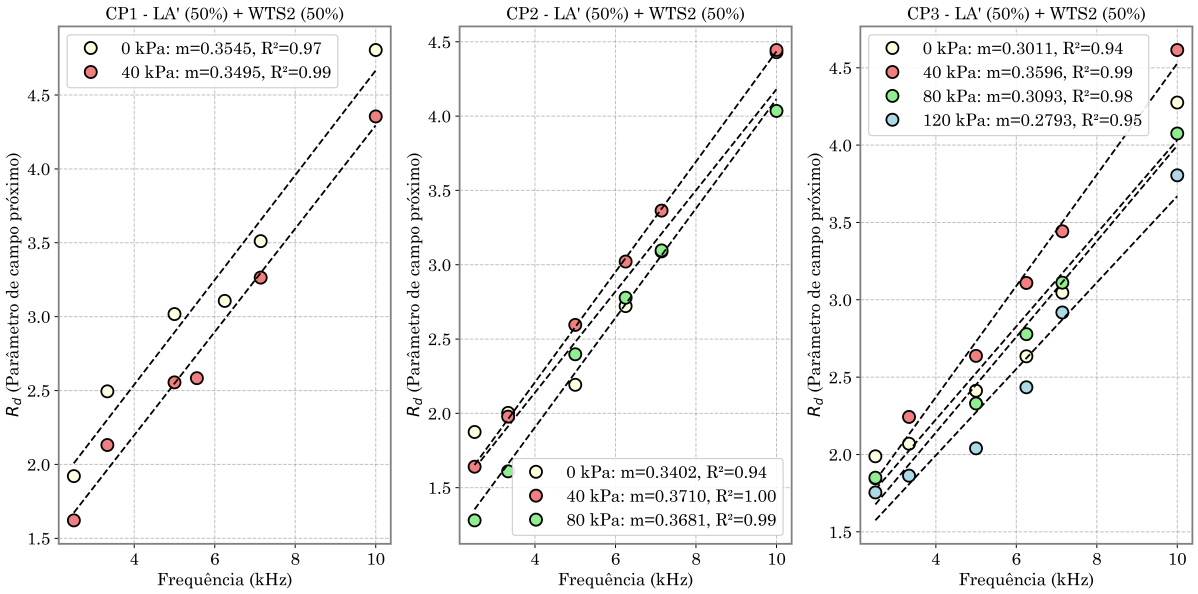


Figura 4.60: Determinação do t_s – LA' (50%) + WTS2 (50%).

tata com as amostras de profundidade maior que 7,00 m, o que poderia relacionar-se com o estado compactado neste estudo. Esta investigação experimental é a primeira a nível internacional em determinar a caracterização de deformabilidade de lodos de ETA incorporados em solo arenoso laterítico, pelo que não é possível realizar comparações. No entanto, as curvas de degradação de módulo G e os diferentes valores de G_0 permitiram validar os resultados.

Como já explicado, o efeito de campo próximo (near-field effect – NFE) é reconhecido como uma fonte fundamental de erro que afeta significativamente os sinais de saída em ensaios de BE. A intensidade da interferência causada pelo NFE é influenciada por vários fatores, incluindo a geometria do corpo de prova (Arroyo et al., 2006), o grau de saturação (Yamashita et al., 2009), o tipo de solo (Khan et al., 2019) e as características dos próprios elementos bender (Leong et al., 2005). Para mitigar o NFE, foram aplicadas as recomendações da literatura, em que o quociente entre o comprimento de percurso da onda (d) e o comprimento de onda (λ, onde $\lambda = V_s/f$) é mantido na faixa de 1 a 5 (Sanchez-Salinero et al., 1986; Pennington et al., 2001; Wang et al., 2007). Outros métodos interessantes para mitigar o NFE são o Método da Inflexão da Onda (Wave Inflection Method) que demonstrou capacidade para avaliar o t_s de forma não ambígua (Fernández-Lavín et al., 2024). A variabilidade de V_s devido às variáveis descritas pode ser visualizada na Figura 4.61. Além disso, neste trabalho destaca-se que outro fator importante nos ensaios de BE para solos não saturados é o nível de confinamento efetivo.

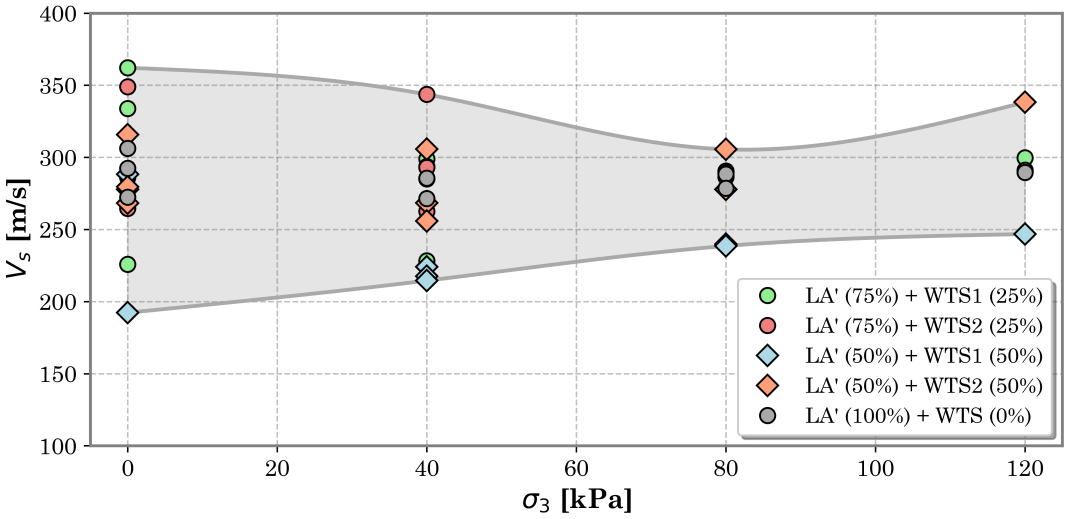


Figura 4.61: Variabilidade da velocidade cisalhamente devido à tensão confinante.

As Tabelas 4.19, 4.20 e 4.21 apresentam os resultados da velocidade de propagação de ondas cisalhantes (Vs) e do módulo de cisalhamento máximo (G_0) para o solo natural, para a mistura solo-LETA com 25% de incorporação e para a mistura com 50% de resíduo, respectivamente.

As Figuras 4.62, 4.63 e 4.64 ilustram a degradação do módulo de cisalhamento G, incluindo os valores do módulo de cisalhamento máximo G_0 determinados experimentalmente por meio de ensaios com elementos piezelétricos do tipo BE.

Tabela 4.19: Resultados de ensaios BE – LA' (100%) + WTS (0%)

σ_3	LA' (100%) + WTS (100%)	
[kPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]
0	292,3	188,7
40	285,1	189,6
0	272,3	165,6
40	285,5	192,4
80	288,5	208,8
0	306,1	207,0
40	271,4	171,3
80	278,5	188,6
120	289,5	220,6

Nota. σ_3 é a tensão confinante; V_s é a velocidade da onda S; G_0 é o módulo de cisalhamento máximo.

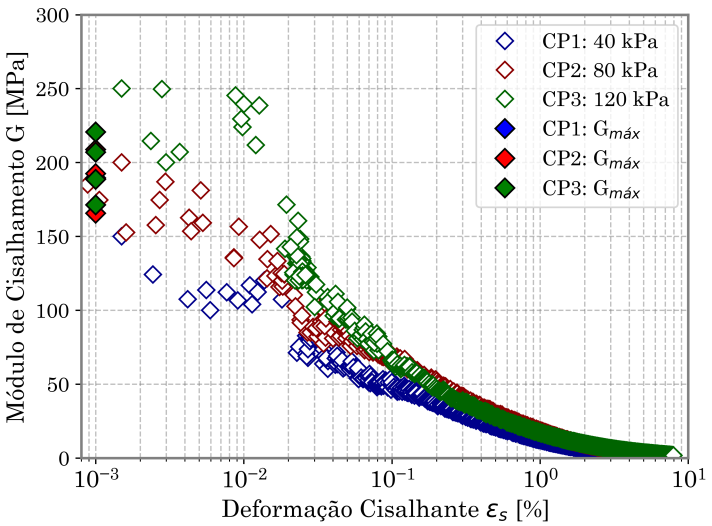


Figura 4.62: Módulo G e Bender Elements – LA' (100%) + WTS (0%).

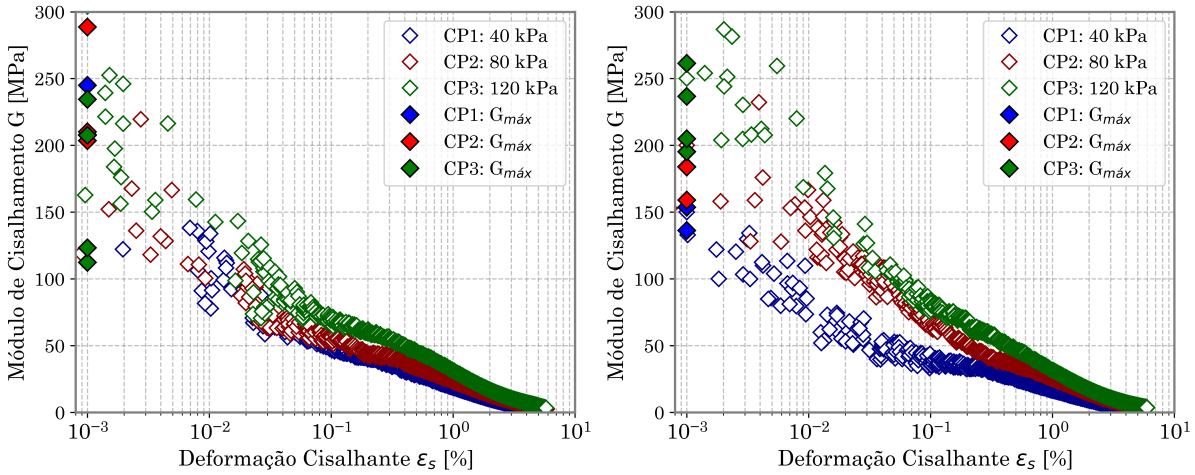


Figura 4.63: Módulo G e Bender Elements – LA' (75%) + WTS (25%).

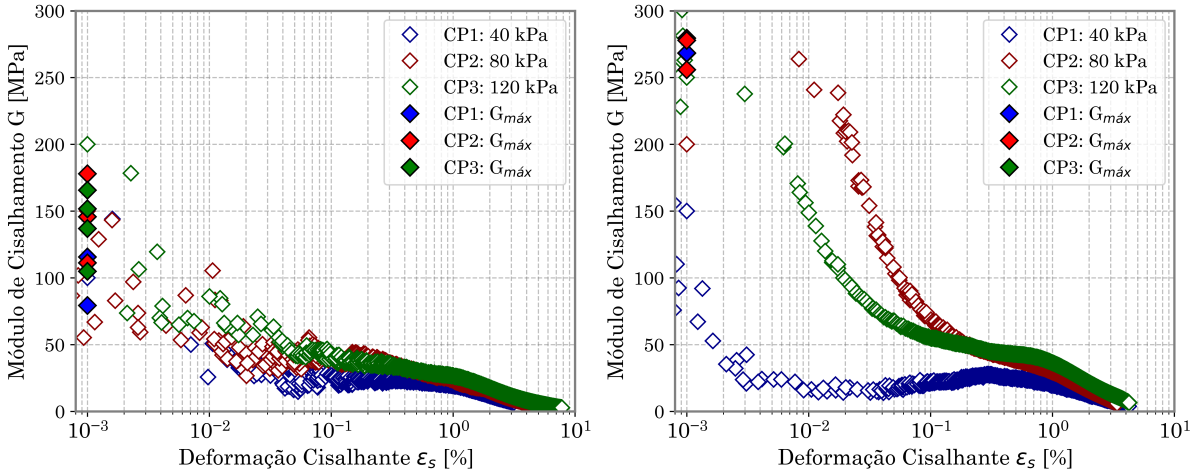


Figura 4.64: Módulo G e Bender Elements – LA' (50%) + WTS (50%).

Tabela 4.20: Resultados de ensaios BE – LA' (75%) + WTS (25%)

σ_3	LA' (75%) + WTS1 (25%)		LA' (75%) + WTS2 (25%)	
[kPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]
0	333,9	244,9	264,7	136,2
40	299,0	208,0	262,5	153,6
0	362,1	288,6	286,1	159,1
40	293,6	203,5	293,0	184,0
80	290,5	210,1	286,4	183,7
0	225,8	112,4	349,0	236,7
40	228,3	123,2	343,6	261,4
80	288,6	207,5	289,6	195,2
120	299,6	234,4	291,1	204,9

Nota. σ_3 é a tensão confinante; V_s é a velocidade da onda S; G_0 é o módulo de cisalhamento máximo.

4.5 Caracterização Química

A caracterização dos materiais geotécnicos demanda avançar para além dos ensaios convencionais. O teor de matéria orgânica revela a natureza do material fino e seu potencial comportamento frente a carregamentos; o ICP quantifica a composição química que rege as interações entre partículas e a disposição de contaminantes no meio ambiente; e o MEV possibilita visualizar a microestrutura, expondo a fábrica real do solo e validando interpretações macroscópicas do comportamento mecânico observado.

4.5.1 Material orgânico

A Tabela 4.22 apresenta o teor de matéria orgânica do solo e das misturas com lodo, determinado à temperatura de 440 ± 40°C.

O solo laterítico superficial apresenta teor insignificante de matéria orgânica, sendo 0,7% o valor máximo registrado entre todos os materiais analisados. Os lodos de ETA são isentos de matéria orgânica em decorrência do tratamento térmico a 600 °C ao qual foram submetidos. Os teores de matéria orgânica variando entre 1,5% e 6,2% fornecem informação relevante acerca da elevada capacidade dos lodos em reter água além da temperatura convencional de 110 ± 5 °C empregada para fins geotécnicos. Durante a preparação de corpos de prova, observou-se que os teores de umidade situavam-se até 2% abaixo do valor requerido e, embora dentro da margem aceitável de variação, o material não perde parte da água higroscópica quando submetido à temperatura convencional.

Tabela 4.21: Resultados de ensaios BE – LA' (50%) + WTS (50%)

σ_3	LA' (50%) + WTS1 (50%)		LA' (50%) + WTS2 (50%)	
[kPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]	V_s [m/s]	G_0 [MPa]
0	192,3	79,3	268,2	127,4
40	224,0	115,7	268,4	141,0
0	288,3	177,9	279,5	138,8
40	217,6	111,2	255,9	130,0
80	239,8	145,8	277,8	145,6
0	277,8	165,6	315,8	176,0
40	214,5	104,9	305,7	183,6
80	238,5	136,9	305,6	192,0
120	246,8	151,7	338,2	243,1

Nota. σ_3 é a tensão confinante; V_s é a velocidade da onda S; G_0 é o módulo de cisalhamento máximo.

Tabela 4.22: Teor de material orgânico das misturas de solo LA' e lodos de ETA

Amostra	w [%] a 110 ± 5 °C	w [%] a 440 ± 40 °C
LA' (100%) + WTS (0%)	0,5	0,7
LA' (75%) + WTS1 (25%)	0,7	1,5
LA' (75%) + WTS2 (25%)	1,2	3,0
LA' (50%) + WTS1 (50%)	0,9	2,9
LA' (50%) + WTS2 (50%)	2,7	6,2

Nota. w representa o teor de umidade gravimétrico. A coluna w **[%] a 110 ± 5 °C** refere-se à perda de massa por secagem à temperatura convencional, enquanto w **[%] a 440 ± 40 °C** corresponde à perda de massa associada à combustão de material orgânico.

