ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE PÓS-COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE TRÊS SOLOS TÍPICOS DE SUBLEITOS RODOVIÁRIOS BRASILEIROS

Nivalda Aparecida Condé de Oliveira

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Rio de Janeiro

Março de 2022

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE PÓS-COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE TRÊS SOLOS TÍPICOS DE SUBLEITOS RODOVIÁRIOS BRASILEIROS

Nivalda Aparecida Condé de Oliveira

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Aprovada por: Prof.ª Laura Maria Goretti da Motta
Prof.ª Lilian Ribeiro de Rezende
Prof. Rinaldo José Barbosa Pinheiro

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL
MARÇO DE 2022

Oliveira, Nivalda Aparecida Condé de

Estudo da influência da variação de umidade pós-compactação no comportamento mecânico de três solos típicos de subleitos rodoviários brasileiros/ Nivalda Aparecida Condé de Oliveira. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2022.

XII, 99 p.: il.; 29,7 cm.

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2022.

Referências Bibliográficas: p. 91-99.

1. Ensaios triaxiais de cargas repetidas. 2. Sucção. 3. Pavimentação. I. Motta, Laura Maria Goretti da. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por ter me dado força e discernimento para lidar com as adversidades que encontrei pelo caminho.

A minha família, por acreditar e lutar pelos meus sonhos junto a mim, mesmo diante das diversas dificuldades encontradas ao longo de toda a minha trajetória acadêmica.

Ao meu namorado e maior incentivador, Igor Barletta, pelo companheirismo e apoio incondicional de sempre, neste e em todos os projetos que me proponho a executar.

Aos amigos Igor Medeiros e Lucas, por estarem ao meu lado do início ao fim desta jornada, me apoiando, incentivando e proporcionando os melhores momentos no Rio de Janeiro.

Aos funcionários do Setor de Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, em especial a Mariluce e Washington, por todo apoio durante a realização dos ensaios e, também, pelas conversas e momentos de descontração.

A minha orientadora, professora Laura, por todo conhecimento transmitido, dedicação, paciência e participação, mesmo que de forma remota devido às condições excepcionais que vivemos nesta pandemia.

A engenheira Camila, pela disponibilidade e apoio na execução dos ensaios realizados no laboratório do Setor de Geotecnia Ambiental.

Aos mestres, por repartirem seus conhecimentos, vivências e experiências.

A todos, obrigada.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE PÓS-COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE TRÊS SOLOS TÍPICOS DE SUBLEITOS RODOVIÁRIOS BRASILEIROS

Nivalda Aparecida Condé de Oliveira

Março/2022

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta
Programa: Engenharia Civil

Este trabalho avalia a influência da variação de umidade pós-compactação e da sucção no comportamento mecânico de três solos, por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas. Os ensaios foram realizados em corpos de prova compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos a saturação ou secagem ao ar. Para avaliação da sucção as curvas de retenção foram determinadas por meio de ensaios realizados nos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards. Adicionalmente, com os resultados obtidos foram realizadas simulações no programa MeDiNa a fim de avaliar os efeitos da variação de umidade pós-compactação no dimensionamento de pavimentos. Verificou-se que a secagem ao ar causou uma pequena redução nas deformações permanentes, enquanto a saturação produziu um aumento significativo, ao contrário do comportamento observado para os ensaios de módulo de resiliência. Além disso, constatou-se que com o acréscimo da sucção o módulo de resiliência aumenta e a deformação permanente diminui. No dimensionamento de pavimentos, foi observado que o acréscimo da umidade pós-compactação pode fazer com que um pavimento, projetado com parâmetros obtidos na umidade ótima, atinja a porcentagem de área trincada e/ou afundamento de trilha de roda máximo recomendado pelo programa antes do fim da sua vida útil. Ademais, este trabalho contribuiu para a ampliação do banco de dados do programa MeDiNa, principalmente por incorporar condições de umidade diferentes da ótima.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.)

STUDY OF THE INFLUENCE OF POST-COMPACTION MOISTURE VARIATION ON THE MECHANICAL BEHAVIOR OF THREE TYPICAL SOILS OF BRAZILIAN ROAD SUBGRADES

Nivalda Aparecida Condé de Oliveira

March/2022

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta

Department: Civil Engineering

This work evaluates the influence of the variation of post-compaction humidity and of the suction in the mechanical behavior of three soils, through triaxial tests of repeated loads. The tests were carried out on specimens compacted at optimal humidity and subsequently submitted to saturation or air drying. In order to evaluate the suction, the retention curves were determined through tests carried out in the HYPROP and Richards Extractor equipment's. Additionally, with the results obtained, simulations were performed in the MeDiNa program in order to evaluate the effects of post-compaction moisture variation on pavement design. It was found that air drying caused a small reduction in permanent deformations, while saturation produced a significant increase, contrary to the behavior observed for the resilience modulus tests. In addition, it was found that with the addition of suction, the resilience modulus increases and the permanent deformation decreases. In the design of pavements, it was observed that the addition of post-compaction humidity can make a pavement, designed with parameters obtained in the optimal humidity, reach the percentage of cracked area and/or maximum wheel track sinking recommended by the program before the end of its useful life. Furthermore, this work contributed to the expansion of the database of the MeDiNa program, mainly by incorporating humidity conditions different from the optimum.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS ix

LISTA DE TABELAS xii

1. INTRODUÇÃO 1

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO 1

1.2. OBJETIVO 4

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO 4

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 6

2.1. MÉTODO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE DIMENSIONAMENTO 6

2.2. MECÂNICA DOS PAVIMENTOS 9

2.2.1. Módulo de Resiliência 9

2.2.2. Deformação Permanente 12

2.2.3. A Teoria do *Shakedown* 18

2.3. A ÁGUA NO PAVIMENTO RODOVIÁRIO 21

2.4. MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS 24

2.4.1. Sucção 24

2.4.2. A Curva de Retenção 27

3. MATERIAIS E MÉTODOS 31

3.1. SOLOS ESTUDADOS 31

3.2. ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS 34

3.2.1. Variação de Umidade Pós-Compactação 36

3.2.2. Ensaio de Módulo de Resiliência 39

3.2.3. Ensaio de Deformação Permanente 41

3.3. ENSAIOS DE SUCÇÃO 43

3.3.1. HYPROP 44

3.3.2. Extrator de Richards 47

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES 49

4.1. CURVAS DE RETENÇÃO 49

4.2. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA 56

4.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE 64

4.3.1. Influência da variação de Umidade no *Shakedown* 74

5. SIMULAÇÕES NO PROGRAMA MEDINA 80

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS 87

6.1. CONCLUSÕES 88

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS 90

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 91

APÊNDICE A – GRÁFICOS DE AVALIAÇÃO DA VARIAÇÃO DO MR COM O ESTADO DE TENSÃO UTILIZANDO O MODELO COMPOSTO 100

APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTOS E ANÁLISES NO PROGRAMA MEDINA 103

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Esquema de método de dimensionamento mecanístico-empírico (MOTTA, 1991). 8
Figura 2.2: Representação dos deslocamentos sofridos por um corpo de prova submetido ao ensaio de carga repetida (Adaptado de BERNUCCI *et al*., 2010). 13
Figura 2.3: Tipos de afundamento (Adaptado de DAWSON e KOLISOJA, 2004). 14
Figura 2.4: Domínios de deformação permanente vertical. Material de Granodiorito, σ3 = 70 kPa (WERKMEISTER *et al.*, 2001). 19
Figura 2.5: Tipos de resposta à deformação permanente (LIMA e MOTTA, 2016). 20
Figura 2.6: Possíveis acessos da água a estrutura do pavimento (SILVA, 2009). 22
Figura 2.7: Zonas e parâmetros da curva de retenção (GITIRANA JR. *et al*., 2015). ... 27
Figura 2.8: Alguns formatos típicos de curvas de retenção (GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004 *apud* GITIRANA JR. *et al*., 2015). 28
Figura 3.1: Programa experimental desta pesquisa. 31
Figura 3.2: Aspecto visual dos solos estudados neste trabalho. (a) solo RS-01, (b) solo RS-02 e (c) solo MG. 32
Figura 3.3: Curvas de compactação dos solos RS-01 e RS-02 (Adaptado de LIMA, 2020). 33
Figura 3.4: Curva de compactação do solo MG (Adaptado de SANCHEZ, 2021). 33
Figura 3.5: Classificação MCT dos solos ensaiados neste trabalho. 34
Figura 3.6: Equipamento triaxial de cargas repetidas (DNIT, 2018). 35
Figura 3.7: Exemplo de um corpo de prova embalado em plástico filme para ser armazenado em câmara úmida após ser submetido ao processo de secagem ao ar. 36
Figura 3.8: Pesagem em balança para controle do grau de saturação de um corpo de prova submetido ao processo de saturação por capilaridade. 37
Figura 3.9: Corpos de prova compactados submetidos aos processos de (a) secagem ao ar e (b) umedecimento por capilaridade - exemplos. 37
Figura 3.10: Processo de fabricação da pedra porosa: (a) molde de PVC, (b) cura e (c) desmoldagem. 39
Figura 3.11: Desenho esquemático do equipamento HYPROP (Adaptado de UMS, 2015). 45

Figura 3.12: Processo de moldagem do corpo de prova para ensaio no HYPROP. (a) Corpo de prova sendo esculpido e (b) anel preenchido com solo e extremidades regularizadas. 46
Figura 3.13: Ensaio em execução no equipamento HYPROP. 46
Figura 3.14: Processo de moldagem do corpo de prova para ensaio no Extrator de Richards. (a) Corpo de prova sendo esculpido e (b) anel preenchido com solo e extremidades regularizadas..... 47
Figura 3.15: Etapas de ensaio no Extrator de Richards. (a) Saturação dos corpos de prova e (b) ensaio em execução. 48
Figura 4.1: Curva de retenção obtida neste trabalho para o solo RS-01 por meio dos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards. 50
Figura 4.2: Curva de retenção obtida por MENEZES (2018) para um solo de classificação LG'. 51
Figura 4.3: Curva de retenção obtida por SANTOS (2020) para um solo de classificação LG'. 51
Figura 4.4: Curva de retenção obtida neste trabalho para o solo RS-02 por meio dos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards. 52
Figura 4.5: Curva de retenção obtida por LOPES (2017) para um solo de classificação NA'. 53
Figura 4.6: Curva de retenção obtida neste trabalho para o solo MG por meio dos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards. 54
Figura 4.7: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo RS-01, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo (a) da tensão confinante e (b) da tensão desvio. 57
Figura 4.8: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo RS-02, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo (a) da tensão confinante e (b) da tensão desvio. 58
Figura 4.9: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo MG, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo (a) da tensão confinante e (b) da tensão desvio. 59
Figura 4.10: Gráficos de DP por número de ciclos de carga aplicado obtidos neste trabalho para o solo RS-01, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão kPa. 65

Figura 4.11: Gráficos de DP por número de ciclos de carga aplicado obtidos neste trabalho para o solo RS-02, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão em kPa. 66
Figura 4.12: Gráficos de DP por número de ciclos de carga aplicado obtidos neste trabalho para o solo MG, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão em kPa. 67
Figura 4.13: Influência da tensão desvio, tensão confinante e da razão de tensões nas deformações permanentes dos solos deste trabalho, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação..... 70
Figura 4.14: Análise de ocorrência do *shakedown* para o solo RS-01, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão kPa. 75
Figura 4.15: Análise de ocorrência do *shakedown* para o solo RS-02, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão kPa. 76
Figura 4.16: Análise de ocorrência do *shakedown* para o solo MG, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão kPa. 77
Figura 4.17: Análise de ocorrência do *shakedown* na condição saturada (a) solo RS-01 e (b) solo MG. As tensões estão kPa. 78

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Critérios de seleção de material baseado no comportamento da teoria do *shakedown* (Adaptado de LIMA, 2020). 21
Tabela 3.1: Normas utilizadas para a caracterização física dos solos deste trabalho. 32
Tabela 3.2: Resumo da caracterização física dos solos deste trabalho. 33
Tabela 3.3: Sequência de tensões para a fase de condicionamento (DNIT, 2018)..... 40
Tabela 3.4: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência (DNIT, 2018). 40
Tabela 3.5: Estados de tensões para a realização do ensaio de deformação permanente (DNIT, 2018). 42
Tabela 4.1: Resumo dos resultados obtidos das curvas de retenção dos solos desta pesquisa, determinadas por meio de ensaios no HYPROP e Extrator de Richards..... 55
Tabela 4.2: Parâmetros de regressão do modelo composto, coeficientes de determinação e MR médio para diferentes condições de umidade dos solos deste trabalho. 60
Tabela 4.3: Relação entre teor de umidade, grau de saturação, sucção e $MR_{médio}$ para os solos deste trabalho. 62
Tabela 4.4: Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para os solos deste trabalho em diferentes condições de umidade pós-compactação. 72
Tabela 4.5: Relação entre teor de umidade, grau de saturação, sucção e DP para os solos deste trabalho. 73
Tabela 4.6: Classificação *shakedown* dos materiais desta pesquisa em diferentes condições de umidade pós-compactação. 78
Tabela 5.1: Dados dos tráfegos utilizados nas avaliações das estruturas propostas. 80
Tabela 5.2: Critérios de dimensionamento no programa MeDiNa e nível de confiabilidade das análises (FRANCO e MOTTA, 2020). 81
Tabela 5.3: Materiais, espessuras e parâmetros considerados para a Estrutura 1 – Sistema Local. 82
Tabela 5.4: Materiais, espessuras e parâmetros considerados para a Estrutura 2 – Sistema Coletor Secundário. 82
Tabela 5.5: Materiais, espessuras e parâmetros considerados para a Estrutura 3 – Sistema Coletor Primário. 82
Tabela 5.6: Resultados das avaliações das estruturas propostas variando-se os parâmetros de regressão de MR e DP dos solos desta pesquisa. 83

1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados a contextualização e motivação da pesquisa, seu objetivo e a estrutura deste trabalho.

1.1. CONTEXTUALIZAÇÃO

Segundo o MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA (2020) ao todo são 1.563,6 mil quilômetros de malha rodoviária no país, sendo 94,7% rodovias estaduais e municipais, e 5,3% federais (76,5 mil quilômetros). As estradas pavimentadas representam 13,7% do total (213,5 mil quilômetros). Os outros 86,3% são rodovias não pavimentadas (1.350,1 mil quilômetros).

Estudos desenvolvidos pela Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2021) mostram que a frota brasileira de veículos cresceu 66,5% entre 2010 e 2020. Em contrapartida, a malha rodoviária foi ampliada em apenas 9,1%. O aumento da frota, associado às condições inadequadas da infraestrutura rodoviária existente, potencializou a ocorrência de acidentes e de óbitos. Em países mais desenvolvidos, que realizaram investimentos de forma adequada para melhorar a infraestrutura disponível, apesar do crescimento das frotas de veículos, o número de acidentes diminuiu nesta mesma década (CNT, 2018).

Pavimentos deficientes além de reduzirem a segurança viária também danificam os veículos, aumentando seu custo de manutenção, consumo de combustível, lubrificantes, pneus, freios e o tempo das viagens. Com isso, o custo operacional do transporte fica mais caro, interferindo no preço dos produtos que chegam aos consumidores e comprometendo a competitividade do país no mercado internacional (CNT, 2019a e 2019b).

No Brasil, os defeitos mais frequentes nos pavimentos flexíveis são o trincamento da camada de revestimento asfáltico e as deformações permanentes. O trincamento se desenvolve pela flexão alternada da camada superficial apoiada em camadas granulares, estas geralmente bastante deformáveis elasticamente. No caso das deformações permanentes, que geram os afundamentos de trilha de roda (ATR), em geral provém da contribuição de todos os materiais de cada camada, mas são associadas principalmente às camadas geotécnicas, pois, admite-se que se efetuando a dosagem da mistura asfáltica

corretamente, a contribuição da camada asfáltica será desprezível (MEDINA e MOTTA, 2015).

Tão importante quanto aumentar a rede pavimentada, é a necessidade de garantir a qualidade do pavimento, investindo em capacitação tecnológica e adotando metodologias mais adequadas aos tempos atuais, reduzindo os custos sem comprometer o seu desempenho. Um dos fatores indispensáveis para o bom dimensionamento das camadas de um pavimento é a escolha dos materiais e a determinação das suas propriedades mecânicas.

A busca pelo bom desempenho mecânico de pavimentos rodoviários está associada à maneira como os materiais constituintes do mesmo se comportam frente às diversas solicitações impostas ao longo de sua vida útil. Essas solicitações, provenientes do tráfego e das condições ambientais nas quais se insere a rodovia, devem ser cada vez melhor equacionadas a fim de obter previsões de comportamento progressivamente mais próximas da realidade.

Os ensaios triaxiais de cargas repetidas são os que permitem melhor estimativa do comportamento dos materiais geotécnicos utilizados nas camadas do pavimento, em relação à deformabilidade elástica e plástica. Estes ensaios também fazem parte do novo método de dimensionamento nacional (MeDiNa) de pavimentos asfálticos do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), em fase de oficialização.

Para este novo método de dimensionamento, quando se refere à deformabilidade da estrutura de um pavimento, é de fundamental importância o conhecimento das relações entre tensões e deformações dos materiais, expressos pelos valores de módulo de resiliência (MR) e de deformação permanente (DP).

