

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA – UNB
FACULDADE DE TECNOLOGIA - FT
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL - ENC**

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NO
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS DE SUBLEITO DE
PAVIMENTO RODOVIÁRIO DO DISTRITO FEDERAL E DO ESTADO
DE RORAIMA**

JOSIENE CHRYSTINA RIBEIRO CARDOSO

ORIENTADOR: RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM -416/2024

BRASÍLIA, DF: SETEMBRO - 2024

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

**ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO TEOR DE UMIDADE NO COMPORTAMENTO
MECÂNICO DE SOLOS DE SUBLEITO DE PAVIMENTO RODOVIÁRIO DO
DISTRITO FEDERAL E DO ESTADO DE RORAIMA**

JOSIENE CHRYSTINA RIBEIRO CARDOSO

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

APROVADA POR:

RAFAEL CERQUEIRA SILVA, D.Sc, Universidade de Brasília

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD, Universidade de Brasília

MAGNOS BARONI, D.Sc, Universidade Federal de Santa Maria

DATA: BRASÍLIA/DF, 18 DE SETEMBRO DE 2024

FICHA CATALOGRÁFICA

CARDOSO, JOSIENE CHRYSTINA RIBEIRO

Análise da Influência do Teor de Umidade no Comportamento Mecânico de Solos de Subleito de Pavimento Rodoviário do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Distrito Federal, 2024. xxxii, 209 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB), Mestre, Geotecnia, 2024).

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

- | | |
|--------------------------|--------------------------|
| 1. Solos Não-Saturados | 2. Sucção Matricial |
| 3. Módulo de Resiliência | 4. Deformação Permanente |
| I. ENC/FT/UnB | II. Título (série) |

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

CARDOSO, J. C. R. (2024). Análise da Influência do Teor de Umidade no Comportamento Mecânico de Solos de Subleito de Pavimento Rodoviário do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Distrito Federal. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-416/2024, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 209 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Josiene Chrystina Ribeiro Cardoso

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Análise da Influência do Teor de Umidade no Comportamento Mecânico de Solos de Subleito de Pavimento Rodoviário do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Distrito Federal. GRAU / ANO: Mestre / 2024

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

Josiene Chrystina Ribeiro Cardoso
Campus Universitário Darcy Ribeiro,
Prédio SG-12, Asa Norte, Brasília-DF
CEP 70.910-900 - Brasília/DF – Brasil

DEDICATÓRIA

Dedico aos meus pais, Josemar Pereira Cardoso e Eliene Ribeiro de Souza, à minha saudosa avó Maria Conceição (*in memoriam*), meu sincero agradecimento. Suas presenças e memórias têm sido fontes de inspiração ao longo deste caminho desafiador.

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar minha sincera gratidão a todas as pessoas e organizações que, de forma direta ou indireta, desempenharam um papel fundamental na realização deste estudo.

Faço um agradecimento especial ao meu orientador, Professor Rafael Cerqueira Silva, pela orientação dedicada, ensinamentos e paciência. O valioso conhecimento e experiências compartilhados por você foi essencial para me motivar, inspirar e perseverar nesta jornada desafiadora.

Gostaria de expressar minha mais sincera gratidão à minha coorientadora, Gisandra Faria de Paula, por toda a ajuda, ensinamentos e por ser uma inspiração como mulher, engenheira, mãe e profissional. Sua orientação foi fundamental para o sucesso deste trabalho.

Gostaria de expressar minha profunda gratidão aos meus pais, cujo apoio e sacrifício foram fundamentais para a realização deste sonho. Eles não apenas me deram todo o suporte emocional e financeiro, mas também me ajudaram a fazer a transição para uma nova cidade, permitindo que eu perseguisse meus objetivos acadêmicos. Sua dedicação e amor incondicionais foram uma fonte constante de inspiração e motivação ao longo desta jornada. Sem eles, este feito não teria sido possível. Agradeço de coração por tudo que fizeram por mim.

Meu sincero agradecimento às minhas queridas tias Jussiara, Marta, Maria Felicidade, Edivergens e Nilza. Desde a minha aprovação até hoje, têm sido um apoio constante, com orações, ajuda financeira, carinho e preocupação desde que me mudei para esta nova cidade. E durante toda a minha vida. Este momento de conquista também é de vocês, e agradeço por fazerem parte desta vitória comigo.

Gostaria de expressar minha profunda gratidão à professora Ângela Queiroz, que me proporcionou o primeiro contato com a geotecnia. Sua dedicação, excelência profissional e inspiração foram fundamentais para minha decisão de ingressar no Programa de Pós-Graduação em Geotecnia seguindo seus passos. Ao longo de toda a minha pesquisa, continuou a oferecer suporte inestimável.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), meu sincero agradecimento pelo suporte financeiro fornecido por meio da bolsa de estudos, que foi crucial para a realização deste trabalho.

Ao Ministério Público de Contas do estado de Roraima (MPC/RR) e à equipe do Laboratório de Engenharia, expressei minha gratidão pelos esforços conjuntos realizados por

meio do convênio estabelecido em parceria MPCRR/FT/UnB. Essa colaboração foi essencial para a construção e desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Departamento de Estradas de Rodagens do Distrito Federal (DER/DF), minha mais profunda gratidão por todo o apoio técnico, ensinamentos e ajuda indispensável para o progresso desta pesquisa. Agradeço à presidência do DER/DF. A Superintendência Técnica (SUTEC). A Diretoria de Tecnologia (DITEC). A Gerência de Estudos Tecnológicos (GETEC). Ao núcleo NGTEC e o Núcleo NULAC. Meus sinceros agradecimentos pelo apoio e ensinamento de toda equipe DITEC (Roberto Leda, Gisandra, Paulo Costa, Sérgio Eugênio, Stênio, Wilkerson, Luís Geraldo, Tolentino, Fernando, Raimundo, Wilson, Luiz, Nilson, Sinval, Josinei, Aneomar, Iris, Helena, Cristiane, Cláudia, Ronaldo, José Carlos, Itemar, Marlene, Rosy, Maria, Sara, Eduardo, Romário, Diego, Paulo, Bartonildo, Nilmar e Vilmar).

Gostaria de estender um agradecimento especial ao técnico de laboratório James Costa Araujo. Sua dedicação, habilidades e apoio foram fundamentais para o sucesso deste projeto.

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), o Instituto de Pesquisa em Transportes (IPR) e a Superintendência Regional do DNIT no estado de Roraima pela autorização de implantação do trecho experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR. E ao 6º Batalhão de Engenharia de Construção (6º BEC).

Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília (PPGG/UNB) e seus professores. Destaco a contribuição fundamental do conhecimento compartilhado pelos professores Rafael Silva, Márcio Muniz, Manoel Porfírio e Camapum de Carvalho.

Gostaria de expressar minha sincera gratidão pelo apoio concedido pelo Laboratório de Infraestrutura da Universidade de Brasília (Infralab/UnB), pela prontidão em ajudar e pela disponibilidade dos equipamentos necessários para a realização deste estudo.

Agradeço ao Laboratório de Estudos Geodinâmicos, Geocronológicos e Ambientais da Universidade de Brasília (LEGGA/UnB), pelo apoio fornecido nas análises de microscopia.

Agradeço aos meus colegas do PPGG Augusto, Isabela e Mateus, pelo apoio e por suas valiosas companhias ao longo deste período de mestrado. O apoio de vocês e as conversas que tivemos foram fundamentais para enfrentar os desafios e manter o equilíbrio emocional durante os momentos intensos deste caminho.

RESUMO

Estruturas geotécnicas de pavimento rodoviário são compostas por materiais granulares que apresentam variações tanto na sua microestrutura quanto na macroestrutura. Esses materiais são sensíveis à variação de umidade, o que afeta diretamente sua capacidade de suporte de carga. Dessa forma, é essencial garantir que as camadas granulares permaneçam em uma condição não-saturada para assegurar um bom desempenho mecânico. Contudo, os solos de subleito estão sujeitos a variações no teor de umidade devido aos processos intempéricos, influenciados por fatores climáticos, geomorfológicos e hidrogeológicos. Essas mudanças afetam significativamente as propriedades mecânicas dos solos, como as relações tensão-deformação e a resistência ao cisalhamento. Este estudo visa investigar como as variações no teor de umidade e na sucção impactam o comportamento mecânico de dois tipos de solo de subleito no Distrito Federal e um do estado de Roraima. Utilizando ensaios triaxiais dinâmicos, foram medidos o módulo de resiliência e a deformação permanente dos solos em diferentes condições de umidade e níveis de sucção. A pesquisa avalia como esses fatores influenciam as propriedades de deformabilidade dos solos, fornecendo uma análise detalhada do comportamento de cada material. Os resultados laboratoriais permitiram a caracterização microestrutural e macroestrutural dos grãos, além de revelar o comportamento de sucção dos solos testados. Os ensaios tensão-deformação realizados no triaxial dinâmico mostraram uma influência significativa da saturação e da sucção no desempenho das deformações plásticas e elásticas, onde foi evidenciado a importância da compactação no limite do teor “ótimo” e a manutenção deste teor ao longo da vida útil do pavimento. Dessa forma, este trabalho proporciona um aprofundamento no entendimento dos efeitos da umidade e da sucção no comportamento dos solos, oferecendo subsídios para uma melhor compreensão das condições que influenciam a performance dos materiais de pavimentação. Essa contribuição é fundamental para o desenvolvimento de soluções mais eficazes em projetos de pavimentação, garantindo maior durabilidade e resistência às variações ambientais.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Não-saturados. Sucção Matricial. Módulo de Resiliência. Deformação Permanente.

ABSTRACT

Geotechnical structures in road pavements are composed of granular materials that exhibit variations in both their microstructure and macrostructure. These materials are sensitive to moisture variation, which directly affects their load-bearing capacity. Therefore, it is essential to ensure that the granular layers remain in an unsaturated condition to guarantee good mechanical performance. However, subgrade soils are subject to moisture content variations due to weathering processes, which are influenced by climatic, geomorphological, and hydrogeological factors. These changes significantly affect the mechanical properties of soils, such as stress-strain relationships and shear strength. This study aims to investigate how variations in moisture content and suction impact the mechanical behavior of two types of subgrade soils from the Federal District and one from the state of Roraima. Using dynamic triaxial tests, the resilient modulus and permanent deformation of the soils were measured under different moisture conditions and suction levels. The research evaluates how these factors influence the deformability properties of the soils, providing a detailed analysis of each material's behavior. The laboratory results allowed for the microstructural and macrostructural characterization of the grains, as well as revealing the suction behavior of the tested soils. The stress-strain tests conducted in the dynamic triaxial apparatus showed a significant influence of saturation and suction on the performance of plastic and elastic deformations, highlighting the importance of compaction at the "optimum" moisture content and maintaining this level throughout the pavement's service life. Thus, this study provides a deeper understanding of the effects of moisture and suction on soil behavior, offering insights for a better comprehension of the conditions that affect the performance of pavement materials. This contribution is crucial for the development of more effective solutions in pavement design, ensuring greater durability and resistance to environmental variations.

KEYWORDS: Unsaturated Soils, Matric Suction, Resilient Modulus, Permanent Deformation.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. PROBLEMA DA PESQUISA.....	2
1.2. OBJETIVOS.....	3
1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	3
1.4. ESTRUTURA DA PESQUISA.....	4
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	5
2.1. SOLOS NÃO SATURADOS.....	5
2.2. SUCÇÃO.....	6
2.2.1. Técnicas de Medidas de Sucção	7
2.2.2. Ensaio de Papel Filtro	8
2.2.3. Psicômetros (WP4c).....	9
2.3. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA.....	10
2.3.1. Ajuste Matemático da Curva Característica.....	13
2.4. MICROESTRUTURA DO SOLO	15
2.5. PAVIMENTAÇÃO NO BRASIL	19
2.6. EFEITOS DO CLIMA NA UMIDADE EM PAVIMENTOS	19
2.7. MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR).....	22
2.8. DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP).....	23
2.8.1. Teoria do Shakedown	24
2.8.2. Deformação Permanente por Multiestágios	26
2.9. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE NO MR E NA DP.....	27
3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	30
3.1. DISTRITO FEDERAL	30
3.2. RORAIMA	34
4. METODOLOGIA	39
4.1. PLANEJAMENTO DO ESTUDO	39
4.2. COLETA DAS AMOSTRAS	40
4.3. SOLOS DE SUBLEITO DO DISTRITO FEDERAL.....	41
4.4. SOLOS DE SUBLEITO DOS SEGMENTOS EXPERIMENTAIS DE RORAIMA.....	43
4.5. CARACTERIZAÇÃO DA MICROESTRUTURA	44
4.5.1. Microscopia Eletrônica de Varredura	44

4.5.2. Difrateromia de Raios-X	45
4.5.3. Ataque Sulfúrico	46
4.6. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL.....	47
4.6.1. Densidade Real dos Grãos.....	48
4.6.2. Granulometria por Peneiramento e Sedimentação	49
4.7. COMPACTAÇÃO MINI-MCV E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS	50
4.8. COMPACTAÇÃO EM CILINDRO TRIPARTIDO.....	51
4.8.1. Compactação e Pós-Compactação com Variação do Teor de Umidade	52
4.9. MEDIÇÃO DA SUÇÃO E DETERMINAÇÃO DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS	55
4.9.1. Ensaio de Papel Filtro	56
4.9.2. WP4c	59
4.9.3. Modelagem das Curvas Características Solo-Água	61
4.10. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS.....	61
4.11. MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	63
4.12. DEFORMAÇÃO PERMANENTE	64
4.13. DEFORMAÇÃO PERMANENTE POR MULTISTÁGIOS	65
4.14. ANÁLISE ESTATÍSTICA	67
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS	70
5.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DOS SOLO	70
5.2. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DOS SOLOS	81
5.6. CLASSIFICAÇÃO MCT	84
5.7. CURVAS CARACTERÍSTICAS.....	89
5.8. MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR).....	95
5.8.1. MR em Diferentes Teores de Umidade de Compactação	95
5.8.2. MR em Diferentes Teores de Umidade de Pós-Compactação.....	109
5.8.3. Análise do Módulo Resiliente com Influência da Sucção	120
5.9. DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP).....	143
5.9.1. Deformação Permanente pelo Método Normativo.....	143
5.9.2. Deformação Permanente por Multiestágio	148
5.9.3. Deformação Plástica por Sequência	155
5.9.4. Previsão de Comportamento da DP	164
5.9.5. Shakedown.....	166
5.9.6. Deformação Permanente Individuais por Par de Tensão.....	174

5.9.7. Deformações Permanente por Sequência	179
6. CONCLUSÕES	192
6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS	192
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	195

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Princípio do método do papel filtro: (a) técnica em contato; (b) técnica sem contato (Vivian, 2008).	08
Figura 2.2. WP4C (Dewpoint Potentia Meter).....	09
Figura 2.3. Forma da curva característica solo-água pela distribuição do tamanho dos poros (adaptado de Marinho, 2005)	11
Figura 2.4. Curva característica bimodal Modificado de Li <i>et al.</i> (2014).....	12
Figura 2.5. Imagens de amostras com semelhante índice de vazios e diferentes umidades e energias de compactação de camadas. (Queiroz, 2015)	18
Figura 2.6. Imagens obtidas pelo MEV para o solo considerando diferentes metodologias de compactação (Santos, 2020).....	18
Figura 2.7. Imagens obtidas pelo MEV antes da amostra ser trabalhada e após amostra ser trabalhada por processo de compactação em laboratório para camada de subleito. (Caetano, 2024).....	18
Figura 2.8. Origem da umidade na estrutura de pavimentos (Custódio <i>et al.</i> , 2021).....	21
Figura 2.9. Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas (Guimarães, 2009). (Marinho, 1995)	25
Figura 3.1. Localização dos solos de estudo (SL-1 e SL-2) no Distrito Federal, ao longo da DF-440.....	31
Figura 3.2. Hipsometria da DF-440 para os pontos de estudo SL-1 e SL-2.	32
Figura 3.3. Mapa geológico da DF-440 para os pontos de estudo SL-1 e SL-2.	33
Figura 3.4. Mapa pedológico da DF-440 para os pontos de estudo SL-1 e SL-2.	34
Figura 3.5. Mapa rodoviário do estado de Roraima com destaque para a localização do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.....	35

Figura 3.6. Hipsometria do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.	36
Figura 3.7. Mapa geológico do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.....	37
Figura 3.8. Mapa geológico do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.....	38
Figura 4.1. Fluxograma do planejamento do estudo.....	40
Figura 4.2. DF-440: local de coleta da amostra de subleito SL-2 (à esquerda) e coleta de material SL-1 (à direita).	42
Figura 4.3. Preparação de Amostras a) Secagem de amostras ao ar livre. b) Armazenagem em ambiente hermético	43
Figura 4.4. Ilustração das seções transversais da estrutura do pavimento dos segmentos experimentais na BR-432/RR.....	43
Figura 4.5. a) Trator com grade para homogeneização do material das camadas. b) Amostras embaladas com dupla proteção para evitar perda de material.....	44
Figura 4.6. Equipamento utilizado nas análises de MEV – UnB.....	45
Figura 4.7. Equipamento utilizado na difratometria de raios-X (DRX) – UnB.....	46
Figura 4.8. Aspecto visual dos solos do estudo.....	48
Figura 4.9. Agitador mecânico empregado no peneiramento das amostras de solos e material britado – à esquerda. Peneiras de diferentes aberturas com amostras de solo – à direita.	49
Figura 4.10. Amostras com (à esquerda) e sem defloculante (à direita), empregado no ensaio de sedimentação.	50
Figura 4.11. Amostras compactadas em cilindro Mini-MCV submetidas à perda de massa por imersão em tanque com água.	51
Figura 4.12. Procedimento compactação de amostras no cilindro tripartido.	52
Figura 4.13. CP compactados em diferentes teores de umidade.....	53
Figura 4.14. CP com variação de umidade pós-compactação – secagem ao ar.	54

Figura 4.15. CP com variação de umidade pós-compactação – umedecimento por capilaridade.	54
Figura 4.16. Materiais utilizados no ensaio de papel filtro.	56
Figura 4.17. Moldagem dos CPs para ensaio de papel filtro: a) cilindros utilizados; b) moldagem do anel cilíndrico na amostra de solo (feita em cilindro tripaetido).....	57
Figura 4.18. Passo a passo para realização do ensaio papel filtro.....	58
Figura 4.19. Ensaio da Balança Hidrostática: a) preparação das amostras com resina; b) pesagem das amostras.	59
Figura 4.20. Equipamento WP4C Dewpoint PotentialMeter – Infralab/UnB.....	60
Figura 4.21. Organização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas – MR e DP.	62
Figura 4.22. Triaxiais dinâmicos de solos empregados na obtenção de dados de MR e DP existentes no DER-DF.....	63
Figura 5.1. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.	71
Figura 5.2. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.	71
Figura 5.3. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.	72
Figura 5.4. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.	72

Figura 5.5. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada	73
Figura 5.6. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.....	71
Figura 5.7. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.	74
Figura 5.8. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.....	75
Figura 5.9. Microscopia Eletrônica De Varredura (MEV) – Camada De Subleito (SL-3). a) Partículas observadas com aproximação De 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x Após Amostra Ser Trabalhada.	76
Figura 5.10. Microscopia Eletrônica De Varredura (MEV) – camada de subleito (SL-3). a) partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.....	76
Figura 5.11. Microscopia Eletrônica De Varredura (MEV) – camada de subleito (SL-3). a) partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.	77
Figura 5.12. Microscopia Eletrônica De Varredura (MEV) – camada de subleito (SL-3). a) partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.....	77
Figura 5.13. Difratoograma da Amostra SL-1.	78
Figura 5.14. Difratoograma da Amostra SL-2.....	79
Figura 5.15. Difratoograma da Amostra SL-3.	80
Figura 5.16. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-1.....	83

Figura 5.17. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-2.....	83
Figura 5.18. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-3.....	84
Figura 5.19. Classificação MCT da amostra SL-1.....	85
Figura 5.20. Classificação MCT da amostra SL-2.....	85
Figura 5.21. Classificação MCT da amostra SL-3	86
Figura 5.22. Curva de compactação SL-1.....	88
Figura 5.23. Curva de compactação SL-2	88
Figura 5.24. Curva de compactação SL-3	89
Figura 5.25. Curvas características do SL-1 Considerando diferentes umidades de compactação.	90
Figura 5.26. Curvas características do SL-2 Considerando diferentes umidades de compactação.	91
Figura 5.27. Curvas características do SL-3 Considerando diferentes umidades de compactação.	92
Figura 5.28. MR para umidade ótima de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.....	99
Figura 5.29. MR para umidade -2% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.....	99
Figura 5.30. MR para umidade -1% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.	99
Figura 5.31. MR para umidade +1% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.	100
Figura 5.32. MR para umidade +2% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas	100
Figura 5.33. MR para umidade ótima de compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	101
Figura 5.34. MR para umidade -2% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	101

Figura 5.35. MR para umidade -1% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	101
Figura 5.36. MR para umidade +1% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	102
Figura 5.37. MR para umidade +2% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	102
Figura 5.38. MR para umidade ótima de compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	103
Figura 5.39. MR para umidade -2% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	103
Figura 5.40. MR para umidade -1% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	103
Figura 5.41. MR para umidade +1% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	104
Figura 5.42. MR para umidade +2% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	104
Figura 5.43. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-1 variação de umidade na compactação.....	105
Figura 5.44. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-2 variação de umidade na compactação.....	105
Figura 5.45. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-3 variação de umidade na compactação.....	106
Figura 5.46. MR para umidade +2% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas.....	112
Figura 5.47. MR para umidade +1% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas.....	112
Figura 5.48. MR para umidade -1% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas.....	112
Figura 5.49. MR para umidade -2% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas.....	113
Figura 5.50. MR para umidade +2% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	113

Figura 5.51. MR para umidade +1% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	114
Figura 5.52. MR para umidade -1% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	114
Figura 5.53. MR para umidade -2% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas.....	114
Figura 5.54. MR para umidade +2% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	115
Figura 5.55. MR para umidade +1% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	115
Figura 5.56. MR para umidade -1% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	115
Figura 5.57. MR para umidade -2% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.....	116
Figura 5.58. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-1 variação de umidade pós-compactação.....	117
Figura 5.59. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-2 variação de umidade pós-compactação.....	117
Figura 5.60. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-3 variação de umidade pós-compactação.....	118
Figura 5.61. Gráfico tridimensional MR SL-1 % wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	124
Figura 5.62. Gráfico tridimensional MR SL-1+2 % wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	124
Figura 5.63. Gráfico tridimensional MR SL-1+1 % wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	125

Figura 5.64. Gráfico tridimensional MR SL-1-1 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	125
Figura 5.65. Gráfico tridimensional MR SL-1-2 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	126
Figura 5.66. Gráfico tridimensional MR SL-2 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	126
Figura 5.67. Gráfico tridimensional MR SL-2+2 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	127
Figura 5.68. Gráfico tridimensional MR SL-2+1 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	127
Figura 5.69. Gráfico tridimensional MR SL-2-1 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	128
Figura 5.70. Gráfico tridimensional MR SL-2-2 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	128
Figura 5.71. Gráfico tridimensional MR SL-3 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	129
Figura 5.72. Gráfico tridimensional MR SL-3 +2% vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	129
Figura 5.73. Gráfico tridimensional MR SL-3+1 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	130
Figura 5.74. Gráfico tridimensional MR SL-3-1 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	130
Figura 5.75. Gráfico tridimensional MR SL-3-2 % vot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	130

Figura 5.76. Gráfico tridimensional MR SL-1 pós-compactado +2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).	136
Figura 5.77. Gráfico tridimensional MR SL-1 pós-compactado +1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).	136
Figura 5.78. Gráfico tridimensional MR SL-1 pós-compactado -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	137
Figura 5.79. Gráfico tridimensional MR SL-1 pós-compactado -2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	137
Figura 5.80. Gráfico tridimensional MR SL-2 pós-compactado +2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	138
Figura 5.81. Gráfico tridimensional MR SL-2 +1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	138
Figura 5.82. Gráfico tridimensional MR SL-2 pós-compactado -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	139
Figura 5.83. Gráfico tridimensional MR SL-2 -2 pós-compactado -2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	139
Figura 5.84. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado +2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	140
Figura 5.85. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado +1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	140
Figura 5.86. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	141
Figura 5.87. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado -2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas et al. (2020).....	141
Figura 5.88. Comportamento da DP da amostra SL-1.....	144
Figura 5.89. Comportamento da DP da amostra SL-2.....	144
Figura 5.90. Comportamento da DP da amostra SL-1.....	144

Figura 5.91. Verificação do <i>Shakedown</i> para o ensaio convencional de DP da amostra SL-1.....	147
Figura 5.92. Verificação do <i>Shakedown</i> para o ensaio convencional de DP da amostra SL-2.....	147
Figura 5.93. Verificação do <i>Shakedown</i> para o ensaio convencional de DP da amostra SL-3.....	148
Figura 5.94. Comportamento da DP por multiestágios da SL1 - 2%wot.....	148
Figura 5.95. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 - 1%wot.....	149
Figura 5.96. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 +1%wot.....	149
Figura 5.97. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 +2%wot.....	149
Figura 5.98. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 - 2%wot.....	150
Figura 5.99. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 - 1%wot.....	150
Figura 5.100. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 +1%wot.....	150
Figura 5.101. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 +2%wot.....	150
Figura 5.102. Comportamento da DP por multiestágios da SL-3 - 2%wot.....	153
Figura 5.103. Comportamento da DP por multiestágios da SL3 - 1%wot.....	153
Figura 5.104. Comportamento da DP por multiestágios da SL3+1%wot.....	153
Figura 5.105. Comportamento da DP por multiestágios da SL3 +2%wot.....	154
Figura 5.106. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 - 2%wot.....	155
Figura 5.107. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 - 1%wot.....	155
Figura 5.108. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 +1%wot.....	156

Figura 5.109. SL-1 – CP compactado na umidade +1%wot após o ensaio de DP, na sequência 3 (à esquerda) e CP compactado na umidade +1%wot antes do ensaio (à direita)	156
Figura 5.110. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 +2%wot	157
Figura 5.111. CP SL-1 após ensaio DP sequência 3	158
Figura 5.112. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 - 2%wot	159
Figura 5.113. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 - 1%wot	159
Figura 5.114. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 +1%wot	160
Figura 5.115. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2+ 2%wot	160
Figura 5.116. CP compactado na umidade +2%wot (à esquerda) na sequência 2; CP compactado na umidade +2%wot após o ensaio de DP na sequência 2 (à direita)	161
Figura 5.117. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 - 2%wot	161
Figura 5.118. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 - 1%wot	162
Figura 5.119. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 +1%wot	162
Figura 5.120. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 +2%wot	163
Figura 5.121. SL-3 – CP compactado na umidade +2%wot após o ensaio de DP, na sequência 3 (à esquerda) e CP compactado na umidade +2%wot antes do ensaio (à direita)	163

Figura 5.122.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 - 2%wot.....	167
Figura 5.123.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 - 1%wot.....	167
Figura 5.124.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1+1%wot.....	168
Figura 5.125.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 + 2%wot.....	169
Figura 5.126.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 - 2%wot.....	170
Figura 5.127.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 - 1%wot.....	170
Figura 5.128.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 + 1%wot.....	171
Figura 5.129.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 + 2%wot.....	171
Figura 5.130.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-3 - 2%wot.....	172
Figura 5.131.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-3 - 1%wot.....	173
Figura 5.132.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-3 +1%wot.....	173
Figura 5.133.Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-3 +2%wot.....	174
Figura 5.134. Comportamento da DP por multiestágios SL-1 pós-compactada - 2%wot.....	175

Figura 5.135. Comportamento da DP por multiestágios SL-1 pós-compactada - 1%wot.....	175
Figura 5.136. Comportamento da DP por multiestágios SL-1 pós-compactada + 1%wot.....	175
Figura 5.137. Comportamento da DP por multiestágios SL-1 pós-compactada + 2%wot.....	176
Figura 5.138. Comportamento da DP por multiestágios SL-2 pós-compactada - 2%wot.....	177
Figura 5.139. Comportamento da DP por multiestágios SL-2 pós-compactada - 1%wot.....	177
Figura 5.140. Comportamento da DP por multiestágios SL-2 pós-compactada + 1%wot.....	177
Figura 5.141. Comportamento da DP por multiestágios SL-2 pós-compactada + 2%wot.....	178
Figura 5.142. Comportamento da DP por multiestágios SL-3 pós-compactada - 1%wot.....	178
Figura 5.143. Comportamento da DP por multiestágios SL-3 pós-compactada + 1%wot.....	179
Figura 5.144. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada -2%wot.....	180
Figura 5.145. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada -1%wot.....	180
Figura 5.146. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada +1%wot.....	180
Figura 5.147. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada +2%wot.....	181

Figura 5.148. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada -2%wot.....	181
Figura 5.149. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada -1%wot.....	182
Figura 5.150. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada +1%wot.....	182
Figura 5.151. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada +2%wot.....	182
Figura 5.152. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 pós-compactada -1%wot.....	183
Figura 5.153. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 pós-compactada +1%wot.....	183
Figura 5.154. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 - 2%wot.....	186
Figura 5.155. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 pós-compactada-1%wot.....	187
Figura 5.156. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 pós-compactada-+1%wot.....	187
Figura 5.157. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 pós-compactada- +2%wot.....	188
Figura 5.159. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 pós-compactada-2%wot.....	189
Figura 5.159. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 pós-compactada-1%wot.....	189
Figura 5.160. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 pós-compactada+1%wot.....	190

Figura 5.161. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-2 pós-compactada- +2%wot.....	190
Figura 5.162. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-3 pós-compactada-+1%wot.....	191
Figura 5.163. Verificação do shakedown para o ensaio de multiestágio da amostra SL-3 pós-compactada-+1%wot.....	191

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Equação para o cálculo da sucção (adaptado de Borges <i>et al.</i> 2010).....	9
Tabela 2.2. Tabela 2.2. Equações de Ajuste para a Curva de Retenção (modificado de Borges <i>et al.</i> , 2010).....	14
Tabela 2.3. Classificação dos tipos de solos a partir dos índices K_i e K_r como proposto por Resende & Santana (1988).....	16
Tabela 2.4 . Modelos de ajuste aplicados a DP e seus respectivos parâmetros	23
Tabela 4.1. Informações detalhadas dos pontos de coleta dos solos dessa pesquisa e seus respectivos códigos utilizados.....	41
Tabela 4.2. Condições para construção da curva característica dos solos do estudo.....	55
Tabela 4.3. Sequências de pares de tensão empregados na análise de MR (DNIT 134/2018).	64
Tabela 4.4. Sequências de pares de tensão empregados na análise de DP (DNIT 179/2018). 65	
Tabela 4.5. Tabela 4.5. Pares de tensões utilizados para o protocolo Multiestágios da DP (Adaptado de DNIT 179/2018) (Caetano, 2024).	66
Tabela 4.6. Tabela 4.6. Modelos de módulos resilientes da literatura (Adaptado de Santos, 2020).....	67
Tabela 5.1. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para os solos SL-1, SL-2 e SL-3.	81
Tabela 5.2. Parâmetros de caracterização física das amostras do estudo.....	82
Tabela 5.3. Parâmetros da Metodologia MCT	86
Tabela 5.4. Parâmetros obtidos pelos ensaios de compactação nas amostras do estudo.	87
Tabela 5.5. Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características dos solos obtidos para diferentes umidades de compactação.	93

Tabela 5.6. Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para o solo SL-1.	97
Tabela 5.7. Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para o solo SL-2.	97
Tabela 5.8. Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para o solo SL-3.	98
Tabela 5.9. Valores médios e típicos dos módulos de resiliência dos solos do estudo.....	107
Tabela 5.10. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para SL-1 amostras pós-compactadas.....	109
Tabela 5.11. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para SL-2 amostras pós-compactadas.....	110
Tabela 5.12. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para SL-3 amostras pós-compactadas.....	110
Tabela 5.13. Valores médios e típicos dos módulos de resiliência dos solos do estudo pós-compactação.....	118
Tabela 5.14. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-1.....	121
Tabela 5.15. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-2.....	122
Tabela 5.16. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-3.....	123
Tabela 5.17. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-1 pós-compactação.....	133
Tabela 5.18. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-2 pós-compactação.....	134

Tabela 5.19. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-3 pós-compactação.....	135
Tabela 5.20. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP das amostras do estudo	145
Tabela 5.21. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-1.....	164
Tabela 5.22. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-2.....	165
Tabela 5.23. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-3.....	166
Tabela 5.24. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-1 pós-compactado.....	184
Tabela 5.25. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-2 pós-compactado.....	185
Tabela 5.25. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-3 pós-compactado.....	185

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

α_m	Parâmetro de ajuste relacionado com tamanho de poro dominante na micro
α_M	Parâmetro de ajuste relacionado com tamanho de poro dominante na macro
γ_s	Peso específico dos sólidos
γ_d	Peso específico aparente seco
Δhr	Deformação elástica
Δhp	Deformação plástica
θ_s	Teor de umidade volumétrico saturada
θ_r	Teor de umidade volumétrico residual
ua	Poropressão do ar
uw	Poropressão da água
$ua - uw$	Sucção matricial
σ_1	Tensão axial
$\sigma - uw$	Tensão normal efetiva
$\sigma - ua$	Tensão normal líquida
σ_3	Tensão confinante
σ_d	Tensão desvio
σ_d/σ_3	Razão de tensões
μm	Micrômetro
π	Sucção osmótica
τ_{oct}	Tensão octaédrica
ψ	Sucção total
w	Umidade
S_r	Grau de saturação
v	Volume específico do solo
e	Índice de vazios
e_m	Índice de vazios dos microporos
e_M	Índice de vazios dos macroporos
e_{max}	Índice de vazios máximo
e_{min}	Índice de vazios mínimo
pa	Pressão atmosférica
c'	Coefficiente de deformabilidade

e'	Índice de laterização
Ki	Relação molecular sílica e alumina
Kr	Relação molecular sílica e sesquióxidos
d	Distância interplanar basal
R ²	Coefficiente de determinação
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
CBR	California Bearing Ratio (Índice de Suporte Califórnia)
CP	Corpo de Prova
CV	Coefficiente de Variação
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
DRX	Difratometria de Raios X
EICM	Enhanced Integrated Climatic Model (Modelo Climático Integrado Aprimorado)
EMC	Equilibrium Moisture Content (Umidade de Equilíbrio em Campo)
em	Energia Normal ET Índice de Eficiência Térmica de Thornthwaite
ETCR	Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas
EUA	Estados Unidos da América
G	Grama
GC	Grau de Compactação
Hz	Hertz
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IM	Índice de Umidade de Thornthwaite
IP	Índice de Plasticidade
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
Km	Quilômetro
Kg	Quilograma

Kgf	Quilograma-força
kJ	Quilojoule
Km	Quilômetro
kN	Quilonewton
kPa	Quilopascal
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de Plasticidade
M	Metro
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MCT-M	Miniatura, Compactado, Tropical, Modificado
ME	Método de Ensaio
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
Min	Minuto
ml	Mililitro
mm	Milímetro
Mpa	Megapascal
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de Solicitações/Repetições de Carga
NA	Nível d'água
NBR	Norma Brasileira
N	Porosidade
n_m	Parâmetro de ajuste associados com a uniformidade do tamanho dos microporos
n_M	Parâmetro de ajuste associados com a uniformidade do tamanho dos macroporos
OM	Optimum Moisture Content (Teor de Umidade Ótimo)
PPG-UnB	Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília
RMSE	Raiz Quadrada do Erro Médio
S_r	Saturação
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
SWCC	Soil-Water Characteristic Curve (Curva Característica Solo-Água)
TRB	Transportation Research Board

UnB	Universidade de Brasília
W	umidade do solo
w_{ot}	Umidade ótima
w_M	Umidade retida no macroporo
w_m	Umidade retida no microporo
$w_{máx}$	Umidade de saturação da amostra
WP4c	Dewpoint PotentialMeter

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

O dimensionamento de pavimentos requer considerações das características geotécnicas dos solos, das condições ambientais, do clima e do tráfego. A sucção, resultante da condição não saturada dos materiais granulares das camadas de subleito, sub-base e base, em especial os solos, afeta sua resistência e deformabilidade, sendo influenciada por fatores como umidade, energia de compactação e a própria forma de compactação. Assim, compreender a distribuição e retenção de água nos poros do solo é essencial para descrever a dinâmica da sucção na área de implantação do pavimento (Salour *et al.*, 2015; Blackmore 2020).

Erros de execução de uma camada geotécnica de pavimento rodoviário que não garantam valores próximos do teor de umidade ótima visando a máxima condição de densidade aparente durante o processo de compactação, pode levar a problemas como elevado índice de vazios, resistência insuficiente e instabilidade do solo, podendo resultar em deformações permanentes, trincas e falhas estruturais.

Variações sazonais na saturação do solo podem afetar suas propriedades mecânicas, em particular, a deformabilidade representada pelo módulo de resiliência, reduzindo a condição estrutural de rigidez do pavimento, que contribuirá com a aceleração do seu processo de deterioração.

Santos (2020) afirma que é importante aprofundar o conhecimento sobre o comportamento dos materiais de pavimentação que, durante sua vida útil, sofrem variações no teor de umidade, bem como desenvolver modelos de previsão abrangentes considerando a influência do ambiente físico nos métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis.

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas são indicados para avaliar as deformabilidades elástica e plástica dos materiais geotécnicos utilizados em pavimentos flexíveis, sendo parte integrante do novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), em fase de oficialização pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). O conhecimento das relações entre tensões e deformações, expressas pelos valores (linear) e/ou modelos matemáticos de comportamento (não linear) de módulo de resiliência (MR), módulo elástico obtido com carregamento dinâmico, e deformação permanente (DP) é fundamental para a utilização deste método de natureza mecanística-empírica de dimensionamento no país.

Métodos de dimensionamento que consideram conceitos da mecânica dos pavimentos, como o MeDiNa, analisam as tensões e deformações induzidas pelo tráfego ao longo das

camadas no comportamento mecânico dos materiais utilizados no pavimento possibilitando o entendimento das propriedades mecânicas e a forma como os materiais respondem aos carregamentos dinâmicos ocasionados pela passagem de veículos de carga.

O subleito considerado a fundação da estrutura de pavimento recebe uma parte das tensões ocasionadas pela incidência cíclica de cargas veiculares, devendo apresentar características e comportamento compatíveis com estas solicitações, especialmente em relação à deformabilidade plástica e à resistência do solo. Assim, os estudos do MR e da DP, cujo somatório acumulado nas camadas favorece significativamente o defeito do afundamento de trilha de roda, tornam-se bastante relevantes para o conhecimento do comportamento desta camada no dimensionamento de um pavimento (Paula *et al.*, 2022).

Alguns estudos foram realizados para avaliar a influência da variação do teor de umidade de compactação e pós-compactação no MR e na DP de solos de subleito. Dentre os autores que abordaram este tema, estão Bernucci & Balduzzi (1995), Gonçalves (1999), Khoury *et al.* (2003), Ceratti *et al.* (2004), Yang *et al.* (2005), Medina *et al.* (2006), Sawangsuriya *et al.* (2009), Ramires (2010), Weber (2013), Salour *et al.* (2014), Freitas *et al.* (2020), Santos (2020), Kern *et al.*, (2021), Chu *et al.* (2023), Levay, (2023).

1.1. PROBLEMA DA PESQUISA

Devido às particularidades dos solos tropicais brasileiros, em especial os solos do estado de Roraima e do Distrito Federal, faz-se necessário conhecer suas propriedades física, química e hidromecânica, e analisar suas influências sobre os atuais modelos matemáticos de comportamento tensão-deformação, permitindo produzir a previsibilidade do comportamento de determinados solos e materiais britados, em obras de grandes extensões, como é caso da malha viária, subsidiando o desenvolvimento de soluções mais eficazes para a pavimentação regional.

O comportamento mecânico dos solos de subleito é fundamental para a performance e durabilidade dos pavimentos, especialmente em regiões com variações climáticas significativas como o Distrito Federal e o Estado de Roraima. A variação sazonal do teor de umidade e a influência da sucção impactam diretamente as propriedades mecânicas dos solos, afetando a capacidade de suporte, compressibilidade e resistência. Além disso, os processos de compactação e os efeitos pós-compactação desempenham grande influência na estabilidade dos pavimentos.

Com a introdução dos conceitos mecanístico-empíricos no dimensionamento de pavimentos flexíveis, em especial com a implantação do Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), é essencial compreender como diferentes formações pedológicas e mineralógicas influenciam as deformações elásticas e plásticas dos solos. Estudos detalhados sobre o comportamento mecanístico dos solos, considerando variações de umidade e os efeitos da compactação, permitem uma análise mais precisa do comportamento estrutural dos pavimentos. Isso possibilita um dimensionamento mais eficiente e seguro das rodovias, reduzindo os custos com manutenção e a necessidade de intervenções corretivas. Portanto, uma investigação aprofundada sobre a interação entre teor de umidade, sucção e compactação é fundamental para aprimorar as práticas de engenharia e garantir a durabilidade das camadas geotécnica de infraestruturas rodoviárias.

1.2. OBJETIVOS

O objetivo principal desta dissertação é avaliar a influência da variação dos teores de umidade no comportamento mecânico de solos de subleito de pavimentos do Distrito Federal e do estado de Roraima.

1.3. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Investigar os procedimentos utilizados em laboratório para representar a variação da umidade em campo;
- Avaliar o efeito da variação do teor de umidade de compactação e pós-compactação no comportamento de solos utilizados em subleitos de pavimentos, a partir de ensaios de triaxiais de carga repetida para obtenção do módulo de resiliência e deformação permanente, este último por multiestágios;
- Analisar as variações do comportamento dos solos em diferentes condições de teor de umidade, a partir da curva característica dos solos, obtidas por meio do método do papel filtro;
- Evidenciar os efeitos da sucção na deformabilidade dos solos nos modelos de previsão do módulo de resiliência;

- Analisar a interação dos modelos matemáticos quando estes forem aplicados na análise de deformações plásticas por meio de proposição de metodologia de multiestágios em ensaio triaxial de carga repetida;
- Ampliar o banco de dados das características hidromecânicas e microestruturais dos solos do Distrito Federal e do estado de Roraima utilizados na pavimentação.

1.4. ESTRUTURA DA PESQUISA

A estruturação deste trabalho consta de 6 capítulos. Neste primeiro capítulo apresentam-se a introdução e os objetivos do estudo, ressaltando sua relevância e contribuição para as áreas de Geotecnia e Pavimentação, bem como a organização da pesquisa.

O Capítulo 2 é dedicado à revisão da literatura relevante, abrangendo os principais temas em estudo. Este capítulo inclui uma análise detalhada da mecânica dos solos não saturados, a influência do clima nos pavimentos, e o comportamento mecânico de solos não saturados aplicados à pavimentação. Também é apresentado um estudo bibliográfico sobre a influência da sucção no módulo de resiliência e na deformação permanente de solos de subleito rodoviário.

No Capítulo 3, são descritos os locais de estudo da pesquisa, os aspectos geográficos, pedológicos e geológicos que caracterizam as regiões investigadas. Esta seção fornece uma base fundamental para entender o contexto dos solos analisados.

O Capítulo 4 detalha a metodologia empregada no desenvolvimento da pesquisa, que se concentra na realização de ensaios laboratoriais. Esta seção inclui a caracterização física, química, mineralógica, microestrutural e hidromecânica dos solos estudados, oferecendo uma visão abrangente dos procedimentos utilizados.

Na sequência o capítulo 5 apresenta as análises dos resultados dos ensaios e as discussões sobre eles. Por fim, o Capítulo 6 apresenta as considerações finais e as principais conclusões extraídas da pesquisa. Este capítulo também oferece sugestões para futuros trabalhos, apontando possíveis direções para o avanço contínuo na área de estudo.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo apresenta uma síntese abrangente e concisa de dados obtidos por meio de uma ampla revisão da literatura nacional e internacional. Com o intuito de embasar os ensaios e análises realizados nesta dissertação, foram consultadas diversas fontes, incluindo periódicos científicos, revistas especializadas, atas de eventos e congressos relevantes, além de normas nacionais e internacionais, entre outras fontes pertinentes.

Essa revisão possibilitou o entendimento dos avanços recentes na área da Mecânica dos Pavimentos. Ao consolidar o conhecimento proveniente dessas diferentes fontes, este capítulo apresenta uma visão ampla e atualizada do cenário nacional nesse campo, estabelecendo, assim, uma base sólida para as discussões e análises da Mecânica dos Pavimentos com a Mecânica dos Solos não Saturados, analisados através do grau de saturação e da curva característica.

2.1. SOLOS NÃO SATURADOS

Os solos são encontrados na natureza com uma estrutura multifásica. No caso dos solos não saturados, essa estrutura é formada por partículas de solo, água, ar e película contrátil (Fredlund e Rahardjo, 1993).

A partir dos anos 1960, a Mecânica dos Solos começou a focar na condição não saturada do solo em suas investigações. Estudos conduzidos por Bishop e colegas (1960), Fredlund e Morgenstern (1977), Alonso *et al.* (1987), e Fredlund e Rahardjo (1993), entre outros, contribuíram significativamente para a compreensão do comportamento desses materiais. No entanto, muitos aspectos teóricos, métodos de previsão de propriedades e a aplicação prática desses conceitos na Engenharia Geotécnica ainda não estão totalmente consolidados.

No Brasil, país caracterizado pelo clima tropical, há uma ampla cobertura de solos com diferentes origens geológicas. De acordo com Camapum de Carvalho (2004), o manto de intemperismo dos solos tropicais frequentemente está em estado não saturado. Situação similar é observada em muitas obras geotécnicas, onde o solo não é utilizado em seu estado natural, mas sim estabilizado mecanicamente por meio da compactação. Exemplos típicos incluem barragens, aterros e estruturas de pavimentos, que envolvem grandes quantidades de solos compactados. Na maioria das vezes, esses solos compactados encontram-se acima do nível

d'água, ou pelo menos em parte, exibindo características/comportamento de solos não saturados.

Dessa forma, a compreensão da mecânica dos solos não saturados é essencial para o contexto geotécnico brasileiro. O uso de abordagens adequadas, considerando a sucção e o grau de saturação, é fundamental para o projeto e a construção de estruturas seguras e duráveis (Santos, 2020).

O comportamento dos solos não saturados é influenciado por diversos fatores, incluindo o processo de formação, o grau de saturação, a distribuição granulométrica, o peso específico seco e o estado de tensões, a sucção, entre outros aspectos (Alonso *et al.*, 1987; Fredlund e Rahardjo, 1993; Gallipoli *et al.*, 2003).

2.2. SUCÇÃO

O comportamento mecânico dos solos não saturados é fortemente influenciado pela sucção. Dentre as diversas definições existentes, Houston *et al.* (1994) afirmam que a sucção representa a tensão requerida para remover uma molécula de água do solo dentro da fase de vapor. Já Marinho (1994) define sucção como sendo a pressão isotrópica imposta pelo poro água para absorver mais água. De uma maneira simplificada, esta pode ser definida como a pressão isotrópica da água intersticial, que faz com que o sistema água-solo absorva ou perca água, dependendo das condições ambientais.

A sucção total de um solo não saturado é composta pela soma de duas componentes: a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção matricial está relacionada ao movimento da água na fase líquida e é fortemente influenciada pelas mudanças climáticas. A sucção osmótica é influenciada pela diferença de concentração química de solutos no solo (Equação 1).

$$\psi = (ua - uw) + \pi \quad (1)$$

Onde:

ψ é a sucção total, em kPa;

ua = poropressão de ar.

uw = poropressão de água.

$(ua - uw)$ é a sucção matricial ou mátrica, em kPa;

π é a sucção osmótica, em kPa.

A sucção varia com a quantidade de água no solo e diminui à medida que o grau de saturação aumenta, chegando a zero quando o solo está completamente saturado ($S = 100\%$). A relação entre a quantidade de água armazenada e a sucção é descrita pela curva de retenção de água do solo (SWRC – do inglês: *Soil-Water Characteristic Curve*) (Fredlund, 1996; Marinho, 1997; Bulut *et al.*, 2001; Vanapalli *et al.*, 2002; Beneveli, 2002).

2.2.1. Técnicas de Medidas de Sucção

A engenharia geotécnica e ambiental está interessada no desempenho das estruturas do solo numa faixa de sucção relativamente baixa, que varia tipicamente de 0 a 500 kPa. Nesta faixa, as alterações na sucção estão vinculadas às movimentações da água na fase líquida e, por esse motivo, a relação entre as propriedades do solo e a sucção é feita em termos de sucção matricial (Marinho, 1997; Vanapalli *et al.*, 1999; Bicalho *et al.*, 2009, Vanapalli *et al.*, 2002).

As pesquisas sobre solos não saturados têm avançado significativamente devido aos progressos nas técnicas de ensaio, que permitem simular em laboratório as condições encontradas no campo. Os equipamentos utilizados para estudar o comportamento hidromecânico destes solos empregam três técnicas distintas para determinar a sucção: a técnica de translação de eixos, osmótica e equilíbrio de vapor. Enquanto as duas primeiras técnicas determinam a sucção matricial por meio da transferência e equilíbrio dos fluxos de água líquida, o método de equilíbrio de vapor determina a sucção total pela transferência de vapor (Queiroz, 2015).

Marinho (1994) afirma que, independentemente da técnica utilizada, a condição básica para estimativa de sucção é a troca de água entre o solo e o sistema de medição. Existem numerosos métodos para determinar a sucção, os quais são categorizados em métodos diretos e indiretos, diferindo na maneira como a sucção é medida.

Nos métodos diretos, a medição ocorre sem dependência de outras propriedades do solo, embora possa ser desafiadora em alguns casos, utilizando equipamentos como placa de sucção, centrífuga, tensiômetro padrão, tensiômetro de alta capacidade e translação de eixos. Já nos métodos indiretos, a sucção é determinada por meio de correlações com parâmetros como grau de saturação ou teor de umidade do solo, empregando técnicas como ensaio de papel filtro, psicrômetro, dessecador de vácuo, condutividade térmica e sensor de matriz granular (GMS).

A seguir, uma breve discussão sobre os métodos de medidas de sucção empregados nessa pesquisa será apresentada.

2.2.2. Ensaio de Papel Filtro

A técnica do papel filtro é utilizada para aferir indiretamente a sucção total e/ou matricial, com base no equilíbrio da sucção do solo e do papel filtro. Conforme explicado por Marinho (1997), o método fundamenta-se em provocar uma transferência de água do solo para um material poroso (papel filtro), até que um equilíbrio seja atingido. O equilíbrio é definido pela igualdade de sucções entre os materiais, porém com diferentes teores de umidade. Desta forma, conhecendo a relação entre sucção e umidade deste material poroso, por meio de uma curva de calibração, é possível determinar esta relação também para o solo.

Uma característica significativa do método do papel filtro é o fluxo de umidade entre o papel e o solo, que pode ocorrer por meio de fluxo capilar ou de vapor. Quando há contato entre a amostra de solo e o papel filtro ocorre fluxo capilar e a sucção medida é a sucção matricial, conforme Figura 2.1 (a). Se o fluxo ocorre apenas por vapor, a sucção medida é a total. Para que este fluxo ocorra, deve ser deixado um espaço entre o papel filtro e o solo, de acordo com a figura 2.1 (b).

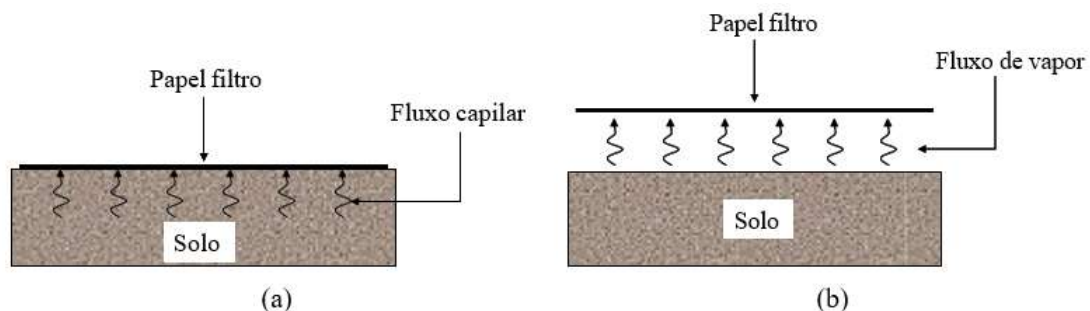


Figura 2.1. Princípio do método do papel filtro: (a) técnica em contato; (b) técnica sem contato (Vivian, 2008).

Para uma correta determinação da sucção pelo método do papel filtro, é importante observar o tempo de equilíbrio. De acordo com Marinho (1995), para a determinação da sucção matricial o tempo de equilíbrio de 7 dias é suficiente. Já para a sucção total, este tempo é função do nível de sucção atuante. Considerando a faixa de valores de sucção de interesse para a engenharia geotécnica, esse tempo é de, no mínimo, 15 dias.

É importante ressaltar que o ensaio de papel filtro requer cuidados especiais durante a sua execução, sendo essencial seguir rigorosamente os protocolos estabelecidos, garantindo a reprodutibilidade dos ensaios e a confiabilidade dos dados obtidos. Apesar destas

considerações, a técnica do papel filtro continua sendo uma abordagem vantajosa para a construção das curvas características.

Borges *et al.* (2010), após realizar um estudo sobre o papel filtro, afirma que este pode ser empregado para medição de sucção. Na Tabela 2.1, apresenta-se a calibração para a utilização do papel filtro:

Tabela 2.1. Equação para o cálculo da sucção (adaptado de Borges *et al.* 2010).

Sucção (kPa)	W
$Sucção(kPa) = e^{[(161,44-w)/24,07]}$	$> 55\%$
$Sucção(kPa) = e^{[(79,782-w)/6,26]}$	$\leq 55\%$

Onde, w é a umidade do papel filtro.

2.2.3. Psicrômetros (WP4c)

O WP4C (Figura 2.2) é baseado na técnica do ponto de orvalho, que é a temperatura na qual o vapor de água presente no ar passa para o estado líquido na forma de pequenas gotas por condensação.



Figura 2.2. WP4C (*Dewpoint Potentia Meter*)

Por meio deste dispositivo, o potencial hídrico é avaliado mediante o equilíbrio entre a fase da água presente na amostra e a fase de vapor, ocorrente em uma câmara hermética. Assim que o potencial de água na amostra e o ar contido na câmara alcançam harmonia, as temperaturas tanto do ar quanto da amostra são estabelecidas. É neste instante que as pressões de vapor correspondentes são identificadas, coincidindo com o momento da condensação. O cálculo do potencial de água na amostra é determinado por meio da aplicação da Equação 2, conforme detalhado por Rocha (2013).

$$\Psi \frac{RT}{M} = \ln \frac{\rho}{\rho_0} \quad (2)$$

Onde, ρ é a pressão de vapor do ar; ρ_0 é a pressão de condensação em uma determinada temperatura (calculada a partir da temperatura da amostra); R é a constante dos gases (8,31 J/mol K); T é a temperatura da amostra em Kelvin; e, M é a massa molecular da água.

O WP4C efetua a mensuração da sucção total, abrangendo uma faixa que se estende de 0 a 300.000 kPa, sendo que a precisão está intrinsecamente relacionada com a amplitude do intervalo de leitura escolhido. Sendo recomendável usá-lo apenas acima de 100 kPa para obtenção da sucção (Silva, 2020). Este método carrega consigo algumas desvantagens, tais como o tamanho reduzido da amostra e a notável influência da flutuação da temperatura ambiente durante a condução do ensaio, afetando, por conseguinte, os resultados obtidos.

2.3. CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA

A curva característica, também denominada curva de retenção de água do solo, reproduz graficamente a relação entre a quantidade de água existente nos vazios do solo: umidade gravimétrica (w), umidade volumétrica (θ_w), grau de saturação (S_r) ou índice de água (e_w) pela sucção.

Conforme descrito por Vanapalli *et al.* (1999), a curva de retenção pode ser entendida como a medida da capacidade de retenção de água do solo, refletindo as mudanças no teor de umidade em resposta a variações nos valores de sucção. Segundo Fredlund *et al.* (1995), a curva de retenção solo-água representa a relação entre a sucção e a capacidade de armazenamento de água nos macroporos e microporos de um solo.

De acordo com Marinho (2005), a maioria das curvas características do solo exibe um padrão em forma de "S", o qual é diretamente influenciado pela distribuição de poros no material. Na Figura 2.3, são apresentados diferentes tipos de curvas conforme a distribuição dos poros, evidenciando as três condições nas quais os poros podem ser encontrados: (I, II) tamanho dos poros uniforme; (III) dois tamanhos predominantes, também chamado de bimodal (IV) presença de vários tamanhos, multimodal.

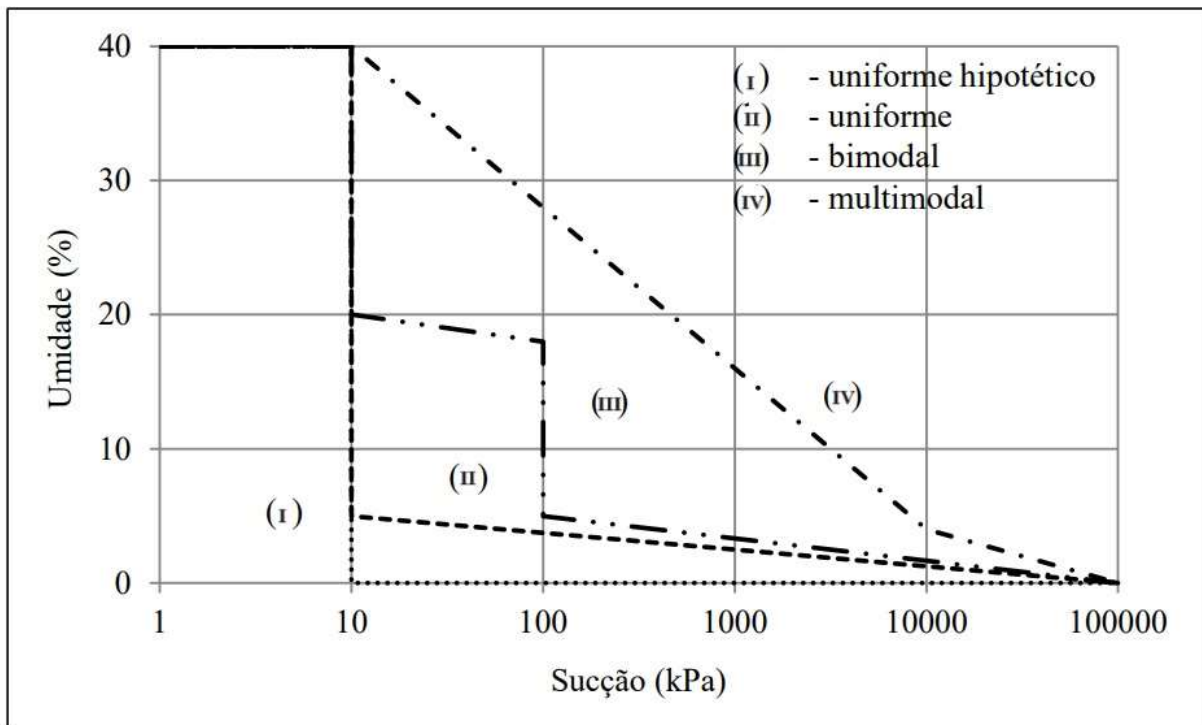


Figura 2.3. Forma da curva característica solo-água pela distribuição do tamanho dos poros (adaptado de Marinho, 2005).

Estas curvas podem ser interpretadas como uma sobreposição de duas curvas unimodais: uma para a água armazenada nos poros entre partículas e outra para a água armazenada nos poros dentro das partículas (Li *et al.*, 2014). Nesses solos, são observados macro e microporos bem definidos, com dois valores distintos de entrada de ar (VEA), sendo o primeiro relacionado aos poros de maior tamanho e o segundo aos poros de menor dimensão.

Diferentes fatores físicos e eletroquímicos também determinam o formato da curva de retenção. Processos genéticos de evolução do solo, como ocorre em solos tropicais brasileiros e solos compactados em condições especiais (baixa energia de compactação e no ramo seco), podem resultar em curvas com dois trechos de dessaturação (Gitirana Jr. *et al.*, 2015). Estes autores citam ainda a existência de solos com diversos trechos de dessaturação, caracterizando,

neste caso, curvas multimodais que se aproximam do comportamento das curvas de formato bimodal (Figura 2.4).

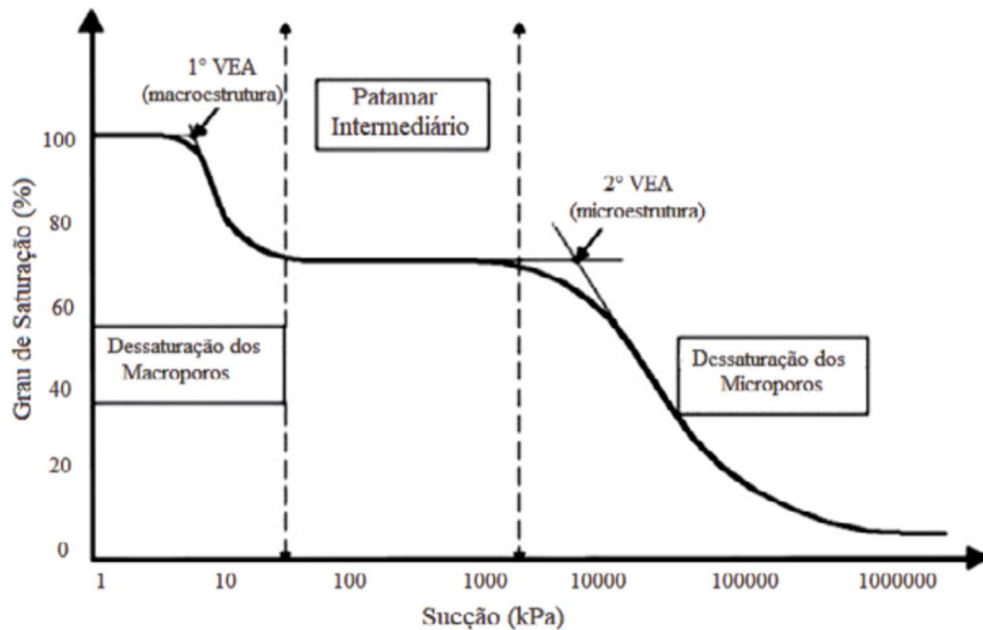


Figura 2.4. Curva característica bimodal Modificado de Li *et al.* (2014).

Inicialmente, o solo está saturado até alcançar o primeiro valor de entrada de ar (ψa_1), momento a partir do qual a saturação diminui à medida que a sucção aumenta. Ao final deste estágio, a água remanescente permanece nos agregados de argila. O segundo valor de entrada de ar (ψa_2) marca o início do último estágio de dessaturação, associado à perda de água dos microporos dentro dos agregados de argila, até atingir as condições residuais. Além dos estágios mencionados, estas curvas podem apresentar um terceiro estágio caracterizado pela manutenção do grau de saturação à medida que a sucção aumenta, possivelmente devido à ausência de poros de tamanho intermediário, conhecido como patamar intermediário. Este comportamento cessa quando a sucção ultrapassa a capacidade de retenção de água nos microporos (Feuerharmel, 2007).

Vários fatores podem influenciar a curva de retenção, incluindo a composição granulométrica, a mineralogia, a estrutura e a temperatura do solo. Além disso, a história de tensões aplicadas ao solo, incluindo ciclos de secagem e molhagem, também afeta a curva de retenção, aumentando ou reduzindo a sucção (Gallipoli *et al.*, 2003; Marinho, 2005).

A determinação da curva característica do solo tem sido um artifício importante para a análise do desempenho das propriedades mecânica e hidráulica do solo não saturado (Cichota & Jong van Lier, 2004).

O comportamento dos solos não saturados, apesar de ainda pouco considerado nos projetos e na execução das estruturas de pavimento flexíveis, são definidores da qualidade técnica e econômica mais refinada do projeto e execução da obra. Conforme Medina e Motta (2015), a aplicação do conceito de sucção aos problemas de pavimentação e mecânica dos solos permite entender melhor o comportamento de solos parcialmente saturados. Como visto, a sucção está diretamente associada à variação de umidade, o que afeta diretamente a resistência e a deformabilidade dos solos (Ceratti *et al.*, 2004)

2.3.1. Ajuste Matemático da Curva Característica

Dada que a curva característica do solo serve como fundamento para prever propriedades essenciais de solos não saturados, como a permeabilidade e a resistência ao cisalhamento, é importante garantir a precisão desta curva (Fredlund e Xing, 1994). Por este motivo, foram desenvolvidos modelos matemáticos para ajustar os dados experimentais da curva obtidos em laboratório, visto que estes se apresentam, por diversas vezes, de forma desconexa (Queiroz, 2015).

As equações de ajuste podem variar em linearidade ou não linearidade, com formulações matemáticas mais rigorosas ou simplificadas, e podem incorporar conceitos elastoplásticos ou não. No entanto, o objetivo é comum: reproduzir características essenciais da curva de retenção, como sua forma e parâmetros importantes, como a umidade de saturação (w_{Sat}), o ponto de sucção, onde surgem os primeiros vazios não preenchidos completamente por água (AEV), o teor de umidade residual (w_{res}) e a relação entre variação da umidade e sucção (λ_s) (Otalvaro, 2013).

Alguns dos modelos consagrados na literatura são apresentados na Tabela 2.2, bem como suas respectivas referências e variáveis independentes.

Tabela 2.2. Equações de Ajuste para a Curva de Retenção (modificado de Borges et al., 2010)

Autor (es)	Equação	Variáveis (Parâmetros do solo)
Gardner (1958)	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{1 + a\psi^n}$	a, n
Brooks e Corey (1964)	$\theta(\psi) = \theta_s \text{ para } \psi \leq \psi_{ae}$ $\theta(\psi) = \theta_s \left(\frac{\psi}{a}\right)^{-n} \text{ para } \psi > \psi_{ae}$	a, n
Brutsaert (1966)	$\theta(\psi) = \theta_s / \left(1 + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n\right)$	a, n
van Genuchten (1980)	$\theta(\psi) = \theta_s / [1 + (a\psi)^n]^m$	a, m, n
Genuchten – Burdín (1980)	$\theta(\psi) = \theta_s / [1 + (a\psi)^n]^{(1-\frac{2}{n})}$	a, n
Equação Tani (1982)	$\theta(\psi) = \theta_s \left(1 + \frac{a-\psi}{a-n}\right) \exp\left(-\frac{a-\psi}{a-n}\right)$ $\theta(\psi) = \theta_s \text{ para } \psi \leq \psi_{ae}$	a, n
Equação Boltzman (1984)	$\theta(\psi) = \theta_s \exp\left(\frac{a-\psi}{n}\right) \text{ para } \psi > \psi_{ae}$	a, n
Equação Fermi (1987)	$\theta(\psi) = \frac{\theta_s}{1 + \exp\left(\frac{\psi-a}{n}\right)}$	a, n
Fredlund e Xing (1994)	$\theta_w = \theta_s / \left\{ \ln \left[e + \left(\frac{\psi}{a}\right)^n \right] \right\}^m$	a, n, m
Durner (1994)	$e_w = \sum_{i=1}^N \frac{e^i}{[1 + (a_i \cdot s)^{n_i}]^{1-1/n_i}}$	a _i , n _i
Pereira e Fredlund (1996)	$\theta(\psi) = \theta_r + \frac{\theta_s - \theta_r}{\left[1 + \left(\frac{\psi}{c}\right)^b\right]^a}$	a, b, c, Θ_r
Gitirana Jr. e Fredlund (2004)	$\theta = \frac{\theta_1 - \theta_2}{1 + (\psi / \sqrt{\psi_b \psi_{res}})^d} + \theta_2$	a, ψ_{res} , ψ_b , Θ
Camapum de Carvalho e Leroueil (2004)	Curva de retenção dada em função de S_r versus e^*pF , sendo $pF = \log(u_a - u_w)$, em cmca	-
Cordão Neto (2005)	$S_r = b + c \cdot \log(e) + \frac{1 - (b + c \cdot \log(e))}{\left(1 + \frac{u_a - u_w}{d}\right)^f}$	b, c, d, f
Pedroso e Williams (2010)	$y_w(x) = -\lambda_d x - \frac{1}{\beta_w} \ln(C_3^w + C_2^w e^{C_1^w x})$	λ_d , β_w
Cavalcante e Zormberg (2017)	$\theta(\psi) = \theta_r + (\theta_s - \theta_r) [\lambda^* \exp(-\delta_1 \psi) + (1 - \lambda) \exp(-\delta_2 \psi)]$	λ , δ_1 , δ_2

Solos tropicais típicos do Brasil frequentemente exibem curvas características com formato bimodal, modelos como os propostos por Durner (1994), Gitirana Jr. e Fredlund (2004), e Li *et al.* (2014) são de grande relevância.

Nesta pesquisa, os resultados dos ensaios de determinação da curva característica serão ajustados utilizando o método proposto por Durner (1994). Ele desenvolveu uma extensão da equação original de van Genuchten (1980), inicialmente destinada a curvas unimodais, para torná-la adequada a curvas bi e multimodais. Esta adaptação foi feita por meio da introdução de fatores de ponderação em uma combinação linear de funções individuais unimodais, como descrita na Equação 3.

$$w = \frac{w_M}{[1 + (\alpha_M \cdot s)^{n_M}]^{1 - \frac{1}{n_M}}} + \frac{w_m}{[1 + (\alpha_m \cdot s)^{n_m}]^{1 - \frac{1}{n_m}}} \quad (3)$$

Onde os índices M e m indicam que os parâmetros referem-se a macro e microestrutura, respectivamente; w é a umidade, α está relacionado ao valor de entrada de ar e n é a inclinação da reta que relaciona umidade e sucção, e s é sucção.

2.4. MICROESTRUTURA DO SOLO

Uma das formas possíveis de analisar a composição elementar dos solos é por meio da difratometria de raios-X (DRX). Este tipo de análise permite além da caracterização dos elementos, a possibilidade de quantificá-los em termos de concentração de massa, além de compreender a composição e as propriedades dos solos e rochas, fornecendo informações valiosas sobre sua formação e evolução geológica.

A difratometria de raios-X (DRX) nas amostras de solo permite a caracterização das estruturas cristalinas por meio dos planos dos cristais (“d”) e, desta forma, a identificação dos minerais (Brindley, 1980; Moore & Reynolds, 1989). A abundância relativa de cada mineral é feita pela comparação das intensidades das suas reflexões características (“d”), onde foram atribuídos os códigos, M – para os constituintes maiores; m – para os menores e tr – para os traços. A análise desta pesquisa foi de amostra total, procedimento que utiliza a amostra pulverizada e compactada a seco sobre lâmina de vidro.

Juntamente com a análise por difratometria de raios-X (DRX), o ensaio de ataque sulfúrico em laboratório permite avaliar o grau de intemperismo dos solos. Este método envolve a exposição de uma amostra de solo a uma solução de ácido sulfúrico, o que promove a solubilização dos argilominerais. Os percentuais de ferro, alumínio e sílica obtidos por meio deste procedimento refletem a fração coloidal do solo (Teixeira *et al.*, 2017). Assim, a combinação destas duas análises oferece uma visão abrangente das condições de intemperismo e da composição mineral do solo.

A partir dos resultados obtidos pelo ataque sulfúrico, é possível calcular os parâmetros químicos necessários para avaliar o intemperismo do solo, dividindo as concentrações de massa de sílica e sesquióxidos de ferro e alumínio. O processo de intemperismo afeta a estrutura molecular dos solos, levando à formação de oxi-hidróxidos de ferro e alumínio e à remoção de bases (Farias, 2012). Esta abordagem fornece informações cruciais sobre as transformações químicas e mineralógicas que ocorrem durante o intemperismo.

Com o avanço do intemperismo ao longo da evolução do solo, ocorre a transformação da mica em caulinita e/ou o aumento da gibbsita. Assim, ao analisar as relações moleculares entre sílica e os óxidos de Si, Fe e Al, é possível determinar índices químicos que refletem o grau de intemperismo do solo (Oliveira, 2005). Estes índices, conhecidos como K_i e K_r , indicam que quanto menores são as razões destes valores, maior é o nível de intemperismo presente no solo (Farias, 2012).

Considerando a capacidade dos coeficientes K_i e K_r para avaliar o grau de intemperismo, Resende & Santana (1988) desenvolveram critérios para classificar estes fatores e sua relação com o intemperismo em solos típicos de regiões tropicais. Esta classificação visa determinar se os solos são cauliniticos, oxidicos ou gibbsiticos, conforme descrito na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Classificação dos tipos de solos a partir dos índices K_i e K_r como proposto por Resende & Santana (1988).

Tipo de Solo	Índices K_i e K_r
Cauliniticos	K_i e $K_r > 0,75$
Cauliniticos-oxidicos	$K_i > 0,75$ e $K_r \leq 0,75$
Oxidicos	$K_r \leq 0,75$
Gibbsiticos	K_i e $K_r \leq 0,75$

As propriedades do solo decorrentes do processo de intemperismo, a quantificação e a definição de relações entre diferentes tipos de solo são essenciais para sua caracterização. O uso do ataque com ácido sulfúrico permite a avaliação do grau de intemperismo por meio de índices calculados com base na razão molecular dos compostos presentes nos solos (Farias, 2012).

Conforme Holtz e Kovacs (1981), a estrutura de um solo resultante do processo de compactação é complexa e depende de vários fatores, incluindo a natureza do solo, o método de compactação empregado, a energia aplicada e o teor de umidade de moldagem. As variações na estrutura influenciam diretamente o comportamento do solo no campo, afetando propriedades essenciais como resistência, deformabilidade e permeabilidade. Nesse contexto, a organização estrutural dos solos, foi examinada utilizando a microscopia eletrônica de varredura (MEV).

O microscópio eletrônico de varredura (MEV) é uma ferramenta extremamente versátil para a análise microestrutural de diversos materiais. Na geotecnia, o MEV é uma técnica não destrutiva que oferece imagens de alta resolução e ampliações de até 30.000 vezes, permitindo o estudo detalhado da microestrutura do solo. Além disso, quando combinado com um difratometria de raios-X (DRX), o MEV ajuda a identificar a composição química dos minerais. Seu funcionamento baseia-se na geração de imagens a partir dos sinais produzidos pela interação de um feixe de elétrons com a superfície da amostra.

Além de quantificar as composições químicas dos solos e assim estabelecer o seu grau de intemperismo, observar os aspectos das partículas de solo é essencial para a comprovação dos processos que ocorrem no solo, além de permitir estabelecer aspectos das partículas que podem estar associadas ao comportamento mecânico dos solos, como a sua forma e arranjo granulométrico.

Deste modo, o uso de microscopia eletrônica de varredura possibilita a identificação de diversos aspectos, como observado por Queiroz (2015), que por meio da MEV apresentou uma discussão sobre a variabilidade do índice de vazios nas amostras com semelhante índice de vazios e diferentes umidades e energias de compactação de camadas (Figura 2.5); Santos (2020), considerando diferentes metodologias de compactação (Figura 2.6) e Caetano (2024), que por meio da MEV realizou observações em duas condições, a primeira analisando a amostra não trabalhada, ou seja, da forma em que foi coletada em campo, sem passar pelo processo de compactação e a segunda análise realizada em amostras trabalhadas por meio de ensaios mecânicos de compactação em laboratório de camadas de subleito (Figura 2.7).

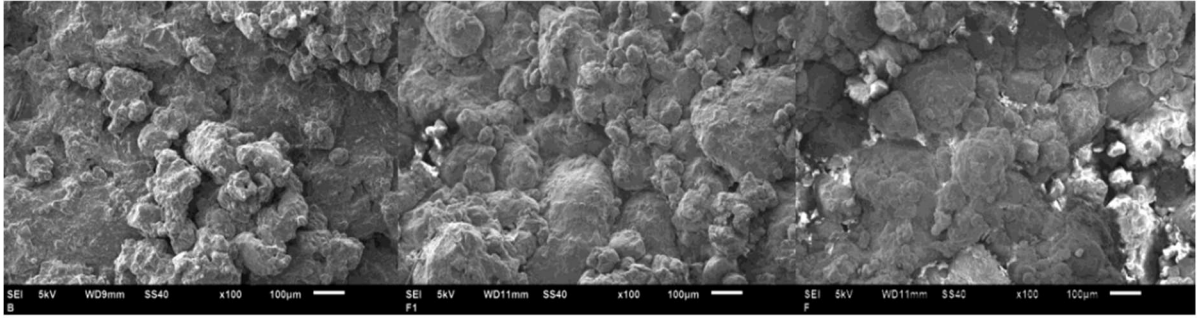


Figura 2.5. Imagens de amostras com semelhante índice de vazios e diferentes umidades e energias de compactação de camadas (Queiroz, 2015).

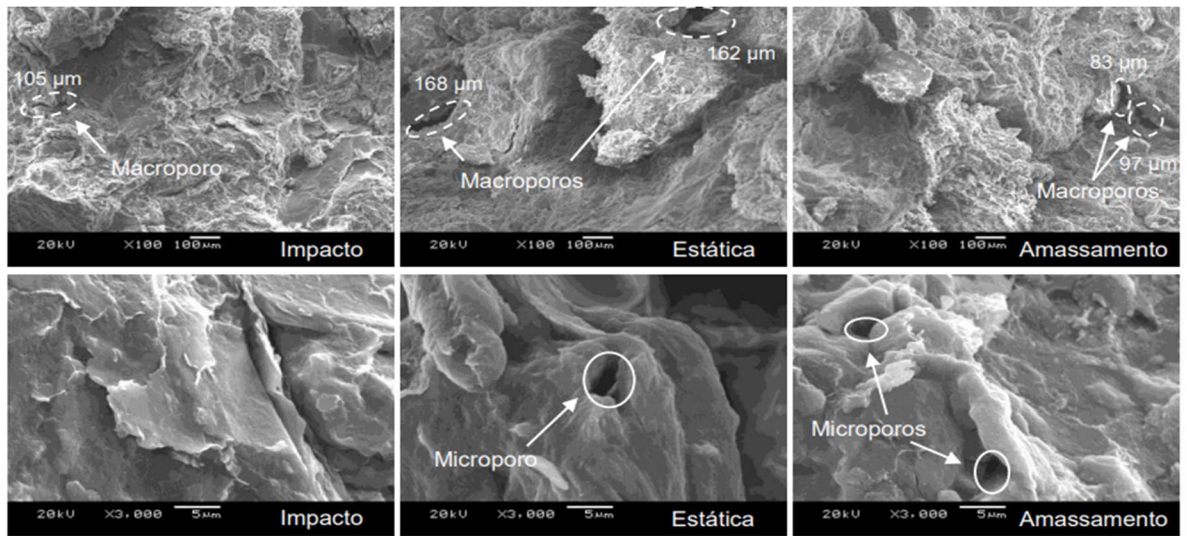


Figura 2.6. Imagens obtidas pelo MEV para o solo considerando diferentes metodologias de compactação (Santos, 2020).

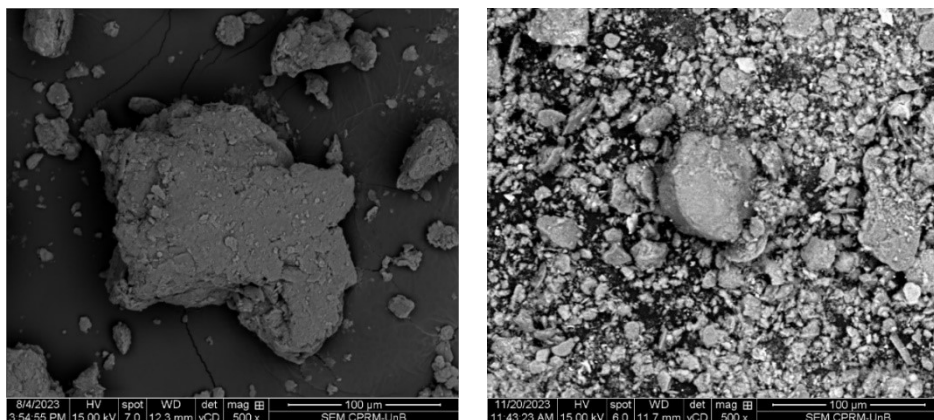


Figura 2.7. Imagens obtidas pelo MEV antes da amostra ser trabalhada e após amostra ser trabalhada por processo de compactação em laboratório para camada de subleito. (Caetano, 2024).

2.5. PAVIMENTAÇÃO NO BRASIL

O pavimento rodoviário é projetado para oferecer uma superfície uniforme e segura, visando garantir um fluxo de tráfego eficiente e proporcionar maior conforto durante os deslocamentos. Além de melhorar a aderência, ele busca minimizar o nível de ruído, aumentando a segurança dos veículos em condições de pista seca ou úmida (Balbo, 2007). Estes aspectos associados a superfície do revestimento só são possíveis de ser alcançado e mantido assegurando-se uma estrutura geotécnica compacta e drenada, possibilitando um alto nível de suporte.

A infraestrutura brasileira é crucial para o crescimento do país, com o setor de transporte desempenhando um papel vital no desenvolvimento socioeconômico. As rodovias são fundamentais para o acesso a bens, expansão de mercados e movimentação de cargas e passageiros. No entanto, o transporte rodoviário enfrenta o desafio de manter o país em movimento diante de uma malha rodoviária de baixa qualidade, resultado da falta de investimentos em infraestrutura ao longo das últimas décadas (CNT, 2023).

De acordo com dados do Sistema Nacional de Viação (SNV), de 2023, a malha rodoviária brasileira cobre 1,7 milhão de quilômetros, dos quais apenas 12,4% são pavimentados, correspondendo a 213,5 mil quilômetros.