Tal comportamento evidenciou a necessidade de verificação em temperatura superior, confirmando a expressiva capacidade de absorção desses materiais.

4.5.2 Plasma acoplado indutivamente (ICP)

No método ICP, inicialmente foram estabelecidos os resultados da amostra em branco, correspondente à água de percolação, exclusivamente para metais dissolvidos, conforme apresentado na Tabela 4.23. Dessa forma, os valores obtidos para os analitos presentes na água captada de cada mistura solo-lodo foram corrigidos mediante subtração dos valores da amostra em branco. A Tabela 4.24 apresenta os resultados referentes às misturas com incorporação de 25% e 50% de lodo férrico, ao passo que a Tabela 4.25 ilustra os resultados correspondentes às misturas contendo lodo alumínico.

Tabela 4.23: Concentração de metais dissolvidos na água de percolação

Analito	Água de Percolação	
	Concentração	Desvio Padrão
Al	2,1390	0,0000
Ba	0,0030	0,0000
Cr	0,0000	0,0002
Mn	0,0000	0,0000
Cu	0,0240	0,0001
Pb	0,0000	0,0006
Fe	0,0000	0,0000

Nota. Valores para avaliação de impacto ambiental de materiais geotécnicos.

Tabela 4.24: Metais dissolvidos na água de percolação nas amostras LA' + WTS1

Analito	LA' (50%) + WTS1(50%)		LA' (75%) + WTS1(25%)		Unidades
	Concentração	Desvio Padrão	Concentração	Desvio Padrão	
Al	0,3810	0,0038	0,3590	0,0036	mg/L
Ba	0,1730	0,0009	0,0710	0,0005	mg/L
Cr	0,0040	0,0001	0,0000	0,0001	mg/L
Mn	2,1970	0,0005	3,7300	0,0253	mg/L
Cu	0,1920	0,0013	0,0520	0,0002	mg/L
Pb	0,0220	0,0024	0,0000	0,0011	mg/L
Fe	0,0000	0,0002	0,0000	0,0002	mg/L

Nota. Valores para avaliação de impacto ambiental de materiais geotécnicos.

4.5.3 Microscopia eletrônica de varredura (MEV)

Nos ensaios de MEV, os principais parâmetros aplicados foram uma voltagem de aceleração (EHT) de 15 kV, uma distância de trabalho (WD) de 14 mm, sendo a primeira análise realizada sob magnificações de 50×, 100×, 500× e 1000× para as 6 amostras principais desta investigação.

Os resultados originais baseados em imagens MEV frequentemente apresentam limitações inerentes, como baixo contraste, ruído eletrônico e artefatos de imagem, que requerem processamento digital para otimizar sua análise quantitativa (Chinga-Carrasco, 2009). Ademais, tais resultados foram exportados em formato *Tagged Image File Format* (TIF), sendo necessário elaborar um código de processamento de imagens para melhorar o contraste local sem amplificar o ruído, reduzir o ruído mantendo as bordas nítidas, ajustar automaticamente o brilho e contraste, e converter para um formato mais versátil, o

Tabela 4.25: Metais dissolvidos na água de percolação nas amostras LA' + WTS2

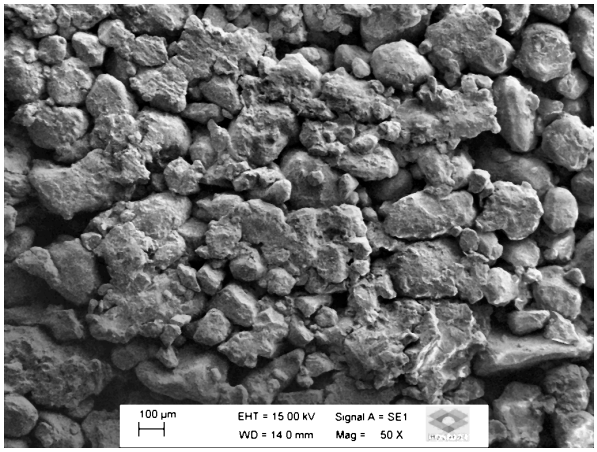
Analito	LA' (50%) + WTS2(50%)		LA' (75%) + WTS2(25%)		Unidades
	Concentração	Desvio Padrão	Concentração	Desvio Padrão	
Al	0,1780	0,0014	0,1560	0,0009	mg/L
Ba	0,0720	0,0003	0,1120	0,0002	mg/L
Cr	0,0000	0,0001	0,0000	0,0001	mg/L
Mn	9,4870	0,0487	8,8680	0,0256	mg/L
Cu	0,0320	0,0003	0,0240	0,0002	mg/L
Pb	0,0000	0,0011	0,0000	0,0005	mg/L
Fe	0,0000	0,0002	0,0000	0,0000	mg/L

Nota. Os analitos representam: Al (Alumínio), Ba (Bário), Cr (Cromo), Mn (Manganês), Cu (Cobre), Pb (Chumbo) e Fe (Ferro). As análises foram realizadas mediante ensaios aplicáveis para avaliação de impacto ambiental de materiais geotécnicos.

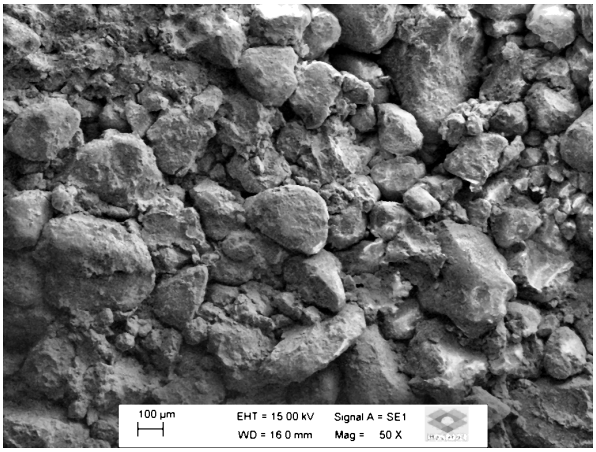
Portable Network Graphics (PNG). A seleção do PNG como formato de saída no processamento justifica-se por múltiplas razões técnicas. Por exemplo, o PNG utiliza compressão sem perdas baseada no algoritmo DEFLATE (Boutell et al., 1997), garantindo integridade completa dos dados processados, essencial para análises científicas rigorosas. Além disso, Murray & VanRyper (1996) destacam que o PNG suporta metadados extensivos, permitindo armazenar informações de calibração, magnificação e condições de aquisição. Sua ampla compatibilidade com softwares de análise de imagens (MATLAB, Python) o torna ideal para fluxos de trabalho científicos (Schneider et al., 2012).

Após o processamento digital aplicado às imagens de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e a aplicação de técnicas como CLAHE (Contrast Limited Adaptive Histogram Equalization), filtragem mediana e ajuste adaptativo de contraste, apresentam-se os resultados na Figura 4.65 para o solo natural e solo melhorado, na Figura 4.66 para incorporação de 25% e 50% de lodo férrico, e na Figura 4.67 para incorporação de 25% e 50% de lodo alumínico.

As Figuras 4.68, 4.69 e 4.70 apresentam as mesmas amostras sob magnificações de 100×, possibilitando uma observação mais detalhada da microestrutura do solo. Nesta escala de ampliação, torna-se possível identificar com maior clareza a morfologia das partículas, a distribuição dos vazios intergranulares e as interações entre as fases sólida e fluida presentes na matriz do solo. Conforme destacado por Mitchell & Soga (2005), a análise microestrutural em diferentes níveis de magnificação constitui uma ferramenta fundamental para a compreensão dos mecanismos que governam o comportamento macroscópico

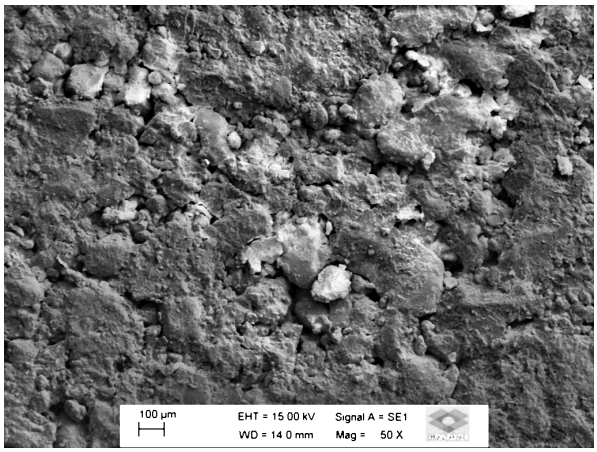


(a) Solo natural LA(100%)+WTS(0%)

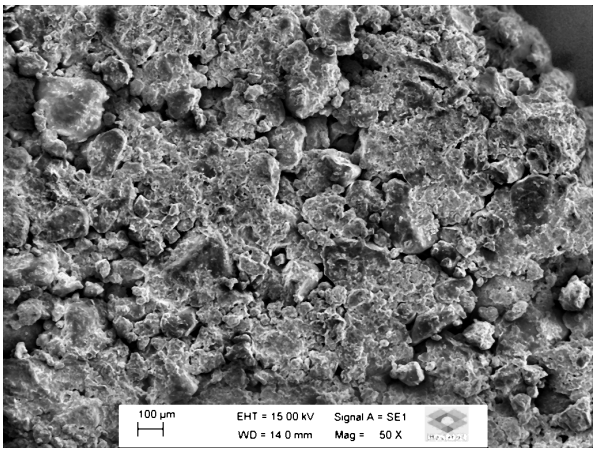


(b) Solo melhorado LA(96%)+CEM(4%)

Figura 4.65: Ensaios MEV do solo natural e solo melhorado com cimento (50x).

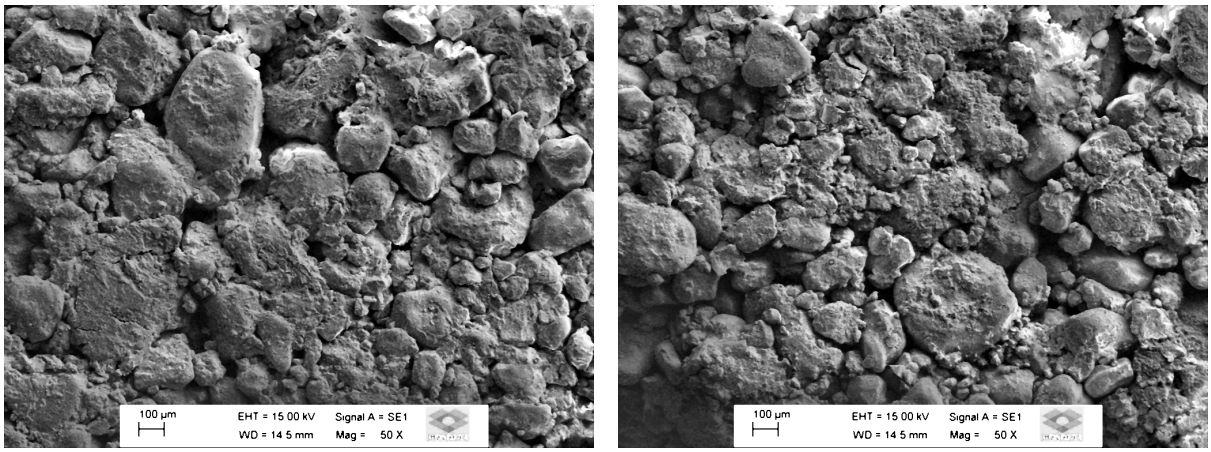


(a) Amostra LA(75%)+WTS1(25%)



(b) Amostra LA(50%)+WTS1(50%)

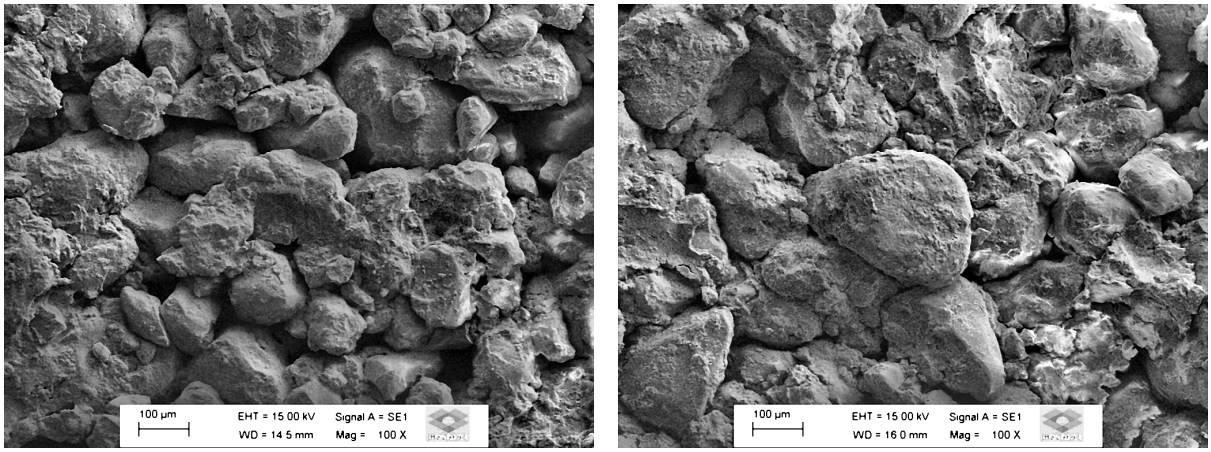
Figura 4.66: Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo férrico (50x).



(a) Amostra LA(75%)+WTS2(25%) (b) Amostra LA(50%)+WTS2(50%)

Figura 4.67: Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo alumínico (50x).

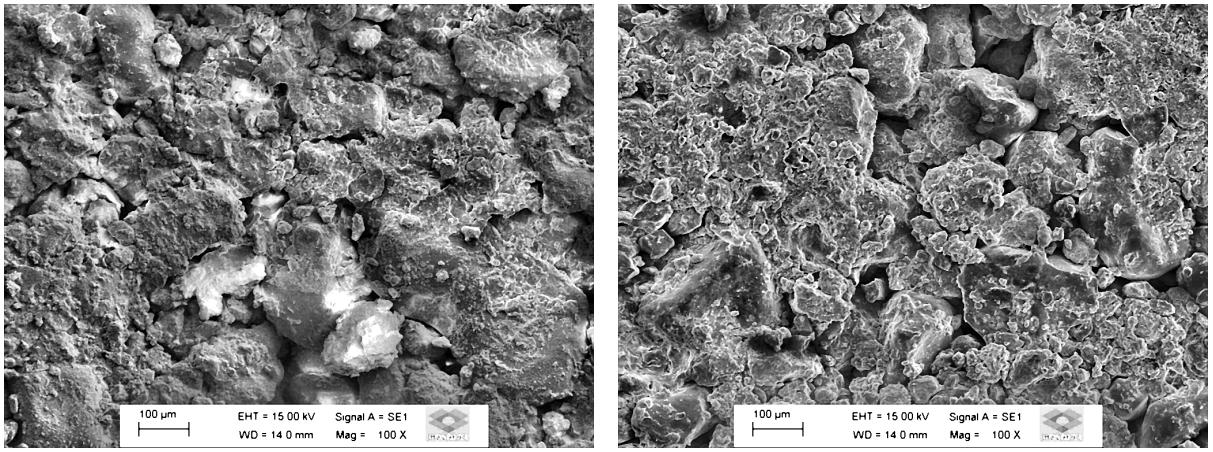
dos solos, uma vez que as propriedades geotécnicas são diretamente influenciadas pela organização e orientação das partículas em escala microscópica. A magnificação de 100× representa um nível intermediário de observação particularmente útil para caracterizar a fábrica do solo, permitindo correlacionar aspectos microestruturais com propriedades mecânicas e hidráulicas do material (Santamarina et al., 2001).