Muitos são os fatores que afetam o desempenho de um pavimento, dentre eles podem ser citados: o volume de tráfego de veículos pesados, os valores das cargas, o número de eixos por veículo, a pressão exercida pelos pneus, a qualidade dos materiais empregados e os efeitos climáticos, principalmente quando afetam a temperatura e a umidade. Os materiais naturais que compõem as camadas e o subleito de um pavimento devem ser

avaliados em relação ao seu comportamento elástico e plástico para garantir a qualidade adequada, considerando o clima e o tráfego a que serão submetidos.

No Brasil, região de clima tropical, onde os índices pluviométricos são elevados, o efeito da água no pavimento é um fator importante. A diversidade climática encontrada no território brasileiro pode afetar o comportamento dos materiais e, consequentemente, sua capacidade de suporte como camada do pavimento.

O comportamento do subleito é influenciado pelo clima quando ocorre a entrada de água, seja pelos acostamentos, principalmente se estes não são revestidos, ou por infiltração por poros, trincas e juntas existentes na superfície do pavimento. As variações de umidade do subleito também podem ser ocasionadas pela oscilação do lençol freático e gradientes de temperatura, que causam o movimento de água na forma de vapor (SILVA, 2009). Desse modo, fica evidente a importância da determinação da sucção em solos utilizados em pavimentação e sua variação eventual, devido à sua influência nas propriedades mecânicas destes e, consequentemente, no desempenho final do pavimento.

Ainda é pouco explorada no país a avaliação da contribuição de cada material geotécnico para o ATR, e isto se deve em parte ao fato que, até o momento, este defeito não tem sido o mais relevante no desempenho de rodovias brasileiras. Existem várias hipóteses para explicar esse bom desempenho relativo, uma delas é o fato de que no método do CBR os materiais são avaliados, mesmo que indiretamente, quanto à ruptura plástica e numa condição de umidade muito severa, a de saturação. Outra hipótese está relacionada ao caráter laterítico de grande parte dos solos brasileiros que, eventualmente, podem apresentar valores relativamente baixos de CBR, o que induz ao descarte ou aumento de espessuras, mas considerando os módulos de resiliência e as deformações permanentes mostram-se plenamente adequados (MOTTA, 1991; MEDINA e MOTTA, 2015).

Para um maior entendimento sobre o comportamento mecânico dos materiais, os estudos das deformações permanentes são de extrema importância. Entretanto, estes têm sido conduzidos principalmente em países de clima temperado considerando as características de clima, solos e agregados destas regiões. No Brasil, considerando o tamanho do país e a diversidade de solos existentes, relativamente poucos estudos vêm sendo realizados para

materiais de subleito, sub-base e base, sendo que, de forma geral, nos cursos de pós-graduação, muitas pesquisas são mais focadas nas misturas asfálticas e seus constituintes.

Neste contexto, esta pesquisa buscou contribuir para o estudo da influência da umidade nas características de deformabilidade elástica e plástica de solos tropicais finos, visando emprego em camadas de base e sub-base e no subleito de rodovias. A ênfase maior foi no estudo da deformação permanente destes materiais, aspirando contribuir para a ampliação do banco de dados sobre o comportamento plástico de solos tropicais.

1.2. OBJETIVO

Esta pesquisa tem como objetivo principal avaliar, por meio de ensaios de laboratório, a influência da variação de umidade pós-compactação no módulo de resiliência e na deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários brasileiros. Como objetivo secundário tem-se a avaliação da influência da sucção no módulo de resiliência e na deformação permanente dos corpos de prova ensaiados na umidade na ótima, e nos corpos de prova compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos à trajetória de secagem.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho foi dividido em seis capítulos, descritos a seguir:

- Capítulo 1 – Este é um capítulo introdutório onde é apresentado um breve contexto sobre os pavimentos rodoviários brasileiros, a motivação da pesquisa, os objetivos e a estrutura desta dissertação.
- Capítulo 2 – Neste capítulo são introduzidos os conceitos básicos da Mecânica dos Pavimentos, e revisados os principais trabalhos encontrados na literatura referentes ao estudo do módulo de resiliência e da deformação permanente, no equipamento triaxial de carga repetida.
- Capítulo 3 – Aqui são descritos e caracterizados os materiais utilizados na presente pesquisa, a metodologia aplicada, os procedimentos de ensaios e suas respectivas normas, quando existentes.

- Capítulo 4 – Este capítulo é dedicado a apresentação e discussão dos resultados obtidos por meio dos ensaios de laboratório.
- Capítulo 5 – Aqui são apresentados os resultados das simulações realizadas no programa MeDiNa, a fim de avaliar os efeitos da variação de umidade pós-compactação no dimensionamento de pavimentos.
- Capítulo 6 – Capítulo final onde são apresentadas as conclusões desta dissertação e sugestões de continuação para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados os conceitos básicos da Mecânica dos Pavimentos, e revisados os principais trabalhos encontrados na literatura referentes ao estudo da influência da variação de umidade no módulo de resiliência e na deformação permanente.

2.1. MÉTODO MECANÍSTICO-EMPÍRICO DE DIMENSIONAMENTO

A tendência mundial dos principais centros de pesquisa rodoviária de estabelecer métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento, fundamentados em sólidas bases analíticas e experimentais, se confirma a cada dia (MEDINA e MOTTA, 2015).

Estes métodos são chamados mecanísticos por considerarem o pavimento como uma estrutura em camadas e utilizando programas para o cálculo das tensões e deformações, o que possibilita compatibilizar os esforços do tráfego e a deformabilidade dos materiais em função dos critérios de ruptura. E a parcela empírica (ou experimental) complementa por ser necessário ajustar os critérios de dimensionamento com observações de trechos acompanhados em campo (MOTTA, 1991).

Os métodos empíricos ou semiempíricos se baseiam, em geral, em experiências repetidas várias vezes no campo e se limitam a prever espessuras adequadas para proteger as camadas inferiores dos esforços oriundos do tráfego, garantindo, basicamente, o critério da ruptura por deformação permanente. São bastante limitadas as condições de contorno que deram origem às curvas experimentais de dimensionamento, sendo elas: materiais utilizados nos trechos de observação e as condições de tráfego e clima atuantes nos mesmos. Sendo assim, não permitem uma generalização adequada para outros climas, novos materiais e novos carregamentos (MOTTA, 1991).

Os métodos analíticos, por sua vez, tentam compatibilizar tanto as deformações plásticas como as elásticas dos materiais com as demandas do tráfego. Permitem generalização e são bem mais complexos.

Diversas instituições no mundo pesquisam e desenvolvem métodos mais modernos de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Os estudos variam desde métodos

simplificados a muito complexos. A realidade é que o dimensionamento de estruturas de pavimentos asfálticos é complicado devido à grande variação das características físicas dos materiais envolvidos, à difícil previsão do carregamento a que a estrutura estará submetida ao longo de sua vida útil e, ainda, à ação dos fatores climáticos no comportamento dos materiais componentes da estrutura (FRANCO, 2007; MEDINA e MOTTA, 2015).

Segundo FRANCO (2007) independentemente do método de dimensionamento, o conceito de ruptura do pavimento asfáltico é considerado um fator essencial no projeto, devendo ser bem esclarecido ao se estabelecer uma proposição de dimensionamento compatível com cada uma das possíveis estruturas de pavimento que se possa prever em cada projeto e local.

Os pavimentos asfálticos estão sujeitos a dois tipos de ruptura: a ruptura estrutural e a ruptura funcional. A ruptura estrutural se caracteriza pelo colapso da estrutura do pavimento, ou de um de seus componentes, de forma que o pavimento se torna incapaz de suportar qualquer carregamento imposto na superfície. A ruptura funcional, que pode ou não vir acompanhada de uma ruptura estrutural, é a condição atingida pelo pavimento quando ele passa a apresentar características tais como: desconforto ao rolamento dos veículos, diminuição da segurança das operações, aumento do risco de aquaplanagem e excesso de defeitos gerados pelo trincamento ou grandes deformações (YODER e WITCZAK, 1975 *apud* FRANCO, 2007).

Segundo MOTTA (1991) as principais causas de deterioração dos pavimentos são a repetição de deformações resilientes e o acúmulo de deformações permanentes. As deformações resilientes, que se repetem a cada passagem de roda, levam a ruptura pelo processo de fadiga dos elementos da estrutura que trabalham à tração. Este processo acarreta o fissuramento generalizado do revestimento asfáltico, indicando o fim da sua vida útil. As deformações permanentes provocam um afundamento diferenciado do pavimento na região onde se concentram as passagens das rodas dos veículos, formando o que se convencionou chamar de “afundamento de trilha de roda” (ATR).

Pelo que foi discutido acima, o dimensionamento adequado de um pavimento asfáltico deve assegurar que, dentro do período de vida do projeto, a repetição da passagem dos

eixos dos veículos não irá causar o trincamento excessivo da camada de revestimento por fadiga e, também, garantir que as espessuras das camadas de sua estrutura, assim como suas características, sejam capazes de minimizar os efeitos do ATR, considerando a compatibilidade entre as deformabilidades dos materiais.

Segundo SILVA (2003) o critério de ATR deve ser cuidadosamente considerado no caso de pavimentos urbanos, visto que deformações permanentes em estruturas desse tipo geram insegurança e desconforto aos usuários. Ademais, o ATR é um ponto de acúmulo de águas pluviais que pode gerar aquaplanagem e/ou afetar as camadas inferiores para o caso de pavimentos executados com solos finos, podendo se tornar um grande problema.

O dimensionamento de um pavimento novo por um método mecanístico-empírico deve seguir o fluxograma apresentado na Figura 2.1, que relaciona os dados de entrada, o cálculo das tensões e deformações e os critérios de decisão, que são a forma de se evitar que a degradação por qualquer um dos mecanismos de ruptura atinja valores maiores que os admissíveis para o trecho, antes que o N de projeto seja alcançado.

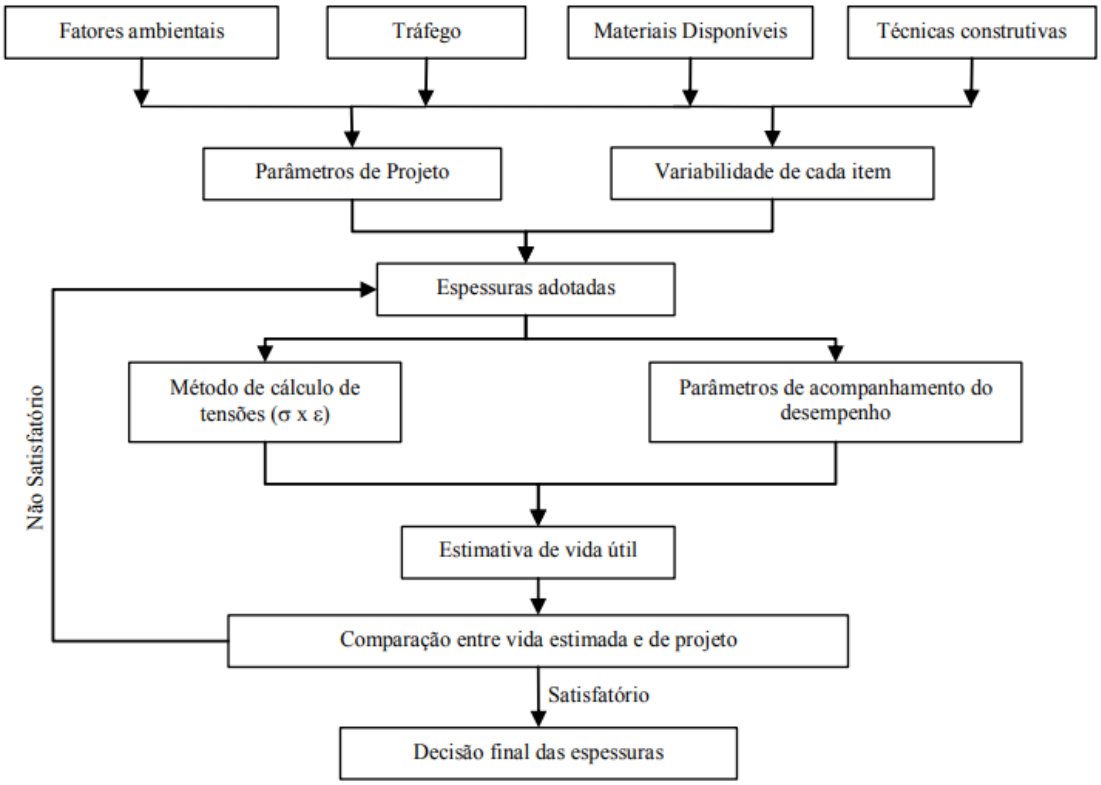


Figura 2.1: Esquema de método de dimensionamento mecanístico-empírico (MOTTA, 1991).

O método mecanístico-empírico em desenvolvimento para o DNIT, numa parceria com a COPPE/UFRJ, denominado Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), possui esta estrutura. Para as camadas compostas por materiais granulares e solos, os parâmetros que devem ser inseridos são representados pelo módulo de resiliência e coeficientes para modelagem matemática da deformação permanente, ambos obtidos por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas, sendo importante ressaltar que estes ensaios são de aceitação mundial. Para estes materiais, deve-se inserir ainda, como dados de entrada, o coeficiente de Poisson, a energia de compactação, umidade ótima e a massa específica. Nos solos, é necessário adicionar a classificação MCT, além do coeficiente c' e e' de classificação. Para os materiais granulares, inserem-se ainda as características de abrasão Los Angeles e a descrição do material. São parâmetros que descrevem características dos materiais selecionados e que servem para serem verificados no campo durante a construção de cada camada. Assim se garante melhor que o que foi considerado no dimensionamento é o que está sendo "cumprido".

2.2. MECÂNICA DOS PAVIMENTOS

A Mecânica dos Pavimentos é uma disciplina da Engenharia Civil que estuda o pavimento como uma estrutura em camadas sujeito às cargas dos veículos, e se baseia na relação entre tensão e deformação atuantes e admissíveis nas camadas e subleitos, o que é utilizado para o dimensionamento do pavimento. As deformações elásticas e plásticas dos materiais que compõem a estrutura são determinadas por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas e são conhecidas como módulo de resiliência e modelo de deformação permanente, respectivamente.

2.2.1. Módulo de Resiliência

A deformação resiliente pode ser entendida como a deformação elástica das partículas do solo e dos aglomerados de partículas. É ela que condiciona a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas sujeitas a flexões sucessivas, como, revestimento de concreto asfáltico, base de solo-cimento, etc. (MEDINA e MOTTA, 2015).

O módulo de resiliência é a relação entre a tensão desvio aplicada repetidamente e a deformação elástica axial resultante, para certa condição de ensaio (número de repetições

da carga, frequência, umidade, densidade, tipo de compactação, etc.). O ensaio utilizado para sua obtenção é o triaxial de cargas repetidas.

Segundo MEDINA e MOTTA (2015) o módulo de resiliência é dependente da constituição do solo, das condições de estado e das solicitações das tensões. Quando se fala em constituição, os autores se referem a mineralogia, textura das partículas, plasticidade, arranjo estrutural e cimentação natural. As condições de estado são a massa específica aparente e a umidade. E as solicitações de tensão representam a ação do tráfego na estrutura do pavimento.

Após a compactação, o estado do solo na estrutura do pavimento pode variar com as condições climáticas e hidrológicas. A deformação resiliente cresce sensivelmente nos solos compactados no ramo úmido em relação àqueles compactados no ramo seco, com a mesma massa específica aparente seca. Com a entrada de água pós-compactação, aumentando o teor de umidade, o valor do módulo de resiliência diminui em relação ao teor ótimo, para o mesmo nível de tensão. Isso indica que o acréscimo de umidade diminui a sucção e esta condição, em consequência, diminui o módulo de resiliência (PREUSSLER, 1983; SILVA, 2003).

A diminuição do módulo de resiliência com o acréscimo do teor de umidade pós-compactação também foi observada por outros autores tais como BERNUCCI (1995), RODRIGUES (1997), GONÇALVES (1999), TAKEDA (2006), BASTOS (2013), FREITAS *et al*. (2020) e SANTOS (2020).

GONÇALVES (1999) relata que, para solos finos, o decréscimo no valor do módulo resiliência é praticamente idêntico nos corpos de prova saturados por capilaridade ou nos corpos de prova moldados em umidades superiores à ótima.

BERNUCCI (1995) verificou que, para diferentes solos lateríticos brasileiros, o efeito da variação da umidade por imersão em água sobre o valor do módulo de resiliência é caracterizado por uma pequena redução em seu valor, e a perda de umidade produz um aumento significativo no mesmo. Resultados semelhantes foram obtidos por SILVA (2003) e KERN (2017).

RODRIGUES (1997) visou estudar o efeito das variações ambientais sofridas pelo subleito em períodos de seca seguidos de períodos de chuva reproduzindo, em laboratório, ciclos de secagem e umedecimento em corpos de prova de solo do tipo LG', compactados na umidade ótima. A autora observou que os resultados obtidos de módulo de resiliência na umidade ótima são maiores que os encontrados para as amostras compactadas na umidade ótima e posteriormente submetidas aos processos de secagem e umedecimento até atingir o valor ótimo. O ciclo de secagem e umedecimento provocou uma redução na sucção, acarretando um decréscimo no módulo de resiliência.