O transporte rodoviário, responsável pelo deslocamento de 65% das cargas e de 95% dos passageiros no país, se movimenta sobre rodovias cuja qualidade do Estado Geral, quanto à conservação, está com 67,5% da sua extensão classificada como Regular, Ruim ou Péssimo e 32,5% classificada como Ótimo ou Bom (CNT, 2023).

Além de corrigir problemas históricos, é vital preparar as rodovias para enfrentar os desafios futuros, especialmente com o aumento dos eventos climáticos extremos como chuvas intensas, ondas de calor, secas severas, queimadas, furacões e ventos fortes. Para isso, é essencial construir uma infraestrutura resiliente, utilizando pavimentos que suportem altas temperaturas e sistemas de drenagem que resistam a sobrecargas.

2.6. EFEITOS DO CLIMA NA UMIDADE EM PAVIMENTOS

Conforme destacado por Abo-Hashema *et al.* (2002), a performance dos pavimentos é influenciada pela condição estrutural das suas camadas, que pode ser avaliada por meio do módulo de elasticidade (MR). Este parâmetro é essencial para camadas flexíveis, já que sua importância varia conforme o tipo e o estado do material. Camadas revestidas com asfalto, por

exemplo, apresentam uma sensibilidade significativa às mudanças de temperatura. Em contraste, camadas não revestidas, como a base e o subleito, mostram maior sensibilidade às alterações na umidade. Desta forma, é crucial para o planejamento e a avaliação de pavimentos considerar como as propriedades dos materiais variam com as condições ambientais.

Motta (1991) afirma que o desempenho de um pavimento resulta da interação entre vários fatores, incluindo o carregamento do tráfego, as condições ambientais, a idade, as características das camadas e as práticas de manutenção. Salour (2015) complementa, observando que as condições climáticas podem afetar tanto a capacidade estrutural quanto funcional dos pavimentos, acelerando e intensificando os processos de degradação.

Segundo o NCHRP 1-37A (2004), a umidade é uma das principais variáveis que impactam as propriedades das camadas do pavimento e do subleito, influenciando diretamente sua capacidade de suporte sob as cargas de tráfego.

Conforme destacado por Medina (1997), o comportamento do subleito pode ser significativamente afetado pelo clima em várias situações. A água da chuva pode atingir o subleito por meio dos acostamentos, especialmente se estes não forem revestidos, através da infiltração que não é desviada por drenos, ou por trincas e juntas não seladas, bem como por poros em superfícies desgastadas. Além disso, a oscilação do lençol freático pode provocar variações na umidade do subleito.

De acordo com Yoder e Witzack (1975), a umidade presente no subleito e nas camadas superiores pode ser impactada por várias fontes de água, incluindo: (a) um lençol freático elevado; (b) variações no nível do lençol freático; (c) infiltração de água no solo; (d) revestimentos que permitem a passagem de água; (e) rachaduras no revestimento asfáltico; (f) bordas do pavimento; e (g) movimentos de água por meio dos acostamentos. Na Figura 2.8, estão ilustradas as diversas origens de umidade no pavimento.

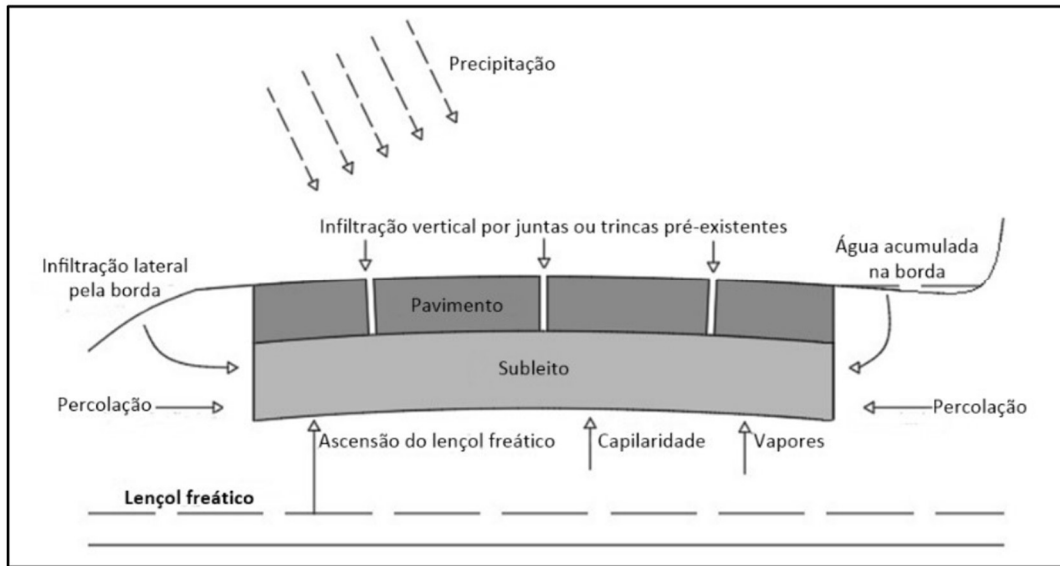


Figura 2.8. Origem da umidade na estrutura de pavimentos (Custódio *et al.*, 2021).

Em projetos de pavimentação, a condição de não saturação do maciço, bem como das estruturas de pavimento e terraplenagem, pode variar significativamente com o contexto espacial. Esta variação é influenciada por diversos fatores, incluindo a morfologia do terreno, a geologia estrutural, a hidrogeologia, as mudanças sazonais do clima e a orientação do maciço em relação à exposição solar e aos ventos (Gehling *et al.*, 2015).

No Brasil, a adaptação de métodos empíricos desenvolvidos para climas temperados é essencial devido às diferenças climáticas em relação aos países com clima tropical, particularmente o tropical úmido, que caracteriza o território brasileiro. Conforme apontado por Nogami e Villibor (1995), os solos tropicais possuem características e comportamentos distintos dos solos de regiões não tropicais, resultado de processos geológicos e pedológicos específicos das áreas tropicais úmidas.

Medina e Motta (2015) definem a umidade de equilíbrio do subleito como a média das variações do teor de umidade ao longo dos anos, após a fase inicial de acomodação. Este conceito refere-se ao equilíbrio dinâmico dos fluxos de água entre o pavimento, o solo e o ambiente (Kern, 2017). Assim, o solo é sujeito a uma faixa de umidade de equilíbrio que tende a ser mais ampla em regiões com grandes variações climáticas (Gehling *et al.*, 2015).

2.7. MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

A elasticidade pode ser definida como a capacidade de um material de retornar à sua forma original após a remoção das forças que causaram deformação. Em outras palavras, um material elástico não retém deformações residuais uma vez que as forças deformantes são retiradas (Balbo, 2007). A deformação elástica, ou resiliente, refere-se à parte da deformação que é recuperável quando o corpo de prova é submetido a carregamentos cíclicos. Esta deformação ocorre imediatamente com a aplicação da carga e persiste enquanto a tensão está sendo aplicada.

O módulo de resiliência (MR) é um dos parâmetros cruciais na caracterização do comportamento mecânico de agregados e solos, quando utilizados como camada estrutural de pavimentos. O ensaio de módulo de resiliência segue a norma DNIT-ME 134 (DNIT, 2018).

O módulo de resiliência (MR), determinado pelo Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas (ETCR), está diretamente relacionado à tensão desvio e à deformação resiliente correspondente. O MR é calculado pela razão entre a tensão desvio cíclica e a deformação resiliente axial medida durante o ensaio triaxial cíclico.

Este ensaio, realizado em laboratório, requer equipamentos especializados, como um sistema pneumático de carregamento, célula de carga, e sistemas para medição das deformações axiais utilizando LVDTs (Transdutores Diferenciais Lineares Variáveis). Além disso, são necessários um regulador de pressão para a aplicação da tensão desvio (σ_d) e de confinamento (σ_3), bem como um programa de computador para monitorar, registrar e armazenar os dados obtidos durante o ensaio (Bastos, 2013).

A determinação do MR é fundamental para a caracterização mecânica dos materiais utilizados em diferentes camadas de pavimentos, incluindo o solo do subleito. Este ensaio avalia o comportamento dos materiais sob variadas condições de umidade, densidade e estado de tensões, sendo um parâmetro importante na análise e no projeto de pavimentos, amplamente adotado em métodos de dimensionamento internacionais devido à sua capacidade de refletir o comportamento resiliente dos materiais de pavimentação. Ademais, o MR é determinante para a durabilidade das camadas superficiais de pavimentos, influenciando a resistência ao trincamento por fadiga, um dos principais problemas nas rodovias brasileiras (Medina e Motta, 2015).

2.8. DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP)

A deformação plástica, por definição, é a parte irreversível das deformações que ocorrem em pavimentos e, portanto, é comumente referida como Deformação Permanente (DP). Yoder e Witczak (1975) explicam que a deformação permanente é causada por dois mecanismos principais: as deformações repetidas por cisalhamento e a redução de volume, conhecida como densificação.

Segundo Pinto e Preussler (2002), as cargas de tráfego aplicadas sobre pavimentos flexíveis e semirrígidos provocam deformações que podem ser tanto permanentes quanto recuperáveis. As deformações permanentes persistem após a remoção da carga e se acumulam ao longo da vida útil do pavimento, desde sua abertura ao tráfego. Tais deformações podem ocorrer na camada de revestimento asfáltico ou nas camadas inferiores e, frequentemente, resultam em defeitos como o afundamento de trilha de roda (ATR).

Os ensaios para avaliar o comportamento plástico dos materiais são geralmente realizados em equipamentos triaxiais de cargas repetidas, que simulam o efeito das passagens de veículos por meio da aplicação de cargas cíclicas de diferentes combinações de tensões. Atualmente, a norma brasileira que regulamenta este tipo de ensaio é a DNIT 179/2018 (DNIT, 2018b).

No estudo de Guimarães (2009), cujo modelo foi desenvolvido em solos tropicais e materiais pedregulhosos, destacam-se três modelos de previsão de DP, especialmente pela aplicação nacional, consistindo nos modelos de Monismith (1975), Uzan (1981) e Tseng & Lytton (1989), conforme Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Modelos de ajuste aplicados a DP e seus respectivos parâmetros.

Autores	Modelos	Parâmetros
Monismith (1975)	$\epsilon_p = A.N^B$	A e B
Uzan (1981)	$\epsilon_p(N)/\epsilon_r = \mu.N^{-\alpha}$	α e μ
Tseng e Lytton (1989)	$\delta_{a(N)} = (\epsilon_0 / \epsilon_r).e^{-(\rho/N)^\beta}.\epsilon_v.h$	ρ e β
Guimarães (2009)	$\epsilon_p^{esp} = \Psi_1.\sigma_3^{\Psi_2}.\sigma_d^{\Psi_3}.N^{\Psi_4}$	Ψ_1, Ψ_2, Ψ_3 e Ψ_4

Na análise de estruturas de pavimentos, a coleta de dados em ensaios laboratoriais visa obter parâmetros relacionados aos comportamentos elástico e plástico dos materiais. Os modelos matemáticos, por sua vez, utilizam as informações obtidas nestes ensaios laboratoriais

para estimar os valores necessários, considerando variações associadas ao carregamento e à vida útil das estruturas de pavimentos (Caetano, 2024).

Uma consideração importante em projetos de pavimentação é a natureza do carregamento cíclico aplicado à estrutura e a necessidade de avaliar a deformação permanente após diversas aplicações de carga. Para prever o desempenho do pavimento, é fundamental identificar se haverá uma acumulação progressiva de deformações permanentes ou se a deformação se estabilizará, resultando em uma resposta estável e completamente resiliente (Lekarp e Dawson, 1998; Marangon, 2004). Esta análise está relacionada ao conceito de *shakedown*.

2.8.1. Teoria do Shakedown

O termo *shakedown* refere-se ao processo de acomodação das deformações plásticas ou permanentes quando um material é submetido a carregamentos cíclicos repetidos. O objetivo principal do estudo do *shakedown*, no contexto dos materiais de pavimentação, é determinar se as deformações permanentes que o material experimenta podem levar à sua ruptura ou se, ao contrário, o material tende a se estabilizar com o tempo e com o número de ciclos de carga N (Guimarães, 2001).

Sharp e Brooker (1984) definem a teoria do *shakedown* como a estabilização das deformações permanentes após um número específico de ciclos, momento em que o material demonstra apenas comportamento elástico. De acordo com Leite (2007), após a aplicação de cargas por um certo número de ciclos, o material ensaiado mostra uma tendência à estabilização das deformações permanentes, passando a exibir comportamento elástico e alcançando o estado de *shakedown*.

Faria (1999) define que uma amostra alcança o estado de *shakedown* quando as deformações plásticas ou permanentes cessam após um certo número de ciclos de carregamento. A partir deste ponto, a resposta do material passa a ser puramente elástica, sem mais deformações plásticas. Este acomodamento das deformações plásticas ocorre devido ao desenvolvimento de esforços residuais, sendo estas esforços uma condição crucial para o *shakedown* do material e da estrutura.

De acordo com Guimarães (2001) e Leite (2007), existe um nível de tensão conhecido como "limite do *shakedown*", que marca a transição crítica entre deformações permanentes estáveis e instáveis. Werkmeister *et al.* (2001) indicam que, para cada nível de carregamento,

há um ponto onde a estabilização das deformações permanentes ocorre, levando ao *shakedown* e resultando em comportamento exclusivamente elástico do material.

O limite do *shakedown* é influenciado pela relação entre a tensão desvio e a tensão confinante (σ_d/σ_3). Uma relação mais baixa geralmente favorece a estabilização das deformações permanentes, enquanto uma relação mais alta aumenta o risco de comportamento plástico permanente, potencialmente levando à ruptura.

As curvas de *shakedown*, obtidas por meio de ensaios em equipamentos triaxiais de cargas repetidas, são usadas para determinar o estado médio de tensões no qual o material pode operar de forma segura, garantindo que as deformações permanentes permaneçam estáveis (Lima, 2016).

Considerando o conceito original da teoria, na Figura 2.9, estão ilustradas as respostas possíveis de uma estrutura submetida a carregamentos cíclicos, dividindo-as em quatro categorias distintas.

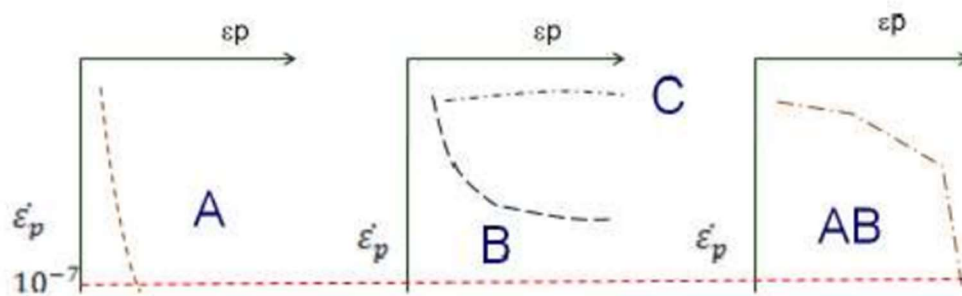


Figura 2.9. Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas (Guimarães, 2009).

Os níveis ou tipos de comportamento de acordo com Guimarães (2009) são:

- a) Nível A: Também denominado *shakedown* ou acomodamento plástico, refere-se ao comportamento em que o material exibe uma resposta plástica que diminui após um número finito de ciclos de carga. Após este período de compactação, ocorre uma acomodação das partículas do material, resultando em um comportamento exclusivamente elástico e cessação das deformações permanentes. As curvas obtidas tendem a se alinhar verticalmente, com a taxa de aumento das deformações permanentes por ciclo de carga na ordem de 10^{-7} (x 0,001 m).
- b) Nível B: Conhecido como nível intermediário, caracteriza-se por um comportamento onde o material nem colapsa nem atinge o *shakedown*. Inicialmente, a taxa de incremento das

deformações permanentes é bastante alta, mas diminui ao longo do tempo, estabilizando-se em um valor muito baixo e quase constante.

- c) Nível C: Também referido como colapso incremental, ocorre quando a tensão aplicada é suficientemente alta para provocar uma deformação permanente rápida e intensa. Neste nível, as deformações plásticas continuam a se acumular com cada ciclo de carga, sem interrupção.
- d) Nível AB: Observado em solos finos, conforme Guimarães (2009), é caracterizado por grandes deformações iniciais seguidas de um processo de acomodamento plástico.

2.8.2. Deformação Permanente por Multiestágios

O método convencional de ensaio para medir a deformação permanente no Brasil demanda uma quantidade considerável de corpos de prova e um extenso período de tempo, o que torna o processo lento e menos eficiente para atender às necessidades rápidas das obras em campo. Portanto, é crucial investigar alternativas e metodologias mais eficientes que possam acelerar o processo sem comprometer a qualidade, a confiabilidade e a precisão das avaliações de pavimentos.

Diversas normativas internacionais preveem a realização de ensaios em multiestágios (*multistages* – MS) juntamente com os ensaios de estágio único, visando uma avaliação mais eficiente do comportamento dos materiais de pavimentação. Estes ensaios aplicam diferentes estados de tensões a um único corpo de prova, variando o número de ciclos de carga. As normas australianas e europeias/britânicas oferecem diretrizes detalhadas para a execução de ensaios em multiestágios, abordando a aplicação de cargas e estados de tensões variados (Austroads, 2006; NZTA, 2014).

A norma australiana T15 estabelece que até seis estados de tensão podem ser aplicados em ensaios, permitindo a realização de até 50.000 ciclos de carregamento para cada par de tensões. Por outro lado, a norma europeia/britânica EN 13286-7 permite a condução de ensaios multiestágios e inclui a análise do fenômeno de *shakedown*. Nesta norma, os ensaios podem ser interrompidos quando a deformação axial permanente atinge 0,5% para cada sequência de tensões ou ao completar o número predeterminado de ciclos de carregamento (BSI, 2004).

Song & Ooi (2010) realizaram uma análise comparativa entre ensaios de estágio único e múltiplos em agregados e materiais reciclados, com o objetivo de identificar o ponto de *shakedown* destes materiais. Utilizando esta metodologia inovadora, eles obtiveram resultados significativos na previsão do comportamento dos materiais analisados.

Diversos pesquisadores têm realizado ensaios em múltiplos estágios, aplicando até quatro estados de tensões, frequentemente com 10.000 ciclos de carga em cada estágio, para avaliar materiais utilizados em subleitos, sub-bases e bases de pavimentos (Cerni *et al.*, 2012; Xiao *et al.*, 2015; Nazzal *et al.*, 2020).

Esta ideia de deformação permanente por multiestágios cada vez mais vem chamando atenção e sendo avaliada por diferentes pesquisadores internacionais e nacionais, como uma técnica para caracterização prévia de materiais a serem utilizados em camadas de pavimentos (Erlingsson e Rahman, 2013; Rahman & Erlingsson, 2015; Salour *et al.*, 2016; Santos, 2020; Naeini *et al.*, 2021; Schreinert, 2021; Ben *et al.*, 2022; Arruda, 2022; Medeiros *et al.*, 2022; Ben *et al.*, 2023; Caetano, 2024; Pascoal, 2024). A aplicação da metodologia multiestágios vem se mostrando eficiente para o critério de seleção dos materiais, uma vez que é possível identificar comportamentos semelhantes à metodologia tradicional em relação ao tipo de deformação e ao comportamento frente às diferentes razões de tensões.

Ao utilizar metodologias que envolvem ensaios em múltiplos estágios, é fundamental realizar uma investigação detalhada sobre como as tensões afetam a deformabilidade do material, bem como avaliar a magnitude da carga aplicada (Lima, 2020). Esta análise é essencial para uma compreensão completa da resposta do material sob diferentes níveis de tensões, oferecendo informações para uma melhor compreensão do seu comportamento frente a cargas variadas (Caetano, 2024).

2.9. A INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TEOR DE UMIDADE NO MR E NA DP

O efeito indesejado da presença da umidade na diminuição das propriedades mecânicas de interesse da engenharia rodoviária não é preocupação recente dos engenheiros, já que a água é um dos fatores que lideram os danos causados aos pavimentos.

É importante entender que dependendo do tipo de material empregado em determinada camada do pavimento, o clima vai atuar de forma distinta. As camadas asfálticas são mais sensíveis a temperatura, já as camadas não tratadas (base e subleito), são mais sensíveis a variações de umidade (Takeda, 2006).

A redução do módulo resiliente com o aumento do teor de umidade já vem sendo estudada e apresentada há vários anos por diferentes autores [Dawson *et al.* (1996), Núñez (1997), Rodrigues (1997), Drumm *et al.* (1997), Yang *et al.* (2005), Takeda (2006), Silva (2009), Ramires (2010), Weber (2013), Kern (2017), Santos *et al.* (2019), Blackmore *et al.*

(2019), Kern (2022), Pascoal (2024), entre outros]. A resistência dos pavimentos vai depender do teor de umidade do subleito, o que torna necessário conhecer as alterações ocorridas ao longo do tempo e quais os fatores envolvidos.

A avaliação do módulo resiliente em relação às variações de umidade, incluindo ciclos de umedecimento e secagem das amostras de solo, é fundamental. Diversos autores (Ceratti *et al.*, 2004; Zaman e Khoury, 2007; Weber, 2013; Kern, 2017; Santos, 2020; Pascoal, 2024; entre outros) observaram que o MR tende a apresentar valores mais elevados em amostras que passaram por ciclos de secagem em comparação com aquelas submetidas a ciclos de umedecimento. Estas variações destacam a importância de considerar os efeitos dos ciclos de umidade na performance do solo.

Ao investigarem solos finos, Thadkamalla *et al.* (1995) constataram que a saturação pós-compactação teve um impacto significativo no módulo de resiliência desses materiais, com reduções que variaram em torno de 25%, dependendo do nível de saturação. De forma similar, Naji (2018) observou que a saturação pós-compactação afetou o MR de solos argilosos, resultando em uma redução na faixa de 50% quando os ensaios foram realizados com graus de saturação superiores a 90%.

Os solos lateríticos pedregulhosos do estado de Rondônia, estudados por Medina *et al.* (2006), apresentaram uma redução de cerca de 50% no módulo de resiliência (MR) quando os corpos de prova foram saturados, em comparação com os valores obtidos nas condições ótimas. Da mesma forma, Ceratti *et al.* (2004) observaram uma diminuição significativa no MR de um solo laterítico argiloso ao aumentar a umidade pós-compactação, com corpos de prova moldados na umidade ótima passando por ciclos de secagem e umedecimento. Eles notaram que o MR pode ser reduzido em até quatro vezes, destacando a importância da sazonalidade na performance deste material.

Apesar de haver um consenso na literatura sobre a redução do módulo de resiliência devido à saturação do solo após a compactação, a magnitude desse efeito pode variar significativamente. Isto ressalta a necessidade de realizar estudos específicos para cada tipo de material. Além disso, é crucial entender, por meio de modelagens numéricas, o impacto da inundação do subleito como no caso de problemas de drenagem no desempenho do pavimento (Custódio *et al.*, 2021).

Embora existam poucos estudos no Brasil que relacionem o módulo de resiliência (MR) com a sucção, é sabido que, além do estado de tensões, as variações ambientais, representadas pela sucção, também afetam os valores de MR. De acordo com Ceratti *et al.* (1996), a

determinação da curva característica de um solo possibilita a correlação entre o MR e a sucção, além de fornecer informações sobre outras propriedades mecânicas do material.

De maneira geral, os autores observaram que o aumento da sucção resulta em um aumento no módulo de resiliência (MR) até alcançar um valor máximo. Após este ponto, o MR tende a diminuir ou se estabilizar, independentemente do nível de tensão desvio aplicado. Os valores de MR obtidos em laboratório mostraram uma boa correspondência com aqueles medidos *in situ* (Santos, 2020).

CAPÍTULO 3

3. CARACTERIZAÇÃO DAS ÁREAS DE ESTUDO

Este estudo foi desenvolvido utilizando solos de subleito oriundos de duas unidades federativas brasileiras, o Distrito Federal e o estado de Roraima. O presente capítulo traz uma descrição geográfica dos locais de coleta dos materiais e as características do entorno.

3.2. DISTRITO FEDERAL

O Distrito Federal, localizado na região Centro-Oeste do Brasil, apresenta em sua extensão territorial uma rica diversidade de solos tropicais. Este estudo analisou dois solos em diferentes localizações de uma mesma rodovia, a DF-440, sob circunscrição do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER-DF), selecionados com base na predominância de ocorrência e suas características pedológicas, sendo solos adotados como camada de subleito.

O processo de seleção dos pontos de coleta para o material utilizado neste trabalho teve como ponto de partida a identificação das características geográficas do DF. Esta escolha foi norteada pela pedogênese local, seguida de uma análise detalhada das características tropicais destes solos. O objetivo foi estabelecer uma relação de resultados entre solos de mesma pedologia, mas com classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) distinta, proporcionando assim uma base sólida para as investigações conduzidas ao longo deste estudo. Os pontos de coleta estão apresentados Figura 3.1.

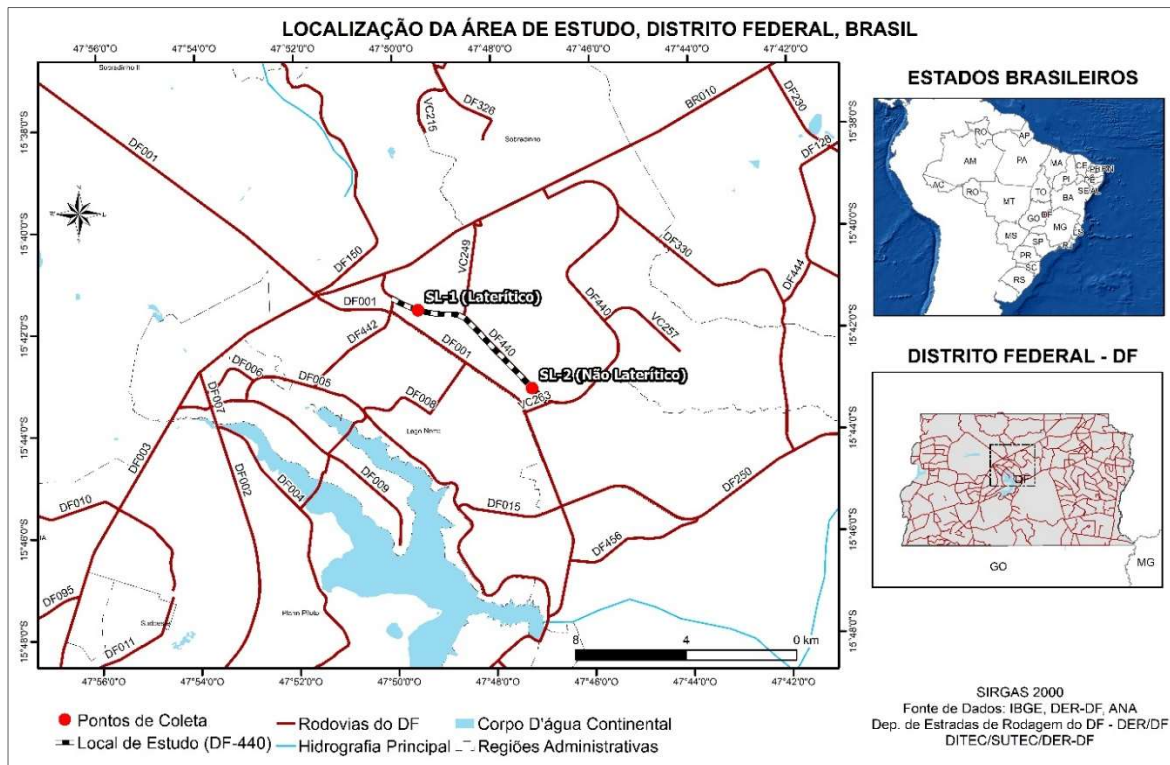


Figura 3.1. Localização dos solos de estudo (SL-1 e SL-2) no Distrito Federal, ao longo da DF-440.

3.1.1. HIPSOMETRIA

Um aspecto fundamental de entendimento na relação do processo de formação e transformação dos solos está relacionado às características do relevo, que influencia a forma e interação do solo local com os eventos de intemperismo, podendo interferir no processo de formação de solos de comportamento laterítico, uma vez que este tem sua formação favorecidos principalmente por relevos planos.

Deste modo, conhecer os aspectos do relevo possibilita induzir características do solo em função destes aspectos, sendo as características de elevação uma variável primária essencial para caracterizar tais aspectos. Buscando constituir um mapa de situação do local de coleta, utilizou-se de produtos de satélite para constituição de um mapa de hipsometria (elevação de um terreno por meio de cores, representando classes altimétricas de uma região em relação ao nível do mar) apresentado na Figura 3.2.

Por meio do mapa de hipsometria, verificou-se que o ponto de coleta do solo de subleito SL-1 está localizado em um ponto onde a elevação do terreno apresenta uniformidade em seu entorno, enquanto o SL-2 apresenta características de um relevo levemente acidentado

favorecendo o processo de escoamento superficial da água de chuvas e por consequência diminuindo o processo de infiltração no solo.

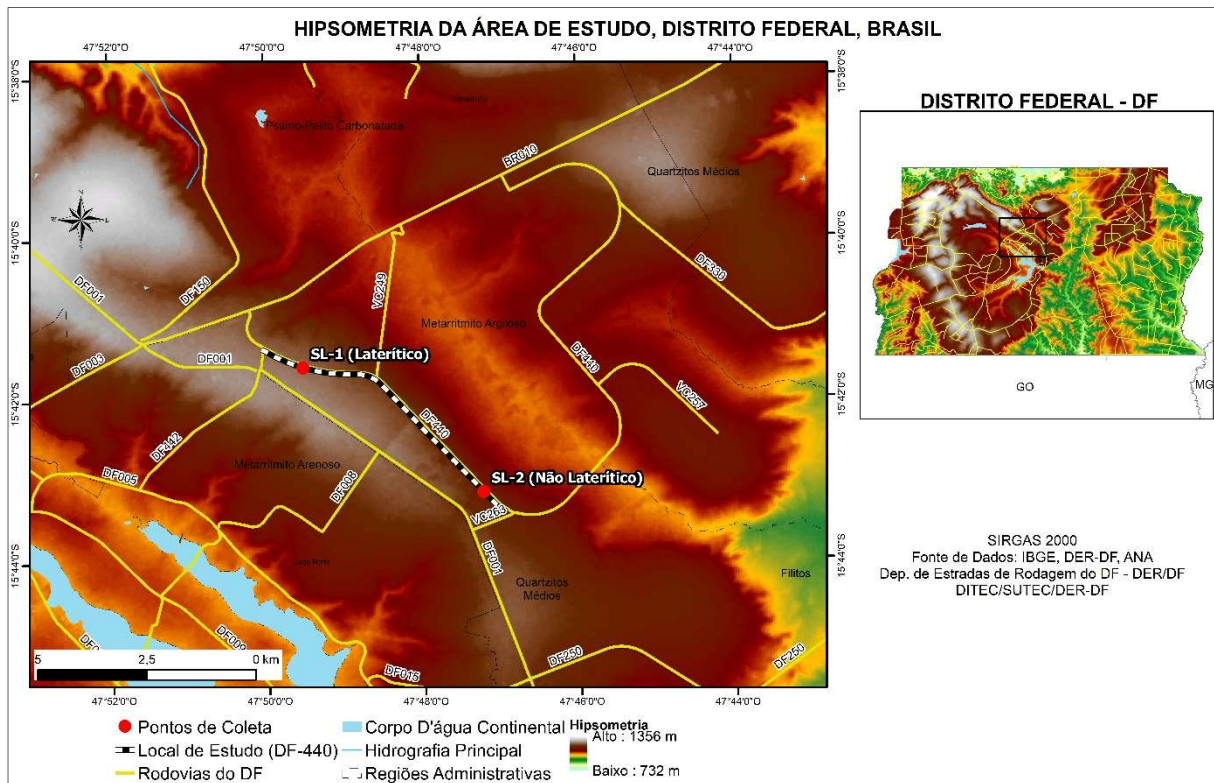


Figura 3.2. Hipsometria da DF-440 para os pontos de estudo SL-1 e SL-2.

3.1.2. GEOLOGIA

A geologia de um determinado local tem um forte peso nos aspectos de formação do solo, por meio da rocha-mãe caracterizada por apresentar uma matriz rica em elementos minerais, possibilita a formação de solos com diferentes propriedades. O mapa geológico da área de estudo, apresentado na figura 3.3, demonstrou a ocorrência de uma mesma classificação geológica para ambos os pontos de coletas, sendo estes formados predominantemente por quartzitos.

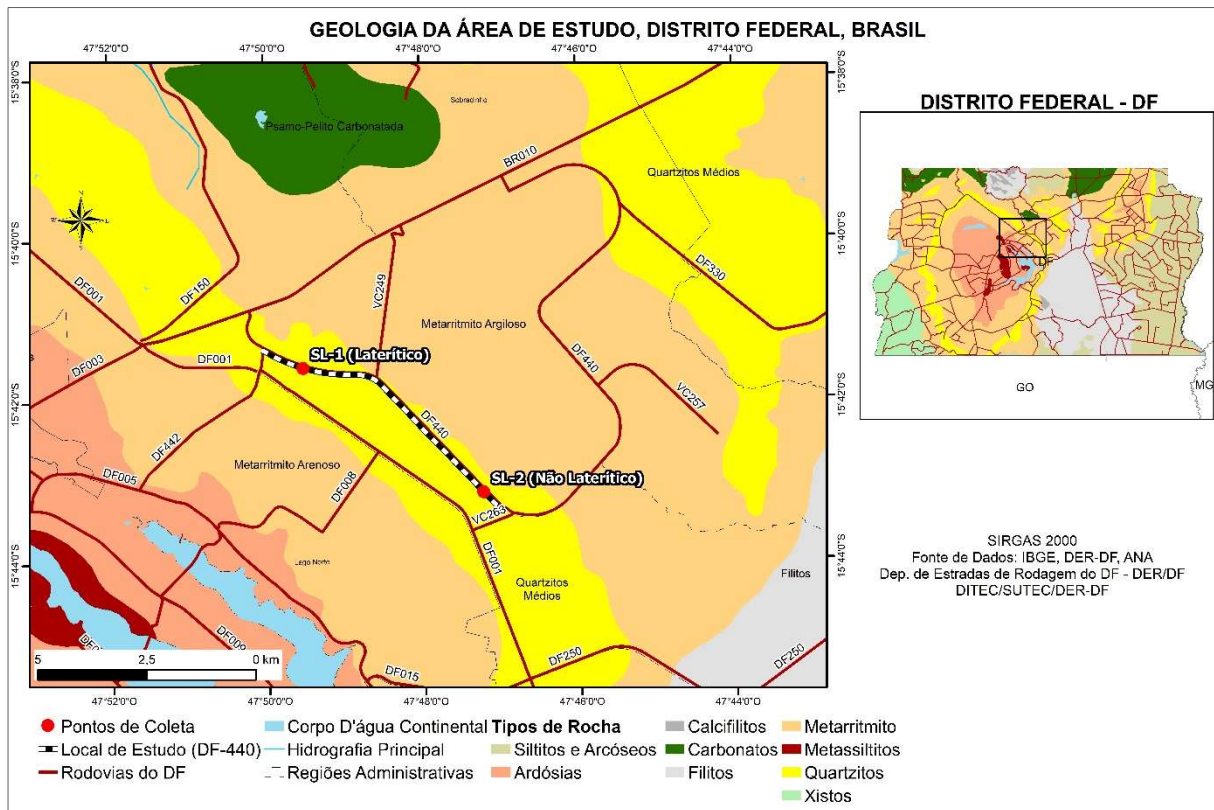


Figura 3.3. Mapa geológico da DF-440 para os pontos de estudo SL-1 e SL-2.

3.1.3. PEDOLOGIA

Dentre as variáveis envolvidas no processo de formação e transformação de solos, influenciada por diversos aspectos como relevo, geologia e intemperismo, diferenciar e classificar os solos originados é essencial para distinguir os principais aspectos e propriedades destes materiais, assim sendo, a análise pedológica torna-se uma variável de extrema importância em análises preliminares.

Conforme verificado por meio da análise do mapa apresentado na Figura 3.4, é possível avaliar que o aspecto associado à geologia do material, bem como às características do relevo, favoreceu a formação de um solo de mesma pedologia em ambas as localidades de extração das amostras. Entretanto, devido às propriedades dos relevos, o nível de alteração proporcionado pelo intemperismo produziu solos com diferentes características de alteração, sendo o primeiro um solo mais alterado com comportamento laterítico e o segundo menos alterado de comportamento não-laterítico.

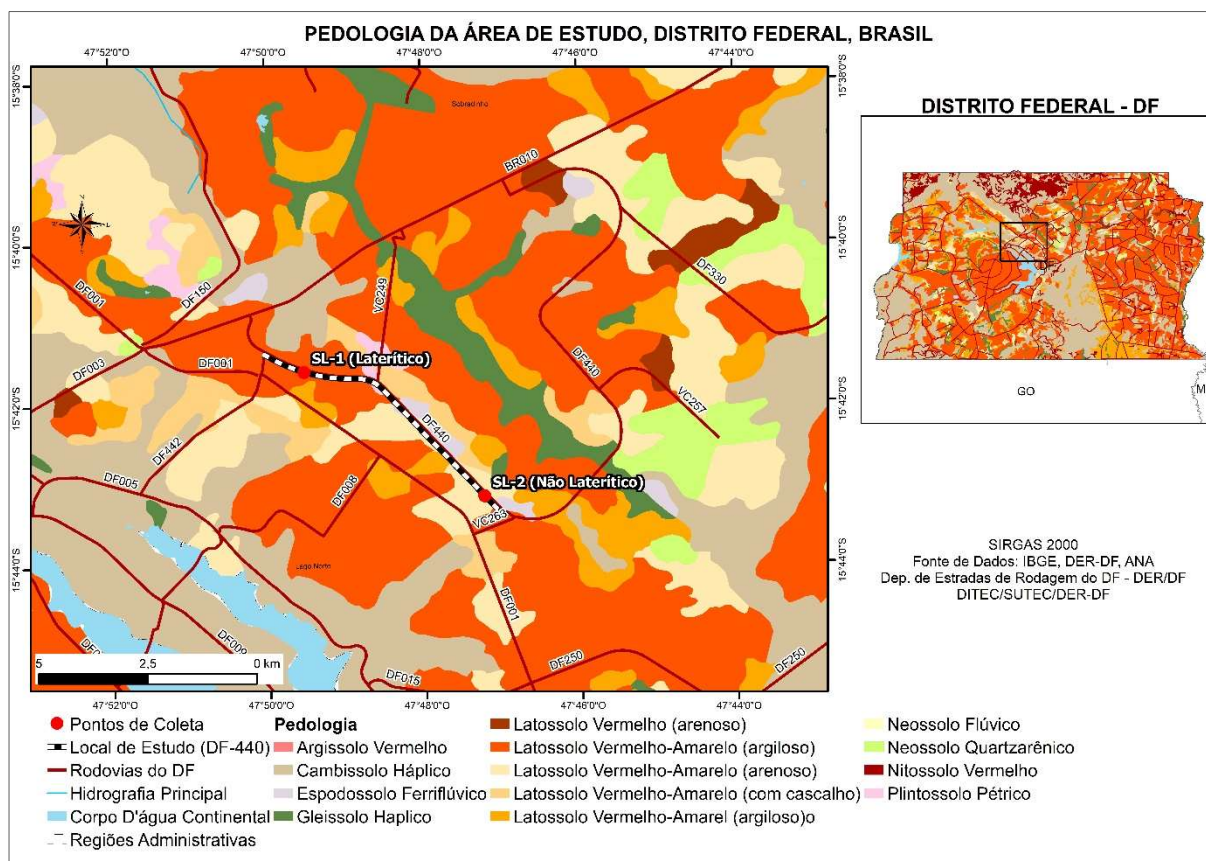


Figura 3.4. Mapa pedológico da DF-440 para os pontos de estudo SL-1 e SL-2.

3.2. RORAIMA

No estado de Roraima as amostras foram coletadas no trecho designado como segmento experimental Pró-MeDiNa, situado na rodovia BR-432/RR, conforme representado na Figura 3.5 de Caetano (2024). O trecho experimental é constituído por três segmentos de 100 m cada, o processo de coleta de material abrangeu amostras de três camadas distintas, correspondendo à base, sub-base e subleito (aterro), no entanto o presente estudo teve como foco a cada de subleito, que se apresenta como a mais suscetível a variação de umidade ao longo do ano, dado as condições climáticas e de relevo da região.

Devido à natureza de ser um trecho já executado, a análise geográfica do local foi conduzida com o propósito de caracterizar os principais aspectos do local de implantação dos Segmentos Experimentais e seu entorno. É importante observar que essas análises do local de implantação dos SE não reflete, necessariamente, as condições originais de formação do solo, uma vez que os materiais utilizados para a constituição das camadas provêm de jazidas exploradas no entorno e passaram por processo de correção granulométrica através da adição de areia comercial.

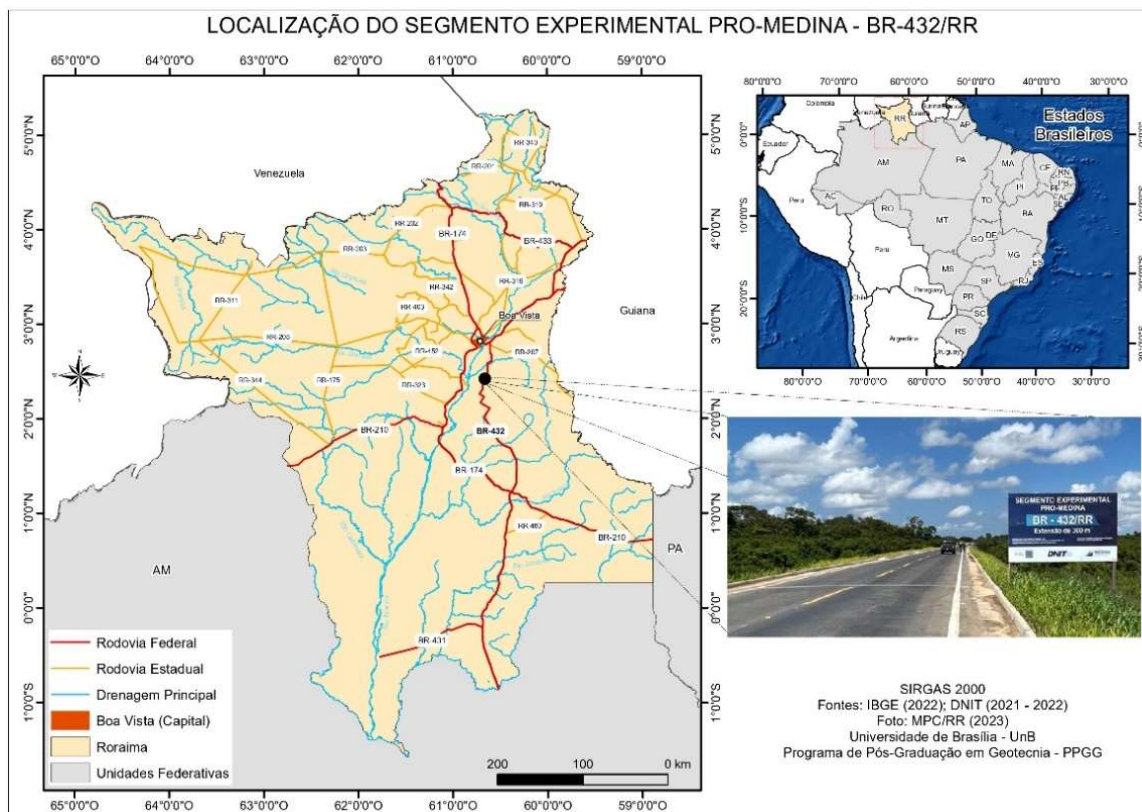


Figura 3.5. Mapa rodoviário do estado de Roraima com destaque para a localização do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR (Caetano, 2024).

3.2.1. HIPSOMETRIA

O estado de Roraima é caracterizado por um relevo que apresenta picos com elevação que atinge 2.300 metros e locais com declividade acentuada. No entanto, o relevo do local de estudo dos segmentos experimentais apresenta uma declividade menos acentuada e seu entorno apresenta um terreno aplainado, com cota de elevação de aproximadamente 70 metros acima do nível do mar. O mapa da Figura 3.6, ilustra através da hipsometria as condições o relevo local dos segmentos experimentais e seu entorno.

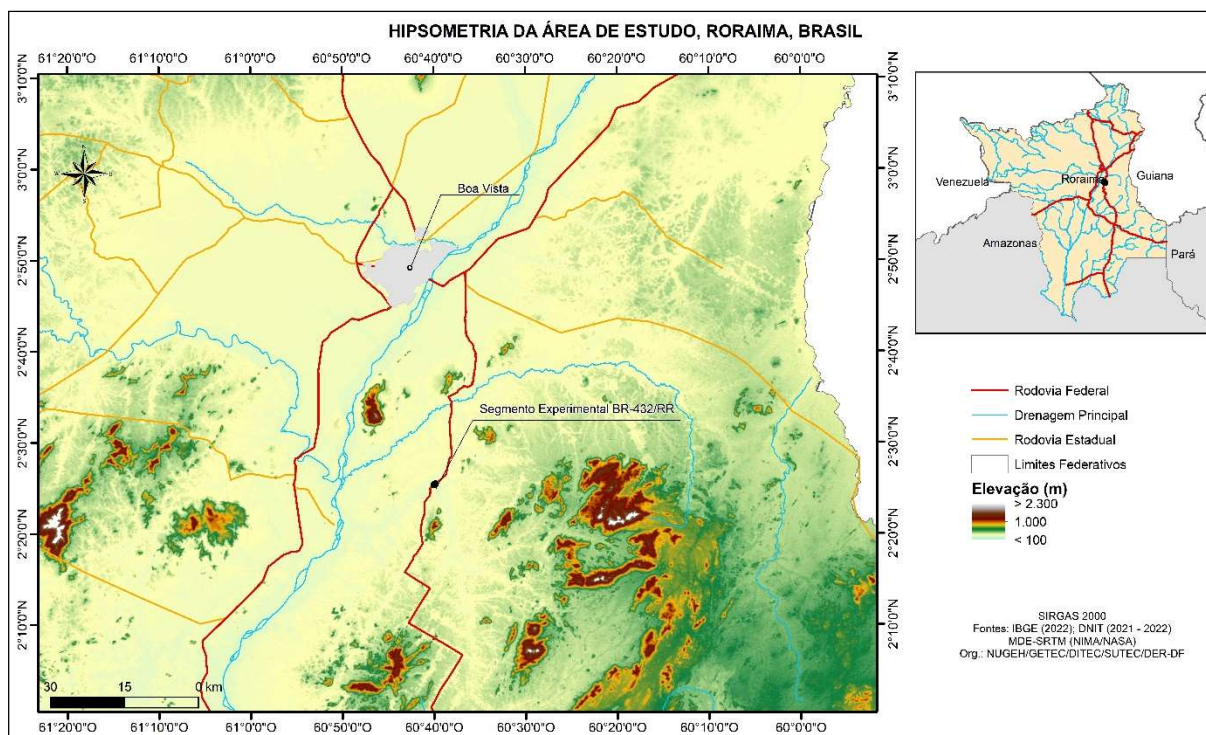


Figura 3.6. Hipsometria do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.

3.2.2. GEOLOGIA

O estado de Roraima possui uma rica diversidade geológica, o que permite classificá-lo em distintas subprovíncias geológicas. A Figura 3.7 ilustra essas subprovíncias, conforme apresentado pelo Banco de Dados de Informações Ambientais do Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (BDiA/IBGE). Observa-se que o segmento experimental em estudo está localizado na Subprovíncia Guiana-Central, caracterizada predominantemente por formações rochosas do período geológico Proterozóico, especificamente entre as eras Mesoproterozoica e Paleoproterozoica.

Essas formações representam uma importante janela para o estudo da evolução geológica da região, revelando processos tectônicos, sedimentares e metamórficos que ocorreram há bilhões de anos. Além disso, conhecer essas formações são essenciais para a compreensão dos recursos minerais presentes no estado, que incluem desde minérios metálicos até recursos hídricos subterrâneos, fatores que influenciam diretamente no processo de formação dos solos do estado.

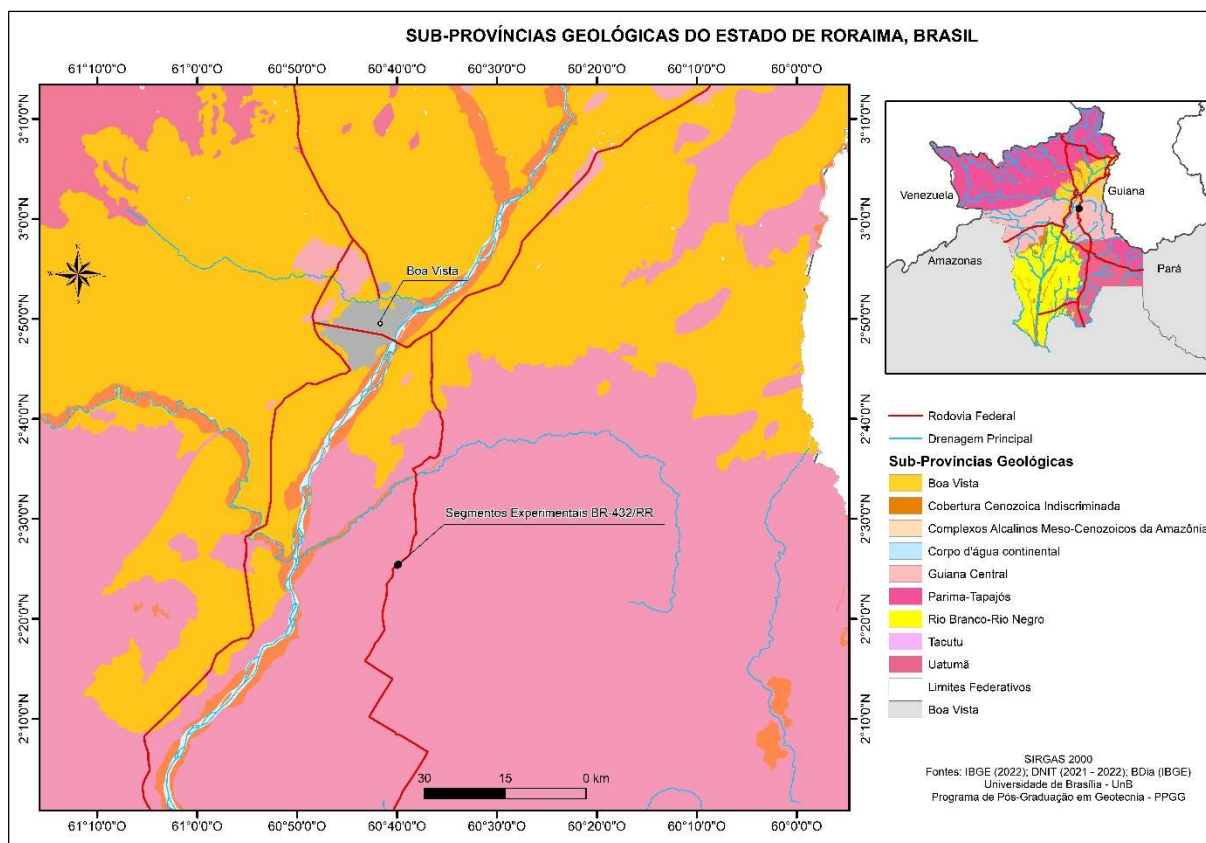


Figura 3.7. Mapa geológico do Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.

3.2.3. PEDOLOGIA

A pedologia do estado de Roraima, apresentada no mapa da Figura 3.8, evidenciou uma rica diversidade de tipos de solo, com destaque para o latossolo vermelho/amarelo, cujas características se assemelham aos solos das camadas de base e sub-base dos SE, esta classe pedológica é predominante encontrada no DF. Os SE estão localizados em uma área pedológica de Espodosolo, sendo este um solo rico em minerais, predominantemente arenosos, com possibilidade de transporte de material coloidal, apresentando complexos organometálicos, sendo este o solo característico da camada de subleito dos SE.

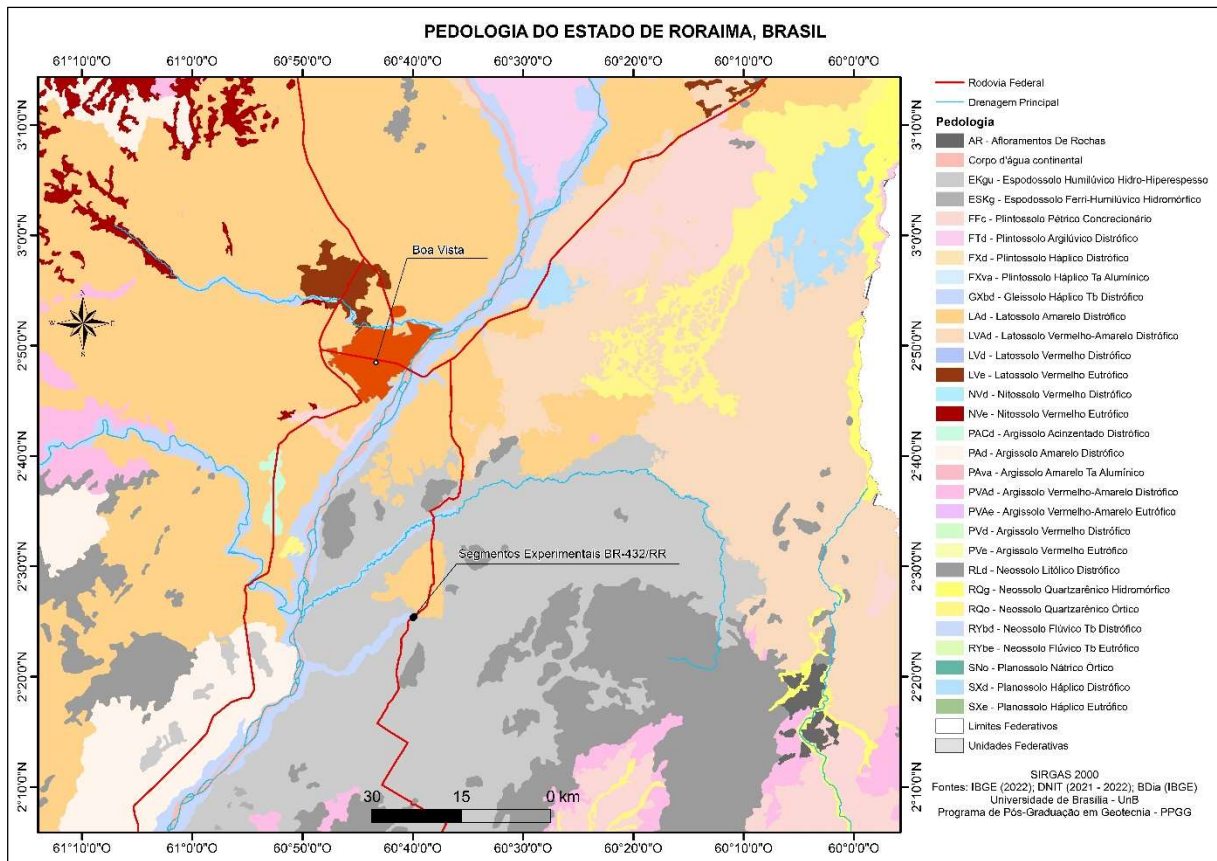


Figura 3.8. Mapa pedológico Segmento Experimental Pro-MeDiNa na BR-432/RR.

CAPÍTULO 4

4. METODOLOGIA

Neste capítulo, são apresentados os materiais adotados e o conjunto de técnicas empregadas na investigação experimental para atender aos objetivos deste estudo. A metodologia foi estruturada seguindo uma sequência cronológica para a execução dos ensaios e obtenção dos dados correspondentes.

Inicialmente, é detalhado o planejamento da pesquisa, incluindo um fluxograma simplificado das atividades executadas. Em seguida, são descritas as características gerais das áreas de empréstimo e os locais específicos de coleta das amostras. As técnicas utilizadas na caracterização física dos solos e os sistemas de classificação abordados são apresentados em seguida. Posteriormente, são discutidos os ensaios que compõem a caracterização química e mineralógica dos materiais estudados.

4.1. PLANEJAMENTO DO ESTUDO

Conforme mencionado na introdução deste trabalho, o principal objetivo do presente estudo é avaliar como a variação no teor de umidade afeta a relação tensão-deformação de três tipos de solos de subleitos rodoviários sendo dois do Distrito Federal e um do estado de Roraima. Além deste objetivo central, este estudo aborda também contribuições secundárias, como a investigação de diferentes metodologias de variações de compactação e teores de umidade, e seus impactos na deformabilidade dos solos, bem como a análise da influência da granulometria e da formação dos solos na relação entre sucção e deformabilidade dos materiais.

Assim, o planejamento da pesquisa foi estruturado para atender aos objetivos mencionados anteriormente. Para isto, optou-se por organizar este planejamento em etapas distintas, as quais são resumidas no fluxograma apresentado na Figura 4.1.

Primeiramente, conduziu-se uma abrangente caracterização física, química e mineralógica para obter um entendimento detalhado da composição do solo, sua origem geológica e os processos envolvidos em sua formação. Na etapa subsequente, investigou-se como o teor de umidade de compactação e pós-compactação influenciam a estrutura dos solos e como esta responde à caracterização microestrutural. Em seguida, foram desenvolvidas as curvas características solo-água utilizando duas técnicas distintas, papel filtro e WP4C, considerando os diferentes teores de umidade. Posteriormente, foram executados ensaios

triaxiais dinâmicos para quantificar a rigidez e a deformação permanente dos solos em estudo, além de avaliar os efeitos da variação de umidade na deformabilidade destes materiais.

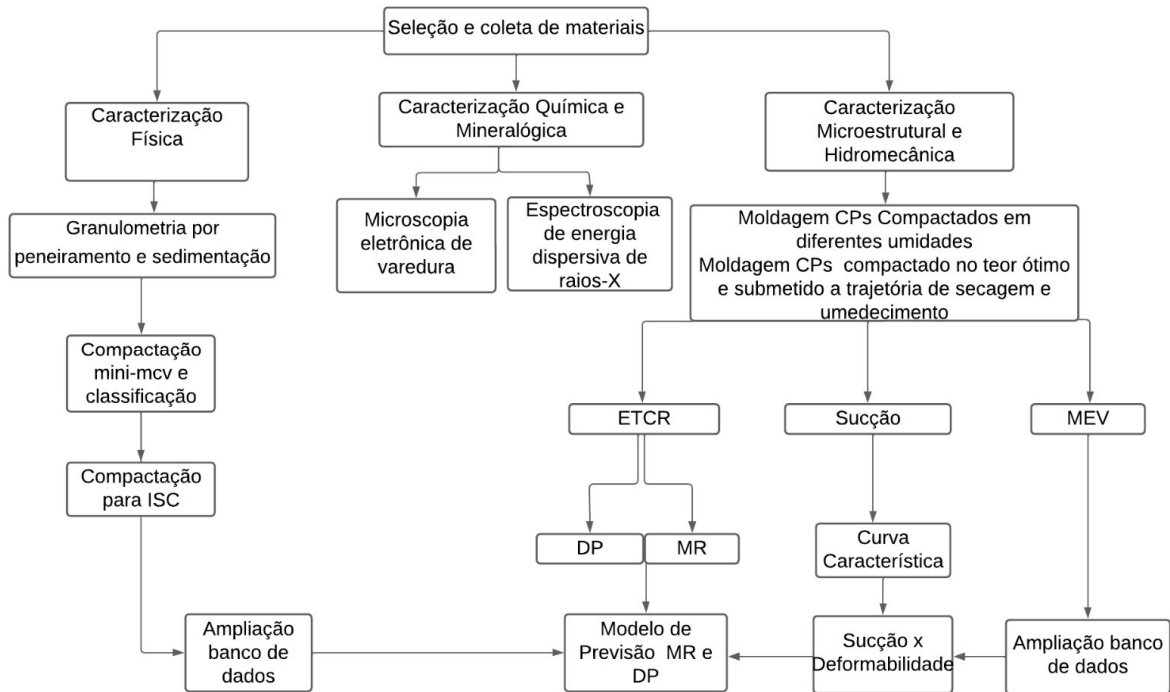


Figura 4.1. Fluxograma do planejamento do estudo.

4.2. COLETA DAS AMOSTRAS

Devido à variedade das amostras provenientes de diferentes materiais e regiões geográficas, a realização bem-sucedida deste estudo contou com a colaboração de equipes de diversos órgãos. Esta abordagem colaborativa foi crucial para a condução dos testes apresentados neste trabalho.

No Distrito Federal, as coletas foram realizadas com o suporte técnico e operacional da Diretoria de Estudos Tecnológicos, vinculada à Superintendência Técnica (DITEC/SUTEC) do Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal (DER-DF). A expertise e a infraestrutura proporcionadas por esta colaboração foram fundamentais para a obtenção das amostras estudadas.

Para as amostras provenientes do estado de Roraima, a coleta foi autorizada pelo DNIT, responsável pela administração da rodovia dos SE. O recebimento das amostras coletadas ao longo do trecho rodoviário, assim como sua pesagem, armazenamento e transporte para o

Distrito Federal, foram conduzidos pela equipe do Laboratório de Engenharia do Ministério Público de Contas de Roraima (MPC/RR). Esta parceria foi essencial para viabilizar a obtenção e o transporte seguro das amostras, garantindo a preservação de suas características originais durante todo o processo de coleta.

Na Tabela 4.1, são apresentadas as informações detalhadas destes locais, tais como coordenadas geográficas e códigos para fins de análise. Destaca-se que estes códigos foram criados para facilitar a abordagem dos diferentes solos no decorrer das análises a serem demonstradas adiante.

Tabela 4.1. Informações detalhadas dos pontos de coleta dos solos dessa pesquisa e seus respectivos códigos utilizados.

Pontos de Coleta	Localização	Coordenadas		Código
		Latitude	Longitude	
Subleito DF-440	Brasília-DF	15°41'35.47''S	47°49'31.37''O	SL-1
Subleito DF-440	Brasília-DF	15°43'09.03''S	47°47'13.59''O	SL-2
Subleito Segmentos Experimentais BR-432	Boa Vista-RR	2°25'21"N	60°39'60"O	SL-3

4.3. SOLOS DE SUBLEITO DO DISTRITO FEDERAL

Foram selecionados dois pontos distintos no DF com objetivo de investigar as características específicas destes solos e compreender seu comportamento quando utilizados como camada de subleito em pavimentos rodoviários. Esta abordagem possibilitará uma análise detalhada das propriedades e do desempenho destes solos em contextos específicos da estrutura do solo e de seu comportamento mecânico. A distância entre os dois pontos é de, aproximadamente, 6,0 km.

Foram extraídas amostras deformadas de aproximadamente 150 kg, coletadas nas camadas superficiais dos locais especificados no subitem 3.1, abrangendo profundidades de até 1,5 m, com remoção do material vegetal superficial para limpeza de impurezas, de acordo com a Figura 4.2. O método de coleta seguiu as diretrizes do procedimento DNER-PRO 003/94 (DNER, 1994), sendo realizado de forma contínua ao longo da realização do estudo, onde, ao finalizar a coleta e ensaios de uma determinada amostra de subleito, imediatamente procedia-

se à obtenção da próxima amostra. Este método eficiente possibilitou uma sequência ordenada e sistemática na coleta, otimizando o processo para a realização da bateria de ensaios subsequentes.



Figura 4.2. DF-440: local de coleta da amostra de subleito SL-2 (à esquerda) e coleta de material SL-1 (à direita).

Após a coleta, as amostras foram devidamente embaladas e transportadas para o laboratório do DER-DF, onde foram realizados a grande maioria dos ensaios desta pesquisa. Em seguida, foram secas ao ar livre até alcançar o equilíbrio da umidade higroscópica do material (Figura 4.3a e 4.3b). Após este procedimento, as amostras foram misturadas, divididas, pesadas e armazenadas em ambiente hermético, seguindo rigorosos padrões de preservação das amostras.

As análises laboratoriais iniciaram com a caracterização dos materiais, seguidas de ensaios para classificação e, por fim, os ensaios voltados para as análises mecânicas. Todas as etapas e procedimentos estão detalhados nos itens subsequentes deste capítulo.



Figura 4.3. Preparação de Amostras a) Secagem de amostras ao ar livre. b) Armazenagem em ambiente hermético.

4.4. SOLOS DE SUBLEITO DOS SEGMENTOS EXPERIMENTAIS DE RORAIMA

O local de implantação do trecho experimental está localizado aproximadamente a 60 km de Boa Vista, a capital do estado. A coleta das amostras foi realizada no segmento experimental conhecido como Pró-MeDiNa, situado na rodovia BR-432/RR. Este trecho experimental é constituído por três segmentos de 100 metros cada. Durante a coleta, foram obtidas amostras de três camadas distintas: base, sub-base e subleito (aterro), conforme delineado na seção transversal da estrutura do pavimento (Figura 4.4).

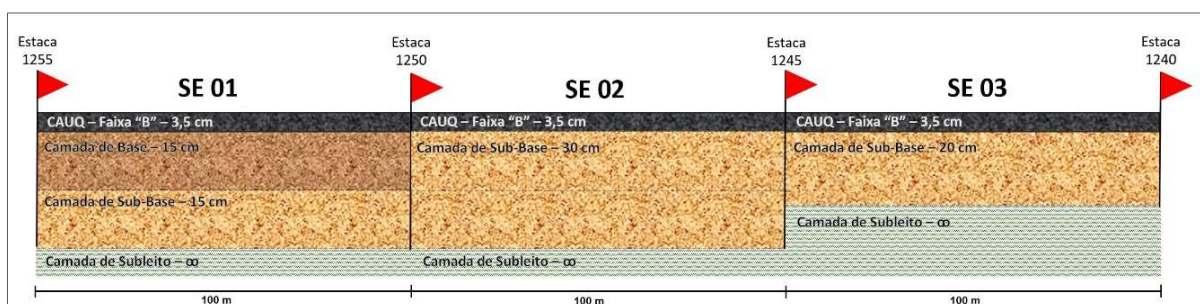


Figura 4.4. Ilustração das seções transversais da estrutura do pavimento dos segmentos experimentais na BR-432/RR.

Em Roraima, os solos dos SE foram coletados durante a fase de preparação para compactação da camada de subleito em campo, conforme ilustrado nas Figuras 4.5a e 4.5b. Esta coleta ocorreu após atingir o equilíbrio do teor de umidade ótimo, antes do processo de

compactação pelo maquinário. Para preservar o teor de umidade encontrado no momento da coleta, os solos foram devidamente ensacados em embalagens plásticas hermeticamente fechadas.



Figura 4.5. a) Trator com grade para homogeneização do material das camadas. b) Amostras embaladas com dupla proteção para evitar perda de material.

4.5. CARACTERIZAÇÃO DA MICROESTRUTURA

4.5.1. Microscopia Eletrônica de Varredura

A Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foi empregada para a análise detalhada das características das partículas dos solos em uma escala nanométrica. Este método permite uma observação minuciosa da estrutura do solo, assim como da distribuição e adesão das partículas que compõem a estrutura mineralógica. Tal análise é essencial para compreender a microestrutura dos solos em climas tropicais e para identificar características relacionadas aos processos de intemperismo que afetam esses solos.

Devido às limitações associadas ao tamanho das partículas e à escala do equipamento, foram utilizadas amostras peneiradas com diâmetro inferior a 2 mm. A homogeneização destas amostras assegurou uma representação mais fiel do material total. A pesquisa incluiu

observações em diferentes níveis de ampliação, variando de 500x a 10.000x, o que possibilitou a identificação detalhada das características das partículas. A ampliação maior permitiu examinar a forma específica das estruturas dos grãos com maior precisão.

Na Figura 4.6, está ilustrado o equipamento de MEV utilizado, disponível no Laboratório de Estudos Geodinâmicos, Geocronológicos e Ambientais da Universidade Brasília (LEGGA/UnB), e a identificação das características dos solos foi realizada por meio da análise das imagens obtidas, correlacionando-as com informações da literatura especializada.



Figura 4.6. Equipamento utilizado nas análises de MEV – UnB.

4.5.2. Difratomia de Raios-X

Para a realização das análises de difratometria de raios-X (DRX), foi utilizado o equipamento Geigerflex da Rigaku, disponível do Instituto de Geociências da UnB. Este aparelho é equipado com dois goniômetros e um filtro em linha, ambos gerenciados por um sistema de controle computadorizado (Figura 4.7).



Figura 4.7. Equipamento utilizado na difratometria de raios-X (DRX) – UnB.

Para a preparação das pastilhas de amostras, foi empregada a técnica de *back loading*, que consiste em pressionar o pó contra uma lâmina de alumínio colocada sobre uma superfície rígida e plana, geralmente vidro. O pó é mantido na abertura da lâmina por meio de uma lâmina de vidro fixada com fita adesiva, permitindo que a outra face da pastilha seja exposta à varredura com raios-X.

O equipamento opera com tubo de cobre e filtro de níquel, sob voltagem de 35 kV e corrente de 15 mA, velocidade da varredura de 2°/minuto, passos de 0,05°. As análises foram realizadas no intervalo 2θ de 2° a 80° para a amostra total.

O equipamento possui *software* avançado para tratamento de dados, incluindo funções para detecção automática de picos, suavização de curvas, correção de fundo, cálculo da largura a meia altura, identificação de minerais e análise qualitativa. A identificação dos minerais foi feita com o auxílio do programa JADE 9.0, base *WINDOWS*, empregando-se o banco de dados PC-PDF produzido pelo *International Center for Diffraction Data* (ICDD).

4.5.3. Ataque Sulfúrico

O ensaio de ataque sulfúrico é uma técnica utilizada para a análise quantitativa dos principais minerais presentes nos solos. Este método envolve a solubilização de amostras de

solo em ácido sulfúrico, uma substância composta por dois átomos de hidrogênio, um de enxofre e quatro de oxigênio, representada pela fórmula molecular H_2SO_4 .

Na prática, as amostras de solo são combinadas numa proporção de 1:1 com ácido sulfúrico, desencadeando uma reação que dissolve os minerais presentes. Este processo visa obter dados quantitativos sobre as relações moleculares representadas por K_i (Equação 4) e K_r (Equação 5) (Teixeira *et al.*, 2017). Estas relações são essenciais para avaliar os estágios de intemperismo do solo, fornecendo informações detalhadas sobre a composição mineralógica da fração argilosa.

Além disso, a determinação das relações moleculares possibilita a interpretação das condições ambientais que afetam o solo ao longo do tempo (Equações 4 e 5). A variação nas relações K_i e K_r pode indicar mudanças na composição mineralógica, refletindo diferentes estágios de intemperismo, de modo que, quanto menores forem os valores das razões de K_i e K_r , maior o grau de intemperismo deste solo.

$$K_i = \frac{SiO_2}{Al_2O_3} \cdot 1,7 \quad (4)$$

$$K_r = \frac{\frac{SiO_2}{0,6}}{\left(\frac{Al_2O_3}{1,02}\right) + \left(\frac{Fe_2O_3}{1,6}\right)} \quad (5)$$

Onde:

SiO_2 – concentração de óxido de silício total no solo, obtida pelo ataque sulfúrico;

Al_2O_3 – concentração de óxido de alumínio total no solo, obtida pelo ataque sulfúrico;

Fe_2O_3 – concentração de óxido de ferro total no solo, obtida pelo ataque sulfúrico;

K_i – calculado em função dos valores de SiO_2 e Al_2O_3 , pelos seus respectivos pesos moleculares;

K_r – calculado em função dos valores de SiO_2 e $Al_2O_3 + Fe_2O_3$, divididos pelos seus respectivos pesos moleculares.

4.6. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL

Os ensaios de caracterização foram conduzidos com base nos procedimentos estabelecidos na norma DNER-ME 041/94 (DNIT, 1994). Esta norma define os passos iniciais

para a caracterização das amostras de solos, abrangendo desde a aferição da umidade higroscópica até a separação granulométrica dos materiais finos e granulares, preparando para os ensaios de limites de *Atterberg* (Figura 4.8).

Inicialmente, as amostras foram submetidas à aferição da umidade higroscópica com uma parcela representativa do solo sendo levada à estufa em aproximadamente 105 °C, permitindo uma avaliação precisa do teor de água presente nos solos no momento da coleta. Posteriormente, procedeu-se à separação granulométrica dos materiais, distinguindo entre os finos e os granulares.



Figura 4.8. Aspecto visual dos solos do estudo.

4.6.1. Densidade Real dos Grãos

O método empregado para determinar a densidade real dos grãos nas amostras de solo seguiu os protocolos estabelecidos pela norma DNER-ME 093/94 (DNER, 1994). Este ensaio permitiu a obtenção das propriedades reais de massa e densidade das partículas sólidas, possibilitando o cálculo dos parâmetros relacionados aos índices de vazios, porosidade e grau de saturação das amostras analisadas.

É relevante salientar que, ao lidar com solo de subleito do estado de Roraima, foram enfrentadas dificuldades na obtenção da densidade real dos grãos. Isto ocorreu devido ao processo de intemperização do solo, que resultou na formação de concreções lateríticas com uma estrutura microporosa, onde os vazios dos microporos são isolados do ambiente externo, conforme constatações identificadas por Caetano (2024), em estudos realizados com solos deste mesmo local. Além disso, a presença de areia, misturada ao solo da camada de subleito (35%) visando exclusivamente dar suporte à mesma (atingir a resistência mínima estabelecida em

norma em relação ao Índice Suporte Califórnia – ISC - 6%), contribuiu para a alteração das propriedades naturais do solo.

4.6.2. Granulometria por Peneiramento e Sedimentação

Com o objetivo de obter os dados relacionados aos tamanhos das partículas do solo e sua distribuição, adotou-se o procedimento normatizado para a realização do ensaio de granulometria, abrangendo as diferentes faixas granulométricas presentes nos solos do presente estudo, como cascalho, areia, silte e argila. Este processo segue as diretrizes estabelecidas pelo método de ensaio DNER-ME 051/94 (DNER, 1994), passando pelas etapas normativas subsequentes da DNER-ME 080/94 (DNER, 1994).

O ensaio de granulometria por peneiramento consistiu na submissão de uma amostra representativa do solo num agitação mecânica, utilizando um conjunto de peneiras. Por meio deste procedimento, foi possível caracterizar os diâmetros dos grãos que compõem o solo, empregando peneiras com aberturas conhecidas e estabelecidas pela norma. Na Figura 4.9, apresenta-se o agitador e as peneiras utilizadas no estudo.



Figura 4.9. Agitador mecânico empregado no peneiramento das amostras de solos e material britado – à esquerda. Peneiras de diferentes aberturas com amostras de solo – à direita.

Para uma classificação mais precisa da fração de finos do solo, torna-se imprescindível conduzir o ensaio de granulometria por sedimentação, conforme normatizado pelo método de ensaio DNER-ME 051 (DNER, 1994). O principal objetivo deste ensaio foi de proporcionar uma caracterização mais refinada dos finos, especialmente das argilas. Este procedimento envolveu a submersão de uma solução composta por uma quantidade específica de amostra de

grãos de solo que passou pela peneira de 2 mm, conforme estabelecido no procedimento normativo da DNER-ME 041 (DNER, 1994).

É relevante destacar que este ensaio foi conduzido tanto com o uso de solução defloculante (hexametáfosfato de sódio) quanto sem defloculante, empregando apenas água destilada para a imersão da amostra de solo, conforme ilustrado na Figura 4.10.

Desta maneira, a partir da curva granulométrica resultante, foi possível identificar o comportamento de eventuais concreções lateríticas presentes no solo, que se desfazem em soluções com o uso de defloculante, assim como quando submetidas a sobrecargas relacionadas à energia de compactação e ao ensaio mecânico utilizado.



Figura 4.10. Amostras com (à esquerda) e sem defloculante (à direita), empregado no ensaio de sedimentação.

4.7. COMPACTAÇÃO MINI-MCV E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS TROPICAIS

Devido à localização das áreas de estudo situadas em regiões de clima tropical, torna-se imperativo empregar uma classificação que melhor represente as particularidades dos solos encontrados nestes locais.

Neste sentido, foram conduzidos ensaios de compactação Mini-MCV (*Moisture Condition Value – miniatura*), conforme preconizado pela norma DNIT 258/2023 - ME (DNIT, 2023). Este ensaio se destaca por apresentar uma energia de compactação variável em comparação com o método Mini-Proctor. Por meio deste ensaio, foi possível obter propriedades de compactação, resultando na caracterização da curva mini-MCV e na obtenção de parâmetros

específicos para o método, como a perda de massa por imersão ao término do procedimento, conforme demonstrado na Figura 4.11.



Figura 4.11. Amostras compactadas em cilindro Mini-MCV submetidas à perda de massa por imersão em tanque com água.

O ensaio foi executado adotando a série de *Parsons* para os golpes aplicados. Após a execução do ensaio de compactação Mini-MCV e a obtenção dos parâmetros essenciais, foi viável determinar, para os solos finos, aspectos relacionados à classificação dos solos tropicais para fins rodoviários, conforme estabelecido pela norma DNIT 259/2023 - CLA (DNIT, 2023). Estes ensaios são fundamentais para caracterizar e classificar solos tropicais, buscando identificar se o material é laterítico, se possui características lateríticas ou se não apresentam estes comportamentos, fornecendo informações cruciais para o desenvolvimento de projetos rodoviários eficientes e adaptados às condições específicas do ambiente tropical.

4.8. COMPACTAÇÃO EM CILINDRO TRIPARTIDO

Resultados provenientes de estudos na literatura destacaram experiências práticas de testes que evidenciam variações no comportamento do teor de umidade e grau de compactação quando diferentes cilindros são empregados no processo de obtenção da curva de compactação. Isto é evidente na comparação entre a compactação Proctor em cilindro de ISC e o uso do cilindro tripartido, mesmo quando a energia é equivalente. Um exemplo relevante é o trabalho de Lima *et al.* (2022), que aborda estes aspectos de compactação em diferentes cilindros, focando nos resultados de solos lateríticos.

Quanto ao procedimento de compactação dos solos, seguiu-se a preparação das amostras conforme as recomendações da norma DNER-ME 041 (DNER, 1994), de acordo com Figura

4.12. A compactação da amostra não trabalhada para todos os pontos da curva de compactação foi realizada de acordo com as diretrizes estabelecidas na norma DNIT 164/2013 - ME (DNIT, 2013). Para a obtenção da curva de compactação no cilindro tripartido, foram seguidas as especificações quanto ao número de golpes e número de camadas, conforme determinado pela DNIT 443/2023 - ME (DNIT, 2023).



Figura 4.12. Procedimento compactação de amostras no cilindro tripartido.

Para a pesquisa realizada, foi adotada a energia de compactação intermediária. As especificações quanto ao número de golpes e número de camadas foram seguidas de acordo com as determinações das normas de DP (DNIT 179/2018) e MR (DNIT 134/2018) do DNIT. É importante destacar que, devido à necessidade de replicar fielmente as condições de campo encontradas nos SE do estado de Roraima, optou-se por não realizar o procedimento de obtenção das curvas de compactação do material coletado. Em vez disso, foram adotados os valores de umidade e MEAS estabelecidos pelo projeto de pavimentação, os quais foram aferidos durante o controle de campo. De acordo com Caetano (2024), esta abordagem visa assegurar uma representação mais precisa e alinhada às condições reais do ambiente de estudo, contribuindo para resultados mais fiéis e relevantes às aplicações práticas no local.

4.8.1. Compactação e Pós-Compactação com Variação do Teor de Umidade

A variação de umidade nos corpos de prova (CP) foi feita de duas maneiras: alterando o teor de umidade durante a compactação e após a compactação. A definição da faixa de variação da umidade de compactação foi embasada nos limites permitidos pelos órgãos

executivos rodoviários (DNIT e DER) para a compactação das camadas de aterro e camada final de terraplanagem de subleitos rodoviários.

Na primeira abordagem, variação de umidade durante a compactação, após a secagem prévia dos solos ao ar livre e a obtenção da umidade higroscópica de cada material, as amostras foram preparadas considerando as diferentes umidades de compactação. Os CP foram moldados com variações -2%, -1%, +1% e +2% em relação ao teor de umidade ótima (Figura 4.13).



Figura 4.13. CP compactados em diferentes teores de umidade.

Na segunda abordagem, variação de umidade pós-compactação, os CP foram compactados na umidade ótima e, em seguida, submetidos a mudanças de umidade por meio de secagem e umedecimento.

A abordagem empregada para induzir variações na umidade dos CP seguiu o método descrito por Oliveira *et al.* (2021): os CP foram, inicialmente, compactados na umidade ótima e, posteriormente, foram sujeitos a variações controladas na umidade. Para atingir um nível de umidade 1% e 2% abaixo da ótima, os CP foram expostos ao ar (Figura 4.14), enquanto seu peso era monitorado em intervalos de tempo pré-determinados e previamente calculados.



Figura 4.14. CP com variação de umidade pós-compactação – secagem ao ar.

Os demais CP foram submetidos a um processo de umedecimento por capilaridade para alcançar níveis de umidade superiores a +1 e +2% em relação à umidade ótima. Estes CP foram colocados sobre pedras porosas dentro de um recipiente contendo água e mantidos nestas condições até atingirem a umidade desejada, sendo monitorados por meio de pesagens periódicas. Para evitar a evaporação da água, os CP foram envoltos em filme plástico, com um papel filtro úmido posicionado na parte superior, conforme Figura 4.15.



Figura 4.15. CP com variação de umidade pós-compactação – umedecimento por capilaridade.

Após este procedimento, os CP foram cuidadosamente embalados em filme plástico e deixados em repouso, por um período mínimo de 48 horas, antes de serem submetidos aos ensaios.