(a) Solo natural LA(100%)+WTS(0%) (b) Solo melhorado LA(96%)+CEM(4%)

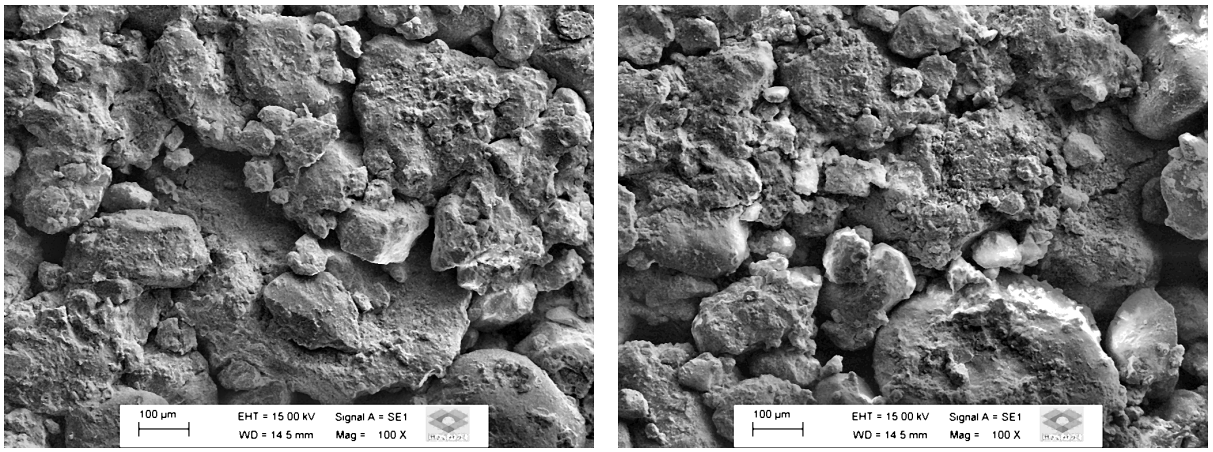
Figura 4.68: Ensaios MEV do solo natural e solo melhorado com cimento (100x).

A Análise Geotécnica de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) acoplada ao Processamento Digital de Imagens (PDI) é uma técnica investigativa fundamental que transcende a limitação dos ensaios convencionais ao fornecer informações críticas sobre a morfologia, a distribuição granulométrica e o arranjo espacial da microestrutura dos solos



(a) Amostra LA(75%)+WTS1(25%) (b) Amostra LA(50%)+WTS1(50%)

Figura 4.69: Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo férrico (100x).



(a) Amostra LA(75%)+WTS2(25%) (b) Amostra LA(50%)+WTS2(50%)

Figura 4.70: Ensaios MEV em misturas de solo natural e lodo alumínico (100x).

(Santamarina & Cho, 2004). O conjunto de Figuras 4.71, 4.72, 4.73, 4.74, 4.75 e 4.76 expressa a aplicação sequencial do protocolo de PDI sobre micrografias obtidas sob uma **magnificação de 50×**. Esta ampliação é estrategicamente adotada para garantir um campo de visão amplo, ideal para a quantificação estatística da Distribuição de Tamanhos de Partículas (GSD) e a determinação de parâmetros percentis característicos, como o diâmetro médio (D_{50}). O fluxo de processamento ilustrado nessas figuras compreende a calibração de escala, a equalização adaptativa de contraste (CLAHE, conforme Pizer et al., 1987), a binarização robusta (Otsu, 1979), ajustada para mitigar a sub-segmentação de agregados, e, crucialmente, a aplicação do **Algoritmo Watershed** (Vincent & Soille, 1991). A separação precisa de partículas tangentes por meio do Watershed é de vital importância geotécnica, pois previne a subestimação do D_{50} e assegura a contagem representativa para a análise granulométrica bidimensional.

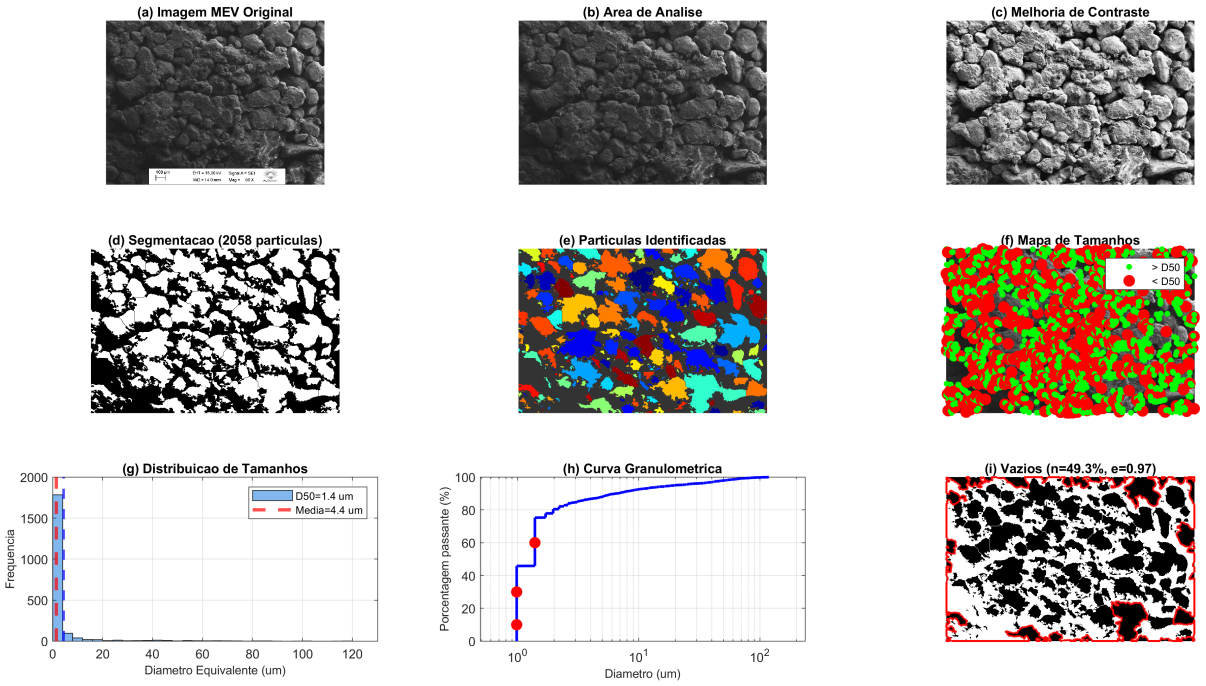


Figura 4.71: Processamento avançado – MEV para LA(100%)+WTS(0%) – 50x.

Em contraste com o foco granulométrico da amplificação 50×, as Figuras 4.77, 4.78, 4.79, 4.80, 4.81 e 4.82 apresentam os resultados do PDI para uma **magnificação de 100×**, permitindo uma incursão detalhada na caracterização da microtextura do solo. O aumento da resolução nesta escala é fundamental para a avaliação precisa dos **Parâmetros Morfométricos** avançados, como a esfericidade, a relação de aspecto e, especialmente, a Rugosidade superficial. A rugosidade é um indicador geotécnico primário,

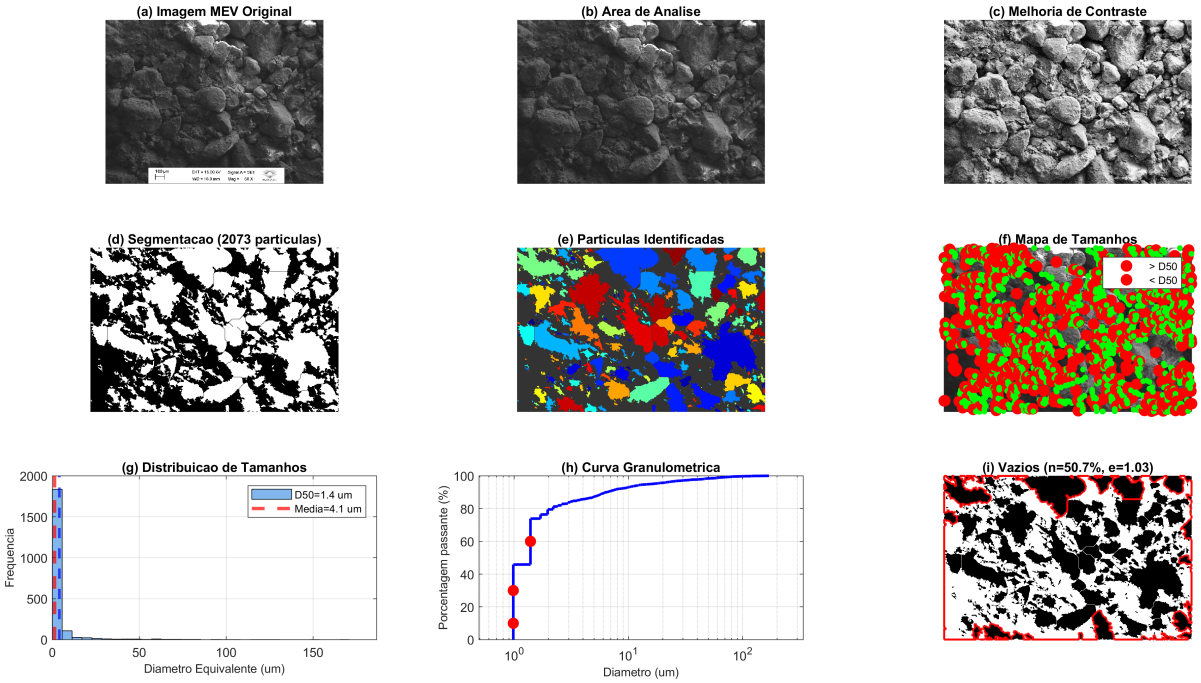


Figura 4.72: Processamento avançado – MEV para LA(96%)+CEM(4%) – 50x.

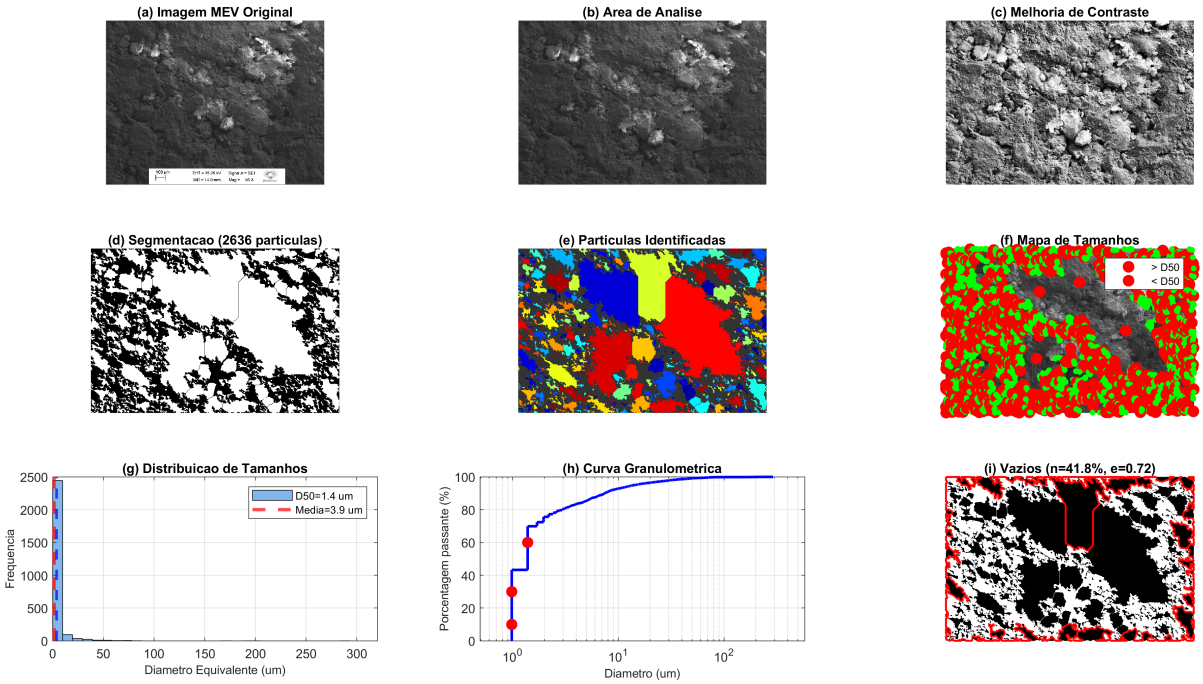


Figura 4.73: Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS1(25%) – 50x.

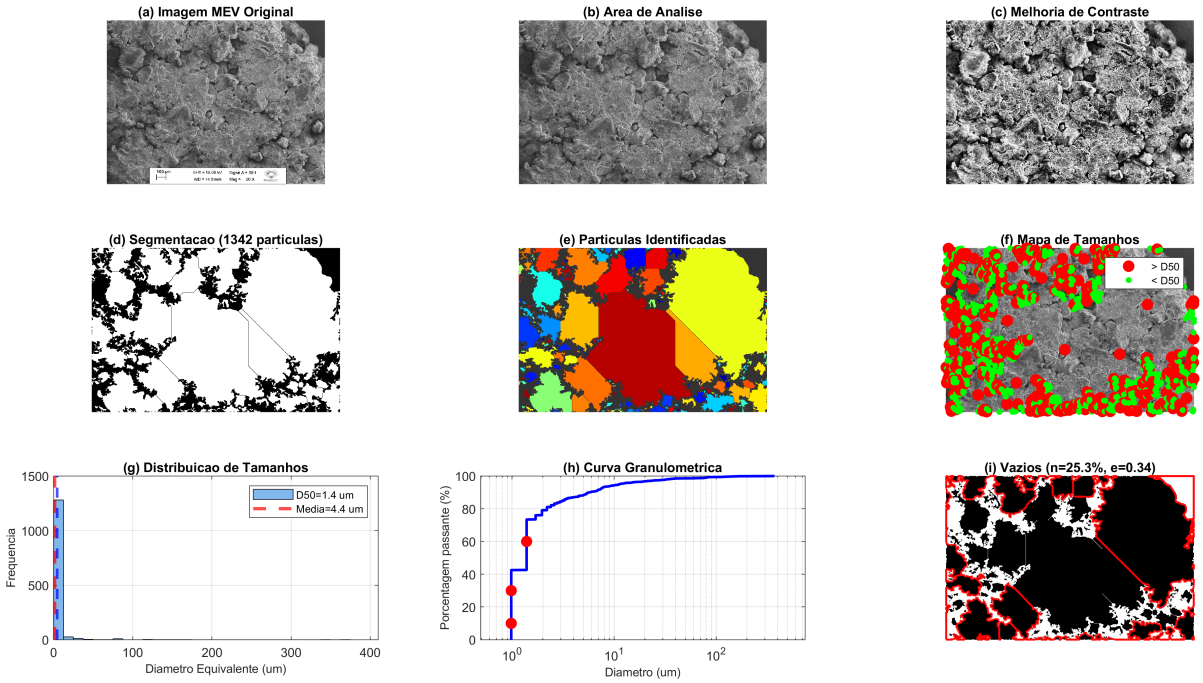


Figura 4.74: Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS1(50%) – 50x.