SILVA (2003) estudou dois solos finos do centro-norte do Mato Grosso dos tipos LA'/LG' e LG', e observou que, para todas as tensões desvio analisadas, o módulo de resiliência apresentou um crescimento com o aumento da sucção, e que este crescimento é tão maior quanto maior for a tensão desvio. Para uma mesma sucção, o módulo de resiliência cresce com a diminuição da tensão desvio. SAWANGSURIYA *et al*. (2009), FREITAS *et al*. (2020) e SANTOS (2020) também observaram em seus trabalhos a tendência de aumento no módulo de resiliência com o acréscimo da sucção.

Ainda segundo SILVA (2003), a perda de umidade das camadas de solo compactado acarreta um aumento no módulo de resiliência. Entretanto, isto ocorre até certo valor de sucção, a partir do qual o módulo de resiliência passa a decrescer acentuadamente. Este comportamento também foi verificado por RODRIGUES (1997), que observou que um incremento na sucção provocou um aumento no valor do módulo de resiliência até atingir um máximo e a partir deste, o valor do módulo de resiliência decresce ou permanece constante para qualquer nível de tensão desvio. O valor máximo do módulo de resiliência com a sucção difere para cada tipo de solo. PHILLIP (1996 *apud* RODRIGUES, 1997) também observou este comportamento, destacando-o para solos granulares.

TAKEDA (2006) avaliou o efeito da variação de umidade pós-compactação no módulo de resiliência de solos de rodovias do interior paulista, constatando que, ao promover a secagem dos corpos de prova, houve uma tendência de aumento da influência da tensão desvio sobre o módulo de resiliência em relação à umidade ótima, fato que pode ser justificado pelo acréscimo da sucção. Da mesma forma, considerando a umidade ótima como referência, ao analisar o umedecimento dos corpos de prova observou a ocorrência de uma redução na influência da tensão desvio e um aumento na influência da tensão

confinante no módulo de resiliência. O mesmo autor também verificou a influência da granulometria sobre o módulo de resiliência típico, observando uma tendência de aumento deste com o aumento do teor de finos.

Segundo MOTTA (1991) se a porcentagem de silte na fração fina for elevada, o módulo de resiliência tende a ser constante independente do estado de tensões, porém de valor muito baixo.

RODRIGUES (1997) realizou medidas de sucção durante o ensaio triaxial de carregamento repetido em amostras de solo LG', compactadas na umidade ótima, com o objetivo de observar a variação da sucção. Os resultados obtidos pela autora indicam que para uma mesma tensão confinante aplicada, a sucção não varia. Ocorrerá variação na sucção somente se o nível de tensão confinante for alterado. A magnitude desta variação é proporcional ao incremento da tensão confinante.

A autora citada ainda verificou que, para todos os solos estudados, ocorreu uma redução nos valores de sucção obtidos após o ensaio de módulo de resiliência, comparado aos valores de sucção em corpos de prova antes do ensaio. Admitiu-se que o carregamento cíclico causa uma redução dos vazios na amostra, alterando a estrutura da mesma. Como o ensaio é não drenado, com a redução do índice de vazios, o grau de saturação aumenta, ocasionando a redução na sucção.

Alguns autores como GUIMARÃES (2001, 2009), SILVA (2009) e LOPES (2017) avaliaram o módulo de resiliência após o ensaio de deformação permanente e observaram que, para alguns tipos de solo, ocorre um enrijecimento durante o ensaio de deformação permanente de longa duração, acarretando um acréscimo no módulo de resiliência. Acredita-se que esse fato esteja associado à densificação das camadas geotécnicas, à semelhança de uma sobre-compactação, que tem como consequência o aumento da rigidez dos materiais e consequentemente o acréscimo do módulo de resiliência.

2.2.2. Deformação Permanente

A deformação permanente é a parcela do deslocamento plástico que não retorna à posição inicial após cessar a aplicação de carga (Figura 2.2). Essas deformações são acumulativas

ao longo da vida do pavimento, dependem do estado de tensões e provocam a variação da espessura da camada, formando assim o defeito de ATR (GUIMARÃES, 2001; MEDINA e MOTTA, 2015; LIMA, 2020).

Assim como no módulo de resiliência, o ensaio utilizado para a previsão da deformação permanente é o triaxial de cargas repetidas. Durante o carregamento cíclico a deformação desenvolvida ao longo de cada ciclo é normalmente pequena, porém a deformação acumulada ao final do ensaio pode ser significativa (GUIMARÃES, 2001).

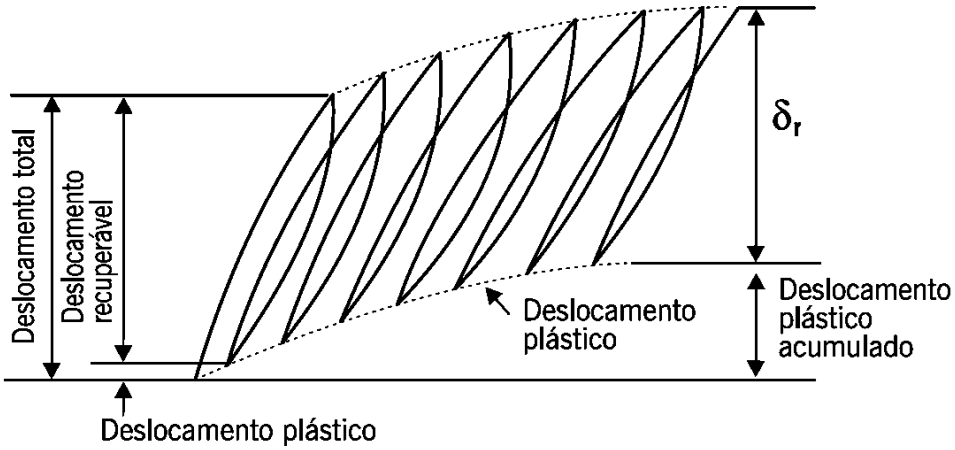


Figura 2.2: Representação dos deslocamentos sofridos por um corpo de prova submetido ao ensaio de carga repetida (Adaptado de BERNUCCI *et al*., 2010).

No Brasil, o defeito ATR não é um problema recorrente nos pavimentos das rodovias federais e estaduais, e isso se deve ao fato de grande parte destas rodovias terem sido dimensionadas pelo método do CBR, que garante, basicamente, este critério. Entretanto, em rodovias sem drenagem adequada ou sem controle de compactação as deformações permanentes podem ser significativas (MOTTA, 1991; MEDINA e MOTTA, 2015).

As deformações permanentes são fortemente indesejáveis em uma estrutura de pavimento por diversos motivos, tais como: acúmulo de água ao longo da trilha de roda podendo ocasionar o fenômeno de aquaplanagem, a possibilidade de saturação das camadas subjacentes do pavimento, a dificuldade de ultrapassagens de veículos ao longo da via, o desgaste prematuro dos pneus e o acréscimo no consumo de combustíveis (GUIMARÃES, 2009).

DAWSON e KOLISOJA (2004), se referindo a camadas granulares sem revestimento ou com revestimento pouco espesso, comentam que o afundamento pode ocorrer por vários motivos e que, fundamentalmente, existem quatro tipos de mecanismos, aqui denominados Tipos 1, 2, 3 e 4 (Figura 2.3). O afundamento do Tipo 1 ocorre devido a uma pós-compactação da camada granular ou de outra camada de base, que tende a se acomodar com o tempo, não sendo observadas grandes deformações. Em geral, a compactação da camada durante a etapa de construção é suficiente para evitar esse tipo de afundamento. O Tipo 2 é gerado por esforços cisalhantes na superfície do pavimento provocados pela ação da carga de roda. Ocorre em materiais granulares com baixa resistência ao cisalhamento, seja somente numa base granular ou tendo um revestimento asfáltico. O Tipo 3 é o afundamento do pavimento como um todo, a deformação das camadas é de natureza cisalhante assim como no Tipo 2, porém o cisalhamento ocorre em todas as camadas e no subleito e não apenas na superfície. Por fim, o afundamento do Tipo 4 é proveniente de algum tipo de dano às partículas, tais como os provocados por atrito e abrasão, apresentando as mesmas características do Tipo 1, embora o mecanismo seja diferente (DAWSON e KOLISOJA, 2004; GUIMARÃES, 2009).

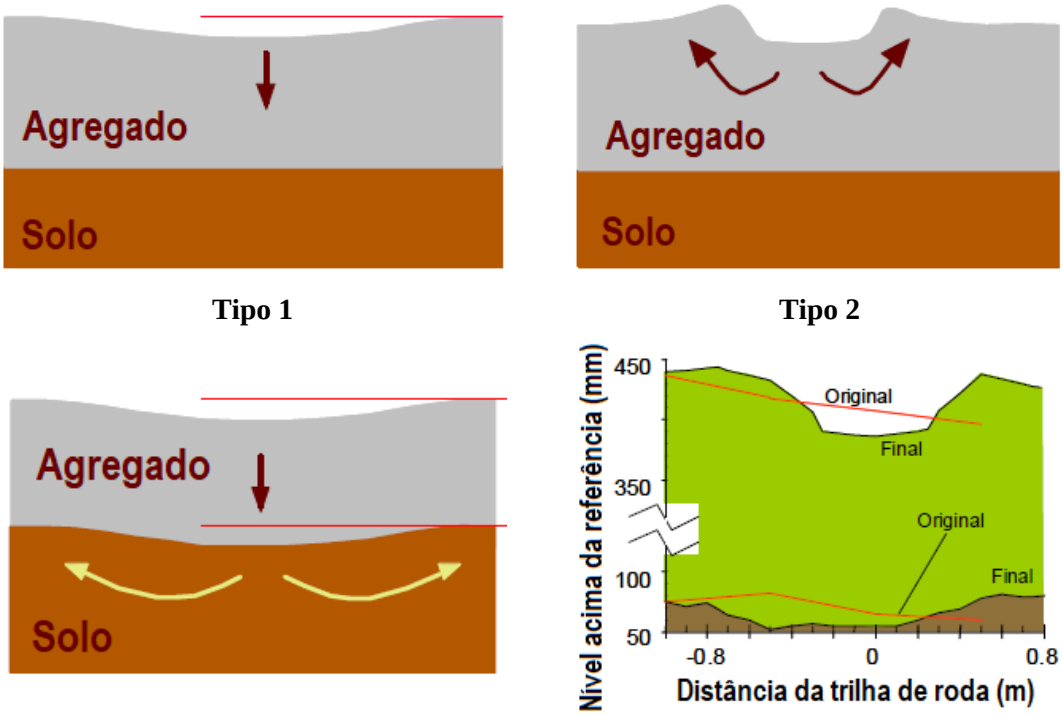


Figura 2.3: Tipos de afundamento (Adaptado de DAWSON e KOLISOJA, 2004).

Segundo diversos autores (SVENSON, 1980; GUIMARÃES, 2001, 2009; LIMA, 2016, 2020), vários são os fatores que influenciam o surgimento da deformação permanente, mas os principais podem ser agrupados em: tensão solicitante, solicitações de carga dos veículos, umidade, energia de compactação e características do material (mineralogia, forma, textura etc.).

Para LIMA (2020), dentro do contexto de tensão solicitante, pode-se incluir o estado de tensões expresso por: magnitude aplicada, história de tensões e rotação das tensões principais de acordo com o deslocamento da roda.

Tendo em vista o equipamento triaxial convencional pode-se considerar que o acréscimo da tensão desvio gera um acréscimo da deformação permanente total. Com relação à influência isolada da tensão confinante têm-se que a diminuição da tensão confinante produz um aumento da deformação permanente. Quanto à história de tensões, o comportamento do solo varia com a sequência de aplicação do carregamento adotada (GUIMARÃES, 2009; LIMA, 2020).

As solicitações de carga dos veículos são relacionadas à duração da aplicação e ao número de aplicações que causam o rearranjo estrutural dos materiais. Dependendo da magnitude, o aumento da rigidez não é significativo após algumas repetições de ciclos de carga, mas GUIMARÃES (2001, 2009), SILVA (2009), LIMA (2016) e LOPES (2017) realizaram ensaios de módulo de resiliência após os ensaios de deformação permanente e verificaram que os materiais analisados se tornaram mais rígidos após 150 mil ciclos de carregamento.

Segundo LIMA (2020) há também a questão da frequência, que é função das condições de tráfego da estrada (quantidade de passagens e tipo de veículos) em estudo e da velocidade dos veículos (tempo de permanência em determinado ponto).

A variação de umidade é também um fator que influencia o comportamento do material, podendo melhorá-lo ou torná-lo mais suscetível ao acúmulo de deformação permanente dependendo do percentual de umidade, do grau de saturação e da sucção. Alguns autores (TAKEDA, 2006; GUIMARÃES, 2009; KAKUDA, 2010; ZAGO, 2016; LIMA *et al.*, 2018; SANTOS, 2020) identificaram que quanto maior o teor de umidade, maior a deformação permanente e menor o módulo de resiliência.

Além disso, SILVA (2003), GUIMARÃES (2009), KAKUDA (2010), SALOUR e ERLINGSON (2017), JING *et al*. (2018), LIMA (2020) e SANTOS (2020) observaram que o aumento da deformação permanente com o acréscimo do teor de umidade ocorre independentemente do estado de tensão analisado.

A resistência à deformação do material está diretamente relacionada com o resultado da compactação ao qual foi submetido: grau de compactação, umidade e massa específica aparente seca (MEAS). O aumento da MEAS produz um acréscimo na resistência do material à deformação permanente. A principal razão para a redução da deformação permanente total com o aumento da MEAS é o maior contato entre as partículas que constituem o material que assim aumentam seu intertravamento (GUIMARÃES, 2009; LIMA, 2020).

Quanto às características dos materiais, como exemplo um agregado britado ou natural, a resposta mecânica vai ser influenciada pelo tipo, forma, textura, granulometria, porcentagem de finos, índice de vazios, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos. No caso de solo, têm-se também a influência da granulometria e quantidade e qualidade de finos. Ressalta-se que a permeabilidade do material também é uma característica importante (LIMA, 2020).

A deformação permanente total de um pavimento, que resulta no ATR, pode ser obtida a partir das contribuições de todas as camadas e de parte do subleito. Conhecendo-se as relações tensão-deformação não recuperáveis dos materiais que compõem estas camadas, obtidas por meio do ensaio triaxial, pode-se calcular a deformação total pelo somatório das deformações plásticas de cada uma das camadas, resultante do produto da deformação específica plástica média da camada pela sua espessura. A comparação com critérios aceitáveis de projeto quanto ao ATR, para o número N de solicitações previstas, permite adotar a espessura arbitrada ou refazer os cálculos para outras espessuras (MARANGON, 2004).

Segundo MOTTA (1991) os critérios de projeto mais empregados destacam duas maneiras de reduzir as deformações permanentes:

- Limitar a tensão vertical máxima atuante no subleito, considerada a camada de menor resistência ao cisalhamento e às deformações plásticas, prevenindo também a ruptura;
- Limitar o afundamento resultante do somatório das deformações permanentes de cada camada ao ATR admissível.

Para MEDINA e MOTTA (2015) os valores admissíveis de ATR estão entre 10 e 20 mm para rodovias federais e estaduais. Pode-se admitir 13 mm como um valor de referência para pavimentos de alto volume de tráfego, e o máximo de 16 mm para evitar problemas de segurança (aquaplanagem).

GUIMARÃES (2009) comenta que, em geral, os fatores que causam uma diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e britas tendem a aumentar a deformação permanente quando o material é submetido à ação do tráfego de veículos.

Segundo LIMA (2020) o teor de umidade de compactação pode afetar significativamente o comportamento mecânico dos solos. Esse efeito é perceptível nos dois lados da curva de compactação, mas a deformação permanente aumenta consideravelmente à medida que o teor de umidade caminha para o ramo úmido da curva. No ramo seco há um acréscimo na resistência do material, porém este ganho pode ser ilusório se for considerada a possibilidade de aumento da umidade pós-compactação, provocando a perda da parcela de sucção que é o que proporciona essa resistência adicional.

Conforme discutido por BERNUCCI (1995), se o solo for compactado no ramo seco, a sucção aumenta consideravelmente. Porém, este fato pode acarretar uma diminuição do tempo necessário para que a frente de umidade atinja a região da trilha de rodas pelo aumento de diferença de carga hidráulica total. Além disso, solos compactados no ramo seco apresentam coeficientes de permeabilidade 10 a 100 vezes maiores que aqueles do solo compactado na umidade ótima, provocando também um aumento na velocidade de avanço da frente de saturação.

SANTOS (2020) realizou ensaios de deformação permanente em três solos, de diferentes classificações MCT, elevando o teor de umidade acima do ótimo na compactação e pós-compactação e constatou que, para a mesma variação de umidade (+2%) a partir da

umidade ótima, a compactação acima desse teor produz maiores deformações permanentes do que o umedecimento pós-compactação.

Segundo GUIMARÃES (2001), no carregamento cíclico, quando o solo está saturado, se a velocidade de carregamento for maior que a velocidade de dissipação da poro-pressão, esta pode sofrer um acréscimo, fazendo com que a ruptura possa ocorrer a um nível de tensões inferior ao da tensão cisalhante de ruptura monotônica.

KAKUDA (2010) comparou os recalques (deformação permanente) obtidos sem umedecimento e após umedecimento do subleito para 100.000 ciclos de carga em um equipamento de grandes dimensões, e observou recalques iguais a 1,8 mm e 5,6 mm, respectivamente. Portanto, o umedecimento conduziu a um aumento da deformação plástica da ordem de 3 vezes. Assim, o autor concluiu que a variação da umidade do subleito acarreta um aumento na deformação permanente, sendo esse aumento proporcionado pela perda de rigidez do subleito devido à elevação do teor de umidade.