4.9. MEDIÇÃO DA SUCCÃO E DETERMINAÇÃO DAS CURVAS CARACTERÍSTICAS

Existem diversos métodos de obtenção da curva de retenção dos solos. Nesta pesquisa, foram utilizadas, em conjunto, as técnicas de papel filtro (com medida de sucção matricial) e o psicrômetros (WP4c). A combinação de métodos é necessária quando se deseja abranger uma maior faixa de variação de sucção dos solos, visto que os solos do Distrito Federal apresentam curvas bimodais, com valores de sucção de 1 kPa até 30.000 kPa (Guimarães, 2002; Silva, 2007; Otalvaro, 2013; Queiroz, 2015).

Ressalta-se que uma das principais limitações da técnica do papel filtro é a considerável variabilidade de resultados que ela pode apresentar, visto os procedimentos de ensaio são altamente influenciáveis pelo executor e também pelo ambiente em seu entorno.

Na Tabela 4.2, estão apresentadas as condições em que foram construídas as curvas características para cada um dos solos em estudo.

Tabela 4.2. Condições para construção da curva característica dos solos do estudo.

Solo	Condições de Umidade	Energia de Compactação	Método Determinação da Sucção
SL-1	W _{ótima} -2% W _{ótima} -1% W _{ótima} W _{ótima} +1% W _{ótima} +2%	Intermediária	papel filtro, WP4c
SL-2	W _{ótima} -2% W _{ótima} -1% W _{ótima} W _{ótima} +1% W _{ótima} +2%	Intermediária	papel filtro
SL-3	W _{ótima} -2% W _{ótima} -1% W _{ótima} W _{ótima} +1% W _{ótima} +2%	Intermediária	papel filtro, WP4c

Foram determinadas quinze (15) curvas de retenção: cinco (5) curvas referentes aos pontos de cada material. Vale ressaltar que o ponto do solo SL-2 não foi determinado pelo WP4c por motivos operacionais.

4.9.1. Ensaio de Papel Filtro

Os ensaios de papel filtro foram realizados de acordo com a metodologia proposta por Marinho (1995): seguiram trajetórias de secagem e umedecimento e utilizaram o papel filtro, com as seguintes especificações: papel filtro quantitativo JP42, faixa azul, gramatura de 80 g/m², permeabilidade ao ar de 3 l/s.m² e 18,5 cm de diâmetro (Figura 4.16). Para isto, foram seguidas as diretrizes da norma americana D5298 (ASTM, 2016), assim como as orientações de Marinho (1995), a fim de obter as curvas características solo-água.



Figura 4.16. Materiais utilizados no ensaio de papel filtro.

Após a compactação dos CP, seguindo os procedimentos expostos na Tabela 4.2 e utilizando anéis cilíndricos ($\pm 3,5$ cm de diâmetro e $\pm 1,5$ cm de altura), foram esculpidas as amostras para a realização do ensaio (Figura 4.17 a e b). O controle do índice de vazios, densidade e grau de saturação de cada anel foi realizado, de modo que todas as amostras apresentassem características iniciais semelhantes, representativas de um todo.

Para cada condição de ensaio, foram extraídos 20 anéis cilíndricos. Destes, ao menos 10 anéis foram utilizados e os demais reservados caso houvesse a necessidade de repetição ou acréscimo de algum ponto experimental na análise SWCC. Destaca-se que cada amostra foi utilizada para a determinação de um único ponto experimental da curva característica. De modo geral, ao final do ensaio obtiveram-se uma média de 15 pontos experimentais para cada curva característica.



(a)



(b)

Figura 4.17. Moldagem dos CP para ensaio de papel filtro: a) cilindros utilizados; b) moldagem do anel cilíndrico na amostra de solo (feita em cilindro tripartido).

O número de anéis submetidos ao processo de secagem e de umedecimento foi definido em função do grau de saturação inicial das amostras, tendo em vista as diferentes condições apresentadas na Tabela 4.2. Em todos os casos, as curvas características foram construídas considerando trajetórias mistas, sendo as amostras de solo submetidas à secagem e ao umedecimento a partir da umidade de compactação.

A escolha pela construção da SWCC por trajetórias mistas, ao invés de trajetórias únicas de secagem e umedecimento, de acordo com Santos (2020), se mostra mais plausível a partir das condições de campo existentes no Brasil, com clima predominantemente tropical. Pavimentos brasileiros não apresentam a ocorrência de gelo e degelo, típico de pavimentos em climas temperados. Esta condição dificulta a eventual saturação e dessaturação completa no solo. Além disso, a construção mista da SWCC justifica-se pelo fato de o estudo da histerese não constituir parte do escopo desta pesquisa.

Os corpos de prova válidos foram submetidos a diferentes trajetórias de umedecimento e secagem, utilizando exposição ao ar ou conta-gotas para atingir as umidades desejadas com pesagem periódicas (Figura 4.18 a, b e c). A medida de sucção matricial foi executada colocando sobre as amostras, nas umidades desejadas, três papéis filtro cortados em círculos com diâmetro próximo ao dos anéis (Figura 4.18 d). Na sequência, o conjunto foi envolvido em duas camadas de filme plástico e uma camada de papel alumínio, devidamente isolados com fita adesiva (Figura 4.18 e e f). As amostras foram então acondicionadas em caixa de isopor lacrada para atingir o equilíbrio de sucção. O tempo de permanência das amostras em caixa de isopor foi de 15 a 20 dias.



(a)

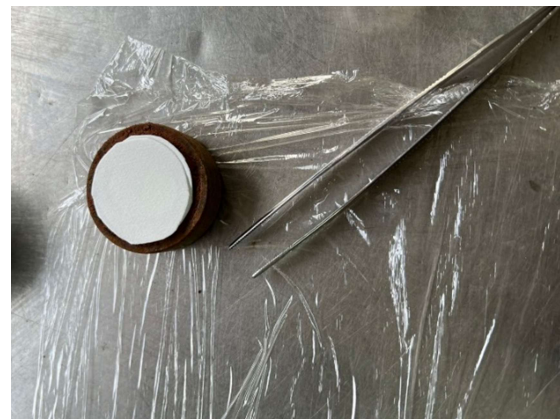


(b)



5

(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 4.18. Passo a passo para realização do ensaio papel filtro.

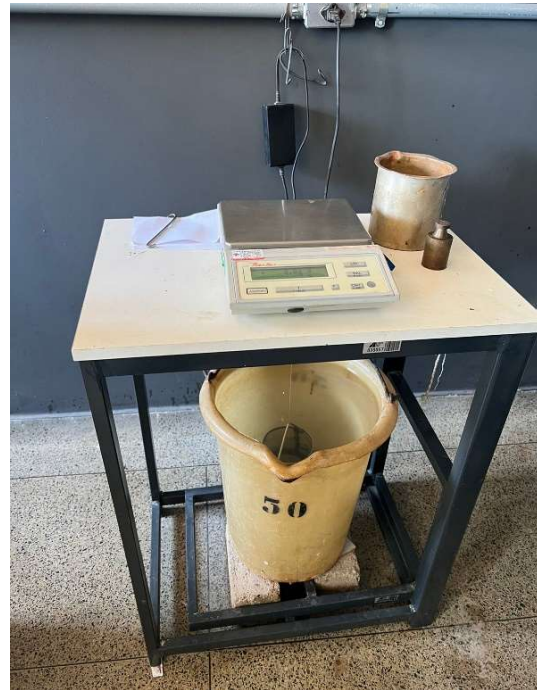
Após o período de equalização, definido com base na sucção medida (matricial), as amostras foram abertas e os papéis filtro do meio retirados, com o auxílio de uma pinça, de forma a evitar qualquer contato com a mão do operador, e imediatamente pesados em balança de precisão com 4 casas decimais (0,0001 g). Em seguida, foi pesado o papel filtro superior.

Eles foram então encaminhados à estufa para a determinação de sua massa seca, colocados em cápsulas de alumínio e estas foram acondicionadas em estufa a $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, pelo período de 5 horas.

Após a pesagem dos papéis filtro de cada CP, os mesmos foram submetidos ao ensaio da balança hidrostática, para determinação do peso específico aparente do solo e, posteriormente, da umidade (Figura 4.19 a e b).



(a)



(b)

Figura 4.19. Ensaio da Balança Hidrostática: a) preparação das amostras com resina; b) pesagem das amostras.

Para o cálculo da sucção, foram utilizadas as equações propostas por Borges *et al.* (2010), apresentadas no Capítulo 2, referente à Revisão Bibliográfica.

4.9.2. WP4c

O WP4 é um tipo de psicrômetro que quantifica a sucção total utilizando dados de umidade relativa. Neste estudo, empregou-se o equipamento WP4C *Dewpoint Potential Meter*, conforme ilustrado na Figura 4.20, do Laboratório de Infraestrutura Rodoviária (INFRALAB), da UnB.



Figura 4.20. Equipamento WP4C *Dewpoint Potentiometer* – Infralab/UnB.

Os CP foram preparados, conforme descrito anteriormente, e moldados para encobrir o fundo do molde metálico e não ultrapassar a metade de sua altura, como pode ser visto na Figura 4.20. Foram utilizados, em média, 5 CP seguindo trajetórias de secagem e 5 CP para trajetórias de molhagem.

Após pesar a cápsula com a amostra para calcular o teor de umidade, o equipamento foi ligado e aguardou-se aproximadamente 30 minutos para a primeira leitura. Durante esse tempo, a amostra foi cuidadosamente protegida para evitar interferência da umidade ambiente. Posteriormente, a amostra preparada foi colocada na câmara do equipamento, verificando-se a temperatura da amostra pressionando o botão correspondente. Se a temperatura da amostra (T_s) fosse maior que a da câmara (T_b), o equipamento não realizaria a leitura inicial, sendo necessário retirar a amostra para esfriamento rápido em uma superfície fria com a tampa.

O resfriamento foi controlado para não prolongar desnecessariamente o tempo de equilíbrio ao retornar a amostra ao equipamento, idealmente alcançando uma diferença de temperatura ($T_s - T_b$) entre -0,5 e 0 para leituras mais rápidas. Após ajustar a posição da gaveta da amostra para "READ", selando a cápsula da amostra com a câmara, foi iniciada a primeira leitura da amostra.

Após a conclusão da leitura, no *display* do instrumento, são apresentados os valores de sucção em MPa, a função logarítmica na base 10 da sucção e a temperatura da amostra. Em seguida, a gaveta da amostra é aberta e a amostra pesada novamente para determinação do teor de umidade.

O WP4C mostrou-se eficiente, simples e ágil na determinação das curvas características das amostras, levando aproximadamente dois dias para completar as curvas de cada amostra. Apenas para o SL-2 não foram adquiridos dados pelo WP4, pois o mesmo estava em manutenção no período que foram feitas as medições da curva deste solo. Para os demais materiais, o equipamento foi utilizado em conjunto com a técnica do papel filtro para a obtenção das curvas.

4.9.3. Modelagem das Curvas Características Solo-Água

Após a construção das curvas características solo-água por meio das duas técnicas apresentadas, as equações matemáticas, presentes na literatura e apresentadas no subitem 2.1.2.2, foram pré-definidas e testadas inicialmente. Destas, a que prevê o comportamento de SWCCs bimodais é a equação de Durner (1994). Para tanto, utilizaram-se dois *softwares*: *Excel* e o *SWCR Fit*, desenvolvido por Seki (2007). Este último, utilizado para modelagem da equação proposta por Durner (1994).

Nos ajustes realizados pelos modelos de Durner (1994) e Gitirana Jr. e Fredlund (2004), um ponto teórico, com valor de sucção de 106 kPa e grau de saturação igual a 0%, foi adicionado às curvas características com o intuito de facilitar o ajuste matemático dos dados experimentais, semelhante ao realizado por Feuerharmel (2007) e Santos (2020). Este ponto, segundo a literatura, corresponde ao máximo valor de sucção da SWCC, para o qual a umidade se aproxima de zero em qualquer meio poroso.

4.10. COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS SOLOS

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas (ETCR) foram realizados visando a obtenção do MR e da DP dos solos em estudo, sendo estimados em diferentes condições de umidade de compactação e pós-compactação. A organização dos ETCR está ilustrada na figura 4.21.

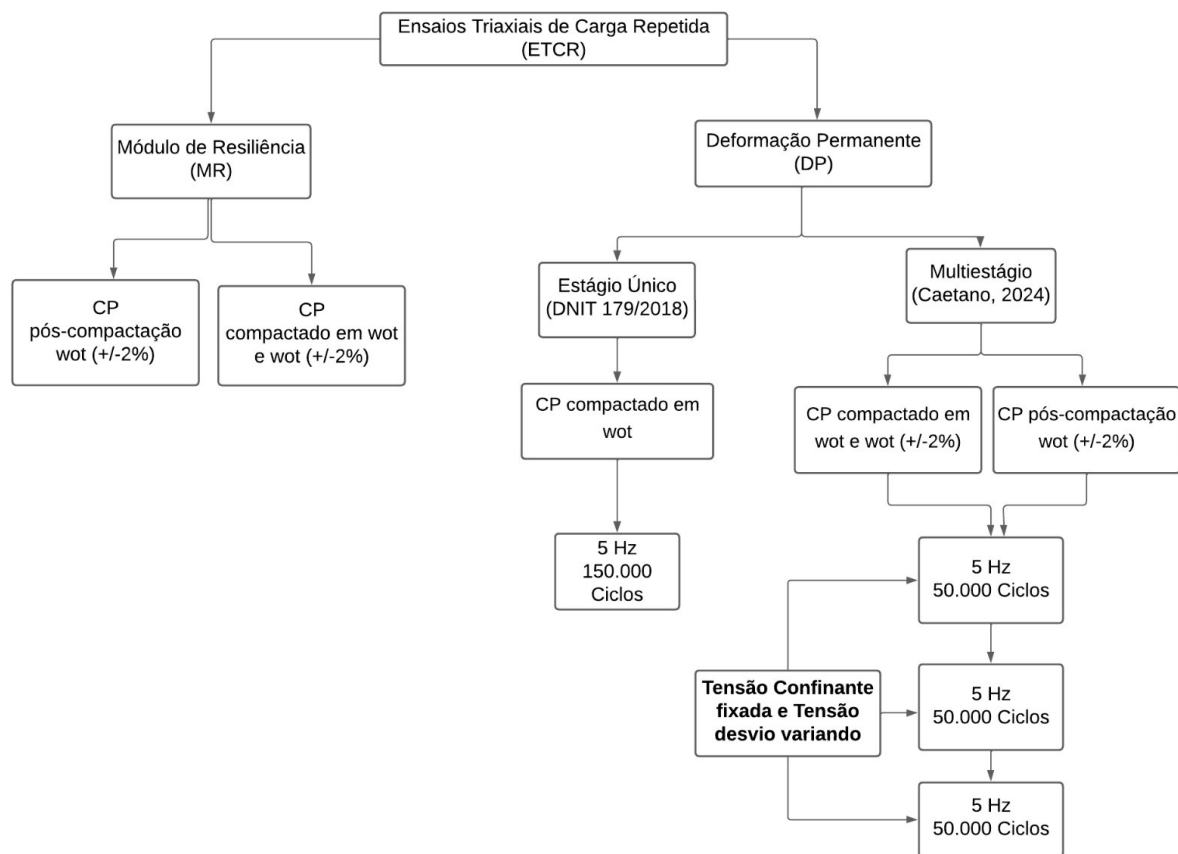


Figura 4.21. Organização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas – MR e DP.

A energia e o método de compactação não constituíram variáveis de análise neste caso. As amostras foram compactadas somente na energia Proctor Intermediário, por meio do método de compactação dinâmica por impacto. O ensaio de DP abordou a metodologia convencional de estágio único, conforme a norma DNIT 179/2018, e também de multiestágios, segundo abordagem verificada por Caetano (2024).

O funcionamento do ensaio triaxial é fundamentalmente simples. Ele consiste na aplicação controlada de uma pressão de confinamento dentro de uma câmara isolada, seguida pela aplicação axial de uma tensão desvio (σ_d) de forma cíclica. A carga cíclica é aplicada com um número específico de ciclos, frequência e intensidade pré-determinada. Embora o conceito pareça simples, os equipamentos usados para realizar o ensaio são complexos e robustos (Figura 4.22).



Figura 4.22. Triaxiais dinâmicos de solos empregados na obtenção de dados de MR e DP existentes no DER-DF.

Estes aparelhos são altamente sensíveis e incorporam sistemas avançados de processamento computacional. A precisão e a confiabilidade dos resultados estão diretamente ligadas à capacidade destes instrumentos de medir com exatidão e controlar os parâmetros do ensaio com precisão.

A execução prática do ensaio exige tecnologia sofisticada para assegurar que os dados obtidos sejam confiáveis e precisos. A integração de equipamentos sensíveis e processamento computacional avançado é essencial para a realização eficiente e precisa dos ensaios em laboratório.

4.11. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Para o ensaio de determinação do módulo de resiliência, foi empregada a norma DNIT 134-ME (2018). Por se tratar de um estudo de subleito, esta pesquisa adotou a sequência de pares de tensões reduzida, conforme Tabela 4.3. Quanto aos demais aspectos, como os ciclos de condicionamento e os aspectos técnicos de compactação, foram seguidos o que está estabelecido na norma.

Tabela 4.3. Sequências de pares de tensão empregados na análise de MR (DNIT 134/2018).

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)
20	20
	40
	60
35	35
	70
	105
50	50
	100
	150
70	70
	140
	210

O MR é calculado pela Equação 6. Esta diferenciação na abordagem leva em consideração as características distintas das camadas do pavimento, promovendo uma avaliação mais precisa e representativa do comportamento resiliente de cada estrato do pavimento.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (6)$$

Onde:

MR = é o Módulo de Resiliência para cada par de tensão;

ε_r = Deformação resiliente (ou recuperável – parcela elástica das deformações);

σ_d = Tensão desvio.

4.12. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O ensaio de deformação permanente destinado a avaliar o acúmulo de deformações plásticas nas camadas de pavimentos, foi conduzido conforme o que está estabelecido na norma ME 179 – ME (DNIT, 2018), seguindo um protocolo rigoroso para avaliar a deformabilidade do solo. No cumprimento desta normativa, foram utilizados todos os nove pares de tensões designados para verificar a deformação do solo, conforme Tabela 4.4.

Cada par de tensão foi aplicado individualmente a cada corpo de prova, com uma frequência de 5 Hertz (Hz), indicando 0,1 segundo de carregamento de tensão axial (desvio) e 0,1 segundo de repouso subsequente. Esta abordagem permite que o corpo de prova se recupere

parcialmente da deformação acumulada durante o carregamento. A escolha desta frequência não apenas atende aos padrões normativos, mas também proporciona uma análise otimizada da resposta do solo às tensões aplicadas.

Conforme estipulado na norma, cada par de tensão foi submetido a 150.000 ciclos de carregamento, sendo executado em corpo de prova individual para cada par de tensão. Este número significativo de ciclos proporciona uma avaliação robusta da resistência do solo à deformação permanente, permitindo caracterizar o comportamento do solo frente a este comportamento.

Tabela 4.4. Sequências de pares de tensão empregados na análise de DP (DNIT 179/2018).

Sequências	Estado de Tensões	Tensão Confinante (kPa)	Tensão Desvio (kPa)	Ciclos
Acomodação	Acomodação	30	30	50
1	1	40	40	150.000
	2		80	150.000
	3		120	150.000
	4		80	150.000
2	5	80	160	150.000
	6		240	150.000
	7		120	150.000
3	8	120	240	150.000
	9		360	150.000

4.13. DEFORMAÇÃO PERMANENTE POR MULTIESTÁGIOS

Realizar ensaios completos de deformação permanente apresentam desafios significativos devido ao tempo extenso necessário para sua execução, à quantidade mínima de corpos de prova exigida e aos custos associados à aquisição de equipamentos adequados exclusivamente para este tipo de ensaio. Para contornar as limitações relacionadas ao tempo de ensaio, várias diretrizes normativas internacionais recomendam a execução de ensaios de deformação permanente por meio de múltiplos estágios. Estes estágios envolvem a aplicação de diferentes tensões desvio (σ_d) para uma mesma tensão confinante (σ_3) em um mesmo corpo de prova.

Ao analisar os resultados conforme o método convencional estabelecido pela norma de Deformação Permanente proposta pelo DNIT (179/2018), que requer nove corpos de prova para nove pares de tensões, resultando em um total de 150.000 ciclos de carga por par de tensão, a uma frequência máxima de 5 Hz, cada ensaio demanda aproximadamente 8,5 horas por corpo

de prova. Isto significa que são necessárias duas semanas consecutivas de trabalho em um laboratório comercial ou em um órgão público/concessionária responsável por projetos ou obras de pavimentação com considerações mecanicistas em suas atividades.

Em busca de aumentar a eficiência do ensaio de DP, a opção foi realizar ensaios multiestágios, seguindo a adaptação das sequências de tensões estabelecidas pela norma do DNIT, conforme realizada por Caetano (2024). Seu estudo correlacionou os resultados obtidos nos ensaios multiestágios com os valores adquiridos pelo método convencional.

Esta adaptação visa otimizar o processo de ensaio ao reduzir o número de corpos de prova necessários (de 9 para 3) e o número de ciclos de carga, sem comprometer a validade e a abrangência dos resultados. Como resposta, o tempo necessário para completar o ensaio foi reduzido de 9 para 3 dias consecutivos.

Esta metodologia consistiu na execução de três sequências de tensão confinante (σ_3), cada uma com três tensões desvio (σ_d) para cada nível de confinamento (Tabela 4.5). Em relação ao estágio de acomodação, foram mantidas as diretrizes estabelecidas pela norma vigente.

Tabela 4.5. Pares de tensões utilizados para o protocolo Multiestágios da DP (Adaptado de DNIT 179/2018) (Caetano, 2024).

Sequências	Estágios	Tensão Confinante (kPa)	Tensão Desvio (kPa)	Nomenclatura dos pares de Tensão	Número de Ciclos
Acomodação	-	30	30	30x30	50
1	1	40	40	40x40	50.000
	2		80	40x80	50.000
	3		120	40x120	50.000
2	1	80	80	80x80	50.000
	2		160	80x160	50.000
	3		240	80x240	50.000
3	1	120	120	120x120	50.000
	2		240	120x240	50.000
	3		360	120x360	50.000

Nesta pesquisa, adotou-se para os CP compactados na umidade ótima o ensaio de DP em estágio único da maneira convencional. E para as variações de umidade de compactação e pós-compactação foram realizados os ensaios conforme a Tabela 4.5.

Para o material SL-3, proveniente de subleito em Roraima, os ensaios de DP pós-compactação foram conduzidos apenas com variações de teor de umidade de -1% e +1%, devido à escassez do material e à impossibilidade de reposição. Esses valores foram selecionados para simular tanto as condições de secagem quanto de umedecimento, permitindo uma comparação com os resultados obtidos de amostras compactadas em diferentes teores de

umidade. Vale ressaltar que é necessária uma grande quantidade de material para a realização dos ensaios. Devido à necessidade de obter CP com as variações de umidade especificadas, foram necessárias várias tentativas e muitos CP foram descartados até que se alcançassem os teores de umidade desejados e consistentes, possibilitando uma comparação adequada dos resultados.

4.14. ANÁLISE ESTATÍSTICA

A partir da aquisição dos valores de MR obtidos para cada uma das amostras ensaiadas, foram procedidas análises individuais na amostra e análises para o conjunto das amostras em duplicada. Assim, os valores de MR irão subsidiar as análises a partir dos modelos de previsão do comportamento do solo considerando as quatro equações apresentadas na Tabela 4.6. Para a obtenção dos parâmetros resilientes de cada equação, foi utilizado o *software Statistica* v.10.

Tabela 4.6. Modelos de módulos resilientes da literatura (Adaptado de Santos, 2020).

Modelo	Referência	Variáveis	Equação
1	Pezo <i>et al.</i> (1992)	$\sigma_3 ; \sigma_d$	$MR = K_1 \sigma_3^{K_2} \sigma_d^{K_3}$
2	Gonçalves <i>et al.</i> (1999)	$\sigma_d ; \psi$	$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \cdot \psi^{K_3}$
3	Zhang <i>et al.</i> (2018)	$\theta ; \psi ; ; \tau_{oct}$	$MR = k_0 \cdot p_a \cdot \left(\frac{\psi}{p_a} + 1\right)^{k_1} \cdot \left(\frac{\theta}{p_a}\right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{p_a}\right)^{k_3}$
4	Freitas <i>et al.</i> (2020)	$w ; w_{opt} ; \Delta ; \psi$	$MR = e^{k_1 - k_2(w - w_{opt})} \cdot \psi^{K_3} \cdot \Delta^{K_4}$

Notas: θ é o primeiro invariante de tensões ($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$); p_a é a pressão atmosférica; τ_{oct} é a tensão de cisalhamento octaédrica ($\tau_{oct} = \frac{1}{3} \sqrt{2} \sigma_d$); $\psi = (u_a - u_w)$ é a sucção do solo; $w - w_{opt}$ é a diferença entre um teor de umidade qualquer e a umidade ótima; Δ é a variável do estado de tensões que tem a maior correlação com o MR.

O modelo composto 1, conforme equação proposta por Pezo *et al.* (1992), é o modelo adotado pelo MeDiNa, por ser genérico e não depender do conhecimento *a priori* se o comportamento predominante é o granular ou o argiloso.

O modelo 2, de Gonçalves (1999), é baseado no comportamento resiliente de um solo areno-argiloso de comportamento laterítico, cujas variáveis sucção e tensão desvio se

relacionam com o MR por meio de funções potenciais, apresentando a disposição da variável sucção dentro, incorporada juntamente ao estado de tensões.

O modelo 3, de Zhang *et al.* (2018), a sucção é disposta em um termo independente do estado de tensões e inclui um termo extra no modelo universal, que associa a sucção matricial ao MR a partir de uma relação potencial construída pelos autores.

O modelo 4, de Freitas *et al.* (2020), incluiu em sua equação a diferença entre um teor de umidade qualquer e a umidade ótima de compactação. Em seu modelo, a variável do estado de tensões considerada é a que tem a maior influência com o MR.

Para a deformação permanente, o modelo proposto por Guimarães (2009) é tido pela literatura como a equação que melhor representa as condições de solos tropicais, sendo selecionado esse modelo devido à sua comprovada eficácia em solos tropicais, conforme Equação 7.

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\Psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4} \quad (7)$$

Onde:

$\varepsilon_p(\%)$ = Deformação permanente específica;

σ_3 = Tensão confinante, em MPa;

σ_d = Tensão desvio, em MPa;

ρ_0 = Tensão de referência (atmosférica – 0,1 MPa);

$\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$ = Parâmetros de regressão do modelo matemático;

N = Número de ciclos de aplicação de carga.

A correspondência entre os resultados estimados pelos modelos e os resultados reais foi rigorosamente avaliada para assegurar a confiabilidade dos dados. Utilizando recursos computacionais, como os *softwares MS Excel e Statistica 12*, conduziu-se à filtragem dos dados e procedeu-se à análise estatística. Este processo envolveu a inserção dos resultados das variáveis dependentes e independentes nos *softwares*, permitindo a obtenção dos parâmetros dos modelos por meio de cálculos de estimativas estatísticas e sua proporção da variabilidade nos dados explicada pelo modelo, avaliada por meio do coeficiente de determinação R^2 , que varia de 0 a 1, sendo 1 indicativo de um ajuste perfeito do modelo matemático.

A aplicação destes modelos e métodos de análise estatística não apenas contribui para a compreensão do comportamento do solo, mas também permite a obtenção de parâmetros

essenciais para projeções e estudos das interações entre camadas e do comportamento tensão-deformação destes materiais. Além disso, o uso de tecnologia computacional moderna proporciona uma abordagem eficiente e precisa, garantindo resultados robustos e confiáveis.

CAPÍTULO 5

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Os resultados obtidos para as análises dos solos estão apresentados neste capítulo de forma detalhada e sistematizada. Os resultados destas análises estão agrupados de acordo com a execução dos ensaios destacando aspectos como granulometria, índices físicos, resistência mecânica, deformabilidade e outras propriedades relevantes para o entendimento do comportamento dos solos.

5.1. CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL DOS SOLO

A microestrutura dos solos foi investigada por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), utilizando diferentes níveis de ampliação. O objetivo foi identificar características morfológicas das partículas que pudessem revelar processos relacionados à sua formação e como estas se organizam dentro da estrutura do solo.

A amostra de SL-1 foi analisada em dois cenários distintos: amostra intacta, coletada sem qualquer intervenção, preservando sua estrutura original e sem sofrer influência de energia mecânica ou variações de umidade; amostra trabalhada, submetida a processos que alteraram sua estrutura, como compactação, destorroamento ou ensaios mecânicos dinâmicos.

Nas Figuras 5.1 a 5.4, estão evidenciados o impacto da energia mecânica na estrutura das partículas. Na mesma escala de ampliação, as amostras intactas exibem partículas e agregados maiores, enquanto a amostra trabalhada apresenta partículas fragmentadas, indicando um elevado grau de alteração.

As imagens também revelam a forma das partículas e seus agregados, exibindo uma estrutura porosa originada por processos de cimentação de partículas, sendo um processo característico de um avançado grau de alteração por intemperismo. Esta porosidade é um indicativo de solos com comportamento laterítico.

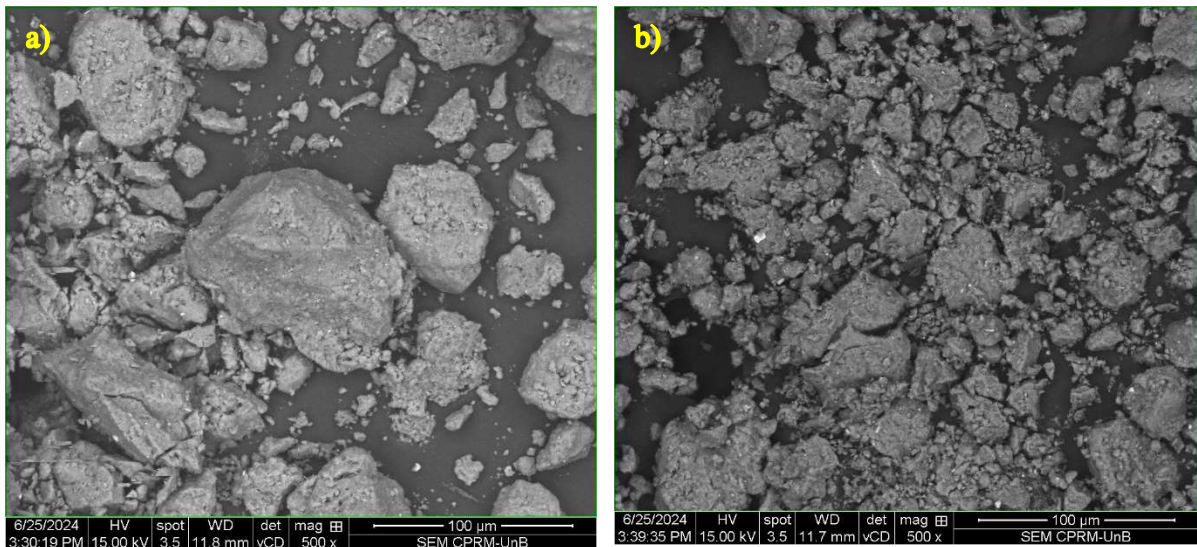


Figura 5.1. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.

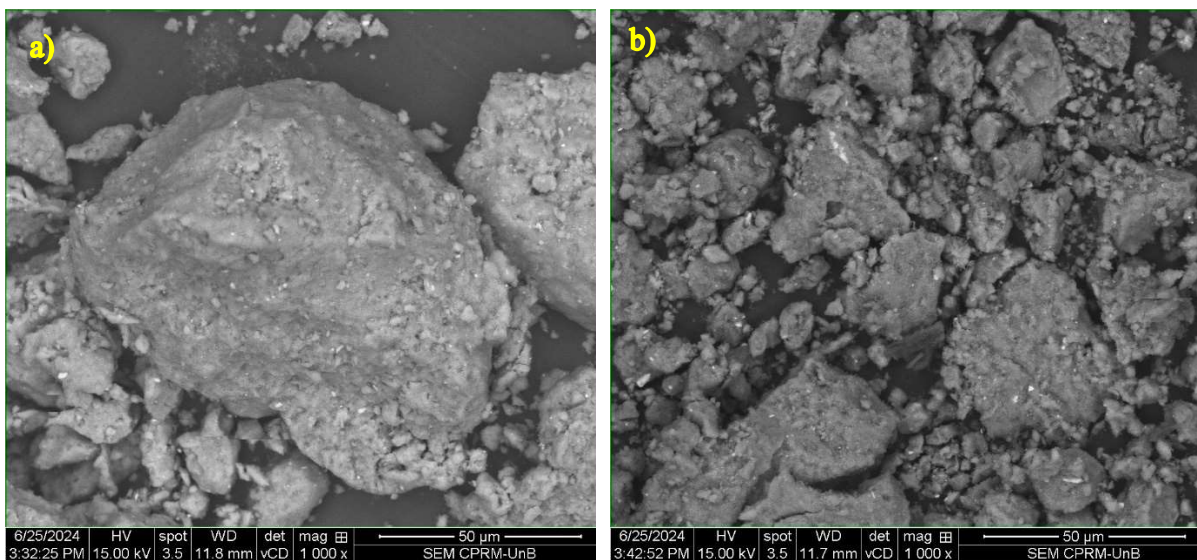


Figura 5.2. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.

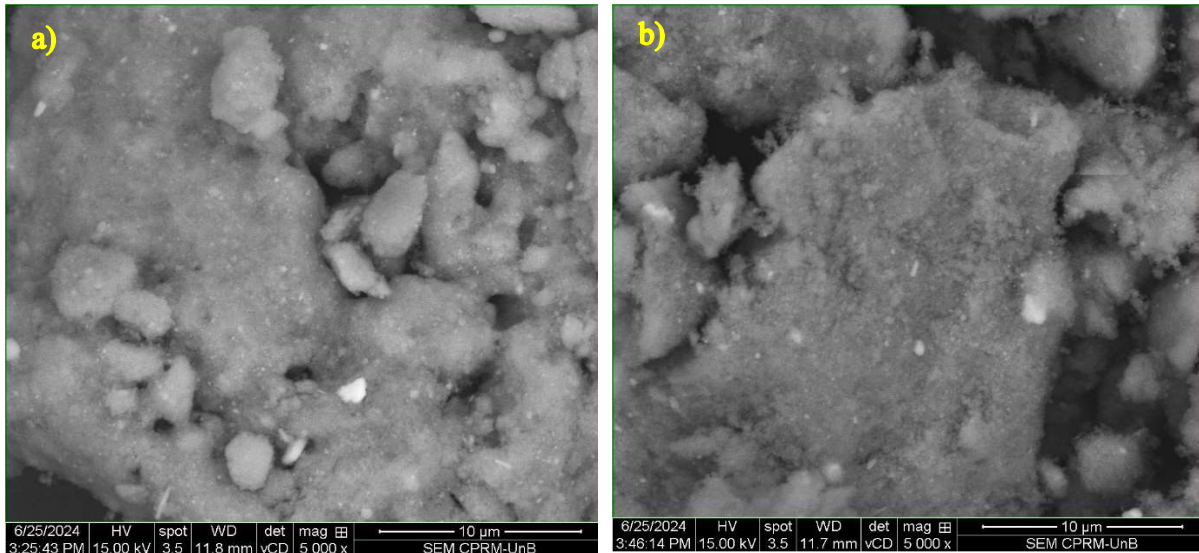


Figura 5.3. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.

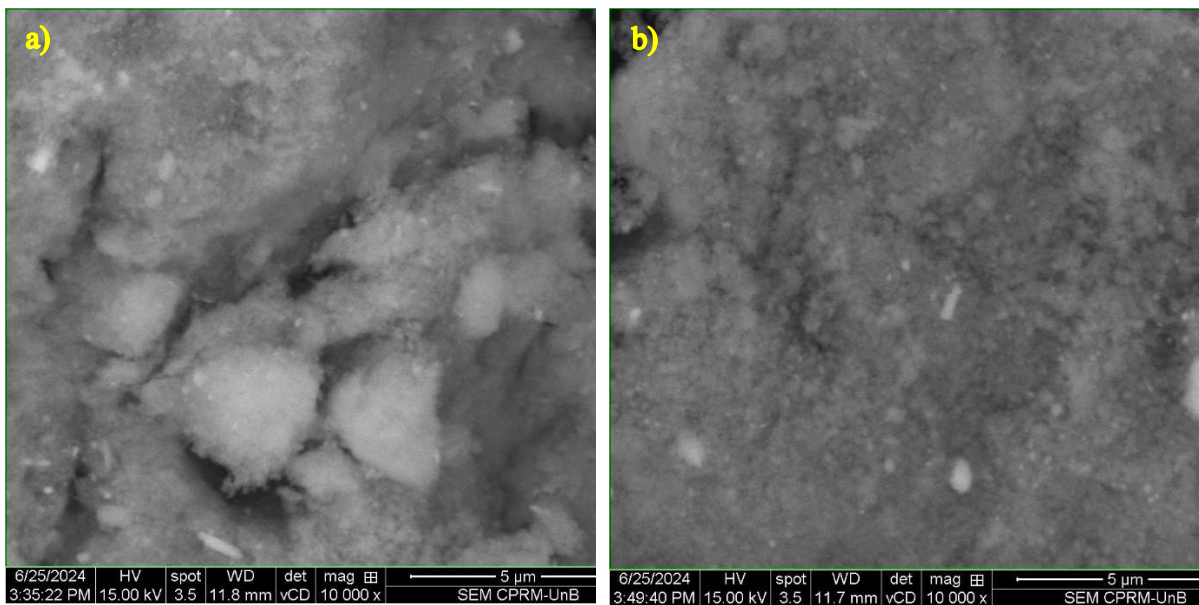


Figura 5.4. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-1). a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.

A microestrutura do solo SL-2 foi investigada seguindo o mesmo procedimento descrito anteriormente, com o objetivo de identificar suas principais características de formação e compará-las com as do solo SL-1.

Assim, nas Figuras 5.5 a 5.8, são apresentadas as análises de MEV realizadas em diferentes níveis de ampliação e em dois cenários distintos: amostras intactas e amostras submetidas à alteração por energia mecânica.

O segundo solo analisado apresenta características distintas do primeiro. Em relação ao tamanho e forma das partículas, observa-se uma menor presença de grãos finos indicando uma matriz de solo granular com menor quantidade de argila. Outro aspecto notável é a forma das partículas, que apresentam uniformidade e superfícies lisas. Esta característica sugere um processo de intemperismo menos avançado em comparação ao solo SL-1.

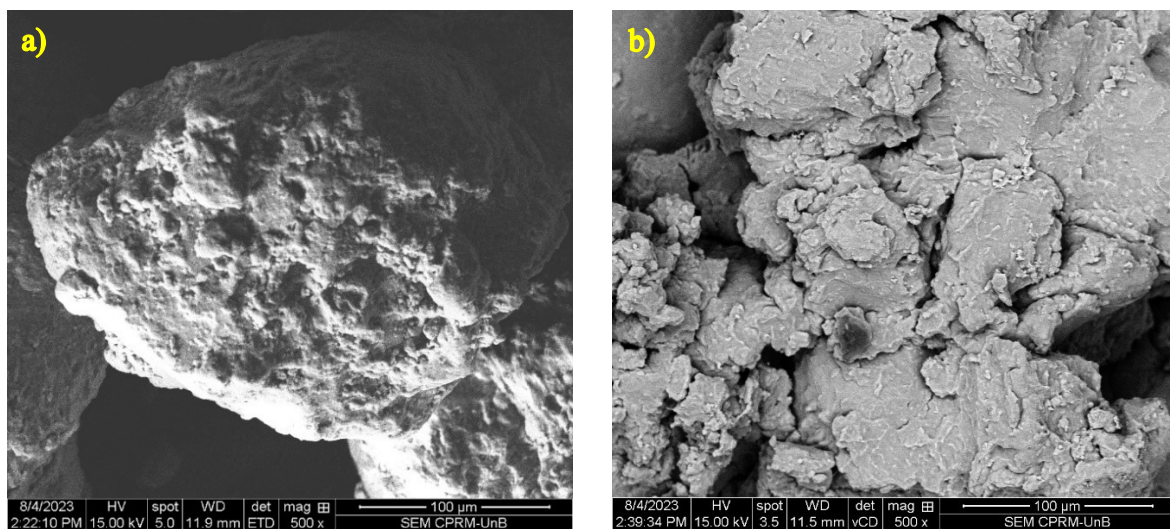


Figura 5.5. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.

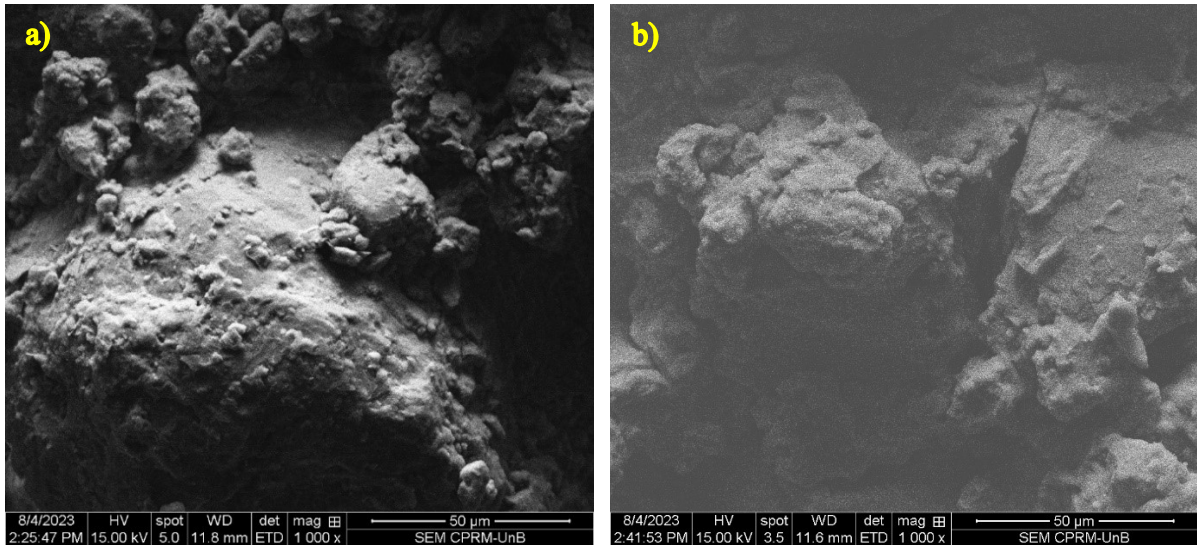


Figura 5.6. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.

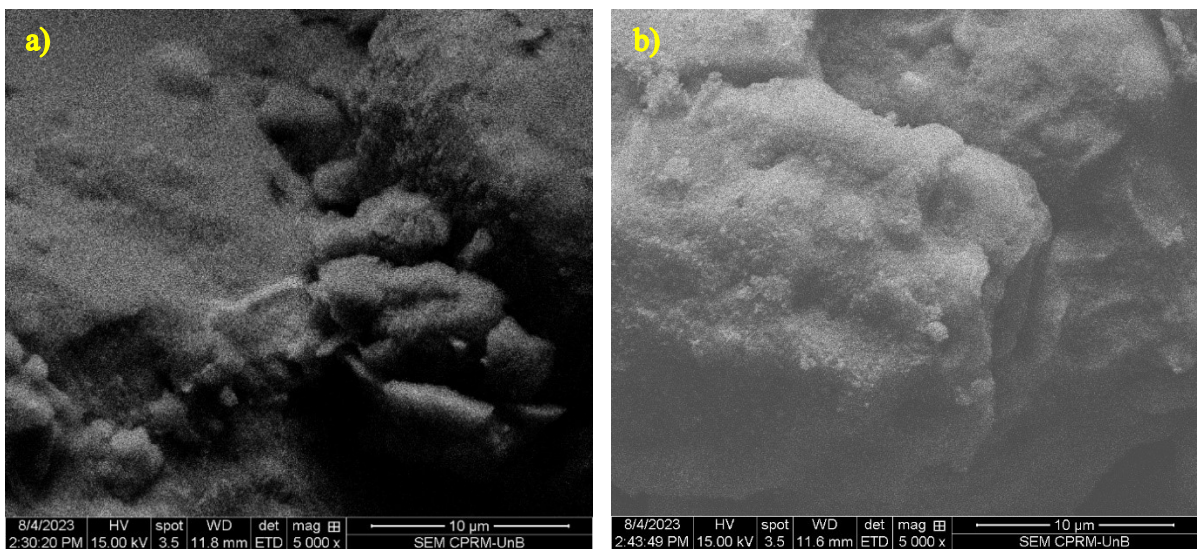


Figura 5.7. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.

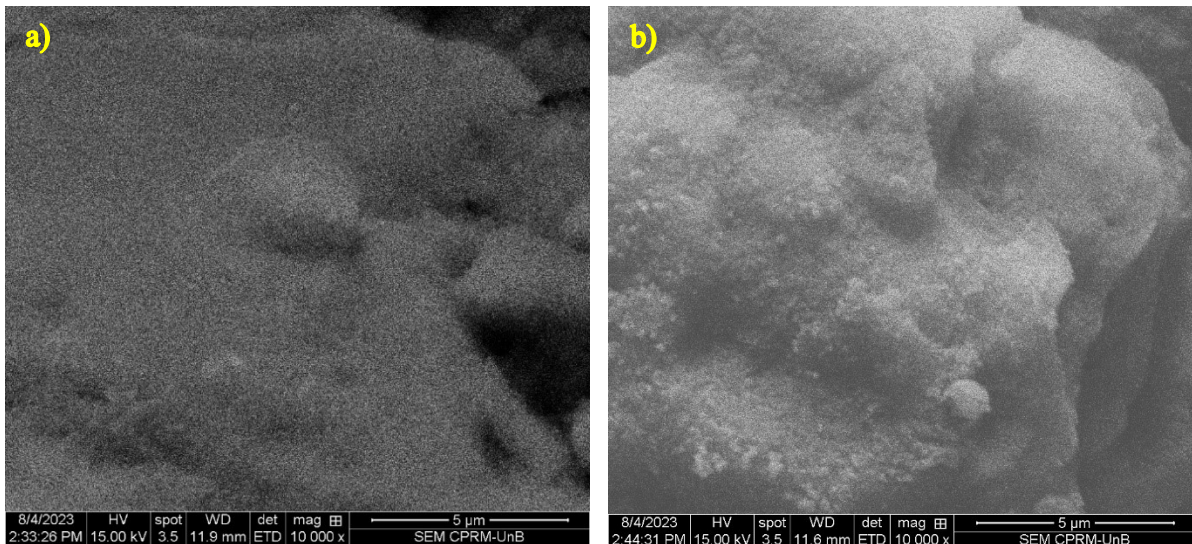


Figura 5.8. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-2). a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.

Seguindo o procedimento descrito na análise dos solos do Distrito Federal, o solo do estado de Roraima, analisado nesta pesquisa, foi avaliado em ambos os cenários, conforme Figuras 5.9 a 5.12. Salienta-se que parte destas análises também foi abordada no estudo realizado por Caetano (2024).

A análise de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) realizada nos cenários de amostra não trabalhada e trabalhada por energia mecânica revela a presença de um solo natural com agregações sem forma definida, sugerindo a influência de agentes intempéricos que alteraram a forma das partículas constituintes. À medida que se aumenta a ampliação das imagens, torna-se evidente a presença de partículas de argila e formações porosas, evidenciando as características estruturais do solo sob diferentes condições de tratamento.

Ao analisar as imagens da amostra trabalhada, observa-se a presença de partículas de areia, além de partículas finas e estruturas irregulares com cavidades. Não foi possível identificar a porosidade do solo *in natura* nas imagens, o que leva à hipótese de que a energia de compactação e o ensaio mecânico podem ter alterado essas superfícies porosas.

Outro aspecto relevante a ser observado é a estabilização granulométrica realizada por meio da incorporação de areia (35%) na estrutura do solo, utilizada para a execução da camada de subleito (aterro) do pavimento rodoviário no segmento experimental. No entanto, a análise de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) concentrou-se exclusivamente na fração fina,

correspondente à argila presente no solo natural, não evidenciando a presença de partículas de areia nas imagens.

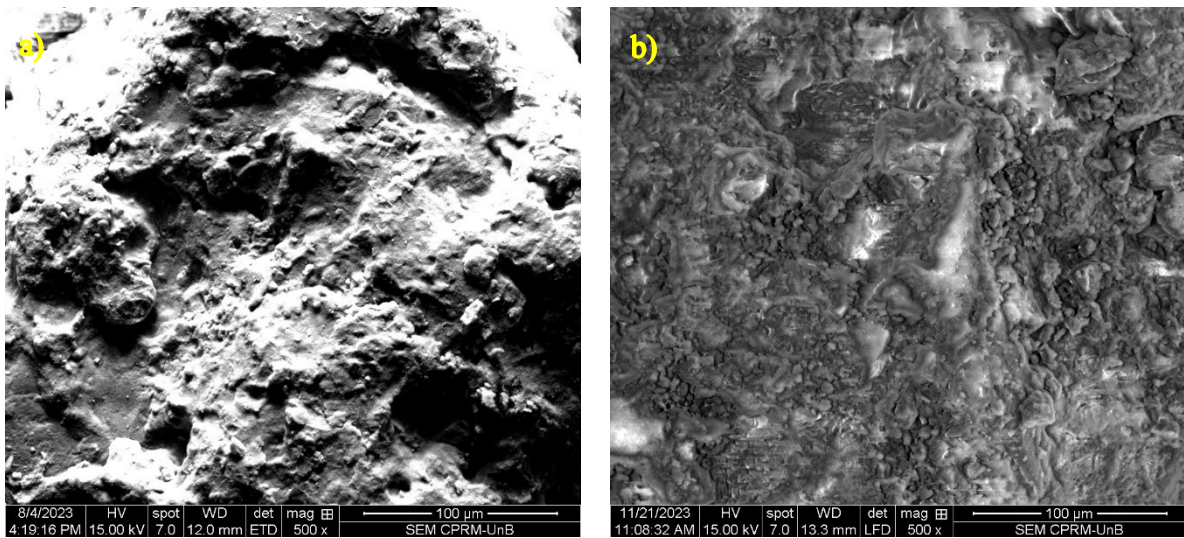


Figura 5.9. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-3). a) Partículas observadas com aproximação de 500x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 500x após amostra ser trabalhada.

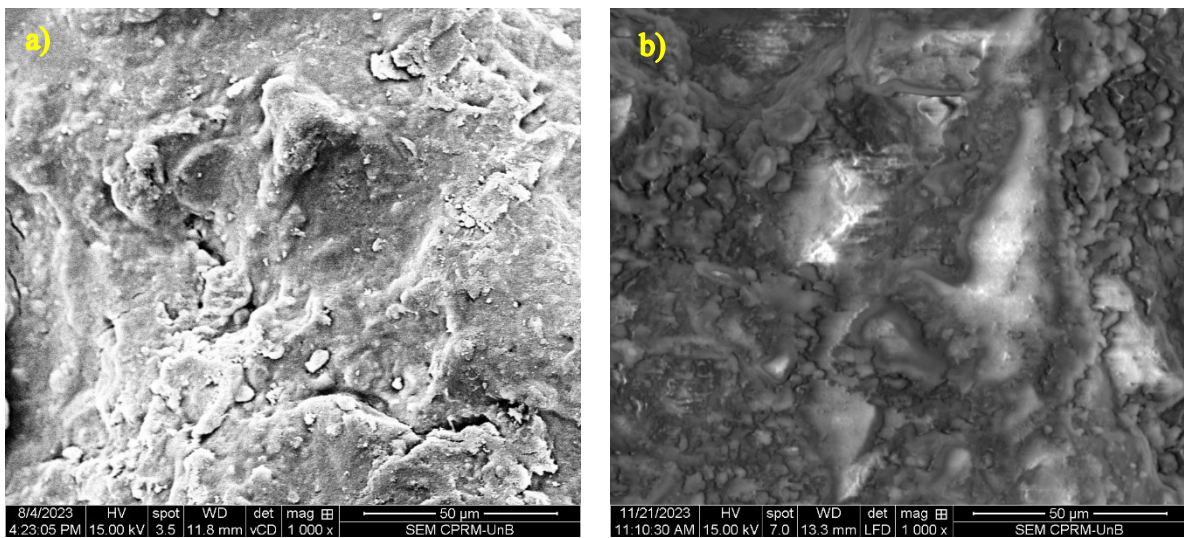


Figura 5.10. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-3). a) Partículas observadas com aproximação de 1.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 1.000x após amostra ser trabalhada.

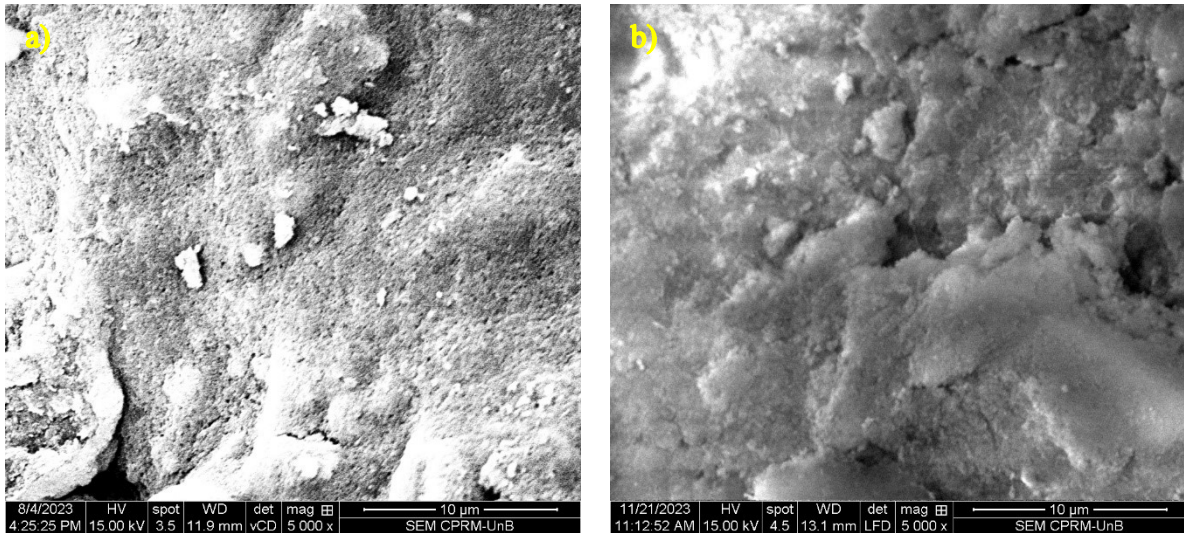


Figura 5.11. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-3). a) Partículas observadas com aproximação de 5.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 5.000x após amostra ser trabalhada.

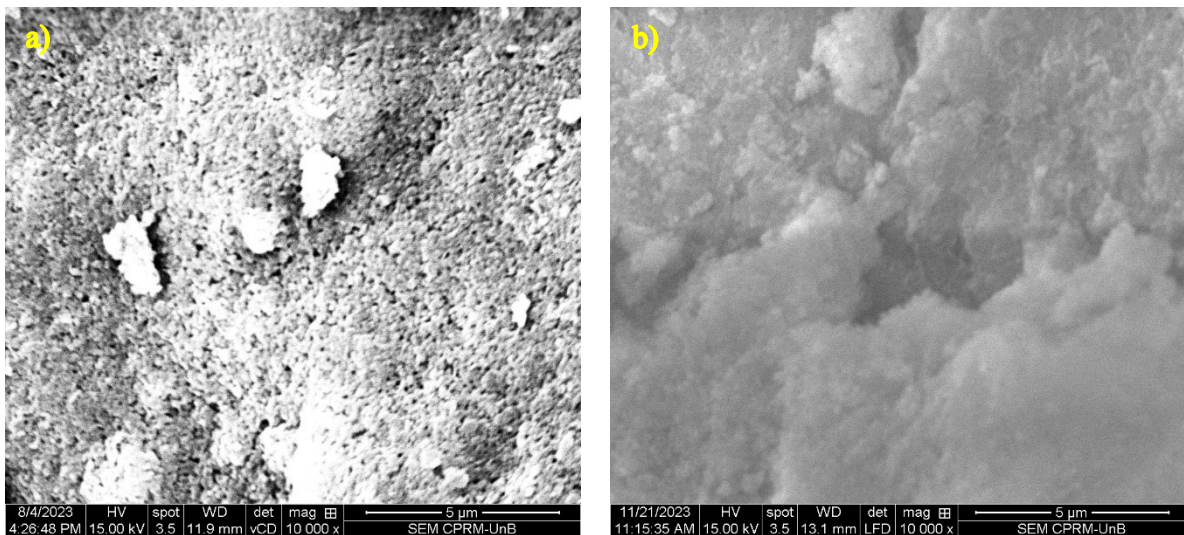


Figura 5.12. Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) – Camada de subleito (SL-3). a) Partículas observadas com aproximação de 10.000x antes da amostra ser trabalhada. b) Partículas observadas com aproximação de 10.000x após amostra ser trabalhada.

As análises por Difração de Raios-X (DRX) possibilitam a determinação da composição mineral das diferentes amostras, conforme demonstrado nas Figuras 5.13 a 5.15.

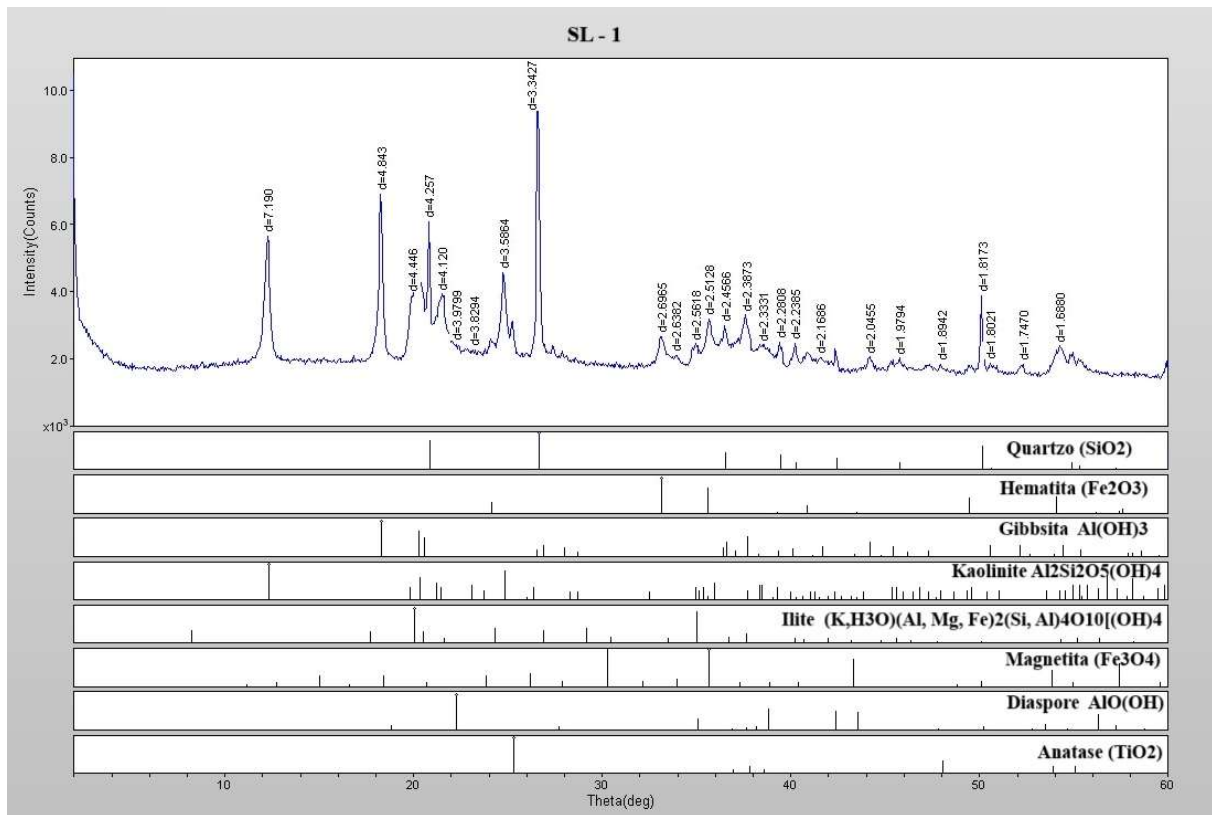


Figura 5.13. Difratoograma da amostra SL-1.

Na análise mineralógica da amostra SL-1, obtida por meio do processo de DRX, foram identificadas a presença de quartzo, hematita e magnetita indicando um solo com características silicosas e potenciais propriedades de resistência e durabilidade. Minerais como gibbsite e diaspore sugerem um ambiente de formação com processos de intemperismo intenso, indicando uma possível condição de alta acidez ou alteração mineralógica significativa.

A kaolinite e a illite revelam a ocorrência de argilas de origem primária e secundária, que podem influenciar as propriedades de plasticidade e expansão do solo (Sidle, & Ochiai, 2006). Por fim, a anatase, uma forma de titânio, pode indicar processos geológicos específicos e a presença de elementos metálicos que podem afetar a estabilidade e a compactação do solo. A combinação destes minerais fornece um perfil abrangente das condições geológicas e geotécnicas do solo, essencial para a compreensão de seu comportamento em engenharia e construção.

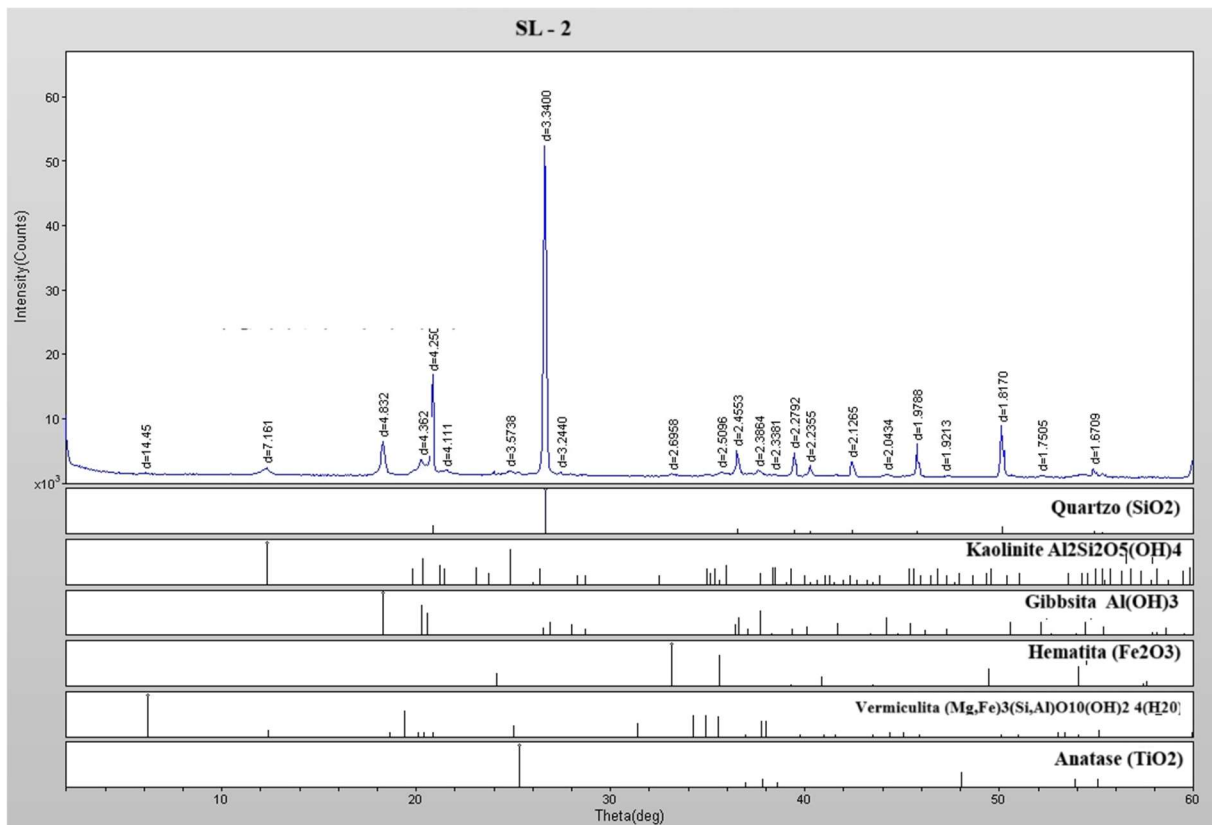


Figura 5.14. Difratoograma da amostra SL-2.

Pela análise mineralógica da amostra SL-2 pelo DRX, observou-se uma composição mineralógica semelhante à da amostra SL-1, contendo quartzo, kaolinite, gibbsita, hematita e anatase. No entanto, a amostra SL-2 apresentou a presença adicional de vermiculita, um silicato hidratado de magnésio, alumínio e ferro.

A vermiculita é um mineral que pode se formar por meio do intemperismo em zonas de falha ou devido a processos de alteração hidrotermal a baixa temperatura. Sua presença indica a influência de condições geológicas específicas na formação do solo, como a alteração mineralógica ao longo de zonas de falha até profundidades de cerca de 100 metros ou condições hidrotermais que afetam a mineralogia do solo (Ugarte *et al.*, 2004; White, 2005).

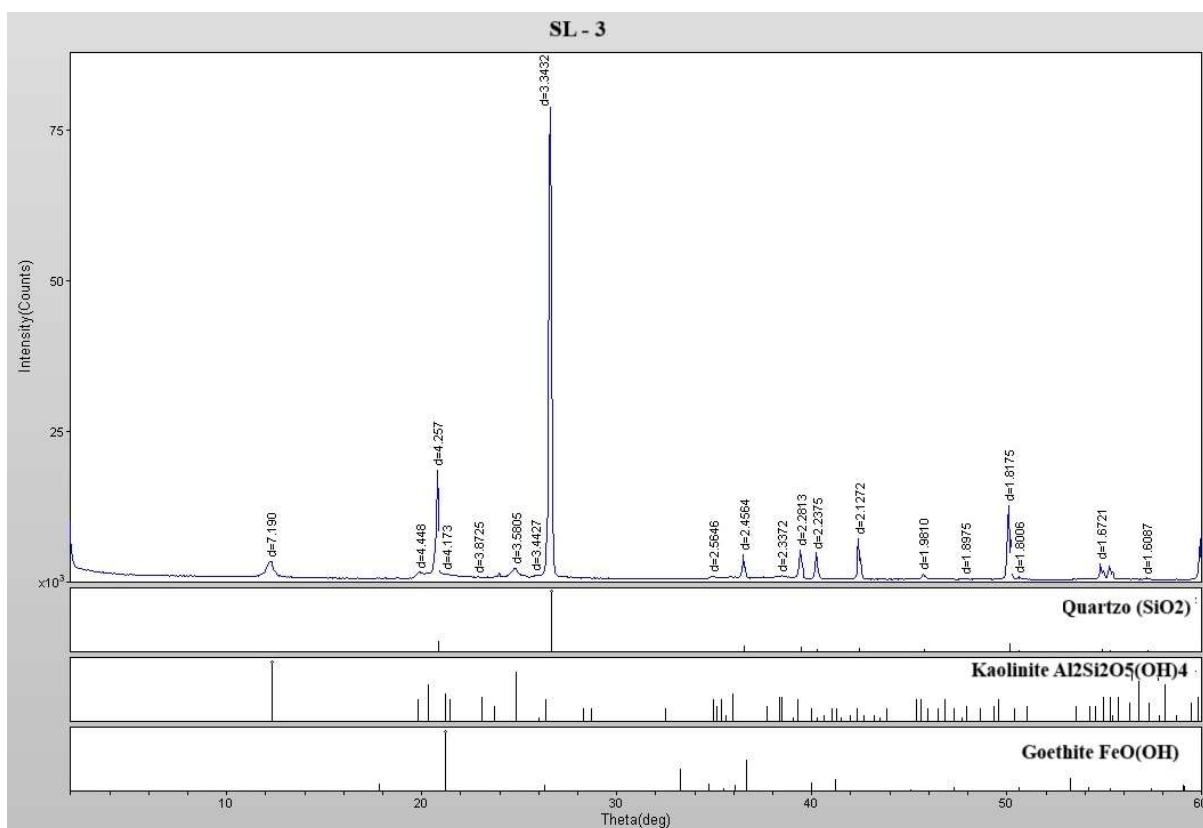


Figura 5.15. Difratoograma da amostra SL-3.

Na análise mineralógica da amostra SL-3, identificou-se a presença dos minerais quartzo, kaolinite e goethita. Destaca-se que a goethita foi identificada apenas no SL-3. A goethita, um mineral de óxido de ferro hidratado, é frequentemente associada a processos de intemperismo e alteração mineral em ambientes de formação de solos. A combinação de goethita com quartzo e kaolinite indica um solo com características de alta estabilidade e resistência, bem como potencial para uma plasticidade controlada (Carou, 2019), características importantes para a análise de seu comportamento.

Os testes realizados por meio do ensaio de ataque sulfúrico permitiram identificar as proporções moleculares na amostra que possibilitam verificar a quantidade de óxidos de alumínio, silício e ferro, respectivamente. Estas incidências sugerem a presença de um solo pouco intemperizado ou com elevado processo de intemperismo, corroborando com as observações das imagens de MEV do material não manipulado.

Na Tabela 5.1, estão dispostos os resultados da análise de ataque sulfúrico para as amostras de solos estudadas. Ambos os solos apresentaram relações K_i e K_r menores que 0,75, indicativo de solos de características gibbsíticas.

A relação Alumínio/Ferro (Al_2O_3/Fe_2O_3), em contraste com estudos anteriores de solos do DF, foi menor para SL-1 e maior para SL-2, sugerindo um maior grau de alteração para SL-2. O solo SL-3, por sua vez, apresentou uma relação Al_2O_3/Fe_2O_3 elevada, corroborando com a hipótese de ser um solo com alto grau de alteração química.

Tabela 5.1. Resultado do ensaio de ataque sulfúrico para os solos SL-1, SL-2 e SL-3.

Material	Ataque Sulfúrico – SL-SE			Relações Moleculares		
	Óxido de Silício SiO ₂	Óxido de Alumínio Al ₂ O ₃	Óxido de Ferro Fe ₂ O ₃	Ki	Kr	Al ₂ O ₃ /Fe ₂ O ₃
SL-1	0,24%	13,47%	0,24%	0,03	0,03	86,99
SL-2	0,26%	13,91%	0,24%	0,03	0,03	92,38
SL-3	0,28%	7,09%	0,06%	0,07	0,07	189,61

5.2. CARACTERIZAÇÃO MACROESTRUTURAL DOS SOLOS

Buscando avaliar as propriedades macroestrutural dos solos analisados, foi realizado o ensaio de granulometria com e sem sedimentação para a verificação da relação dos diâmetros dos grãos presentes em cada amostra pesquisada.

Na Tabela 5.2, apresenta-se uma relação do resumo das características granulométricas de cada solo, sendo possível observar que ambos os solos apresentaram características de solos finos, sem a presença de fração pedregulho e pouca presença de areia grossa. Quanto aos resultados de Limites de *Atterberg*, verificou-se que o solo SL-1 apresentou valores de LL e LP de 41% e 30%, respectivamente, enquanto o solo SL-2, de mesma pedologia, não apresentou valores de limites, sendo classificado como NL e NP. Quanto ao solo SL-3, os valores obtidos foram superiores ao observado no solo SL-1.

Ao analisar as densidades dos grãos das amostras de solos analisadas, verificou-se que os solos apresentaram uma sequência crescente onde o solo SL-1 apresenta o menor valor, sendo este de 1,505 g/cm³, seguido do solo SL-2 com 1,750 g/cm³ e o solo SL-3 com 2,6 g/cm³.

Em relação à umidade ótima, para a mesma sequência, os resultados foram decrescentes, sendo possível observar que solos mais finos apresentaram valor maior, como o caso do solo SL-1 em comparação a solos granulares, como observado no solo SL-3.

Tabela 5.2. Parâmetros de caracterização física das amostras do estudo.

Parâmetro	SL-1	SL-2	SL- 3
% Pedregulho	0	0	0,03
% Areia grossa	1	1	7,15
% Areia média	11	59	31,85
% Areia fina	4	29	16,64
% Silte	55	16	42
% Argila	29	10	2,33
LL (w_l - %)	41	NL	48,5
LP (w_p - %)	30	NP	38,7
IP (IP - %)	11	NP	9,7
Densidade máxima (g/cm ³)	1,505	1,750	2,600
Umidade ótima (w_{ot} - %)	24,20	12,50	8,84
Índice suporte (ISC - %)	15	24	12,26
Expansão (%)	0,06	0	0,06

Ao detalhar as relações de massa passante no ensaio granulométrico, é possível verificar com maior minuciosidade as características apresentadas na Tabela anterior. Assim, na Figura 5.16, tem-se a curva granulométrica do solo SL-1 executado em dois cenários, o primeiro foi ensaiado a amostra de solo por peneiramento e sedimentação sem uso de agente defloculante; já o segundo aspecto foi possível verificar, após ensaio de sedimentação com agente defloculador (haxametáfosfato de sódio), uma maior incidência de teor de finos. Este processo ocorre devido à quebra das ligações e cimentações ocorridas em função dos agentes de transformação, muitos em função das condições de intemperismo.

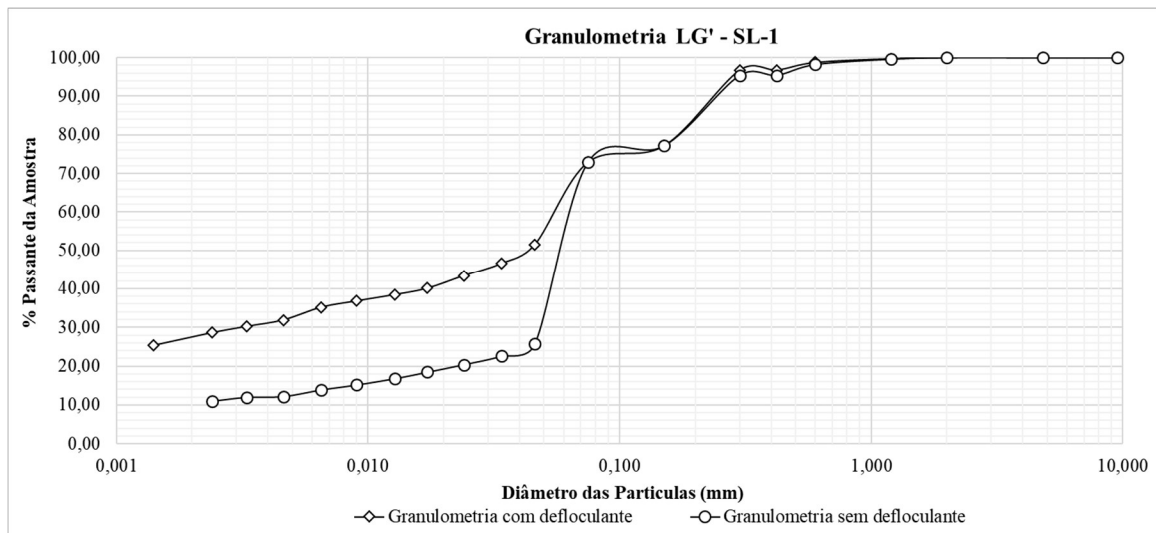


Figura 5.16. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-1.

O solo SL-2, de acordo com a Figura 5.17, não apresentou variações substanciais da quantidade de finos ao comparar as curvas de granulometria com e sem defloculante, aspecto inerente à sua estrutura que não apresenta concreções de partículas, como observado na amostra de SL-1. Estes aspectos fortalecem a ideia abordada na análise microestrutural em relação ao grau de intemperismo e sua relação com a granulometria do solo e seus processos de transformação.

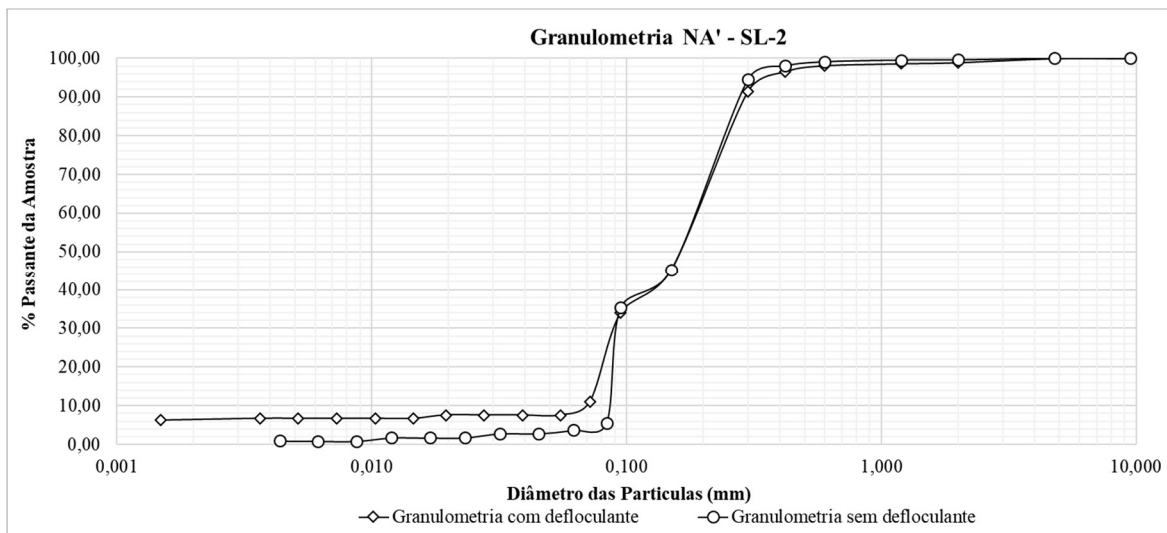


Figura 5.17. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-2.

A análise granulométrica da amostra SL-3, ilustrada na Figura 5.18, realizada por meio dos métodos de peneiramento e sedimentação, revelou que o solo é majoritariamente arenoso. Aproximadamente 80% da amostra é constituída por partículas de areia fina a média, resultado

que foi intensificado pela inclusão de areia comercial na amostra (35%). Os 20% restantes da amostra consistem em partículas de granulometria mais fina.

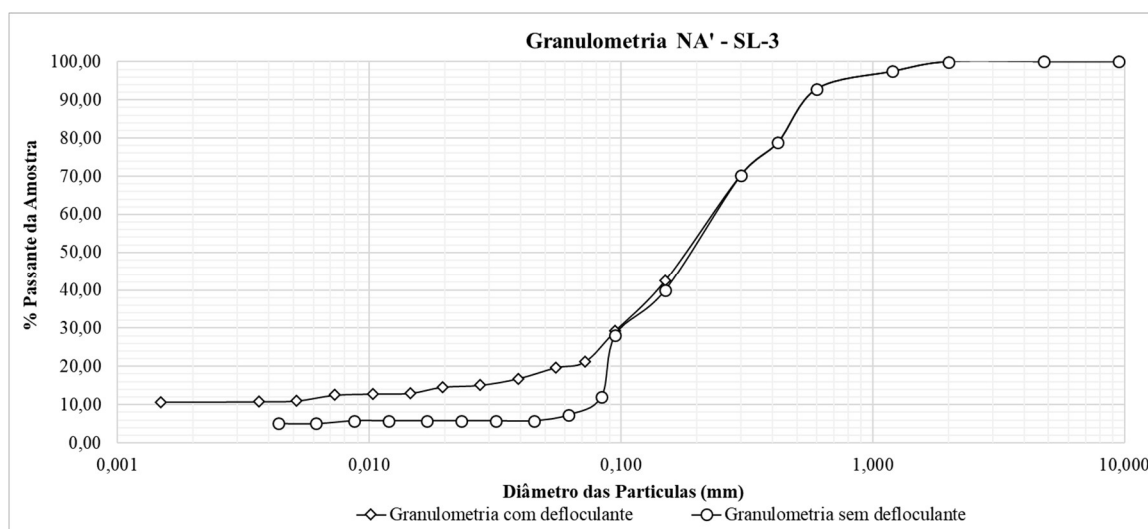


Figura 5.18. Granulometria com e sem defloculante da amostra SL-3.

5.6. CLASSIFICAÇÃO MCT

A classificação MCT permite detalhar de maneira precisa as diversas complexidades associadas aos solos de clima tropical. Após a análise de compactação realizada pela metodologia Mini-MCV, a classificação obtida está apresentada na Tabela 5.3.

Observa-se que apenas o solo SL-1 exibiu características de solo argiloso com comportamento laterítico, enquanto os demais solos foram classificados como arenosos. Destaca-se que o comportamento observado no solo SL-3 pode estar relacionado à sua origem e às características específicas de sua formação.

Tabela 5.3. Parâmetros da Metodologia MCT.

Solo	Índices Classificatórios				Classificação MCT
	c'	d'	e'	Pi (%)	
SL-1	1,8	126,4	0,54	0	LG'
SL-2	0,85	24,56	1,25	115	NA
SL-3	0,76	5	1,51	288,3	NA'

O solo SL-1 foi classificado como LG' (Solo Laterítico Argiloso), conforme figura 5.19 que ilustra o ponto de interseção no gráfico dos eixos c' e e'. De acordo com a Norma DNIT

259/2023 – CLA são solos que podem apresentar elevada contração em camadas compactadas e menores capacidades de suporte e módulo de resiliência.