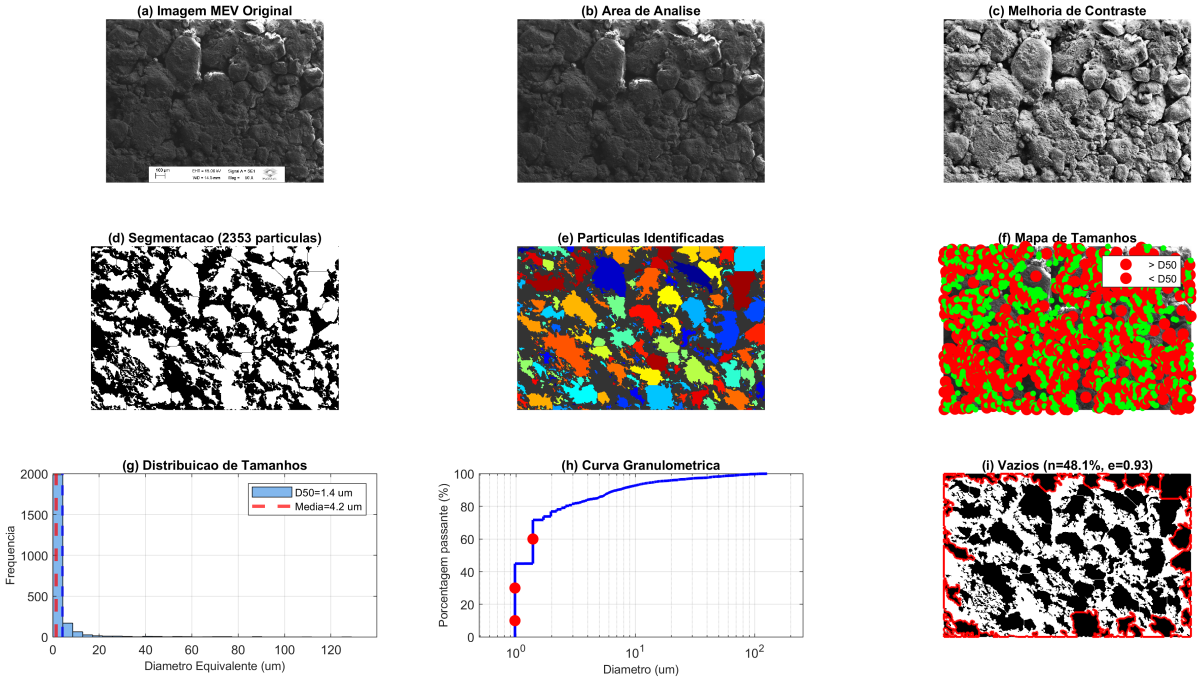


Figura 4.75: Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS2(25%) – 50x.

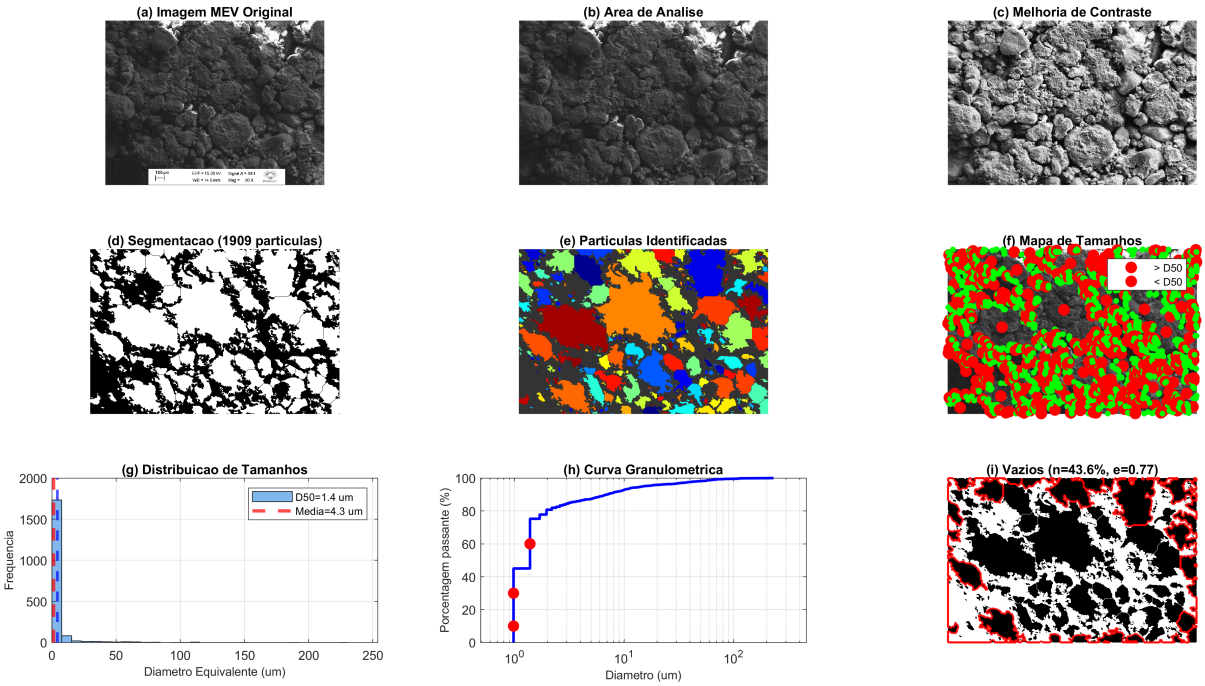


Figura 4.76: Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS2(50%) – 50x.

com valores superiores a 1,5 indicando superfícies muito rugosas, o que se correlaciona diretamente com o aumento do atrito superficial e, consequentemente, da resistência ao cisalhamento dos solos (Mitchell & Soga, 2005; Cho et al., 2006). Adicionalmente, esta escala é eficaz na identificação de microagregados na faixa de $50 - 250\mu m$ (Tisdall & Oades, 1982), cujas propriedades de estabilidade e solidez (Blott & Pye, 2008) fornecem *insights* cruciais sobre a coesão aparente e o comportamento estruturado do material, parâmetros essenciais para a previsão da compressibilidade e da suscetibilidade a colapso (Vaughan, 1988).

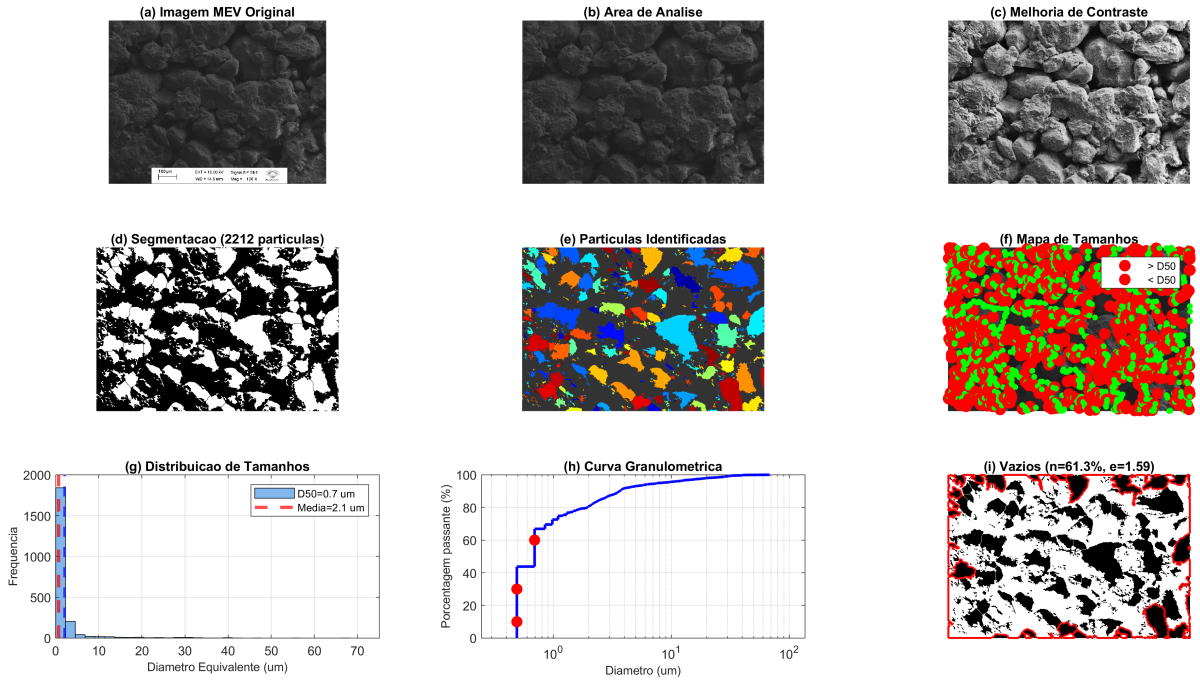


Figura 4.77: Processamento avançado – MEV para LA(100%)+WTS(0%) – 100x.

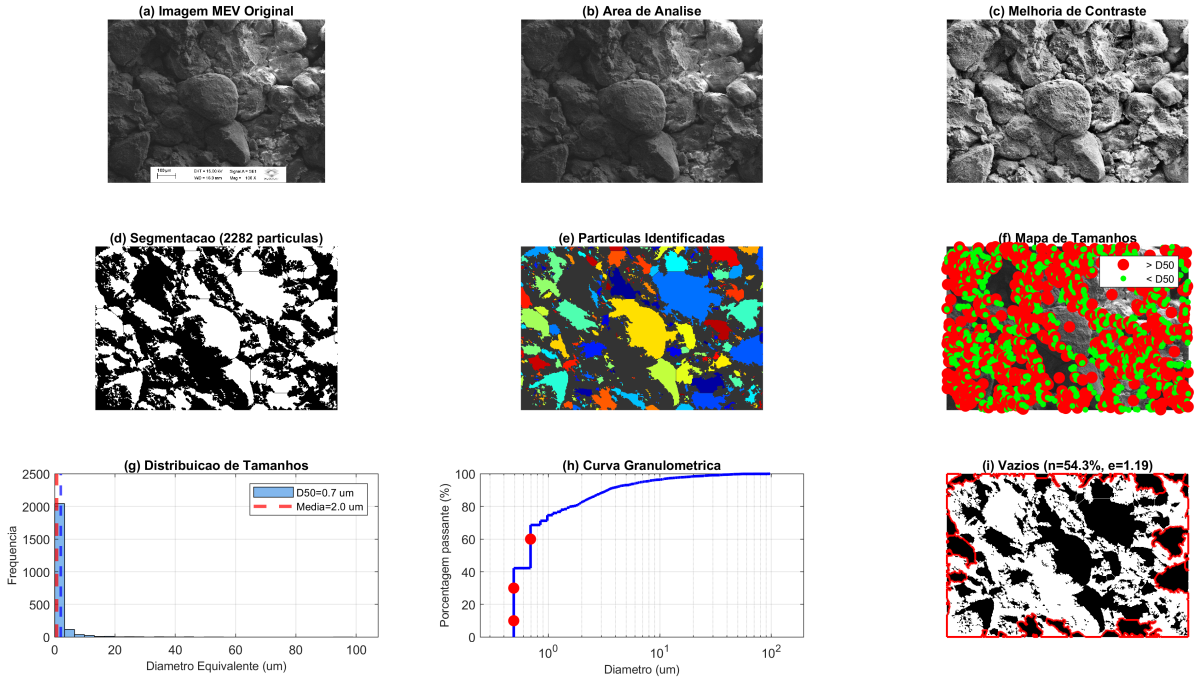


Figura 4.78: Processamento avançado – MEV para LA(96%)+CEM(4%) – 100x.

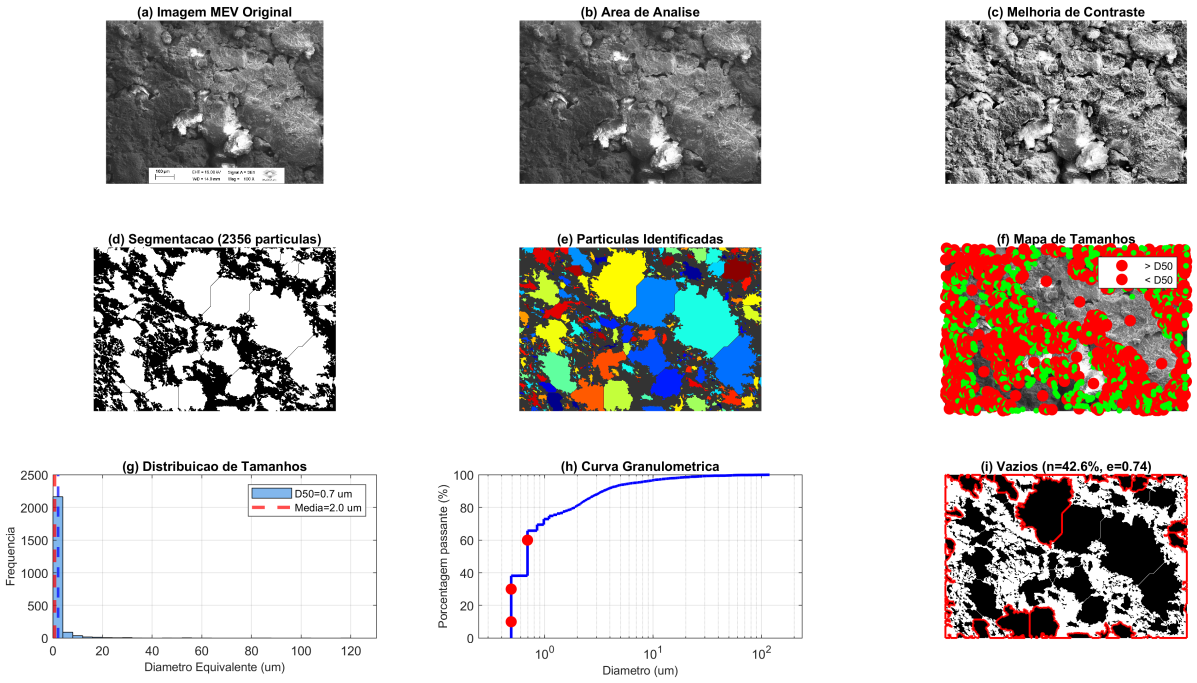


Figura 4.79: Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS1(25%) – 100x.