Essa perda de rigidez relatada por KAKUDA (2010) com a elevação do teor de umidade é causada pela diminuição da sucção atuante. ZHOU e NG (2016), SALOUR e ERLINGSSON (2017), JING *et al*. (2018) e SANTOS (2020) observaram que quanto menor a sucção atuante no solo maiores são as deformações permanentes medidas.

BERNUCCI (1995) observou que os solos lateríticos, com coesão, apresentam deformação permanente acumulada sempre menor que a resiliente, até mesmo se tratando de argilas plásticas.

2.2.3. A Teoria do *Shakedown*

Verificar se a deformação permanente pode conduzir à ruptura ou se tende à estabilização é o objetivo principal do estudo do s*hakedown*, termo que pode ser entendido como o acomodamento das deformações plásticas ou permanentes após um determinado número de aplicações de ciclos de cargas (GUIMARÃES, 2001).

A inexistência de deformação plástica quando ocorre o s*hakedown* é justificada pelo desenvolvimento de um campo auto equilibrado de tensões residuais que passa a interagir

com as cargas aplicadas em cada ciclo, impedindo que as tensões ultrapassem o limite de elasticidade do material, de forma que a sua resposta às solicitações se torna puramente elástica. Assim, o surgimento de tensões residuais é condição essencial para a ocorrência do *shakedown* (FARIA, 1999 *apud* GUIMARÃES, 2001; MEDINA e MOTTA, 2015).

Segundo GUIMARÃES (2001, p. 20) "O termo tensão residual é usado para denominar tensões existentes em estruturas na ausência de carregamentos externos".

Para verificar a ocorrência do s*hakedown*, GUIMARÃES (2009) utilizou o modelo proposto por DAWSON e WELLNER (1999), no qual é apresentada no eixo das abscissas a deformação permanente total vertical e no eixo das ordenadas sua respectiva taxa de acréscimo, como ilustra a Figura 2.4.

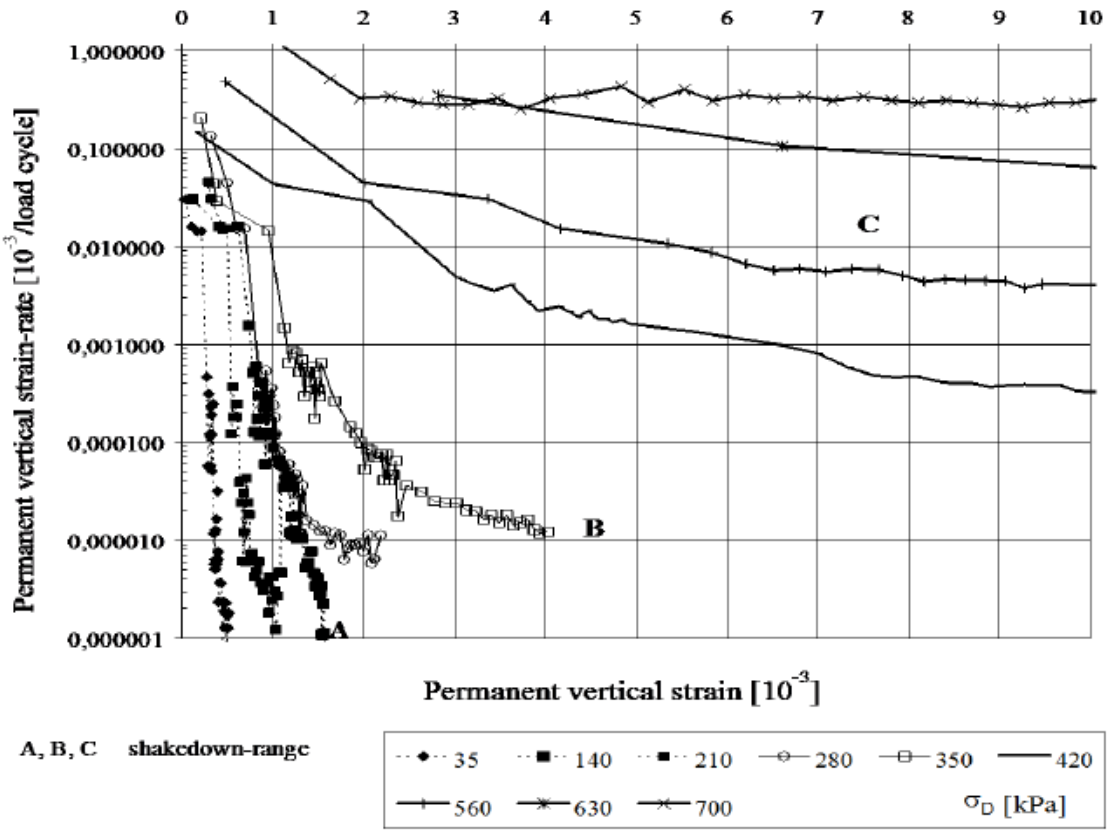


Figura 2.4: Domínios de deformação permanente vertical. Material de Granodiorito, σ3 = 70 kPa (WERKMEISTER *et al.*, 2001).

Analisando-se os resultados dos ensaios de deformação permanente por este modelo de gráfico são observados três tipos de comportamento quanto ao acomodamento (MEDINA e MOTTA, 2015):

A – Acomodamento plástico, a camada não contribuirá para o problema de afundamento de trilha de roda;
B – Escoamento plástico e consequente contribuição da camada para o afundamento de trilha de roda; e
C – Ruptura acentuada.

No comportamento tipo A, após determinado número de aplicações de carga a resposta do material se torna puramente elástica, sem deformações plásticas adicionais. No comportamento tipo B, há a ocorrência de altas taxas de deformação permanente nos primeiros ciclos de carga e, com o aumento do número de solicitações, a taxa de acréscimo passar a decrescer até se tornar quase constante, e as deformações permanentes continuam a aumentar a uma velocidade muito lenta. O comportamento tipo C é caracterizado pelo acréscimo das deformações permanentes para qualquer nível e ciclo de carregamento.

GUIMARÃES (2009) observou que, para os solos tropicais, existe um quarto tipo de comportamento, caracterizado pela significativa deformação permanente acumulada nos primeiros ciclos de carga e, após um longo número de solicitações, a taxa de acréscimo tende a se tornar constante, assim como observado para o comportamento tipo A. Esse comportamento foi nomeado pelo autor de AB. A Figura 2.5 ilustra o formato típico das curvas para cada tipo de comportamento (A, AB, B e C).

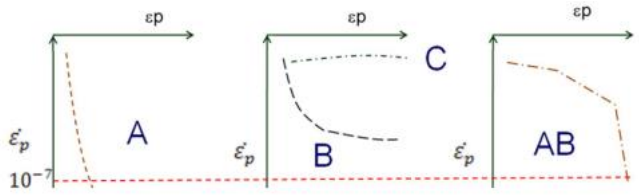


Figura 2.5: Tipos de resposta à deformação permanente (LIMA e MOTTA, 2016).

Segundo SANTOS (2020), o objetivo principal da aplicação da teoria e pesquisa de ocorrência do *shakedown* é determinar as condições e limites, para determinado carregamento e número de ciclos, na qual ocorre a estabilização das deformações permanentes, de modo a escolher os materiais de forma adequada, evitando que contribuam excessivamente para o afundamento de trilha de roda.

O estudo do *shakedown* dos materiais pode ser realizado por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas, buscando-se encontrar o estado de tensões representativo e o número de solicitações para o qual o material possa ser empregado, de modo que ocorra o acomodamento das deformações permanentes. LIMA (2020), propôs um critério de seleção baseado no comportamento mecânico dos materiais quando submetidos a ensaios no equipamento triaxial de carga repetidas. O critério proposto pela autora é apresentado na Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Critérios de seleção de material baseado no comportamento da teoria do *shakedown* (Adaptado de LIMA, 2020).

Seleção de acordo com o comportamento da teoria *shakedown*	
Tipo	Indicação
A	indicado
AB	indicado dependendo do momento que se iniciou o acomodamento
B	deve ter atenção para o valor da deformação permanente já em 150 mil e no formato da curva
C	não indicado

Os estudos de diversos autores (GUIMARÃES, 2001; GUIMARÃES, 2009, ZAGO, 2016; LOPES, 2017; DALLA ROZA, 2018; NORBACK, 2018; LIMA, 2020; SERRA, 2020; SANTOS, 2020, entre outros) já demonstraram a ocorrência de *shakedown* para solos brasileiros, indicando a possibilidade de dimensionamento em função desta teoria. Entretanto, a execução de ensaios triaxiais de cargas repetidas apenas em condições de umidade ótima para previsão das deformações permanentes, podem gerar uma má interpretação do comportamento real do material no pavimento, visto que conforme observado por LIMA (2020), a resposta de um material submetido a aplicações de cargas repetidas pode variar dependendo, por exemplo, da estrutura gerada pela compactação, do nível de tensão ao qual é submetido e de sua umidade.

2.3. A ÁGUA NO PAVIMENTO RODOVIÁRIO

No Brasil, o tipo de pavimento mais utilizado em vias urbanas e rodovias é o pavimento flexível ou asfáltico. Este tipo de pavimento possui revestimento impermeável, que impede a água de escoamento superficial de infiltrar e percolar através das camadas de solo subjacentes. A presença da umidade excessiva causa uma diminuição das propriedades mecânicas de interesse da engenharia rodoviária sendo, juntamente com a

temperatura, uma das variáveis ambientais que mais afeta significativamente as propriedades das camadas e do subleito do pavimento e, consequentemente, a capacidade da estrutura de suportar o carregamento imposto pelo tráfego (SILVA, 2009; GHELING *et al.*, 2015).

A água pode penetrar no pavimento de formas variadas, como ilustra a Figura 2.6. A origem dessa água pode ser diretamente da própria precipitação pluviométrica ou através do meio circundante à estrutura do pavimento. A água da chuva pode atingir o subleito pelos acostamentos, por infiltração não interceptada por drenos e através de trincas e juntas não vedadas. A oscilação sazonal do lençol freático também pode acarretar variações da umidade do subleito por meio do fenômeno da capilaridade, caso a cota do lençol se encontre à pequena profundidade, cerca de 1 metro ou menos. A intensa evaporação nos climas quentes tende a minorar a ação destrutiva da água. Entretanto, garantir as condições de drenagem é um dos principais pontos para que o pavimento apresente um bom desempenho (SILVA, 2009; MEDINA e MOTTA, 2015).

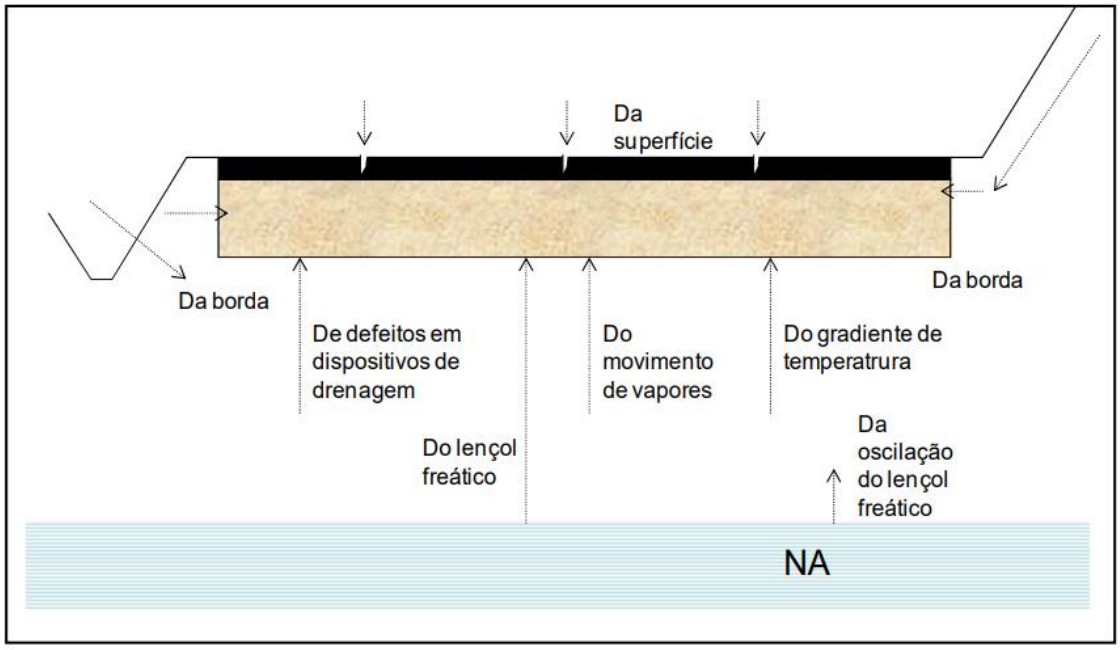


Figura 2.6: Possíveis acessos da água a estrutura do pavimento (SILVA, 2009).

A permeabilidade dos materiais e a possível ocorrência de saturação das camadas geotécnicas e do subleito são fatores que influenciam no projeto de dimensionamento dos pavimentos. Segundo MOTTA (1991) são três os princípios que norteiam os projetos de pavimentos quanto à ação prejudicial da água:

a) Impedir a entrada da água na estrutura de forma que não exista água livre nas camadas e subleito, seja ela oriunda da precipitação ou do lençol freático;
b) Remover rapidamente, por meio de dispositivos de drenagem, qualquer água que porventura venha a penetrar na estrutura;
c) Dimensionar considerando o excesso de água que possa vir a existir na estrutura.

BERNUCCI (1995) comenta que as bordas do pavimento sofrem as maiores variações de umidade, tornando-se regiões passíveis de maiores deformações, trincas e rupturas. Por este motivo, deve-se projetar a rodovia de tal forma que as rodas externas dos veículos pesados não circulem junto às bordas. Além disso, a impermeabilização dos acostamentos é também uma medida que auxilia na diminuição da infiltração d'água e na proteção contra a erosão nas bordas do pavimento.

GUIMARÃES (2009) destaca que o teor de umidade do solo das camadas e subleito de um pavimento depende da umidade de compactação e da variação da umidade após a compactação. O processo de umedecimento e homogeneização de solos em campo durante a construção das camadas, pode resultar em elevada dispersão, eventualmente. Assim, mesmo que os cálculos da quantidade de água a ser adicionada tenham sido elaborados com rigor, o resultado final deve admitir variações entorno do valor desejado. Esta é uma característica inerente ao processo de compactação de solos em campo.

Após a construção do pavimento, espera-se algumas modificações do teor de umidade inicial de compactação até o solo entrar em equilíbrio hídrico. Têm-se verificado que nos pavimentos de rodovias brasileiras bem projetadas, com dispositivos de drenagem eficientes, a umidade de equilíbrio pode ser considerada igual, no máximo, ao teor de umidade ótimo do ensaio Proctor normal de compactação (MEDINA e MOTTA, 2015). Entretanto, a existência de regiões não contempladas pelos estudos anteriores, tais como a região amazônica e parte do centro oeste, são ressaltados por SILVA (2009).

Segundo MEDINA e MOTTA (2015, p. 52) "pode-se definir a umidade de equilíbrio do subleito como o valor médio da gama de variação do teor de umidade do solo do subleito ao longo do ano após a fase de acomodação dos primeiros meses de serviço".

Para GHELING *et al*. (2015) em uma obra de pavimentação, a condição de não saturação da estrutura do pavimento é extremamente dinâmica, sofrendo influência de fatores como morfologia do terreno, geologia estrutural e hidrogeologia, sazonalidade climática e orientação do maciço em relação às condições de insolação e de vento. Isso gera dificuldade nas análises, pois enquanto *in situ* a situação é extremamente dinâmica, em laboratório ou mesmo em estudos pontuais de campo, geralmente, os resultados de ensaio e o comportamento do solo em estado não saturado refletem o estado físico do solo no momento do ensaio mais do que a variabilidade de campo.

Ainda segundo os autores citados, avaliando-se um mesmo solo e condição de compactação, o tratamento dado a ele em termos de consideração do seu comportamento mecânico não pode ser o mesmo se este for usado em diferentes regiões do país. Isto porque as umidades de equilíbrio oriundas da interação-solo atmosfera variam de região para região, devido às condições climáticas que podem se modificar, inclusive, em função de microclimas.

2.4. MECÂNICA DOS SOLOS NÃO SATURADOS

Na Mecânica dos Solos há uma subdivisão dos solos em dois grupos: saturados e não saturados. Isto é importante porque os fluidos presentes nos vazios entre as partículas sólidas modificam os comportamentos mecânico, volumétrico e hidráulico do solo. Os conceitos e teorias iniciais da Mecânica dos Solos clássica foram criados para solos saturados e secos, surgindo assim a necessidade da criação de novos conceitos e novas teorias, levando à criação da Mecânica dos Solos Não Saturados (PRESA, 2015).

2.4.1. Sucção

Assim como na grande maioria das obras de engenharia que passam pelo processo de compactação do solo, os subleitos das rodovias, em geral, encontram-se acima do nível d'água, apresentando comportamento de solos não saturados. Os solos não saturados denotam características singulares que não seguem os critérios adotados pela Mecânica dos Solos clássica. O parâmetro determinante para entender o comportamento desse tipo de solo é a sucção, que, de todas as propriedades dos solos não saturados, talvez seja a

que mais influencia as características mecânicas dos materiais utilizados em pavimentação.