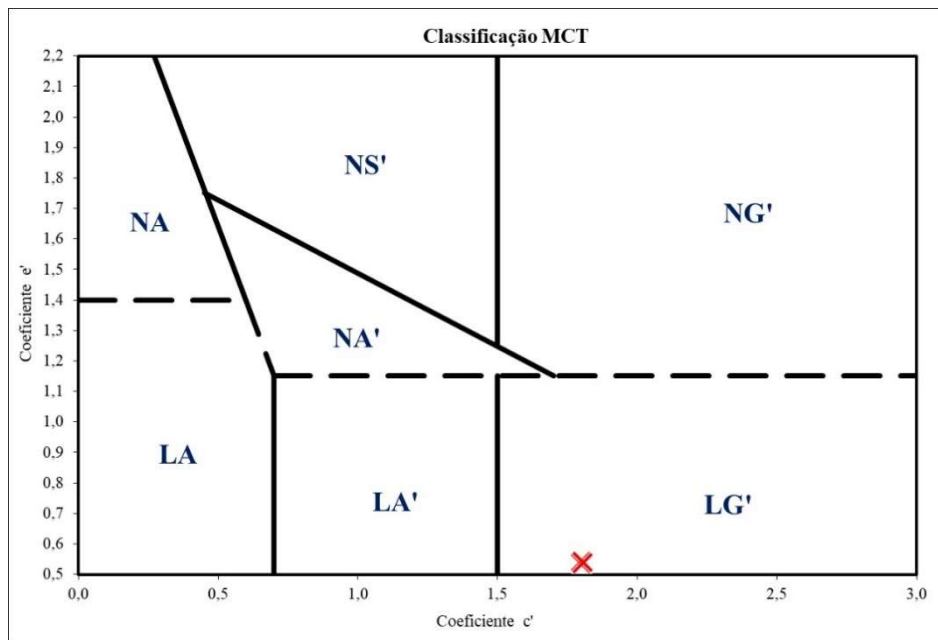


Figura 5.19. Classificação MCT da amostra SL-1.

O SL-2 foi classificado como Solo Não Laterítico Arenoso (NA'), de acordo com a Figura 5.20.

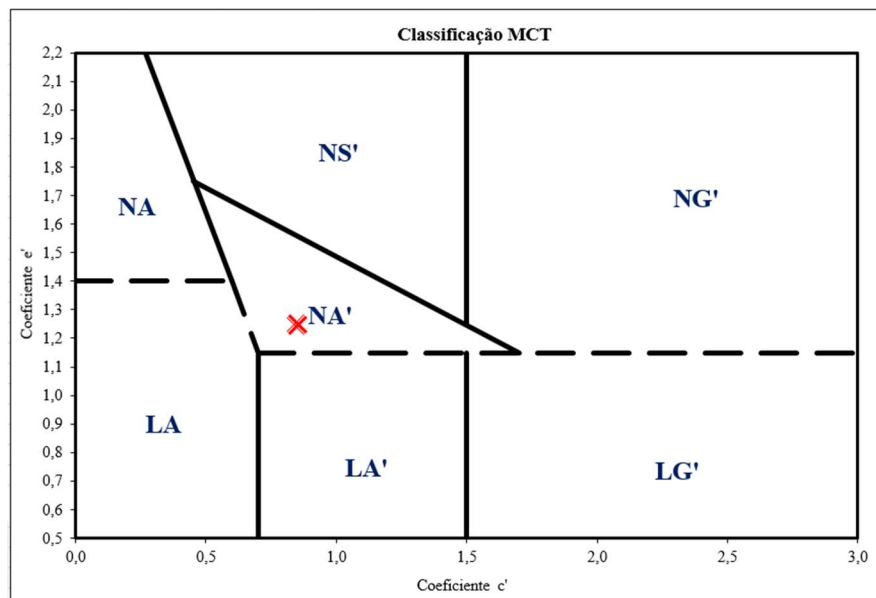


Figura 5.20. Classificação MCT da amostra SL-2.

O solo SL-3 foi classificado na classe NA' (não laterítico arenoso), conforme indicado na Figura 5.21, uma classificação que é consistente com o aspecto físico observado na análise granulométrica. No entanto, a adição de areia pode ter influenciado a avaliação do método em relação ao comportamento laterítico, considerando que a análise microestrutural revelou a presença de um solo intemperizado.

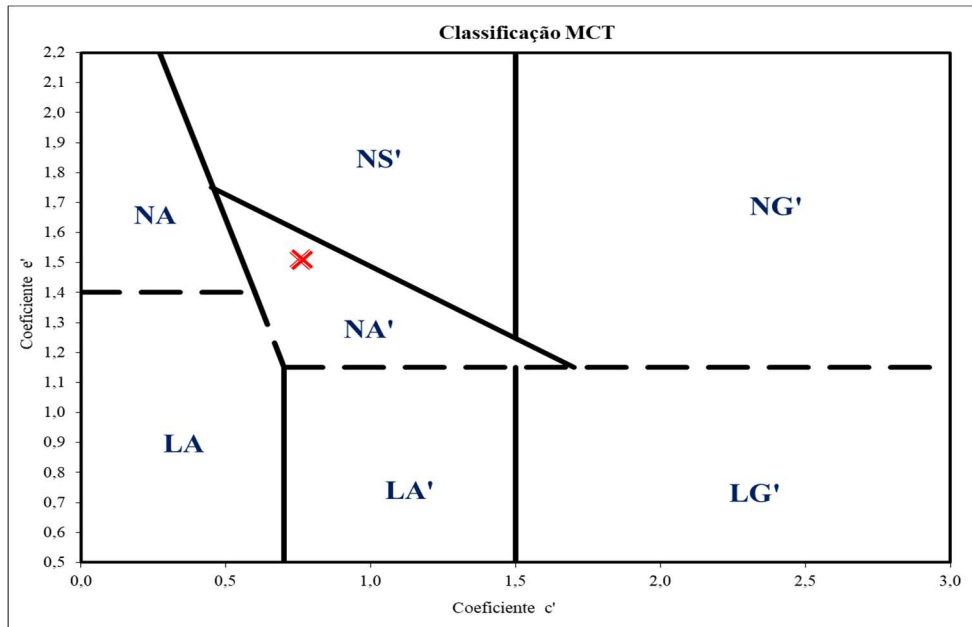


Figura 5.21. Classificação MCT da amostra SL-3.

5.3. PARÂMETROS DE COMPACTAÇÃO

A Tabela 5.4 apresenta os parâmetros ótimos obtidos através da construção das curvas de compactação dos solos estudados. Estas curvas foram elaboradas em duplicata, utilizando predominantemente a energia Proctor intermediária. A construção das curvas de compactação é uma etapa crucial na determinação dos parâmetros ótimos de umidade e densidade para a compactação dos solos, permitindo identificar as condições sob as quais o solo atinge sua máxima densidade seca.

Tabela 5.4. Parâmetros obtidos pelos ensaios de compactação nas amostras do estudo.

Material	Umidade de Compactação (%)	MEAS (kg/m ³)
SL-1	21,1	1,403
	22,6	1,471
	25,8	1,482
	27,2	1,457
	24,3 (condição ótima)	1,504
SL-2	10,0	1,819
	12,2	1,917
	14,4	1,864
	16,5	1,779
	12,5 (condição ótima)	1,918
SL-3	3,0	1,772
	8,8	1,871
	10,6	2,055
	13,1	1,909
	16,6	1,840
	8,84 (condição ótima)	1,871

A análise da curva de compactação para determinar a densidade específica aparente máxima (MEAS) revelou que solos argilosos geralmente apresentam teores de umidade elevados para atingir a compactação ideal. No caso dos solos SL-3, apesar de sua natureza argilosa, a correção granulométrica realizada por meio da adição de areia resultou em uma redução significativa do teor de umidade ótimo para compactação, conforme pode ser observado na Tabela 5.4.

Outro ponto relevante a ser destacado refere-se à MEAS no contexto da máxima compactação. Constatou-se que, embora a densidade real dos grãos do solo SL-3 seja superior, a MEAS máxima resultou em uma densidade inferior à observada no solo SL-2.

Nas Figuras 5.22 a 5.24, estão ilustradas a disposição dos pontos de compactação nas curvas que relaciona a MEAS e o teor de umidade w (%) dos diferentes materiais.

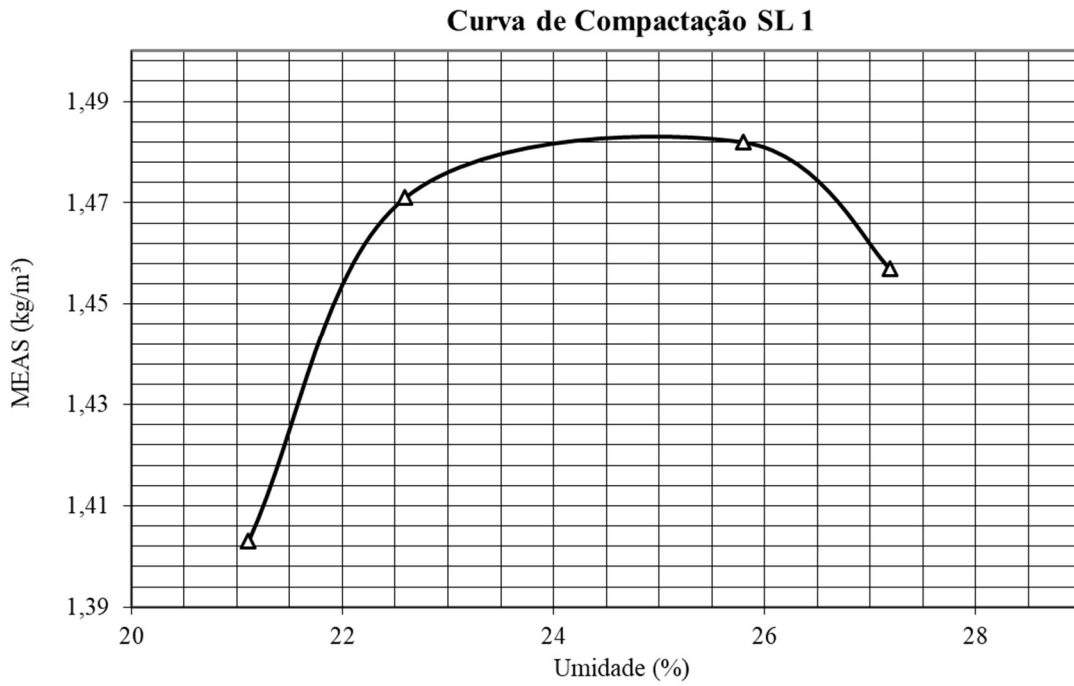


Figura 5.22. Curva de compactação SL-1.

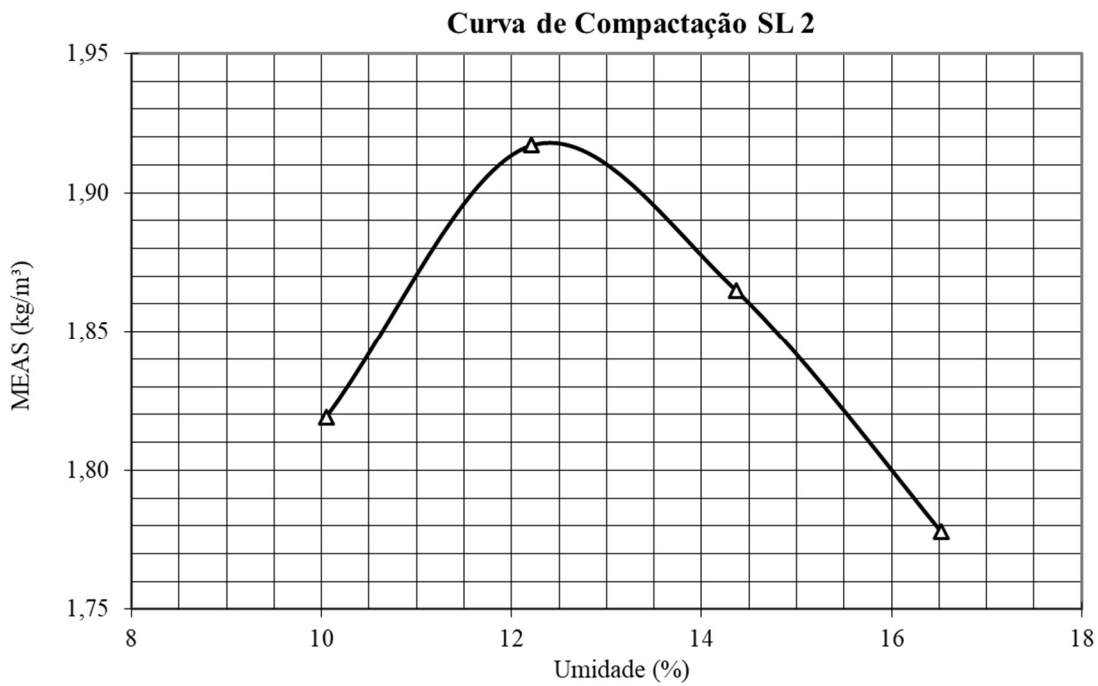


Figura 5.23. Curva de compactação SL-2.

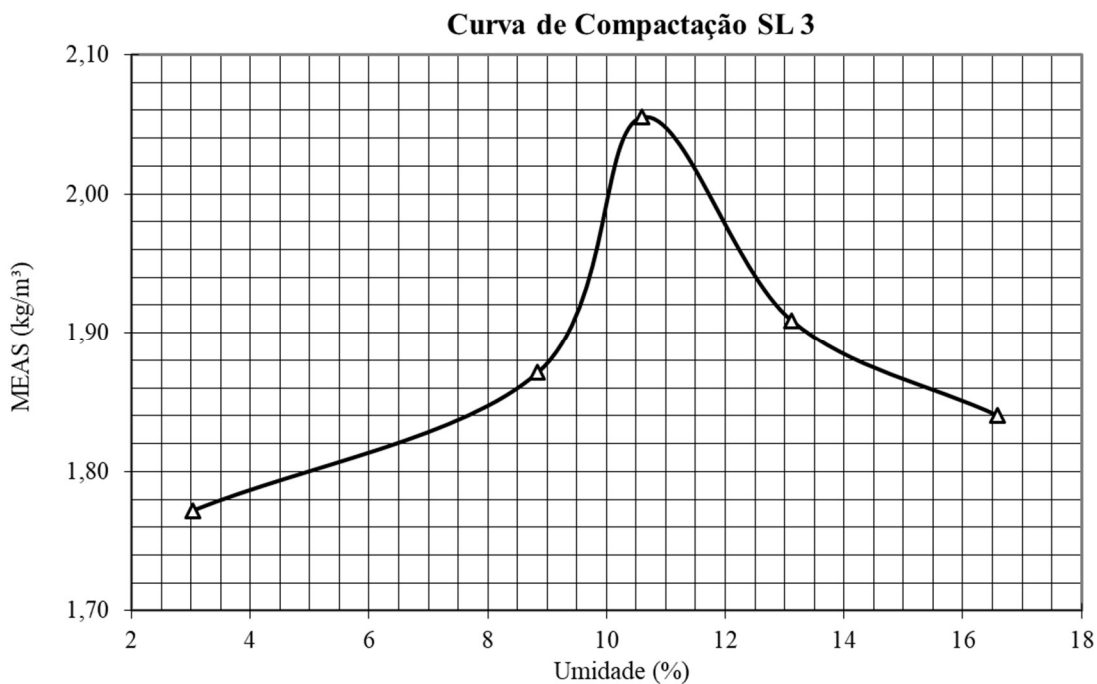


Figura 5.24. Curva de compactação SL-3.

5.7. CURVAS CARACTERÍSTICAS

As curvas características construídas para os solos analisados nesta pesquisa, considerando os diferentes teores de umidade de compactação, são apresentadas nas Figuras 5.25 até 5.27.

Os dados experimentais obtidos para estes materiais demonstraram, de maneira geral, um melhor ajuste matemático quando aplicados ao modelo de Durner (1994). Os parâmetros deste modelo estão detalhados na Tabela 5.5. Além disso, na mesma Tabela, estão dispostos os valores de entrada de ar e sucção residual, obtidos graficamente após a modelagem.

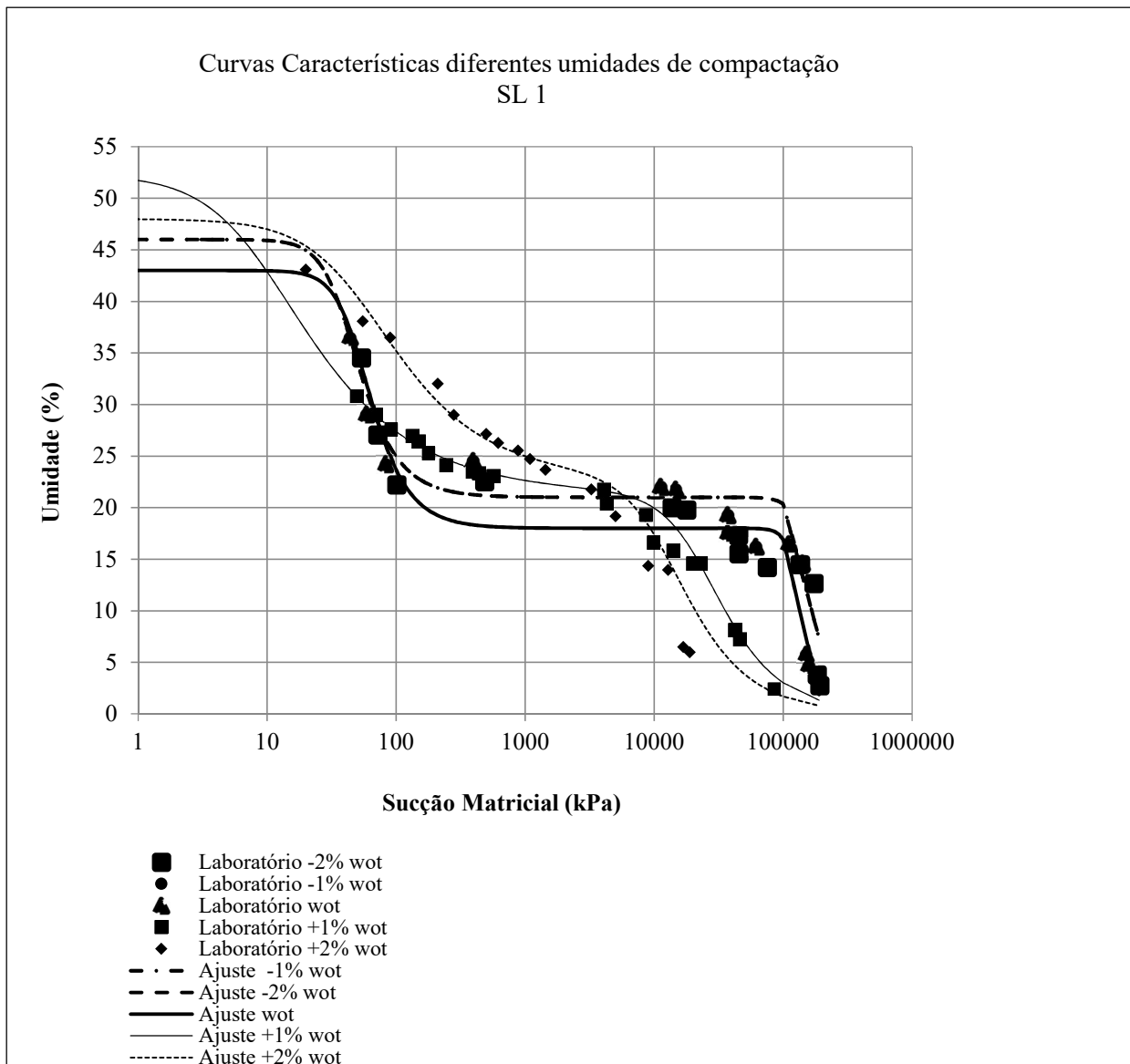


Figura 5.25. Curvas características do SL-1 considerando diferentes umidades de compactação.

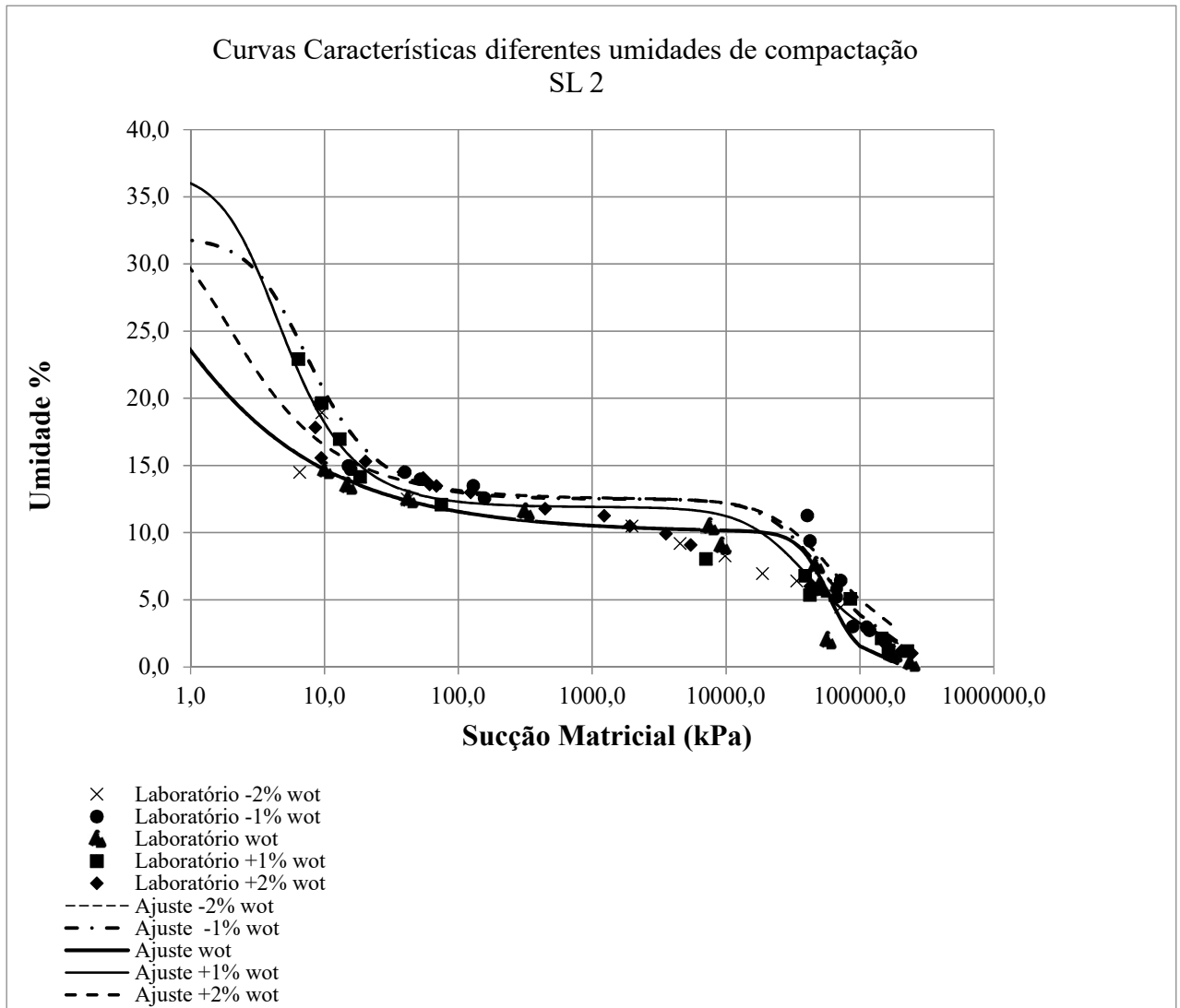


Figura 5.26. Curvas características do SL-2 considerando diferentes umidades de compactação.

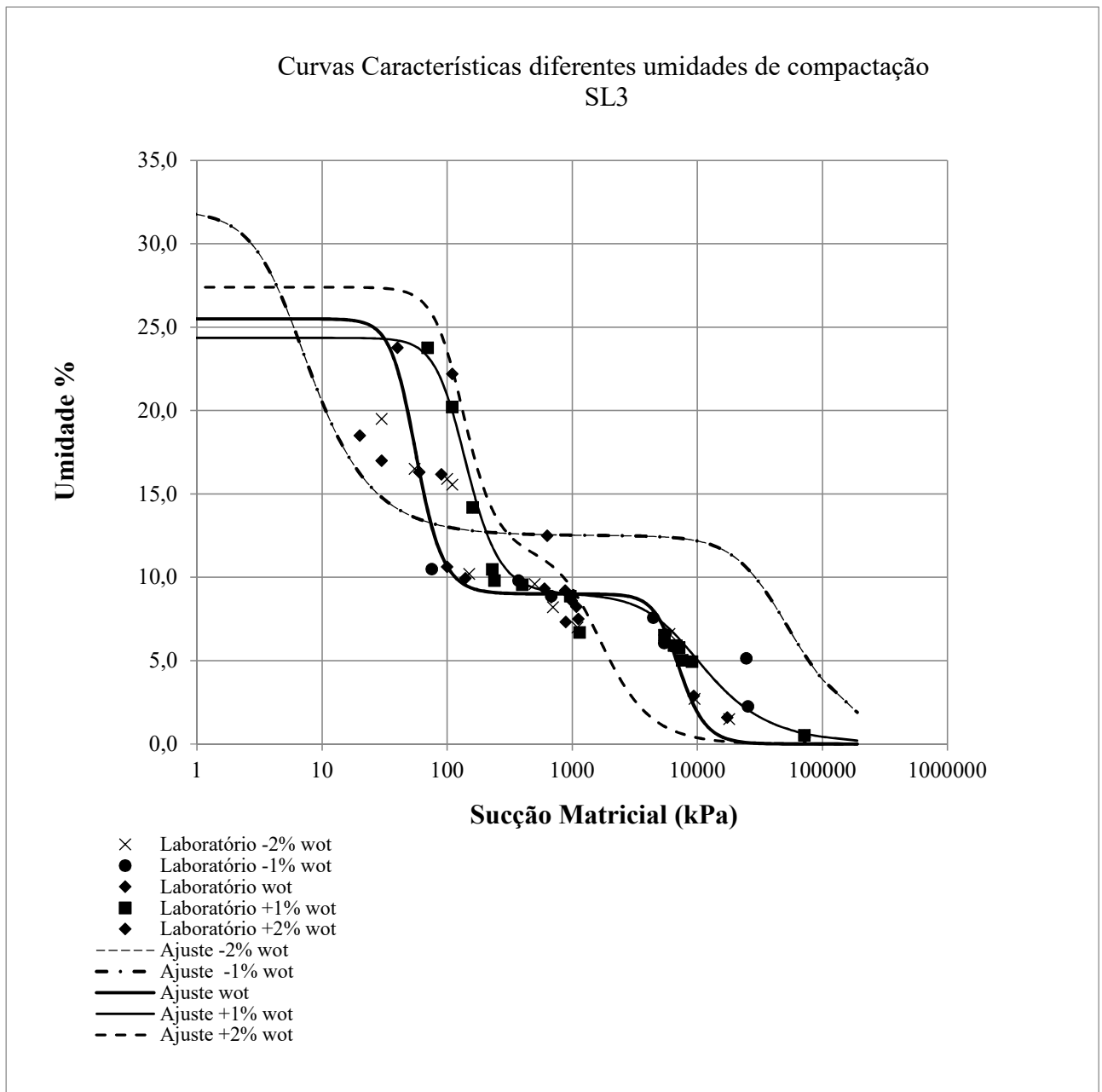


Figura 5.27. Curvas características do SL-3 considerando diferentes umidades de compactação.

Tabela 5.5. Parâmetros de ajuste e de interesse das curvas características dos solos obtidos para diferentes umidades de compactação.

	Modelo de Durner (1994) Software SWRC Fit							Gráfico				
	Parâmetros	α_1	n_1	m_1	α_2	n_2	m_2	R^2	ψ_{ar1}	ψ_{ar2}	ψ_{res1}	ψ_{res2}
SL-1	(-2% wot)	0,02	3,62	0,54	6,05E-06	4,22	0,76	0,911	30	90000	200	100.000
	(-1% wot)	0,03	3,44	0,45	7,20E-06	8,00	0,88	0,920	30	90000	200	100.000
	(wot)	0,06	3,56	0,55	7,20E-06	8,00	0,88	0,916	40	10000 0	150	250.000
	(+1% wot)	0,012	1,47	0,50	4,42E-05	2,32	0,57	0,980	7	90000	80	200000
	(+2% wot)	0,154	1,70	0,64	8,62E-05	3,38	0,70	0,988	20	10000 0	300	200000
SL-2	(-2% wot)	0,21	2,51	0,60	1,80E-04	1,30	0,23	0,998	2	20000	40	20000
	(-1% wot)	0,18	2,24	0,55	2,53E-05	2,19	0,54	0,988	2	30000	40	100000
	(wot)	0,65	1,26	0,21	1,92E+05	5,00	0,80	0,976	5	30000	300	100000
	(+1% wot)	0,30	2,21	0,55	3,51E-05	2,00	0,50	0,989	2	20000	30	200000
	(+2% wot)	0,81	1,21	0,17	2,29E-02	6,00	0,83	0,989	2	40000	20	300000
SL-3	(-2% wot)	0,07	1,11	0,10	5,35E-04	1,31	0,23	0,998	5	30000	30	120000
	(-1% wot)	0,05	1,12	0,11	6,35E-04	1,62	0,38	0,979	2	900	50	11000
	(% wot)	0,02	4,50	0,78	6,23E-04	1,80	0,44	0,981	40	200	5000	20000
	(+1% wot)	0,02	5,50	0,82	1,50E-04	4,52	0,78	0,971	90	5000	550	40000
	(+2% wot)	0,18	2,24	0,55	2,53E-05	2,19	0,54	0,932	95	1000	300	10000

Notas: α_1 (cm⁻¹), n_1 , m_1 , w_2 , α_2 (cm⁻¹), n_2 , m_2 : parâmetros do modelo, em que $m=1-(1/n)$; R^2 : coeficiente de determinação obtido para o ajuste dos dados experimentais.; ψ_{ar1} e ψ_{ar2} : primeiro e segundo valor de entrada de ar; ψ_{res1} e ψ_{res2} : primeira e segunda sucção residual.

Ao analisar as curvas características ajustadas em conjunto com os valores de R^2 , verifica-se que o modelo adotado conseguiu representar os pontos experimentais de forma satisfatória. O R^2 acima de 0,91 indica uma boa concordância entre os dados experimentais e o modelo teórico, confirmando a eficácia do ajuste matemático realizado e a precisão na representação do comportamento dos solos analisados.

O aumento do teor de umidade de compactação resultou na perda do aspecto bimodal para curvas de formato Duplo “S” e na tendência à uniformidade em curvas unimodais, evidenciando alterações na estrutura dos materiais, que foram mais notáveis na região dos macroporos, a julgar pela convergência das SWCCs na zona dos microporos. Este comportamento refletiu na capacidade de armazenamento de água desses solos, sendo tanto maior quanto maior a umidade de compactação.

Acredita-se que o processo de compactação rearranja os macroporosporos pela modificação dos originais. Os pontos situados no ramo seco apresentam formato em S,

característico da bimodalidade, enquanto os pontos do ramo úmido apresentam uma curva mais suave, porém ainda conservando o caráter bimodal.

Em solos tropicais, o umedecimento pode comprometer significativamente a cimentação e a sucção, duas propriedades fundamentais para a estabilidade do solo. O aumento do teor de umidade dissolve os agentes cimentantes presentes no solo, o que reduz a coesão aparente entre as partículas. Além disso, a diminuição das tensões de sucção pode levar a uma brusca redução do volume e ao colapso estrutural do solo. (Rodrigues, 2007; Campos, 2002; Lobo, 1997; Menezes & Pejon, 2010).

Uma análise das curvas de retenção de cada solo permitiu inferir que as relações sucção-umidade estão diretamente relacionadas à distribuição granulométrica dos solos, à porcentagem de finos e à mineralogia. Observou-se que o solo argiloso (SL-1), menos permeável, com partículas mais coesas e maior quantidade de microporos, admite sucções maiores. Já os solos arenosos (SL-2 e SL-3) apresentaram sucções menores devido à rápida drenagem provocada pelo esvaziamento progressivo dos macroporos.

Segundo Aubertin *et al.* (1998), *apud* Guimarães (2002), o ponto de entrada de ar deve variar entre 0,2 kPa e 1 kPa para areias grossas, de 1 kPa a 3,5 kPa para areias médias, de 3,5 kPa a 7,5 kPa para areias finas, de 7 kPa a 25 kPa para siltes e mais de 25 kPa para argilas. Portanto, os resultados obtidos mostram que esta classificação se ajusta aos resultados do SL-1 e SL-2; no entanto, para o SL-3, nas condições de compactação no ramo úmido, este comportamento está mais associado à composição química e mineralógica do solo.

O SL-1 apresentou curvas de comportamento bimodal, indicando a presença de dupla porosidade, atribuída à ocorrência de torrões de argila, o que é característico de solos de natureza laterítica. Conforme observado, tanto as relações moleculares obtidas no ensaio de ataque sulfúrico quanto os arranjos estruturais analisados por microscopia eletrônica de varredura (MEV) confirmam esses resultados, com uma fração de argila da ordem de 29%.

Os valores de entrada de ar associados aos poros inter-agregados também foram modificados pelo teor de umidade inicial. Com o aumento da umidade de compactação, observou-se uma redução do primeiro valor de entrada de ar (VEA), que passou de 40 kPa na umidade ótima para 20 kPa na umidade ótima + 2% e para 7 kPa na umidade ótima + 1%. O segundo VEA obtido para a umidade ótima foi de 100 kPa, e verificou-se a sobreposição das curvas características para sucções nesse valor.

Sobre o SL-2, quanto ao comportamento de drenagem das curvas, nota-se que os pontos iniciais de dessaturação dos vazios inter-agregados são muito semelhantes, apresentando valores de entrada de ar próximos de 2 kPa (1º VEA). Esses valores podem parecer baixos em

um primeiro momento, mas para alguns solos brasileiros indeformados e compactados, valores de VEA nessa ordem também foram observados por Feuerharmel (2007), Otálvaro (2013) e Santos (2020).

Para o SL-3, o valor obtido para a umidade ótima de compactação no segundo valor de entrada de ar (2º VEA) foi inferior ao dos demais solos analisados, com um valor de 200 kPa. Em contrapartida, apresentou os maiores valores para o primeiro VEA no ramo úmido, com valores acima de 90 kPa.

5.8. MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

A apresentação e análise dos resultados serão exibidas na sequência. Em função da quantidade expressiva de análises realizadas acerca do módulo de resiliência, estas foram divididas em subitens. Cada subitem relaciona os módulos de resiliência obtidos com uma das variáveis de estudo, abordados na seguinte disposição: umidade de compactação e pós-compactação; estado de tensões e sucção.

5.8.1. MR em Diferentes Teores de Umidade de Compactação

Neste estudo, foram conduzidos testes de módulo de resiliência considerando duas condições relacionadas à alteração da umidade em campo. A primeira diz respeito às variações de umidade durante o processo de compactação da camada de subleito, enquanto a segunda simula as variações de umidade devido aos efeitos climáticos e àqueles decorrentes por alguma parcela ineficiente da infraestrutura viária implantada (como drenagem inoperante) que podem ocorrer após a compactação. Em ambos os cenários, o objetivo foi analisar o impacto dessas variações de umidade no comportamento resiliente de solos utilizados em subleitos rodoviários.

As análises em ambas as condições foram subdivididas em itens, mas realizadas de forma análoga, com base nas duas formas de observação apresentadas no item 4.7 e 4.8 do Capítulo 4. Os efeitos da umidade de compactação e pós-compactação, considerando toda a faixa de estados de tensões passíveis de ocorrência na fundação de pavimentos flexíveis, foram analisados visualmente por meio dos gráficos tridimensionais e bidimensionais MR *versus* estados de tensões. Os módulos lineares típicos, por sua vez, foram calculados com a finalidade de mensurar esses efeitos e quantificar os ganhos e perdas de rigidez decorrentes da variação de umidade em relação a uma umidade de referência (teor ótimo).

A sucção do solo foi incorporada de forma efetiva a estas análises, considerando sua importância no estudo de solos não saturados, obtida a partir das curvas características apresentadas no item 5.5. Para finalizar esta seção, a relação entre a umidade, a sucção e o módulo de resiliência são abordados e discutidos com detalhes, relacionando todos os resultados de forma conjunta e destacando a incorporação destes parâmetros na previsão da rigidez dos solos desta pesquisa.

Ao aplicar o modelo matemático de Pezo *et al.* (1992), nos valores obtidos pelo ensaio de MR, foi possível aferir os coeficientes de regressão k_1 , k_2 e k_3 , além dos limites de confiança superior e inferior dos coeficientes, bem como os parâmetros estatísticos relacionados ao teste de hipótese do método empregado, apresentados nas Tabelas 5.6 até 5.8, de modo que fosse possível traçar graficamente o comportamento do MR em gráficos ilustrativos tridimensionais.

Tabela 5.6. Resultado da análise estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para o solo SL-1.

Umidade de ensaio (%)	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot	k1	414,72524	17,97305	23,07484	0,00000000256	374,06738	455,38310	0,998
	k2	0,0368	0,01914	1,92150	0,086848	-0,0065	0,0801	
	k3	0,5070	0,01187	42,71580	0,000000	0,4801	0,5338	
wot+2%	k1	23,3449	3,24875	7,18581	0,000052	15,9957	30,6941	0,970
	k2	0,1227	0,06337	1,93606	0,084844	-0,0207	0,2660	
	k3	-0,4421	0,04684	-9,43795	0,000006	-0,5481	-0,3361	
wot+1%	k1	43,4600	8,32293	5,22173	0,000548	24,6323	62,2878	0,904
	k2	0,0514	0,10164	0,50519	0,625562	-0,1786	0,2813	
	k3	-0,3041	0,07450	-4,08164	0,002751	-0,4726	-0,1355	
wot-1%	k1	402,6567	23,21621	17,34378	0,0000000321	350,1380	455,1754	0,956
	k2	0,1840	0,02479	7,42409	0,000040	0,1280	0,2401	
	k3	-0,0147	0,01810	-0,81469	0,436276	-0,0557	0,0262	
wot-2%	k1	338,2364	19,82284	17,06296	0,00000003667	293,3940	383,0788	0,982
	k2	0,3649	0,02574	14,17556	0,00000018414	0,3067	0,4231	
	k3	-0,1152	0,02045	-5,63273	0,00032058109	-0,1614	-0,0689	

Tabela 5.7. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para o solo SL-2.

Umidade de ensaio (%)	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot	k1	462,0266	31,10041	14,85596	0,00000012	391,6726	532,3807	0,978
	k2	0,3435	0,02924	11,74626	0,000001	0,2774	0,4097	
	k3	-0,0576	0,02118	-2,71766	0,023698	-0,1055	-0,0096	
wot+2%	k1	257,5035	16,61920	15,49434	0,000000000000	219,9083	295,0987	0,963
	k2	0,2665	0,02808	9,48964	0,000006	0,2030	0,3300	
	k3	-0,0647	0,02020	-3,20154	0,010805	-0,1104	-0,0190	
Wot+1%	k1	317,7457	25,44539	12,48736	0,000001	260,1843	375,3072	0,962
	k2	-0,0859	0,02471	-3,47682	0,006973	-0,1418	-0,0300	
	k3	0,3272	0,03477	9,40969	0,000006	0,2485	0,4058	
wot-1%	k1	499,6344	23,68280	21,09693	0,000000000000	446,0602	553,2086	0,990
	k2	0,3616	0,02055	17,59988	0,000000	0,3151	0,4081	
	k3	-0,0469	0,01474	-3,18356	0,011121	-0,0803	-0,0136	
wot-2%	k1	393,6832	29,18876	13,48749	0,0000000000	327,6537	459,7128	0,948
	k2	0,2196	0,03194	6,87639	0,000073	0,1474	0,2918	
	k3	-0,0181	0,02316	-0,78197	0,454314	-0,0705	0,0343	

Tabela 5.8. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para o solo SL-3.

Umidade de ensaio (%)	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot	k1	471,8878	68,28112	6,91096	0,00007	317,4252	626,3504	0,916
	k2	0,3946	0,06284	6,27959	0,000144	0,2525	0,5368	
	k3	-0,1203	0,04516	-2,6638	0,025884	-0,2225	-0,0181	
wot+2%	k1	338,2364	19,82284	17,06296	0,000000	293,3940	383,0788	0,981
	k2	0,3649	0,02574	14,17556	0,000000	0,3067	0,4231	
	k3	-0,1152	0,02045	-5,63273	0,000321	-0,1614	-0,0689	
wot+1%	k1	362,1748	30,14264	12,01536	0,000001	293,9874	430,3622	0,962
	k2	0,3537	0,03614	9,78693	0,000004	0,2719	0,4354	
	k3	-0,1058	0,02583	-4,09522	0,002696	-0,1642	-0,0473	
wot-1%	k1	552,1114	52,24036	10,56867	0,000002	433,9355	670,2873	0,926
	k2	0,2116	0,04085	5,18133	0,000578	0,1192	0,3040	
	k3	0,0006	0,02942	0,02023	0,984303	-0,0660	0,0671	
wot-2%	k1	2126,4540	265,29130	8,01554	0,000022	1526,3230	2726,5840	0,971
	k2	0,4670	0,05390	8,65940	0,000012	0,3450	0,5880	
	k3	-0,0030	0,03790	-0,08987	0,930360	-0,0890	0,0820	

Takeda (2006) sintetiza as principais relações obtidas a partir das constantes do modelo composto, destacando a importância dos expoentes k_2 e k_3 associados às tensões confinante e de desvio, respectivamente. Segundo o autor, ao comparar os valores desses expoentes, é possível inferir a influência relativa de cada tipo de tensão no módulo resiliente.

Um valor mais elevado de k_2 e k_3 indica que a tensão associada tem uma influência mais significativa no módulo resiliente. Isto se deve ao fato de que, durante os ensaios, as variações nas tensões confinante e de desvio ocorrem na mesma ordem de magnitude, permitindo que o impacto de cada uma delas seja comparado diretamente. Assim, a análise das constantes do modelo fornece percepções sobre como diferentes tipos de tensões afetam o comportamento resiliente do material, ajudando na compreensão e previsão de seu desempenho em condições variadas.

Analisando as constantes de regressão obtidas para as diferentes umidades de compactação pode-se constatar, para os solos SL-1 e SL-2, que o aumento no teor de compactação resultou na redução do parâmetro k_1 . No entanto, quando se reduziu o teor de umidade de compactação, o parâmetro k_1 apresentou um aumento mais significativo para a redução de 1% e um aumento menor para a redução de 2% em relação ao teor ótimo de compactação. O solo SL-3 apresentou uma tendência diferente, com o acréscimo do parâmetro k_1 quando mais seco foi compactado e no decréscimo deste parâmetro quando foi compactado acima do teor ótimo.

No solo SL-1, observou-se que o parâmetro k_3 apresentou valores negativos para todas as variações acima ou abaixo do teor ótimo de umidade, indicando uma maior influência da tensão confinante, característica precípua de solos com comportamento argiloso.

Por outro lado, no solo SL-2, o parâmetro k_3 foi positivo apenas para um aumento de 1% no teor de umidade ótima, enquanto k_2 foi negativo apenas para este mesmo teor. Este comportamento é oposto ao observado para outras variações de umidade, onde a influência da tensão desvio foi mais pronunciada. Assim, o solo SL-2 apresentou um comportamento atípico, com uma resposta contrária às demais variações de umidade que mostraram uma maior influência da tensão confinante, típica dos solos arenosos. Estes resultados indicam que o solo SL-2 pode ter características intermediárias ou mistas, combinando influências típicas de solos arenosos e argilosos.

As Figuras 5.28 até 5.32 apresenta os gráficos das relações do MR para um determinado estado de tensões obtidos pela aplicação dos resultados de ensaios no modelo matemático composto, sendo apresentado os resultados para o solo SL-1 dessa pesquisa, compactados em diferentes teores de umidade iniciais. Esta abordagem proporcionou uma melhor visualização

do comportamento do MR e a identificação interações entre as variáveis independentes com a variável dependente do modelo composto para cada cenário analisado nesta pesquisa.

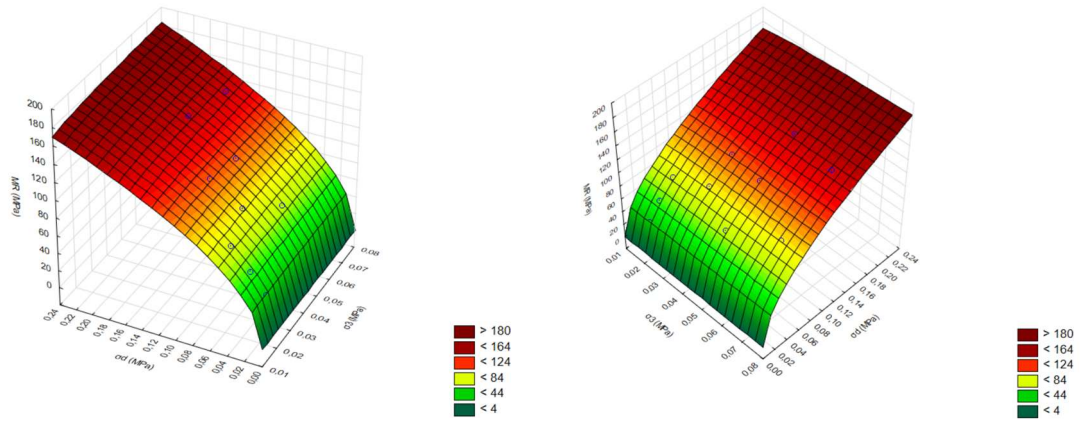


Figura 5.28. MR para umidade ótica de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.

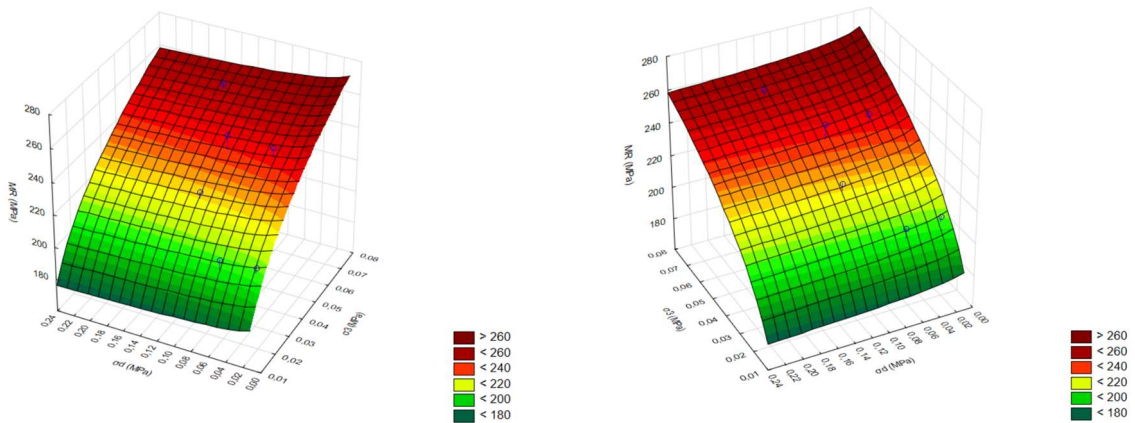


Figura 5.29. MR para umidade -2% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.

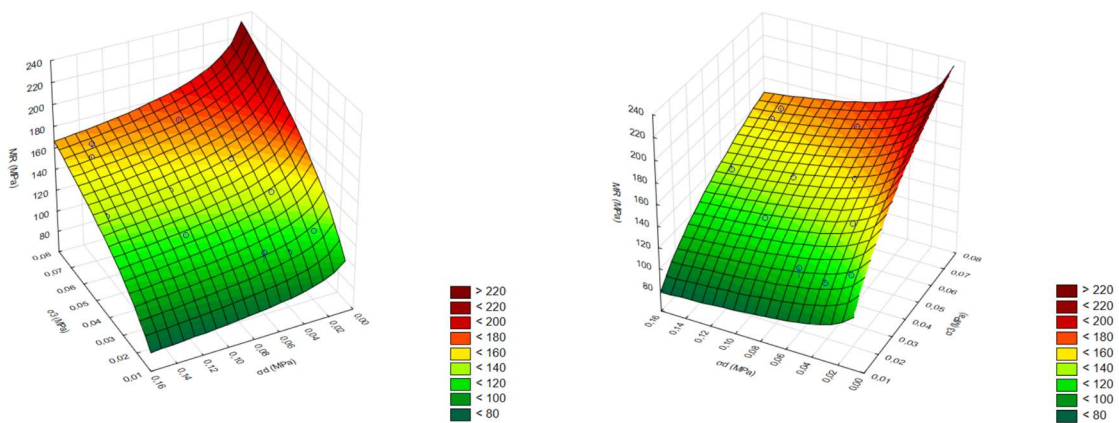


Figura 5.30. MR para umidade -1% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.

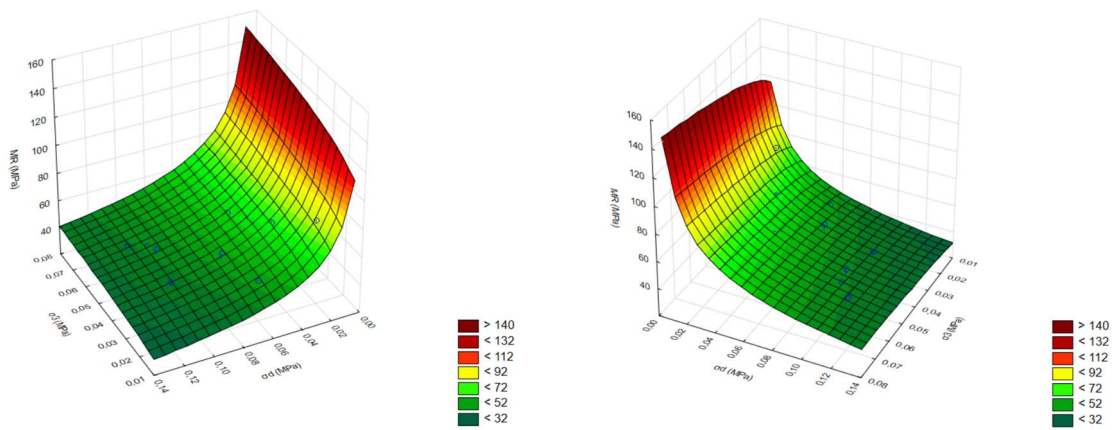


Figura 5.31. MR para unidade +1% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.

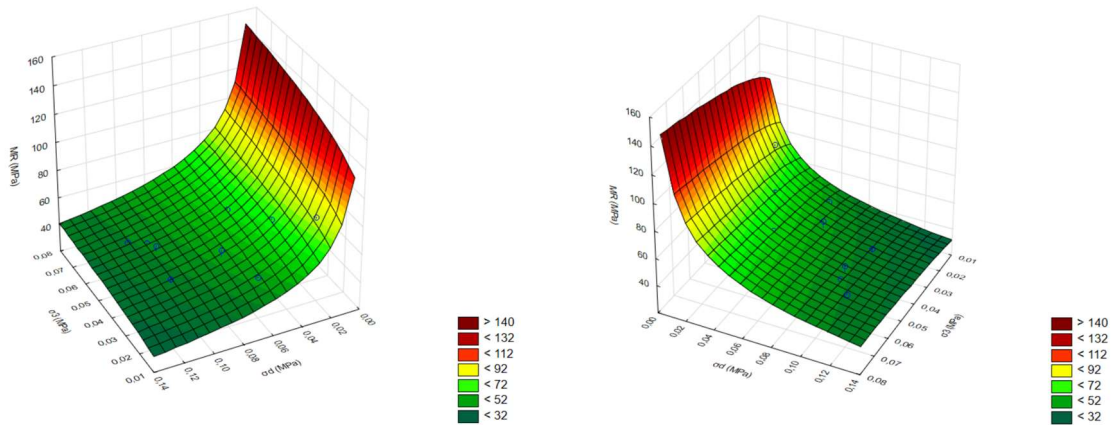


Figura 5.32. MR para unidade +2% de compactação SL-1, visto em duas perspectivas.

Ao observar os gráficos do MR nas figuras anteriores, verifica-se uma nítida alteração do comportamento da resiliência frente ao estado de tensões para cada avanço de teor de umidade de modo em que a medida que o solo encontra-se seco, ocorre uma menor variação do MR em relação ao aumento da tensão desvio, enquanto a medida em que se aumenta o teor de umidade, a resiliência do solo passa a sofrer variações significativas com o aumento da tensão desvio, deste modo, verifica-se uma menor rigidez e maior retorno elástico em amostras compactadas no ramo úmido. Paralelamente a influência da tensão confinante ocorre com maior significância no ramo seco, além as características de umidade, a estrutura granulométrica do solo desempenha sua parcela de contribuição neste efeito mecânico.

O comportamento do MR do solo SL-2 está expostos nas Figuras 5.33 a 5.36, através dos gráficos obtidos pelo modelo matemático “composto”, que representam o comportamento

do MR frente a um determinado estado de tensões, verifica-se o desempenho do solo através da variação de umidade de compactação.

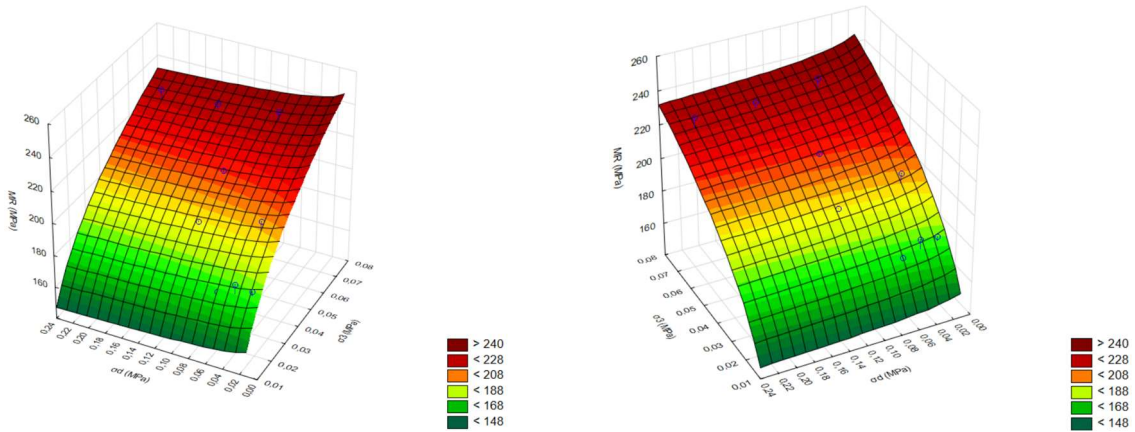


Figura 5.33. MR para umidade ótima de compactação SL-2, visto em duas perspectivas.

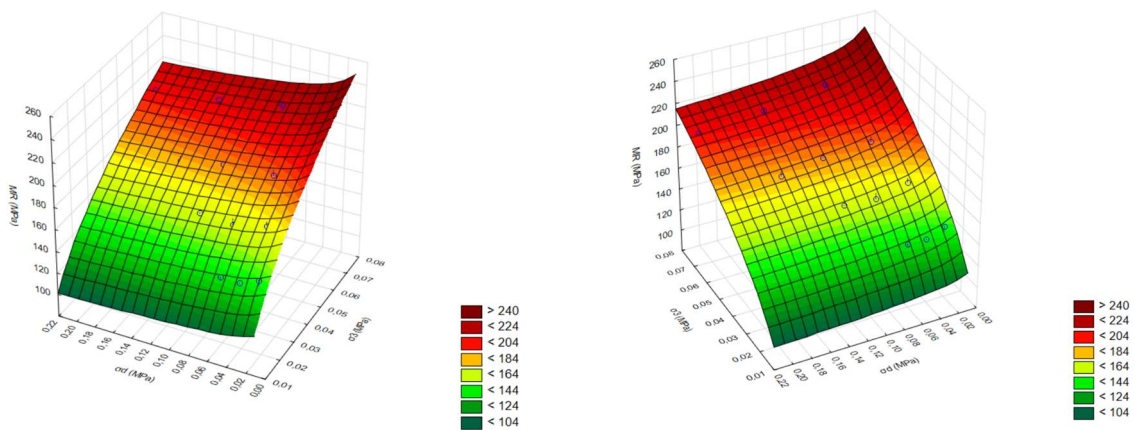


Figura 5.34. MR para umidade -2% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas

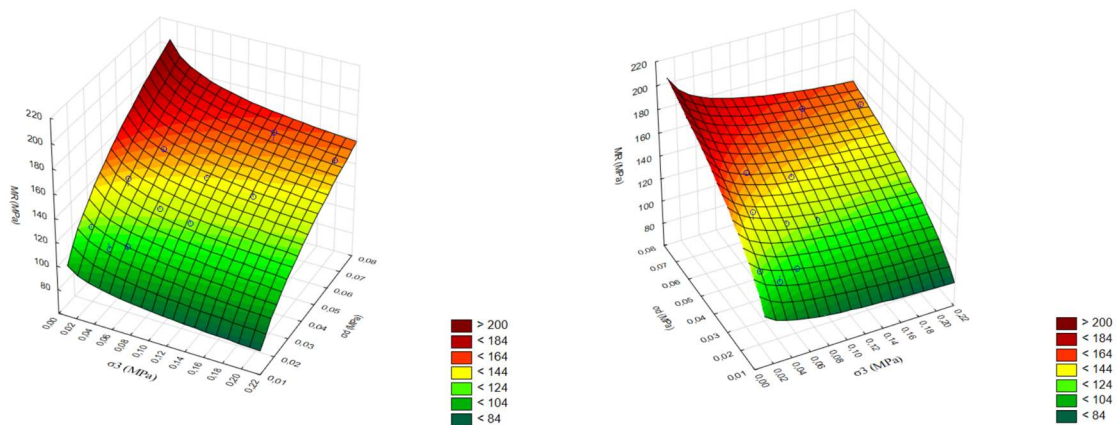


Figura 5.35. MR para umidade -1% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas

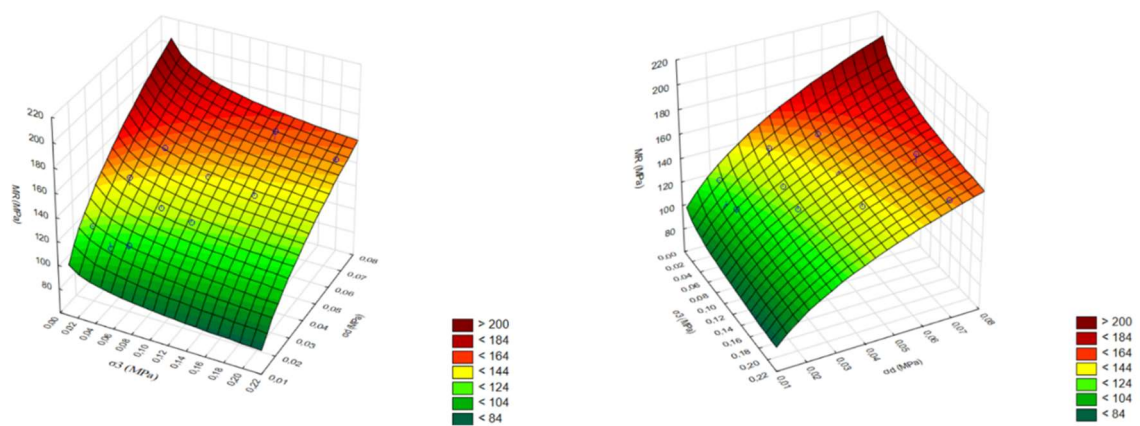


Figura 5.36. MR para umidade +1% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas

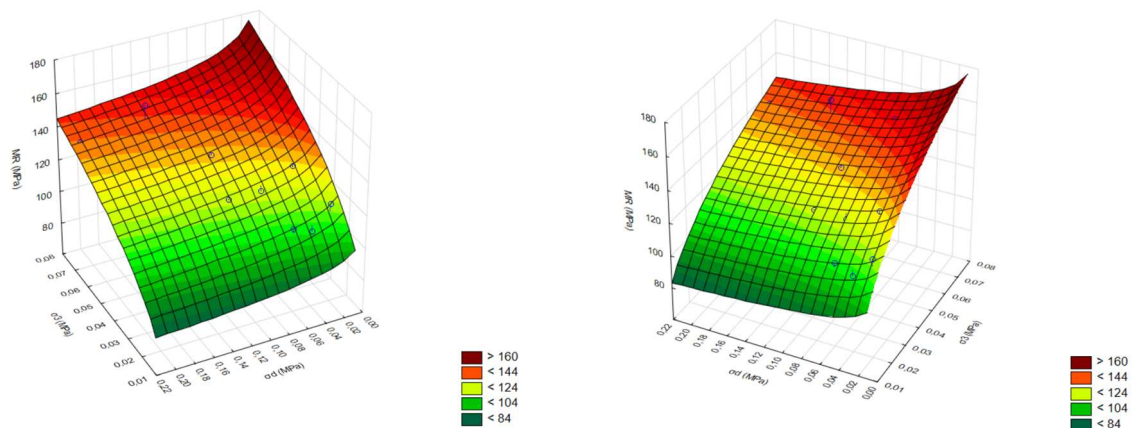


Figura 5.37. MR para umidade +2% de compactação SL-2, visto em duas perspectivas

Ao observar os gráficos do MR nas Figuras 5.32 até 5.36, verifica-se uma alteração do comportamento da resiliência frente ao estado de tensões para cada avanço de teor de umidade de modo em que a medida em que o solo encontra-se seco, ocorre uma maior dependência da tensão confinante para uma maior rigidez do material, enquanto a medida em que se aumenta o teor de umidade, a resiliência do solo passa a sofrer variações significativas com o aumento da tensão desvio, deste modo, verifica-se uma menor rigidez e maior retorno elástico em amostras compactadas no ramo úmido, assim como observado na amostra de solo SL-1.

As Figuras 5.38 até 5.42 apresentam o comportamento do MR do solo de Roraima, frente a variações do estado de tensão e do teor de umidade de compactação.

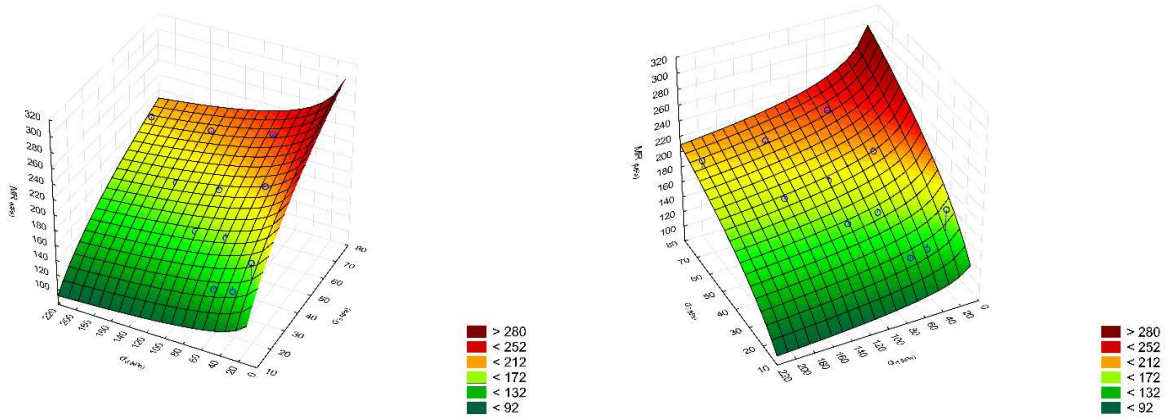


Figura 5.38. MR para umidade ótica de compactação SL-3, visto em duas perspectivas

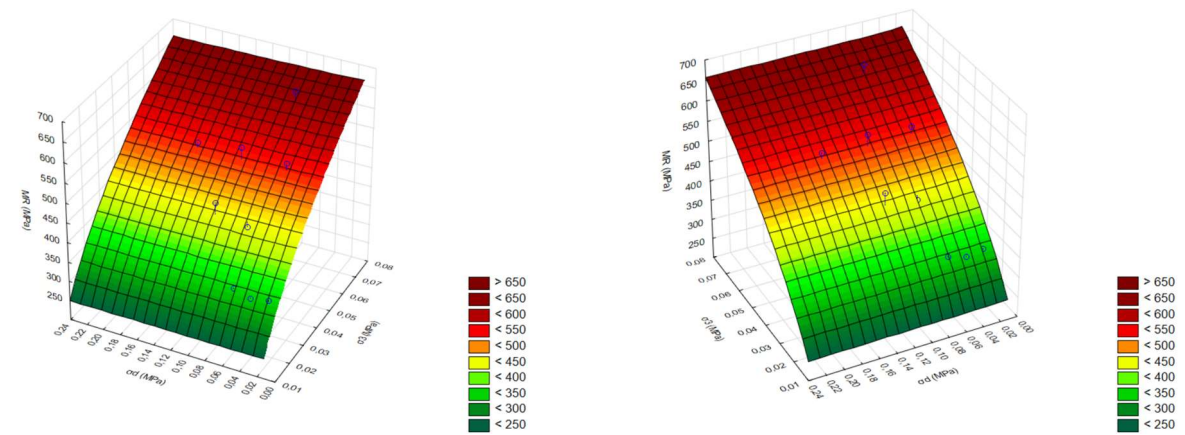


Figura 5.39. MR para umidade -2% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas

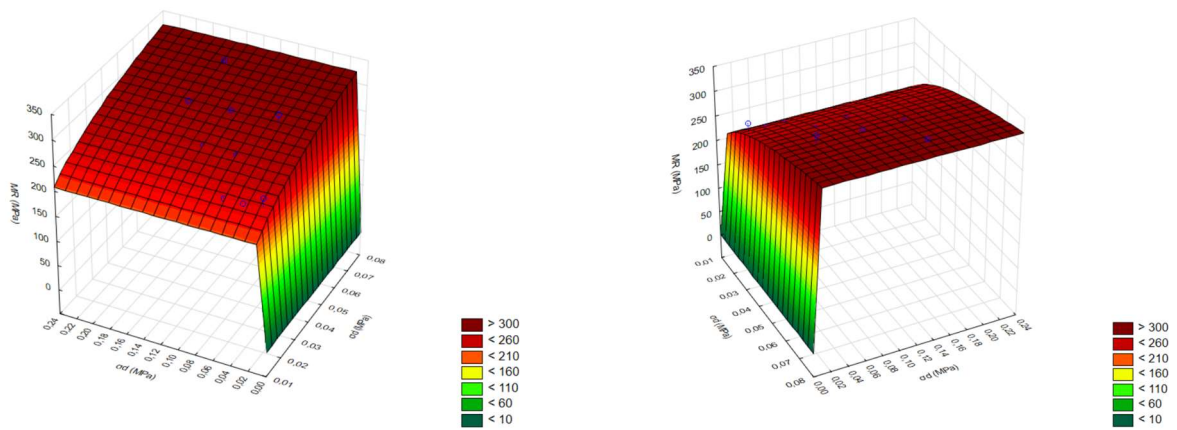


Figura 5.40. MR para umidade -1% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas

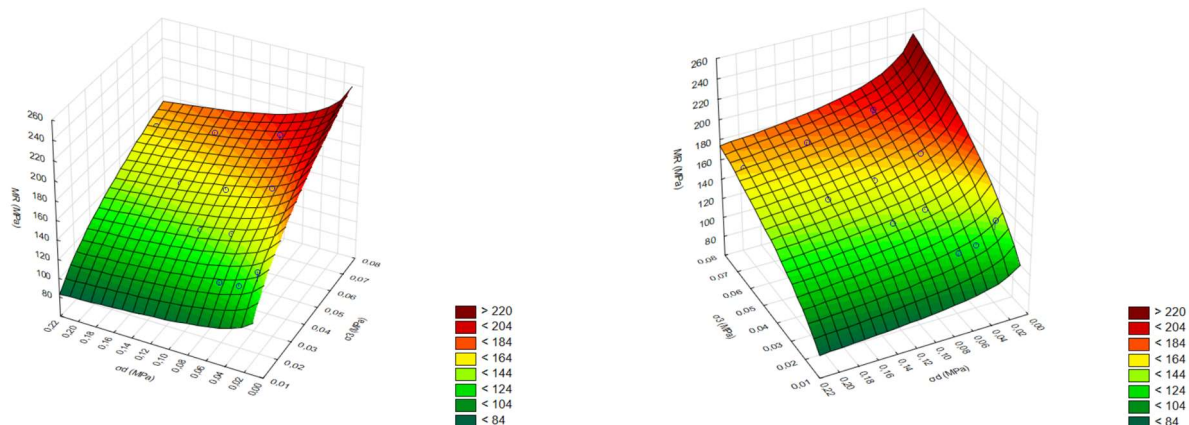


Figura 5.41. MR para umidade +1% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas

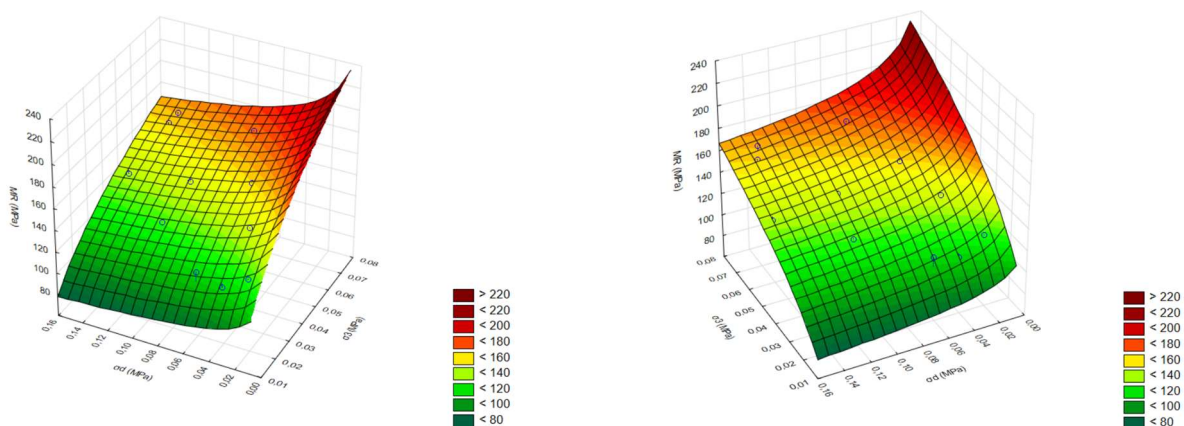


Figura 5.42. MR para umidade +2% de compactação SL-3, visto em duas perspectivas

O SL-3 apresenta uma clara distinção do efeito da umidade no comportamento do MR, nota-se que no ramo seco, há uma significativa influência da tensão confinante, onde o aumento desta variável eleva a rigidez do material e por consequência patamares elevados de MR, enquanto a tensão desvio apresenta pouca influência no comportamento do MR, este efeito pode ser explicado não somente pela condição da umidade como também da matriz granular do solo ser predominantemente arenosa. No entanto, a medida em que se aumenta o teor de umidade verifica-se uma maior influência da tensão desvio e valores de MR menores

Visando uma avaliação conjunta dos efeitos das tensões desvio e confinante, as mesmas foram dispostas em um espaço bidimensional, de acordo com as Figuras 5.44 até 5.46, de forma a auxiliar na compreensão do comportamento resiliente dos solos e facilitar, com isto, as análises comparativas. No eixo das abcissas são representados os estados de tensões simulados e no eixo das ordenadas são plotados os módulos de resiliência obtidos.

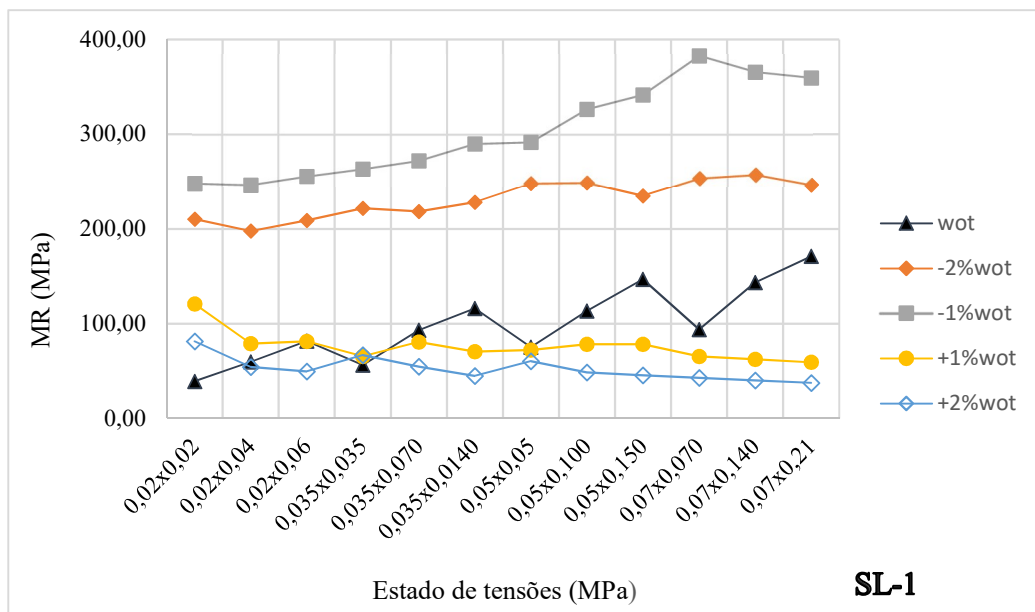


Figura 5.43. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-1 variação de umidade na compactação.

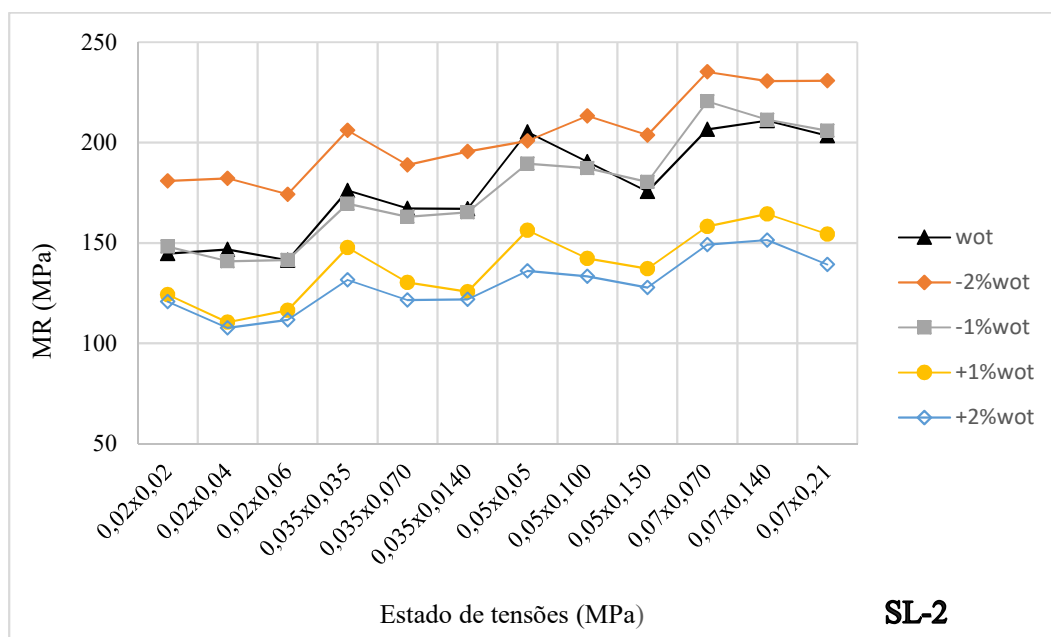


Figura 5.44. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-2 variação de umidade na compactação.

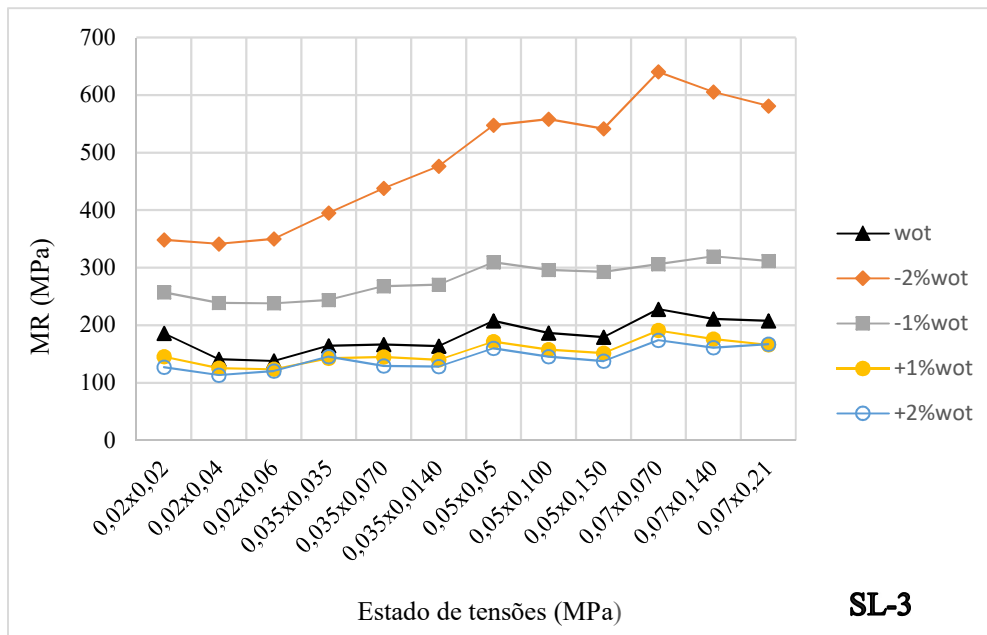


Figura 5.45. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-3 variação de umidade na compactação.

Na Tabela 5.9, estão demonstrados os valores dos módulos de resiliência dos solos analisados nesta pesquisa, compactados com diferentes teores de umidade iniciais, abrangendo toda a faixa de tensões estudadas durante o ensaio (DNIT 134/2018). Em termos gerais, observa-se que todos os materiais exibiram um padrão similar em relação à variação da umidade de compactação: à medida que a umidade aumenta, o módulo de resiliência diminui. Esse comportamento era esperado e está em consonância com as tendências observadas por diversos autores nacionais e internacionais sobre o assunto (Edil & Motan, 1979; Gonçalves, 1999; Peraça, 2007; Bastos, 2013; Abu-Farsakh *et al.*, 2015; Kern, 2017; Lima *et al.*, 2018).

O módulo de resiliência linear médio foi calculado a partir da média dos valores de MR determinados para os 12 pares de tensões prescritos em norma. O módulo de resiliência linear típico foi estimado com base em um par de tensões passível de ocorrência em subleitos rodoviários. O estado de tensões $\sigma_3 = 0,050$ MPa e $\sigma_d = 0,100$ MPa foi definido segundo as análises mecanicistas realizadas por Santos *et al.* (2019), que verificaram a ocorrência desse nível de tensões no topo do subleito de estruturas dimensionadas pelo antigo método do DNIT (1981).

Tabela 5.9. Valores médios e típicos dos módulos de resiliência dos solos do estudo.

Material	Teor de umidade de compactação (%)	MR _{médio} (MPa)	MR _{típico} (MPa) ⁽¹⁾	Variação do MR _{médio} em relação ao Mr _{médio} ótimo (%)	Variação do MR _{médio} em relação ao Mr _{típico} ótimo (%)
SL-1	19,36 (-2%wot)	201,02	248,87	102,79	119,55
	21,78 (-1%wot)	231,29	215,47	133,33	90,09
	24,3 (wot)	99,13	113,36	-	-
	26,6 (+1%wot)	76,13	78,38	-23,2	-30,85
	29,04 (+2%wot)	52,12	48,55	-47,422	-57,17
SL-2	10,5 (-2%wot)	203,5	213,28	14	11,95
	11,5 (-1%wot)	184,9	187,2	4,5	<u>-1,74</u>
	12,5 (wot)	177,95	190,52	-	-
	13,5 (+1%wot)	138,98	142,28	-22	-25,32
	14,5 (+2%wot)	129,35	133,43	-27	-29,96
SL-3	6,9 (-2%wot)	485,38	558,39	167,19	199,27
	7,9 (-1%wot)	279,45	296,08	53,83	58,69
	8,84 (wot)	181,66	186,58	-	-
	9,7 (+1%wot)	152,95	157,5	-15,81	-15,59
	10,6 (+2%wot)	142,35	145,34	-21,64	-22,1

Nota = ⁽¹⁾ $\sigma_3 = 0,050$ MPa e $\sigma_d = 0,100$ MPa.

Inicialmente, percebe-se que os resultados apresentados indicam a sensibilidade do módulo de resiliência (MR) em relação à variação do teor de umidade. Pequenas diminuições ou acréscimos do teor de umidade, conduziram ao aumento ou diminuição no valor médio do MR, respectivamente. Os resultados também indicam que a variação do teor de umidade em relação wot não representa uma variação proporcional no valor médio do MR.

Ao comparar os dados do MR para diferentes teores de umidade de compactação com os resultados obtidos na umidade ótima ($w_{ótima}$), confirma-se o padrão previamente identificado em estudos anteriores. Os resultados mostram que os solos compactados com umidade inferior à ótima tendem a apresentar valores mais elevados de MR, enquanto aqueles compactados com umidade mais elevada em relação à ótima exibem valores reduzidos de MR.

Verifica-se que a compactação com umidade acima do teor ótimo apresenta uma faixa de variação menor em comparação com a compactação com umidade abaixo do teor ótimo. O solo SL-3, por exemplo, mostrou uma variação de 167,19% para compactação com 2% a menos do que o teor ótimo. O solo SL-1 demonstrou um comportamento semelhante, alcançando variações superiores a 100%. Em contrapartida, o solo SL-2 apresentou uma faixa de variação significativamente menor. Além disso, os resultados da variação de MR para umidade acima do teor ótimo deste solo foram maiores do que os resultados para umidade abaixo do teor ótimo.