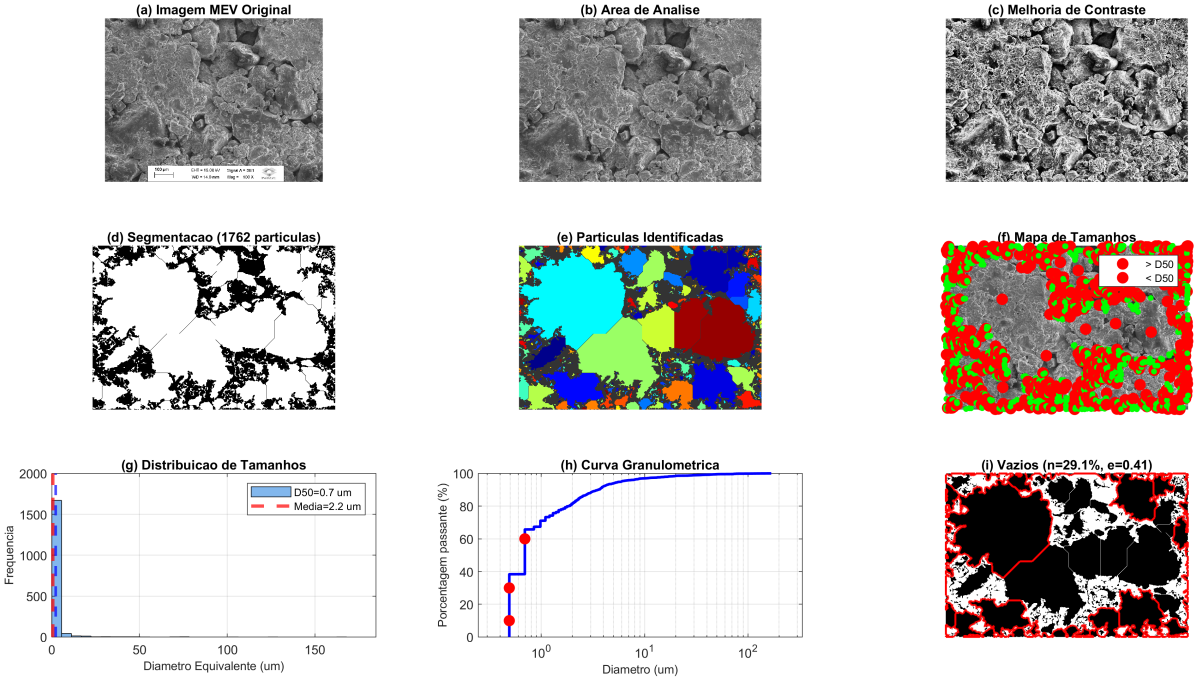


Figura 4.80: Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS1(50%) – 100x.

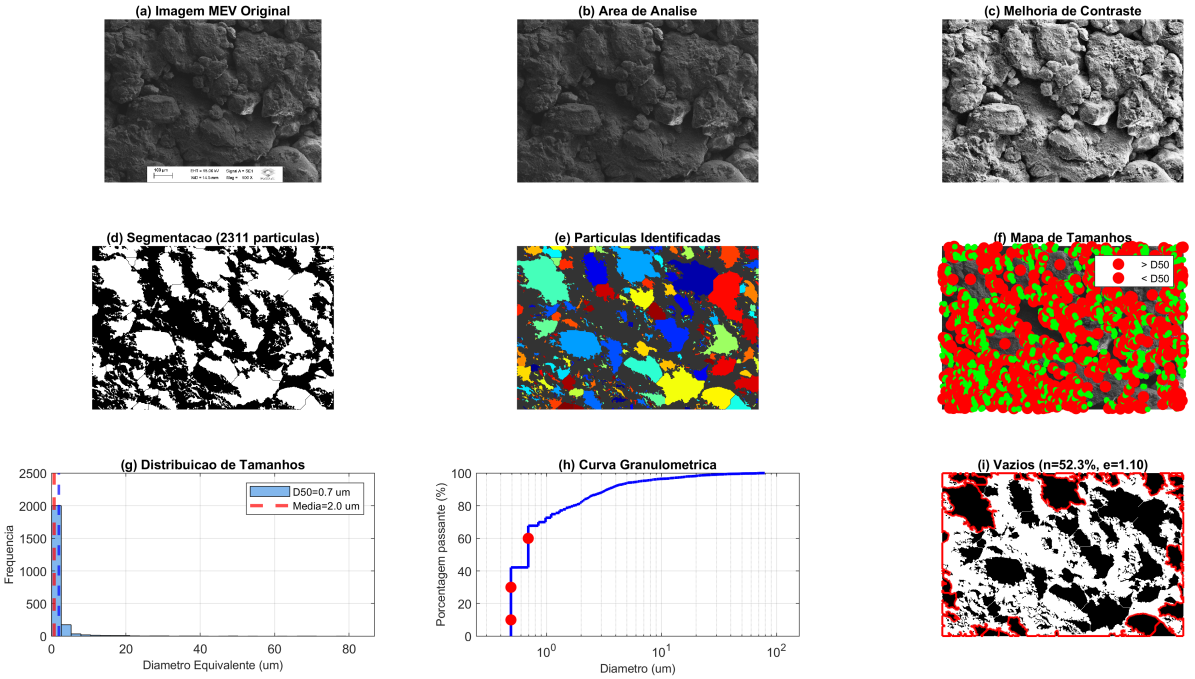


Figura 4.81: Processamento avançado – MEV para LA(75%)+WTS2(25%) – 100x.

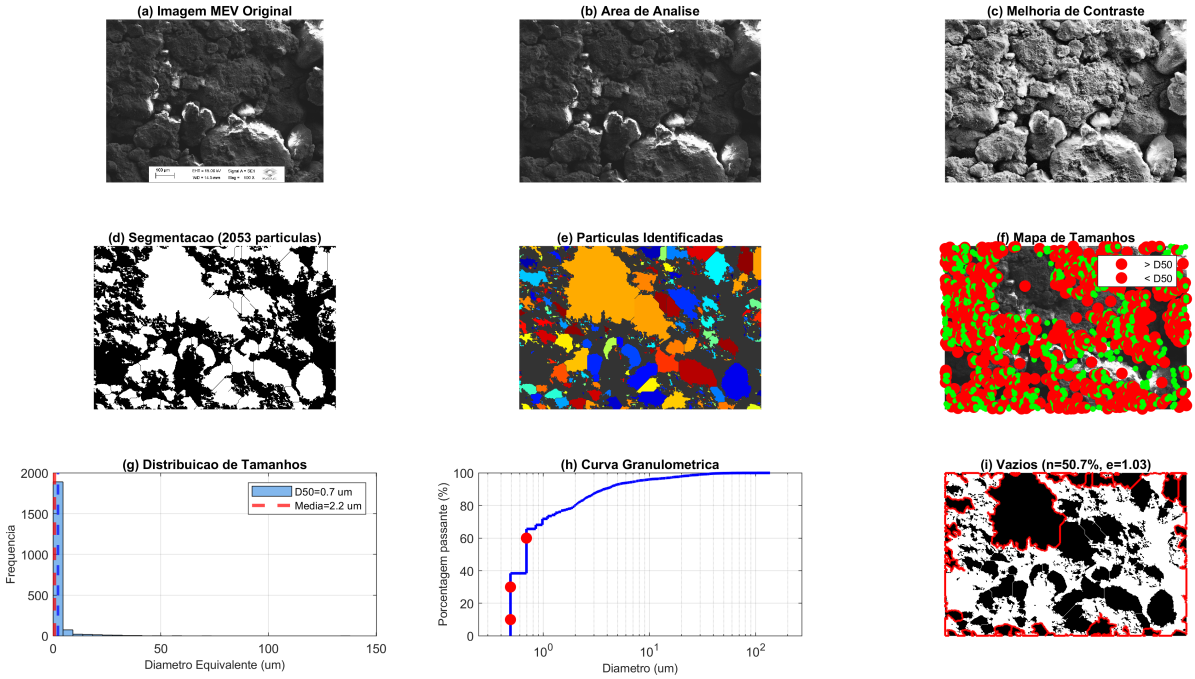


Figura 4.82: Processamento avançado – MEV para LA(50%)+WTS2(50%) – 100x.

Capítulo 5

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 Conclusões

A presente investigação conduziu uma análise abrangente das propriedades geotécnicas de misturas de solo laterítico (LA') com lodos de estação de tratamento de água (WTS1 e WTS2) e cimento Portland (CEM), visando avaliar sua viabilidade técnica como materiais de construção em camadas de pavimentos. Os resultados obtidos através de extensos ensaios de caracterização física, hidráulica, mecânica, de deformabilidade, química e microestrutural permitiram estabelecer correlações fundamentais entre a composição das misturas e seu desempenho estrutural. A integração destes dados proporciona subsídios técnicos consistentes para a tomada de decisão quanto à aplicabilidade destes materiais não convencionais em obras de infraestrutura viária, conforme apresentado a seguir:

5.1.1 Caracterização física

A caracterização física evidenciou que a incorporação de lodos WTS1 e WTS2 ao solo laterítico LA' promove alterações não significativas na distribuição granulométrica, refletindo-se na transição da nomenclatura USCS de SC para SM nas misturas, porém com mudanças significativas nos parâmetros de compactação. A adição de 25% e 50% de WTS não induziu modificações na classificação AASHTO, mantendo-se a nomenclatura A-2-4(0) para todas as amostras. Os ensaios com e sem hexametafosfato de sódio revelaram que o grau de dispersão da fração fina é sensível tanto para o solo natural quanto para o solo melhorado com 4% de cimento, confirmando mudanças microestruturais e sugerindo a necessidade de cautela ao classificar adequadamente esses materiais. Quanto aos parâmetros de compactação sob energia intermediária, observou-se que o aumento do teor de WTS1 e WTS2 resulta em redução da massa específica seca máxima ($\rho_{d,mx}$) e elevação da umidade ótima (w_t), comportamento atribuído à maior capacidade de retenção

de água dos lodos. A estabilização com 4% de cimento Portland apresentou comportamento distinto, mantendo valores de w_t similares aos do solo LA' e valores de $\rho_{d,mx}$ superiores tanto às misturas com lodos quanto ao solo natural, indicando maior eficiência de densificação. A classificação MCT do solo natural confirmou sua natureza laterítica de comportamento típico de solos tropicais, classificando-se como LA', e servindo como parâmetro de referência para avaliar as modificações introduzidas pelos aditivos. Tais alterações na caracterização física mostram-se determinantes para o desempenho mecânico e hidráulico dos materiais em aplicações de pavimentação. Conclui-se também que a adição de WTS2 não altera de forma significativa a massa específica dos sólidos (ρ_s) do solo laterítico. Por outro lado, a incorporação de WTS1 resulta em incrementos expressivos de ρ_s, com valores superiores a 3,0 g/cm^3, evidenciando a influência direta dos compostos de elevada densidade associados ao coagulante à base de sulfato de ferro.

5.1.2 Caracterização hidráulica

A caracterização hidráulica evidenciou que a incorporação de lodos de ETA e a estabilização com cimento modificam de forma significativa o comportamento de fluxo do solo laterítico LA'. O solo natural apresentou condutividade hidráulica saturada da ordem de 10^{-7} m/s, valor que se elevou levemente com a adição de 25% de WTS1, indicando um rearranjo estrutural inicial sem colmatação efetiva dos poros. Entretanto, o aumento do teor de WTS1 para 50% promoveu uma redução expressiva de k_{sat} para valores da ordem de 10^{-8} m/s, comportamento associado ao preenchimento dos vazios pela fração fina do lodo. Para as misturas com WTS2, observaram-se incrementos progressivos da condutividade hidráulica, atingindo valores da ordem de 10^{-7} m/s tanto para 25% quanto para 50% de adição, o que sugere uma estrutura porosa mais aberta, relacionada à modificação da distribuição das partículas. A estabilização do solo LA' com 4% de cimento resultou no maior valor de k_{sat} (10^{-6} m/s), evidenciando que as reações de cimentação, embora promovam ganho mecânico, podem induzir a formação de poros interconectados e de fissuras que favorecem o escoamento em condição saturada.

As curvas de retenção de água (SWCC) das misturas apresentaram comportamento bimodal, caracterizado por dois conjuntos de parâmetros de ajuste segundo o modelo de Fredlund e Xing (1994), refletindo a coexistência de macroporos e microporos nas misturas. A integração dos métodos de coluna de água suspensa (hanging column), extrator de pressão (pressure extractor) e papel filtro (filter paper) permitiu a obtenção de curvas completas abrangendo ampla faixa de sucção até valores superiores a 10^5 kPa,

com os parâmetros w_{sat}, ψ_r, a_f, n_f e m_f evidenciando maior capacidade de retenção de água nas misturas com maiores teores de lodo. Os valores de umidade de saturação (w_{sat}) apresentaram tendência crescente com o aumento do teor de WTS, evidenciando uma maior capacidade de retenção de água das misturas. Para a incorporação de 25% de WTS1 e WTS2, observaram-se valores de w_{sat} da ordem de 23% e 26%, respectivamente, enquanto o incremento do teor para 50% resultou em aumentos expressivos desse parâmetro, atingindo 30% para WTS1 e 40% para WTS2. Esse comportamento destaca a influência direta da natureza físico-química dos lodos na elevação da capacidade de retenção hídrica do solo. As propriedades hidráulicas indicam que as misturas apresentam desempenho compatível com requisitos de drenagem em camadas de pavimentos, ao mesmo tempo em que a elevada capacidade de retenção hídrica constitui um aspecto favorável para a manutenção das condições próximas à umidade ótima de compactação frente às variações sazonais.

5.1.3 Caracterização mecânica

A caracterização mecânica constituiu o eixo central desta investigação, revelando que a adição de lodos de ETA e a estabilização com cimento modificam significativamente a capacidade de suporte, a resiliência e a resistência à deformação permanente dos materiais.

A avaliação do Índice de Suporte Califórnia (CBR) demonstrou que as misturas binárias incorporando 25% de lodo, especificamente 25%, exibiram resultados satisfatórios de suporte, com a mistura LA' (75%) + WTS2 (25%) alcançando um CBR de 110% na condição saturada, o que o qualifica para emprego em camadas de base conforme as diretrizes do Manual de Pavimentação do DNIT, superando significativamente o LA' (75%) + WTS1 (25%), limitado à sub-base. O aumento da proporção de LETA para 50% resultou em uma redução da capacidade de suporte, notavelmente perceptível na condição saturada, onde, apesar de o LA' (50%) + WTS2 (50%) atingir CBR_{sat} com aplicacao para base, as outras amostras tiveram seu uso majoritariamente restrito a sub-base, sublinhando a suscetibilidade à saturação, especialmente pronunciada com o WTS1. A incorporação de 50% de WTS registrou perdas de capacidade de suporte da ordem de 10% a 26% após submersão. Em contrapartida, a amostra LA' (96%) + CEM (4%), estabilizada com cimento Portland, confirmou a eficácia da reação química: o valor inicial do CBR não saturado e sem cura já se situou 25% acima do valor padrão de 100%. Subsequentemente, observou-se uma evolução impressionante da resistência, com o CBR, após 20 horas de saturação, elevando-se para 108% acima do valor de referência,

e atingindo um nível robusto 155% superior ao padrão após 7 dias de cura, indicando a formação de uma matriz cimentícia com alta rigidez e notável durabilidade. Os ensaios de Mini-CBR, específicos para solos tropicais, corroboraram a adequabilidade do solo LA' puro e da mistura estabilizada com cimento para aplicações em pavimentação. O solo laterítico não tratado apresentou perda acentuada de capacidade de suporte sob saturação, com valores de Mini-CBR elevados no ramo seco da curva de compactação que decrescem no ramo úmido, convergindo aos valores saturados. A estabilização com cimento reverteu este comportamento, mantendo o Mini-CBR constante ao longo da curva após 20 horas de imersão, independentemente do teor de umidade. Contudo, na condição não saturada sem cura, a sucção matricial ainda governa o comportamento mecânico nas primeiras horas, com o Mini-CBR decrescendo à medida que a umidade aumenta, demonstrando que o efeito benéfico do cimento requer tempo para se manifestar plenamente através das reações químicas. A resistência à compressão simples do solo-cimento evidenciou crescimento proporcional ao teor de aditivo, com incrementos significativos entre 2% e 8%. A avaliação temporal resultou em um ganho de resistência à compressão simples (q_u) de 35% que foi observado especificamente para a mistura com 4% de cimento entre a condição imediatamente após moldagem e após 7 dias, ressaltando a importância do período de cura.