MARINHO (2005, p. 31) define sucção como “a energia com que um elemento poroso absorve água quando esta está livre para se mover”. A sucção no solo pode ser influenciada pelo estado de tensões a que o solo está submetido, pela granulometria e seu arranjo estrutural, pela mineralogia, pela porosidade total e pela distribuição dos poros (SOUSA PINTO, 2006).

Segundo GHELING *et al*. (2015), a redução da umidade e a diminuição da porosidade, geralmente, refletem no aumento da sucção e na melhoria do comportamento mecânico, o contrário ocorrendo quando da ampliação da umidade e da expansão.

DELGADO (2002 *apud* TAKEDA, 2006) desenvolveu um trabalho onde estudou a influência da sucção no comportamento mecânico de um perfil de solo laterítico compactado. Ao avaliar a influência da umidade na sucção, em corpos de prova com densidades variáveis, a pesquisadora verificou a ocorrência de uma nítida redução da sucção com o aumento da umidade de compactação, para todas as profundidades trabalhadas. Verificou também que, mesmo com diferentes índices de vazios, para a mesma umidade, não foram identificadas alterações significativas na sucção, o que coloca a umidade como principal fator de influência. A autora estudou, ainda, a variação da sucção com o aumento da energia de compactação, constatando que a mesma não sofre grandes variações com o aumento da energia aplicada, para uma determinada umidade de compactação.

A sucção total é descrita matematicamente pela soma das sucções matricial e osmótica. A sucção matricial é definida como a diferença entre a pressão atmosférica e a pressão na água, sendo a parcela de maior interesse na engenharia rodoviária. Já a sucção osmótica ocorre em situações de alteração química da água do solo, variação de concentrações de sais dissolvidos, etc. (FREDLUND *et al*., 2012).

KHOURY *et al*. (2003 *apud* TAKEDA, 2006) realizaram um estudo para avaliar o efeito da sucção no módulo de resiliência de solos de subleito coletados no estado americano de Oklahoma. Os autores verificaram que o módulo de resiliência aumentou com o aumento

da sucção total e matricial, revelando a mesma tendência de variação para ambas as sucções determinadas. Como resultado, concluíram que a sucção osmótica não apresentou efeito significativo sobre o MR.

GONÇALVES (1999) avaliou o efeito das trajetórias de secagem e umedecimento no valor da sucção de um solo LG'. Segundo o autor, corpos de prova moldados na umidade ótima, secos por 48h e posteriormente umedecidos até a umidade ótima tiveram a sua sucção reduzida em 87% (60 kPa para 8 kPa) se comparados com aqueles corpos de prova moldados na umidade ótima que não tiveram a sua umidade variada.

GONÇALVES (1999) também avaliou o efeito que o ensaio triaxial cíclico causa sobre o valor da sucção. Foi determinada a curva característica do solo em estudo, logo após a realização dos ensaios cíclicos, para corpos de prova compactados na umidade ótima, compactados na umidade ótima e secos por 48h, compactados na umidade ótima e secos até a ótima -2% e compactados na umidade ótima e umedecidos até a ótima +1%. O autor observou que os ensaios triaxiais cíclicos nestas condições não alteraram o nível de sucção dos corpos de prova ensaiados.

Entretanto, SCHACKEL (1973) constatou por meio de seus estudos que a repetição de cargas no ensaio triaxial tem o efeito de diminuir a sucção para uma dada combinação de densidade e saturação, sendo que quanto maior o número de aplicação de carga, menor a sucção final.

Segundo GHELING *et al*. (2015), a forma do ramo seco da curva de compactação e o ponto correspondente à umidade ótima dependem diretamente da sucção presente no solo. Se o solo apresenta grandes variações de sucção com a umidade, o ramo seco da curva de compactação tende a ser íngreme. Outros fatores, como a estabilidade dos grãos, também vão intervir nessa inclinação do ramo seco da curva de compactação, sendo que quanto maior o nível de quebra com o aumento da umidade, mais inclinada tende a ser a curva nesse ramo.

TAKEDA (2006) comenta em sua tese de doutorado que os solos não-lateríticos tenderam a desenvolver níveis de sucção superiores quando comparados aos solos lateríticos ensaiados. Além disso, para o conjunto de solos estudados pelo autor, a sucção medida

em corpos de prova compactados e ensaiados na umidade ótima aumenta com o aumento do teor de finos.

2.4.2. A Curva de Retenção

A curva de retenção ou curva característica de umidade é um dos parâmetros básicos requeridos no estudo dos processos de transferência da água no solo. Ela é dada pela relação entre o teor de umidade do solo e a sucção, e pode ser entendida como a associação entre a quantidade de água presente no material poroso e a energia necessária para remover essa água. É possível afirmar que a maioria dos processos em solos não saturados podem ser compreendidos por meio da curva de retenção (VANAPALLI *et al*., 1999; GITIRANA JR. *et al*., 2015).

A curva de retenção pode ser apresentada de diversas formas, a depender do índice físico escolhido para representar a quantidade de água armazenada no solo. As apresentações mais utilizadas na literatura são em termos de grau de saturação por sucção em escala logarítmica, e teor de umidade volumétrico por sucção em escala logarítmica. De modo geral, as curvas de retenção possuem formato bem definidos, onde é possível identificar diferentes zonas e extrair parâmetros. A Figura 2.7. apresenta um exemplo típico de uma curva de retenção de água.

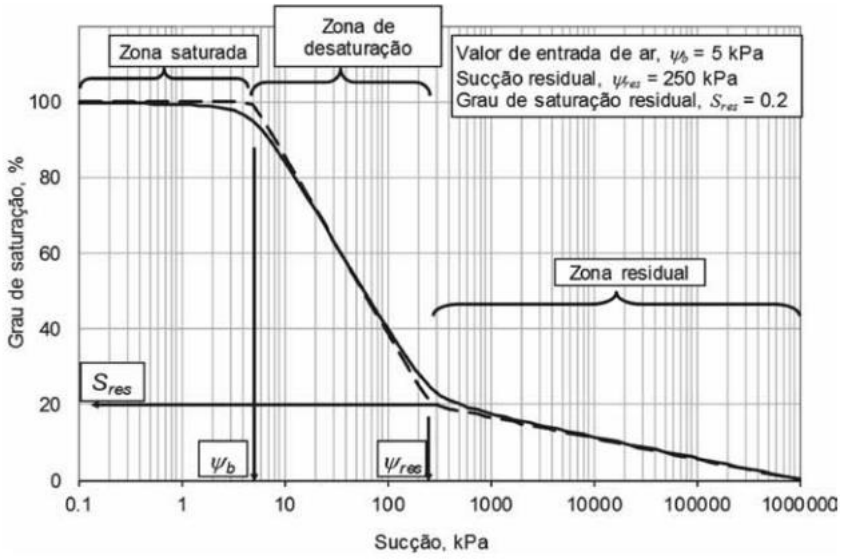


Figura 2.7: Zonas e parâmetros da curva de retenção (GITIRANA JR. *et al*., 2015).

Como ilustra a Figura 2.7, a curva de retenção pode ser dividida em três zonas, denominadas zona saturada, zona de dessaturação e zona residual. A zona saturada, como o próprio nome diz, é o trecho em que o solo se encontra saturado, ou seja, com todos os vazios preenchidos com água. A zona de dessaturação, por sua vez, corresponde ao trecho em que o solo seca rapidamente com o aumento da sucção, diminuindo a conectividade da água que se encontra em uma condição relativamente livre nos vazios. Por fim, a zona residual se refere ao trecho de sucções ao longo do qual se torna cada vez mais difícil remover a água de um solo por drenagem (VANAPALLI *et al*., 1999).

Nos pontos onde ocorrem mudanças de concavidade na curva de retenção é possível extrair parâmetros de significado físico que são o valor de entrada de ar e a sucção residual. O valor de entrada de ar corresponde à pressão diferencial entre o ar e a água necessária para drenar a água dos poros maiores, sendo obtido estendendo-se a reta de inclinação constante da zona de dessaturação até interceptar o eixo de sucção a 100% de saturação. A sucção residual representa o valor a partir do qual a remoção de água exige sucções expressivas e se dá, predominantemente, pelo processo de transferência de vapor. Seu valor pode ser obtido estendendo-se a reta de inclinação constante da zona residual até interceptar a reta da zona de dessaturação (GITIRANA JR. *et al*., 2015).

As curvas de retenção apresentam alguns formatos típicos determinados por fatores físicos e eletroquímicos. A Figura 2.8 ilustra alguns destes formatos.

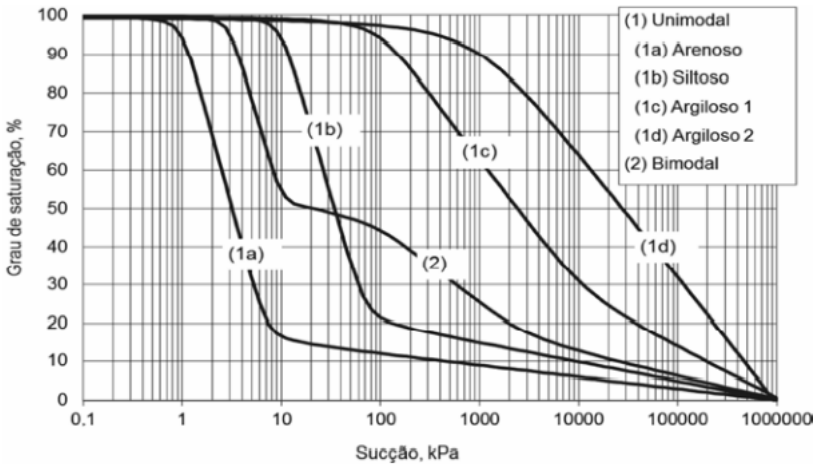


Figura 2.8: Alguns formatos típicos de curvas de retenção (GITIRANA JR. e FREDLUND, 2004 *apud* GITIRANA JR. *et al*., 2015).

O primeiro grupo de curvas apresentado na Figura 2.8 refere-se a curvas de retenção que possuem o formato unimodal, chamadas assim por possuírem um único trecho de dessaturação. O segundo grupo é formado por um único material cuja curva é denominada bimodal, por apresentar dois trechos de dessaturação e, consequentemente, dois valores de entrada de ar, onde o primeiro valor de entrada de ar corresponde aos macroporos do material e o segundo aos microporos. Segundo GITIRANA JR. *et al*. (2015), os solos lateríticos, de grande interesse na pavimentação, geralmente apresentam curvas de retenção no formato bimodal, pois se tratam de solos altamente intemperizados e o intemperismo é um dos principais fatores que determinam o formato da curva de retenção.

De modo geral, solos que apresentam partículas de maiores dimensões possuem o trecho de dessaturação mais íngreme, ou seja, necessitam de um menor intervalo de sucção para drenar a água dos seus vazios. Em contrapartida, solos mais finos apresentam o trecho de dessaturação com inclinação mais suave, indicando a necessidade de maiores valores de sucção para que ocorra a drenagem.

Segundo FREDLUND e XING (1994), VANAPALLI *et al*. (1999), MARINHO (2005) e GITIRANA JR. *et al*. (2015) a curva de retenção é influenciada pelo tipo de solo, estrutura e agregação, teor de umidade na moldagem, mineralogia, textura, índice de vazios, distribuição de tamanho dos poros, grau de intemperismo, histórico de tensões e método de compactação. Dos fatores mencionados, o histórico de tensões e o teor de umidade na moldagem são os que apresentam maior influência na estrutura do solo, e que domina a natureza da curva de retenção de água.

Para NISHIMURA e FREDLUND (2002) outro ponto importante a ser observado é o método de obtenção da curva de retenção, se é por secagem ou umedecimento, visto que métodos diferentes resultam em curvas distintas que apresentam o fenômeno denominado histerese. Ainda segundo os autores, mesmo que a sucção pelos dois métodos seja coincidente a resistência ao cisalhamento na secagem é ligeiramente maior do que no processo de umedecimento.

MARINHO (2005) obteve a curva de retenção de água de diversas amostras compactadas em três diferentes energias e observou que até o valor de entrada de ar quanto maior a energia de compactação maior é o grau de saturação, e após esse valor as curvas

apresentam o mesmo formato, independentemente da energia de compactação. Resultado semelhante foi encontrado por DELGADO e CAMAPUM DE CARVALHO (2004).

MARINHO (2005) também obteve a curva de retenção de água para amostras moldadas em diferentes teores de umidade (ramo seco, umidade ótima e ramo úmido), utilizando a mesma forma de compactação, e apenas a amostra compactada no ramo seco apresentou uma curva significativamente diferente. SANTOS (2020) ao fazer essa mesma avaliação verificou que na região dos macroporos as curvas não seguiam o mesmo comportamento, porém na região dos microporos elas praticamente se sobrepuseram.

Ao longo deste capítulo foram abordadas questões importantes sobre o comportamento mecânico dos solos na pavimentação e os efeitos da possível entrada da água no pavimento, por meio da apresentação de estudos relevantes acerca desses assuntos encontrados na literatura. A complexidade do tema, devido as diversas variáveis envolvidas, a carência de trabalhos que avaliem as respostas mecânicas dos solos frente à variação de umidade e sucção, principalmente a resposta a deformação permanente, e a implantação de um método mecanístico-empírico de dimensionamento nacional que está prestes a ocorrer, ressaltam a importância da ampliação do conhecimento nessa linha de pesquisa.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Inicialmente apresenta-se por meio do fluxograma ilustrado na Figura 3.1 o programa experimental desta pesquisa, composta por ensaios de caracterização do comportamento mecânico do solo, módulo de resiliência e deformação permanente, e ensaios para determinação da curva de retenção de água no solo, HYPROP e Extrator de Richards.

Foram estudados três solos em duas diferentes condições de umidade pós-compactação, saturado e seco ao ar, totalizando 12 ensaios de módulo de resiliência e 36 ensaios de deformação permanente.

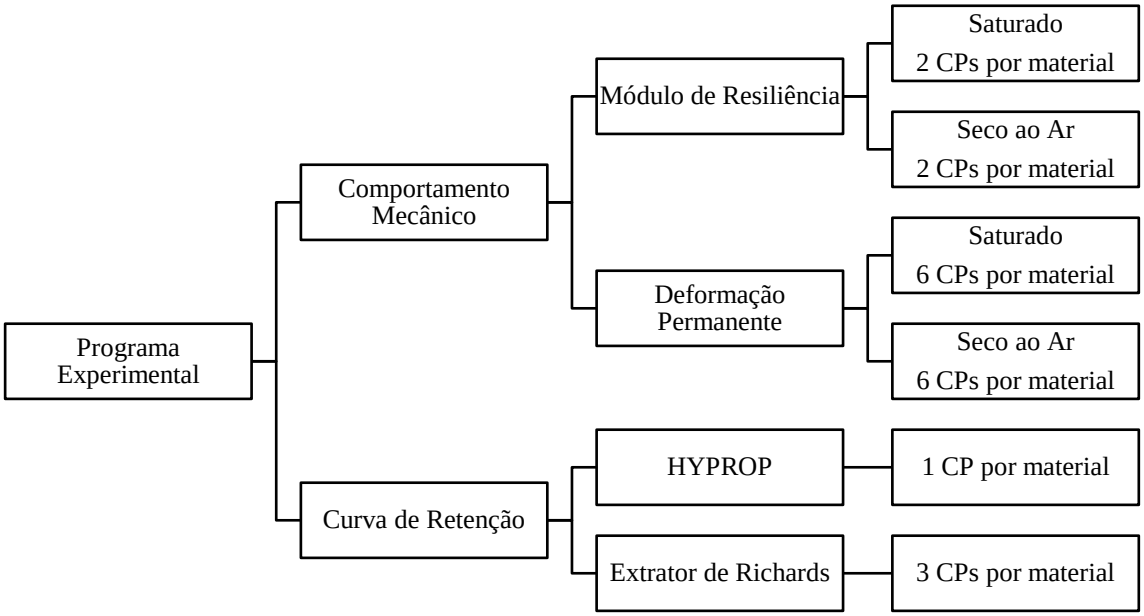


Figura 3.1: Programa experimental desta pesquisa.

A seguir, são apresentados os solos estudados e os métodos de execução dos ensaios que foram utilizados para a realização deste trabalho.

3.1. SOLOS ESTUDADOS

Foram estudados três solos típicos de subleitos rodoviários brasileiros, dois de uma região do Rio Grande do Sul, denominados RS-01 e RS-02, e um proveniente de uma região de Minas Gerais, denominado solo MG. Na Figura 3.2 é possível observar o aspecto visual dos solos escolhidos para esta pesquisa.

(a) **(b)** **(c)**

Figura 3.2: Aspecto visual dos solos estudados neste trabalho. (a) solo RS-01, (b) solo RS-02 e (c) solo MG.

Os solos RS-01 e RS-02 foram estudados por LIMA (2020) em sua tese de doutorado, e o solo MG por SANCHEZ (2021) em sua dissertação de mestrado, e as amostras já estavam disponíveis no laboratório, não sendo necessário novas coletas. Sendo assim, foram utilizados neste trabalho os dados de caracterização física obtidos pelas autoras citadas.