Outro ponto observado é que, para o solo SL-3, o aumento no módulo resiliente (MR) nas variações de -2% e -1% em relação ao teor ótimo foi significativamente alto, passando de 53,83% para 167,19%, um aumento superior a 100%. Em contraste, os outros materiais apresentaram variações mais sutis, com aumentos que não ultrapassaram 30% quando comparados aos resultados das mesmas trajetórias, seja umedecimento ou secagem.

Outro aspecto notável foi o desempenho do solo SL-3, que demonstrou um valor de MR elevado. Por outro lado, o solo SL-1 apresentou valores muito baixos quando submetido a teores mais altos de umidade. Em contrapartida, o solo SL-2 não apresentou variações tão altas de valores médios absolutos, mantendo uma porcentagem de variação menor ($MR_{\text{médio}}$).

Além disso, quando se verifica estas análises em relação à gênese de cada solo do estudo, observa-se, para o SL-1, de classificação argilosa laterítica (LG'), uma maior sensibilidade da fração argila frente à variação de umidade, que pode ocorrer em função da superfície específica aumentada.

Durante o processo de intemperismo o solo passa por transformações que alteram sua mineralogia, ao mesmo tempo em que novas interações químicas surgem conectando uma partícula a outra por meio de um processo de cimentação destas partículas o que leva à formação de arranjos irregulares e porosos (concreções lateríticas).

Ao analisar de forma tátil e pela granulometria por peneiramento, solos de comportamento laterítico, particularmente os latossolos vermelhos do Distrito Federal de classificação LG', e conforme imagens da MEV, há uma percepção preliminar de se tratar de um material arenoso, mas isso se deve às partículas concrecionadas.

No entanto, apesar deste aspecto visual arenoso, a superfície específica se mantém elevada, devido às características das irregularidades e porosidades das partículas cimentadas, o que influencia diretamente no teor de umidade do solo.

O solo SL-2, de comportamento NA', por sua vez, apresentou uma variação de MR em relação aos teores de umidades avaliados bem inferior em relação ao solo SL-1, demonstrando que a influência do grau de intemperismo e do diâmetro das partículas, com superfícies específicas distintas perante a água, no comportamento do MR são muito diferenciados.

O solo SL-3 apresenta características de profundo intemperismo, o qual pode estar associado à sua formação (geologia – rocha-mãe, processo de formação, carreamento de finos por drenagem e até mesmo a lixiviação de minerais solubilizados). Contudo, sua estrutura macro e micro conservam características de solo arenoso que não estão necessariamente associadas ao processo de cimentação entre partículas, como o que foi observado no solo de comportamento laterítico e classificação LG' (SL-1).

A adição de areia (35%), idealizada em projeto com a finalidade de ganho de resistência da camada de subleito (atingir ISC mínimo de 6%, segundo Manual de Pavimentação do DNIT/2006 – Projeto elaborado pelo Método Murilo Lopes, segundo dados do 6º BEC), incorporou uma estrutura granulométrica no material, com graduação uniforme, diminuindo ainda mais a superfície específica do solo natural e, por consequência, grandes variações nos valores de MR quando se aumenta o teor de umidade em relação ao teor ótimo.

5.8.2. MR em Diferentes Teores de Umidade de Pós-Compactação

Nas tabelas 5.10 a 5.12, estão dispostos os valores dos coeficientes de determinação (R^2) juntamente com os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 de cada equação, bem como os limites de confiança superior e inferior dos coeficientes para os três materiais da presente pesquisa, em diferentes teores de umidade pós-compactação.

Os resultados mostram valores de R^2 superiores a 0,90, o que pode ser considerado bom e satisfatório e indica um bom ajuste do modelo matemático de Pezo *et al.* (1992) para representar o comportamento elástico do solo, conforme observado no ensaio triaxial cíclico.

Tabela 5.10. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para SL-1 amostras pós-compactadas.

Umidade de ensaio (%)	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância <i>a - p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R^2
wot	k1	414,7252	17,97305	23,07484	0,000000	374,0674	455,3831	0,998
	k2	0,0368	0,01914	1,92150	0,086848	-0,0065	0,0801	
	k3	0,5070	0,01187	42,71580	0,000000	0,4801	0,5338	
wot+2%	k1	54,44525	10,65390	5,11036	0,000636	30,34445	78,54605	0,990
	k2	0,17805	0,08356	2,13074	0,061947	-0,01098	0,36708	
	k3	-0,27668	0,06035	-4,58429	0,001320	-0,41321	-0,14015	
wot+1%	k1	45,10222	3,885852	11,6068	0,000001	36,31181	53,89263	0,972
	k2	0,09302	0,036494	2,5489	0,031254	0,01046	0,17557	
	k3	-0,28315	0,027002	-10,4863	0,000002	-0,34423	-0,22207	
wot-2%	k1	844,2954	103,73870	8,13867	0,000019	609,6221	1078,9690	0,946
	k2	0,2862	0,05320	5,38143	0,000444	0,1659	0,4070	
	k3	0,0425	0,03850	1,10528	0,297709	-0,0445	0,1300	
wot-1%	k1	746,5502	45,06731	16,56523	0,000000	644,6008	848,4995	0,983
	k2	0,2789	0,02622	10,63650	0,000002	0,2196	0,3382	
	k3	0,0108	0,01886	0,57319	0,580553	-0,0319	0,0535	

Tabela 5.11. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para SL-2 amostras pós-compactadas.

Umidade de ensaio (%)	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot	k1	471,8878	68,28112	6,91096	0,00007	317,4252	626,3504	0,916
	k2	0,3946	0,06284	6,27959	0,000144	0,2525	0,5368	
	k3	-0,1203	0,04516	-2,6638	0,025884	-0,2225	-0,0181	
wot +2%	k1	338,2364	19,82284	17,06296	0,00000002	293,394	383,0788	0,978
	k1	462,0266	31,10041	14,85596	0,000000	391,6726	532,3807	
	k2	0,3435	0,02924	11,74626	0,000001	0,2774	0,4097	
wot +1%	k3	-0,0576	0,02118	-2,71766	0,023698	-0,1055	-0,0096	0,950
	k1	355,5919	25,06462	14,18700	0,000000	298,8918	412,2920	
	k2	0,2445	0,03090	7,91313	0,000024	0,1746	0,3144	
wot -1%	k3	-0,0595	0,02251	-2,64156	0,026845	-0,1104	-0,0085	0,948
	k1	426,2495	30,96869	13,76388	0,000000	356,1934	496,3056	
	k2	0,2296	0,03144	7,30297	0,000046	0,1585	0,3008	
wot -2%	k3	-0,0343	0,02335	-1,46923	0,175838	-0,0871	0,0185	0,971
	k1	941,4223	88,31926	10,65931	0,000002	741,6302	1141,2143	
	k2	-0,0388	0,02937	-1,32239	0,218655	-0,1053	0,0276	
	k3	0,3859	0,04069	9,48362	0,000006	0,2939	0,4780	

Tabela 5.12. Resultado da análise Estatística para aplicação do Modelo Composto de previsão de comportamento do MR para SL-3 amostras pós-compactadas.

Umidade de ensaio (%)	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot	k1	471,8878	68,28112	6,91096	0,00007	317,4252	626,3504	0,916
	k2	0,3946	0,06284	6,27959	0,000144	0,2525	0,5368	
	k3	-0,1203	0,04516	-2,6638	0,025884	-0,2225	-0,0181	
wot+2%	k1	476,4487	42,83259	11,12351	0,000001	379,5547	573,3428	0,969
	k2	0,3891	0,03911	9,95086	0,000004	0,3007	0,4776	
	k3	-0,0753	0,02801	-2,68835	0,024864	-0,1386	-0,0119	
wot+1%	k1	379,5242	27,84133	13,63168	0	316,5427	442,5056	0,9656
	k2	0,3419	0,03171	10,78055	0,000002	0,2701	0,4136	
	k3	-0,1323	0,02285	-5,78876	0,000263	-0,184	-0,0806	
wot -1%	k1	1163,950097	162,17065	7,17731659	5,2096E-05	797,0945992	1530,80559	0,9575
	k2	0,33513814	0,06053835	5,53596456	0,00036293	0,198190886	0,47208539	
	k3	0,080172919	0,04355126	1,840886171	0,09877237	0,01834688	0,17869272	
wot -2%	k1	2500,9740	281,03160	8,89926	0,000009	1865,2370	3136,7120	0,9738
	k2	0,4140	0,04880	8,49735	0,000014	0,3040	0,5250	
	k3	0,0240	0,03520	0,66761	0,521134	-0,0560	0,1030	

Verificando os parâmetros obtidos para os solos pós-compactados sujeitos à variação de umidade pelo processo de secagem ou molhagem também se observaram algumas tendências.

Para o SL-1, os resultados obtidos indicaram que o parâmetro k_3 apresentou valores negativos para os materiais que passaram pelo processo de umedecimento, enquanto os valores para os materiais que passaram pelo processo de secagem foram extremamente baixos. Além disso, o parâmetro k_2 para o teor de umidade +1% apresentou um valor muito reduzido (0,09302), o que sugere que, nesta amostra, a tensão desvio teve uma influência significativa no valor do MR. Estes resultados refletem a sensibilidade do MR às variações de umidade e à metodologia de secagem, bem como à natureza pedológica do solo, de comportamento argiloso laterítico (LG').

Os resultados obtidos para o SL-2, os valores de k_3 foram predominantemente baixos e negativos. No entanto, a amostra que passou pelo processo de secagem com um teor de umidade -2% da umidade ótima apresentou um comportamento distinto, com um valor de k_3 mais alto e positivo, indicando uma maior influência da tensão confinante. Por outro lado, para o mesmo teor de umidade, em um cenário de compactação abaixo do teor ótimo, observou-se um comportamento oposto, com o parâmetro k_1 sendo significativamente mais alto, quase o dobro, quando comparado ao teor de umidade -1%. Este padrão não foi observado nos resultados do solo compactado.

Os indicadores obtidos para o solo SL-3 apontaram que, o parâmetro k_1 aumentou à medida que o teor de umidade ficou diminuiu. Amostras umedecidas com 2% acima do teor ótimo apresentaram um valor de k_1 superior em relação à amostra com +1%, o que difere do comportamento observado nos solos compactados com diferentes teores de umidade. Os valores de k_3 para amostras umedecidas foram baixos e negativos, o que destaca a influência significativa da tensão confinante sobre o MR, o que pode ser explicado pelo fato deste solo possuir em sua estrutura uma quantidade expressiva de areia (35%).

Percebe-se, por fim, que a variação observada evidencia a complexidade dos efeitos da umidade e da metodologia de compactação nas propriedades do solo.

Nas Figuras 5.46 até 5.49, estão ilustrados os gráficos do comportamento do MR em diferente estado de tensões e com as variações de umidade de pós-compactação, ou seja, a amostra compactada na umidade ótima e depois passaram por variações no teor de umidade.

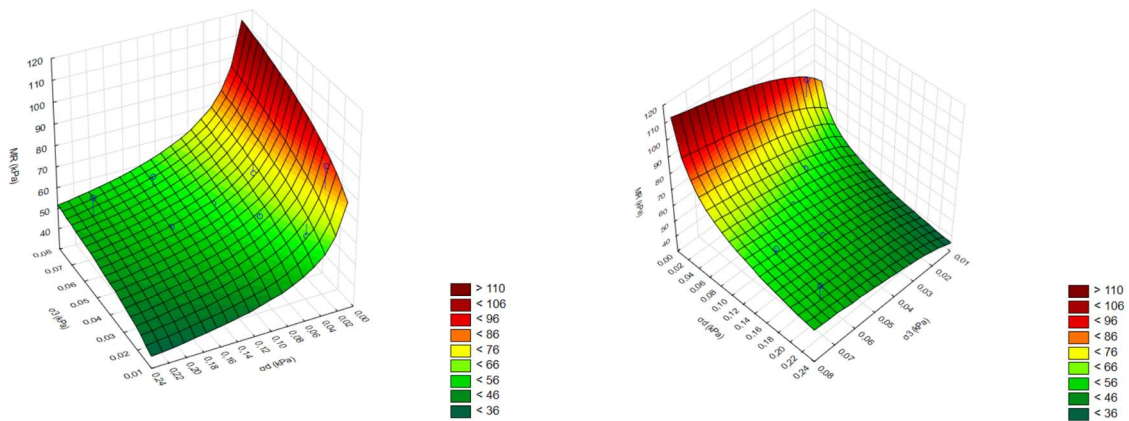


Figura 5.46. MR para umidade +2% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas

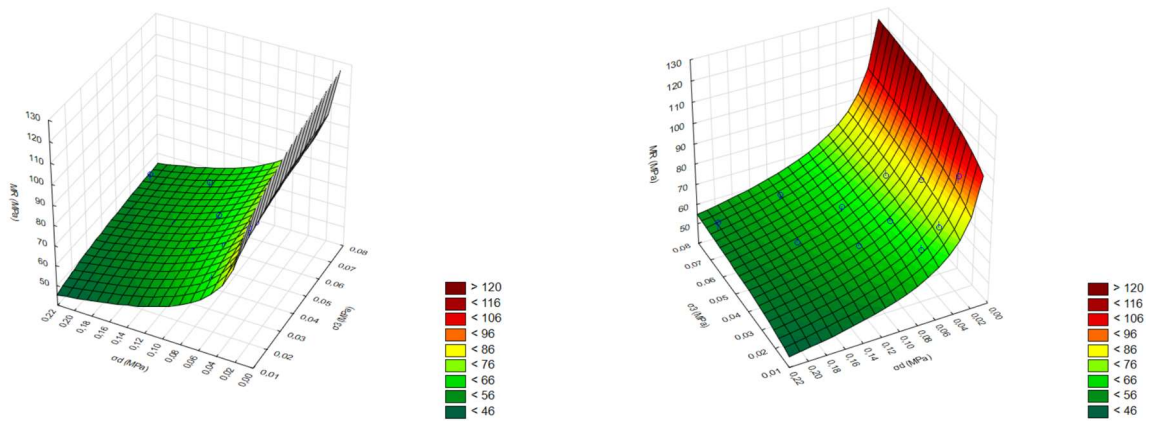


Figura 5.47. MR para umidade +1% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas

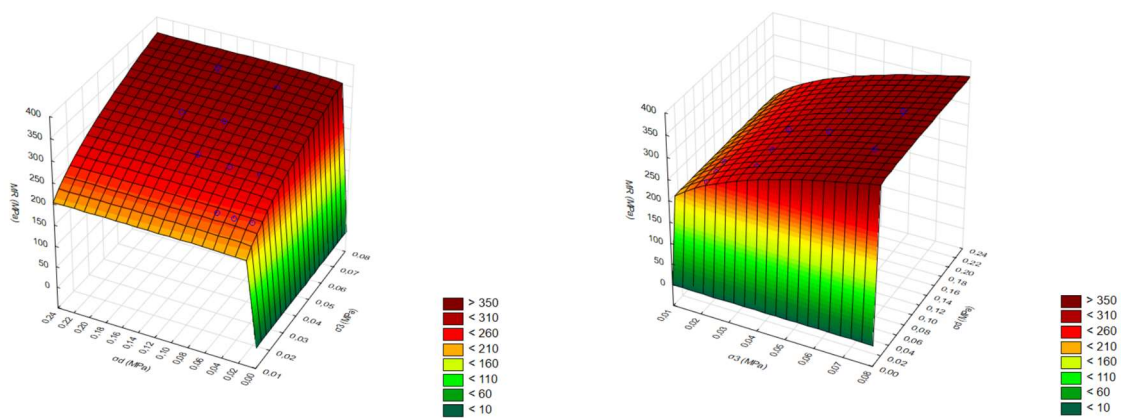


Figura 5.48. MR para umidade -1% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas

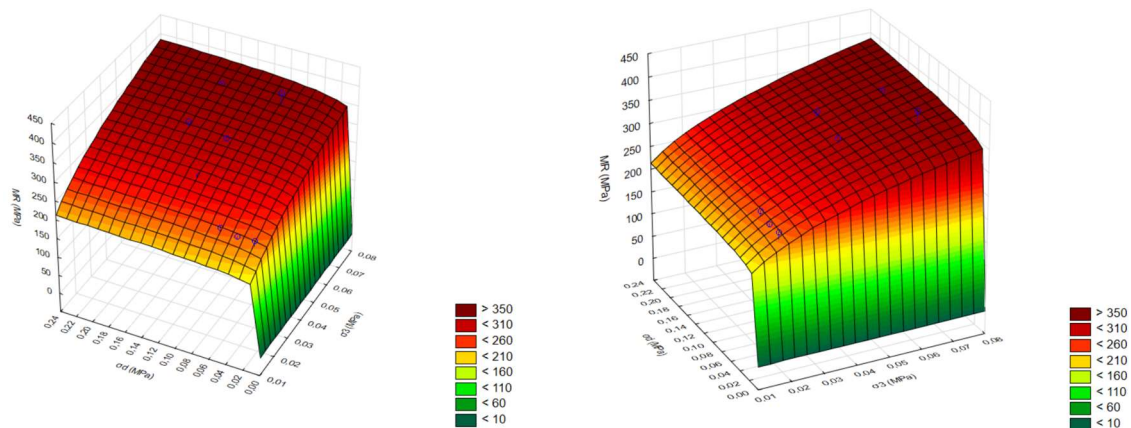


Figura 5.49. MR para umidade -2% de pós-compactação SL-1, visto em duas perspectivas

Ao analisar os gráficos do solo SL-1, nota-se que no ramo úmido ocorre uma interação maior entre as tensões desvio e confinante e o resultado do MR, no entanto a medida em que o material fica com um nível menor de umidade ocorre uma mudança de comportamento do MR do solo de modo que a tensão desvio não apresenta a mesma significação na variação do resultado do MR. Além deste aspecto, como visto anteriormente nos resultados da MR para umidade de compactação, um menor teor de umidade induz a um MR de patamar elevado.

Os gráficos apresentados nas Figuras 5.50 até 5.53 demonstram o desempenho resiliente da amostra SL-2 frente a variação de umidade pós-compactação expresso em uma relação do comportamento do MR para um determinado estado de tensões.

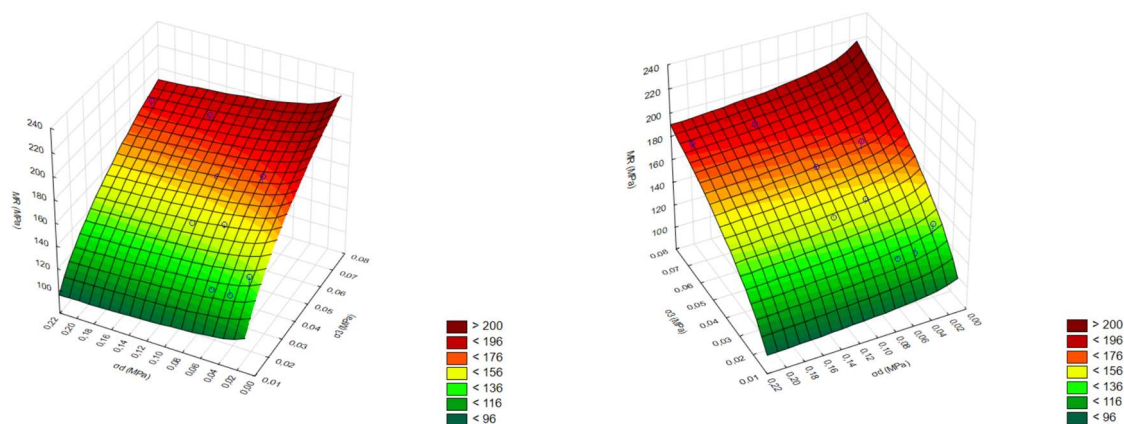


Figura 5.50. MR para umidade +2% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas.

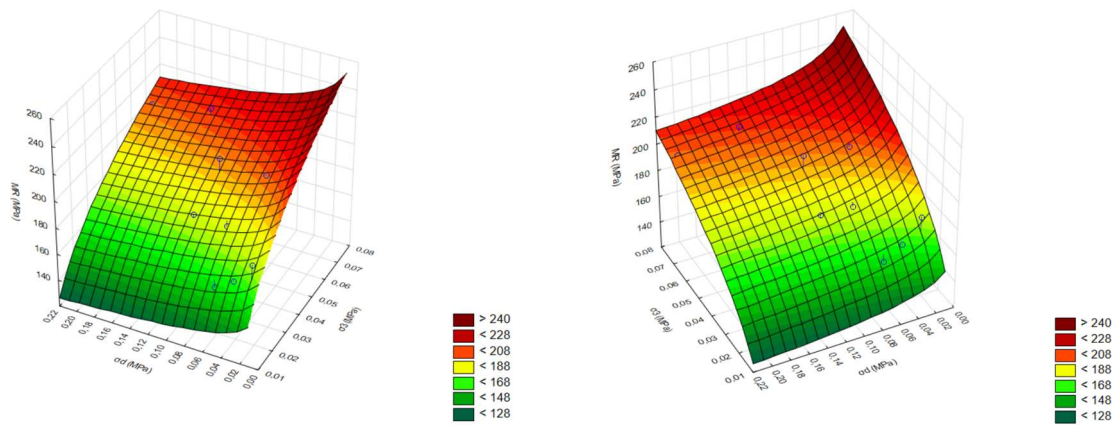


Figura 5.51. MR para umidade +1% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas.

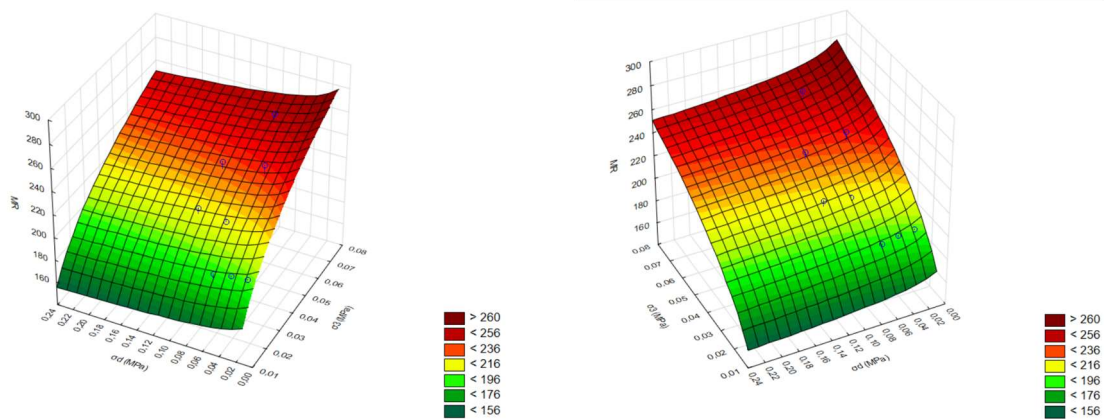


Figura 5.52. MR para umidade -1% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas.

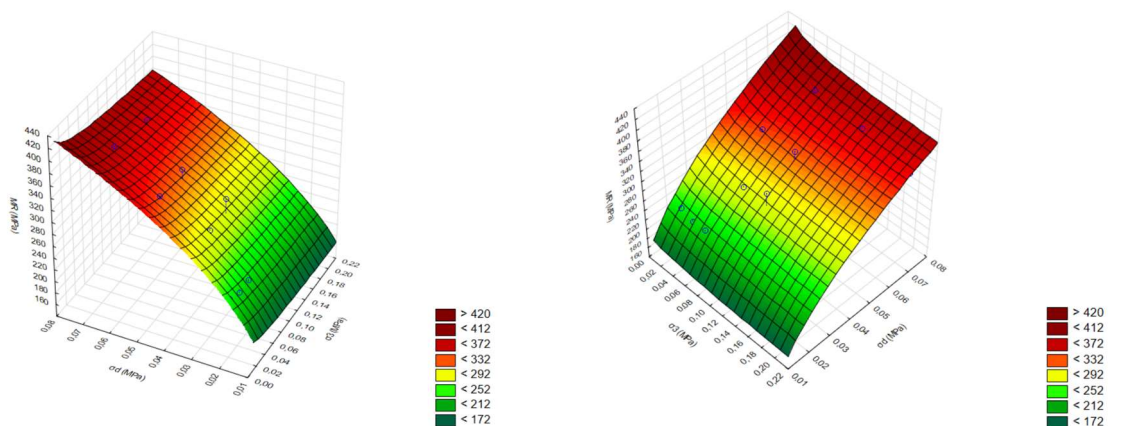


Figura 5.53. MR para umidade -2% de pós-compactação SL-2, visto em duas perspectivas

Conforme observado nas figuras anteriores, nota-se que a diminuição do teor de umidade (secagem) propiciou comportamento de MR elevado em comparação com as amostras em que

houve o umedecimento, além disso, o solo SL-2 não apresentou variações significativas quanto a dependência do estado de tensões nos diferentes teores de umidade avaliados. Os resultados para o comportamento do MR do solo SL-3 estão apresentados nas Figuras 5.54 até 5.57.

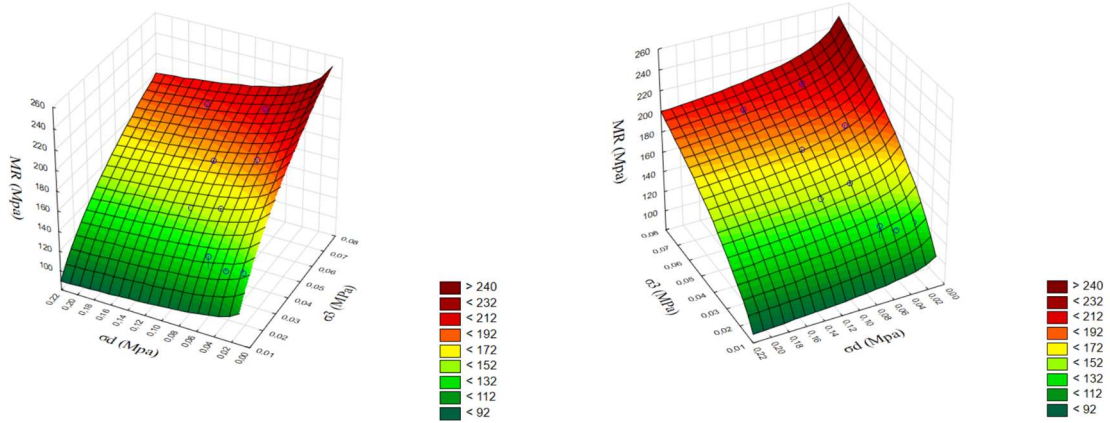


Figura 5.54. MR para umidade +2% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.

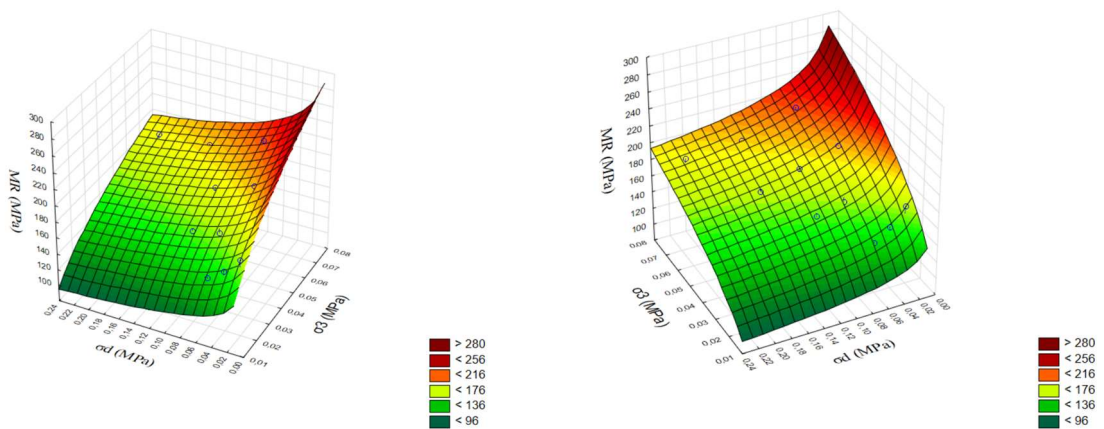


Figura 5.55. MR para umidade +1% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.

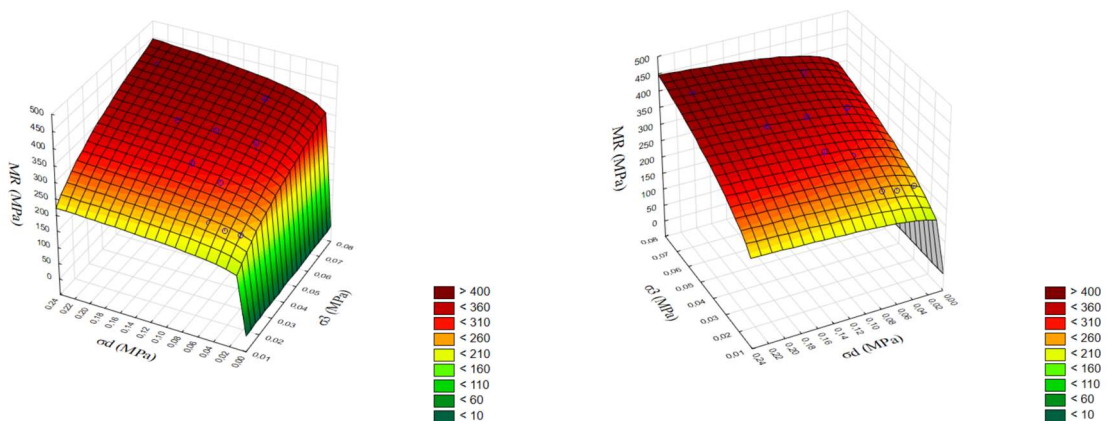


Figura 5.56. MR para umidade -1% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.

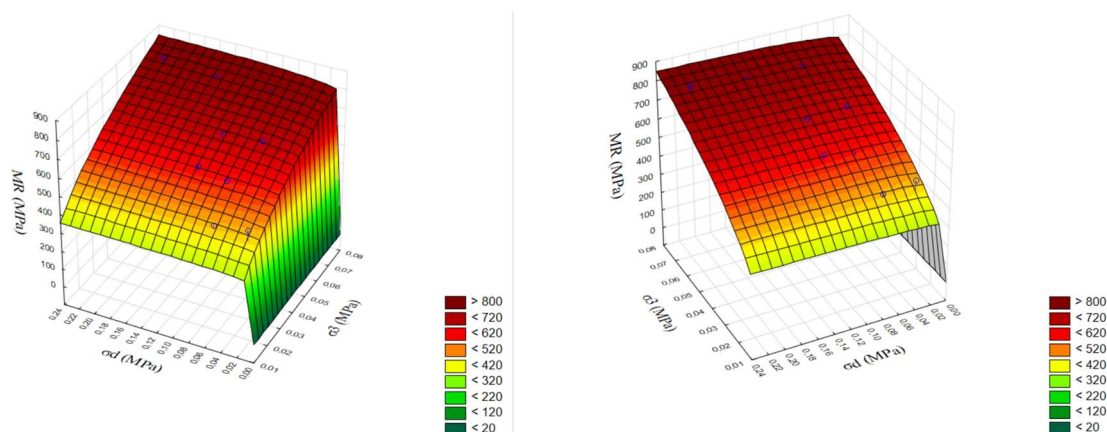


Figura 5.57. MR para umidade -2% de pós-compactação SL-3, visto em duas perspectivas.

Nota-se ao analisar os gráficos do comportamento do MR do solo SL-3 uma clara mudança de comportamento entre o ponto de umedecimento em comparação ao de secagem. Verifica-se que no ponto de umedecimento, o solo apresenta comportamento de menor resistência e com maior significância da tensão desvio, enquanto no ramo seco os resultados demonstraram maior significância da tensão confinante

Assim como na análise de compactação em diferentes teores de umidade, também foram elaborados gráficos bidimensionais (Figuras 5.58 a 5.60) para a situação de pós-compactação. Estes gráficos visam proporcionar uma compreensão mais clara dos estados de tensões informados em norma. Com estes gráficos, é possível identificar padrões e comportamentos.

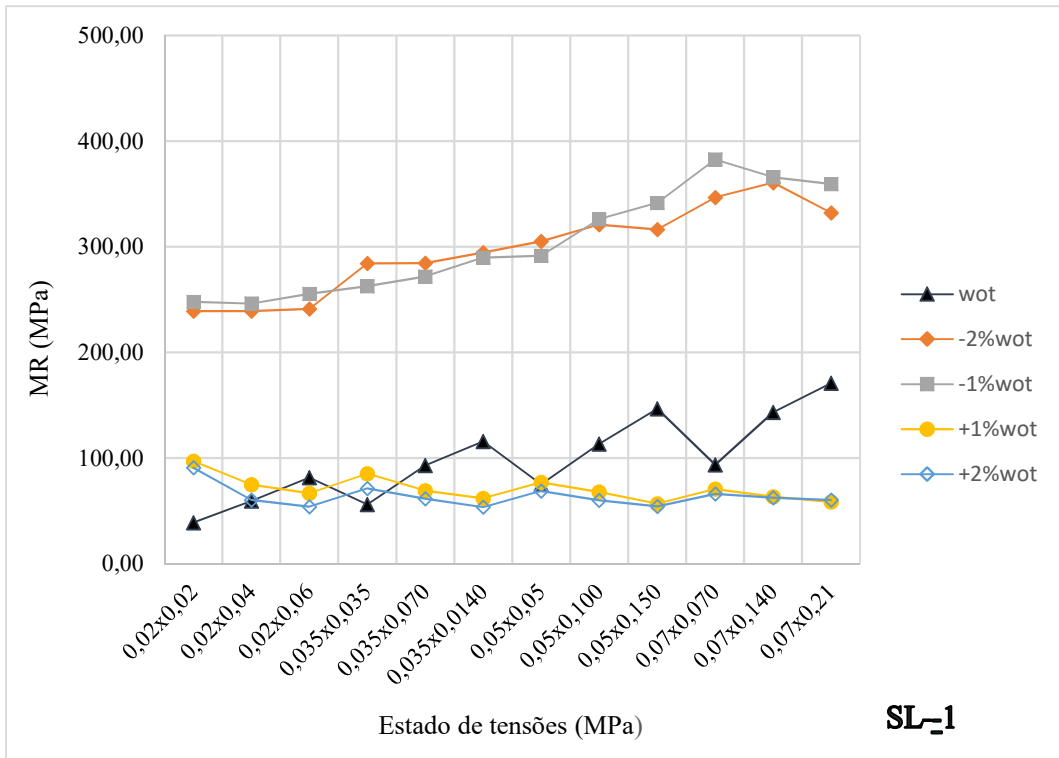


Figura 5.58. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-1 variação de umidade pós-compactação.

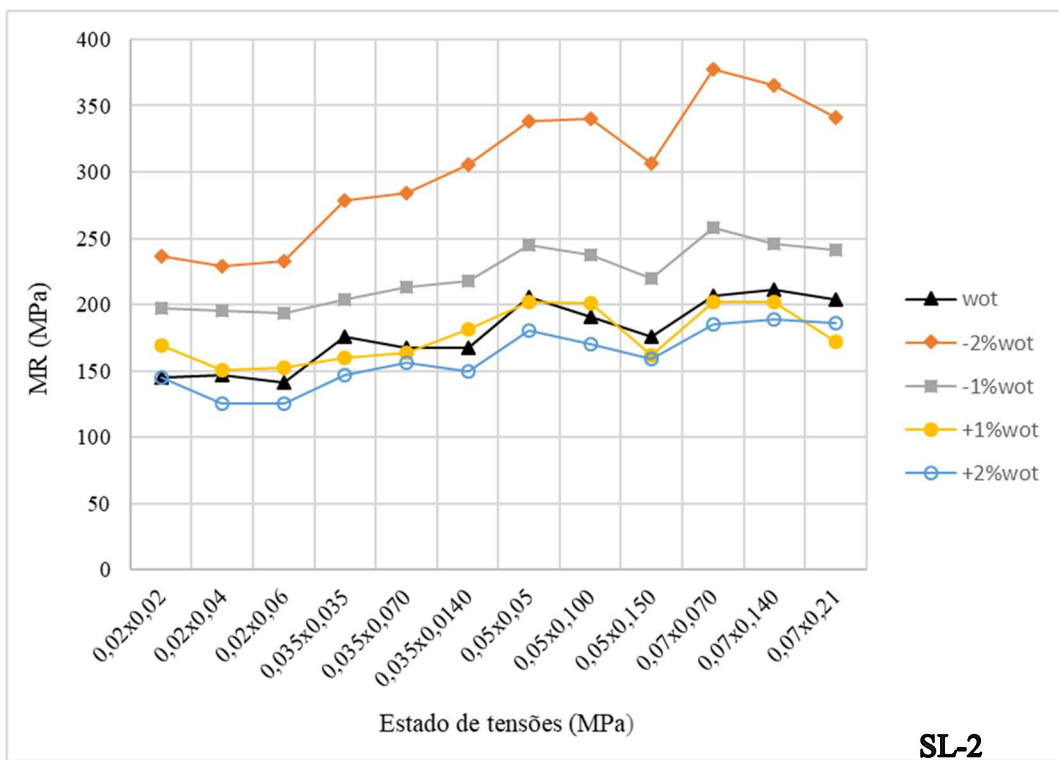


Figura 5.59. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-2 variação de umidade pós-compactação.

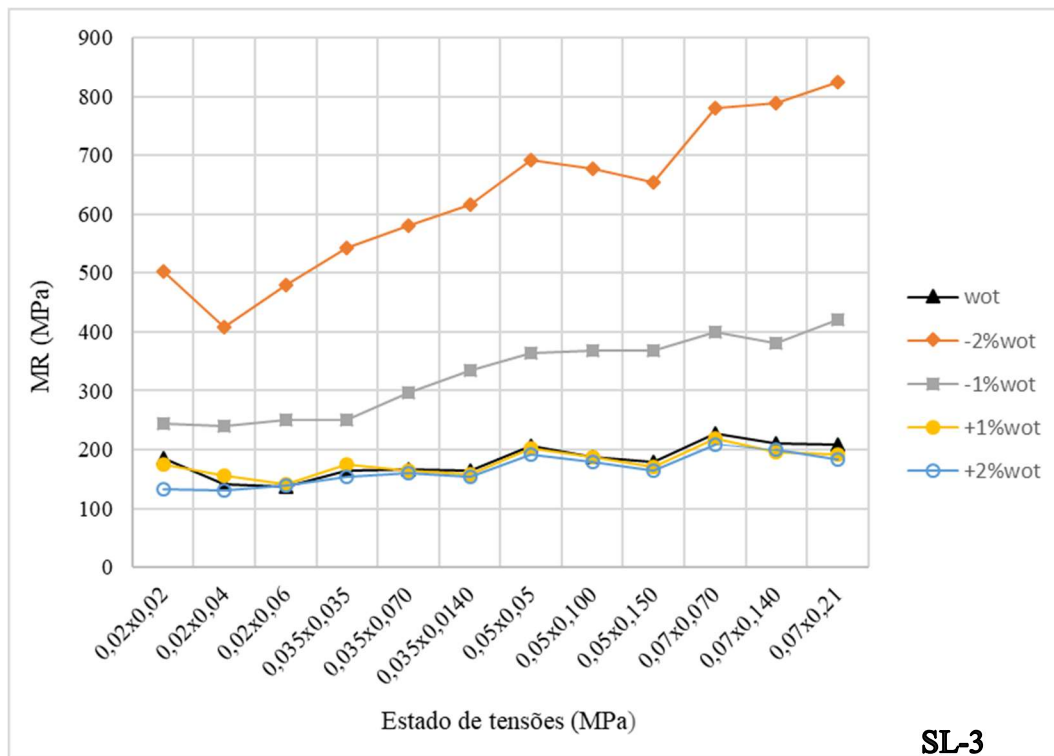


Figura 5.60. Gráfico bidimensional para fins de análise do MR SL-3 variação de umidade pós-compactação.

Pela disposição dos gráficos, constata-se, para toda a faixa de tensões simulada em laboratório, que os módulos de resiliência tendem a aumentar com a redução do teor de umidade (secagem) e a reduzir com o umedecimento pós-compactação.

Os módulos de resiliência lineares médios e típicos dos solos em estudo compactados no mesmo teor de umidade (w_{ot}) e submetidos às variações de umidade e às taxas de variações do MR em relação aos valores dos MR w_{ot} estão dispostos na Tabela 5.13.

Tabela 5.13. Valores médios e típicos dos módulos de resiliência dos solos do estudo pós-compactação.

Material	Teor de umidade de compactação (%)	MR médio (MPa)	MR típico ⁽¹⁾ (MPa)	Varição do MR _{médio} em relação ao Mr _{médio} ótimo (%)	Varição do MR _{médio} em relação ao Mr típico ótimo (%)
SL-1	19,36 (-2%wot)	303,46	326,24	206,12	187,80
	21,78 (-1%wot)	297,16	320,94	199,77	183,13
	24,3 (wot)	99,13	113,36	-	-
	26,6 (+1%wot)	70,83	67,88	-28,55	-40,12
	29,04 (+2%wot)	63,76	60,08	-35,68	-47,00
SL-2	10,5 (-2%wot)	302,99	339,77	70,27	78,34
	11,5 (-1%wot)	222,36	237,55	24,96	24,69

	12,5 (wot)	177,95	190,52	-	-
	13,5 (+1%wot)	176,31	201,30	-0,92	5,66
	14,5 (+2%wot)	159,88	169,89	-10,15	-10,83
	6,9 (-2%wot)	628,82	676,78	246,15	262,73
	7,9 (-1%wot)	326,54	367,50	79,75	96,96
SL-3	8,84 (wot)	181,66	186,58	-	-
	9,7 (+1%wot)	178,15	186,49	-1,93	-0,40
	10,6(+2%wot)	166,48	178,67	-8,36	-4,24

Nota = ⁽¹⁾ $\sigma_3 = 0,050$ MPa e $\sigma_d = 0,100$ MPa.

Analisando os dados referentes à compactação no teor de umidade ótima (w_{ot}) e, em seguida, a variação no teor de umidade por meio de trajetória de secagem e molhagem, verifica-se, imediatamente o comportamento proeminente do solo SL-1 em relação ao processo de secagem. Para este material, a perda de umidade resultou em acréscimos bastante significativos no módulo resiliente (MR), da ordem de até 206,12% para -2%wot.

Em contrapartida, o solo SL-2 apresentou os menores ganhos de rigidez nesta condição. Neste caso, o acréscimo no módulo resiliente com a redução de umidade variou de 70% a 24%, para secagens de 2% e 1%, respectivamente. O solo SL-3 apresentou um comportamento diferente, com um aumento elevado de 246,15% na secagem de -2% em relação à wot e um aumento mais moderado de cerca de 70% para o teor de -1%wot.

Destaca-se que estes ganhos de rigidez pós-compactação não devem ser analisados de forma singular, pois o comportamento de uma estrutura geotécnica não saturada em campo, como é o caso de obras de pavimentação, podem conviver com ciclos de secagem e umedecimento e isto ocasiona no solo o fenômeno de histerese, o qual não foi avaliado neste estudo.

O comportamento do solo SL-2 apresentou valores de MR muito próximos para a umidade de pós-compactação +1%wot, com uma variação de apenas 0,92% em relação ao resultado do MR na condição ótima. Para o solo SL-3, na condição de MR típico, a variação foi ainda menor, atingindo apenas 0,4% em comparação com os compactados com teor de umidade ótima, o que está intrinsecamente relacionado com o seu comportamento em relação à sua granulometria e classificação pedológica, NA' por adição de areia, respectivamente.

Ao comparar os resultados dos valores de módulo e suas variações nas amostras submetidas a diferentes variações de umidade de compactação no item 4.4.1. e na Tabela 4.9, observa-se que, para o solo SL-2, a variação do MR em relação ao teor de umidade ótima (wot) foi relativamente baixa. Na situação estudada, não houve variação superior a 30%, tanto para amostras com umidade acima quanto abaixo do teor ótimo. Em contrapartida, nas amostras pós-

compactadas, as amostras mais secas mostraram uma porcentagem mais alta de variação no MR quando submetida ao processo de secagem.

Para o solo SL-1, a comparação entre os resultados de compactação em diferentes umidades e os resultados pós-compactação revela variações semelhantes, situando-se dentro de uma faixa aproximadamente igual.

Em contraste, o solo SL-3 exibiu um aumento significativo nas variações. Na pós-compactação, a variação foi muito mais acentuada do que na compactação durante a secagem. No processo de umedecimento, os solos compactados com diferentes teores de umidade mostraram uma variação ainda maior, apresentando valores reduzidos. Entretanto, durante a pós-compactação, a variação na trajetória de umedecimento não foi tão pronunciada.

5.8.3. Análise do Módulo Resiliente com Influência da Sucção

As análises anteriores revelaram que as mudanças no teor de umidade, tanto durante a fase de compactação quanto na pós-compactação, exercem uma influência notável no comportamento resiliente dos solos examinados. Além disso, observou-se uma correlação substancial entre a sucção, a umidade e o módulo de resiliência destes materiais.

A análise até o momento baseou-se nos resultados da regressão do modelo composto proposto por Pezo *et al.* (1992). Embora os coeficientes k_1 , k_2 e k_3 tenham revelado variações no comportamento resiliente dos solos estudados com o aumento ou diminuição do teor de umidade, o modelo composto não incorpora os efeitos da sucção e das variações de umidade, tanto durante a compactação quanto na condição pós-compactado, para uma previsão do comportamento em termos de rigidez destes materiais.

Conforme discutido nos itens 2.6 e 2.9, estes efeitos são notáveis e impactam diretamente o comportamento resiliente dos solos analisados, com a sucção matricial sendo o parâmetro mais adequado para avaliar a influência das variações de umidade na rigidez dos materiais utilizados em pavimentação.

Nas Tabelas 5.14 a 5.16, estão dispostos os resultados dos parâmetros de regressões obtidos para os três solos desta pesquisa a partir dos modelos de Gonçalves (1999), Zhang *et al.* (2018) e Freitas *et al.* (2020) para os três solos desta pesquisa, compactados com diferentes teores de umidade.

Tabela 5.14. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-1.

Material	Umidade do ensaio	Modelo	Δ	k0	k1	k2	k3	k4	R ²	Sucção kPa
SL-1	wot	Gonçalves (1999)	-	-	3,585	0,523	-4,967	-	0,999	395,3
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	2,318	3,455	0,127	1,528	-	0,969	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,100	0,100	-7,049	0,644	0,732	
	wot+2%	Gonçalves (1999)	-	-	0,780	-0,371	0,799	-	0,957	280
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	2,946	0,726	0,119	-2,052	-	0,943	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,596	0,614	0,510	-0,303	0,613	
	wot+1%	Gonçalves (1999)	-	-	1,808	-0,272	-1,633	-	0,900	150
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	3,980	6,146	-0,025	-0,900	-	0,816	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-0,741	0,608	-0,423	-0,271	0,690	
	wot-1%	Gonçalves (1999)	-	-	1,161	0,081	2,053	-	0,620	36891,5
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	3,720	1,286	0,196	-0,098	-	0,958	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,789	0,196	1,572	0,170	0,952	
wot-2%	Gonçalves (1999)	-	-	2,046	0,055	1,310	-	<u>0,518</u>	17933,8	
	Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	2,046	1,168	0,157	-0,151	-	0,853		
	Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-0,285	-1,258	0,226	0,116	0,814		

Tabela 5.15. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-2.

Material	Umidade do ensaio	Modelo	Δ	k0	k1	k2	k3	k4	R ²	Sucção kPa	
SL-2	wot	Gonçalves (1999)	-	-	2,271	0,124	-1,483	-	0,562	42,62	
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	4,814	16,651	0,355	-0,257	-	0,977		
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,100	0,100	-1,935	0,288	0,961		
	wot+2%	Gonçalves (1999)	-	-	2,097	0,074	-1,485	-	0,460	38,87	
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	4,714	12,900	0,264	-0,240	-	0,949		
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	2,939	-	0,004	0,127	0,204		0,921
	wot+1%	Gonçalves (1999)	-	-	2,591	0,244	-1,194	-	0,909	18,48	
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	σ_3	14,321	25,135	-	0,079	1,989	-		0,945
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	-	-	3,067	-	3,846	0,442	0,084		0,430
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_d	-	-2,290	-	5,353	-0,665	0,244		0,909
	wot-1%	Gonçalves (1999)	-	-	2,520	0,142	1,247	-	0,602	40463,15	
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	σ_3	2,182	1,111	0,371	-0,211	-	0,988		
Freitas <i>et al.</i> (2020)		-	-	3,612	3,775	1,629	0,316	0,981			
wot-2%	Gonçalves (1999)	-	-	2,672	0,095	6,714	-	0,609	1977,74		
	Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	4,102	2,036	0,222	-0,075	-	0,943			
	Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	2,206	2,487	7,928	0,202	0,945			

Tabela 5.16. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-3.

Material	Umidade do ensaio	Modelo	Δ	k0	k1	k2	k3	k4	R ²	Sucção kPa	
SL-3	wot	Gonçalves (1999)	-	-	2,196	0,085	-	12,018	-	0,347	682,2
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	3,895	3,007	0,378	-0,381	-	0,881		
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,100	0,100	-	15,828	0,282	0,845	
	wot+2%	Gonçalves (1999)	-	-	2,416	0,091	-	19,340	-	0,394	630
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	9,705	2,299	0,372	-0,498	-	0,975		
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-0,280	1,923	-6,283	0,265	0,916		
	wot+1%	Gonçalves (1999)	-	-	0,909	0,078	-5,813	-	0,380	230	
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	11,027	3,092	0,352	-0,395	-	0,947		
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-	12,676	9,062	17,357	0,251		0,889
	wot-1%	Gonçalves (1999)	-	-	3,024	0,110	3,218	-	0,657	5433,4	
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	4,991	1,645	0,219	-0,024	-	0,925		
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	9,002	-1,600	-2,872	0,212	0,926		
wot-2%	Gonçalves (1999)	-	-	2,220	0,241	3,541	-	0,698	6000		
	Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	8,536	1,559	0,509	-0,159	-	0,975			
	Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	5,496	1,924	0,305	0,463	0,972			

Buscando analisar o comportamento da resiliência do solo frente ao efeito da sucção, realizou-se as análises aplicando os modelos matemáticos de Gonçalves (1999) e Freitas *et al.* (2020), para todos os solos da pesquisa, os resultados obtidos encontram-se ilustrados nas Figura 5.61 a 5.75.

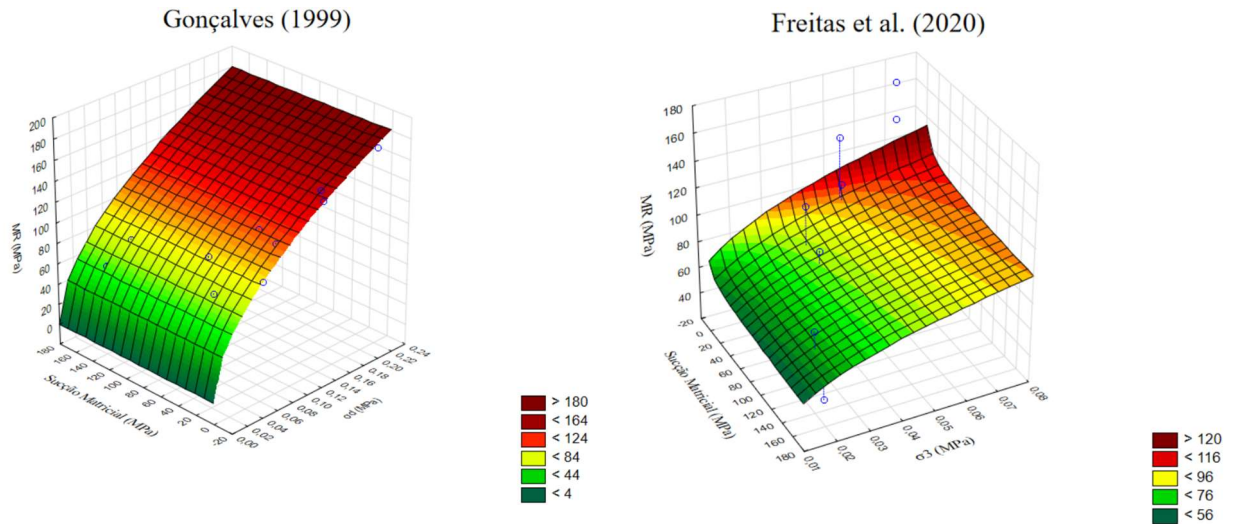


Figura 5.61. Gráfico tridimensional MR SL-1 wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

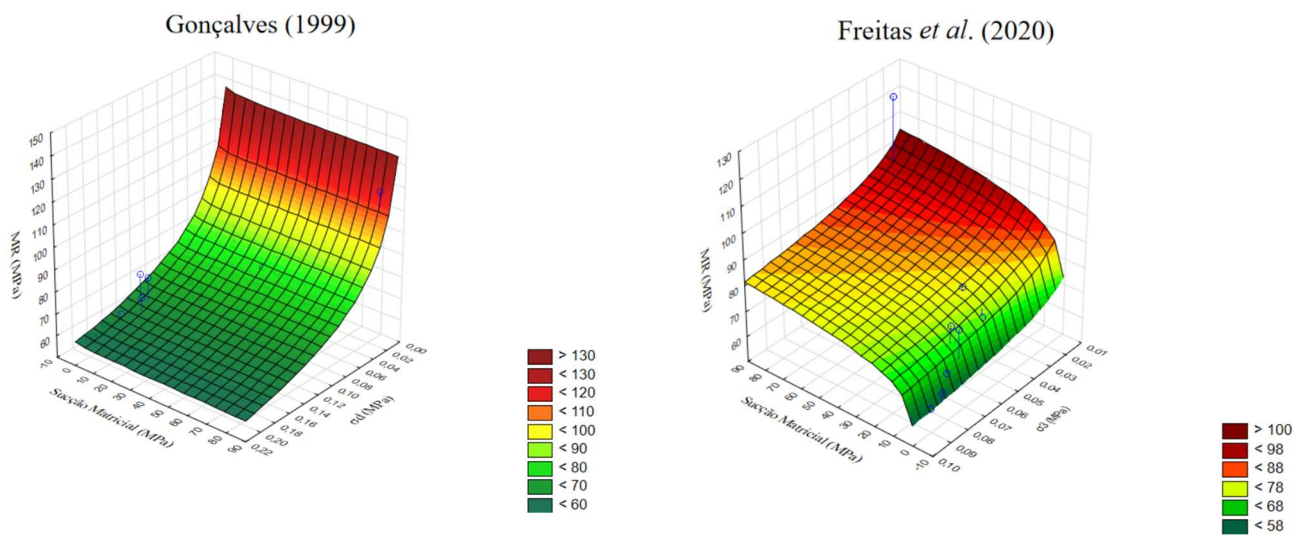


Figura 5.62. Gráfico tridimensional MR SL -1 +2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

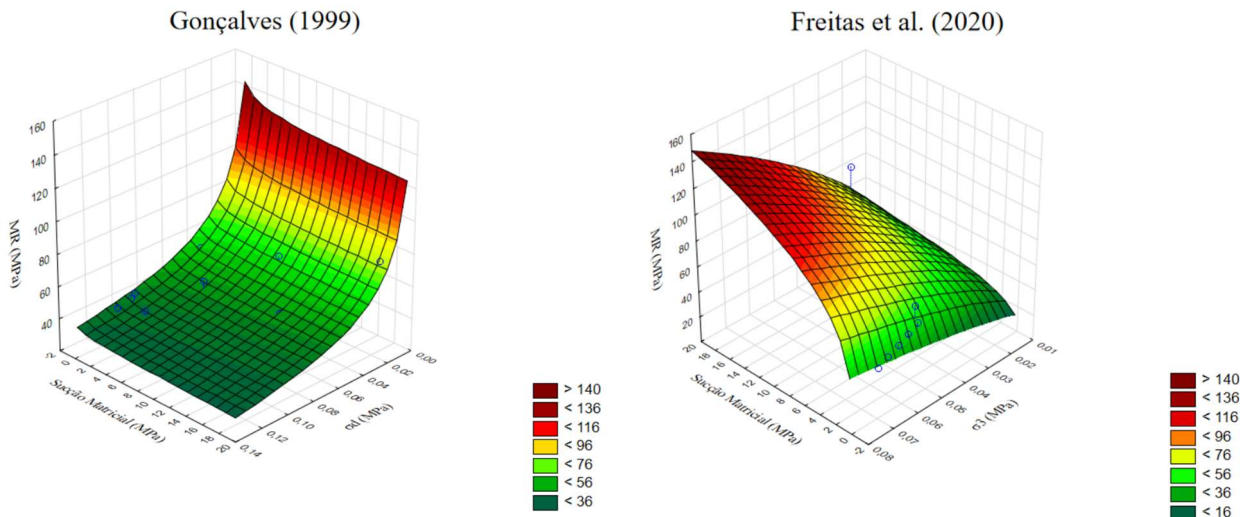


Figura 5.63. Gráfico tridimensional MR SL- 1 +1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

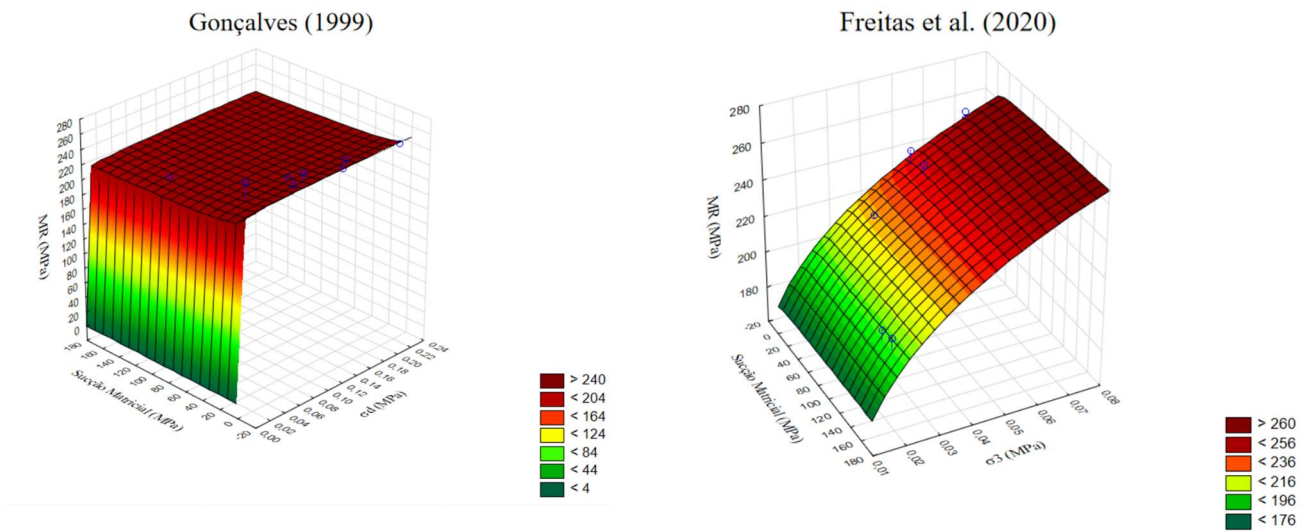


Figura 5.64. Gráfico tridimensional MR SL- 1 -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

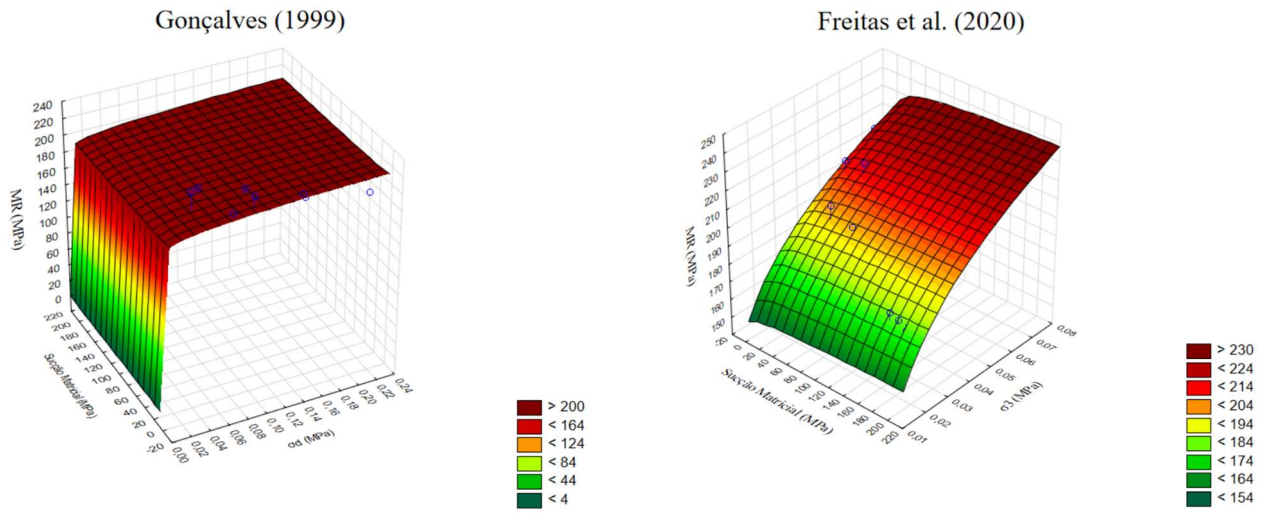


Figura 5.65. Gráfico tridimensional MR SL-1 -2% wt. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

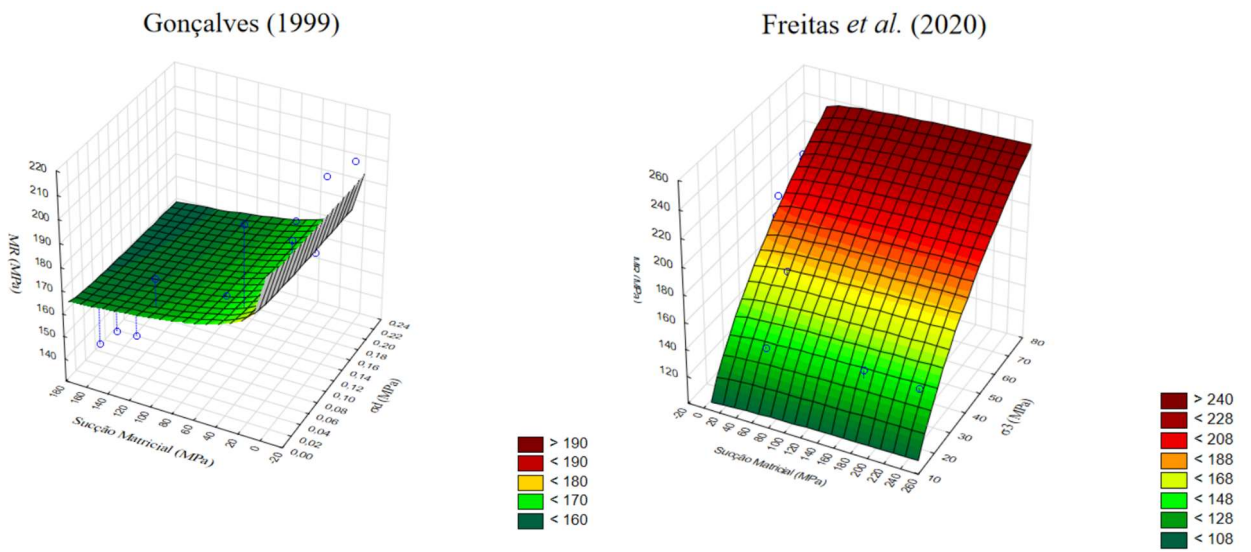


Figura 5.66. Gráfico tridimensional MR SL-2 wt. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

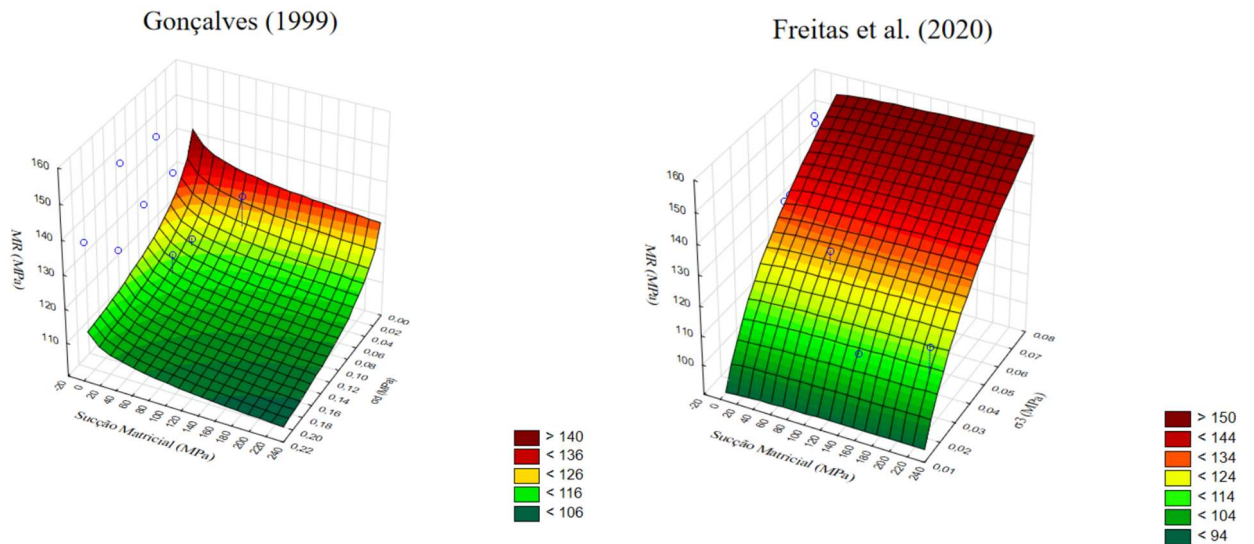


Figura 5.67. Gráfico tridimensional MR SL-2 +2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

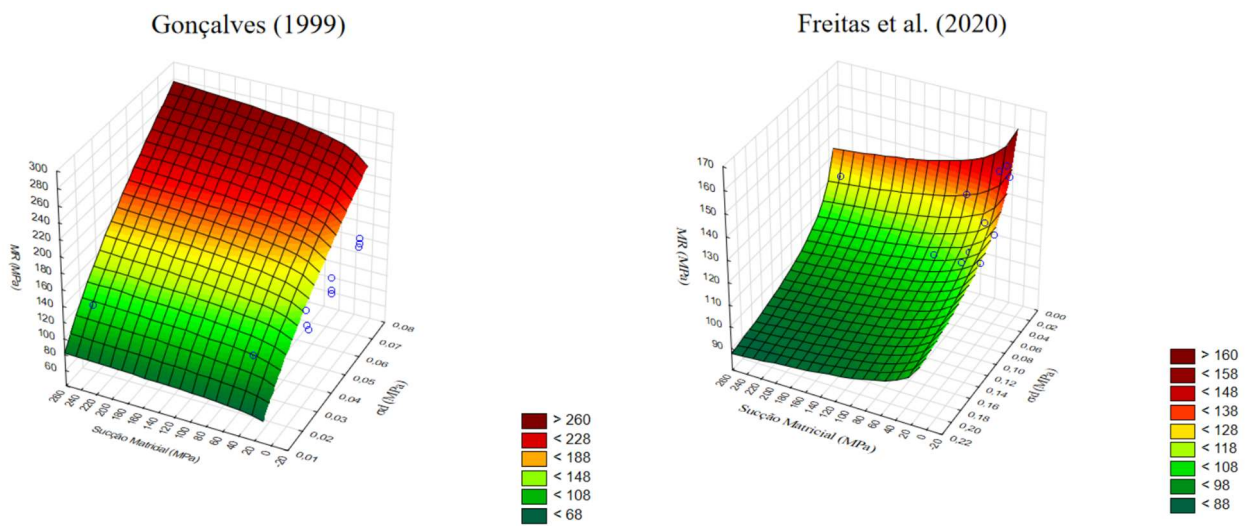


Figura 5.68. Gráfico tridimensional MR SL-2 +1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

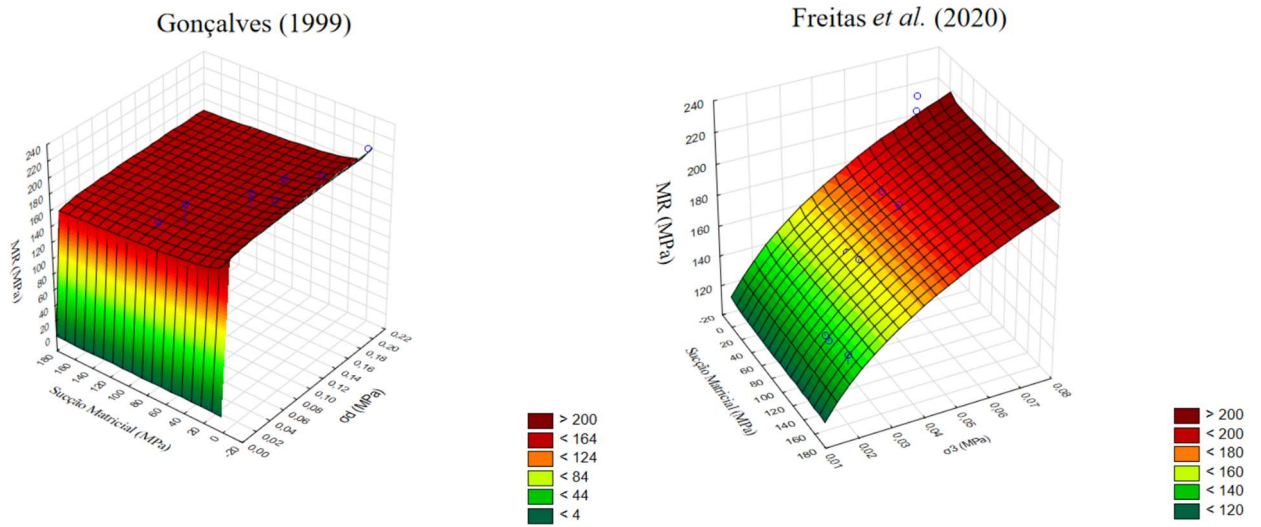


Figura 5.69. Gráfico tridimensional MR SL-2 -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

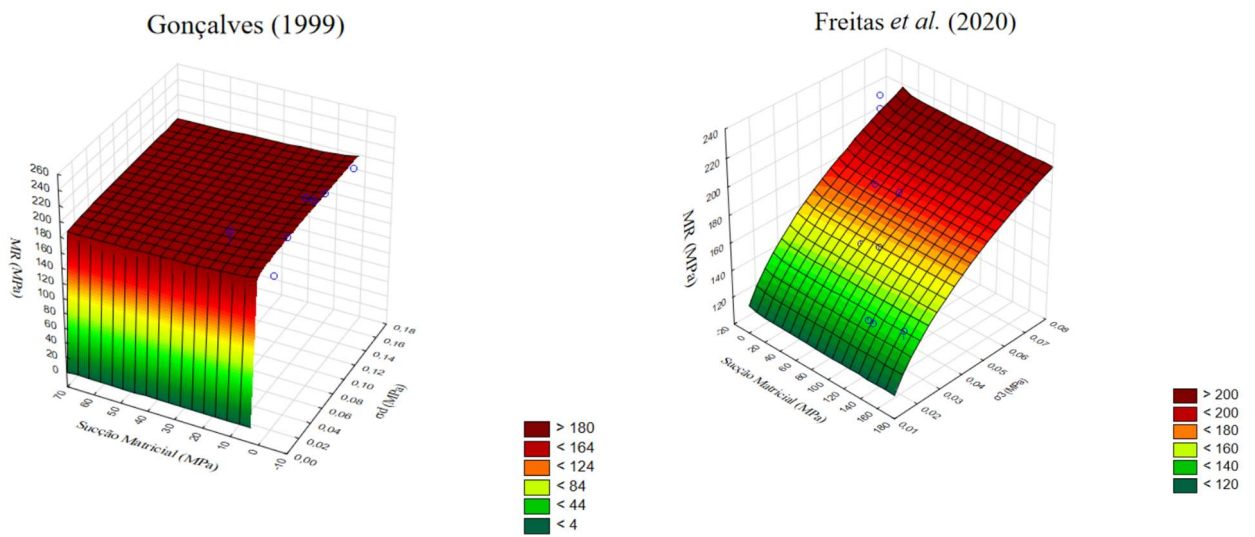


Figura 5.70. Gráfico tridimensional MR SL-2 -2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

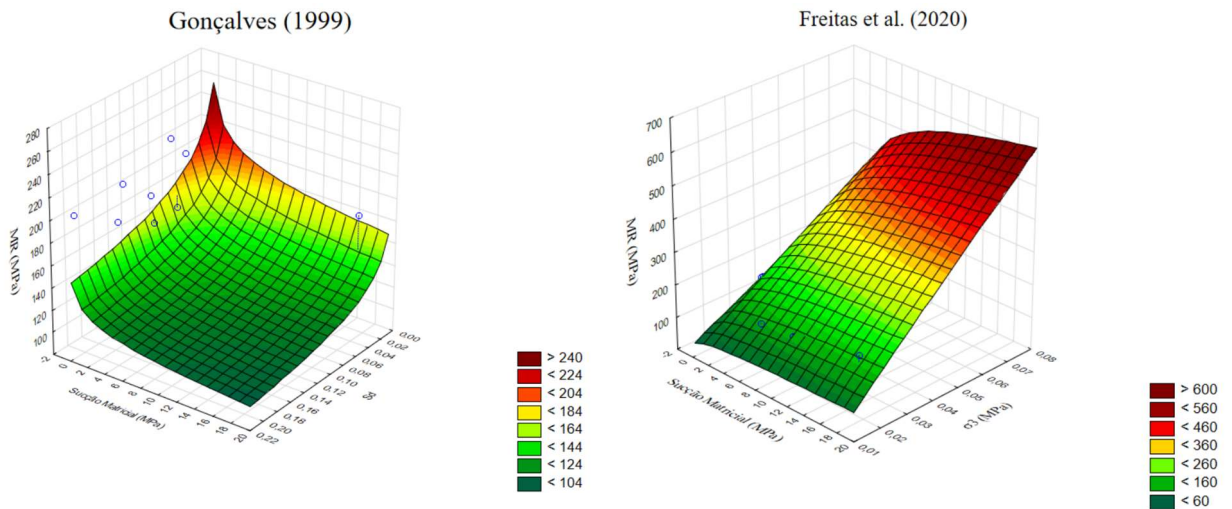


Figura 5.71. Gráfico tridimensional MR SL-3 wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

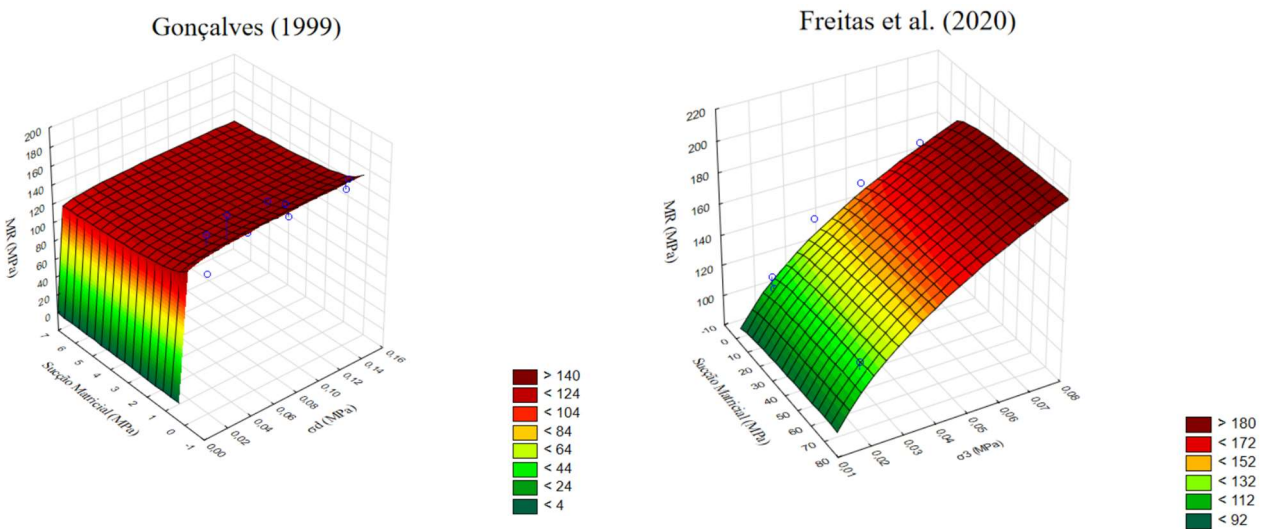


Figura 5.72. Gráfico tridimensional MR SL-3 +2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

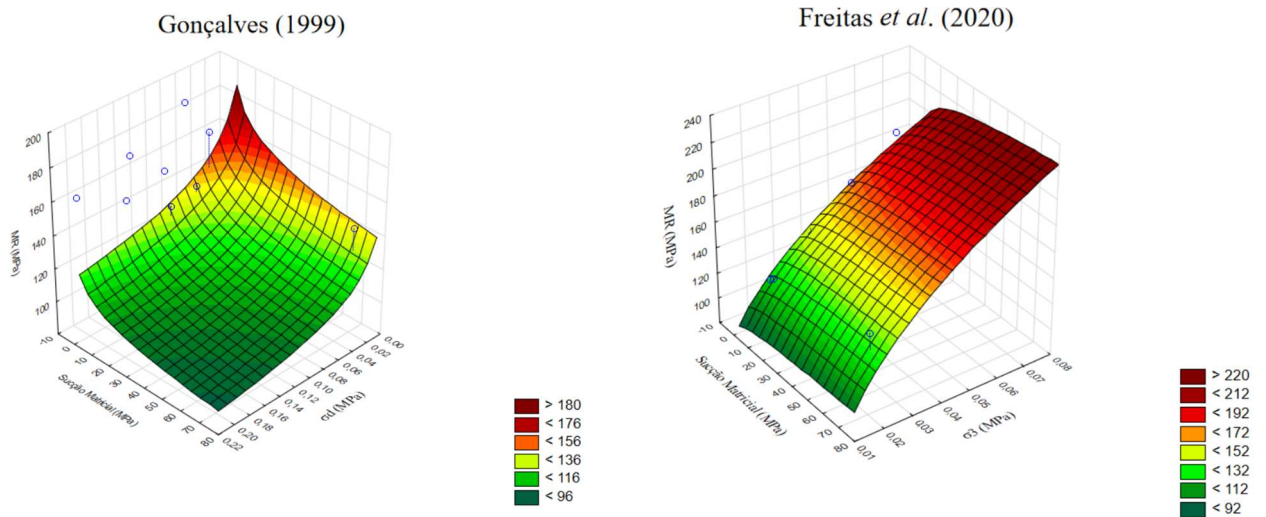


Figura 5.73. Gráfico tridimensional MR SL-3 +1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

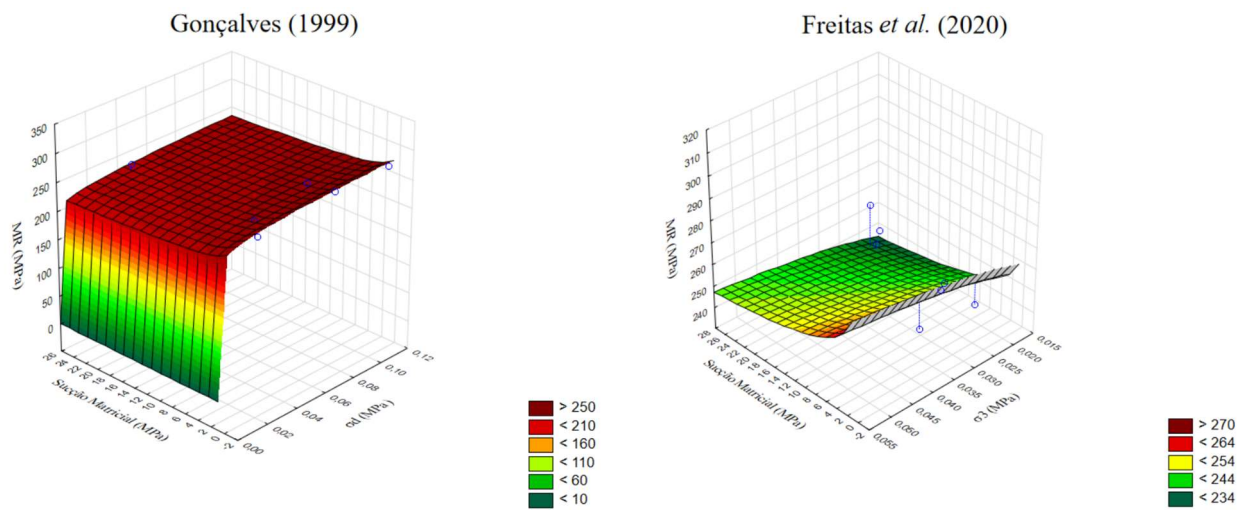


Figura 5.74. Gráfico tridimensional MR SL-3 -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

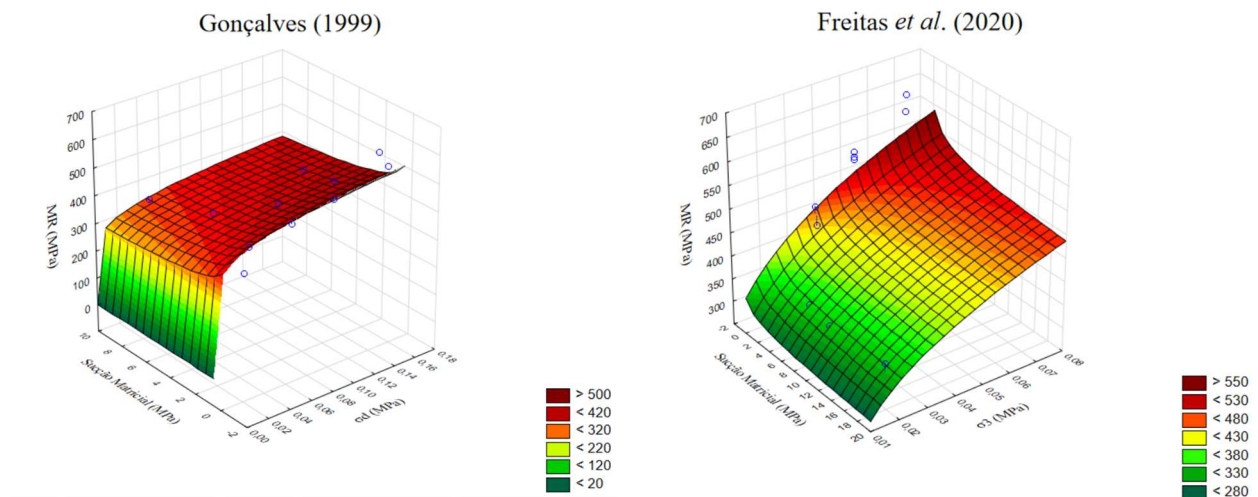


Figura 5.75. Gráfico tridimensional MR SL-3 -2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

Ao aplicar os modelos matemáticos que incorporam em suas variáveis a sucção, nota-se que apesar das diferenças entre as expressões matemáticas, cada uma apresenta suas especificidades com as quais podem se enquadrar melhor para determinadas quantidades de água, conforme verificado anteriormente.