Os ensaios de módulo de resiliência constituíram o núcleo da caracterização mecânica dinâmica, permitindo avaliar a resposta elástica dos materiais sob carregamentos cíclicos representativos das solicitações de tráfego. A modelagem através dos modelos constitutivos clássicos de Dunlap (1963), Seed et al. (1967), MEPDG e Macêdo (1996) revelou que o modelo de Macêdo apresentou melhor capacidade de ajuste para as misturas solo-lodo, com coeficientes de determinação superiores a 0,65 e 0,88 para o solo natural, refletindo sua adequação a solos de comportamento laterítico. No entanto, a incorporação de lodos demandou a adoção de modelos que considerassem o estado de saturação parcial dos materiais. Assim, a aplicação do modelo não saturado de Yao et al. (2018), que incorpora a variável de sucção matricial, resultou em significativa melhoria da capacidade preditiva, elevando os valores de R^2 acima de 0,70 para todas as misturas solo-lodo e de 0,95 para o solo LA', demonstrando a relevância da sucção no comportamento mecânico resiliente destes materiais. Para o solo estabilizado com 4% de cimento, o modelo de Moossazadeh e Witczak (1981), função predominantemente da tensão desvio, apresentou ajuste satisfatório nas diferentes condições de cura (0 dias, imersão 20 horas, cura 7 e 14 dias), com validação através de R^2 e erro quadrático médio (RMSE) altamente confiáveis, evidenciando que o mecanismo de rigidez em solos cimentados pode ser representado pelo

cisalhamento cíclico.

A principal contribuição científica desta pesquisa reside no desenvolvimento de um modelo proposto (Julca Lozano, 2025), fundamentado nas tensões efetivas de Bishop (1959), que integra a tensão confinante efetiva que incorpora à sucção matricial, a tensão desvio e as constantes experimentais k_1, k_2 e k_3. Este modelo apresentou desempenho superior aos modelos clássicos e ao modelo de Yao et al. (2018), alcançando coeficientes de determinação superiores a 0,77 para misturas de solo-lodo, um R^2 de 0,99 para o solo natural e menores valores de RMSE para todas as misturas avaliadas, demonstrando maior capacidade de calibração e previsão do módulo de resiliência. A formulação baseada em tensões efetivas captura de forma mais realista os mecanismos de interação entre o esqueleto sólido e a fase líquida em condições não saturadas, representando avanço significativo na modelagem constitutiva de solos tropicais modificados com resíduos sólidos provenientes de estações de tratamento de água.

Os ensaios de deformação permanente sob carregamento cíclico, analisados à luz da teoria de *shakedown* de Sharp e Booker (1984), revelaram comportamentos distintos entre as misturas. O solo LA' puro e a mistura LA' (75%) + WTS1 (25%) apresentaram resposta elástica para baixas relações de tensões principais, transitando para comportamento plástico incremental quando $\sigma_1/\sigma_3 > 3$, indicando acúmulo progressivo de deformações permanentes sob níveis elevados de tensão desvio. Em contraste, as misturas com 50% de WTS1 e WTS2 mantiveram resposta predominantemente elástica (*shakedown elástico*) para toda a faixa de tensões aplicadas, sugerindo que maiores teores de lodo, especialmente WTS2, conferem maior resistência ao afundamento de trilha de roda. Esta diferença de comportamento está associada à modificação da estrutura interna e ao aumento da coesão aparente promovida pelos lodos, particularmente aqueles com coagulante de alumínio, resultando em maior estabilidade dimensional sob solicitações repetidas.

5.1.4 Caracterização de deformabilidade

A caracterização de deformabilidade através de ensaios triaxiais com instrumentação interna e técnica de *Bender Elements* permitiu avaliar o comportamento tensão-deformação-resistência dos materiais sob condições de confinamento representativas de camadas de pavimentos. Os ensaios triaxiais conduzidos sob tensões confinantes de 40, 80 e 120 kPa revelaram que o incremento de confinamento promove aumentos proporcionais na tensão desvio máxima ($\sigma_{d,mx}$) para todas as misturas, sendo que as composições com 50%

de lodo apresentaram resistências superiores às misturas com 25%, evidenciando limite ótimo de incorporação de lodo pode aumentar. As deformações axiais de ruptura ($\varepsilon_{a,rup}$) variaram entre 1,23% e 2,16%, com as misturas contendo WTS2 exibindo maior rigidez em comparação às com WTS1, comportamento atribuído à natureza não plástica e quantidade de partículas grossas do lodo com coagulante de alumínio. A variação de umidade durante o cisalhamento, expressa pela diferença entre a umidade inicial (w_0) e final (w_f), mostrou-se mais acentuada nas misturas com maiores teores de lodo, comportamento que se correlaciona diretamente com os resultados dos ensaios de determinação de matéria orgânica. Observou-se que, embora os lodos tenham sido submetidos a tratamento térmico a 600 °C, registraram-se perdas aparentes de massa entre 1,5 % e 6,2 % quando submetidas a 440 °C, as quais não representam uma efetiva degradação do material, mas sim a elevada capacidade de retenção hídrica dessas misturas quando submetidas à secagem a 110 °C nos ensaios convencionais de umidade. Ademais, os valores de sucção média $(u_a - u_w)_e$ variaram em função da composição das misturas, situando-se da ordem de 10^1 kPa para o solo natural e atingindo valores da ordem de 10^3 kPa para a incorporação de 50 % de WTS2, evidenciando o impacto significativo do teor de lodo no comportamento hidromecânico dos materiais analisados. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento indicaram que a incorporação de lodos promoveu um aumento significativo da coesão aparente (c), elevando-se de 61,2 kPa no solo puro em condição não saturada para valores compreendidos entre 63,3 e 117.4 kPa nas misturas, ao passo que o ângulo de atrito interno (ϕ) apresentou incrementos mais acentuados, variando de 38,6° no material LA' para a faixa de 43,8 a 49,4° nas misturas solo-lodo, evidenciando o aprimoramento da resistência mecânica do material em regime não saturado em função das interações físico-químicas induzidas pela adição de lodo.

As curvas de degradação dos módulos de elasticidade (E) e de cisalhamento (G) em função da deformação cisalhante demonstraram comportamento típico de materiais geotécnicos, com redução progressiva da rigidez à medida que o nível de deformação se eleva. As misturas com 50% de lodo apresentaram módulos E e G levemente superiores às com 25% em toda a faixa de deformações, sendo que a composição LA' (50%) + WTS2 (50%) exibiu os maiores valores de rigidez, indicando melhor desempenho estrutural. Os ensaios de *Bender Elements* forneceram os parâmetros de rigidez a pequenas deformações, fundamentais para definir o patamar inicial das curvas de degradação. Os tempos de propagação da onda cisalhante (t_s) variaram entre 0.4946 e 0,2626 ms, resultando em velocidades de onda S (V_s) entre 192 e 362 m/s, valores coerentes com solos compactados. Os módulos de cisalhamento máximos (G_0 ou $G_{\text{máx}}$) obtidos através da relação $G_{\text{máx}} =$

$\rho \cdot V_s^2$ situaram-se entre 79 e 289 MPa, sendo significativamente superiores aos módulos medidos em grandes deformações ou por estimativa dos ensaios triaxiais convencionais, confirmando a degradação da rigidez com o aumento do nível deformacional. Todas as amostras apresentaram valores de $G_{\text{máx}}$ variando aproximadamente entre 100 e 250 kPa. A dispersão observada nas medições é atribuída, principalmente, às limitações inerentes às condições operacionais do equipamento, bem como às variações no teor de umidade ocorridas durante as etapas de preparação e de execução dos ensaios, as quais influenciam diretamente a rigidez inicial dos materiais analisados. A integração dos resultados de *Bender Elements* com as curvas de degradação permitiu construir uma representação completa do comportamento deformacional desde níveis muito pequenos (10^{-3} %) até a ruptura, informação essencial para análises mecanísticas de pavimentos considerando diferentes magnitudes de carregamento.

5.1.5 Caracterização química e microestrutural

A caracterização química complementou os ensaios físicos, hidráulicos e mecânicos, fornecendo subsídios fundamentais para compreender os mecanismos de interação entre as fases dos materiais investigados. A determinação do teor de matéria orgânica revelou valores inferiores a 0,7% para o solo laterítico LA' puro. A incorporação de lodos de ETA promoveu incrementos nos teores de matéria orgânica, atingindo valores entre 1,5% e 2,9% nas composições com 25% e 50% de WTS1, respectivamente, e entre 3,0% e 6,2% para WTS2. Os valores para as misturas solo-lodo permaneceram acima de 1%, porém é importante ressaltar que os valores registrados representam apenas a perda de água e não de sólidos orgânicos.

As análises por plasma acoplado indutivamente (ICP) permitiram identificar e quantificar os elementos químicos presentes nas misturas. As misturas contendo WTS1 apresentaram teores não significativos e com baixo impacto no meio ambiente de Al, Ba, Cr, Mn, Cu, Pb e Fe. As misturas com WTS2 exibiram concentrações levemente significativas de manganês (Mn), variando entre 8,8680 mg/L e 9,4870 mg/L. A presença destes íons dissolvidos na fase líquida, poderiam influenciar a componente osmótica da sucção total. A avaliação dos contaminantes metálicos revelou concentrações de elementos potencialmente tóxicos abaixo dos limites estabelecidos pelas normas ambientais brasileiras (CONAMA 420/2009), indicando que as misturas não apresentam riscos significativos de contaminação ambiental.

A microscopia eletrônica de varredura (MEV) permitiu uma análise qualitativa da microestrutura das composições investigadas, revelando alterações morfológicas decorrentes da adição de lodos e cimento. O solo LA' puro apresentou estrutura típica de solos lateríticos com distribuição bimodal de poros. A incorporação de WTS1 promoveu densificação progressiva da estrutura, com preenchimento de macroporos por partículas finas do lodo, tendência que se intensificou com o aumento do teor, resultando em estruturas mais compactas com predominância de microporos. As misturas com WTS2 evidenciaram maior preservação dos vazios, atribuída à natureza mais grosseira desse lodo, o que se correlaciona com o comportamento hidráulico observado. A estabilização com cimento Portland indicou a formação de produtos cimentícios hidratados, conferindo rigidez estrutural à matriz do solo. Ressalta-se que as análises microestruturais aqui apresentadas são de caráter estritamente qualitativo; uma quantificação representativa dos parâmetros microestruturais exigiria uma série sistemática de medições sobre um número expressivo de imagens MEV, sendo que a quantidade de registros obtidos na presente pesquisa não é suficiente para assegurar representatividade estatística a uma análise quantitativa.

5.2 Recomendações

Com base nos resultados obtidos e nas conclusões estabelecidas, apresentam-se as seguintes recomendações para pesquisas futuras e aplicações práticas dos materiais investigados:

- **Caracterização Mecânica – Modelagem Constitutiva e Campo:** Expandir o modelo de proposto a diferentes classes de solos tropicais com resíduos industriais, validando sua capacidade preditiva por ensaios triaxiais cíclicos com controle de sucção e por meio de trechos experimentais em escala real instrumentados para monitoramento de deflexões, deformações permanentes, drenagem e sucção matricial ao longo do tempo, construindo um banco de dados de parâmetros constitutivos (k_1, k_2, k_3) em função de propriedades índice, mineralogia e teor de resíduo, para calibração e implementação em dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos flexíveis.

- **Caracterização Mecânica – Comportamento sob Saturação:** Realizar ensaios acelerados de condicionamento hídrico e ciclos de molhagem-secagem nas misturas solo-lodo para quantificar a degradação dos parâmetros geotécnicos em função do tempo de exposição, estabelecendo critérios de drenagem subsuperficial e espessuras mínimas de camadas que preservem a sucção matricial em níveis adequados

para regiões de clima tropical úmido.

- **Caracterização de Deformabilidade:** Padronizar o controle de umidade nos ensaios triaxiais com instrumentação interna e *Bender Elements*, adotando o método de translação de eixos para controle de sucção, a fim de reduzir a dispersão na rigidez inicial ($G_{\text{máx}}$) e assegurar curvas de degradação dos módulos confiáveis desde deformações infinitesimais ($< 10^{-4}$ %) até a ruptura.

- **Caracterização Hidráulica:** Monitorar a variação sazonal da sucção matricial e do teor de umidade em trechos experimentais de solo laterítico com lodos de ETA, correlacionando-as com as condições climáticas e o desempenho estrutural do pavimento, para validar as curvas de retenção determinadas em laboratório e aprimorar modelos de previsão hidráulica *in situ*.

- **Caracterização Físico-Química e Microestrutural:** Ampliar a caracterização das misturas solo-lodo de ETA mediante: (i) análise termogravimétrica (TGA) com atmosfera controlada e patamares escalonados de temperatura (200 °C, 440 °C e 600 °C), para determinação precisa do teor de matéria orgânica sem interferência da elevada retenção hídrica dos lodos; (ii) tomografia computadorizada de raios-X (μCT) com reconstrução tridimensional da estrutura porosa, quantificando distribuição, conectividade e tortuosidade dos poros e estabelecendo correlações com propriedades macroscópicas (condutividade hidráulica, módulo de resiliência e resistência ao cisalhamento); e (iii) ensaios de compactação nas energias normal, intermediária e modificada, correlacionando energia de compactação, densidade e desempenho mecânico para otimização dos procedimentos construtivos.

Referencias

Artigos Científicos

Amadi, A. A., Kolo, S. S., Yusuf, A., Eze, F. E., & Salihu, U. (2025). Stabilization characteristics of cemented lateritic soil produced with selected cement types. *CEMENT*, 19, 100136. https://doi.org/10.1016/j.cement.2025.100136

Ampadu, S. I. K., & Arthur, D. T. (2022). The field compaction of lateritic pavement layers in a tropical environment. *Transportation Engineering*, 9, 100120. https://doi.org/10.1016/j.treng.2022.100120

Arrieta Baldovino, J., Núñez de la Rosa, Y. E., & Palma Calabokis, O. (2024). Insight on characterization through porosity-to-lime index of a stabilized soil for the long-term. *Case Studies in Construction Materials*, 20, e02718. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2023.e02718

Arroyo, M., Muir Wood, D., Greening, P.D., Medina, L., & Rio, J. (2006). Effects of sample size on bender-based axial G_0 measurements. *Géotechnique*, 56(1), 39-52.

Atkinson, J. H. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50(5), 487–508.

Baĝrıaçık, B. and Güner, E. D. (2020). An Experimental Investigation of Reinforcement Thickness of Improved Clay Soil with Drinking Water Treatment Sludge as an Additive. *KSCE Journal of Civil Engineering*. 24 (12). https://doi.org/10.1007/s12205-020-0111-5

Bijalwan, A., Mishra, A. K. and Sonowal, B. (2024). Strength, durability, and toxicity characteristics of water treatment sludge based geopolymers for subgrade application. *Construction and Building Materials*. Volume 447. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138162

Bishop, A. W. (1959). The principle of effective stress. *Teknisk Ukeblad*, 106(39), 859-863.

Bishop, A. W., & Blight, G. E. (1963). Some aspects of effective stress in saturated and partly saturated soils. *Géotechnique*, 13(3), 177-197.

https://doi.org/10.1680/geot.1963.13.3.177

Blackmore, L., Clayton, C. R. I., Powrie, W., Priest, J. A., & Otter, L. (2020). Saturation and its effect on the resilient modulus of a pavement formation material. *Géotechnique*, 70(4), 292–302. https://doi.org/10.1680/jgeot.18.P.053

Blott, S. J., & Pye, K. (2008). Particle shape: a review and new methods of characterization and classification. *Sedimentology*, 55(1), 31-63.