Para caracterização física dos solos utilizados, LIMA (2020) e SANCHEZ (2021) realizaram ensaios tradicionais da mecânica dos solos, tais como: granulometria, limite de liquidez, limite de plasticidade, densidade real dos grãos e curva de compactação na energia intermediária. Além dos ensaios clássicos, as autoras realizaram também ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, para o enquadramento dos solos na Classificação MCT. Na Tabela 3.1 estão especificadas as normas utilizadas para cada ensaio de caracterização citado, e na Tabela 3.2 os resultados obtidos. Na Figura 3.3 são apresentadas as curvas de compactação dos solos RS-01 e RS-02 e na Figura 3.4 a curva de compactação do solo MG.

Tabela 3.1: Normas utilizadas para a caracterização física dos solos deste trabalho.

Ensaio de Caracterização	Norma
Granulometria	NBR 7181 (ABNT, 2016c)
Limite de liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2016a)
Limite de plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016b)
Densidade real do solo	ME 093 (DNER, 1994a)
Perda de massa por imersão	ME 256 (DNER, 1994c)
Mini-MCV	ME 258 (DNER, 1994d)
Compactação	ME 164 (DNIT, 2013)

Tabela 3.2: Resumo da caracterização física dos solos deste trabalho.

Solo	Classificação MCT	Gs	LL (%)	LP (%)	Wót (%)	MEAS (g/cm³)	Pedregulho (%)	Areia (%)	Passante #200 (%)
RS-01*	LG'	2,684	58	20	20,5	1,651	0	34	66
RS-02*	NA'	2,647	31	12	9,8	1,957	0	79	21
MG**	LG'	2,912	50	36	24,3	1,621	3	17	80

Notas: *LIMA (2020)
**SANCHEZ (2021)
Escala ABNT para a divisão de frações

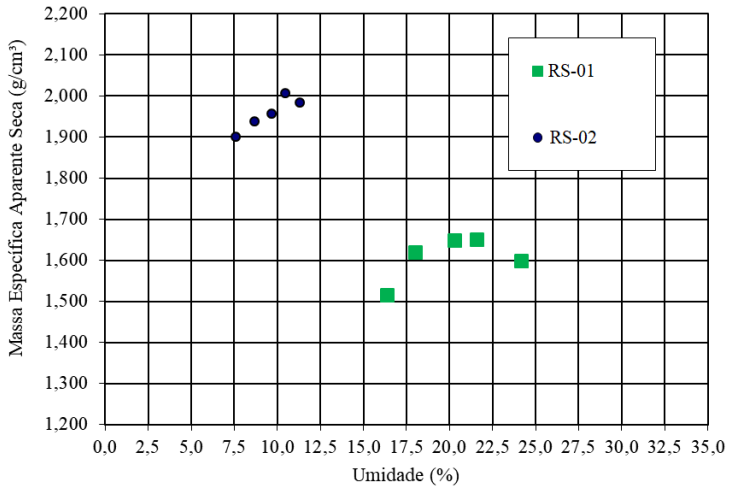


Figura 3.3: Curvas de compactação dos solos RS-01 e RS-02 (Adaptado de LIMA, 2020).

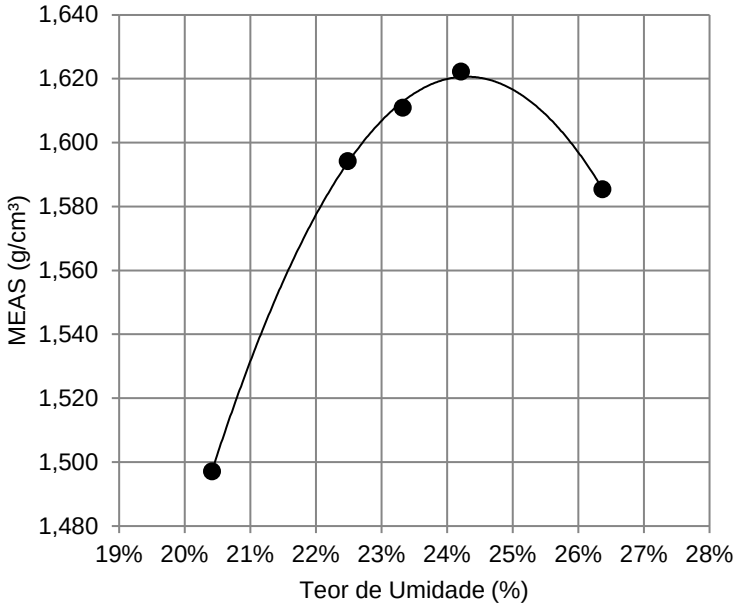


Figura 3.4: Curva de compactação do solo MG (Adaptado de SANCHEZ, 2021).

O solo RS-02 trata-se de um saprolito de arenito e os solos RS-01 e MG são ambos latossolos. Apesar dos solos RS-01 e MG compartilharem a mesma classe, LG', o alto

valor da densidade real dos grãos e a posição no gráfico de classificação MCT (Figura 3.5) indicam que o solo MG é mais laterizado que o solo RS-01.

Os ensaios de compactação apresentaram resultados coerentes com a granulometria dos materiais, quanto maior a porcentagem passante na peneira #200, maior o teor de umidade ótimo e menor a massa específica aparente seca.

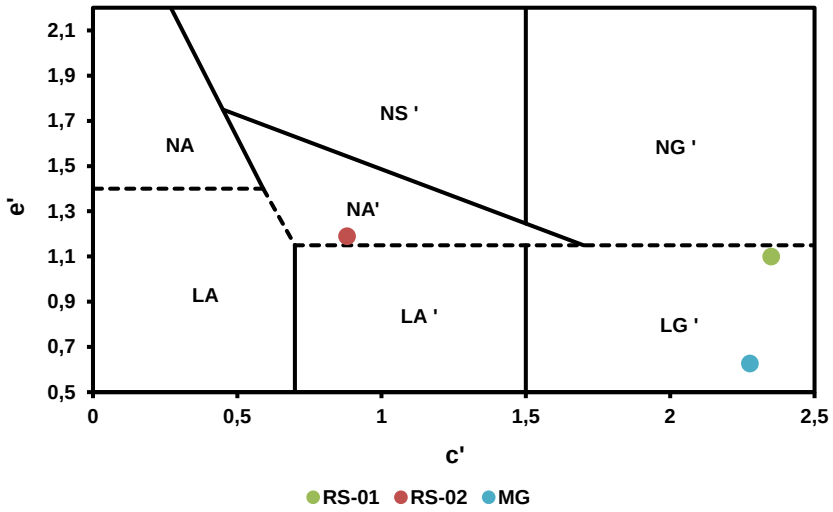


Figura 3.5: Classificação MCT dos solos ensaiados neste trabalho.

Também foram utilizados neste trabalho os resultados dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente realizados na umidade ótima por LIMA (2020) e SANCHEZ (2021), para os solos RS-01 e RS-02 e para o solo MG, respectivamente. No entanto, os resultados destes ensaios serão apresentados no próximo capítulo, juntamente com os resultados obtidos por esta autora, de modo a facilitar a comparação entre os mesmos.

3.2. ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS

O equipamento triaxial de cargas repetidas (Figura 3.6) foi desenvolvido com o intuito de simular o carregamento gerado pela passagem dos veículos nas camadas e subleito do pavimento.

Figura 3.6: Equipamento triaxial de cargas repetidas (DNIT, 2018).

A diferença principal entre o ensaio no equipamento triaxial convencional e no de cargas repetidas está no carregamento axial. No equipamento convencional o corpo de prova é submetido a um carregamento ou deslocamento contínuo até que alcance determinada deformação ou a ruptura. No triaxial de cargas repetidas são aplicados pelo pistão ciclos de carregamento, de frequência pré-definida, cujo número mínimo de repetições é especificado por norma.

Existem dois tipos de ensaios triaxiais de cargas repetidas: módulo de resiliência e deformação permanente. O ensaio de módulo de resiliência é utilizado para avaliar a resposta elástica do solo ao carregamento imposto pelo tráfego, enquanto o ensaio de deformação permanente é utilizado para avaliar a deformação plástica acumulada do solo provocada pela passagem dos veículos.

Neste trabalho foram realizados ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente em corpos de prova compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos a variações de umidade para cima e para baixo da ótima. O objetivo de variar a umidade pós-compactação foi de simular as possíveis condições extremas de campo: secagem e saturação a partir das variações de perda ou ganho de umidade durante o equilíbrio das condições climáticas ao longo do ano.

3.2.1. Variação de Umidade Pós-Compactação

Os corpos de prova ensaiados com umidade abaixo da umidade ótima foram compactados na umidade ótima e em seguida removidos do cilindro de compactação e submetidos ao processo de secagem ao ar. Foram adotados dois períodos de secagem: 3 e 7 dias. Os corpos de prova referentes aos solos RS-02 e MG ficaram expostos ao ar por 3 dias após a compactação, e os do solo RS-01 ficaram expostos ao ar por 7 dias após a compactação. O objetivo de variar o período de secagem foi avaliar se, para solos de mesma classificação MCT, o tempo de exposição influenciava nos resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

Decorrido o período de exposição dos corpos de prova ao ar, os mesmos foram embalados em plástico filme (Figura 3.7), colocados dentro de um isopor e armazenados em câmara úmida até a data do ensaio.

Figura 3.7: Exemplo de um corpo de prova embalado em plástico filme para ser armazenado em câmara úmida após ser submetido ao processo de secagem ao ar.

Os corpos de prova ensaiados na umidade acima da ótima foram compactados na umidade ótima e em seguida submetidos ao processo de saturação por capilaridade. Terminada a compactação, os corpos de prova foram removidos do cilindro tripartido, envoltos por plástico filme e colocados sobre pedras porosas em um recipiente com água até 5 mm abaixo do topo da pedra. No topo dos corpos de prova foram colocados papéis filtros mantidos constantemente umedecidos, visando evitar que os mesmos perdessem umidade para o ambiente. O grau de saturação dos corpos de prova foi controlado por meio da pesagem em balança (Figura 3.8). Considerou-se que após duas pesagens consecutivas

com o mesmo valor, em um intervalo mínimo de 24hs, os corpos de prova haviam atingido o grau de saturação máximo.

Figura 3.8: Pesagem em balança para controle do grau de saturação de um corpo de prova submetido ao processo de saturação por capilaridade.

A Figura 3.9 ilustra os processos de secagem ao ar e umedecimento por capilaridade para o solo RS-02. Os solos mais argilosos, RS-01 e MG, levaram em torno de 7 dias para atingirem o grau de saturação máximo, enquanto o solo mais arenoso, RS-02, levou cerca de 3 dias para atingir o grau de saturação máximo.

(a) **(b)**

Figura 3.9: Corpos de prova compactados submetidos aos processos de (a) secagem ao ar e (b) umedecimento por capilaridade - exemplos.

Para possibilitar a saturação dos corpos de prova por capilaridade as pedras porosas utilizadas durante o processo tiveram de ser confeccionadas pela autora deste trabalho, visto que não foram encontradas pedras porosas com as dimensões mínimas necessárias.

Para confecção das pedras porosas foram utilizados moldes de PVC com 100 mm de diâmetro e 20 mm de altura, aglomerante (adesivo estrutural à base de resina epóxi) e areia passante na peneira #10 e retida na peneira #40.

O passo a passo utilizado para a confecção das pedras porosas é descrito a seguir:

- Peneirar a areia a ser utilizada na peneira #10 e recolher o material passante. Peneirar o material passante na peneira #40 e armazenar o material retido;
- Preencher o molde de PVC com a areia peneirada a fim de obter a quantidade de areia necessária para a fabricação de uma pedra porosa;
- Preparar o adesivo estrutural conforme recomendações do fabricante. Utilizar a proporção em peso de 20% de aglomerante em relação à areia;
- Após o preparo do adesivo estrutural, adicionar a areia e misturar até obter uma pasta homogênea;
- Lubrificar com vaselina sólida o molde de PVC e as placas de vidro que servirão como topo e base da pedra porosa;
- Preencher o molde de PVC sobre uma das placas de vidro com todo o material resultante da mistura de areia e aglomerante;
- Utilizar um soquete pequeno para compactar levemente o material;
- Remover o excesso de material com o auxílio de uma régua de aço;
- Cobrir o molde com a placa de vidro restante;
- Aguardar o tempo de cura recomendado pelo fabricante do adesivo estrutural;
- Terminado o tempo de cura desenformar a pedra porosa, com cuidado, e lavar com água corrente e detergente para remover a vaselina.

A Figura 3.10 ilustra algumas das etapas do processo de fabricação das pedras porosas. Ao todo foram confeccionadas 6 pedras porosas. Não foi necessário testar a permeabilidade das pedras, pois o controle da saturação foi feito por meio da pesagem dos corpos de prova. Pode-se dizer que as pedras porosas confeccionadas atenderam às expectativas e necessidades desta pesquisa.

(a) **(b)** **(c)**

Figura 3.10: Processo de fabricação da pedra porosa: (a) molde de PVC, (b) cura e (c) desmoldagem.

Para garantir a aderência dos CPs ao teor de umidade ótimo e MEAS, adotou-se como critérios para aceitação o desvio de umidade de ±0,5% e de grau de compactação de ±1,0%. O critério para o desvio de umidade foi definido conforme estabelecido no Método de Ensaio 134 do DNIT (2018a) e na Instrução de Ensaio 179 do DNIT (2018b). Já o critério para o desvio do grau de compactação foi definido com base em valores comumente empregados em campo.

3.2.2. Ensaio de Módulo de Resiliência

O ensaio de Módulo de Resiliência foi realizado conforme o procedimento descrito no Método de Ensaio 134 do DNIT (2018a).

O ensaio consiste na aplicação de uma tensão confinante (σ_3) e uma tenção desvio (σ_d) no corpo de prova, envolto por uma membrana de borracha ou látex, e introduzido dentro de uma célula triaxial. As tensões são aplicadas por meio de um sistema de ar comprimido, sendo a tensão confinante correspondente à pressão de ar dentro da célula (constante), e a tensão desvio aplicada verticalmente pelo pistão no “top cap” (ou cabeçote) colocado no topo da amostra, medida por uma célula de carga, na frequência de 1 Hz, que corresponde à duração do pulso de carga de 0,1 segundo e tempo de repouso de 0,9 segundo.

Os deslocamentos verticais que ocorrem durante a aplicação dos ciclos de repetição de carga são medidos por transdutores mecânicos eletromagnéticos (*linear variable differential transducers*, LVDT), e a aquisição de dados é feita com o auxílio de um programa próprio para isto.

Antes de iniciar o ensaio realiza-se a etapa de condicionamento, que consiste na aplicação de 500 repetições de cada tensão desvio correspondente aos pares constantes da Tabela 3.3, com a finalidade de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações de carga.

Tabela 3.3: Sequência de tensões para a fase de condicionamento (DNIT, 2018).

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (Mpa)	Razão de Tensões σ_d/σ_3
0,070	0,070	1
0,070	0,210	3
0,105	0,315	3

Após a fase de condicionamento é iniciado o processo para determinação do módulo de resiliência propriamente, com a aplicação da sequência de 18 pares de tensões, indicados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência (DNIT, 2018).

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_d/σ_3	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_d/σ_3	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_d/σ_3
	0,020	1		0,050	1		0,105	1
0,020	0,040	2	0,050	0,100	2	0,105	0,210	2
	0,060	3		0,150	3		0,315	3
	0,035	1		0,070	1		0,140	1
0,035	0,070	2	0,070	0,140	2	0,140	0,280	2
	0,105	3		0,210	3		0,420	3

Ao término do ensaio deve-se pesar o corpo de prova sem a membrana e levá-lo a estufa por 48 horas ou até constância de massa seca para determinação do seu teor de umidade, utilizando-se para o cálculo o procedimento descrito no Método de Ensaio 213 do DNER (1994).

Os gráficos disponibilizados pelo programa de aquisição de dados são plotados em escala log-log utilizando os modelos propostos por HICKS (1970 *apud* SANTOS, 2020), para solos granulares, e SVENSON (1980), para solos areno-argilosos, apresentados nas Equações (3.1 e (3.2, respectivamente.

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \tag{3.1}$$

$$MR = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (3.2)$$

Onde,
MR é o módulo de resiliência (MPa);
σ_3 é a tensão confinante (MPa);
$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);
k_1 e k_2 são os coeficientes de regressão.

Adicionalmente, foram realizadas neste trabalho análises por meio do modelo composto proposto por MACÊDO (1996), apresentado na Equação (3.3. Os parâmetros de regressão do modelo foram obtidos com o auxílio do programa Statistica 10.0.

$$MR = k_1 . (\sigma_3)^{k_2} . (\sigma_d)^{k_3} \quad (3.3)$$

Onde,
MR é o módulo de resiliência (MPa);
σ_3 é a tensão confinante (MPa);
$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);
k_1, k_2 e k_3 são os coeficientes de regressão.

Para cada solo e variação de umidade pós-compactação estudados foram ensaiados dois corpos de prova. Como os resultados obtidos tiveram boa concordância entre si, foi realizada apenas uma regressão para obtenção dos parâmetros do modelo composto, utilizando-se todos os dados dos dois CPs ensaiados de cada solo em cada condição de umidade.

3.2.3. Ensaio de Deformação Permanente

O ensaio de Deformação Permanente (DP) é normatizado pela Instrução de Ensaio 179 do DNIT (2018b), e assim como o ensaio de Módulo de Resiliência é realizado no equipamento triaxial de cargas repetidas. Os procedimentos de moldagem do corpo de prova e montagem do equipamento são também os mesmos do ensaio de Módulo de Resiliência. O que difere um ensaio do outro são a ausência da fase de condicionamento

no ensaio de DP, as tensões aplicadas e a frequência de carregamento. São utilizados 9 corpos de prova por amostra, cada uma submetida a um certo par de tensões normalizado.