No SL-1, os resultados para o teor de umidade ótima de compactação demonstraram uma excelente adequação aos modelos de Gonçalves (1999) e Zhang *et al.* (2018), com coeficientes de determinação (R^2) superiores a 0,95. No entanto, o modelo de Freitas *et al.* (2020) apresentou um R^2 de 0,732, o que pode ser atribuído à maior dependência na tensão de desvio, uma vez que a modelagem de Freitas *et al.* (2020) nessa análise considerou a tensão confinante.

Para a compactação acima do teor ótimo, observou-se um comportamento semelhante: os dois primeiros modelos se ajustaram bem aos dados, enquanto o modelo de Freitas *et al.* (2020) exibiu uma diminuição no coeficiente de determinação com o aumento do teor de umidade de compactação.

Por outro lado, para a compactação abaixo do teor ótimo, o cenário foi diferente. O modelo de Gonçalves (1999) apresentou uma baixa adequação, com R^2 inferior a 0,60 para a compactação com -2% do teor ótimo de umidade. Em contraste, o modelo de Freitas *et al.* (2020) demonstrou uma boa adequação, com R^2 de 0,81 e 0,952 para umidades de -2% e -1%, respectivamente. No entanto, esse comportamento não seguiu a mesma tendência observada para teores superiores ao ótimo, onde uma maior compactação geralmente resultava em um melhor ajuste. O teor -1% apresentou resultado melhor enquanto o de -2% teve R^2 de 0,814.

Os valores de k_4 , diretamente ligada a tensão confinante no modelo de Freitas et al. (2020) para os resultados no ramo úmido apresentaram valores negativos, enquanto no ramo seco apresentou valor positivo. Evidenciando sua maior correlação com a tensão confinante para umidade abaixo do teor ótimo.

Os resultados com a inclusão do parâmetro de sucção para o SL-1, apresentou comportamento similar ao dos resultados do modelo de Pezo *et al.* (1992), para os mesmos dados, observando a Tabela 5.7, maior correlação dos resultados do MR para tensão confinante

Para o SL-2, o modelo de Gonçalves (1999) apresentou coeficientes de determinação (R^2) abaixo de 0,61 para todas as variações do teor de umidade, exceto para a amostra compactada a 1% acima do teor ótimo, que mostrou um R^2 superior a 0,90. Por outro lado, o modelo de Zhang et al. (2018), que considera ambas as tensões, revelou resultados consistentes, com R^2 acima de 0,94 em todas as condições avaliadas.

O modelo de Freitas et al. (2020) demonstrou uma boa correlação para o teor ótimo e para as amostras compactadas abaixo deste teor, com R^2 superiores a 0,90, indicando uma forte relação com a tensão confinante. No entanto, foi observada uma divergência significativa para as amostras compactadas acima do teor ótimo. A amostra compactada a +2% do teor ótimo apresentou uma boa correlação com o modelo, com um coeficiente de 0,92, enquanto a amostra compactada a +1% do teor ótimo apresentou um R^2 de apenas 0,43.

Dado que este último valor foi inferior a 0,50, foi necessário ajustar a variável da tensão que mais correlacionava com o módulo de resiliência (MR). Após substituir a tensão confinante pela tensão de desvio, obteve-se um coeficiente de 0,90, indicando que, para a amostra compactada apenas 1% acima do teor ótimo, a maior correlação do MR é com a tensão de desvio. Em contraste, para a amostra mais úmida (+2%), a influência da tensão confinante foi mais significativa.

Esse comportamento foi corroborado pelo modelo composto apresentado na Tabela 5.8. Para o teor de umidade de compactação a +1%, observou-se que o coeficiente k_2 (associado à tensão confinante) foi negativo, enquanto o coeficiente k_3 (associado à tensão de desvio) foi positivo. Este foi o único teor de umidade que apresentou esse comportamento específico; mesmo o teor de +2% acima do ótimo manteve a correlação com a tensão de desvio.

Para o SL-3, o modelo de 1 teve R^2 muito baixo 0,347 evidenciando que ele não tem uma boa correlação com os dados desse material principalmente no ramo úmido. No ramo seco ainda não se obteve resultados satisfatórios, porém os valores de R^2 foram superiores a 0,6.

Os modelos 1 e 2 conseguiram apresentar uma boa correlação em todos os teores de umidade. Apresentando comportamento similar aos resultados do modelo composto Tabela 5.9

Seguindo a mesma metodologia, foram modelados os dados para as amostras que passaram por variação de umidade pós-compactação. Os resultados encontram-se nas Tabelas 5.17 a 5.19.

Tabela 5.17. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-1 pós-compactação.

Material	Umidade do ensaio	Modelo	Δ	k0	k1	k2	k3	k4	R ²	Sucção (kPa)
SL-1	wot	Gonçalves (1999)	σ_d	-	3,585	0,523	-4,967	-	0,999	395,3
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	2,318	3,455	0,127	1,528	-	0,969	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,100	0,100	-7,049	0,644	0,732	
	wot+2%	Gonçalves (1999)	-	-	1,446	-0,185	-2,587	-	0,747	58,7
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	2,857	4,224	0,096	-0,777	-	0,633	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,737	0,180	-0,885	-0,076	0,226	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_d	-	-0,077	-0,959	0,587	-0,185	0,747	
	wot+1%	Gonçalves (1999)	-	-	1,609	-0,234	-1,373	-	0,951	82,6
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	3,628	8,036	0,038	-0,947	-	0,879	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-1,423	0,889	0,403	-0,174	0,524	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_d	-	-0,693	0,268	-0,745	-0,234	0,951	
	wot-1%	Gonçalves (1999)	-	-	3,618	0,157	1,793	-	0,728	14580,3
Zhang <i>et al.</i> (2018)		-	3,754	1,325	0,304	-0,050	-	0,983		
Freitas <i>et al.</i> (2020)		σ_3	-	0,980	-2,254	-1,149	0,289	0,982		
wot-2%	Gonçalves (1999)	-	-	3,159	0,191	1,369	-	0,752	36891,5	
	Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	4,067	1,086	0,309	0,069	-	0,946		
	Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,993	0,263	0,845	0,327	0,938		

Tabela 5.18. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-2 pós-compactação.

Material	Umidade do ensaio	Modelo	Δ	k0	k1	k2	k3	k4	R ²	Sucção (kPa)
SL-2	wot	Gonçalves (1999)	-	-	2,27	0,12	-1,48	-	0,56	42,6
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	4,81	16,65	0,35	-0,26	-	0,98	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,10	0,10	-1,93	0,29	0,96	
	wot+2%	Gonçalves (1999)	-	-	2,62	0,13	-0,97	-	0,57	10,2
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	4,35	60,55	0,33	-0,18	-	0,95	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-0,25	-0,51	-1,42	0,28	0,95	
	wot+1%	Gonçalves (1999)	-	-	2,91	0,05	-1,01	-	0,29	15
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	σ_3	5,21	42,11	0,27	-0,38	-	0,80	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	-	-	-0,19	0,24	-1,26	0,17	0,71	
	wot-1%	Gonçalves (1999)	-	-	2,90	0,09	-4,01	-	0,56	320
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	σ_3	6,67	4,05	0,25	-0,19	-	0,95	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	-	-	3,10	9,79	0,57	0,20	0,94	
wot-2%	Gonçalves (1999)	-	-	3,20	0,17	2,45	-	0,62	7621,92	
	Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	3,58	1,55	0,42	-0,26	-	0,98		
	Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	4,38	-3,97	-4,86	0,35		0,97		

Tabela 5.19. Parâmetros de regressões obtidos para modelos de MR SL-3 pós-compactação.

Material	Umidade do ensaio	Modelo	Δ	k0	k1	k2	k3	k4	R ²	Sucção (kPa)
SL-3	wot	Gonçalves (1999)	-	-	2,196	0,085	-12,2	-	0,347	682,24
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	3,895	3,007	0,378	-0,38	-	0,881	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,100	0,100	-15,83	0,282	0,845	
	wot+2%	Gonçalves (1999)	-	-	2,491	0,127	-1,967	-	0,532	100
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	6,257	8,085	0,411	-0,373	-	0,980	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	0,535	2,104	-1,295	0,314	0,944	
	wot+1%	Gonçalves (1999)	-	-	1,416	0,045	-9,691	-	0,235	140
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	7,765	2,832	0,328	-0,466	-	0,927	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-3,897	-0,565	-4,962	0,213	0,822	
	wot-1%	Gonçalves (1999)	-	-	3,466	0,254	-49,274	-	0,802	890
		Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	5,389	2,714	0,366	0,165	-	0,957	
		Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	2,584	3,350	-74,608	0,409	0,942	
wot-2%	Gonçalves (1999)	-	-	3,927	0,238	3,299	-	0,728	5600	
	Zhang <i>et al.</i> (2018)	-	5,979	1,689	0,429	0,027	-	0,974		
	Freitas <i>et al.</i> (2020)	σ_3	-	-1,237	-1,178	4,617	0,436	0,972		

Os gráficos do comportamento do MR em relação ao estado de tensões variado obtidos pelo ensaio e aplicado ao modelo matemáticos escolhido em amostras pós-compactadas serão apresentados a seguir. Os gráficos do SL -1 estão exibidos nas Figuras 5.76 a 5.79.

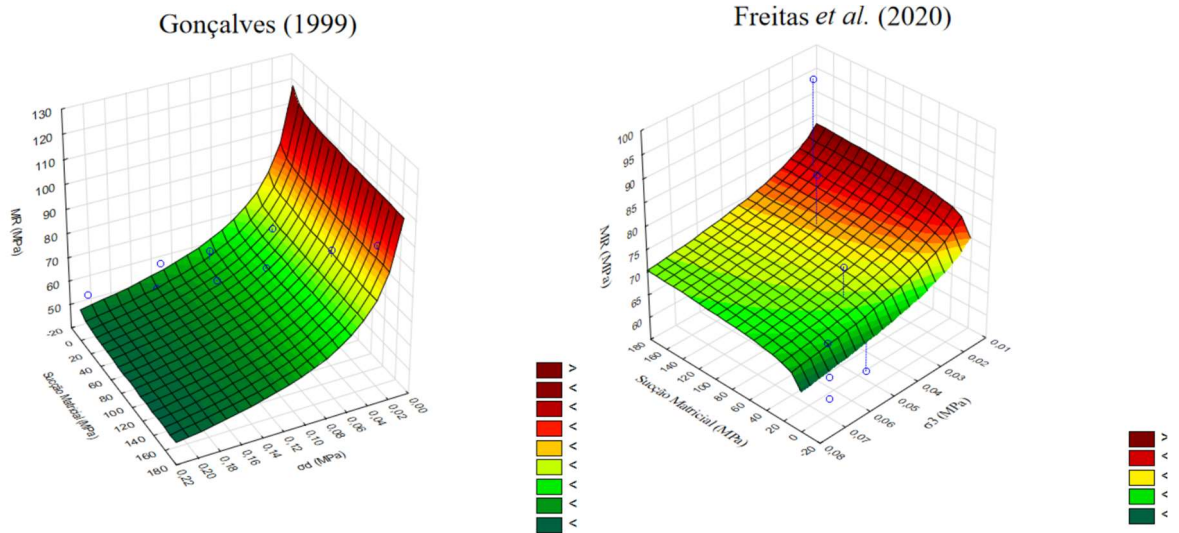


Figura 5.76. Gráfico tridimensional MR SL-1 pós-compactado +2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

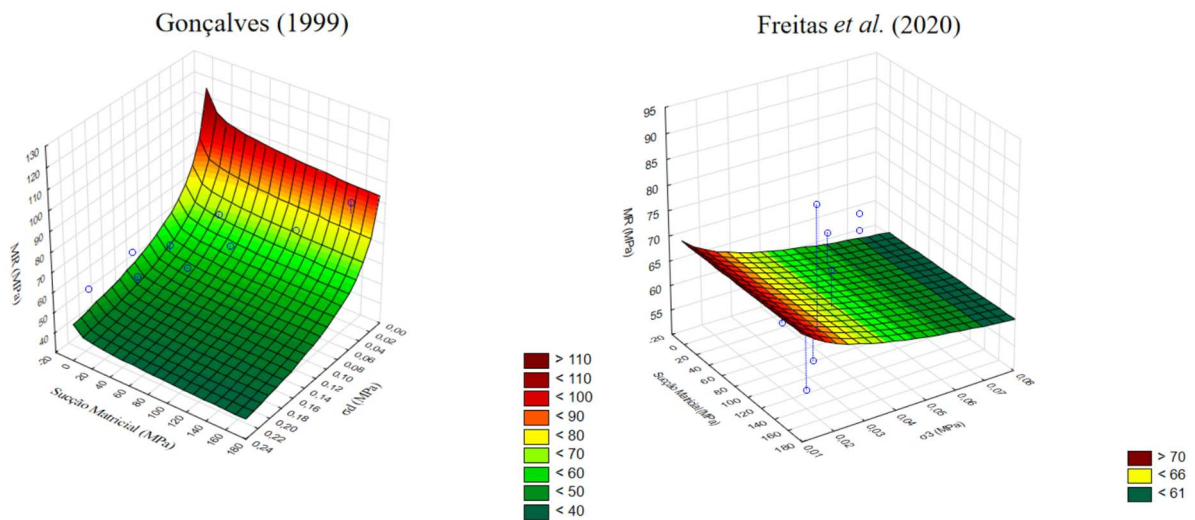


Figura 5.77. Gráfico tridimensional MR SL-1 pós-compactado +1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

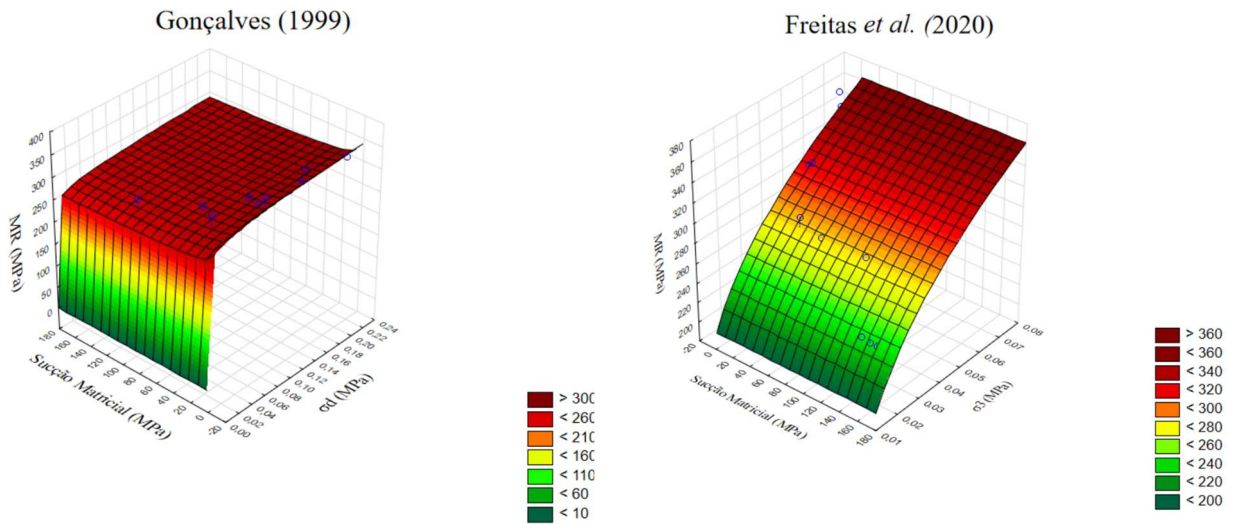


Figura 5.78. Gráfico tridimensional MR-SL-1 pós-compactado -1% wat. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

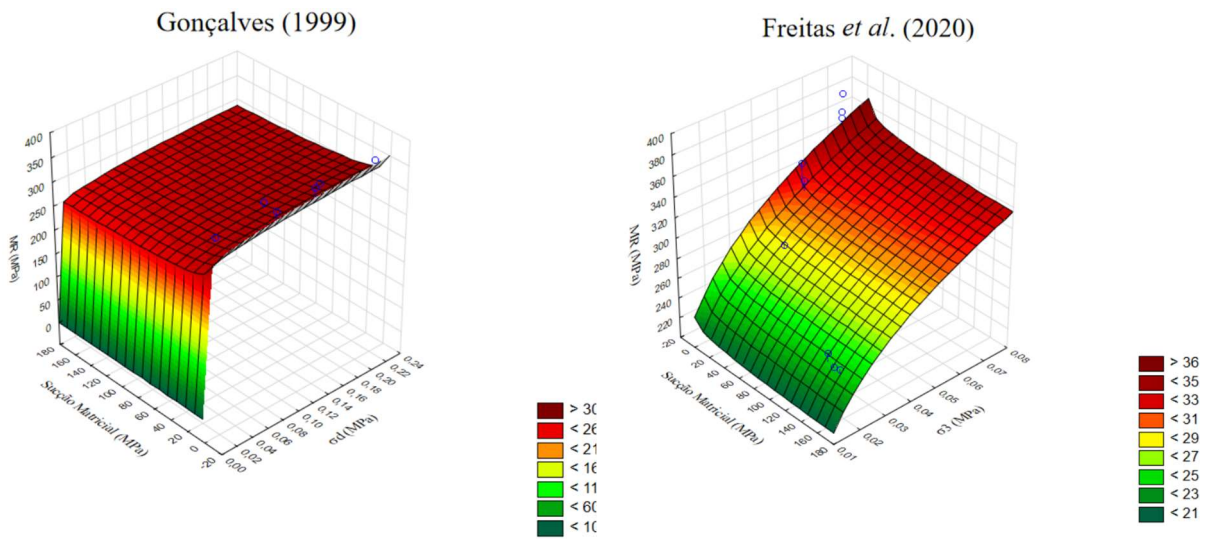


Figura 5.79. Gráfico tridimensional MR-SL-1 pós-compactado -2% wat. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

Os gráficos referentes ao Solo SL-2 estão apresentados nas Figuras 5.80 a 5.83.

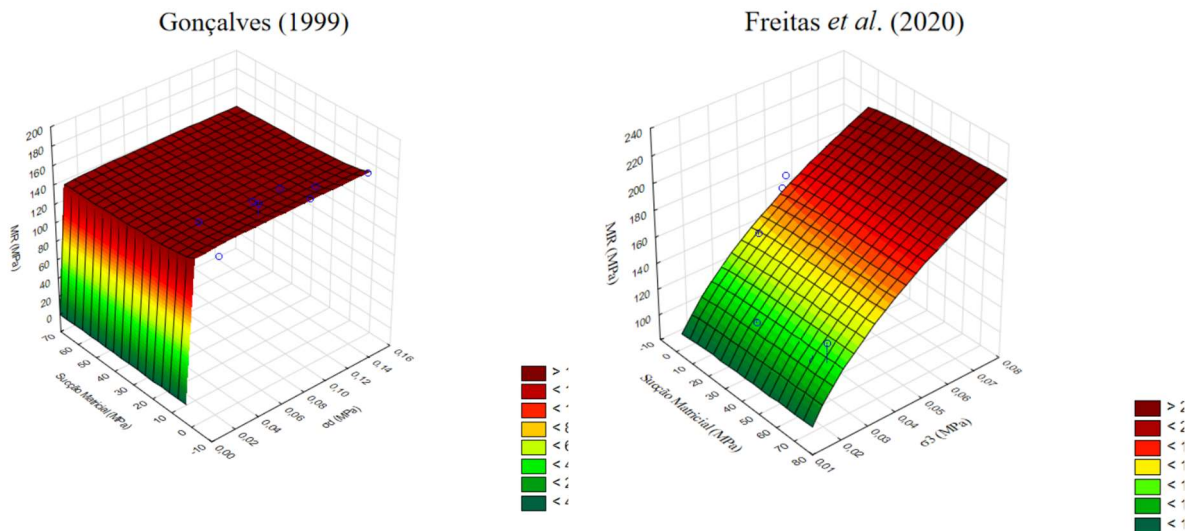


Figura 5.80. Gráfico tridimensional MR SL-2 pós-compactado +2% wat. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

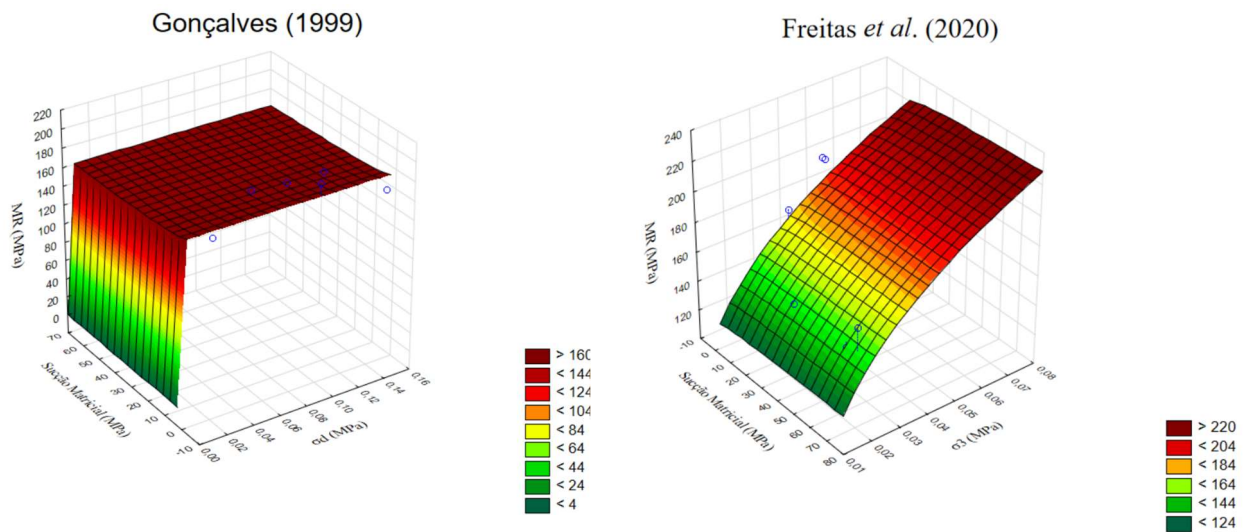


Figura 5.81. Gráfico tridimensional MR SL-2 pós-compactado +1% wat. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

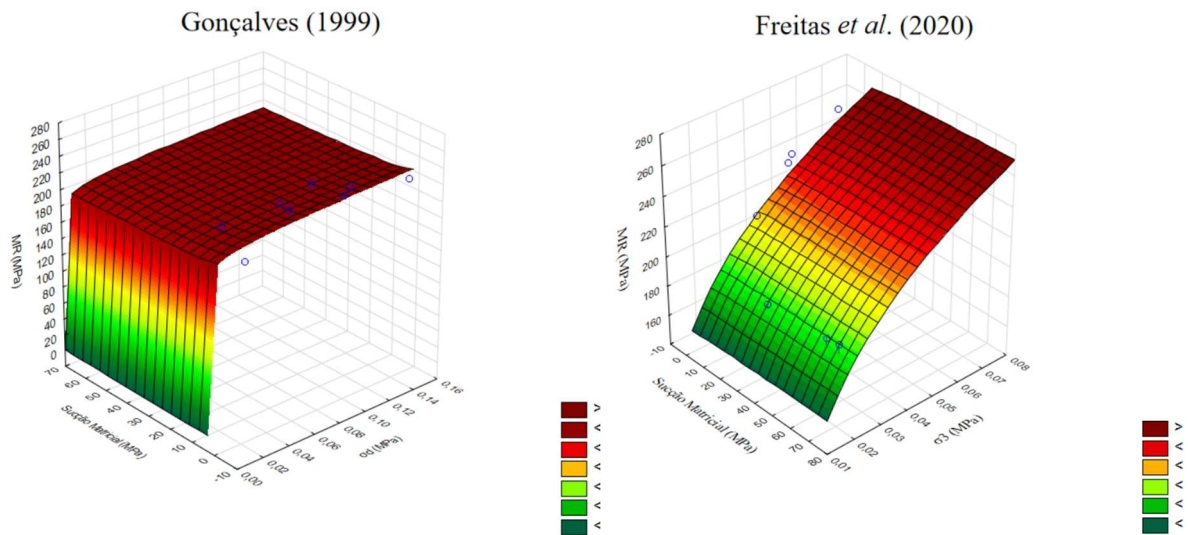


Figura 5.82. Gráfico tridimensional MR SL-2 pós-compactado -1 % wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

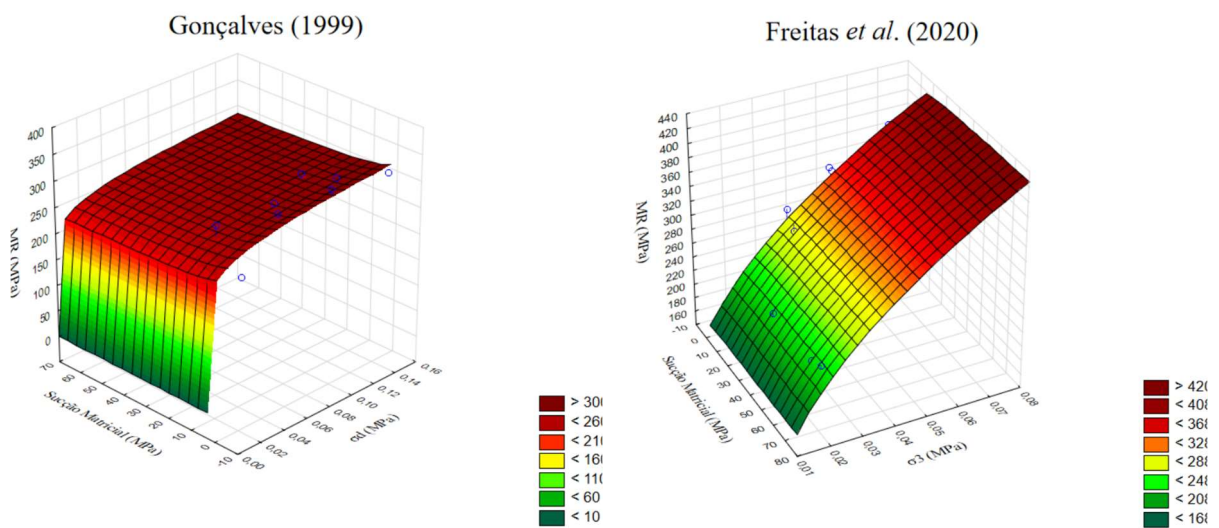


Figura 5.83. Gráfico tridimensional MR SL-2 pós-compactado -2% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

Os gráficos do comportamento do MR em relação ao estado de tensões referentes ao solo SL-3 estão apresentados nas Figuras 5.84 a 5.87.

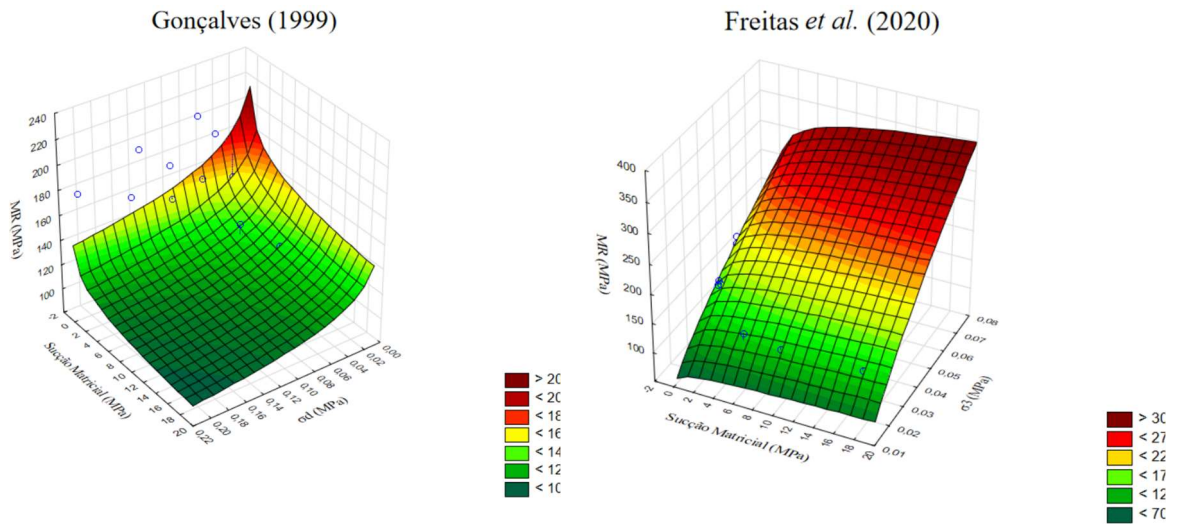


Figura 5.84. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado +2% *wot*. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

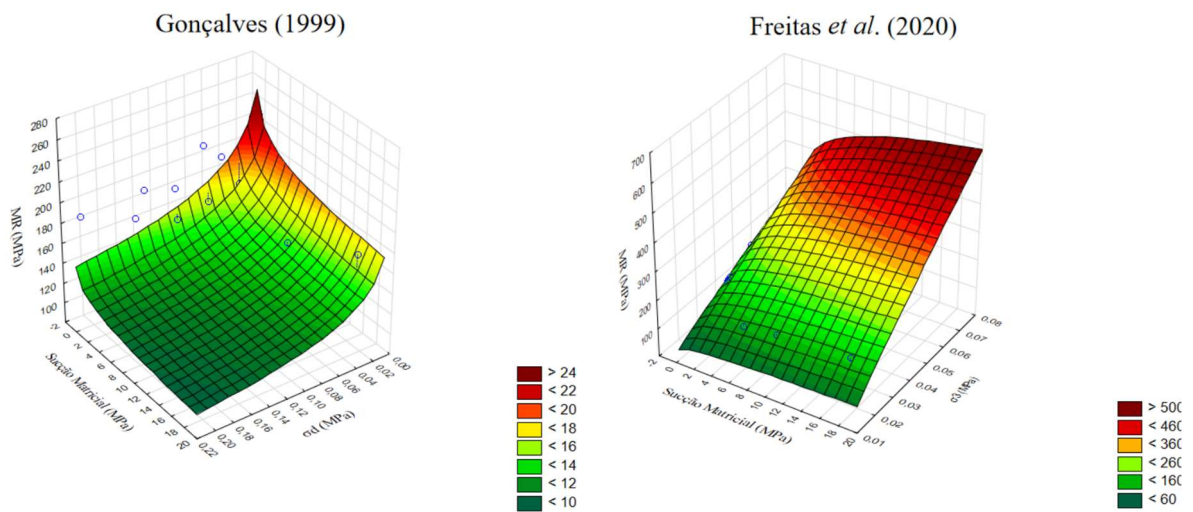


Figura 5.85. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado +1% *wot*. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

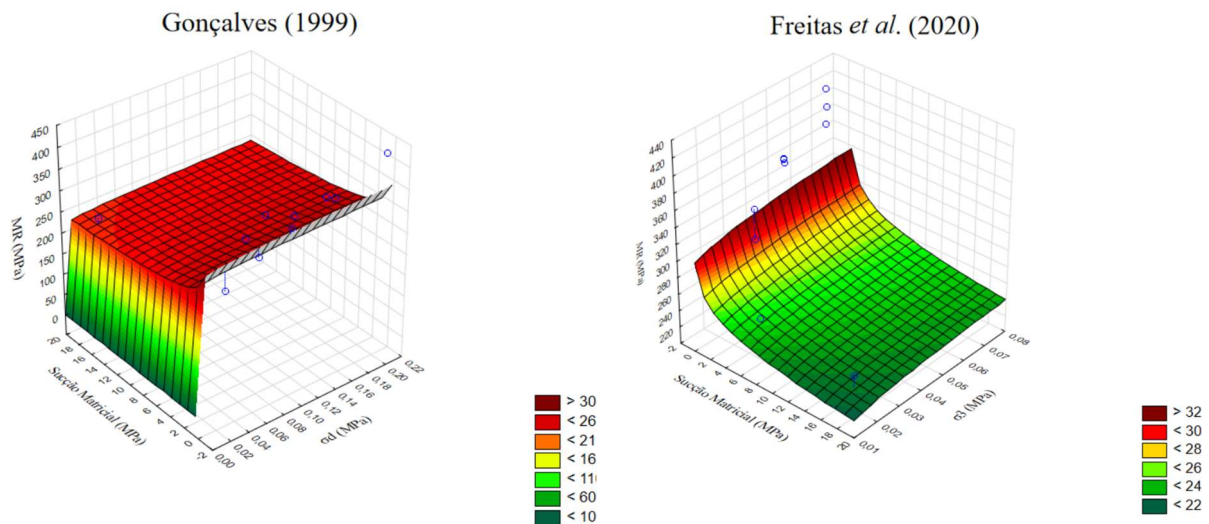


Figura 5.86. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

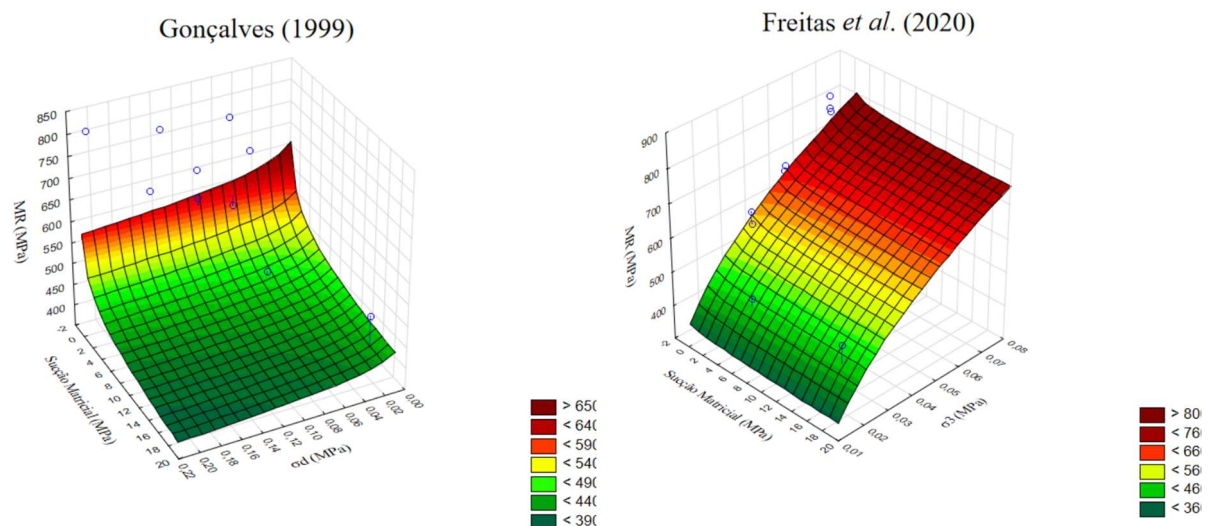


Figura 5.87. Gráfico tridimensional MR SL-3 pós-compactado -1% wot. À esquerda, modelo Gonçalves (1999). À direita, modelo Freitas *et al.* (2020).

Para a análise das amostras com variações no teor de umidade pós-compactação, o modelo de Gonçalves (1999) demonstrou excelentes resultados para o solo SL-1 quando aplicado ao solo compactado na umidade ótima, apresentando um coeficiente de determinação (R^2) de 0,99. Esse modelo inclui o parâmetro de sucção correlacionado com a tensão de desvio. No entanto, para umidades abaixo do teor ótimo, o desempenho do modelo foi inferior, com R^2 em torno de 0,70. Quando a umidade foi aumentada em +1% em relação ao teor ótimo, o R^2

alcançou 0,95, mas para umidade aumentada em +2%, o valor caiu para 0,747, indicando uma tendência de degradação na precisão do modelo com aumentos adicionais na umidade.

O modelo de Zhang *et al.* (2018) apresentou uma boa correlação para a maioria das variações de umidade, com exceção do teor de +2% da umidade ótima, onde o R^2 foi de 0,633. Por outro lado, o modelo de Freitas *et al.* (2020) não teve uma boa aceitação nos solos que passaram pelo processo de umedecimento. Para o teor de +2% da umidade ótima, quando a tensão confinante foi considerada como a maior tensão correlacionada, o R^2 foi muito baixo, 0,226. Quando a tensão de desvio foi utilizada, o R^2 subiu para 0,747. Para o teor de +1%, o R^2 atingiu 0,95 com a tensão de desvio, enquanto com a tensão confinante foi apenas 0,524, evidenciando a significativa influência da tensão de desvio no comportamento do material.

No caso do solo SL-2, o modelo de Gonçalves (1999) não obteve bons resultados, com R^2 abaixo de 0,62 em todas as condições, e um valor especialmente baixo de 0,29 para o teor de +1% da umidade ótima, indicando que este modelo não é adequado para este solo. Em contraste, o modelo de Zhang *et al.* (2018) apresentou resultados superiores a 0,80 em todas as condições. O modelo de Freitas *et al.* (2020) também obteve coeficientes de determinação superiores a 0,90 para todas as variações de umidade, exceto para o teor de +1%, onde o R^2 foi de 0,71.

Para o solo SL-3, o modelo de Gonçalves (1999) apresentou valores baixos tanto para o teor ótimo quanto para a faixa úmida, mas obteve R^2 superiores a 0,72 para a faixa seca. Os modelos de Zhang *et al.* (2018) e Freitas *et al.* (2020) mostraram boa correlação em todas as situações analisadas.

Ao comparar os resultados dos modelos, observam-se algumas tendências. Para o solo SL-2, os resultados do modelo de Pezo *et al.* (1992) e do modelo de Freitas *et al.* (2020) mostram uma tendência semelhante: ambos os cenários apresentam uma maior correlação com a tensão confinante. Essa tendência é evidenciada pelos baixos valores de k_3 no modelo de Pezo *et al.* (1992) e pelos altos valores de R^2 no modelo de Freitas *et al.* (2020) quando se considera a tensão confinante.

No caso do solo SL-1, há uma dependência mais acentuada da tensão confinante quando as amostras são submetidas ao processo de secagem, enquanto, ao serem submetidas ao processo de molhagem, observa-se uma maior correlação com a tensão de desvio. Essa tendência torna-se mais clara ao incluir os parâmetros de sucção e variação de umidade nas análises.

Para o solo SL-3, tanto no cenário de compactação quanto no de pós-compactação, o modelo de Freitas et al. (2020) demonstrou uma boa adequação ao considerar a tensão confinante, com valores de R^2 não inferiores a 0,88.

No caso do solo SL-3, quando se considera o cenário de compactação e os teores de umidade acima do ótimo, a influência da tensão de desvio é mais evidenciada. Essa influência foi claramente visível nos gráficos tridimensionais e nos resultados do modelo de Freitas et al. (2020), que foram modelados para ambas as tensões, desvio e confinante, para uma maior comparação.

5.9. DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP)

Nesta seção, é apresentado o comportamento dos solos em relação à deformação permanente (DP). Conforme descrito na metodologia deste trabalho, especificamente no item 4.10, foram realizados ensaios convencionais de estágio único para o solo compactado na umidade ótima, bem como ensaios de DP em multiestágios, em amostras compactadas e pós-compactadas, tanto acima quanto abaixo do teor de umidade ótima.

Os parâmetros para o modelo de Guimarães (2009) foram obtidos para todos os materiais e condições de ensaio, visando a aplicação desses materiais em análises empírico-mecanicistas. Dessa forma, a partir de regressões múltiplas não lineares, foram obtidos os parâmetros para cada condição de ensaio e material.

A apresentação dos resultados e as análises estão organizadas da seguinte forma: deformação permanente acumulada; ajustes dos modelos de regressão aos resultados de deformabilidade; e análise da ocorrência de *shakedown* dos três materiais no teor ótimo. Em seguida, são apresentados os resultados das análises com variação do teor de umidade, incluindo ensaios realizados em multiestágios; comportamento da deformação permanente (DP) por multiestágios; comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra; parâmetros de regressão e estatísticos da DP por multiestágios; e análise do *shakedown*.

5.9.1. Deformação Permanente pelo Método Normativo

O comportamento de deformação plástica para os 150.000 ciclos de aplicação de cargas está apresentado nas Figuras 5.88 a 5.90.

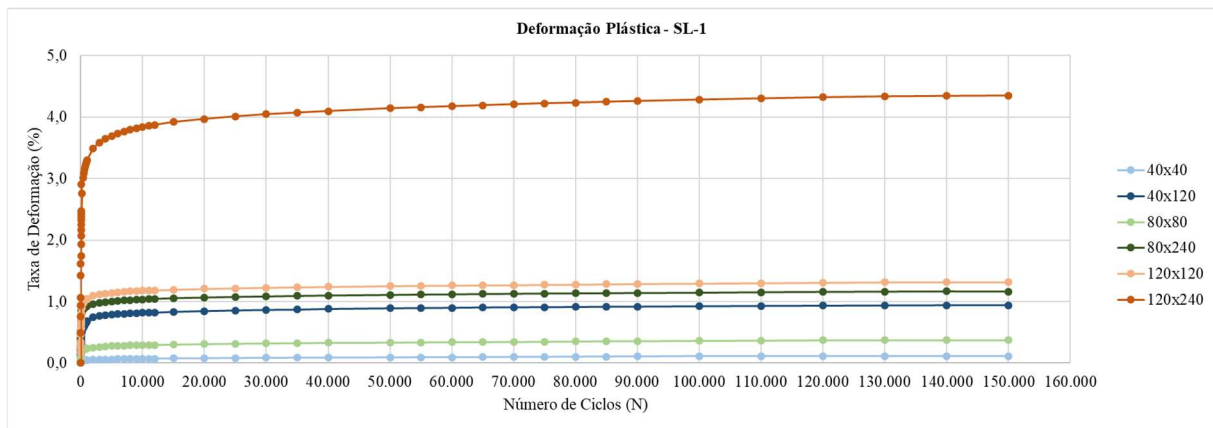


Figura 5.88. Comportamento da DP da amostra SL-1.

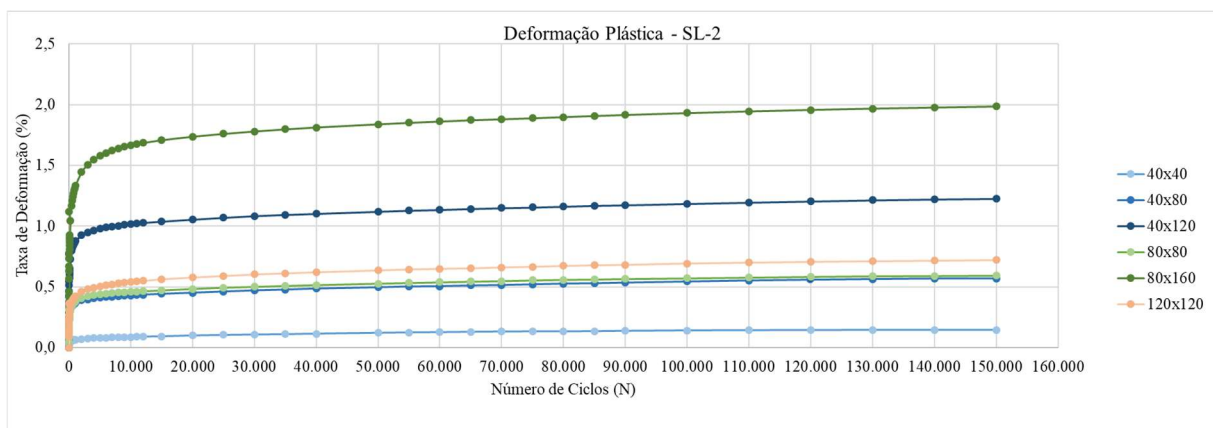


Figura 5.89. Comportamento da DP da amostra SL-2.

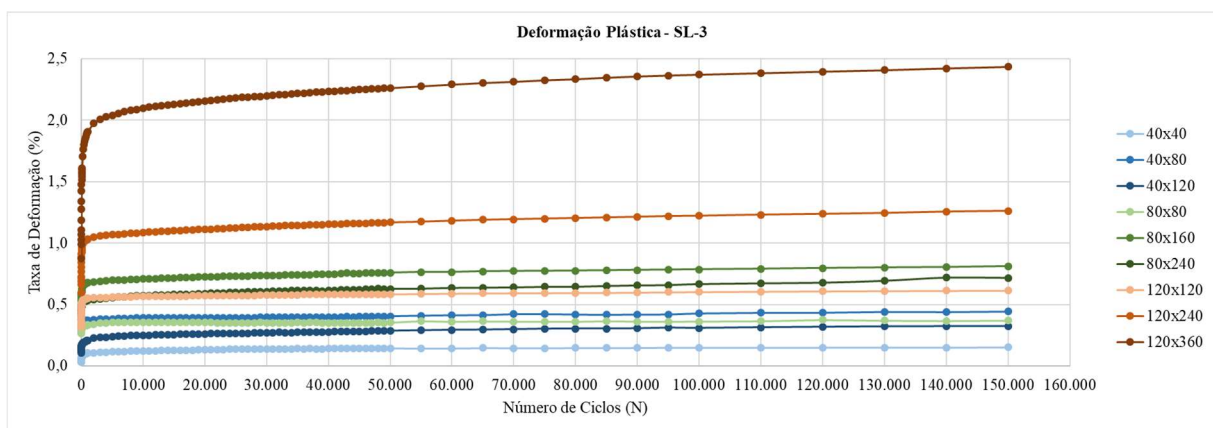


Figura 5.90. Comportamento da DP da amostra SL-3.

Para o SL-1, as taxas percentuais de deformações do solo em relação ao número de ciclos aplicados ficaram aproximadamente entre 0,1% e 4,2%, com tendência de aumento à medida que o número de ciclos aplicados aumenta. Razões de tensões maiores apresentaram tendência de continuidade das deformações para um número maior de ciclos. Essa característica

pode ser favorável ao surgimento de patologias no pavimento, caso ele seja submetido a esse nível de tensão.

No material do SL-2, verificou-se que o patamar máximo atingido pelo maior par de tensões foi aproximadamente metade do que foi observado no solo SL-1, indicando um comportamento melhor em termos de deformação plástica.

Para o SL-3, nove níveis de tensões foram aplicados e demonstraram que o maior par de tensões (120x360) exibiu a taxa mais elevada de deformação plástica, atingindo 2,5%, um valor quase o dobro da segunda maior taxa de deformação plástica, que foi de 1,3%, obtida para o par de tensões 120x240.

Em ambos os casos, o comportamento da DP no gráfico pode ser associado a escoamento plástico. Os demais pares de tensões apresentaram valores equilibrados com baixa taxa de DP e tendência de acomodação plástica.

Na Tabela 5.20 estão demonstrados os parâmetros do modelo de Guimarães (2009) para os materiais da pesquisa em seu teor ótimo.

Tabela 5.20. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP das amostras do estudo.

Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) e Previsão de Comportamento da DP								
Solo	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
SL-1	Ψ1	0,105838	0,007175	14,75183	0,0000000	0,091725	0,11995	0,9579
	Ψ2	2,920233	0,108626	26,88345	0,0000000	2,706566	3,133901	
	Ψ3	1,619961	0,059456	27,24628	0,0000000	1,50301	1,736912	
	Ψ4	0,035727	0,004508	21,23668	0,0000000	0,086861	0,104594	
SL-2	Ψ1	0,162977	0,006063	26,8825	0,0000000	0,151052	0,174902	0,9753
	Ψ2	-0,41608	0,024265	-17,1474	0,0000000	-0,46381	-0,36835	
	Ψ3	2,324348	0,044344	52,4159	0,0000000	2,237122	2,411573	
	Ψ4	0,112325	0,003135	35,825	0,0000000	0,106158	0,118493	
SL-3	Ψ1	0,113201	0,002361	47,93766	0,0000000	0,108566	0,117837	0,9850
	Ψ2	0,340233	0,025831	13,17153	0,0000000	0,289529	0,390938	
	Ψ3	1,242027	0,014596	85,09073	0,0000000	1,213375	1,270679	
	Ψ4	0,045302	0,001629	27,80775	0,0000000	0,042104	0,0485	

Os coeficientes de determinação evidenciaram ajustes satisfatórios, com valores elevados para todos os materiais. É possível correlacionar e comparar cada um dos expoentes ψ , e associá-los com valores absolutos a uma maior ou menor influência de cada um no comportamento plástico de um material.

Conforme demonstrado nos parâmetros estatísticos da Tabela 5.20, por meio da condição analisada, não foi possível estimar o valor *T-Student*, durante o cálculo utilizando o *software* Statistica, devido à ocorrência de uma solução degenerada, a qual não possibilitou o cálculo dos valores *T-Student*, mas que forneceram os parâmetros de regressão do modelo matemático e os demais valores correspondentes ao ajuste dos resultados obtidos em relação a análise aplicada.

O valor do ψ_1 sempre será positivo, pois a deformação permanente é acumulada ao longo das solicitações. Mesmo que encontre o acomodamento, não terá inversão de sinal. Em todas as condições avaliadas quanto à deformação permanente, este parâmetro sempre foi inferior ao 0,200, condizente com demais solos LG' e NA' avaliados, apresentados no banco de dados encontrado em, e com a caracterização realizadas por demais pesquisadores (Santos, 2020; Lima, 2020; Pascoal 2020; Kern, 2022, Caetano, 2024; Pascoal 2024).

A respeito do ψ_2 , expoente correspondente a tensão confinante, observa-se a variação dos sinais à frente do parâmetro. O SL-1 e SL-3 apresentou somente sinais positivos para o ψ_2 , indicando uma influência da tensão confinante para esse material, para o SL-2 apresentou valor negativo.

Analisando as constantes de regressão, constata-se que o parâmetro ψ_3 apresentou em sua totalidade valores positivos e superiores aos demais coeficientes. Isso indica que a deformação permanente dos solos tende a aumentar com o aumento da tensão desvio, além de evidenciar que a tensão desvio contribui significativamente no surgimento dessas deformações em todas os teores de umidade analisados.

O parâmetro ψ_4 é relacionado ao número de aplicações de cargas e apresentou valores positivos para todas as condições analisadas, indicando que as deformações permanentes tendem a aumentar com o aumento do número de ciclos de carga, corroborando com as análises apresentadas anteriormente.

Quanto ao *Shakedown*, as Figuras dos gráficos 5.91 a 5.93 apresentam o comportamento das deformações plásticas para os solos analisados. A Figura 5.91 demonstra o comportamento do solo SL-1 sendo possível observar uma notória tendência de escamento plástico para as

maiores tensões em uma razão de σ_1/σ_3 de 3 e acomodação em razões de tensão σ_1/σ_3 de 2. Já no caso das proporções de tensão σ_1/σ_3 de 4 verificou-se a ocorrência de *creep* plástico.

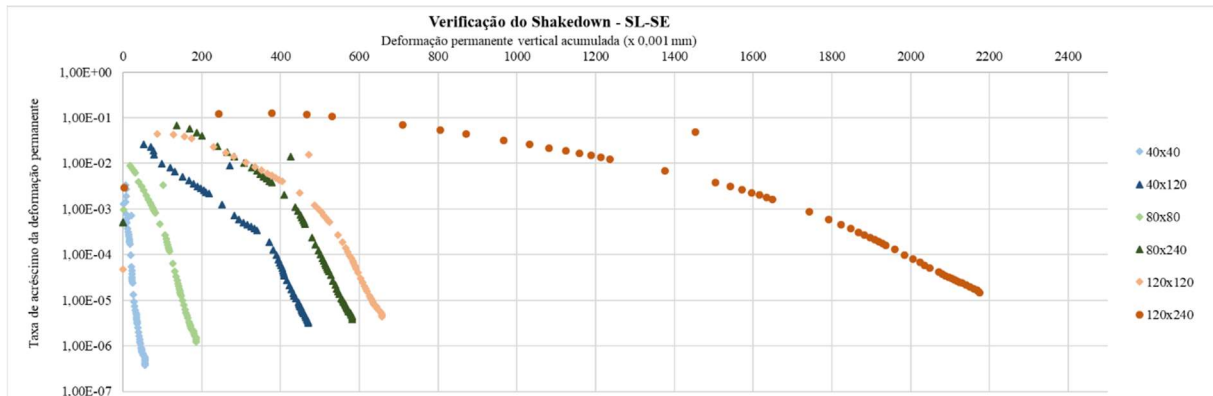


Figura 5.91. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-1.

A Figura 5.92 demonstra o comportamento do solo SL-2, permitindo observar uma sensibilidade maior do solo ao aumento das tensões. Nesse caso, ocorreu um comportamento similar ao do solo SL-1 para os maiores pares de tensões. No entanto, neste solo, predominou o comportamento de escoamento em todos os níveis de tensões onde não houve *creep* plástico.

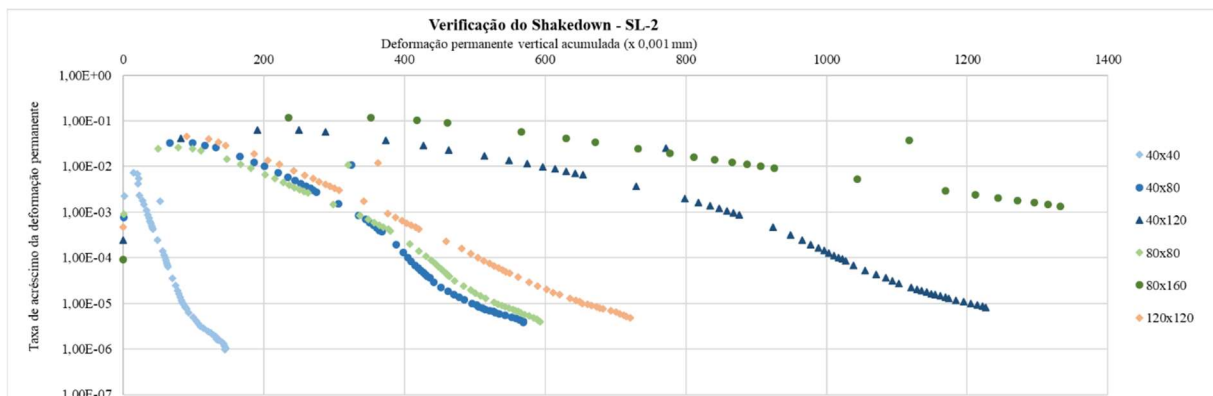


Figura 5.92 Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-2.

A Figura 5.93 apresenta o comportamento do *shakedown* do solo SL-3, permitindo observar uma resposta melhor ao aumento do carregamento em comparação aos demais solos analisados. Nesse caso, verificou-se que a tendência predominante foi de escoamento plástico.

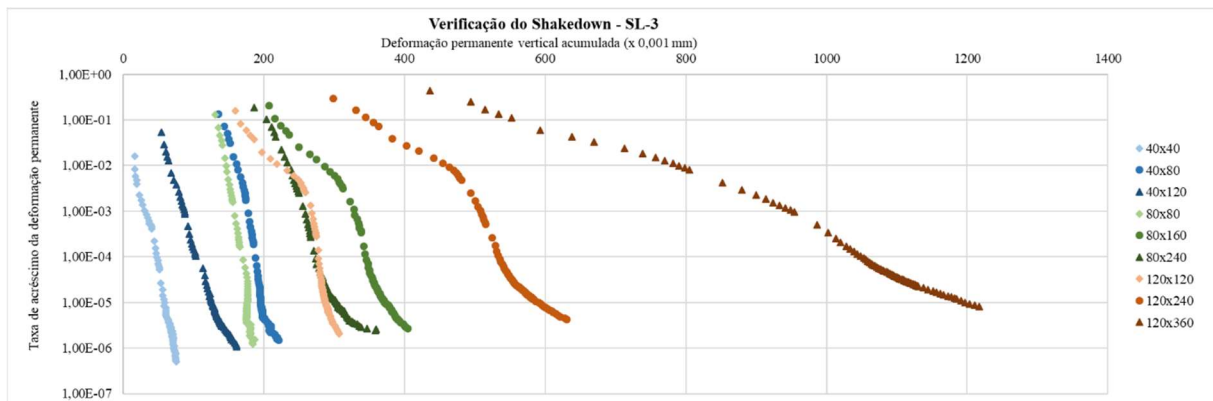


Figura 5.93. Verificação do *Shakedown* para o ensaio convencional de DP da amostra SL-3.

5.9.2. Deformação Permanente por Multiestágio

Os resultados da deformação permanente acumulada pelos ensaios de DP por multiestágio obtidas para todos os solos, estados de tensões e condições de umidade de compactação simuladas nesse trabalho encontram-se apresentadas nesse item.

Na Figura 5.94 a 5.97, estão demonstrado o comportamento da DP por multiestágio a cada par de tensão analisado para o SL-1.

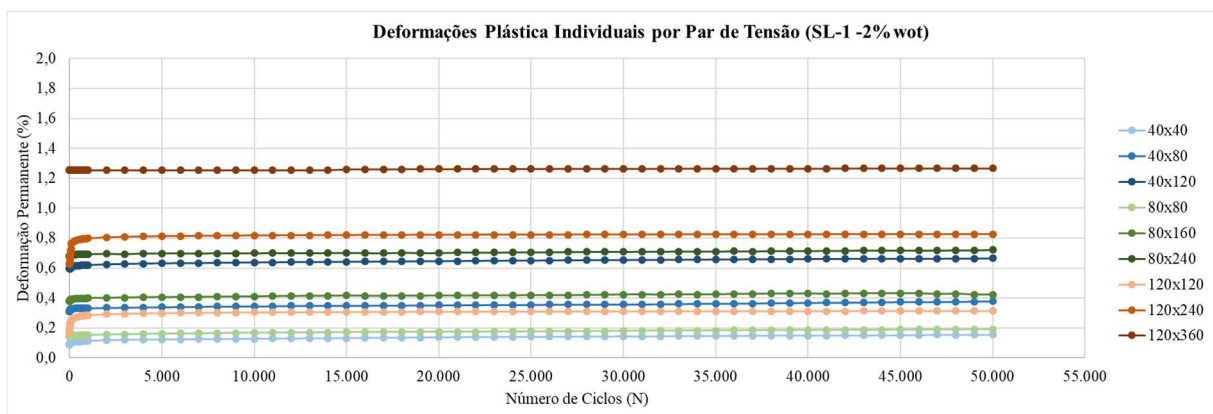


Figura 5.94. Comportamento da DP por multiestágios da SL1 - 2%wot.

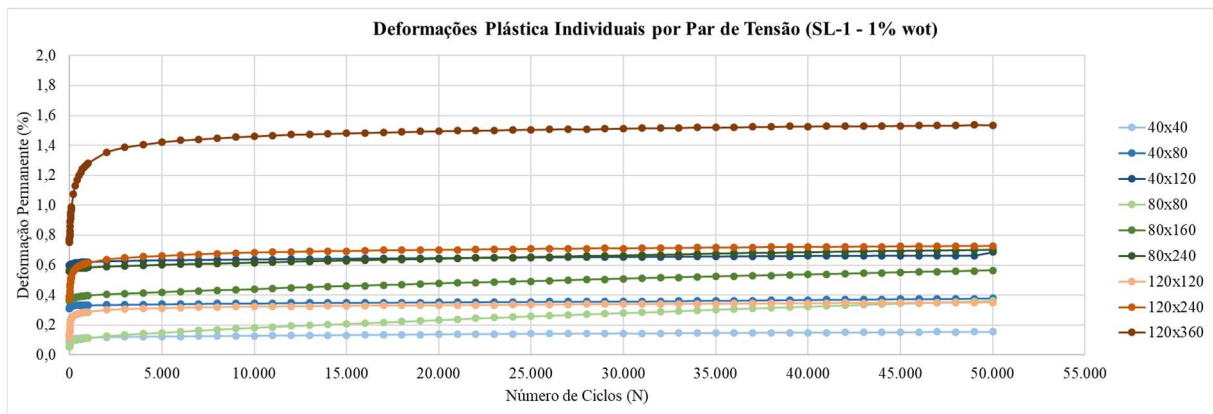


Figura 5.95. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 - 1%wot.

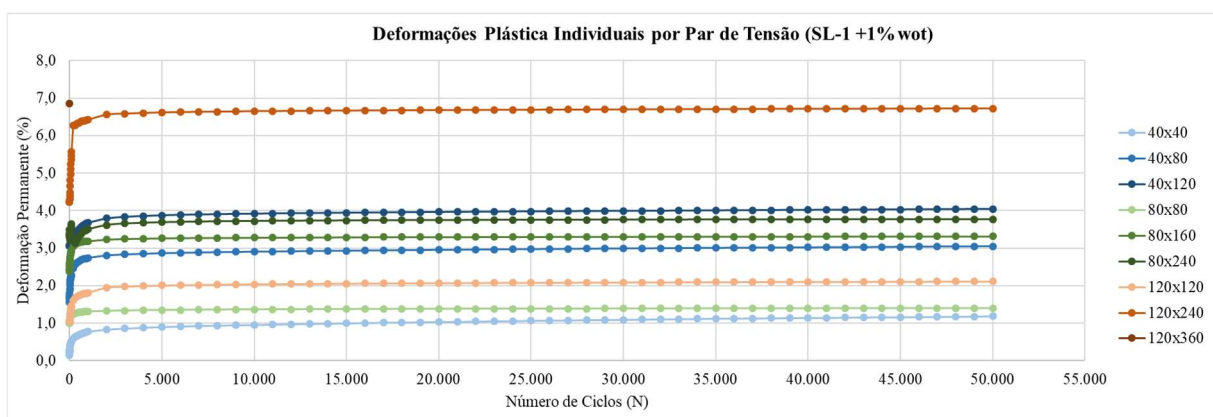


Figura 5.96. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 +1%wot.

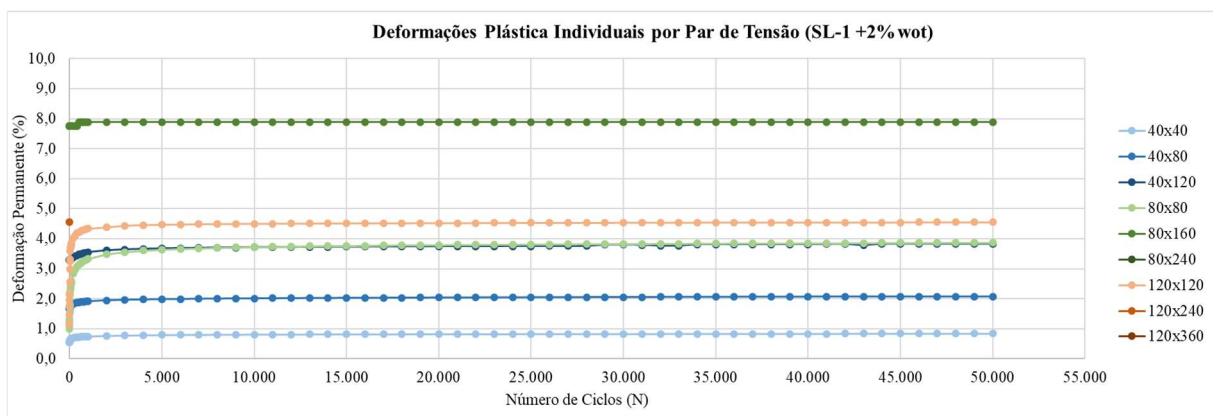


Figura 5.97. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 +2%wot.

As amostras compactadas abaixo do teor ótimo (ramo seco) apresentaram porcentagens de deformação muito menores em comparação com o comportamento de deformação plástica (DP) observado nos estágios convencionais previstos na norma DNIT 179/2018, no teor ótimo

deste material. Os resultados de DP evidenciaram uma situação em que o solo indicou um comportamento de estabilização das deformações plásticas. Para o par de tensões mais alto, 120x360, observou-se um pico de DP que não ultrapassou a porcentagem de 1,6%.

Para as amostras compactadas acima do teor ótimo, a +2% e +1%, não foi possível executar todos os ciclos com os pares de tensões da terceira sequência, devido ao acúmulo de deformação plástica que o corpo de prova sofreu, ultrapassando o limite de aquisição de dados da régua potenciométrica dos equipamentos triaxiais disponíveis no laboratório do DER-DF (Figura 4.22).

Para os resultados com +1% do teor ótimo, o último par de tensões (120x240) apresentou deformações superiores a 6% antes do fim do ensaio, com um pico de deformação plástica (DP) em comparação aos demais valores, que não ultrapassaram 4%. Os primeiros pares de tensões de cada sequência (40x40, 80x80 e 120x120) mostraram as menores deformações, abaixo de 2%.

Para o teor de umidade +2%, o par de tensões 80x160 apresentou uma deformação plástica (DP) de 8% antes do término do ensaio. Para os pares de tensões 40x40 e 40x80, o comportamento do material foi similar ao observado no teor de umidade +1%, com deformações menores que 2%. No entanto, o par de tensões 120x120 apresentou uma DP dobrada, alcançando 4%.

Destaca-se o impacto das variações na umidade de compactação em relação ao teor ótimo, nota-se que as taxas de deformação máxima aumentam substancialmente a medida em que se aumenta o teor de umidade, reforçando a ideia de que a prática a ser adotada no procedimento de compactação seja limitado a adição de água até o teor ideal para máxima MEAS.

A seguir, nas Figuras 5.98 até 5.101, são apresentados os gráficos com os resultados das deformações plásticas individuais para o SL-2.

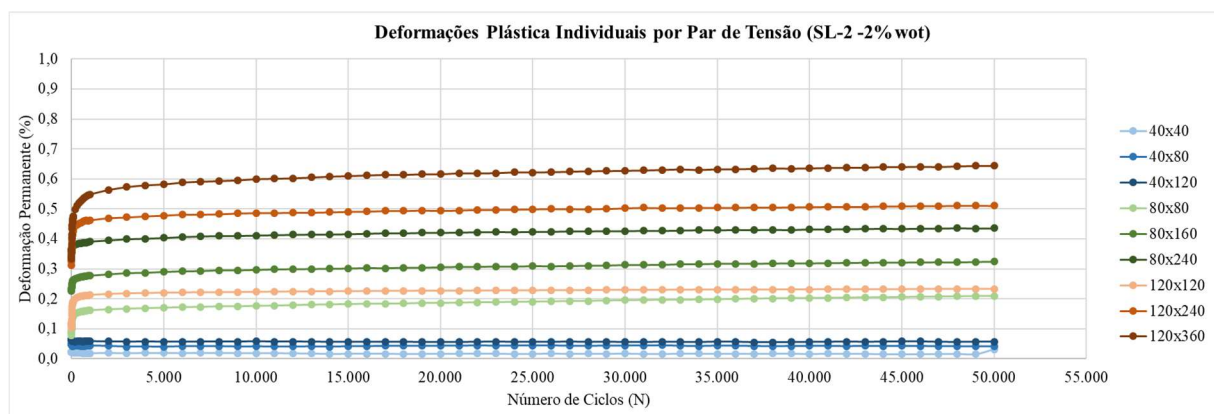


Figura 5.98. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 -2%wot.

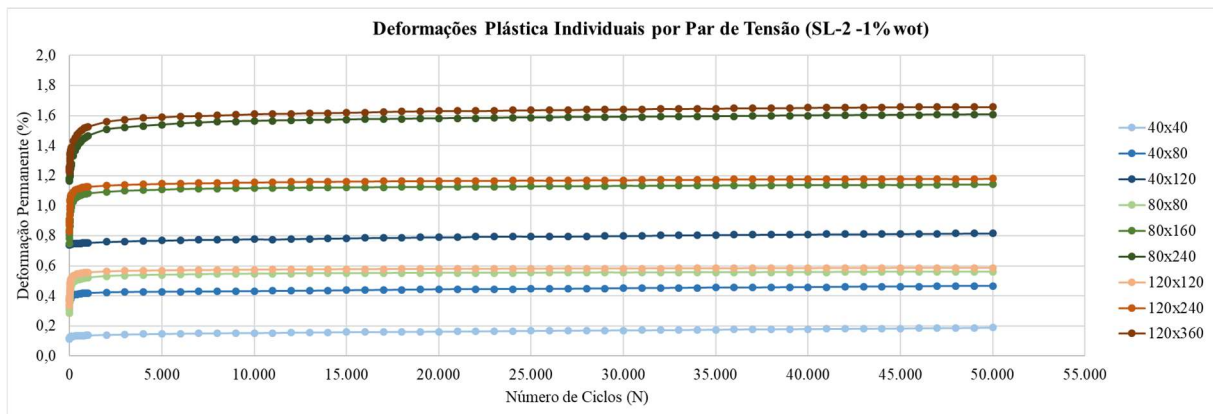


Figura 5.99. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 -1%wot.

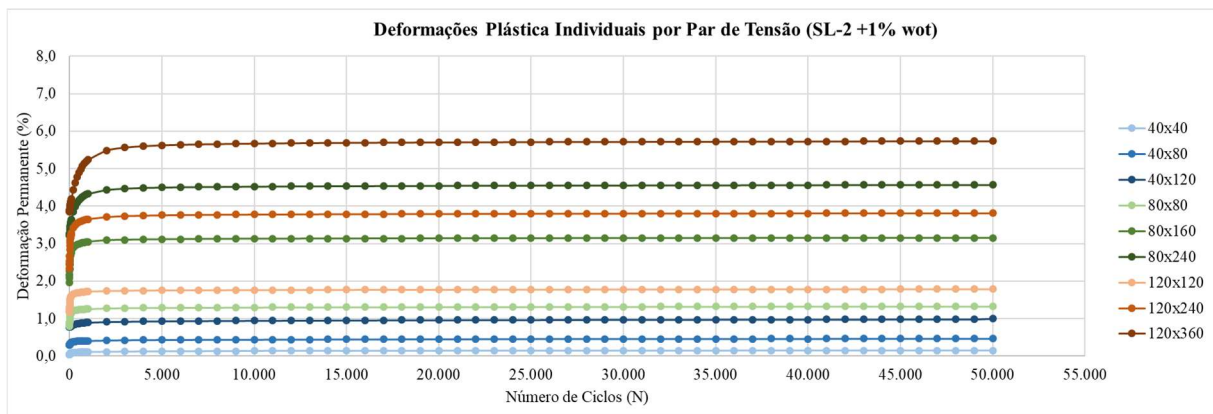


Figura 5.100. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 +1%wot.

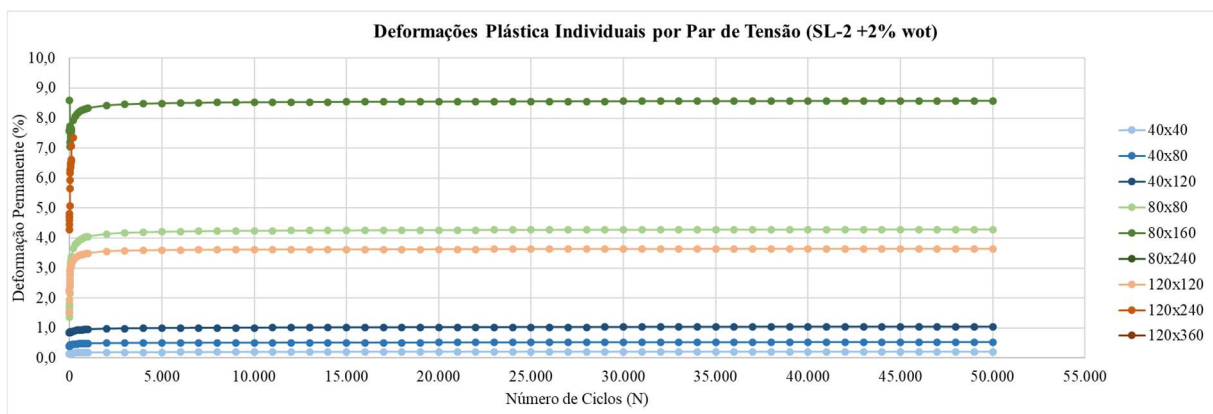


Figura 5.101. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 +2%wot.

O material SL-2 compactado abaixo do teor ótimo exibiu uma faixa de deformação reduzida, conforme esperado. Os pares de tensões mais baixos demonstraram menores

porcentagens de deformação, não ultrapassando 0,1%. A deformação plástica só foi identificada a partir dos pares de tensões de 80x80 kPa. Por outro lado, os pares de tensões com tensão confinante de 120 kPa mostraram as maiores porcentagens de deformação, embora essas deformações não tenham alcançado 1%.

Nos ensaios realizados com umidade 1% abaixo do teor ótimo, os resultados mostraram alterações no comportamento do material em comparação com os ensaios realizados com 2% abaixo do teor ótimo. Nesse cenário, os primeiros pares de tensões já indicaram uma deformação maior. Notavelmente, o par de tensões 40x120 apresentou uma DP superior à observada nos pares 80x80 e 120x120, destacando-se como um caso atípico em relação aos demais pares de tensões analisados.

Para as condições de umidade acima do teor ótimo, os resultados indicam que a DP alcança níveis elevados, superando 5% de deformação. Nos primeiros pares de tensões, a deformação observada seguiu a tendência dos ensaios realizados abaixo do teor ótimo, não ultrapassando 1%. No entanto, a partir do par de tensões 80x160, observou-se um pico significativo no comportamento do material, resultando em um aumento considerável da DP. Esse comportamento ressalta a sensibilidade do material às variações na umidade de compactação, especialmente em condições de compactação acima do teor ótimo.

No ensaio com umidade 2% acima do teor ótimo, alguns pares de tensões, como 80x240, 120x120, 120x240 e 120x360, não resistiram adequadamente, resultando em falhas no material. O último par de tensões testado antes do rompimento do corpo de prova durante o ensaio, 80x160, apresentou uma deformação plástica (DP) superior a 8%. Esse elevado nível de DP ressalta a incapacidade do material de suportar tensões adicionais em condições de umidade excessiva, evidenciando a sensibilidade do material às variações na umidade de compactação.

A seguir, estão apresentados os resultados das deformações plásticas (DP) individuais por par de tensões para o SL-3, conforme ilustrado nas Figuras 5.102 a 5.105. Esses resultados foram obtidos em diferentes condições de umidade de compactação, seguindo a mesma metodologia aplicada aos outros materiais.

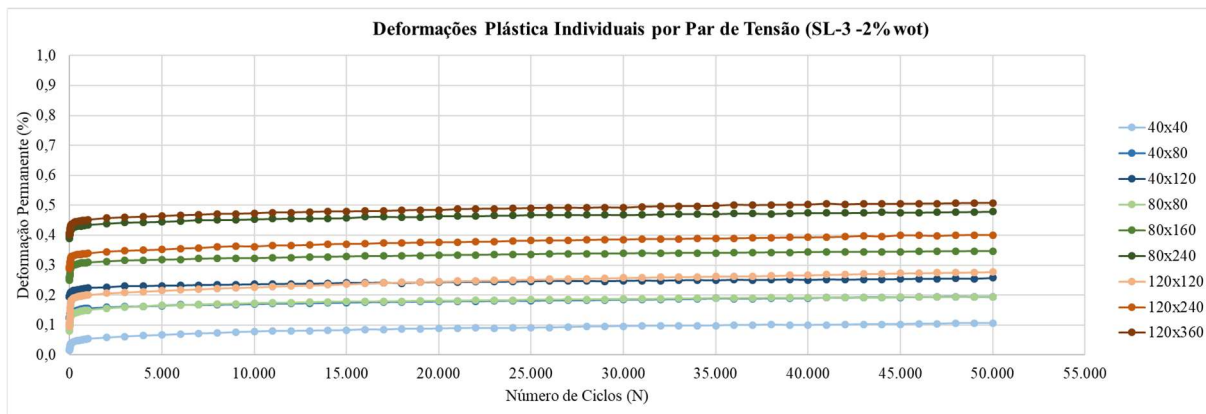


Figura 5.102. Comportamento da DP por multiestágios da SL-3 -2%wot.

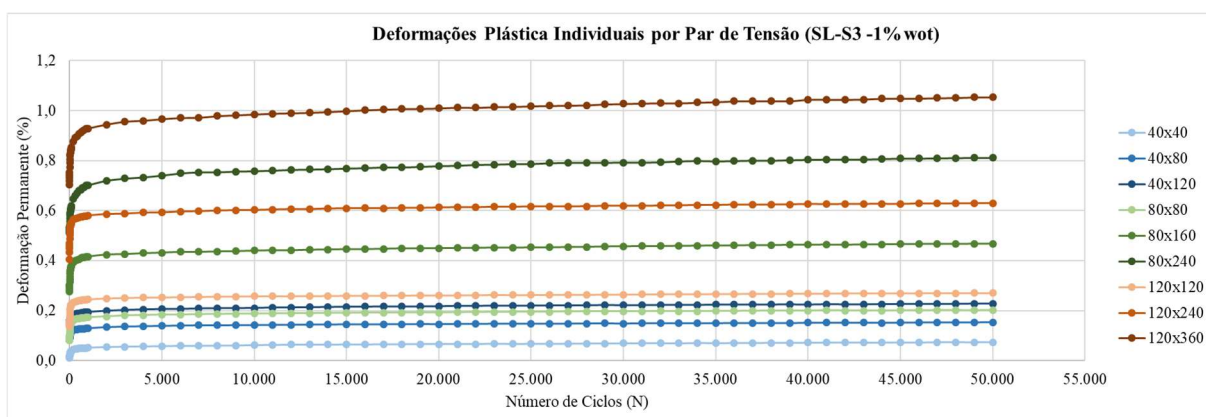


Figura 5.103. Comportamento da DP por multiestágios da SL-3 -1%wot.

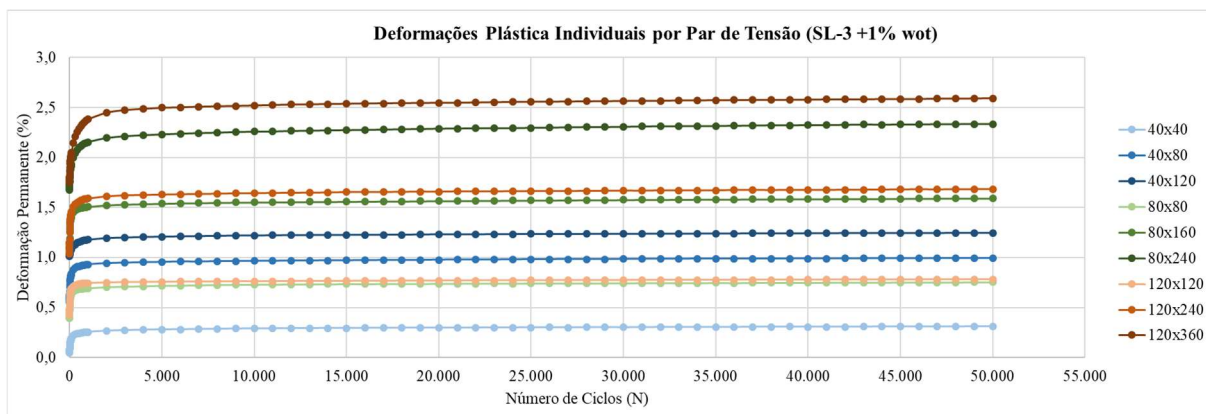


Figura 5.104. Comportamento da DP por multiestágios da SL-3 +1%wot.

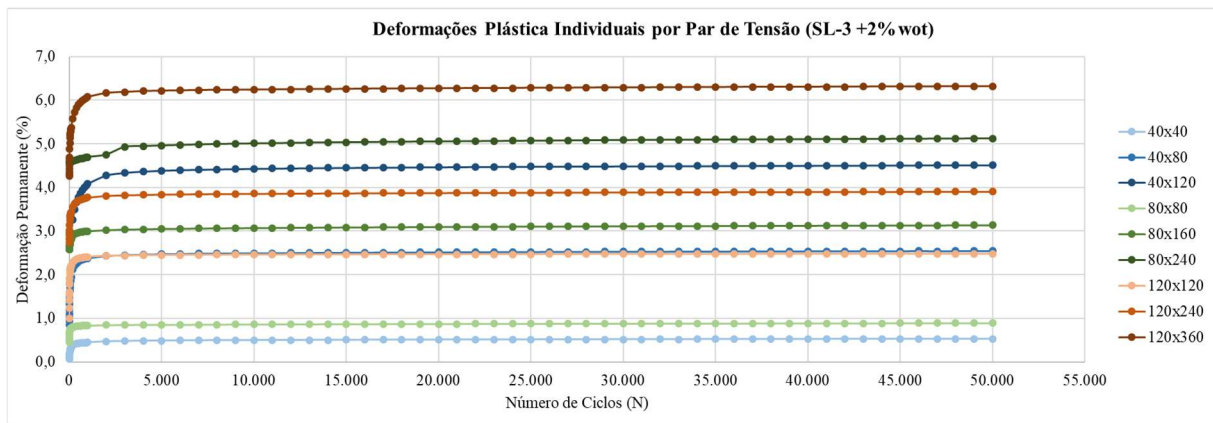


Figura 5.105. Comportamento da DP por multiestágios da SL-3 +2%wot.