Bualuang, T., Jitsangiam, P., Nusit, K., Rattanasak, U., & Chindaprasirt, P. (2024). Enhancing lateritic soil for sustainable pavement subbase with polymer-modified cement: A comparative study of styrene butadiene rubber and styrene acrylic latex applications. *Case Studies in Construction Materials*, 21, e03760. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2024.e03760

Chindaprasirt, P., Jamsawang, P., Sukontasukkul, P., Jongpradist, P., & Likitlersuang, S. (2021). Comparative mechanical performances of cement-treated sand reinforced with fiber for road and pavement applications. *Transportation Geotechnics*, 30, 100626. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2021.100626

Chinga-Carrasco, G. (2009). Exploring the multi-scale structure of printing paper – a review of modern technology. *Journal of Materials Science*, 44(13), 3361-3370.

Cho, G. C., Dodds, J., & Santamarina, J. C. (2006). Particle shape effects on packing density, stiffness, and strength: natural and crushed sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(5), 591-602.

Clausi, M., & Pinto, D. (2023). Valorisation of Water Potabilization Sludges as Precursors for Alkali-Activated Binders: Characterization and Feasibility Study. *Materials*, 16(5), 1998. https://doi.org/10.3390/ma16051998

Coleman, J.D. (1962). Stress/strain relations for partly saturated soils. *Correspondance in Géotechnique*, 12(4), 348–350.

Dao, P.-L., Bui, V.-D., Onyelowe, K. C., Ebid, A. M., Le, V. D., & Ahaneku, I. E. (2022). Effect of metakaolin on the mechanical properties of lateritic soil. *Geotechnical Research*, 9(4), 211-218. https://doi.org/10.1680/jgere.22.00046

Deshmukh, D. S., & Singh, K. L. (2024). Investigation of permanent deformation behaviour of subbase layer mixed with non-plastic stone dust of the pavement. *International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering*, 10(65). https://doi.org/10.1007/s40891-024-00577-9

Dong, Y., Lu, N., & McCartney, J. S. (2018). Scaling shear modulus from small to finite strain for unsaturated soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 144(1), 04017110.

Elhassan, A. A. M., Mnzool, M., Smaoui, H., Jendoubi, A., Elnaim, B. M. E., & Alotaibi, M. F. (2023). Effect of clay mineral content on soil strength parameters. *Alexandria Engineering Journal*, 63, 475-485. https://doi.org/10.1016/j.aej.2022.08.012

Etim, R. K., Ekpo, D. U., Attah, I. C., & Onyelowe, K. C. (2021). Effect of micro sized quarry dust particle on the compaction and strength properties of cement stabilized lateritic soil. *Cleaner Materials*, 2, 100023. https://doi.org/10.1016/j.clema.2021.100023

Fernández-Lavín, A., Chamorro-Zurita, C., & Ovando-Shelley, E. (2024). An alternative method to analyze waveforms from bender element tests in soft clays. Geotechnical and Geological Engineering, 42, 43–60. https://doi.org/10.1007/s10706-023-02551-0

Fiore, F., Rodgher, S., Ito, C., Bardini, V. and Klinsky, L. M. (2022). Water sludge reuse as a geotechnical component in road construction: Experimental study. *Cleaner Engineering and Technology*. Volume 9. https://doi.org/10.1016/j.clet.2022.100512

Fonte, F. da S. M., Donato, M., Gouveia, B. G., Santana, C. S. A., & Silva, M. A. V. da. (2022). Analysis of the influence of tropical soil classification methods on railway subgrades according to repeated load triaxial (RLT) and light weight deflectometer (LWD) tests. *Case Studies in Construction Materials*, 17, e01301. https://doi.org/10.1016/j.cscm.2022.e01301

Gens, A. y Alonso, E.E. (1992). A framework for the behavior of unsaturated expansive clays. *Canadian Geotechnical Journal*. 29, 1013-1032.

Giacheti, L. H., Peixoto, A.S. e Mondelli, G. (2004). Comparação entre resultados de ensaios de penetração com os cones mecânico e elétrico em solos tropicais. *Solos e Rochas*, São Paulo, 27, (2): 191-200.

Gu, F., Luo, X., Zhang, Y., Lytton, R., & Sahin, H. (2016). Modeling of unsaturated granular materials in flexible pavements. En P. Delage, Y.-J. Cui, & S. Ghabezloo (Eds.), E3S Web of Conferences: Vol. 9. 3rd European Conference on Unsaturated Soils (E-UNSAT 2016) (Artículo 20002). *EDP Sciences*. https://doi.org/10.1051/e3sconf/20160920002

Hasan, M., Al Biruni, M., Afia, A. et al. (2022). Utilization of sludge from water treatment plant as a filler material in pavements. *J Mater Cycles Waste Manag 24*, 2656–2668. https://doi.org/10.1007/s10163-022-01505-7

James L. Sherard, Lorn P. Dunnigan & Rey S. Decker (1976). Identification and Nature of Dispersive Soils. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*. p. 287-301, 102(4). https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/AJGEB6.0000256

Jiang, X., Huang, Z., & Luo, X. (2021). An Improved Mechanistic-Empirical Creep Model for Unsaturated Soft and Stabilized Soils. *Materials*, 14(15), 4146. https://doi.org/10.3390/ma14154146

Julca Lozano, W. Mondelli, G. & Giacheti, H. L. (2025). Ensayos de laboratorio para la caracterización geotécnica de residuos sólidos de construcción y demolición (RCD). Una revisión sistemática. *Sostenibilidad: económica, social y ambiental*, (7), 91-114. https://doi.org/10.14198/Sostenibilidad.28243

Khan, Q., Subramanian, S., Wong, D., & Ku, T. (2019). Bender elements in stiff cemented clay: shear wave velocity (V_s) correction by applying wavelength considerations. *Canadian Geotechnical Journal*, 56(7), 1034-1041. https://doi.org/10.1139/cgj-2018-0395

Kung, J. H. S., Lin, H. D., Yang, S. J., & Huang, W. H. (2006). Resilient modulus and plastic strain of unsaturated cohesive subgrade soils. In Proceedings of the Fourth International Conference on Unsaturated Soils (Geotechnical Special Publication No. 147, pp. 541–552). *American Society of Civil Engineers*. https://doi.org/10.1061/40802(189)41

Lawer, A. K., Ampadu, S. I. K., & Owusu-Nimo, F. (2021). The effect of randomly distributed natural fibers on some geotechnical characteristics of a lateritic soil. *SN Applied Sciences*, 3, 642. https://doi.org/10.1007/s42452-021-04634-0

Leong, E.C., Yeo, S.H., & Rahardjo, H. (2005). Measuring shear wave velocity using bender elements. *Geotechnical Testing Journal*, 28(5), 488-498.

Li, C., Wang, S., Ding, J., Zhang, S., & Gao, M. (2024). Mechanical and microstructural properties of lime-treated excavated soil improved with different industry by-products. *Construction and Building Materials*, 419, 135507. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.135507

Li, D., & Selig, E. T. (1996). Cumulative plastic deformation for fine-grained subgrade soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(12), 1006–1013. https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1996)122:12(1006)

Li, P., Sun, F., Dong, Y., Wen, L., Lin, L. and LI, X. (2025). Utilization of drinking water treatment sludge with coal fly ash to make permeable bricks for low impact development. *Resources, Conservation and Recycling*. Volume 212. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2024.107932.

Liang, R. Y., Rabab'ah, S., & Khasawneh, M. (2008). Predicting moisture-dependent resilient modulus of cohesive soils using soil suction concept. *Journal of Transportation Engineering*, 134(1), 34–40.

https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2008)134:1(34)

Liu, M., Saberian, M., Li, J., Zhu, J., Perera, S., Roychand, R. and Tajaddini, A. (2024). Evaluation of brown coal fly ash for stabilising expansive clay subgrade: A sustainable solution for pavement construction. *Resources, Conservation and Recycling.* Volume 204. https://doi.org/10.1016/j.resconrec.2024.107533

Lu, Z., Fang, R., Chen, L., She, J., & Xian, S. (2019). Long-Term Deformation of Highway Subgrade under Coupling Effect of Traffic Load and Drying–Wetting Cycles. *International Journal of Geomechanics*, 20(2), 04019168. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001568

Messa, G. N., Jesus, A. M. D. de, & Fiore, F. A. (2025). Beneficial use of sludge from water treatment plants as a multiple resource: Potential and limitations. *Resources, Conservation & Recycling Advances*, 25, 200247. https://doi.org/10.1016/j.rcradv.2025.200247

Miao, L., Jing, F., & Houston, S. L. (2006). Soil-water characteristic curve of remolded expansive soils. In Unsaturated Soils 2006 (pp. 997–1004). *American Society of Civil Engineers.* https://doi.org/10.1061/40802(189)80

Monismith, C.L., Ogawa, N., & Freeme, C.R. (1975). Permanent deformation characteristics of subgrade soils due to repeated loading. *Transportation Research Record.*

Muhammad, N., & Siddiqua, S. (2021). Moisture-dependent resilient modulus of chemically treated subgrade soil. *Engineering Geology*, 285, 106028. https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2021.106028

Nazir, A.K., Mahmoud, E., Ali, M. et al. (2020). Safe and economic disposal of water treatment residuals by reusing it as a substitution layer in roads construction (spectroscopic and geotechnical study). *Environ Sci Pollut Res 27*, 30490–30501. https://doi.org/10.1007/s11356-020-09371-2

Nguyen, M. D., Baghbani, A., Alnedawi, A., Ullah, S., Kafle, B., Thomas, M., Moon, E. M. and Milne, N. A. (2023). Investigation on the suitability of aluminium-based water treatment sludge as a sustainable soil replacement for road construction. *Transportation Engineering.* Volume 12. https://doi.org/10.1016/j.treng.2023.100175

Nigitha, D., & Prabhanjan, N. (2022). Efficiency of cement and lime in stabilizing the black cotton soil. *Materials Today: Proceedings*, 68(5), 1588–1593. https://doi.org/10.1016/j.matpr.2022.07.286

Ojuri, O. O., Osagie, P. O., Oluyemi-Ayibiowu, B. D., Fadugba, O. G., Tanimola, M. O., Chauhan, V. B., & Jayejeje, O. O. (2022). Eco-friendly stabilization of highway lateritic soil with cow bone powder admixed lime and plastic granules reinforcement.

Cleaner Waste Systems, 2, 100012. https://doi.org/10.1016/j.clwas.2022.100012

Onyelowe, K. C., & Obianyo, I. I. (2021). Influence of moisture and geofluids (GF) on the morphology of quarry fines treated lateritic soil. *Cleaner Engineering and Technology*, 3, 100120. https://doi.org/10.1016/j.clet.2021.100120

Otsu, N. (1979). A threshold selection method from gray-level histograms. *IEEE Transactions on Systems, Man, and Cybernetics*, 9(1), 62-66.

Pennington, D.S., Nash, D.F.T., & Lings, M.L. (2001). Horizontally mounted bender elements for measuring anisotropic shear moduli in triaxial clay specimens. *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, 24(2), 133-144. https://doi.org/10.1520/GTJ11333J

Pizer, S. M., Amburn, E. P., Austin, J. D., Cromartie, R., Geselowitz, A., Greer, T., ... & Zuiderveld, K. (1987). Adaptive histogram equalization and its variations. *Computer Vision, Graphics, and Image Processing*, 39(3), 355-368.

Rodgher, S., Fiore, F., Bardini, V., Formiga, J., Koga, I., & Klinsky, L. M. G. C. (2023). Acute toxicity of leachates from water treatment plants sludge and combinations with soils from a tropical region. *Water, Air, & Soil Pollution*, 234(2), 86. https://doi.org/10.1007/s11270-023-06080-7

Sanchez-Salinero, I., Roesset, J.M., & Stokoe, K.H. (1986). Analytical studies of body wave propagation and attenuation. *Report No. GR-86-15, University of Texas*, Austin, Texas.

Santamarina, J. C., & Cho, G. C. (2004). Soil behaviour: The role of particle shape. *In Advances in Geotechnical Engineering: The Skempton Conference* (Vol. 1, pp. 604-617). Thomas Telford.

Sawangsuriya, A., Edil, T. B., Bosscher, P. J., & Wang, X. (2006). Small-strain stiffness behavior of unsaturated compacted subgrade. *Geotechnical Special Publication*, (148), 1121–1132. https://doi.org/10.1061/40802(189)91

Schneider, C. A., Rasband, W. S., & Eliceiri, K. W. (2012). NIH Image to ImageJ: 25 years of image analysis. *Nature Methods*, 9(7), 671-675.

Sharp, R. W., & Booker, J. R. (1984). Shakedown of pavements under moving surface loads. *Journal of Transportation Engineering*, *110*, 1–14.

Shen, Y., Tang, Y., Yin, J., Li, M., & Wen, T. (2021). An experimental investigation on strength characteristics of fiber-reinforced clayey soil treated with lime or cement. *Construction and Building Materials*, 294, 123537. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123537

Silva, A. M. dos S., Barboza, E. N., & Silva, M. F. da C. (2020). Uso alternativo de lodo de estação de tratamento de água em pavimentação: uma revisão. *Research, Society*

and Development, 9(7), e786974458. https://doi.org/10.33448/rsd-v9i7.4458

Singh, J., Knapp, H. V., & Demissie, M. (2004). Hydrologic modeling of the Iroquois River watershed using HSPF and SWAT (Contract Report 2004-08). Illinois State Water Survey.

Smaida, A., Cheddad, M., Hamadi, A., Hadi, K., Ben Slim, M., Cherfa, H., Bouguerroua, A., & Haddadi, S. (2023). Stabilization of dune sand using crushed sand, silt and blast furnace slag for use in road field. *Construction and Building Materials*, 406, 133397. https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133397

Soliman, H., & Shalaby, A. (2015). Permanent deformation behavior of unbound granular base materials with varying moisture and fines content. *Transportation Geotechnics*, 4, 1–12. https://doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.06.001

Takao, T.; Bardini, V.; de Jesus, A.; Marchiori, L.; Albuquerque, A.; Fiore, F. (2024). Beneficial Use of Water Treatment Sludge with Stabilizers for Application in Road Pavements. *Sustainability 2024*, 16(13), 5333; https://doi.org/10.3390/su16135333

Tisdall, J. M., & Oades, J. M. (1982). Organic matter and water-stable aggregates in soils. *Journal of Soil Science*, 33(2), 141-163.

Ullah, A., Boumezerane, D., & Ahmad, F. (2023). Subgrade improvement with mixed lime and cement as additives. *Materials Today: Proceedings. Publicação online antecipada.* https://doi.org/10.1016/j.matpr.2023.05.706

Viggiani, G., & Atkinson, J. H. (1995). Interpretation of bender element tests. *Géotechnique*, 45(1), 149-154. https://doi.org/10.1680/geot.1995.45.1.149

Vincent, L., & Soille, P. (1991). Watersheds in digital spaces: an efficient algorithm based on immersion simulations. *IEEE Transactions on Pattern Analysis and Machine Intelligence*, 13(6), 583-598.