Neste ensaio não há a fase de condicionamento do corpo de prova, mas existe um procedimento inicial onde aplicam-se 50 ciclos de carga, para garantir total contato entre o pistão e o cabeçote, evitando-se que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam lidos como deformação do corpo de prova. Deve-se desconsiderar a deformação permanente obtida após estes 50 ciclos, corrigindo-se a altura de referência do medidor de deslocamento para prosseguimento do ensaio. O par de tensões para este procedimento inicial é apresentado na Tabela 3.5.

Após o procedimento inicial, para cada corpo de prova são aplicados, no mínimo, 150.000 ciclos de um único par de tensões, escolhido dentre os propostos na Tabela 3.5, de forma a representar o estado de tensões médio da camada onde o material vai ser usado na estrutura ou no subleito. A frequência de aplicação de cargas recomendada é de 2 Hz. A duração do pulso de carga para qualquer frequência é de 0,1 segundo.

Tabela 3.5: Estados de tensões para a realização do ensaio de deformação permanente (DNIT, 2018).

Procedimento Inicial			
Tensão Confinante σ_3 (KPa)	Tensão Desvio σ_d (KPa)	Razão de Tensões σ_d/σ_3	Nº de Ciclos
30	30	2	50
Determinação da Deformação Permanente			
Tensão Confinante σ_3 (KPa)	Tensão Desvio σ_d (KPa)	Razão de Tensões σ_d/σ_3	Nº de Ciclos
40	40	1	150.000
	80	2	
	120	3	
80	80	1	150.000
	160	2	
	240	3	
120	120	1	150.00
	240	2	
	360	3	

Ao término do ensaio deve-se pesar o corpo de prova sem a membrana e levá-lo a estufa por 48 horas ou até constância de massa seca para determinação do seu teor de umidade, utilizando-se para o cálculo o Método de Ensaio 213 do DNER (1994).

Existem diferentes modelos e equações matemáticas que buscam descrever a deformação permanente de solos para pavimentação. O modelo utilizado por DNIT (2018b) é o de GUIMARÃES (2009), apresentado na Equação (3.4), com a obtenção dos parâmetros ψ_1, ψ_2, ψ_3, ψ_4 feita com o auxílio do programa Statistica 10.0. Para o cálculo dos parâmetros deste modelo devem-se ensaiar 9 corpos de prova, um para cada par de tensão indicado na Tabela 3.5. Um número mínimo de 6 corpos de prova pode ser ensaiado desde que os valores das tensões sejam bem espaçados entre si.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 . \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} . \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} . N^{\psi_4} \tag{3.4}$$

Onde,

ε_p (%) é a deformação permanente específica;

ψ_1, ψ_2, ψ_3, ψ_4 são os parâmetros de regressão do modelo;

σ_3 é a tensão confinante;

$\sigma_d = (\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desvio aplicada repetidamente (MPa);

ρ_0 é a tensão de referência (tensão atmosférica);

N é o número de ciclos de aplicação de carga.

Nesta pesquisa, para cada condição de umidade foram ensaiados seis pares de tensões, conforme proposto por LIMA (2020). A autora testou diversas combinações de estados de tensões em solos, com diferentes classificações MCT, e concluiu que a combinação com maior acurácia foi a composta pelos seguintes pares de tensão confinante/tensão desvio: 40/40 kPa, 40/120 kPa, 80/80 kPa, 80/240 kPa, 120/240 kPa e 120/360 kPa.

3.3. ENSAIOS DE SUCÇÃO

Existem diversos métodos para determinação da curva de retenção de água no solo, dentre os mais comuns destacam-se: placa de sucção, placa de pressão, método do papel filtro, método do equilíbrio de vapor, fluxo osmótico, potenciômetro de ponto de orvalho e

ensaio de coluna. Estes métodos podem também, em alguns casos, serem considerados como complementares entre si, visto que, dependendo da faixa de sucção possível de ocorrer, um método individualmente não é capaz de determinar o formato da curva de retenção por inteiro.

Neste trabalho, foram utilizados dois equipamentos para determinação da curva de retenção, o HYPROP, que utiliza o princípio da evaporação, e o Extrator de Richards, que utiliza a técnica da placa de pressão, sendo ambos capazes de medir a sucção mátrica. A seguir, são descritos com mais detalhes o funcionamento destes equipamentos.

3.3.1. HYPROP

O HYPROP é um equipamento capaz de determinar automaticamente curvas de retenção de água no solo e condutividade hidráulica não saturada de maneira simples, rápida e precisa. Enquanto outros métodos exigem semanas de secagem, o HYPROP pode ser configurado para funcionar automaticamente levando apenas dias. Seu programa calcula valores para faixa seca e úmida de acordo com um modelo selecionado e permite inserir dados de outros instrumentos de potencial hídrico, como o Extrator de Richards, para ajustar automaticamente as curvas de retenção de água no solo.

O equipamento utiliza dois mini-tensiômetros de precisão para medir o potencial da água em diferentes níveis dentro de uma amostra saturada de solo, enquanto a amostra repousa sobre uma balança de precisão. Com o tempo, a amostra perde umidade e o instrumento mede o potencial de mudança de água e o peso variável da amostra simultaneamente. Ele calcula o teor de umidade a partir das medições de peso e representa as mudanças no potencial da água correlacionadas às alterações no conteúdo de umidade. A Figura 3.11 apresenta um desenho esquemático do equipamento.

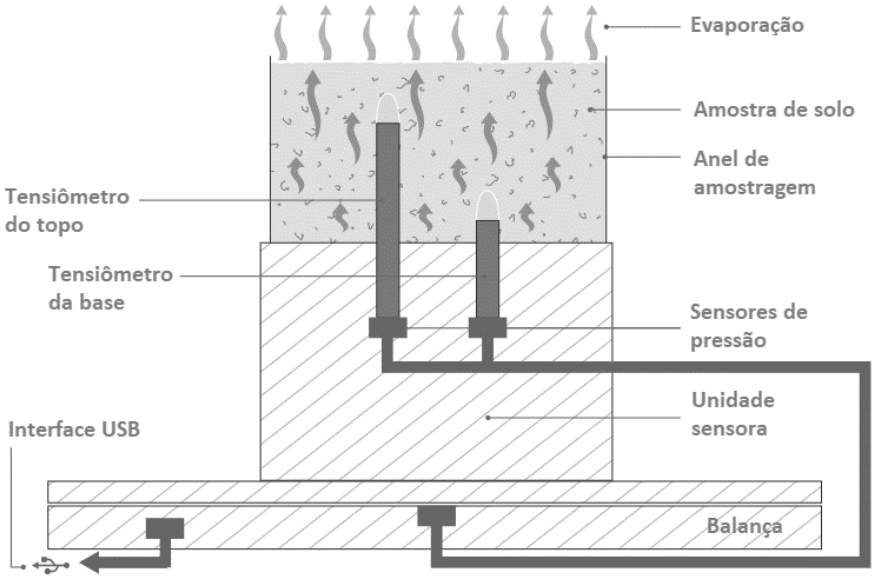


Figura 3.11: Desenho esquemático do equipamento HYPROP (Adaptado de UMS, 2015).

As medidas das sucções são feitas a cada minuto durante a primeira hora, seguidos de intervalos de 10 minutos até o final do ensaio, os mesmos intervalos valem para o peso registrado pela balança de precisão.

Para a realização do ensaio inicialmente compactou-se, na umidade ótima, um corpo de prova de cada solo estudado. Após a compactação, o corpo de prova foi desmoldado e no seu topo apoiado um anel metálico de 250 ml, utilizado no HYPROP. A partir de então o corpo de prova foi esculpido com o auxílio de uma faca de serra até que o solo atingisse uma espessura de 5 mm acima do topo do anel. Feito isso, procedeu-se o corte do solo na posição da base do anel e a regularização do seu topo e sua base com o auxílio de uma régua metálica. O processo de moldagem do corpo de prova está ilustrado na Figura 3.12.

(a) **(b)**

Figura 3.12: Processo de moldagem do corpo de prova para ensaio no HYPROP. (a) Corpo de prova sendo esculpido e (b) anel preenchido com solo e extremidades regularizadas.

As demais etapas de ensaio constituídas por saturação das amostras, saturação do dispositivo, preparo e montagem do ensaio foram realizadas conforme o Manual de Operação do equipamento disponibilizado pelo fabricante UMS (2015). A Figura 3.13 apresenta um registro feito durante um ensaio no equipamento HYPROP.

Figura 3.13: Ensaio em execução no equipamento HYPROP.

Ao término do ensaio deve-se pesar o corpo de prova e levá-lo a estufa por 48 horas para determinação da sua massa seca. Este é um valor de entrada que possibilita o cálculo do teor de umidade, pelo HYPROP FIT, para cada valor de massa registrado pela balança de precisão durante o ensaio.

A aquisição de dados durante o ensaio foi feita por meio do programa HYPROP FIT, fornecido juntamente com o equipamento. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ – Setor de Geotecnia Ambiental.

3.3.2. Extrator de Richards

O equipamento é composto por uma câmara hermeticamente fechada e um duto que permite a aplicação de uma pressão de ar dentro da mesma. No interior da câmara há uma placa porosa de elevada pressão de entrada de ar, e, uma vez aplicada a pressão desejada a água é expulsa através da placa em direção a uma bureta. A sucção é a diferença entre a pressão de ar aplicada e a pressão da água na amostra.

Para a realização do ensaio inicialmente compactou-se, na umidade ótima, um corpo de prova de cada solo estudado. Após a compactação, o corpo de prova foi desmoldado e no seu topo apoiado um anel metálico com 48 mm de diâmetro e 25 mm de altura. A partir de então o corpo de prova foi esculpido com o auxílio de uma faca de serra até que o solo atingisse uma espessura de 5 mm acima do topo do anel. Feito isso, procedeu-se com o corte do solo da base do anel e regularização do seu topo e sua base com o auxílio de uma régua metálica. O processo de moldagem do corpo de prova é ilustrado na Figura 3.14.

(a) **(b)**

Figura 3.14: Processo de moldagem do corpo de prova para ensaio no Extrator de Richards. (a) Corpo de prova sendo esculpido e (b) anel preenchido com solo e extremidades regularizadas.

Após a moldagem dos corpos de prova foi realizada a etapa de saturação. Para isso os anéis metálicos com solo foram colocados dentro de um recipiente com água até 5 mm abaixo do topo do anel, onde permaneceram até que a frente de saturação chegasse à face superior dos mesmos. Para evitar a perda de material durante a etapa de saturação, as faces inferiores dos corpos de prova foram protegidas com um tecido especial, fixado por meio de um elástico.

Após a completa saturação os anéis com solo foram colocados no Extrator de Richards e aplicadas as pressões de 316, 398 e 1000 kPa. Os corpos de prova permaneceram dentro da câmara até atingirem a drenagem máxima da água contida nos seus poros, correspondente à cada pressão aplicada. Atingida a drenagem máxima os corpos de prova foram retirados e levados a estufa para determinação do teor de umidade, utilizando para o cálculo o Método de Ensaio 213 do DNER (1994). Para cada solo estudado foram ensaiados 3 corpos de prova. A Figura 3.15 apresenta registros do processo de saturação dos corpos de prova e do ensaio em execução.

(a) **(b)**

Figura 3.15: Etapas de ensaio no Extrator de Richards. (a) Saturação dos corpos de prova e (b) ensaio em execução.

Os ensaios no Extrator de Richards foram realizados no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ – Setor de Geotecnia Ambiental.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e analisados os resultados obtidos por meio dos ensaios de laboratório realizados. Além disso, são feitas discussões acerca destes resultados em comparação com resultados de outros autores na mesma linha de estudo.

4.1. CURVAS DE RETENÇÃO

Para a determinação das curvas de retenção dos solos estudados estava prevista, inicialmente, a utilização dos equipamentos HYPROP e WP4-C. Entretanto, em função da pandemia de Covid-19, a autora deste trabalho não conseguiu acesso ao laboratório da Embrapa Solos, onde os ensaios seriam realizados.

A utilização de um segundo equipamento combinado ao HYPROP havia sido pensada devido à limitação de medida de sucção em 300 kPa deste equipamento. O WP4-C, por ser um equipamento de fácil utilização e possuir uma faixa de medida de sucção entre 0,1 e 300 MPa, se mostrou, em um primeiro momento, a melhor escolha a ser adotada.

Devido a impossibilidade de utilização do WP4-C e a necessidade de melhor definir a curva de retenção para valores acima de 300 kPa, optou-se por utilizar o Extrator de Richards, equipamento disponível no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, capaz de medir valores de sucção de até 1.000 kPa.

Havia também a possibilidade de utilização da técnica do papel filtro, o método mais comumente empregado para determinação da curva de retenção no Brasil, capaz de realizar medidas de sucção entre 10 e 29.000 kPa. Porém, por limitações de tempo não foi possível utilizar esta técnica.

Sendo assim, as curvas de retenção dos solos deste trabalho foram definidas por meio da combinação dos pontos obtidos no HYPROP e no Extrator de Richards. Para todos os solos estudados, o modelo que proporcionou o melhor ajuste estatístico para os pontos ensaiados, dos disponíveis no programa HYPROP FIT, foi o bimodal de FREDLUND e XING (1994) com a variante PDI (PETERS, 2013; IDEN e DURNER, 2014). As curvas de retenção são apresentadas em termos de umidade volumétrica (%) e sucção (kPa).

A Figura 4.1 apresenta a curva de retenção obtida para o solo RS-01 por meio da combinação dos pontos ensaiados no HYPROP e Extrator de Richards.

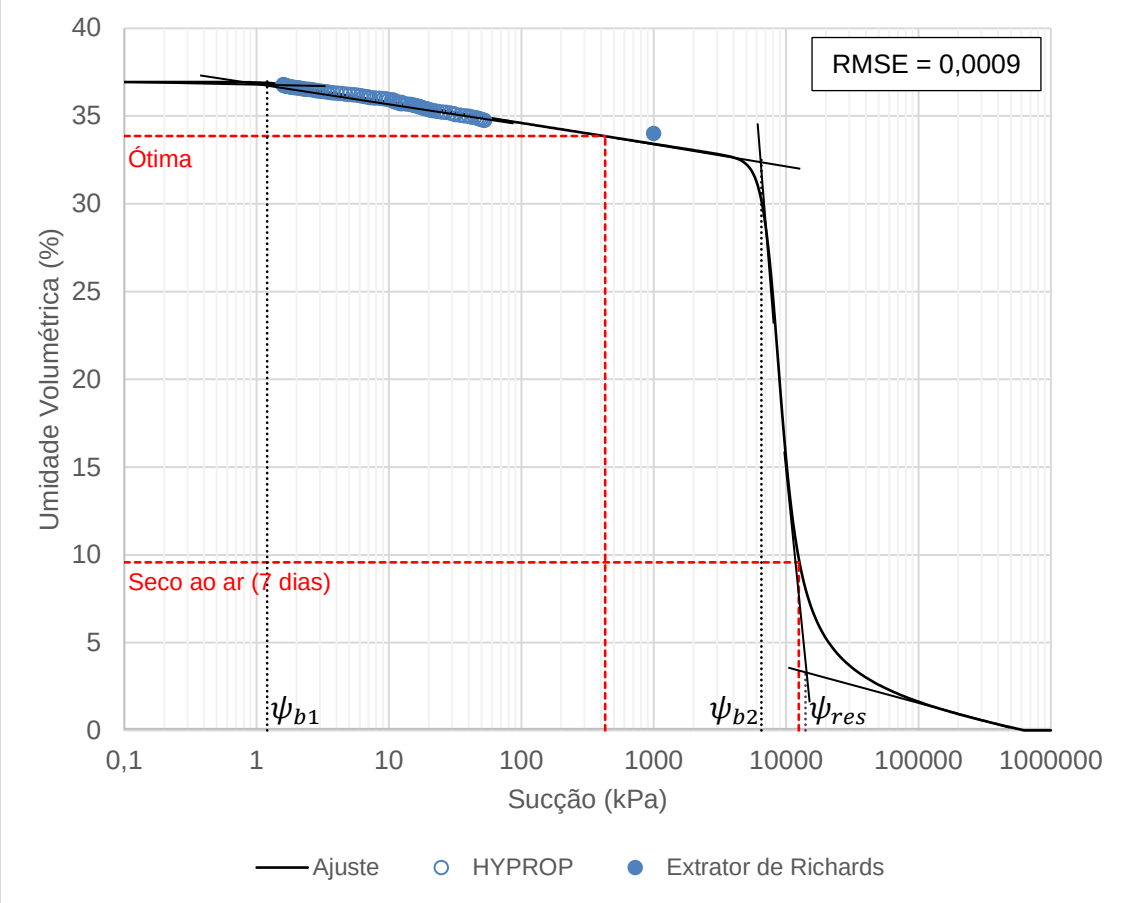


Figura 4.1: Curva de retenção obtida neste trabalho para o solo RS-01 por meio dos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards.

Como pode ser observado, o corpo de prova do solo RS-01 não atingiu a saturação completa, por este motivo o valor de entrada de ar (ψ_a) não ficou bem definido. Além disso, dos três pontos ensaiados no Extrator de Richards apenas um foi utilizado, visto que as sucções encontradas para os dois primeiros pontos ficaram acima dos últimos valores da curva de secagem do HYPROP.