O comportamento do material SL-3 compactado com 2% abaixo do teor ótimo mostrou uma tendência semelhante à observada em outros materiais. Sua deformação para o maior par de tensões apresentou apenas 0,5% de deformação.

Para a compactação com 1% abaixo do teor ótimo, os resultados demonstraram um comportamento distinto, mais semelhante ao observado para a umidade ótima. Nesse cenário, o maior par de tensões apresentou uma deformação de 1%, com um crescimento proporcional ao número de ciclos empregados no ensaio.

Essa tendência reflete uma resposta do material que se aproxima das características observadas nas condições ideais de umidade, destacando a influência do teor de umidade na deformação plástica do SL-3.

Com 1% acima do teor ótimo, as deformações plásticas do SL-3 foram superiores a 2,5%, mas ainda consideravelmente inferiores em comparação com os outros materiais analisados na pesquisa. Os pares de tensões (120x360) e (80x240) apresentaram as maiores porcentagens de deformação, exibindo um pequeno pico em relação aos pares de tensões com a mesma tensão de desvio, como (120x240) e (80x160).

Por outro lado, os primeiros pares de tensões, como (40x40) e (40x80), não apresentaram deformações plásticas superiores a 1%. Esses resultados indicam que, embora a umidade acima do teor ótimo resulte em maiores deformações, o material SL-3 ainda mantém uma resposta mais controlada em comparação com outros materiais testados.

Os resultados para 2% acima do teor ótimo diferenciaram-se do comportamento dos demais materiais, e todas as sequências de 50 mil ciclos foram realizadas. Para o par de tensões (120x360), a deformação plástica (DP) atingiu aproximadamente 6%. Para os pares de tensões (40x40) e (80x80), a DP não ultrapassou 1%. No entanto, para o segundo par de tensões de cada sequência, observou-se um pico de deformação, resultando em DP superiores a 2%.

5.9.3. Deformação Plástica por Sequência

Nesta seção, serão apresentados os dados obtidos do ensaio de multiestágio de forma contínua para cada estado de tensão das sequências analisadas. O foco é avaliar o comportamento do solo em relação à deformação plástica (DP) acumulada ao longo dos ciclos. As Figuras 5.106 e 5.107 apresentam as deformações por sequência para o SL-1 nas variações do teor de umidade de compactação abaixo do teor ótimo.

Os resultados com -2% do teor de umidade apresentam a proporção das deformações com o avanço do incremento da tensão desvio. Ao observar o comportamento do solo compactado com 1% abaixo do teor ótimo, a sequência 2 não apresenta esse comportamento, exibindo uma maior linearidade..

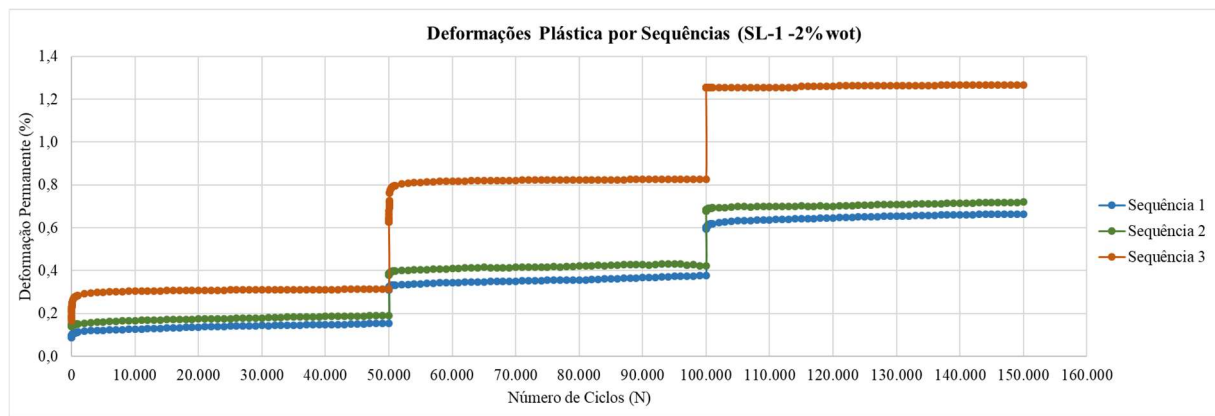


Figura 5.106. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 - 2%wot.

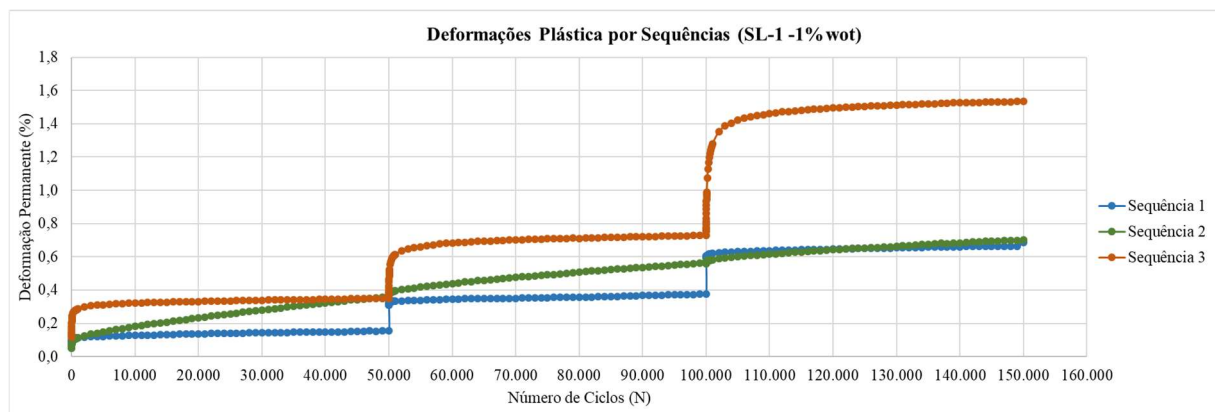


Figura 5.107. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 - 1%wot.

Ao observar os resultados de DP em multiestágios, apresentados de modo agrupado por sequência como demonstrado na Figura 5.108, para a amostra compactado acima do teor ótimo em 1%, torna-se notória a correspondência de comportamento das sequências 1 e 2, enquanto a sequência 3 apresenta-se isolada das demais, porque o acréscimo de deformações para os pares de tensões desta sequência, foi significativamente maior que as demais sequências. O material não resistiu então ao ultimo par de tensão da sequência 3.

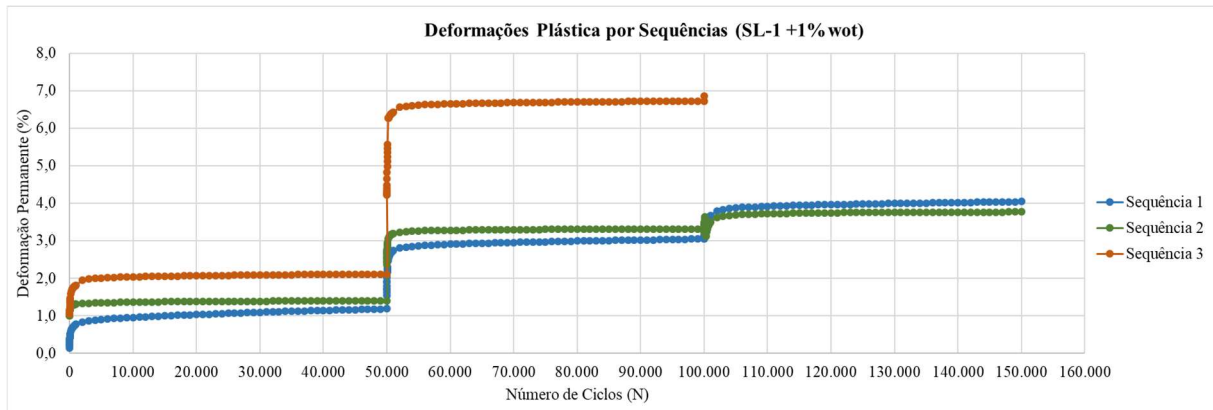


Figura 5.108. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 +1%wot.

A Figura 5.109 apresenta a comparação dos CP do SL-1 compactado com um teor de umidade +1%, antes e após o ensaio de DP na sequência 3, que foi finalizado no penúltimo par de tensões. A figura evidencia a alta deformação plástica (DP) e a deformação volumétrica do material.



Figura 1.109. SL-1 – CP compactado na umidade +1%wot após o ensaio de DP, na sequência 3 (à esquerda) e CP compactado na umidade +1%wot antes do ensaio (à direita).

Os resultados apresentados na Figura 5.110 demonstra o comportamento de elevadas deformações para a condição de umidade de +2%, o que levou a um processo de ruptura da amostra na tensão mais elevada da sequência 2 e ruptura após o primeiro par de tensão (120x120) da sequência 3.

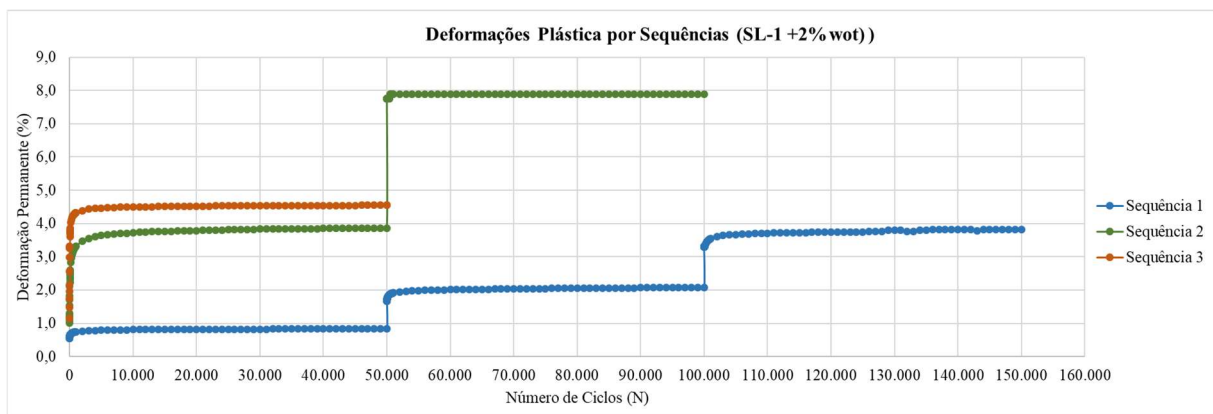


Figura 5.110. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 +2%wot.

A Figura 5.111 apresenta o CP que não suportou os pares de tensão mais elevados na sequência 3, nota-se a formação de um plano de ruptura inclinado formado em decorrência da elevação da tensão desvio, neste processo, o CP sofreu deformação volumétrica durante o carregamento cíclico inicial em seguida a mudança da forma do CP cilíndrico em decorrência da formação de um plano cisalhante.



Figura 5.111. CP SL-1 após ensaio DP na sequência 3.

A análise da condição de compactação do solo SL-2, no ramo seco (-2% e -1%), revela níveis de deformação plástica (DP) inferiores aos observados no solo SL-1. Isso indica uma menor sensibilidade à adição de umidade, conforme observado nas Figuras 5.112 e 5.113.

Os resultados para o SL-2 compactado com 2% abaixo do teor ótimo mostraram deformações inferiores a 1% na primeira sequência. Por se tratar de ensaios multiestágio, as deformações levaram CP a uma condição de acomodamento plástico, com pouca variação à medida que as tensões aumentavam, um aspecto não observado no método convencional do ensaio. Nas sequências 2 e 3, observa-se um aumento progressivo da DP com cada acréscimo na tensão de desvio.

Nos ensaios realizados com o solo a 1% abaixo do teor ótimo, as últimas duas sequências mostraram resultados praticamente equivalentes, com deformações muito semelhantes, mesmo quando a sequência 3 envolveu uma frequência maior de tensões.

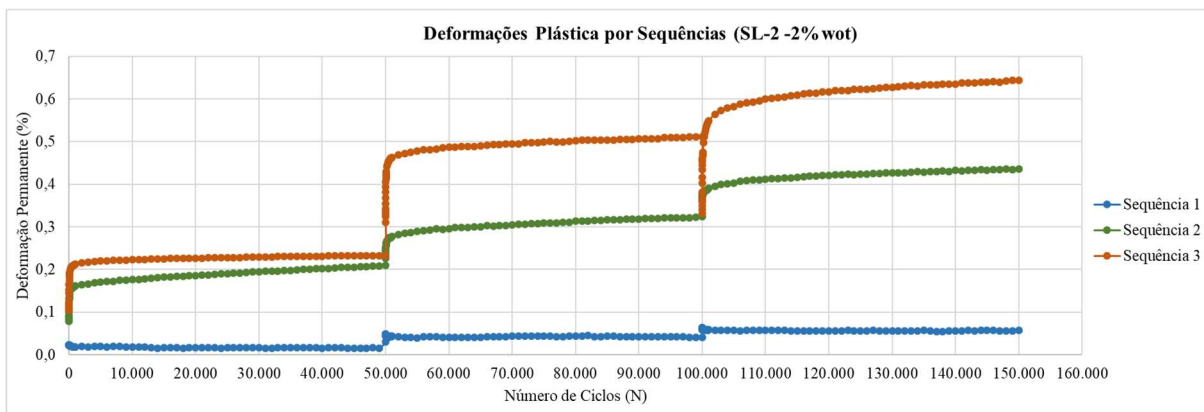


Figura 5.112. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 - 2%wot.

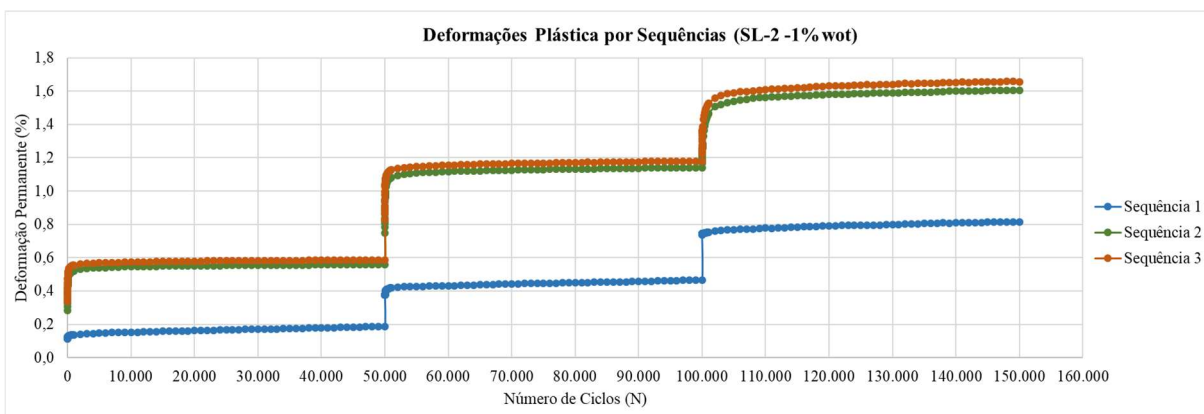


Figura 5.113. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 - 1%wot.

Quanto ao comportamento da deformação plástica em relação ao número de ciclos acumulados de cada sequência, no ramo úmido, os resultados estão apresentados nas Figuras 5.114 e 5.115. É possível verificar os patamares de aumento da deformação a cada incremento na tensão de desvio.

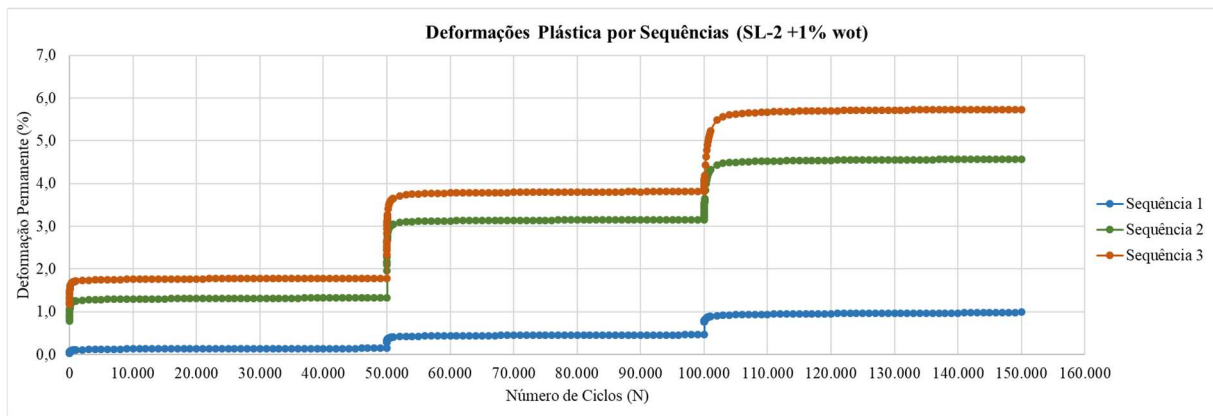


Figura 5.114. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 +1%wot.

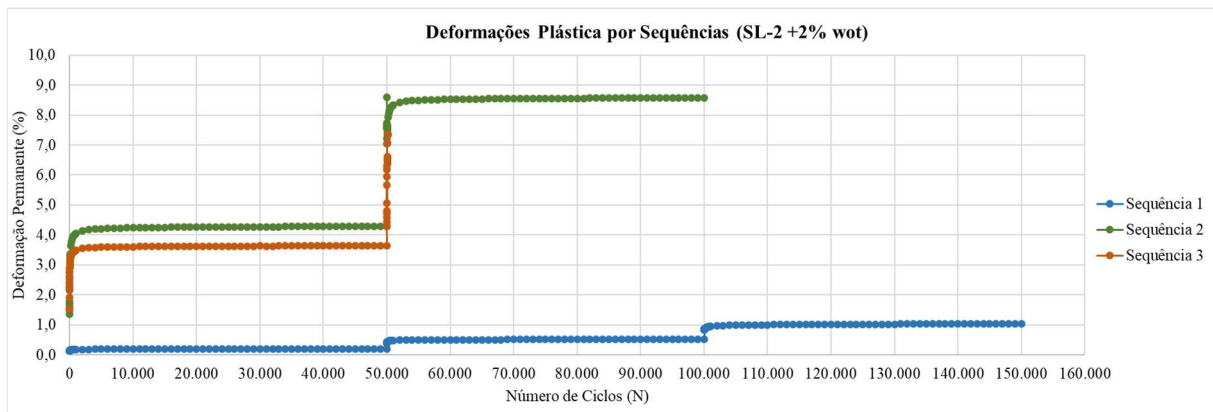


Figura 5.115. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 +2%wot.



Figura 5.116. SL-2 – CP compactado na umidade +2%wot (à esquerda) na sequência 2; CP compactado na umidade +2%wot após o ensaio de DP na sequência 2 (à direita).

Conforme observado na Figura 5.115, o corpo de prova (CP) não conseguiu resistir ao último par de tensões na sequência 2 (80x160) e também falhou na sequência 3, especificamente nos dois últimos pares de tensões (120x240 e 120x360), apresentando um comportamento semelhante ao do SL-1. Na sequência 2, o CP exibiu deformações superiores a 8% no segundo par de tensões, e na sequência 3, não suportou o último par. A Figura 5.116 mostra o CP antes e após o ensaio da sequência 2, evidenciando claramente a deformação sofrida.

Os resultados de DP em multiestágios, apresentados de modo agrupado por sequência para o SL-3 estão demonstrados na Figura 5.117 a 5.118.

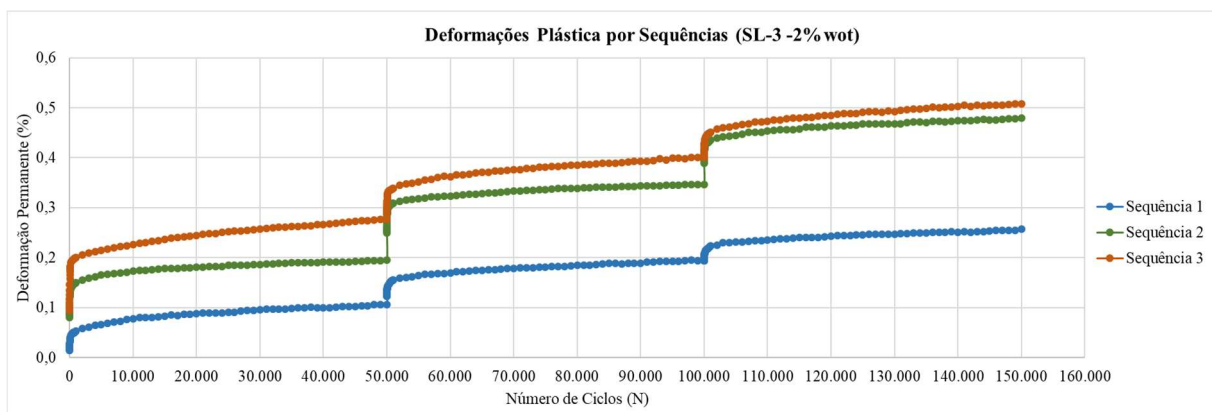


Figura 5.117. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 - 2%wot.

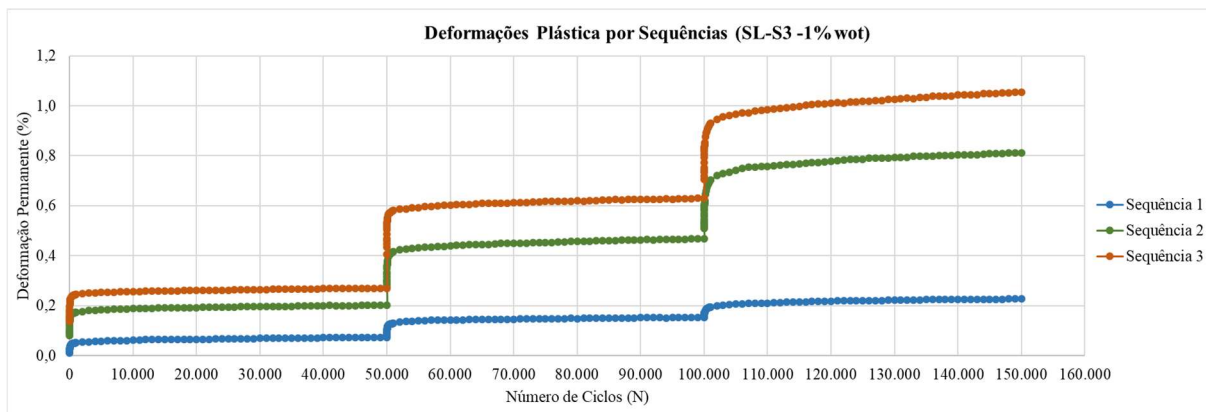


Figura 5.118. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 - 1%wot.

Para o solo compactado com 2% abaixo da umidade ótima, os últimos pares de tensões nas duas últimas sequências apresentaram resultados muito semelhantes, com deformações máximas inferiores a 0,5%. O resultado do ensaio para o solo com umidade 1% abaixo do teor ótimo revelou uma porcentagem de deformação baixa na sequência 1. No entanto, as sequências 2 e 3 mostraram um acréscimo na deformação plástica e exibiram um comportamento similar nos dois primeiros pares de tensões.

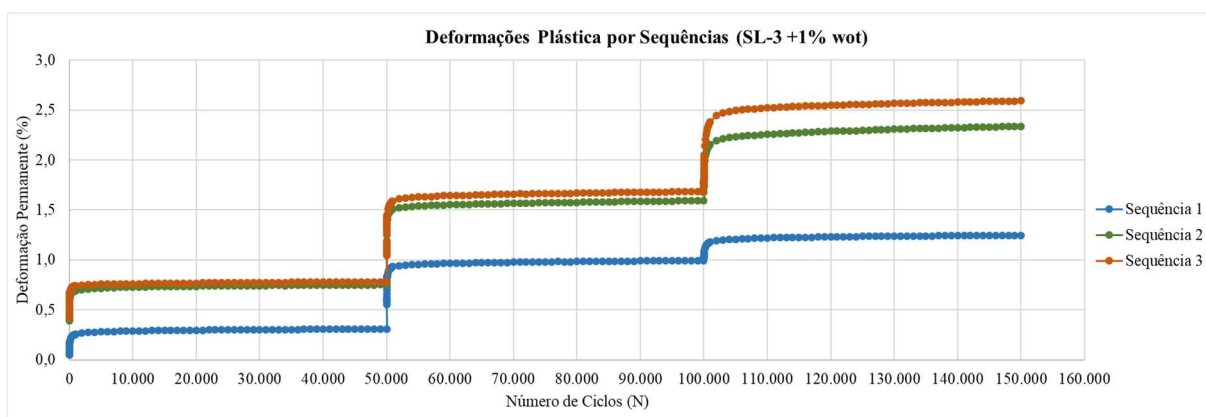


Figura 5.119. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 +1%wot.

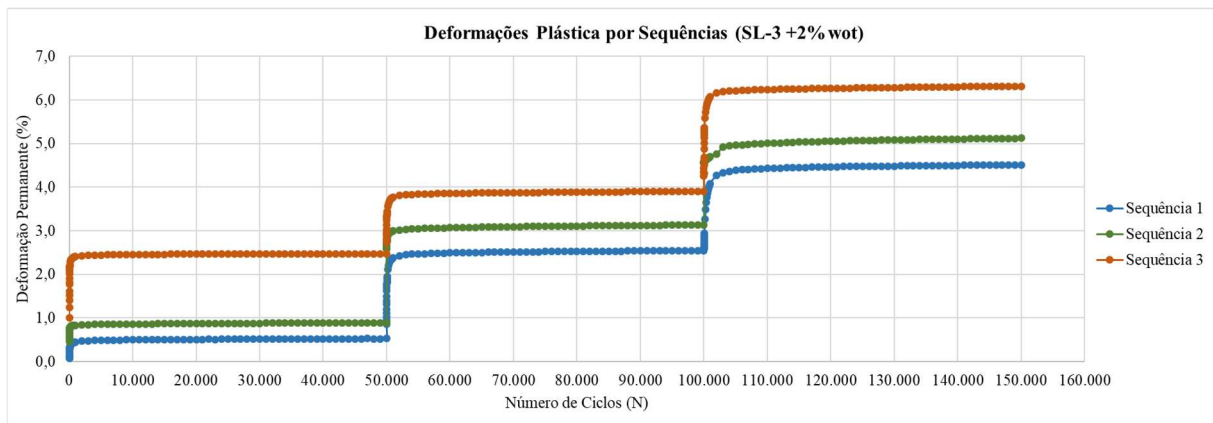


Figura 5.120. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 +2%wot.



Figura 5.121. SL-3 – CP compactado na umidade +2%wot após o ensaio de DP, na sequência 3 (à esquerda) e CP compactado na umidade +2%wot antes do ensaio (à direita).

Em contraste com os outros materiais, o SL-3 resistiu aos últimos pares de tensões das sequências das amostras compactadas acima do teor ótimo, apesar de apresentar deformações bastante elevadas, o que pode ser justificado pelo fato da quantidade expressiva de areia incorporada à camada de subleito, um material de natureza não coesiva e fortemente influenciado pela tensão confinante e suas relações σ_d / σ_3 .

Conforme ilustrado na Figura 5.119, o ensaio realizado com umidade 1% acima do teor ótimo revelou deformações notáveis nos primeiros pares de tensões das sequências 2 e 3, que apresentaram deformação plástica (DP) muito semelhante. Observou-se também um aumento mais acentuado na deformação no último par de tensões da sequência 3.

Para o solo compactado +2% do teor ótimo de compactação na sequência 1, a partir do segundo par de tensões, observa-se uma deformação elevada. Por exemplo, no último par de tensões (40x120), a deformação já ultrapassa a DP do último par de tensões (120x360) no ensaio realizado com umidade 1% acima do teor ótimo.

Na sequência 2, o primeiro par de tensões apresentou uma deformação semelhante à observada na sequência 1. No entanto, a partir do segundo par de tensões (80x160), houve um pico significativo de deformação, atingindo 3%, e esse comportamento persistiu até o último par de tensões. Na sequência 3, observou-se que, a cada par de tensões aplicado, o aumento da deformação foi proporcional, alcançando mais de 6% de deformação.

5.9.4. Previsão de Comportamento da DP

Os parâmetros estimados dos coeficientes de regressão para a condição de ciclos acumulados por sequência do SL-1 estão dispostos na Tabela 5.21.

Tabela 5.21. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-1.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP SL 2								
Umidade do ensaio	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot-2%	Ψ_1	0,000	0,000	3,197	0,001	0,000	0,000	0,862
	Ψ_2	-0,095	0,053	-1,775	0,076	-0,200	0,010	
	Ψ_3	1,275	0,044	28,767	0,000	1,188	1,363	
	Ψ_4	-0,028	0,004	-7,546	0,000	-0,036	-0,021	
wot-1%	Ψ_1	0,000	4,228	0,000	0,000	0,000	0,000	0,892
	Ψ_2	0,041	-1,860	0,063	-0,155	0,004	0,004	
	Ψ_3	0,033	33,700	0,000	1,054	1,184	1,184	
	Ψ_4	0,003	-4,044	0,000	-0,019	-0,007	-0,007	
wot+1%	Ψ_1	0,721	0,250	2,884	0,004	0,230	1,212	0,835
	Ψ_2	0,009	0,064	0,147	0,884	-0,116	0,134	
	Ψ_3	0,171	0,044	3,899	0,000	0,085	0,256	
	Ψ_4	0,006	0,007	0,844	0,399	-0,008	0,021	
wot+2%	Ψ_1	0,207	0,079	2,631	0,009	0,053	0,362	0,859
	Ψ_2	0,546	0,062	8,785	0,000	0,424	0,668	
	Ψ_3	-0,232	0,037	-6,201	0,000	-0,305	-0,158	
	Ψ_4	0,086	0,010	8,373	0,000	0,066	0,106	

Considerando a situação dos ciclos (N) individuais para cada estágio de carregamento, os resultados da aplicação do modelo de Guimarães (2009) foram positivos, tendo em vista o ajuste satisfatório do modelo matemático com os dados obtidos, tendo como R² valores superiores a 0,83 valor um pouco inferior em relação à condição de compactação no teor ótimo.

Os resultados dos Parâmetros de regressão e estatísticas da DP do SL-2 encontram-se na Tabela 5.22.

Tabela 5.22. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-2

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP SL 2								
Umidade do ensaio	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot-2%	Ψ ₁	0,0461	0,0074	6,2423	0,0000	0,0316	0,0607	0,8677
	Ψ ₂	4,4819	0,3057	14,6593	0,0000	3,8815	5,0822	
	Ψ ₃	0,4432	0,0477	9,2991	0,0000	0,3497	0,5368	
	Ψ ₄	0,0758	0,0163	4,6442	0,0000	0,0437	0,1078	
wot-1%	Ψ ₁	0,0049	0,0006	7,6627	0,0000	0,0037	0,0062	0,9377
	Ψ ₂	-0,2371	0,0266	-8,9259	0,0000	-0,2893	-0,1850	
	Ψ ₃	0,9105	0,0207	43,9470	0,0000	0,8699	0,9512	
	Ψ ₄	-0,0033	0,0033	-1,0047	0,3154	-0,0098	0,0032	
wot+1%	Ψ ₁	0,0003	0,0001	4,6222	0,0000	0,0002	0,0004	0,9432
	Ψ ₂	0,2274	0,0386	5,8981	0,0000	0,1517	0,3031	
	Ψ ₃	1,0117	0,0279	36,3272	0,0000	0,9571	1,0664	
	Ψ ₄	-0,0070	0,0049	-1,4212	0,1557	-0,0167	0,0027	
wot+2%	Ψ ₁	0,0168	0,0086	1,9496	0,0516	-0,0001	0,0337	0,5015
	Ψ ₂	0,7465	0,0939	7,9457	0,0000	0,5620	0,9309	
	Ψ ₃	-0,0038	0,0525	-0,0732	0,9417	-0,1070	0,0993	
	Ψ ₄	0,0275	0,0115	2,3874	0,0172	0,0049	0,0502	

Os parâmetros do modelo proposto por Guimarães (2009) para o SL-2 e variações de umidade estudadas encontram-se apresentados na Tabela 5.23. Os coeficientes de determinação (R²) não apresentou padrão, evidenciando uma possível aleatoriedade para o comportamento da DP deste solo. Para o teor 2% acima da umidade ótima o R² foi de 0,50 não apresentou correlação satisfatória, para a umidade 1% acima do teor ótimo apresentou o maior R² de 0,94. Os resultados abaixo do teor de umidade apresentaram valores superiores a 0,86.

A análise estatística dos resultados de DP do SL-3 para obtenção dos parâmetros de regressão do solo SL-3, está apresentada na Tabela 5.6.

Tabela 5.23. Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-3.

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP SL 3								
Umidade do ensaio	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot-2%	Ψ_1	0,239	0,016	14,810	0,000	0,207	0,270	0,717
	Ψ_2	-0,657	0,032	-20,335	0,000	-0,720	-0,593	
	Ψ_3	0,632	0,033	19,064	0,000	0,567	0,697	
	Ψ_4	0,009	0,005	1,919	0,055	0,000	0,019	
wot-1%	Ψ_1	0,000	0,000	3,075	0,002	0,000	0,000	0,859
	Ψ_2	0,287	0,062	4,594	0,000	0,164	0,409	
	Ψ_3	0,955	0,041	23,579	0,000	0,876	1,035	
	Ψ_4	-0,006	0,004	-1,472	0,142	-0,014	0,002	
wot+1%	Ψ_1	0,011	0,001	10,173	0,000	0,009	0,013	0,958
	Ψ_2	-0,473	0,023	-21,005	0,000	-0,517	-0,429	
	Ψ_3	1,066	0,018	59,027	0,000	1,031	1,102	
	Ψ_4	0,001	0,002	0,569	0,569	-0,002	0,004	
wot+2%	Ψ_1	0,057	0,011	5,095	0,000	0,035	0,079	0,855
	Ψ_2	-0,479	0,041	-11,597	0,000	-0,561	-0,398	
	Ψ_3	0,981	0,032	30,874	0,000	0,919	1,043	
	Ψ_4	-0,021	0,003	-6,482	0,000	-0,028	-0,015	

Os resultados do ajuste do modelo matemático em relação aos dados foram satisfatórios, sendo alcançado um R² de aproximadamente 0,85, com exceção para os resultados da amostra compactada -2% da wot que apresentou R² de 0,717. De modo geral, não foram observadas tendências entre os parâmetros do modelo e as variações de umidade de compactação.

5.9.5. Shakedown

Ao analisar as deformações permanentes em termos da teoria do *Shakedown*, torna-se notório o processo associado ao comportamento plástico do solo analisado frente a variação de umidade.

A Figura 5.122 apresenta o comportamento do solo SL-1 analisado na condição de umidade 2% abaixo do teor ideal de compactação. Observando o comportamento das sequências de tensões, verifica-se um processo de acomodamento plástico, que permite avaliar o potencial de estabilização das deformações plásticas, o que é ideal para aplicação em obras rodoviárias. No entanto, esse efeito está associado ao aumento da rigidez proporcionado pela umidade inferior ao teor ideal.

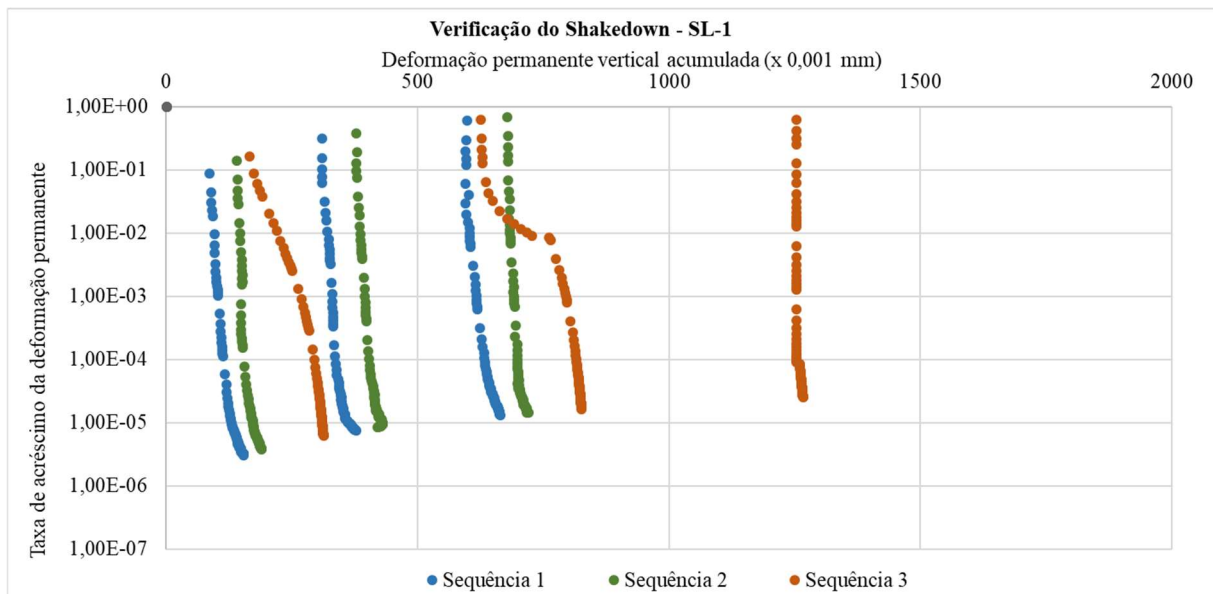


Figura 5.122. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágio da amostra SL-1 - 2%wot.

No ramo seco com -1%, observa-se uma mudança significativa no comportamento. Os maiores pares de tensão da sequência 3 tendem a apresentar uma deformação plástica com tendência a escoamento plástico, conforme mostrado na Figura 5.123.

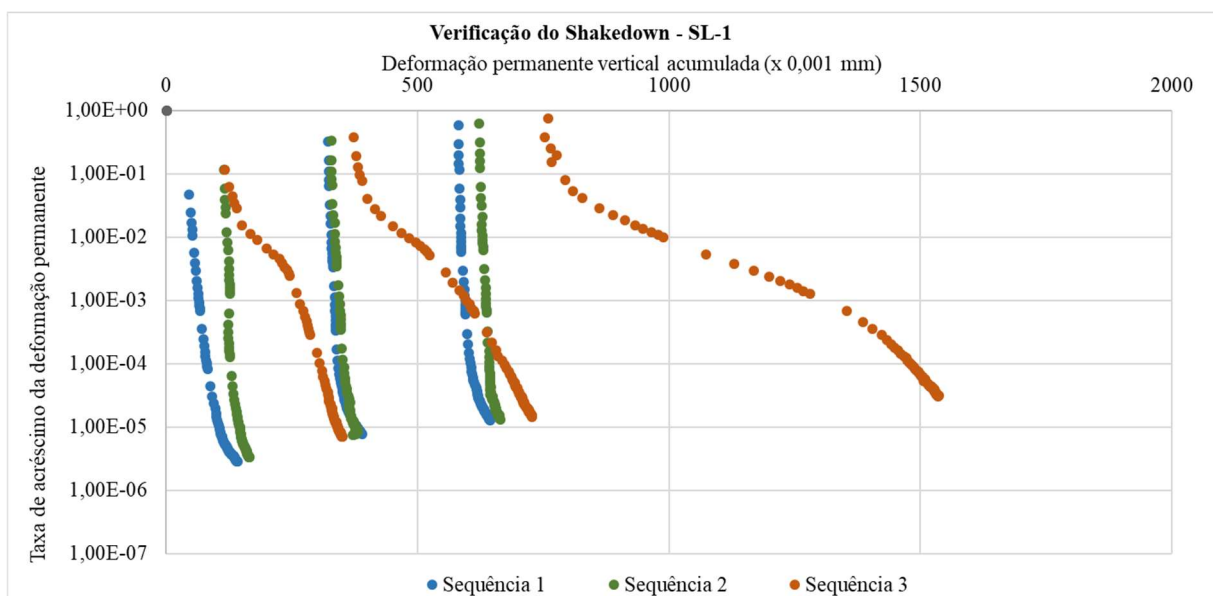


Figura 1.123. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL1 - 1%wot.

Seguindo a mesma perspectiva de comportamento observada na figura anterior, verificou-se que a umidade acima do teor ótimo representa um ponto crítico para as propriedades de

plasticidade do solo. A Figura 5.124 demonstra níveis elevados de deformação, com tendência a escoamento plástico nos menores pares de tensão. Nos maiores pares de tensão, observa-se o fenômeno de *creep* plástico ou ruptura plástica.

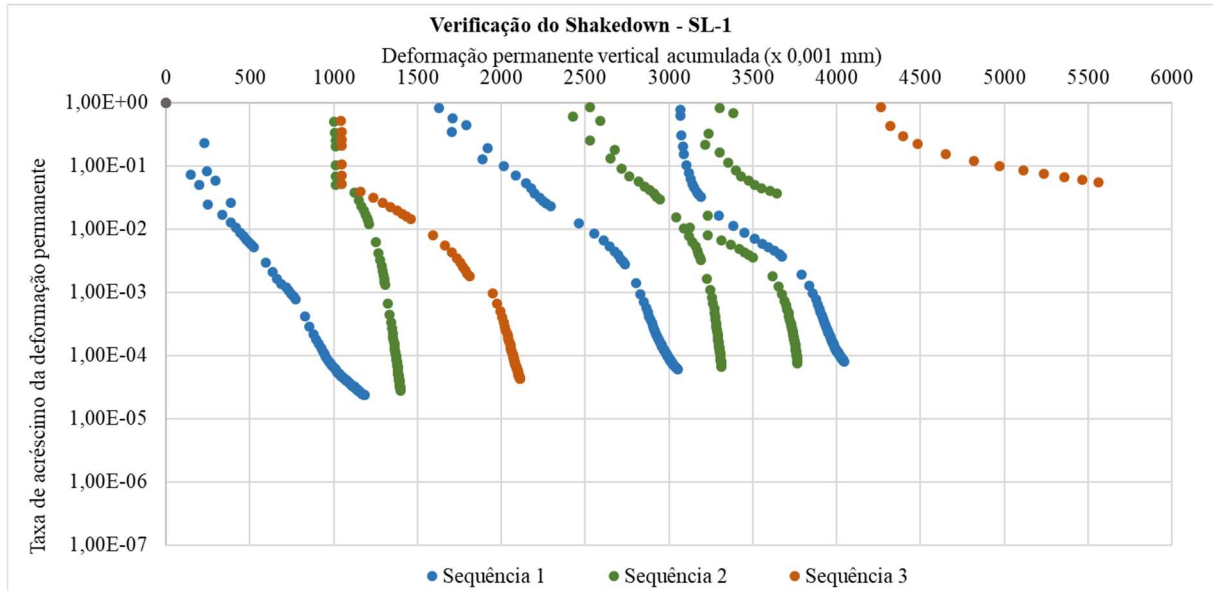


Figura 5.124. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-1 + 1%wot.

Seguindo a tendência de comportamento observada na situação anterior, nota-se que o solo SL-1 apresenta uma alta sensibilidade ao aumento da umidade. As deformações plásticas tornam-se excessivas e tendem à ruptura plástica em níveis de carregamento mais elevados. Esse comportamento é ainda mais evidente quando o material é compactado com um teor de umidade de 2%, conforme demonstrado na Figura 5.125.

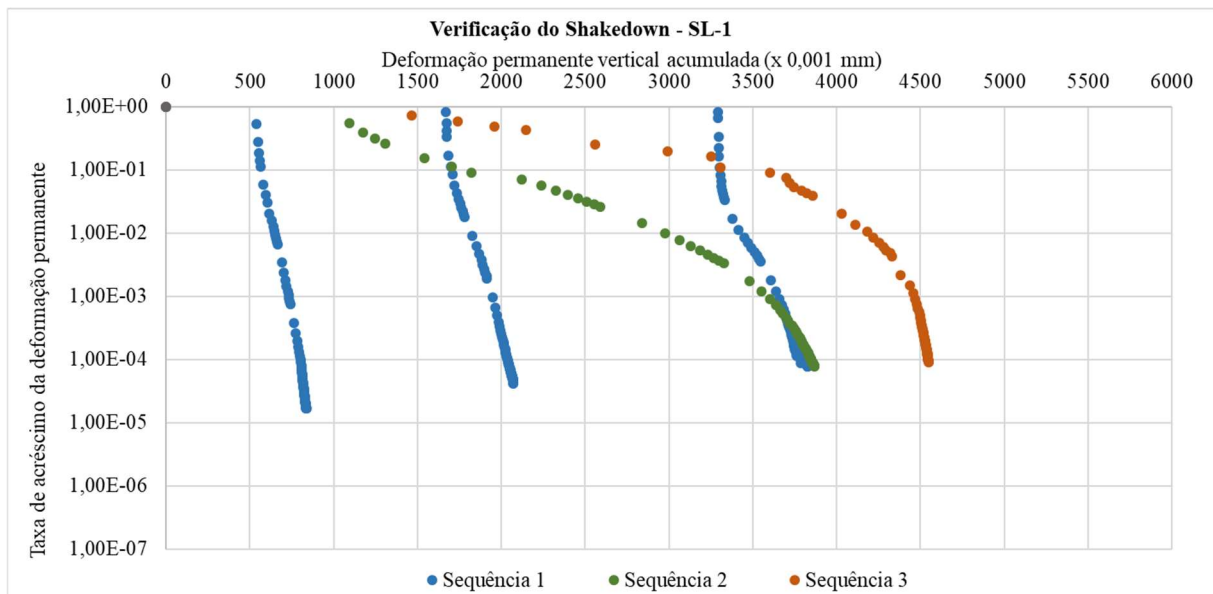


Figura 5.125. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-1 + 2%wot.

O comportamento do *shakedown* do solo SL-2 está demonstrado nos gráficos das figuras 5.126 a 5.129. Neste solo verifica-se que o comportamento do solo é predominantemente de escoamento plástico para estado de tensões elevados e acomodamento para os pares de tensão de menor carregamento da primeira sequência. Nota-se que com exceção da condição de umidade de -2%, ocorre nas demais análises de umidade uma similaridade de comportamento do *shakedown* na condição de estado de tensões com confinamento de 80 e 120 kPa, respectivamente.

Ressalta-se que, para a condição de +2% de umidade, a similaridade de comportamento mencionada anteriormente não pode ser avaliada em sua totalidade devido à sensibilidade do solo ao aumento do teor de umidade, que pode levar ao rompimento do material.

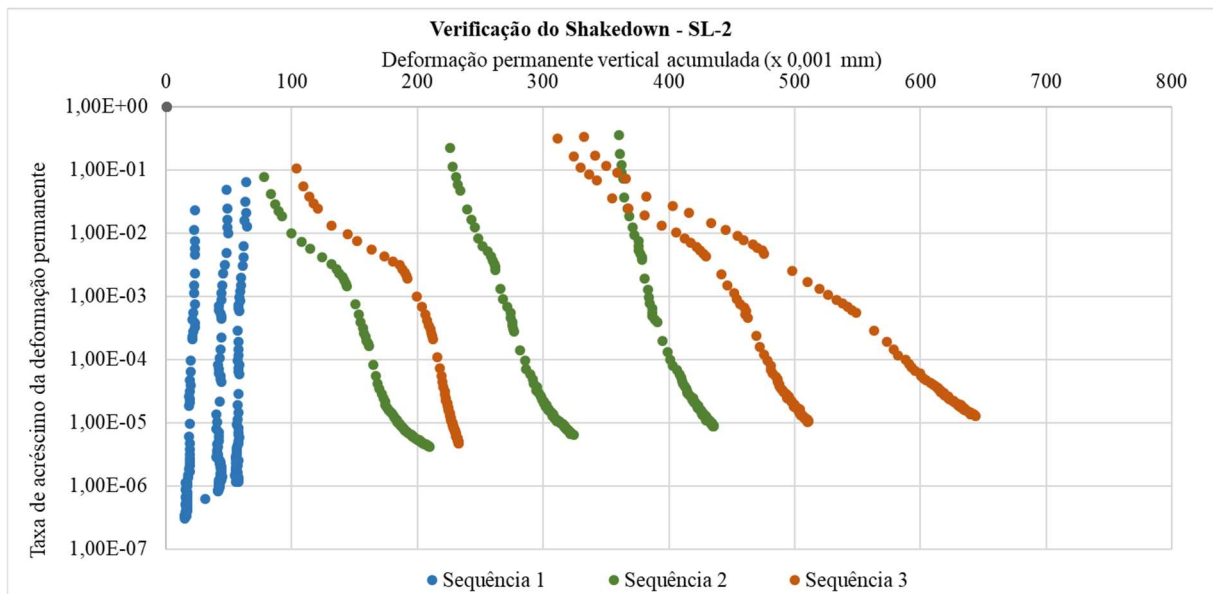


Figura 5.126. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-2 - 2%wot.

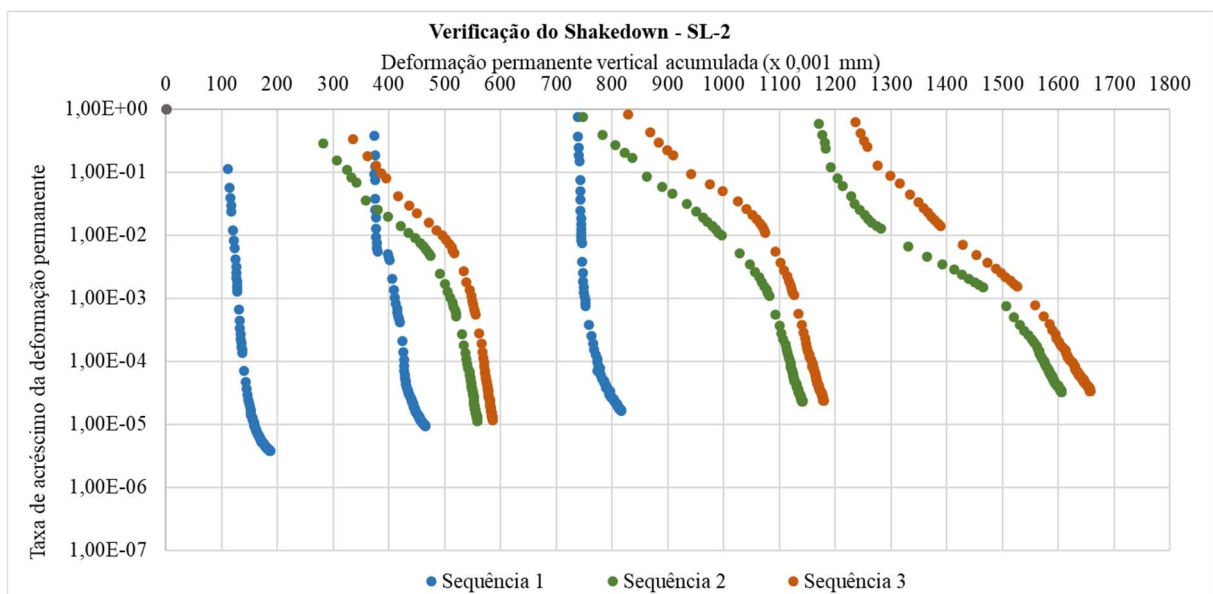


Figura 5.127. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-2 - 1%wot.

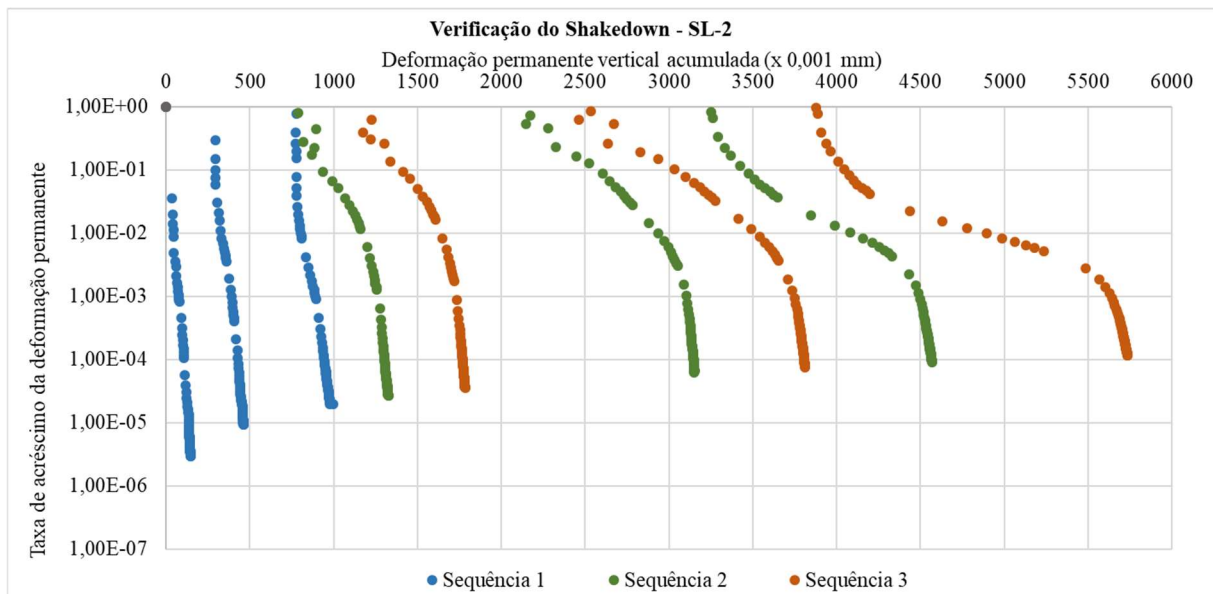


Figura 5.128. Verificação do *Shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra S- 2 + 1%wot.

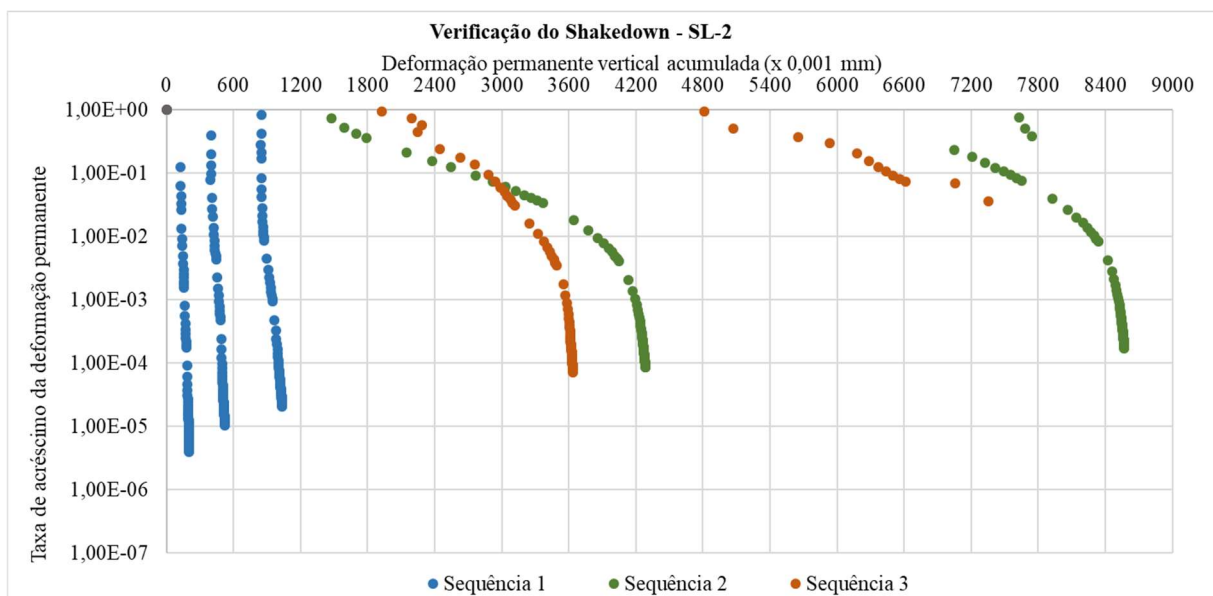


Figura 5.129. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-2 + 2%wot.

A análise da sensibilidade do solo SL-3 quanto às deformações plásticas por meio da variação de umidade está apresentada nas Figuras 5.130 a 5.133 sendo representada pelo *shakedown*.

O solo SL-3 apresenta algumas similaridades de comportamento em relação aos pares de tensão com confinante de 80 e 120, assim como observado no solo SL-2. No entanto devido às

características do solo em relação ao comportamento do estado de tensões é possível observar algumas diferenciações.

No ramo seco, considerando a condição de compactação com -2%, observa-se uma tendência semelhante para todas as relações de estado de tensão, embora com níveis baixos de deformação plástica. No entanto, esse comportamento muda à medida que o teor de umidade aumenta. Com o aumento da umidade, as deformações plásticas totais aumentam, e o solo passa a apresentar uma clara tendência de acomodação plástica para razões de tensão menores e escoamento plástico para razões de tensão maiores.

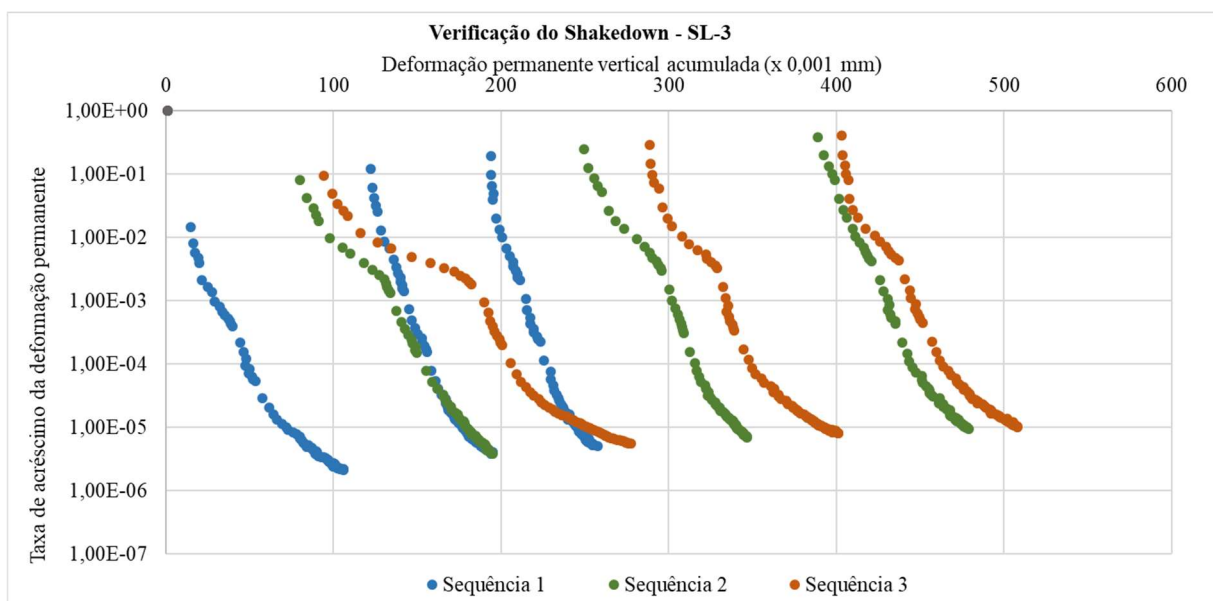


Figura 5.130. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-3 - 2%wot.

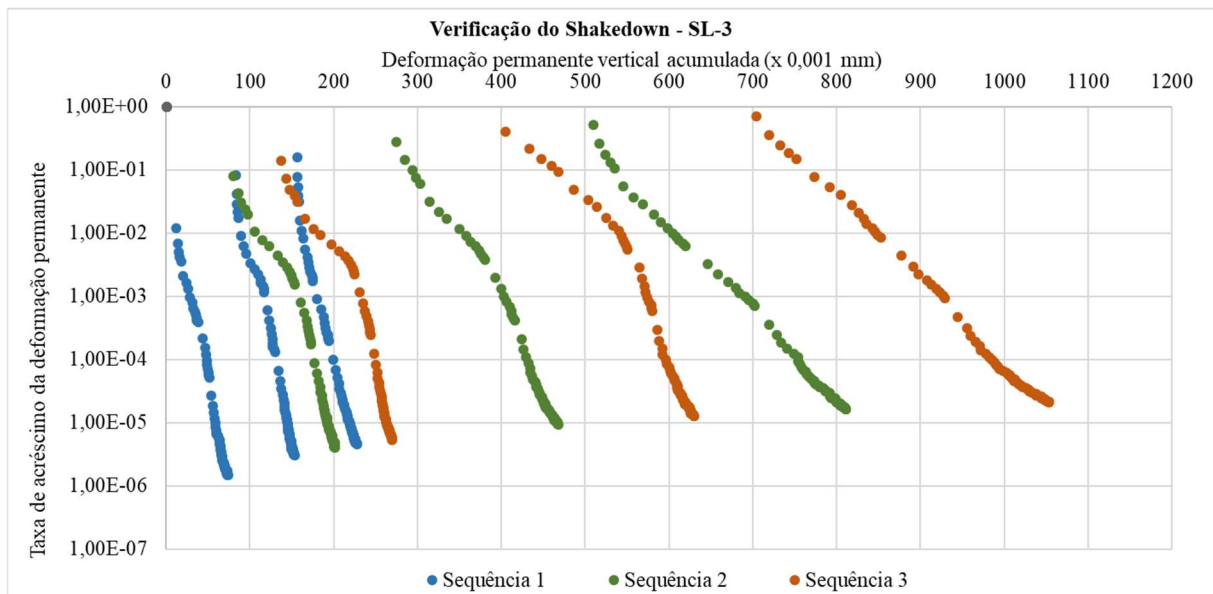


Figura 5.131. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-3 - 1%wot.

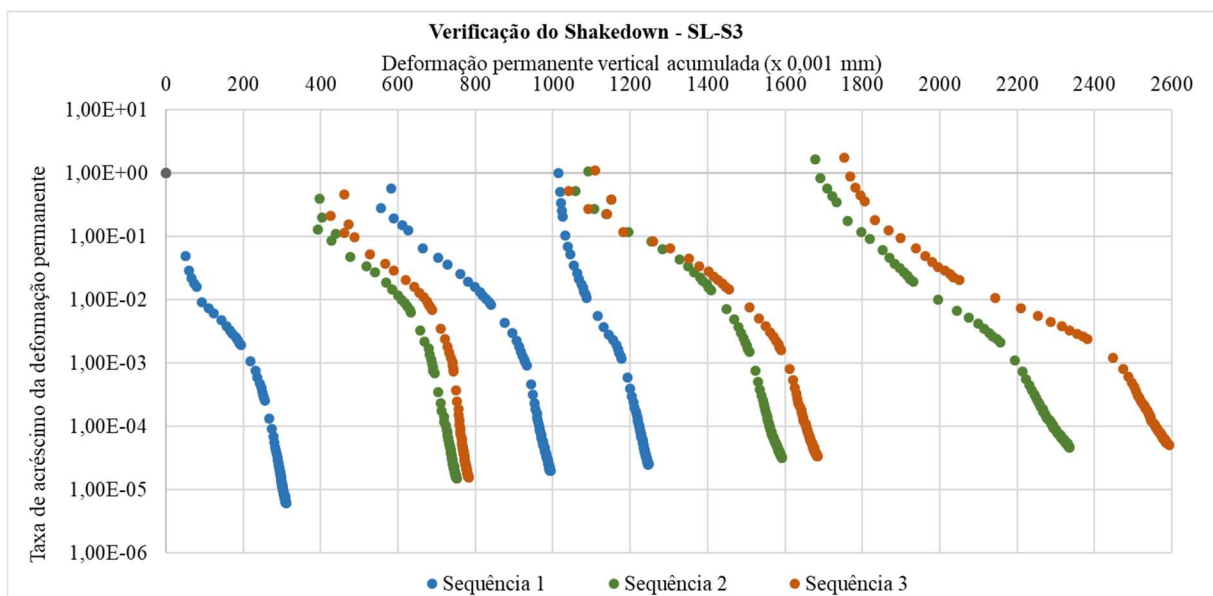


Figura 5.132. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-3 +1%wot.

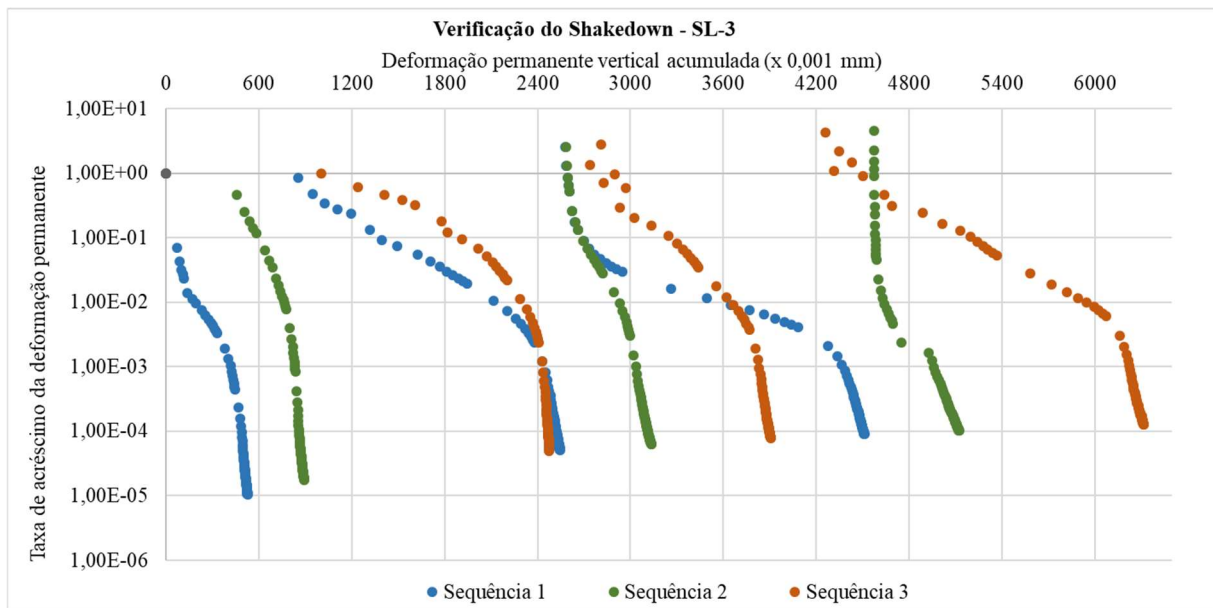


Figura 5.133. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-3 +2%wot.

5.9.6. Deformação Permanente Individuais por Par de Tensão

De forma consistente com a metodologia utilizada para os solos compactados em diferentes teores de umidade, os resultados do ensaio de deformação plástica para amostras submetidas a variações no teor de umidade após a compactação serão apresentados de maneira ordenada, facilitando a comparação e a análise dos dados.

Os resultados para o SL-1 estão apresentados nas Figuras 5.134 a 5.138. Observou-se uma tendência de aumento nos níveis de deformação plástica (DP) à medida que o teor de umidade aumenta. Semelhante à condição de umidade durante a compactação, a elevação do teor de umidade leva a deformações plásticas excessivas em maiores níveis de tensão.

Nota-se que para a condição de +2% o solo não apresentou suporte para pares de tensões elevados como 120x240 e 120x360, deste mesmo modo, a amostra com aumento de +1% em relação a umidade de ótima de compactação não apresentou suporte à aplicação de carga do estado de tensão 120x360.

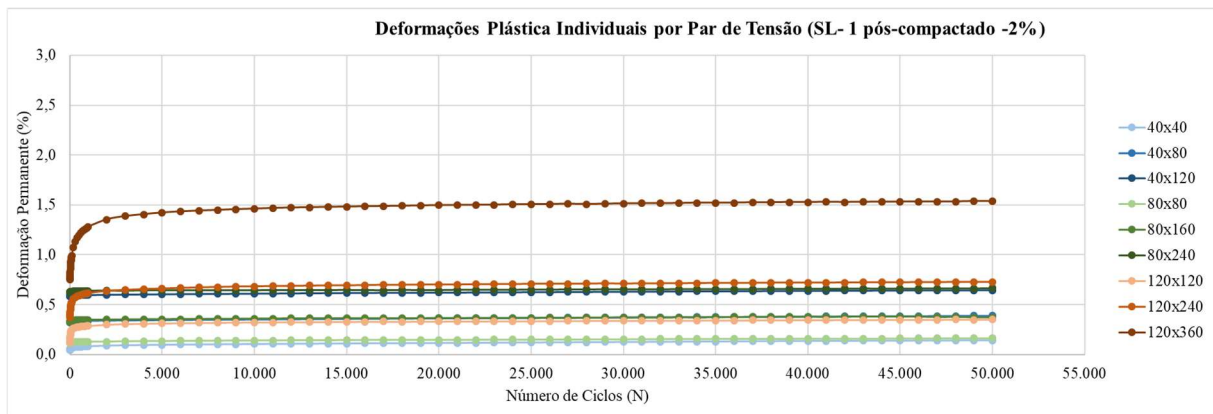


Figura 5.134. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 pós-compactada -2%wot.

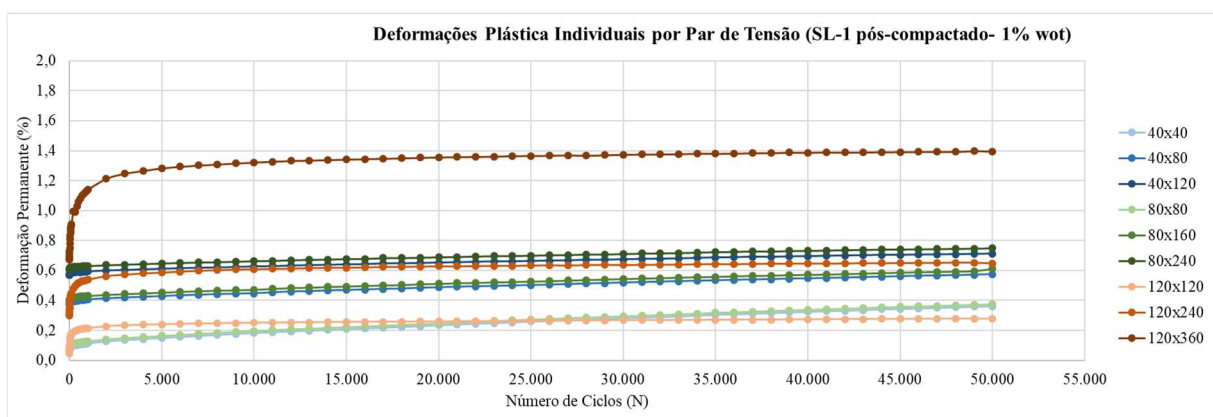


Figura 5.135. Comportamento da DP por multiestágios da SL-1 pós-compactada -1%wot.

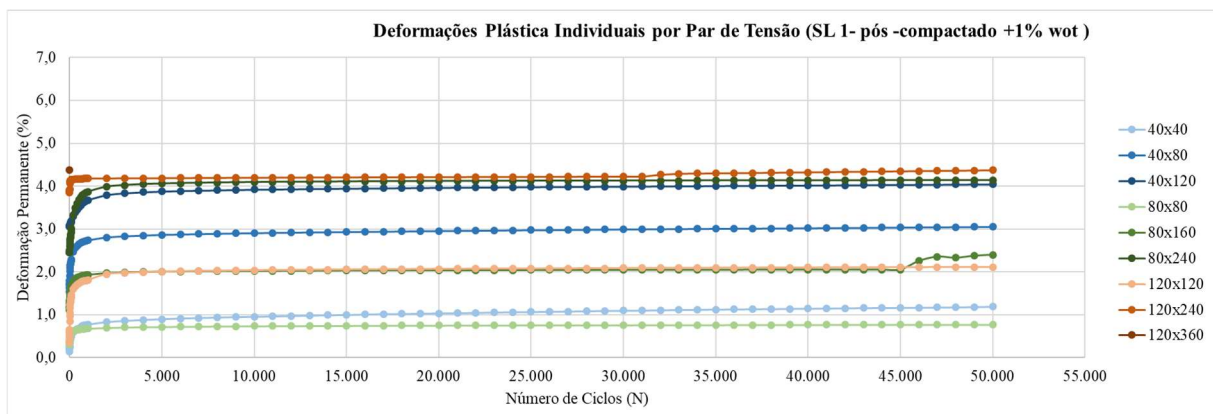


Figura 5.136. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactado +1%wot.

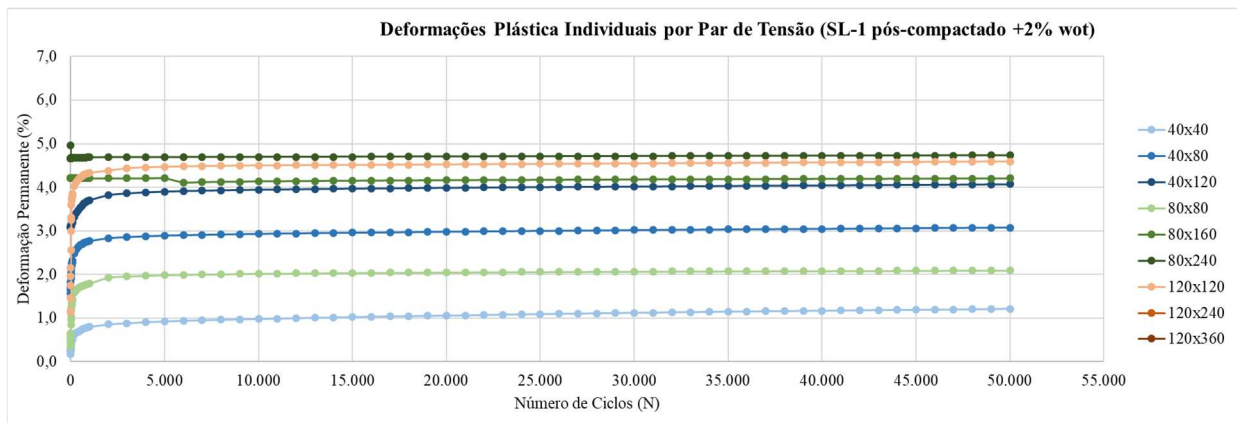


Figura 5.137. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactado + 2%wot.

As Figuras 5.138 e 5.141 apresentam a deformação plástica (DP) acumulada para cada par de tensão e seus respectivos números de ciclos para o SL-2. As amostras que passaram pelo processo de secagem com -2% do teor ótimo exibiram valores baixos de DP. Para os maiores pares de tensão, a DP foi de aproximadamente 0,3%, o que representa uma faixa de deformação reduzida, conforme esperado. Em contraste, as amostras com -1% de umidade mostraram valores mais elevados de DP, alcançando até 3% no par de tensão (120x360).

No ensaio com umidade 1% acima do teor ótimo, o par de tensão 120x360, não resistiu adequadamente, resultando em falhas no material. O último par de tensões testado antes do rompimento do corpo de prova durante o ensaio, 120x240, apresentou uma de DP de aproximadamente 4%.

Para as condições de umidade 2% acima do teor ótimo, os resultados indicam que a deformação plástica alcança níveis elevados, superando 6% no par de tensão (80x160), e o material não resistiu ao terceiro par de tensão (80x240). Diferentemente dos resultados observados para os diversos teores de compactação, o material pós-compactado não suportou os três últimos pares de tensões.

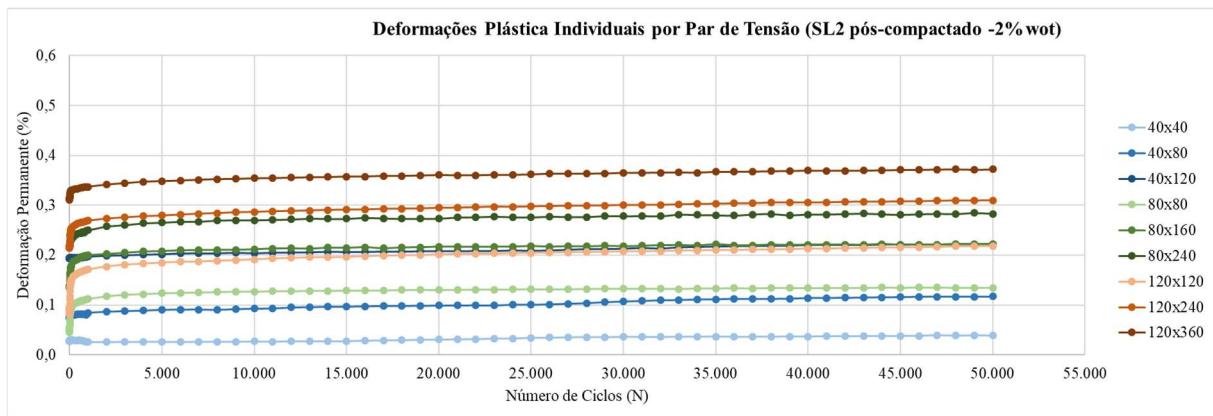


Figura 5.138. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 pós-compactada-2%wot.

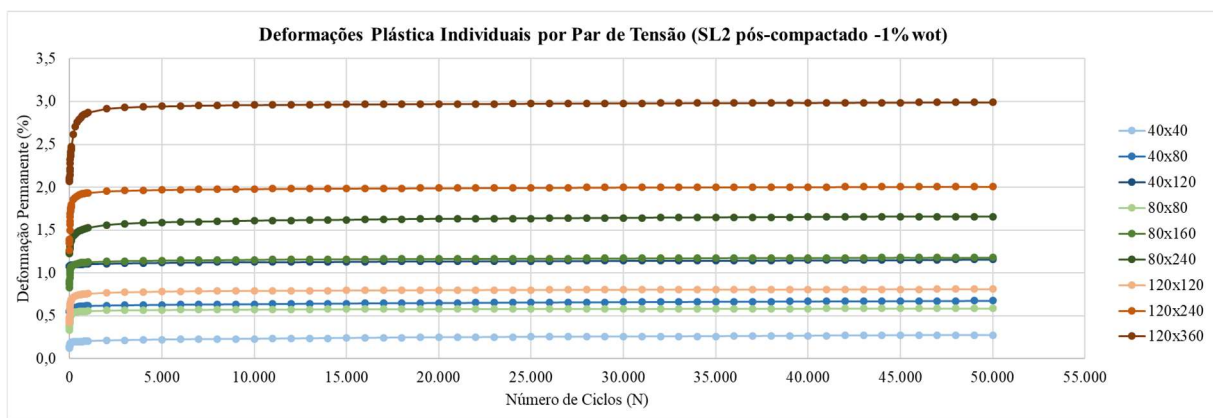


Figura 5.139. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 pós-compactada -1%wot.

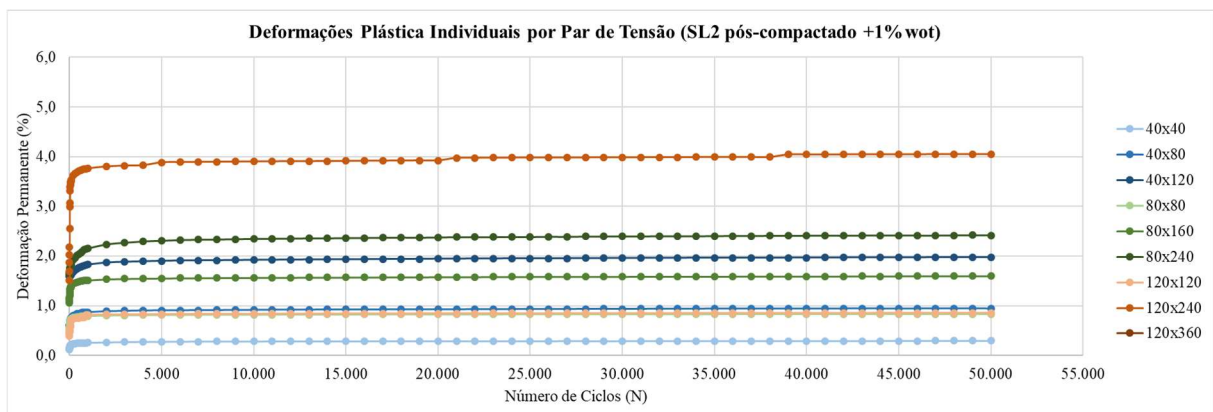


Figura 5.140. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 pós-compactada +1%wot.

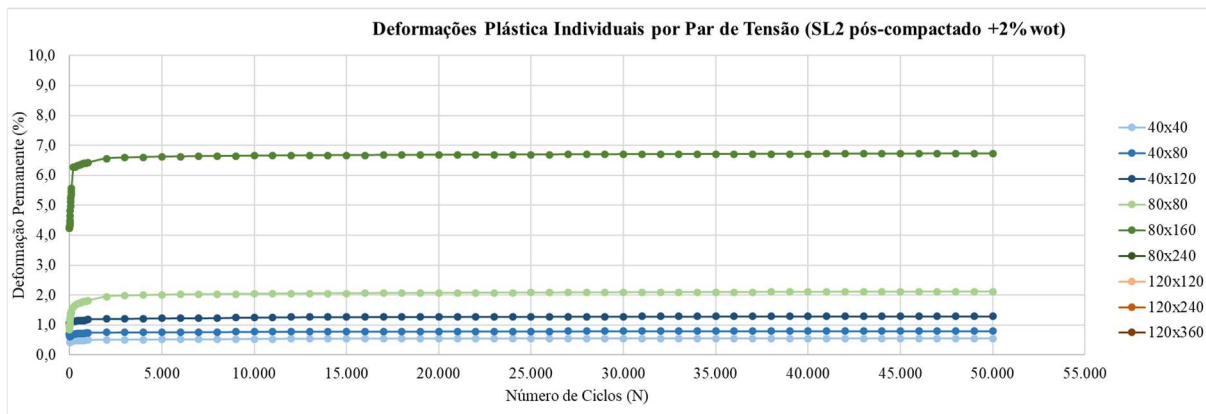


Figura 5.141. Comportamento da DP por multiestágios da SL-2 pós-compactada +2%wot.