Wang, Y., Zhang, S., Yin, S., Liu, X., & Zhang, X. (2020). Accumulated Plastic Strain Behavior of Granite Residual Soil under Cycle Loading. *International Journal of Geomechanics*, 20(11), 04020205. https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0001850

Wang, Y.H., Lo, K.F., Yan, W.M., & Dong, X.B. (2007). Measurement biases in the bender element test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 133(5), 564-574. https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:5(564)

Yamashita, S., Kawaguchi, T., Nakata, Y., Mikami, T., Fujiwara, T., & Shibuya, S. (2009). Interpretation of international parallel test on the measurement of G_{max} using bender elements. *Soils and Foundations*, 49(4), 631-650. https://doi.org/10.3208/sandf.49.631

Yao, Y., Zheng, J., Zhang, J., Peng, J., & Li, J. (2018). Model for predicting resilient modulus of unsaturated subgrade soils in South China. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 22(6), 2089–2098. https://doi.org/10.1007/s12205-018-1703-1

Yohanna, P., Etim, R. K., Ekene, N. I., Oluwatosin, J. A., & Olaoluwa, D. (2024). Case evaluation of structural strength improvement of cement stabilized lateritic soil reinforced with sisal fibers and plastic waste strips. *Discover Civil Engineering*, 1, 66. https://doi.org/10.1007/s44290-024-00069-9

Teses

Fernandes, J. B. (2018). Estudo da resistência e da deformabilidade de um perfil de solo tropical não saturado (Tese de doutorado). Faculdade de Engenharia de Bauru – UNESP/FEB. 144 p.

Fortes, F. Q. (1994). Pavimentos de baixo custo: considerações sobre seus defeitos e propostas de conservação e recuperação [Dissertação de mestrado, Universidade de São Paulo].

Georgetti, G. B. (2014). Deformabilidade e Resistência de um Solo Laterítico não Saturado. [Tese de Doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo].

Guimarães, A. C. R. (2009). Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos [Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro]. Repositório Institucional da UFRJ.

Herrera, L. P. (2025). Previsão da capacidade de carga de estacas de reação em solo não saturado por meio de ensaios de campo (Dissertação de mestrado). Faculdade de Engenharia de Bauru – UNESP/FEB.

Julca Lozano, W. (2024). Análisis de la resistencia y la succión en un suelo cohesivo de la Institución Educativa Indoamericano, distrito de Santo Tomás de Cutervo, Cajamarca, 2023 [Tese de Titulação, Universidad Católica Sedes Sapientiae]. Repositório Institucional UCSS. https://hdl.handle.net/20.500.14095/2968

Macêdo, J. A. G. (1996). Interpretação de ensaios defletométricos de pavimentos [Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro]. Repositório COPPE/UFRJ.

Rocha, B.P. (2018). Caracterização geotécnica de solos tropicais não saturados por meio de ensaios de campo. São Carlos, SP: EESC-USP. 272p.

Takeda, M. C. (2006). A previsão do módulo de resiliência através de ensaios de com-

pressão diametral sob cargas repetidas e sua aplicação no dimensionamento de pavimentos asfálticos [Tese de Doutorado, Universidade de São Paulo]. Biblioteca Digital USP. https://doi.org/10.11606/T.3.2006.tde-08082006-162310

Livros

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2015). *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide.* AASHTO, MEPDG-2, USA.

American Association of State Highway and Transportation Officials. (2015). *Mechanistic-empirical pavement design guide: A manual of practice* (2ª ed.).

American Public Health Association, American Water Works Association,& Water Environment Federation. (2023). *Standard methods for the examination of water and wastewater* (24th ed.). APHA Press.

Bandara, N., & Gunaratne, M. (2018). *Geotechnical aspects of pavement engineering.* Momentum Press.

Boscov, M. E. G. (2008). *Geotecnia ambiental.* Oficina de Textos.

Boszczowski, R. B. (Org.). (2023). *Laboratório de mecânica dos solos: Ensaios especiais.* Oficina de Textos.

Caicedo, B. (2019). *Geotechnics of roads : fundamentals.* Taylor & Francis Group, London, UK.

Caicedo, B. (2021). *Geotechnics of Roads: Advanced Analysis and Modeling.* Taylor & Francis Group, London, UK.

Charles, W.W. Ng y Bruce, M. (2007). *Advanced Unsaturated Soil Mechanics and Engineering* (1ra ed.). Taylor & Francis.

Clifton, A.W., Wilson, G.W., y Barbour, S.L. (Editores). (1999). *The emergence of unsaturated soil mechanics* (Fredlund Volume, 1ra ed.). National Research Council of Canada.

CPRM – Serviço Geológico do Brasil (2006). *Mapa geológico do Estado de São Paulo.* Recuperado de: https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/2966

Filho, W. S., Sallun, A. E., Teixeira, A. L., de Assis Negri, F. e Sobrinho, J. M. (2009). *Geologia de subsuperfície do Estado de São Paulo.* São Paulo: Instituto Geológico. 2738 p.

Fredlund, D. G., & Rahardjo, H. (1993). *Soil mechanics for unsaturated soils.* John Wiley & Sons, Inc.

Fredlund, D. G., Rahardjo, H., & Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated soil mechanics in engineering practice*. John Wiley & Sons.

Gary N. Durham, W. Allen Marr, and Willard L. DeGroff (2003). *Resilient Modulus Testing for Pavement Components*. ASTM Stock Number: STPl437, USA.

Goldstein, J. I., Newbury, D. E., Joy, D. C., Lyman, C. E., Echlin, P., Lifshin, E., Michael, J. R., & Monte, N. W. (2018). *Scanning electron microscopy and X-ray microanalysis*. Springer.

Gutiérrez Lázares, W. (2018). *Mecánica de suelos aplicada a vías de transportes*. Empresa Editora Macro.

Haynes, W. M. (Ed.). (2017). *CRC handbook of chemistry and physics: A ready-reference book of chemical and physical data* (97th ed.). CRC Press.

Huang, Y. H. (2004). *Pavement analysis and design* (2nd ed.). Pearson Prentice Hall.

Huat, B. B. K., Toll, D. G., & Prasad, A. (Eds.). (2013). *Handbook of tropical residual soils engineering*. CRC Press, Taylor & Francis Group.

Johnson, K. L. (1985). Contact mechanics. Cambridge University Press. Leong, E. C. y Wijaya, M. (2023). *Laboratory tests for unsaturated soils* (1ra ed.). Taylor & Francis Group.

Klein, C., & Dutrow, B. (2007). *Manual of mineral science* (23rd ed.). John Wiley & Sons.

Mallela, J., Glover, L. T., Liang, R. Y., & Chou, E. Y. (2009). *Final report: Guidelines for implementing NCHRP 1-37A M-E design procedures in Ohio: Volume 2 — Literature review* (State Job Number 134300). Applied Research Associates, Inc.; University of Akron; University of Toledo. Prepared for the Ohio Department of Transportation and the U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration.

Mallela, J., Titus-Glover, L., Bhattacharya, B., Darter, M., & Von Quintus, H. (2014). *Idaho AASHTOWare Pavement ME Design user's guide, Version 1.1*. Applied Research Associates, Inc. Prepared for the Idaho Transportation Department, Research Program, Division of Highways, Resource Center. http://itd.idaho.gov/highways/research/

Medina, J., & Motta, L. M. G. (2015). *Mecânica dos pavimentos* (3ª ed.). Interciência.

Mitchell, J. K., & Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior* (3rd ed.). John Wiley & Sons.

Murray, J. D., & VanRyper, W. (1996). *Encyclopedia of Graphics File Formats* (2nd ed.). O'Reilly Media.

Nogami, J. S. e Villibor, D. F. (1980). *Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: Limitações do Método Tradicional, Apresentação de uma Nova Sistemática.* In: 15ª Reunião Anual de Pavimentação, Belo Horizonte/MG.

Nogami, J. S. e Villibor, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo em solos lateríticos.* São Paulo: Edições Villibor. 213p.

Pacheco-Torgal, F., Ding, Y., Colangelo, F., Tuladhar, R., & Koutamanis, A. (Eds.). (2020). *Advances in construction and demolition waste recycling: Management, processing and environmental assessment.* Woodhead Publishing, an imprint of Elsevier.

Santamarina, J. C., Klein, K. A., & Fam, M. A. (2001). *Soils and Waves: Particulate Materials Behavior, Characterization and Process Monitoring.* John Wiley & Sons.

Villibor, D. F., Nogami, J. S., Cincerre, J. R., Serra, P. R. M., & Zuppolini Neto, A. (2009). *Pavimentos de baixo custo para vias urbanas* (2ª ed.). Arte & Ciência.

Normas Técnicas

American Society for Testing and Materials, (2015). *Standard Practice for Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes* (ASTM D3282-15).

American Society for Testing and Materials, (2016). *Standard Test Method for California Bearing Ratio (CBR) of Laboratory-Compacted Soils* (ASTM D1883-16).

American Society for Testing and Materials, (2016). *Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper1* (ASTM D5298-16).

American Society for Testing and Materials, (2016). *Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic Curve for Desorption Using Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, or Centrifuge1* (ASTM D6836-16).

American Society for Testing and Materials, (2016). *Standard Test Methods for Measurement of Hydraulic Conductivity of Saturated Porous Materials Using a Flexible Wall Permeameter* (ASTM D5084-16a).

American Society for Testing and Materials, (2017). *Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes - Unified Soil Classification System* (ASTM D2487-17).

American Society for Testing and Materials, (2017). *Standard Practice for Making and*

Curing Soil-Cement Compression and Flexure Test Specimens in the Laboratory (ASTM D1632-17).

American Society for Testing and Materials, (2017). *Standard Test Methods for Compressive Strength of Molded Soil-Cement Cylinders* (ASTM D1633-17).

American Society for Testing and Materials, (2017). *Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils* (ASTM D4318-17).

American Society for Testing and Materials, (2017). *Standard Test Methods for Particle-Size Distribution/Gradation of Soils Using Sieve Analysis* (ASTM D6913/D6913M-17).

American Society for Testing and Materials, (2018). *Standard Test Method for Dispersive Characteristics of Clay Soil by Double Hydrometer* (ASTM D4221-18).

American Society for Testing and Materials, (2019). *Standard Test Method for Determination of Shear Wave Velocity and Initial Shear Modulus in Soil Specimens using Bender Elements* (ASTM D8295-19).

American Society for Testing and Materials, (2019). *Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water [Moisture] Content of Soil and Rock by Mass* (ASTM D2216-19).

American Society for Testing and Materials, (2020). *Standard Test Method for Obtaining and Testing Drilled Cores and Sawed Beams of Concrete* (ASTM C42/C42M - 20).

American Society for Testing and Materials, (2020). *Standard Test Methods for Determining the Water Content, Ash Content, and Organic Material of Peat and Other Organic Soils* (ASTM D2974 - 20).

American Society for Testing and Materials, (2021). *Standard Test Method for Particle-Size Distribution/Gradation of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation/Hydrometer Analysis* (ASTM D7928-21).

American Society for Testing and Materials, (2023). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by the Water Displacement Method* (ASTM D854-23).

Associação Brasileira De Normas Técanicas. NBR 07181. (2018). *Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técanicas. NBR 12024 (2012). *Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos — Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técanicas. NBR 12253 (2012). *Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento — Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técanicas. NBR 6457 (2016). *Solos – Preparação de*

amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técanicas. NBR 7182. (2018). *Solo – Ensaio de compactação*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira De Normas Técanicas. NBR 9603. (2018). *Solo – Sondagem a trado - Procedimento*. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2004). NBR 10004: *Resíduos sólidos – Classificação*. ABNT.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2003). *Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos: Terminologia* (DNIT 005/2003-TER). Diretoria de Planejamento e Pesquisa/IPR.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2004a). *Dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego leve e médi*o (Instrução de Projeto IP-04/2004).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2004b). *Dimensionamento de pavimentos flexíveis para tráfego meio pesado, pesado, muito pesado e faixa exclusiva de ônib*us (Instrução de Projeto IP-05/2004).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2006). *Manual de pavimentação* (Manual DNIT 719/2006, 3ª ed.). Instituto de Pesquisas Rodoviárias.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2010). DNIT 138/2010-ES: *Pavimentação – Reforço do subleito – Especificação de serviço*.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2018). *Pavimentação – Material Estabilizado Quimicamente – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio* (NORMA DNIT 181/2018 - ME).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2018). *Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio* (NORMA DNIT 134/2018-ME).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2022a). DNIT 140/2022-ES: *Pavimentação – Sub-base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço*.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2022b). DNIT 142/2022-ES: *Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço*.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023). *Solos – Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura – Classificação* (NORMA DNIT 259/2023 – CLA).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023). *Solos – Compactação em equipamento miniatura – Ensaios Mini-MCV e perda de massa por imersão – Método de ensaio* (NORMA DNIT 258/2023 – ME).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (2023). *Solos – Compactação em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão – Método de ensaio* (NORMA DNIT 254/2023 – ME).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (s.d.-a). *Sub-base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico – SAFL* (Especificação Técnica ET-DE-P00/015).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (s.d.-b). *Reforço do subleito* (Especificação Técnica ET-DE-P00/002).

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. (s.d.-c). *Projeto de pavimentação* (Instrução de Projetos IP-DE-P00/001).

Michigan Department of Transportation. (2025, January). *Michigan DOT user guide for mechanistic-empirical pavement design* (January 2025 Edition) [PDF]. Michigan Department of Transportation. https://www.michigan.gov/mdot/-/media/Project/Websites/MDOT/Business/Construction/Pavement-Operations/ME-Pavement-Design/User-Guide-for-ME-Pavement-Design.pdf

Outros

Anthropic. (2024). Claude (versão de 13 de dezembro de 2024) [Modelo de linguagem amplo]. https://claude.ai

Asociación Paraguaya de Carreteras. (2021). Seminario Módulo Resiliente 1er disertante 1er Día [Vídeo]. YouTube. http://www.youtube.com/watch?v/x_hMhQKVlGc

Boutell, T., et al. (1997). PNG (Portable Network Graphics) Specification Version 1.0. RFC 2083. Internet Engineering Task Force.

Fredlund, D.G. (1987). The stress state for expansive soils. Proc. 6th Int. Conf. on Expansive Soils, New Delhi. Keynote address, 1–9.

OpenAI. (2024). ChatGPT (versão de 13 de dezembro de 2024) [Modelo de linguagem amplo]. https://chat.openai.com/chat

Apêndice A

ANEXOS

I. Manuscrito científico em processo:

Manuscrito derivado desta dissertação sobre o desempenho hidromecânico de misturas solo-lodo de ETA em condições não saturadas para pavimentos, em fase de preparação para submissão a periódico especializado.

II. Artigo publicado sobre resíduos sólidos:

Data de publicação: 31-01-2025
Periódico: *Sostenibilidad Económica, Social y Ambiental*, ISSN 2695-2718
Julca Lozano, W., Mondelli, G., & Giacheti, H. L. (2025). Ensayos de laboratorio para la caracterización geotécnica de residuos sólidos de construcción y demolición (RCD). Una revisión sistemática. *Sostenibilidad Económica, Social y Ambiental*, (7), 91–114. https://doi.org/10.14198/Sostenibilidad.28243

III. Conferência Virtual Internacional:

Aspectos geotécnicos de los suelos tropicales y su aplicación en pavimentos
Local: Universidad Católica Sedes Sapientiae, Lima, Peru (Data: 06-06-2025)

IV. Artigo Estendido:

Caracterización Hidromecánica de Materiales Sostenibles para Aplicación en Pavimentos
Autores: P.E. Waldir Julca Lozano e Ph.D. Heraldo Luiz Giacheti
Simpósio: Simposio Geotécnico del Cono Sur
Local: CURE, Sede Maldonado, Maldonado, Uruguay (Data: 02-12-2025 e 03-12-2025)