As Figuras 5.142 a 5.143, apresentam a relação da DP acumulada para cada par de tensão separados e seus respectivos números de ciclos para o SL-3.

Para a pós-compactação com 1% abaixo do teor ótimo, o maior par de tensões apresentou uma deformação de 1,6%, com um crescimento desproporcional aos demais pares de tensão que não superaram o DP de valor 0,8%. Com 1% acima do teor ótimo, as deformações plásticas do SL-3 foram superiores a 2%, consideravelmente inferiores em comparação com os outros materiais analisado.

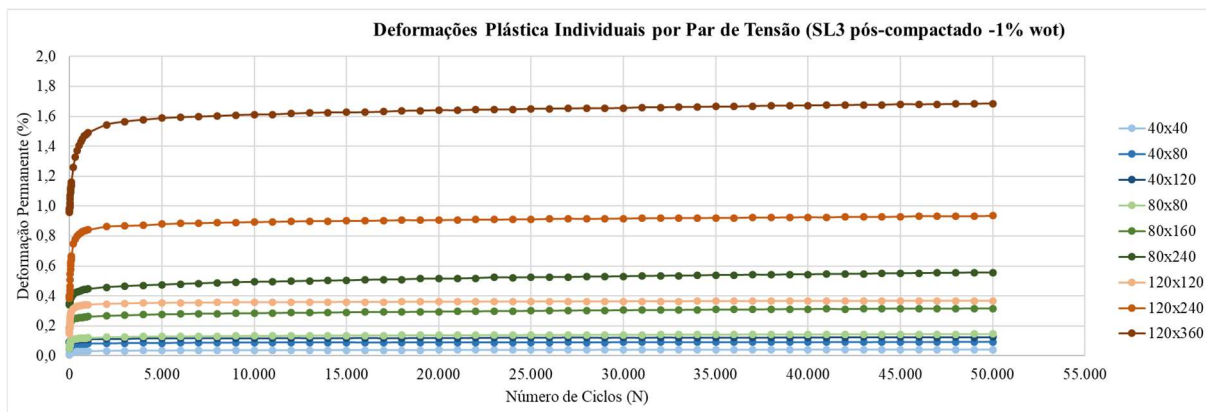


Figura 5.142. Comportamento da DP por multiestágios da SL-3 pós-compactada -1%wot.

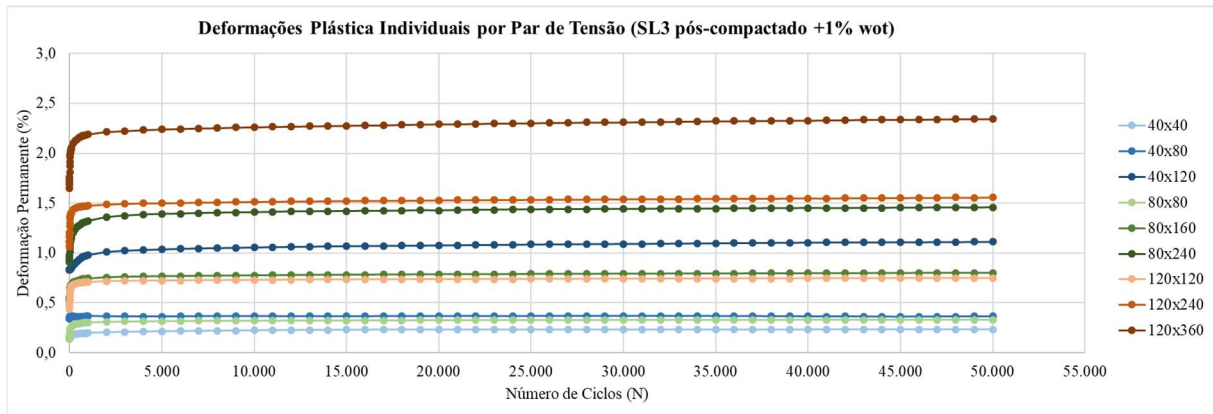


Figura 5.143. Comportamento da DP por multiestágios da SL-3 pós-compactada +1%wot.

5.9.7. Deformações Permanente por Sequência

As Figuras 5.144 a 5.14 apresentam os dados obtidos pelo ensaio de multiestágio com número de ciclos de forma contínua para cada sequência para o SL-1 nas amostras pós-compactadas.

Para a amostra pós-compactado abaixo do teor ótimo em 2%, é possível observar a correspondência de comportamento similar das sequências 1 e 2, enquanto a sequência 3 apresenta-se isolada das demais, sendo que o acréscimo de deformações para os pares de tensões desta sequência, foi significativamente maior.

As amostras compactadas com umidade acima do teor ótimo, seguindo a mesma tendência observada para materiais compactados em diferentes teores de umidade, apresentaram altos valores de deformação plástica (DP), superiores a 4%. Com uma umidade pós-compactação de +1%, o ensaio não completou a sequência 3 no último par de tensão. Para a umidade de +2%, os dados obtidos foram limitados ao primeiro par de tensão da sequência 3.

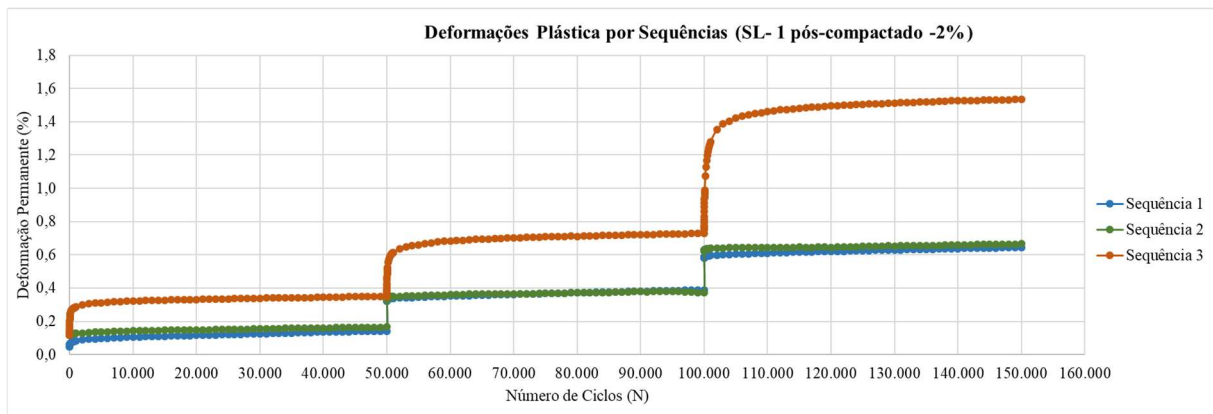


Figura 5.144. Comportamento da DP por seqüência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactado - 2%wot.

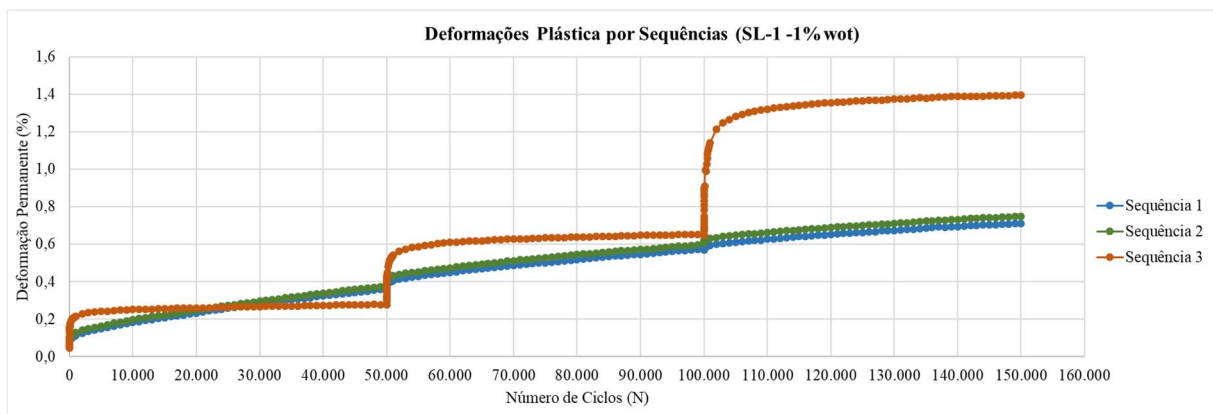


Figura 5.145. Comportamento da DP por seqüência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactado - 1%wot.

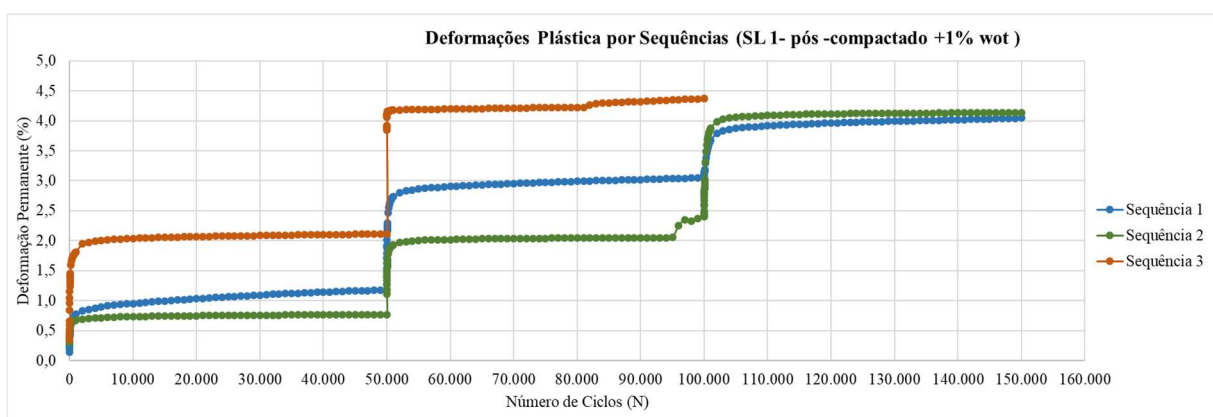


Figura 5.146. Comportamento da DP por seqüência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactado + 1%wot.

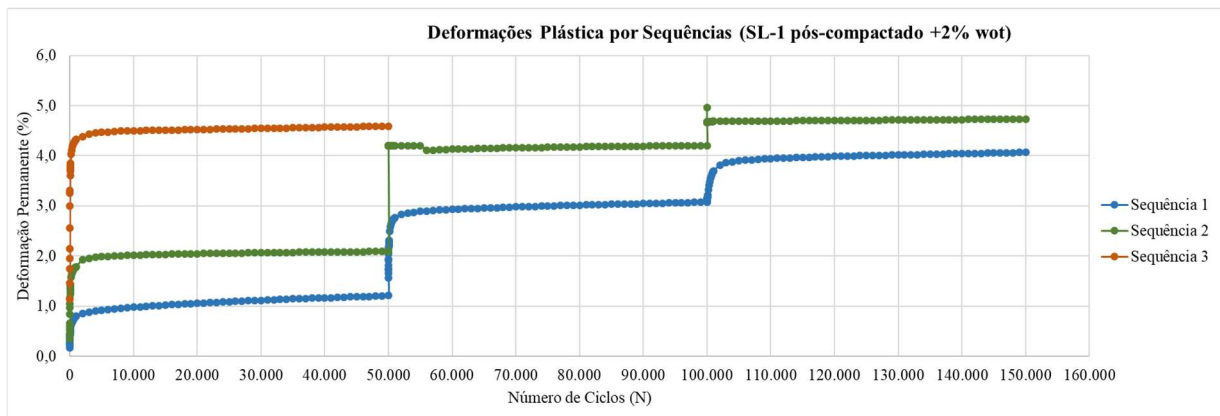


Figura 5.147. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactado +2%wot.

Os SL 2 dados obtidos pelo ensaio de multiestágio com número de ciclos de forma contínua para cada sequência para o SL-2, estão exibidos nas Figuras 5.148 a 5.155.

Os resultados para o ramo seco, apresentaram as tendências esperadas de crescimento de forma contínua para cada estado de tensão das sequências analisadas.

Para a amostra compactado acima do teor ótimo em 1%, a sequência 3 não foi finalizada. A sequência 1 apresentou baixos valores de DP, a partir da sequência 2 já notável o aumento da DP de forma gradual. Para a sequência 3 ocorre um pico de DP no segundo par de tensão com aumento da DP para 4% não resistindo ao último par de tensão.

Os resultados do ensaio para o teor de umidade pós- compactado 2% acima da umidade não resistiram a nenhum par de tensão para a sequência 3. Comprovando a alta sensibilidade deste material ao teor de umidade.

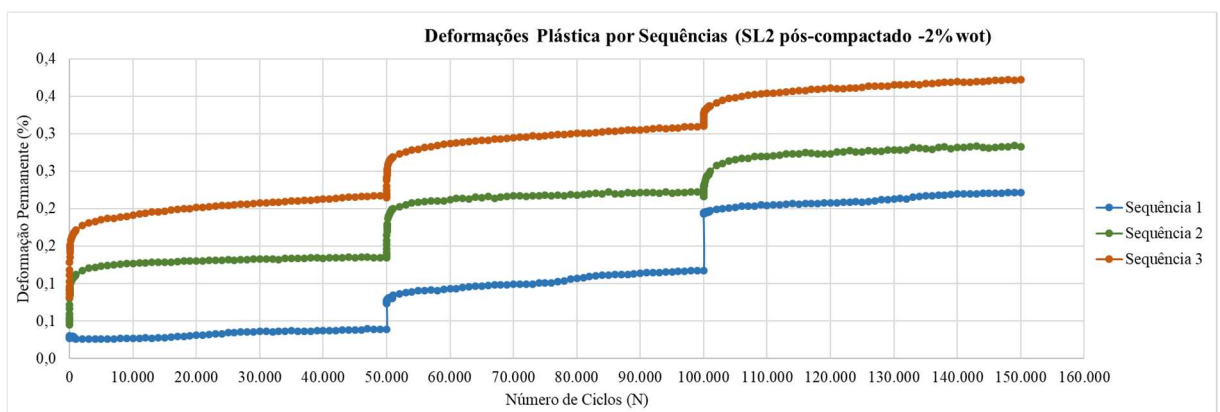


Figura 5.148. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactado - 2%wot.

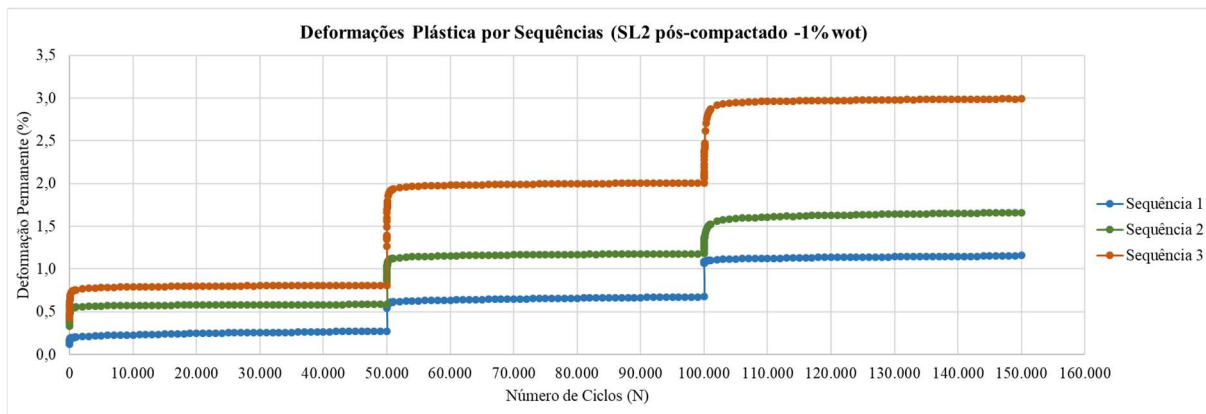


Figura 5.149. Comportamento da DP por seqüência de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactado -1%wot.

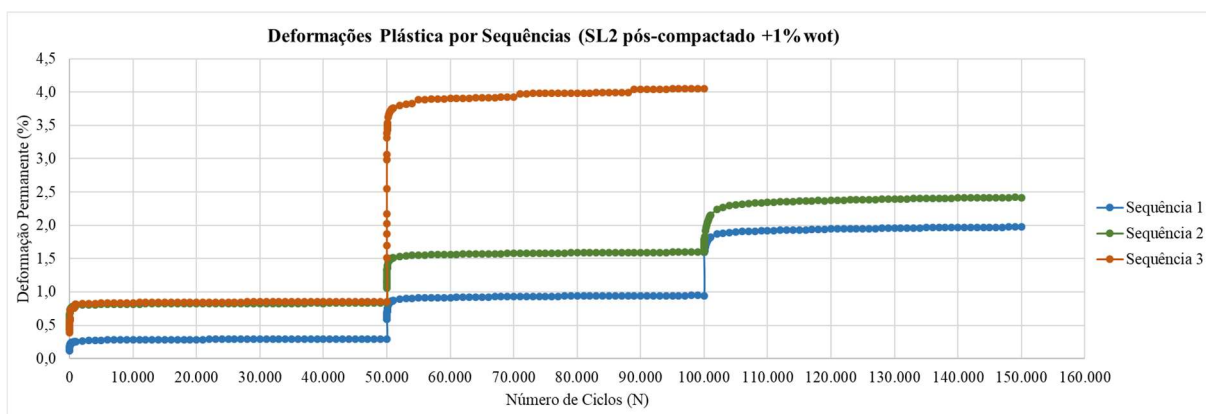


Figura 5.150. Comportamento da DP por seqüência de multiestágios da amostra SL2 pós-compactado +1%wot.

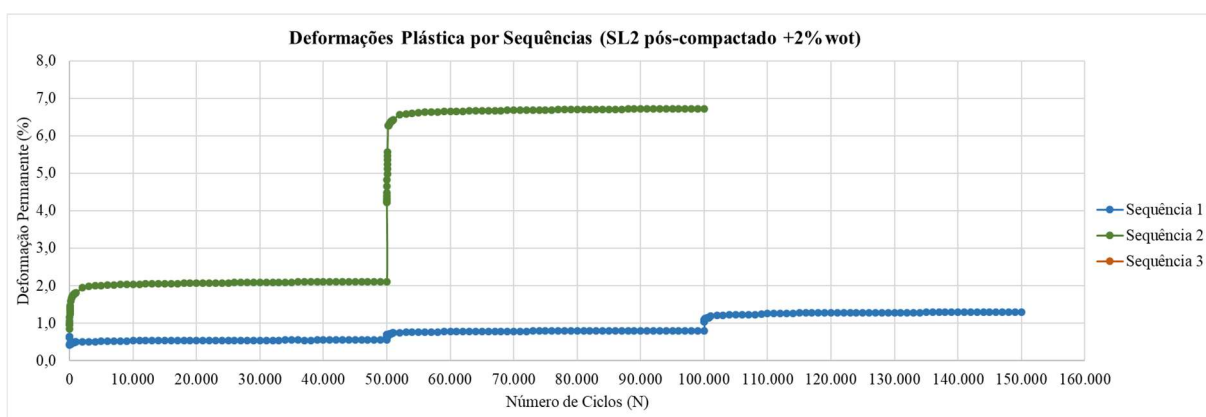


Figura 5.151. Comportamento da DP por seqüência de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactado +2%wot.

Para o SL-3 quanto ao comportamento da DP para o número de ciclos acumulado de cada sequência, tem-se os resultados apresentados na Figura 5.152 e 1.153, sendo possível verificar os patamares de acréscimo de deformação a cada incremento de tensão desvio.

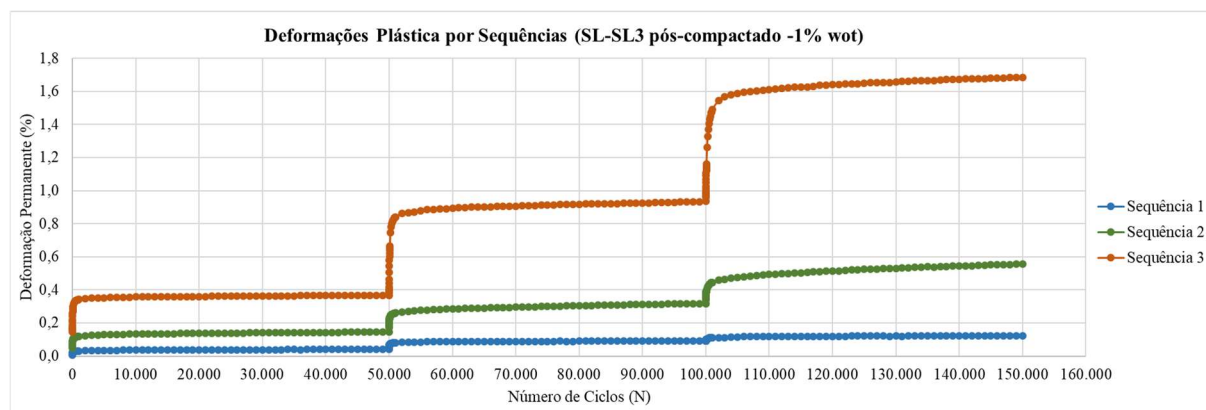


Figura 5.152. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 pós-compactada -1%wot.

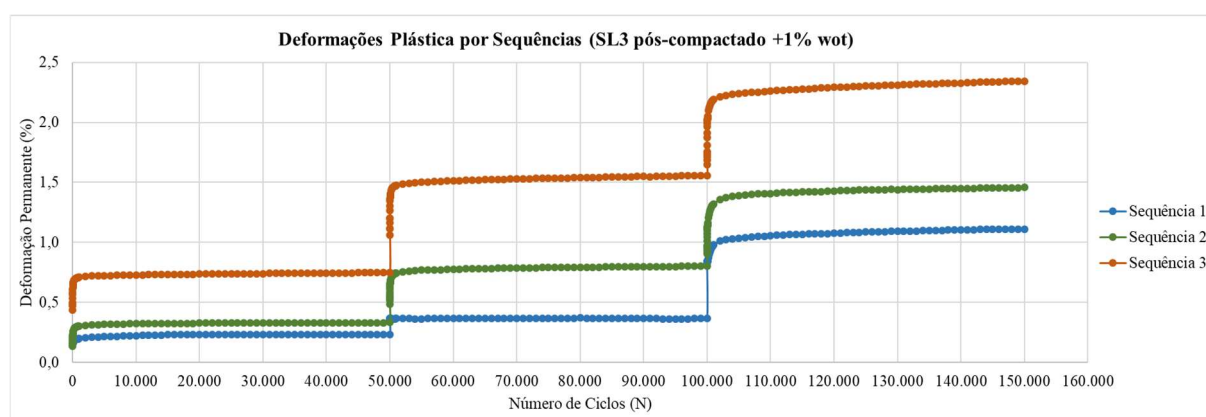


Figura 5.153. Comportamento da DP por sequência de multiestágios da amostra SL-3 pós-compactada +1 %wot.

Os resultados dos Parâmetros de regressão e estatísticas da DP do SL-1 encontram-se na Tabela 5.24. Para a situação observada no solo SL-1, nota-se que R^2 foi superior a 0,80 com exceção a amostra pós-compactada 2% acima do teor ótimo que apresentou valor de 0,733, resultado similar ao que foi observado na análise da DP das amostras com diferentes teores de umidade.

Tabela 5.24 – Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-1 pós-compactada

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP SL 1								
Umidade do ensaio	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot-2%	Ψ ₁	0,000	0,000	3,197	0,001	0,000	0,000	0,862
	Ψ ₂	-0,095	0,053	-1,775	0,076	-0,200	0,010	
	Ψ ₃	1,275	0,044	28,767	0,000	1,188	1,363	
	Ψ ₄	-0,028	0,004	-7,546	0,000	-0,036	-0,021	
wot-1%	Ψ ₁	0,000	0,000	3,284	0,001	0,000	0,000	0,846
	Ψ ₂	-0,194	0,054	-3,598	0,000	-0,300	-0,088	
	Ψ ₃	1,252	0,045	27,587	0,000	1,163	1,341	
	Ψ ₄	-0,029	0,004	-7,532	0,000	-0,037	-0,022	
wot+1%	Ψ ₁	0,18	0,48424,93	0,74	0,00	0,00	0,00	0,920
	Ψ ₂	-3,000	0,070	-4,790	0,000	-3,170	-2,900	
	Ψ ₃	1,000	0,040	27,840	0,000	0,970	1,100	
	Ψ ₄	0,000	0,000	-3,384	0,001	-0,020	0,000	
wot+2%	Ψ ₁	0,026	0,028	0,921	0,00	0,000	0,000	0,733
	Ψ ₂	0,634	0,170	3,735	0,000	0,301	0,968	
	Ψ ₃	0,088	0,184	0,480	0,000	-0,273	0,449	
	Ψ ₄	0,034	0,027	1,283	0,200	-0,018	0,086	

Os parâmetros do modelo proposto por Guimarães (2009) para o SL-2 com as variações de umidade de pós-compactação encontram-se apresentados na Tabela 5.25. Salienta-se que as regressões múltiplas não lineares foram realizadas considerando todos os dados de entrada, incluindo àqueles que apresentaram excesso de deformação permanente.

Os coeficientes de determinação (R²) evidenciaram ajustes satisfatórios por parte do modelo, com valores elevados para todas as condições de umidade analisadas, em sua grande maioria superiores a 0,90. A única exceção, cujo valor de R² de 0,50 destoou dos demais, refere-se ao solo compactado no teor ótimo e e posteriormente umedecido.

Tabela 5.25 – Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-2 pós-compactada

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP SL2 pós-compactado								
Umidade do ensaio	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot-2%	Ψ_1	0,0461	0,0074	6,2423	0,0000	0,0316	0,0607	0,8677
	Ψ_2	4,4819	0,3057	14,6593	0,0000	3,8815	5,0822	
	Ψ_3	0,4432	0,0477	9,2991	0,0000	0,3497	0,5368	
	Ψ_4	0,0758	0,0163	4,6442	0,0000	0,0437	0,1078	
wot-1%	Ψ_1	0,0049	0,0006	7,6627	0,0000	0,0037	0,0062	0,9377
	Ψ_2	-0,2371	0,0266	-8,9259	0,0000	-0,2893	-0,1850	
	Ψ_3	0,9105	0,0207	43,9470	0,0000	0,8699	0,9512	
	Ψ_4	-0,0033	0,0033	-1,0047	0,3154	-0,0098	0,0032	
wot+1%	Ψ_1	0,0003	0,0001	4,6222	0,0000	0,0002	0,0004	0,9432
	Ψ_2	0,2274	0,0386	5,8981	0,0000	0,1517	0,3031	
	Ψ_3	1,0117	0,0279	36,3272	0,0000	0,9571	1,0664	
	Ψ_4	-0,0070	0,0049	-1,4212	0,1557	-0,0167	0,0027	
wot+2%	Ψ_1	0,0168	0,0086	1,9496	0,0516	-0,0001	0,0337	0,5015
	Ψ_2	0,7465	0,0939	7,9457	0,0000	0,5620	0,9309	
	Ψ_3	-0,0038	0,0525	-0,0732	0,9417	-0,1070	0,0993	
	Ψ_4	0,0275	0,0115	2,3874	0,0172	0,0049	0,0502	

Os resultados dos Parâmetros de regressão e estatísticas da DP do SL-3 encontram-se na Tabela 5.26. Os coeficientes de determinação (R²) evidenciaram ajustes satisfatórios por parte do modelo, com valores elevados para as condições de umidade pós-compactação analisadas, com valores superiores a 0,96.

Tabela 5.26 – Parâmetros de regressão e estatísticas da DP da amostra SL-3 pós-compactada

Previsão dos Coeficientes do Modelo Matemático de Guimarães (2009) de Previsão de Comportamento da DP SL 3 pós-compactado								
Umidade do ensaio	Parâmetros	Valor Estimado	Erro Padrão	Valor <i>t-Student</i>	Significância - <i>p</i>	Lim. Inferior de Confiança	Lim. Superior de Confiança	R ²
wot-1%	Ψ_1	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,963
	Ψ_2	0,689	0,049	0,000	0,000	0,593	0,785	
	Ψ_3	1,224	0,028	0,000	0,000	1,169	1,280	
	Ψ_4	-0,020	0,002	0,000	0,000	-0,025	-0,016	
wot+1%	Ψ_1	0,000	0,000	8,222	0,000	0,000	0,001	0,969
	Ψ_2	-0,205	0,025	-8,092	0,000	-0,255	-0,155	
	Ψ_3	1,210	0,020	61,038	0,000	1,171	1,249	
	Ψ_4	-0,007	0,002	-3,902	0,000	-0,010	-0,003	

A análise do comportamento DP quanto ao *shakedown* para o solo SL-1 na condição de pós-compactação nas Figuras 5.154 e 5.157, demonstrou que para as sequencias com tensão

confinante de 40 e 80 kPa o comportamento foi similar na condição de umidade -2%, com tendência a acomodação plástica, com pouca diferenciação para a condição da sequência 3.

À medida que o teor de umidade aumentou, as sequências apresentaram comportamentos distintos entre si. No entanto, a progressão de carregamento de cada sequência manteve a característica de similaridade de comportamento, diferenciando-se na proporção da deformação plástica com o aumento do teor de umidade.

Ressalta-se que, na condição de maior teor de umidade, com o aumento correspondente da carga máxima, não houve suporte para as tensões aplicadas. Seguindo as tendências observadas em análises anteriores para este solo, esse aspecto pode estar associado à condição granulométrica do solo, que apresenta frações de argila.

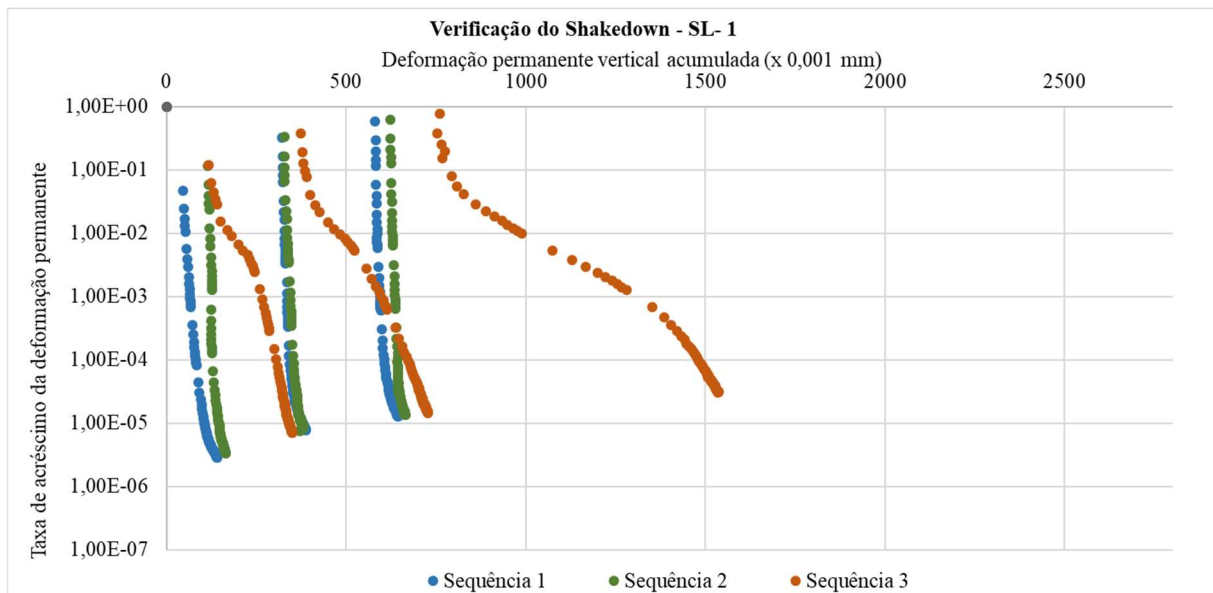


Figura 5.154. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada - 2%wot.

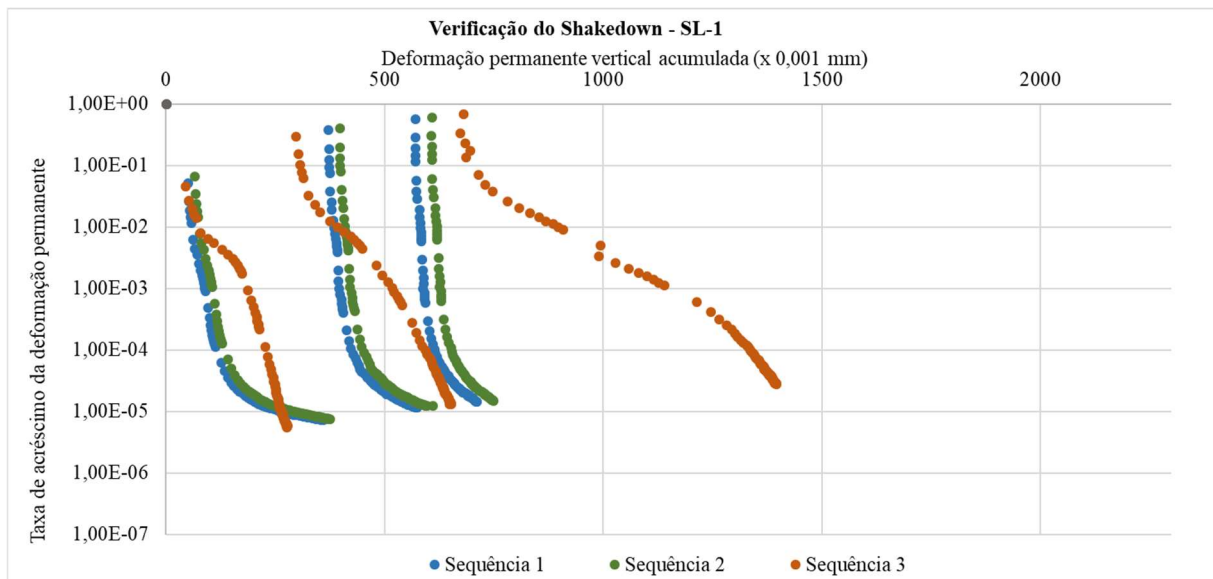


Figura 5.155. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada - 1%wot.

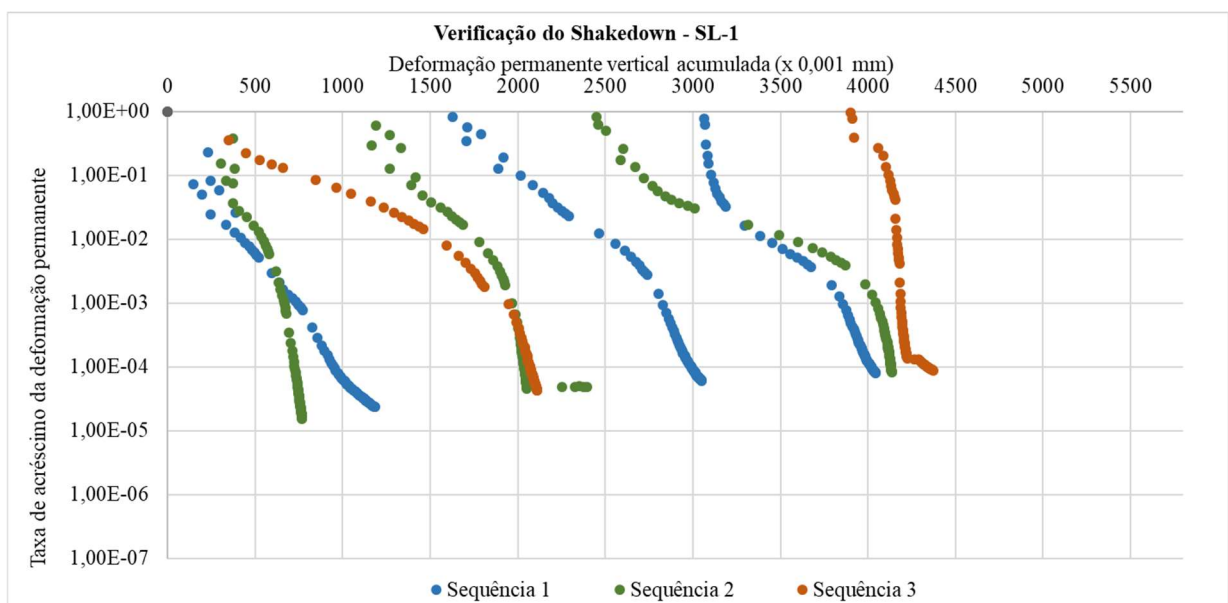


Figura 5.156. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada + 1%wot.

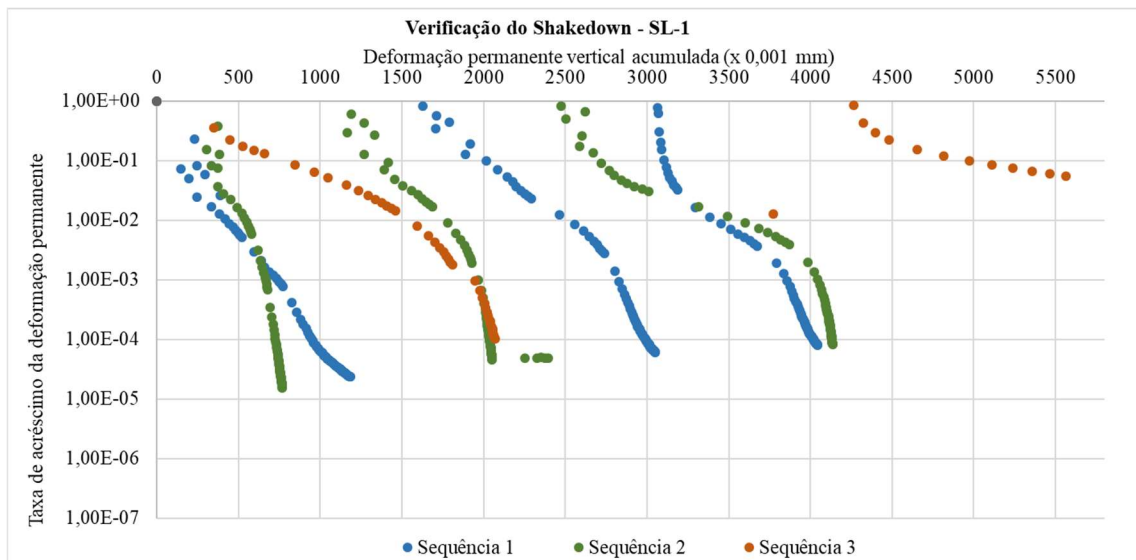


Figura 5.157. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-1 pós-compactada + 2%wot.

A análise do *shakedown* para o solo SL-2, apresentada nas Figuras 5.158 a 5.161, revelou níveis menores de deformação plástica (DP) total em comparação com o solo SL-1, conforme observado anteriormente na análise dos dados de DP. Além disso, verificou-se uma tendência de escoamento plástico nos maiores pares de tensão para a condição de menor teor de umidade. Na condição de maior teor de umidade pós-compactação (+2%), o solo SL-2 tornou-se ainda mais sensível à aplicação de carregamento em comparação com os demais solos analisados. Esse comportamento evidencia uma diferença significativa entre os cenários de umidade de compactação e o teor de umidade acrescido no processo de pós-compactação.

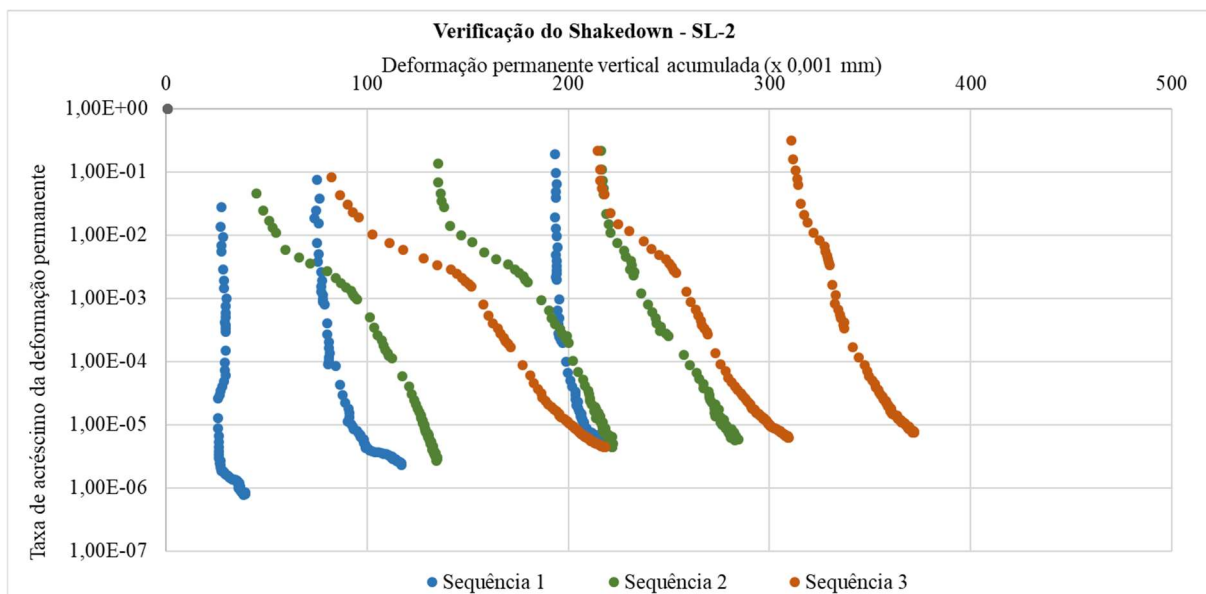


Figura 5.158. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada - 2%wot.

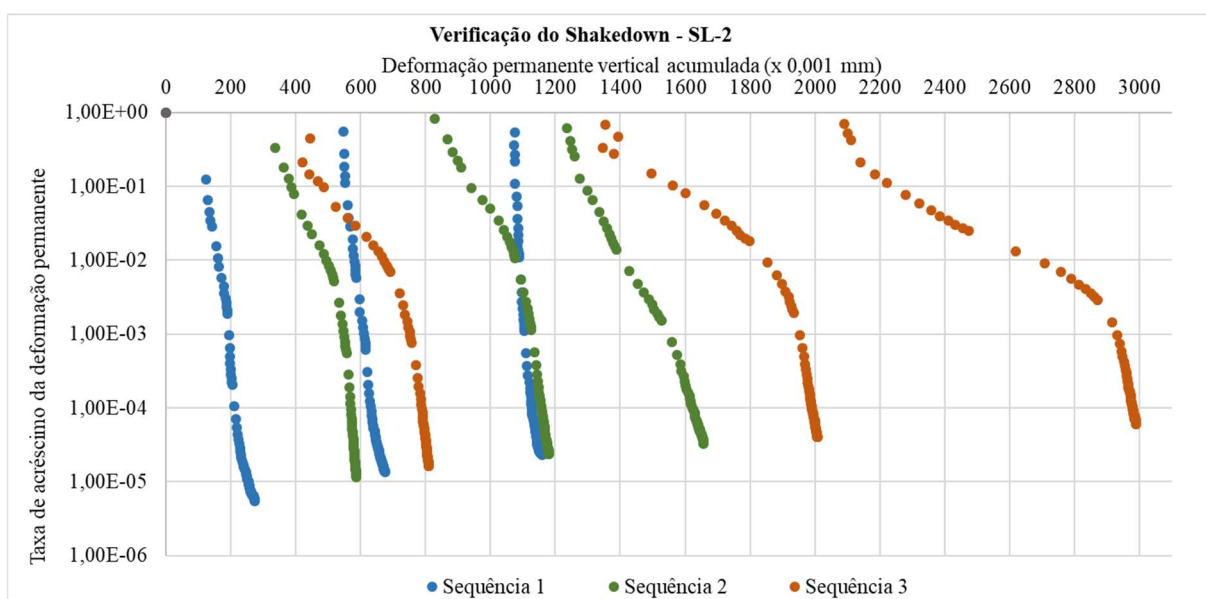


Figura 5.159. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada - 1%wot.

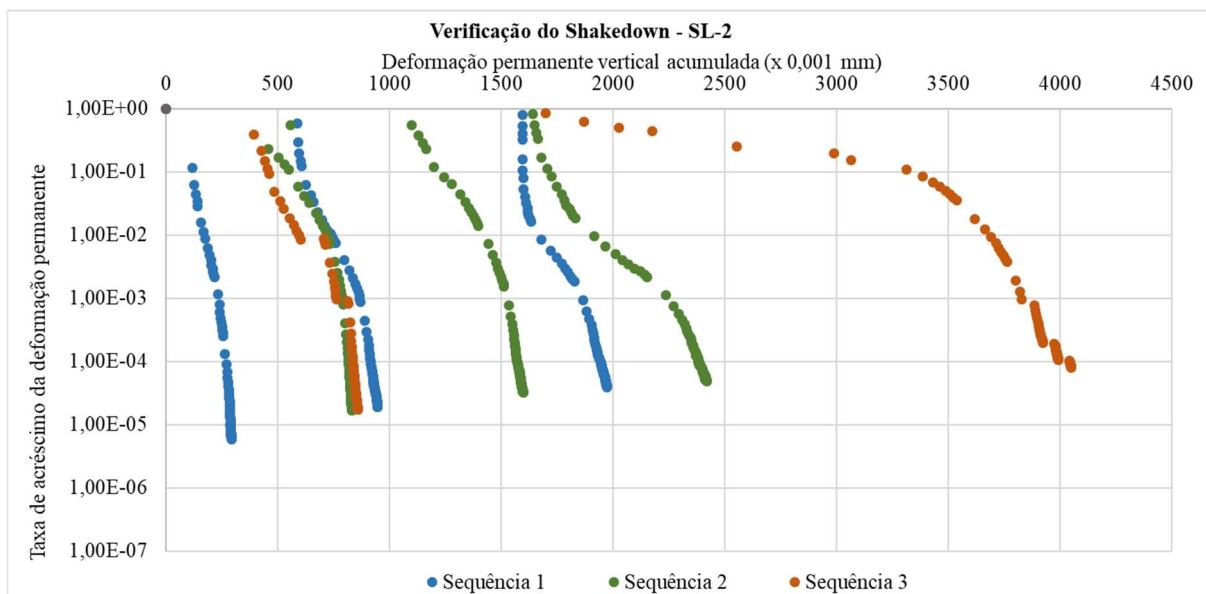


Figura 5.160. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada +1%wot.

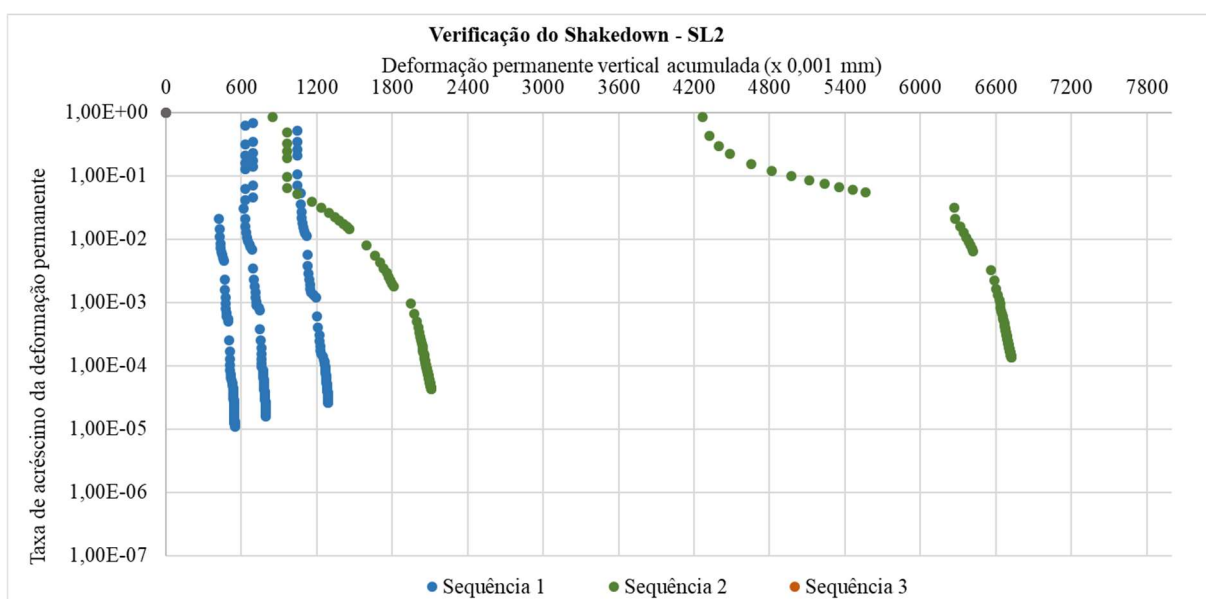


Figura 5.161. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-2 pós-compactada +2%wot.

A análise do *shakedown* para as deformações plásticas (DP) do solo SL-3, apresentada nas Figuras 5.162 e 5.163, demonstrou pouca diferenciação entre os resultados. Parte dessa uniformidade pode ser atribuída à macroestrutura arenosa do solo, que resultou em níveis de DP totais inferiores aos observados nos demais solos analisados. No entanto, mesmo nesse cenário, a adição de umidade ao solo levou a um aumento nos níveis de DP. Isso evidencia a

influência direta do nível de sucção e da matriz granulométrica do solo em seu desempenho mecânico.

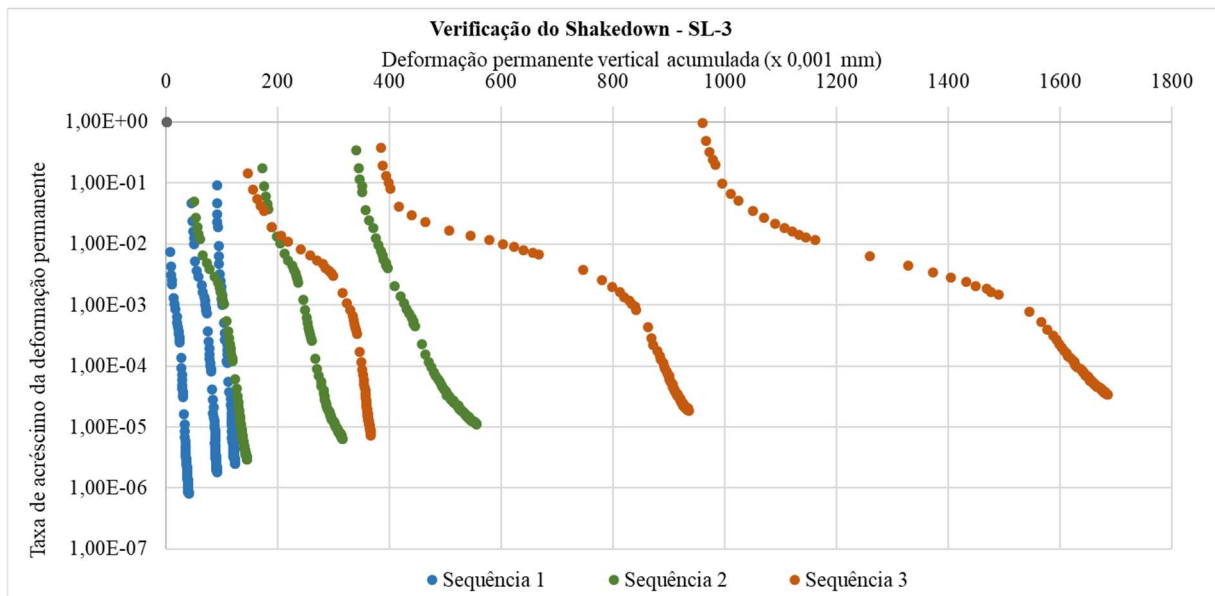


Figura 5.162. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-3 pós-compactada -1%wot.

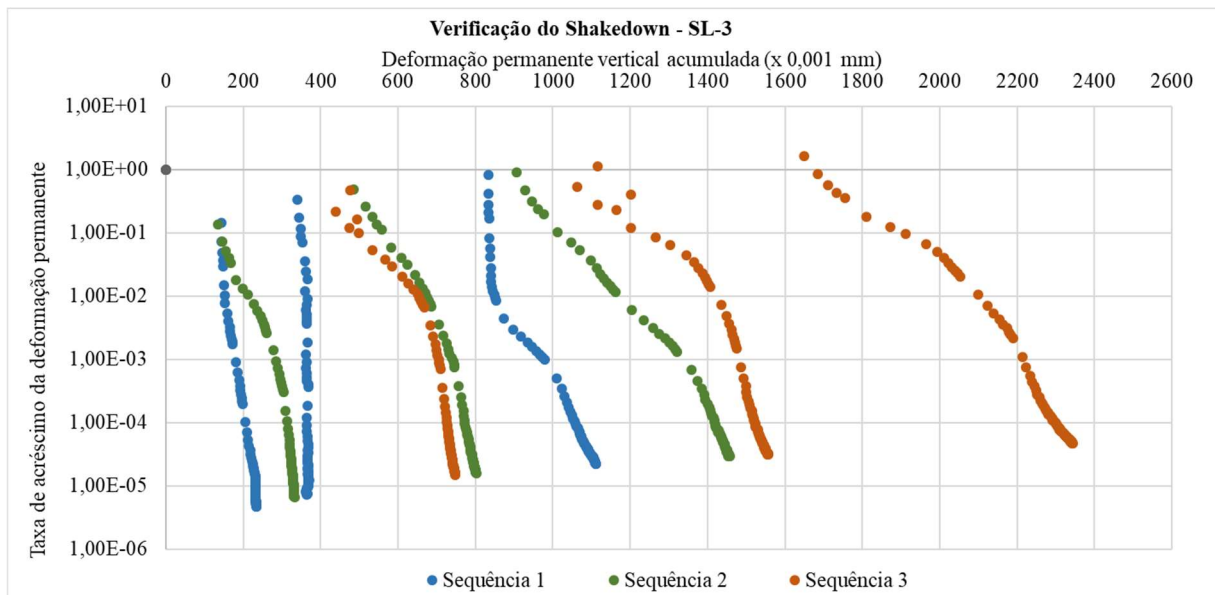


Figura 5.163. Verificação do *shakedown* para o ensaio de multiestágios da amostra SL-3 pós-compactada +1%wot.

CAPÍTULO 6

6. CONCLUSÕES

O presente trabalho teve como objetivo principal avaliar o impacto da variação do teor de umidade no comportamento de três tipos de solos utilizados em subleitos de pavimentos, por meio de ensaios laboratoriais e análises do comportamento mecânico resiliente e plástico por meio de modelos matemáticos que representem este desempenho frente às variações de umidade. A metodologia adotada permitiu uma análise mais aprofundada sobre como a variações de umidade e a compactação das camadas de pavimento afetam em seu comportamento.

Além da análise do efeito da umidade na compactação inicial, foram examinadas também as variações de umidade pós-compactação, simulando ciclos de umedecimento e secagem que refletem as condições reais durante a vida útil do pavimento. A pesquisa incluiu a avaliação das respostas dos ensaios de módulo de resiliência (MR) e sua correlação com as variações no teor de umidade e as sucções dos solos, obtidas por meio de curvas características. Adicionalmente, os dados foram incorporados a modelos da literatura para o módulo de resiliência (MR), incluindo variáveis como o teor de umidade e a sucção, o que contribuiu para um entendimento mais completo do comportamento dos solos não saturados.

Um dos objetivos desta pesquisa foi analisar como os solos compactados na umidade ótima respondem a variações climáticas que podem alterar sua umidade após a compactação. É importante observar que a rigidez dos solos pode variar com base na umidade de compactação e nas mudanças que ocorrem ao longo da vida útil do subleito. Nesse contexto, a sucção surge como uma ferramenta significativa para avaliar o comportamento dos solos, pois não reflete apenas a umidade, mas também outras propriedades importantes desses materiais

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir dos resultados e discussões foi possível obter as seguintes conclusões:

Quanto a caracterização física e química, e a classificação dos solos, constatou-se que se tratava de um solo laterítico argiloso (SL-1) e dois solos não laterítico arenoso (SL-2 e SL-3) de acordo com a classificação MCT.

Em relação aos resultados dos ensaios triaxiais de Módulo de Resiliência as análises primordialmente foram realizadas pelo modelo matemático proposto por Pezo *et al.* (1992) que representa adequadamente o comportamento dos solos em diferentes condições, pelo fato de considerar a tensão desvio e a confinante nas regressões. Assim foi possível comparar os resultados em diferentes umidades de compactação inicial e as variações pós-compactação.

A sucção matricial comprovou ser um parâmetro importante na compreensão do comportamento dos solos empregados na pavimentação, visto ter apresentado correlação com as propriedades de interesse avaliadas. Os modelos de previsão do módulo de resiliência incorporando esse parâmetro, apresentaram coeficientes de determinação satisfatórios e possibilitaram uma melhor percepção da sua atuação no comportamento do solo.

Os ensaios de DP realizados nas condições de umidade ótima, com variações de $\pm 2\%$ na compactação e na pós-compactação, mostraram que as deformações permanentes aumentaram com o acréscimo da umidade, independentemente dos estados de tensão. Em contraste, quando os materiais foram compactados com um teor de umidade abaixo do ideal ou passaram por processos de secagem após a compactação, as deformações permanentes diminuíram em comparação com as observadas na umidade ótima. Os materiais SL-1 e SL-2 não resistiram e romperam sob os maiores pares de tensão. Além disso, ficou claro que, para uma variação de $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, os efeitos da umidade pós-compactação são, de maneira geral, mais significativos do que aqueles observados em materiais compactados inicialmente com a mesma variação de umidade.

Os solos examinados nesta pesquisa, no que diz respeito à sua deformabilidade, são considerados adequados para utilização em subleitos rodoviários, desde que sejam compactados corretamente e protegidos contra variações no teor de umidade, especialmente o aumento da umidade. Pelos resultados apresentados foi comprovado que essas variações podem comprometer significativamente o desempenho dos materiais, potencialmente desencadeando ou acelerando os mecanismos de degradação do pavimento

Logo, chega-se à conclusão que é essencial reduzir a faixa permitida de variação da umidade inicial em campo, devido às diferenças notáveis no comportamento dos materiais. Essas discrepâncias podem levar a desempenhos muito variados em serviço, com potencial para afetar de maneira significativa a eficácia geral do pavimento.

Como continuidade desta pesquisa, estão previstas atividades específicas a serem desenvolvidas na tese de doutorado da autora, conforme listadas a seguir:

- Explorar a caracterização de materiais utilizando diversos métodos de compactação, como dinâmica, estática e por amassamento, e comparar os resultados obtidos com diferentes teores de umidade tanto durante a compactação quanto após a compactação;
- Considerando que a curva característica dos solos pode ser um instrumento valioso para prever seu comportamento mecânico, expandir os estudos investigando a relação entre a saturação do solo e o índice de vazios em diferentes teores de umidade e métodos de compactação.
- Avaliação detalhada de como variações no teor de umidade e as diferentes técnicas de compactação influenciam a resposta mecânica dos solos, utilizando a curva característica como base para análise.
- Avaliar os solos caracterizados com modelos de regressão de Deformação Permanente que consideram sucção.
- Desenvolver novo modelo preditivo para o Módulo de Resiliência e a Deformação Permanente que integrem o parâmetro de sucção, visando a criação de ferramentas valiosas para aprimorar os métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos em uso atualmente.
- Dimensionar o pavimento considerando o subleito na umidade ótima e, em seguida, avaliar os impactos das diferentes variações no teor de umidade, estimar os possíveis defeitos e comparar os resultados obtidos.
- Aprimoramento da metodologia multiestágios, com mais comparações em diferentes tipos de solos;
- Analisar os parâmetros obtidos no modelo matemático de DP aplicados em dimensionamento pelo MeDiNa, tendo em vista as metodologias de ensaio convencional e multiestágios, de modo que se possa verificar a ocorrência de possíveis diferenças substanciais nos pavimentos dimensionados entre os dois resultados de ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Alonso, E. E., Gens, A., & Hight, D. W. (1987). Special problems soils. In *Proceedings of the 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (Vol. 3, pp. 1087-1146). Dublin.

Abo-Hashema, M. A., Bayomy, F. M., Smith, R., & Salem, H. M. (2002). Environmental Impacts on Subgrade Resilient Modulus for Idaho Pavements. In *Transportation Research Board, TRB 81st Annual Meeting, Paper. 02-3247*.

Abu-Farsakh, M. Y., Mehrotra, A., Mohammad, L., & Gaspard, K. (2015). Incorporating the effect of moisture variation on resilient modulus for unsaturated fine-grained subgrade soils. *Transportation Research Record*, 2510(1), 44-53.

ASTM, D. (2010). 5298, Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (suction) using Filter Paper. *West Conshohocken, PA, USA: ASTM International*.

AUSTROADS (2006). AG:PT/T053: *Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions*. Austroads Working.

Balbo, J. T. (2007). *Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração*. 1. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 560 p.

Bastos, J. (2013). *Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza*. 2013. 164 p (Doctoral dissertation, Master Thesis (Engineering), Universidade Federal do Ceará, Brazil).

Ben, L. H. F., Pascoal, P. T., Falcão, P. R., Baroni, M., Specht, L. P., & Neitzke, M. (2023). Deformação permanente de solo argiloso laterítico por meio da metodologia multiestágios. 25º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (ENACOR) e 48ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), Foz do Iguaçu, Anais.

Beneveli, R. M. (2002). *Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório*. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 182p.

Bernucci, L. L. B. (1995). *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego* (Tese (Doutorado)). Universidade de São Paulo, São Paulo.

Blackmore, L., Clayton, C. R., 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.

Bishop, A. W., Alpan, I., Blight, G. E., & Donald, I. B. (1960). Factors controlling the strength of partly saturated cohesive soils.

Borges, C. R., Gitirana, G. F. N., Vargas, C. A. L. & Guimarães, R. C. (2010). Uso de um papel filtro de baixo custo na determinação de curvas características. XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica COBRAMSEG, Gramado, RS.

Brindley, G. W. (1980). Order-disorder in clay mineral structures. In *Crystal Structures of Clay Minerals and their X-Ray Identification*; Brindley, G. W., Brown, G., Eds.; Mineralogical Society: London; pp 125.

BSI. (2004). BS EN 13287-7: *Unbound and hydraulically bound mixtures – Part 7: cyclic load triaxial test for unbound mixtures*.

Bulut, R., Lytton, R. L., & Wray, W. K. (2001). Soil suction measurements by filter paper. In *Expansive clay soils and vegetative influence on shallow foundations* (p. 243-261).

Caetano, M. R. (2024). Estudo do comportamento mecânico de solos tropicais e materiais britados de pavimentos rodoviários do Distrito Federal e do Estado de Roraima. Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Brasília, DF, 264 p.

Camapum de Carvalho, J. (2005). *Relato: Propriedades e comportamento de solos tropicais não-saturados*. V Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP. 597-616.

Campos, L. E. P. (2002). Utilização de parâmetros de solos não saturados em encostas. In *Anais do 16º Congresso Argentino de Mecânica de Solos e Engenharia Geotécnica – CAMSIG*. Patagônia, 2002.

Carou, C. B. (2019). *Mineralogia do granito Itaoca e sua relação com a suscetibilidade a escorregamentos rasos da bacia do rio Gurutuba* (Dissertação de mestrado). Faculdade de Filosofia, Letras e Ciências Humanas, Universidade de São Paulo.

Cavalcante, A. L. B., Zornberg, J. G. (2017). Efficient Approach to Solving Transient Unsaturated Flow Problems. I: Analytical Solutions. *International Journal of Geomechanics*, 7(7): 4017013.

Ceratti, J. A., Gehling, W. Y. Y., Bica, A. V. D., & Rodrigues, M. R. (1996). Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul. *Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação, Salvador-BA, Associação Brasileira de Pavimentação*, p.540.

Ceratti, A. J., Gehling, W. Y. Y., & Núñez, W. P. (2004). Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil. *Transportation Research Record*, 1874(1), 165-173.

Cichota, R., & Jong van Lier, Q. D. (2004). Análise da variabilidade espacial de pontos amostrais da curva de retenção da água no solo. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 28, 585-596.

CNT (2023). *Anuário CNT do Transporte – 2023 – Estatísticas consolidadas*. Confederação Nacional do Transporte.

Cordão Neto, M. P. (2005). Análise hidro-mecânica de barragens de terra construídas com materiais colapsíveis. Tese de Doutorado, Publicação G.TD – 028/05, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 152 p.

Custódio, D. A., Pascoal, P. T., Baroni, M., da Silva Pereira, D., & Specht, L. P. (2021). Influência da saturação pós-compactação no comportamento resiliente de um solo laterítico empregado em subleito rodoviário. *Revista Ibero-Americana de Ciências Ambientais*, 12(2), 265-278.

DNER (1994). *PRO 003/94 – Coleta de amostras deformadas de solos*. Norma rodoviária. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.

DNER (1994). *DNER-ME 041 – Solos – preparação de amostras para ensaio de caracterização*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). *DNER-ME 051 – Solos – análise granulométrica*. Método de Ensaio. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). *DNER-ME 080 – Solos – análise granulométrica por peneiramento*. Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. Método de ensaio. DNER/DrDTc (IPR).

DNER (1994). *ME 093/94 – Solos – Determinação da densidade real. Método de ensaio*. Norma rodoviária. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.

DNIT (2006). *Manual de pavimentação*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação de Pesquisas Rodoviárias. 3.ed. 274 p. Rio de Janeiro.

DNIT (2013). *ME 164/2013 – Solos – Ensaio de Compactação Utilizando Amostras Não Trabalhadas*. Método de ensaio. Departamento Nacional de Estradas de Rodagens. Rio de Janeiro.

DNIT (2018). *134/2018 - ME – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência - Método de ensaio*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

DNIT (2018). *179/2018 - IE – Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente* – Instrução de ensaio. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR.

DNIT (2023). *258/2023 – ME – Compactação em equipamento miniatura – Ensaio Mini-MCV e perda de massa por imersão*. Brasília - DF, 22 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT(2023). *259/2023 – CLA. - Classificação de solos finos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura*. Brasília - DF,

DNIT (2023). *443/2023 – ME Pavimentação – Solos – Ensaio de compactação utilizando moldes tripartidos* – Método de ensaio. Instituto de Pesquisas em Transportes. Brasília.

Dawson, A. R., Thom, N. H., & Paute, J. L. (1996). Mechanical characteristics of unbound granular materials as a function of condition. *Gomes Correia, Balkema, Rotterdam, 157*, 35-44.

Drumm, E. C., Reeves, J. S., Madgett, M. R., & Trolinger, W. D. (1997). Subgrade resilient modulus correction for saturation effects. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 123*(7), 663-670.

Durner, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water resources research, 30*(2), 211-223.

Edil, T. B., & Motan, S. E. (1979). Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils. *Transportation Research Record, (705)*.

Faria, P. D. (1999). *Shakedown analysis in geotechnical engineering* (Doctoral dissertation, University of Wales Swansea).

Farias, W. M. (2012). *Processos Evolutivos de Intemperismo Químico e Sua Ação no Comportamento Hidromecânico de Solos do Planalto Central*. Tese de Doutorado, publicação

G.TD-077A/2012, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 263 p.

Feuerharmel, C. (2007). *Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral*. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 329p., Porto Alegre.

Fredlund, M. D., Fredlund, D. G., & Wilson, G. W. (1997, April). Prediction of the soil-water characteristic curve from grain-size distribution and volume-mass properties. In *Proc., 3rd Brazilian Symp. on Unsaturated Soils* (Vol. 1, pp. 13-23). Rio de Janeiro.

Fredlund, D. G. & Rahardjo, H. (1993). *Soil Mechanics for Unsaturated Soils*. John Wiley & Sons Inc. New York.

Fredlund, D. G., & Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian geotechnical journal*, 31(4), 521-532.

Fredlund, D. G., Vanapalli, S. K., Xing, A., & Pufahl, D. E. (1995). Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve.

Fredlund, D. G. (2014). The emergence of unsaturated soil mechanics. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(12), ix-x.

Freitas, J. B., de Rezende, L. R., & de FN Gitirana Jr, G. (2020). Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions. *Engineering Geology*, 270, 105580.

Gallipoli, D., Wheeler, S. J., & Karstunen, M. (2003). Modelling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. *Géotechnique*, 53(1), 105-112.

Gheling, W. Y. Y., Rezende, L. R. D., Lucena, L. C. D. F. L., Bernucci, L. L. B., Nunez, W. P., Ceratti, J. A. P., & Carvalho, J. C. D. (2015). Estruturas de pavimentos no contexto dos solos não saturados. *Solos não saturados no contexto geotécnico*.

Gitirana Jr, G., & Fredlund, D. G. (2004). Soil-water characteristic curve equation with independent properties. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(2), 209-212.

Gitirana Junior, G. D. F. N., Marinho, F. A., & Soto, M. A. (2015). A curva de retenção de água de materiais porosos. *Solos não saturados no contexto geotécnico*.

Gonçalves, F. P. (1999). *O desempenho dos pavimentos flexíveis*. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre-RS.

Guimarães, A. C. R. (2001) *Estudo de deformação permanente em solos e teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis*. 279p. Tese de Mestrado. Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro.

Guimarães, A. C. R. (2009). *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado. COPPE/UFRJ. 367 p. Rio de Janeiro.

Guimarães, R. C. (2002). *Análise das Propriedades e Comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas*. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-09A/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

Holtz, R. D., Kovacs, W. D., & Sheahan, T. C. (1981). *An introduction to geotechnical engineering* (Vol. 733). Englewood Cliffs, NJ: Prentice-hall.

Houston, S. L., Houston, W. N., & Wagner, A. M. (1994). Laboratory filter paper suction measurements. *Geotechnical Testing Journal*, 17(2), 185-194.

Kern, C. (2017). *Análise de desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul: a avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático*. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre.

Kern, C., Gehling, W. Y. Y., & Núñez, W. P. (2021). Analysis of the resilience modulus of a subgrade soil front of humidity variations. In *MATEC Web of Conferences* (Vol. 337, p. 03013). EDP Sciences.

Kern, C. (2022). Efeito da variação de umidade e sucção no comportamento mecânico e em simulações de desempenho de dois solos utilizados em pavimentos rodoviários. Tese (Doutorado) - Curso de Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

Khoury, N. N., Musharraf, Z. M., Nevels, J. B., & Mann, J. (2003). Effect of soil suction on resilient modulus of subgrade soil using the filter paper technique. In *82nd Annual Meeting of the Transportation Research Board*, Washington, DC.

Lekarp, F., & Dawson, A. (1998). Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. *Construction and building materials*, 12(1), 9-18.

Leite, F. D. C. (2007). *Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos*. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo, São Paulo, SP.

Levay, V. S. (2023). *Influência do teor de umidade no módulo de resiliência de solos da BR-319/AM e BR-156/AP para aplicabilidade em pavimentação*. Dissertação de mestrado, Universidade de Brasília. Brasília, DF.

Li, D., & Selig, E. T. (1994). Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. *Journal of geotechnical engineering*, 120(6), 939-957.

Lima, C. D. A., Motta, L. M. G., Guimarães, A. C. R., & Aragão, F. T. S. (2018). Contribution to the study of Brazilian tropical soils as pavement materials. In *Proceedings of the 13th Conference on Asphalt Pavements–ISAP*.

Lima, C. D. A. (2020). *Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas*. Doctoral dissertation, Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Lima, L. B. F.; Melo, K. P.; Silva, J. P. S; Rezende, L. R. (2022). Comparação entre metodologias de compactação para um solo granular laterítico: Proctor versus cilindro tripartido usado nos ensaios mecânicos. 36º Congresso de Pesquisa e Ensino em transportes – ANPET. Fortaleza-CE.

Lobo, A. S. (1997). Problemas de fundações em solo colapsível – Estudo de casos. In *Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados* (Vol. 1, pp. 77–89). Rio de Janeiro.

Maragon, M. (2004) *Proposição de Estrutura Típica de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência*. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Marinho, F. A. M. (1994). *Medição da sucção com o método do papel filtro*. 10º Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. ABMS, Foz do Iguaçu, PR, p. 515-522.

Marinho, F. A. M. (1995). *A técnica do Papel Filtro para Medição da Sucção*. Anais do Encontro de Solos Não Saturados. Porto Alegre, RS, p. 112-125.)

Marinho, F. A. M. (1997). Medição de sucção em solos. In: III Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, ÑSAT97, Rio de Janeiro, Anais..., vol. 02, pp. 373-397.

Marinho, F. A. M. (2005). Nature of Soil–Water Characteristic Curve for Plastic Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(5), 654–661. doi:10.1061/(ASCE)1090- 0241(2005)131:5(654).

Medeiros, A. S., Santana, C. S. A., Fonte, F. D. S. M., & da Silva, M. A. V. (2022). Análise da deformação permanente de três solos tropicais em diferentes umidades utilizando o carregamento multiestágio. In *Anais do 19º Congresso Rio de Transportes*.

Menezes, M. B. M., & Pejon, O. J. (2010). Análise da influência do teor de umidade na absorção d'água e sucção dos solos em estudos de erodibilidade. *Geosciences= Geociências*, 29(2), 211-228.

Medina, J. (1997). *Mecânica dos Pavimentos*. 1ª edição, 380 p. Rio de Janeiro-RJ, Editora UFRJ.

Medina, J., Motta, L.M.G., *Mecânica dos Pavimentos*, 2ª Edição, ISBN 85-905987-3-3 (2005).

Medina, J., Motta, L. M., & Santos, J. D. D. (2006). Deformability characteristics of brazilian laterites. *Geotechnical & Geological Engineering*, 24, 949-971.

Medina, J., & Motta, L. M. G. (2015). *Mecânica dos Pavimentos*. 3 ed. Rio de Janeiro, Interciência.

Moore, D. M. & Reynolds, R. C., Jr. (1997). *X-Ray Diffraction and the Identification and Analysis of Clay Minerals*, xviii+ 378 pp. Oxford, New York: Oxford University Press. ISBN 0 19 508713 5. *Geological Magazine*, 135(6), 819-842.

Motta, L. M. G. (1991). *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 366 p.

Naeini, M., Mohammadinia, A., Arulrajah, A., & Horpibulsuk, S. (2021). Recycled glass blends with recycled concrete aggregates in sustainable railway geotechnics. *Sustainability*, 13(5), 2463.

Naji, K. (2018). Resilient modulus–moisture content relationships for pavement engineering applications. *International Journal of Pavement Engineering*, 19(7), 651-660.

Nogami, J. S., & Villibor, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Editora Villibor.

Núñez, W. P., Ceratti, J. A. P., Bressani, L. A., Pinheiro, R. J. B., Peraça, V., & Nogueira, M. L. (2011). Rational approach to the evaluation of soils for low-volume roads. *Transportation research record*, 2205(1), 73-78.

NZTA (2014). *T15 - Specification for repeated load triaxial (RLT) testing for pavement materials*. NZ Transport Agency.

Oliveira, J. B. (2005). *Pedologia aplicada*. 2. ed. Piracicaba: FEALQ, 2005. 574 p.

Oliveira, N., & Motta, L. (2021). Influência da variação de umidade pós-compactação na deformação permanente de dois solos típicos de subleitos rodoviários brasileiros. *35º ANPET*.

Otálvaro, I. F. C. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, DF, 122 p.

Pascoal, P. T. (2024). *Deformabilidade de subleitos de trechos monitorados da BR 116/RS considerando variações de umidade em laboratório e campo*. Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS,

Paula, G. F., Fernandes, P. C., & Silva, R. C. (2022). *Modelos tensão-deformação e parâmetros de solos tropicais de subleito do Distrito Federal*. 10º Congresso Rodoferroviário Português, Lisboa, Portugal.

Peraça, V. (2007). *Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: Uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos* (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Pezo R. F., Carlos G., Hudson W. R., & Stokoe K. H. II. (1992). *Development of a Reliable Resilient Modulus Test for Subgrade and Non-Granular Subbase Materials for Use in Routine Pavement Design*. Report II 77-4 F. Center for Transportation Research, University of Texas at Austin, 1992.

Pinto, S., & Preussler, E. (2002). Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. *Editora Copiarte*.

Queiroz, A. C. G. (2015). *Estudo do comportamento microestrutural de solos tropicais compactados* (Tese de doutorado). Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental.

Rahman, M. S., & Erlingsson, S. (2015). *Predicting permanent deformation behaviour of unbound granular materials*. *International Journal of Pavement Engineering*, 16(7), 587-601.

Ramires, M. C. P. (2010). *Estudo dos efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul* (Tese de doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Resende, M., & Santana, D. P. (1988). Uso das relações K_i e K_r na estimativa da mineralogia para classificação dos Latossolos. *Reunião de classificação, correlação de solos e interpretação de aptidão agrícola*, 3, 225-232.

Rocha, M. F. (2013). *Influência do perfil de sucção em obras de contenção em solos não saturados* (Dissertação de mestrado). Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil.

Rodrigues, M. R. (1997). *Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul* (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Rodrigues, R. A. (2007). *Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático*. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Salour, F., Erlingsson, S., & Zapata, C. E. (2014). Modelling resilient modulus seasonal variation of silty sand subgrade soils with matric suction control. *Canadian Geotechnical Journal*, 51(12), 1413-1422.

Salour, F. (2015). *Moisture influence on structural behaviour of pavements: Field and laboratory investigations* (Doctoral thesis). Royal Institute of Technology.

Salour, F., Erlingsson, S., & Zapata, C. E. (2016). *Model for seasonal variation of resilient modulus in silty sand subgrade soil: evaluation with falling weight deflectometer*. *Transportation Research Record*, 2510(1), 65-73.

Santos, T. A., Specht, L. P., Pinheiro, R. J. B., Ceratti, J. A. P., & Brito, L. A. T. (2019). Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. *Transportes*, 27(1), 48-64.

Santos, A. B. V. (2020). *Contribuições ao Método Mecânico-empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos – Influência da Temperatura e Velocidade de Tráfego na Previsão de Área Trincada*. Dissertação de Mestrado em andamento. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

Santos, T. A. D. (2020). *A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: Efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos* (Tese de doutorado). Universidade Federal de Santa Maria.

Santos, T. A., Specht, L. P., Pinheiro, R. J. B., Ceratti, J. A. P., & Brito, L. A. T. (2019). Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. *Transportes*, 27(1), 48-64.

Sawanguriya, A., Edil, T. B., & Benson, C. H. (2009). Effect of suction on resilient modulus of compacted fine-grained subgrade soils. *Transportation research record*, 2101(1), 82-87.

Schreiner, G. G. (2021). *Estudo do comportamento mecânico de solos residuais para emprego em pavimentação* (Tese de doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil: Construção e Infraestrutura.

Seki, K. (2007). SWRC fit—a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. *Hydrology and Earth System Sciences Discussions*, 4(1), 407-437.

Sharp, R. W., & Booker, J. R. (1984). Shakedown of pavements under moving surface loads. *Journal of Transportation Engineering*, 110(1), 1-14.

Sidle, R., & Ochiai, H. (2006). Processos, predição e uso da terra. *Monografia de recursos hídricos. American Geophysical Union, Washington* , 525.

Silva, J. P. (2007). Estudos Preliminares para a implantação de trincheiras de infiltração. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-154A/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.

Silva, M. T. M. G. (2009). Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaio com Umidade Conhecida. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 98 p.

Song, Y., Ooi, (2010). P. S. K. *Interpretation of Shakedown Limit from Multistage Permanent Deformation Test*. Transportation Research Record. 2167, 72-82.

Takeda, M. C. (2006). *A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista* (Tese de doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Teixeira, P. C.; De Campos, D. V. B.. (2017). *Manual de métodos de análise de solo*. EMBRAPA. – 3. ed. rev. e ampl. – Brasília, DF: Embrapa, 2017. 573 p. ISBN 978-85-7035-771-7.

Thadkamalla, G. B., & George, K. P. (1995). Characterization of subgrade soils at simulated field moisture. *Transportation Research Record*, (1481).

Transportation Research Board. (2004). *Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures: Final report* (NCHRP Report 1-37A). National Cooperative Highway Research Program.

Ugarte, J. F. O., Monte, M. B. M., França, S. C. A. e Graciano, F. P. R. (2004). Comparação estatística do fator de expansão de concentrados de vermiculita. In: XX Encontro Nacional de Tratamento de Minérios e Metalurgia Extrativa. vol. 1, Florianópolis, p. 201-208.

Vanapalli, S. K., & colaboradores. (2002). Suction and storage characteristic of unsaturated soils. In *Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils (UNSAT 2002)* (Vol. 3, pp. 1045-1070). Recife, Brasil.

Vivian, J. B. (2008). *Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel* (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Yang, S. R., Huang, W. H., & Tai, Y. T. (2005). *Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils*. Transportation Research Record, 1913(1), 99-106.

Yoder e Witczack (1975).

Weber, R. C. (2013). *Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica de solos compactados* (Dissertação de mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Werkmeister, S., Dawson, A. R., & Wellner, F. (2001). *Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept*. Transport Research Record, Journal of the Transportation Research Board (TRB), 1757(1), 75–81.

White, RE (2005). *Princípios e prática da ciência do solo: o solo como um recurso natural*. John Wiley & Sons.