Outro ponto importante a ser observado é o formato bimodal da curva de retenção do solo RS-01, apresentando dois trechos de dessaturação, o que corrobora com a classificação MCT que constatou a laterização deste solo, classificado como LG'.

No segundo trecho de dessaturação não foi obtido nenhum ponto da curva, visto que as sucções são muito elevadas e só poderiam ser determinadas pelo WP4-C. Sendo assim,

não é possível avaliar a predição do modelo nesse trecho. Porém, ao comparar a curva obtida neste trabalho com as apresentadas por MENEZES (2018) e por SANTOS (2020), ilustradas na Figura 4.2 e Figura 4.3, respectivamente, para solos de mesma classificação MCT (LG'), é possível notar grande semelhança no segundo trecho de dessaturação.

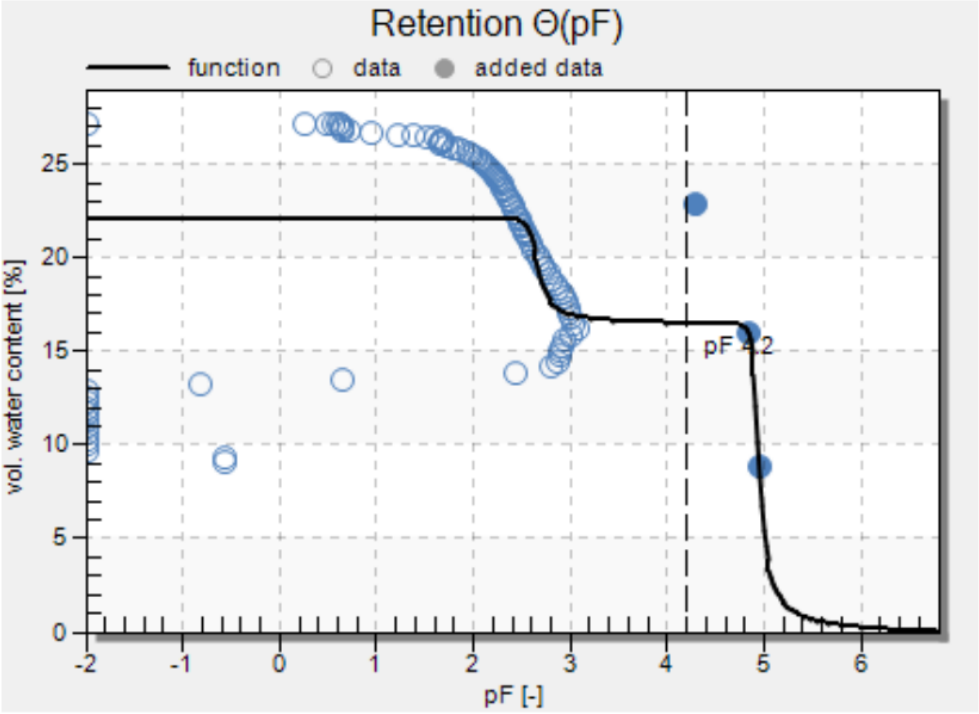


Figura 4.2: Curva de retenção obtida por MENEZES (2018) para um solo de classificação LG'.

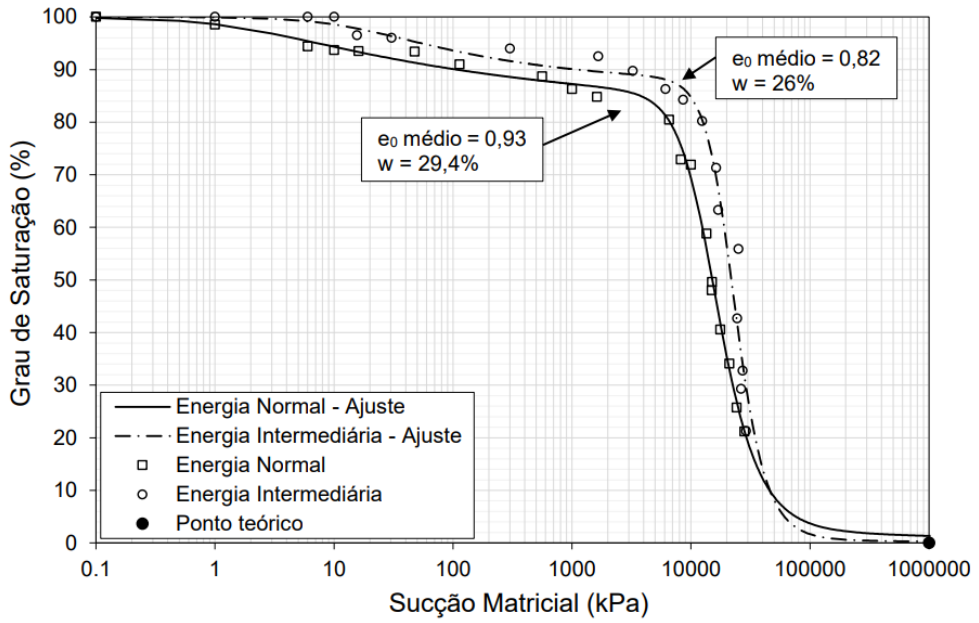


Figura 4.3: Curva de retenção obtida por SANTOS (2020) para um solo de classificação LG'.

No valor de umidade correspondente a umidade ótima do solo RS-01 a sucção encontrada por meio da curva de retenção foi de 430 kPa, e na umidade correspondente a da secagem ao ar por 7 dias foi de 12.480 kPa.

A Figura 4.4 apresenta a curva de retenção obtida para o solo RS-02 por meio da combinação dos pontos ensaiados no HYPROP e Extrator de Richards.

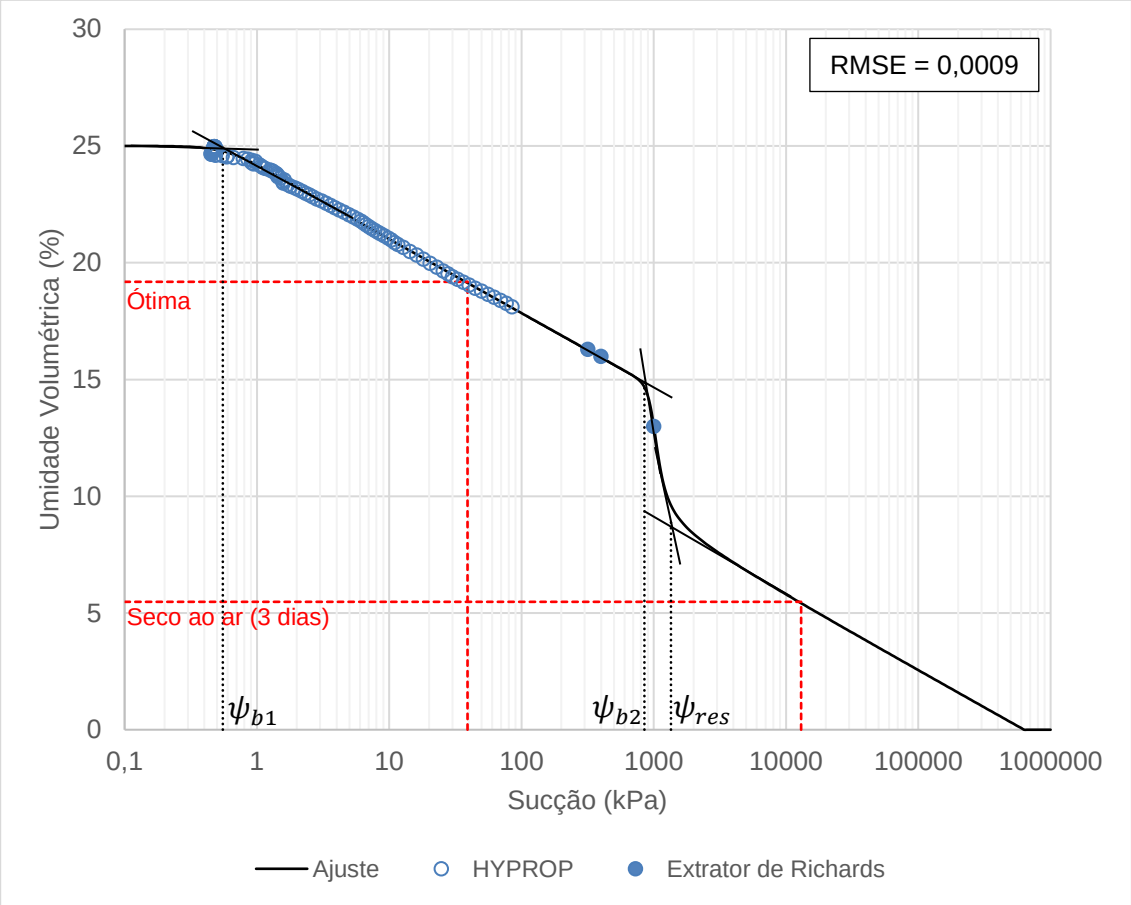


Figura 4.4: Curva de retenção obtida neste trabalho para o solo RS-02 por meio dos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards.

O solo RS-02 foi o que apresentou o melhor ajuste da curva de retenção aos pontos medidos. Esse fato pode ser explicado pela sua granulometria, em que predomina a fração arenosa. Conforme já constatado por LOPES (2017), o HYPROP se mostrou mais eficaz na determinação da curva de retenção de solos compactados de caráter arenoso, porque o equipamento foi projetado para ser utilizado em amostras deformadas ou amostras indeformadas coletadas diretamente no campo, condições em que o índice de vazios é alto e os poros existentes estão conectados.

O formato bimodal da curva de retenção é uma indicação de laterização, o que contradiz a classificação MCT do solo RS-02. Porém, apesar de ter sido classificado como NA', este solo se encontra na fronteira entre as classificações NA' e LA', na região chamada por VERTAMATTI (1988) de transicional e, portanto, pode apresentar características das duas classificações. Por este motivo, ao comparar a curva obtida para este solo com a apresentada por LOPES (2017) (Figura 4.5), para um solo de mesma classificação MCT, não foram observadas semelhanças, visto que a curva obtida pela autora se ajustou melhor ao modelo unimodal.

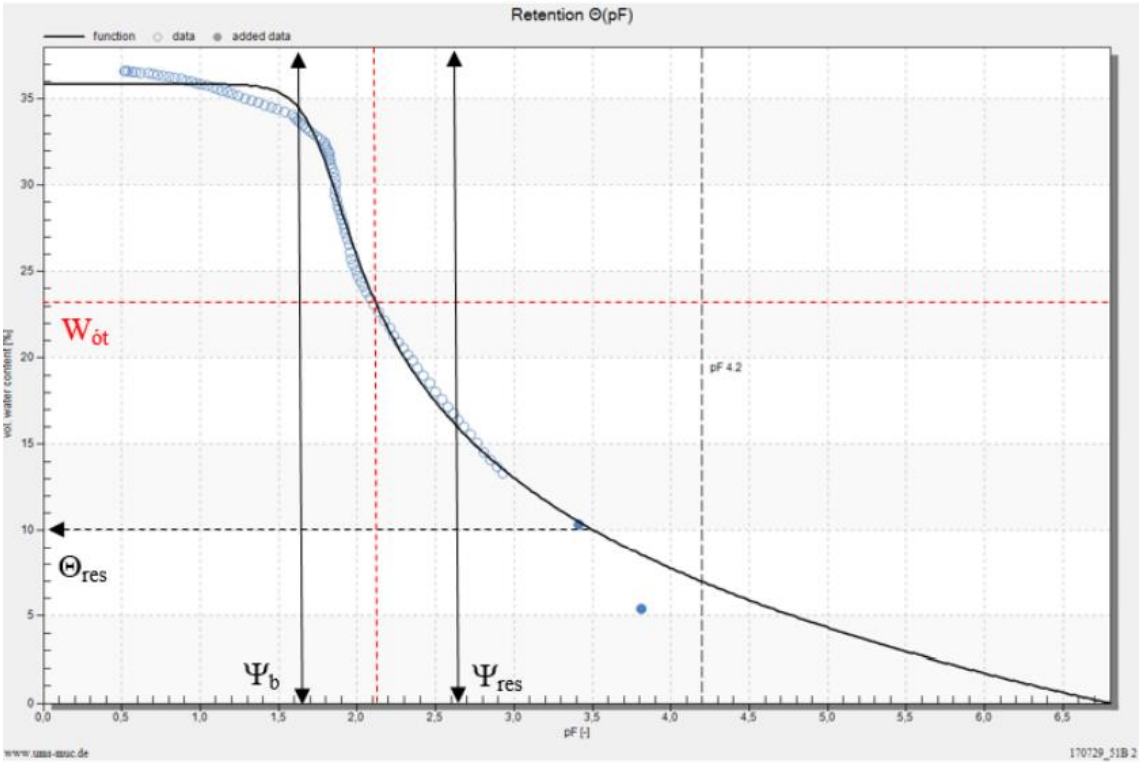


Figura 4.5: Curva de retenção obtida por LOPES (2017) para um solo de classificação NA'.

O valor de entrada de ar obtido por meio da curva de retenção para o solo RS-02 foi de 0,55 kPa. No valor de umidade correspondente à umidade ótima a sucção encontrada foi de 39 kPa, e na umidade correspondente a da secagem ao ar por 3 dias foi de 13.000 kPa.

A Figura 4.6 apresenta a curva de retenção obtida para o solo MG por meio da combinação dos pontos ensaiados no HYPROP e Extrator de Richards.

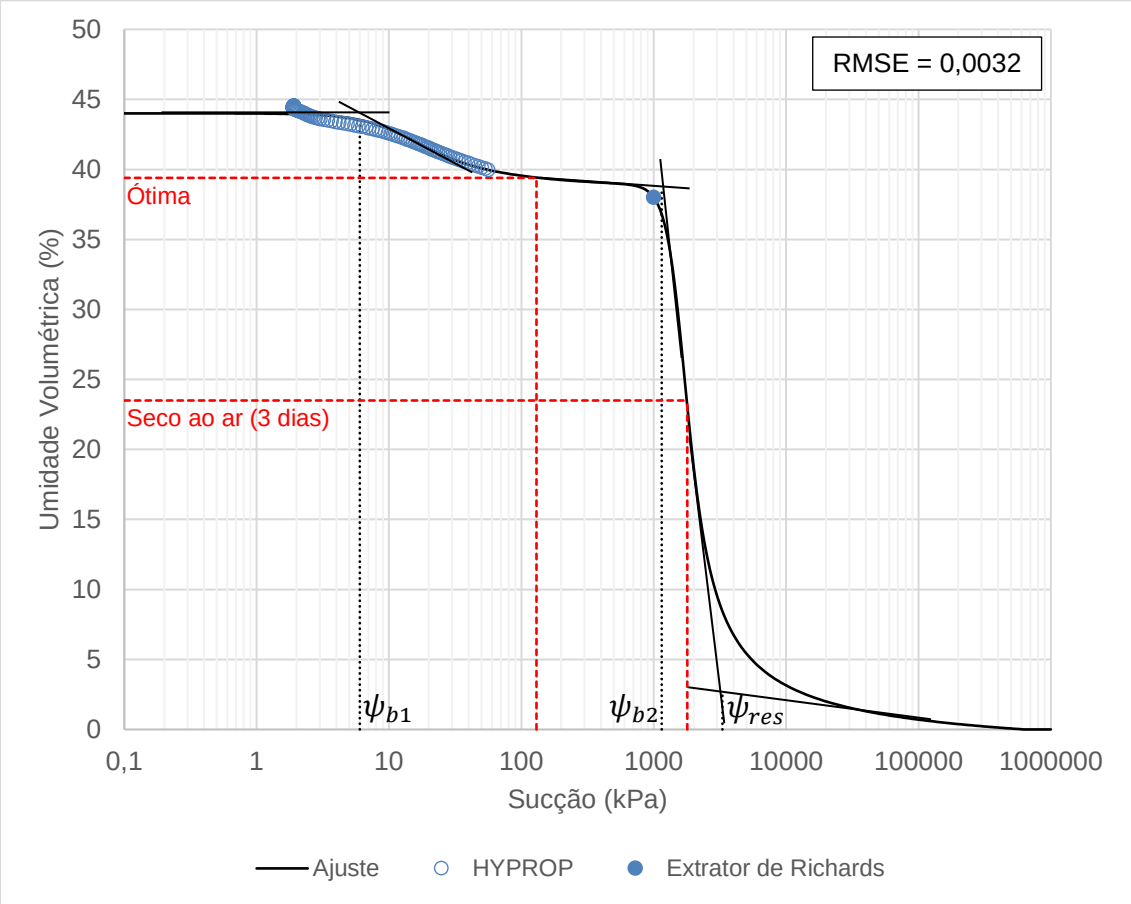


Figura 4.6: Curva de retenção obtida neste trabalho para o solo MG por meio dos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards.

O corpo de prova do solo MG, apesar de ser da mesma classificação MCT que o solo RS-01 (LG'), alcançou a saturação completa. Mas, os dois primeiros pontos ensaiados no Extrator de Richards também não foram utilizados, pois as sucções encontradas ficaram acima dos últimos valores da curva de secagem do HYPROP.

Assim como os solos RS-01 e RS-02 a curva de retenção do solo MG apresentou formato bimodal, confirmando a laterização constatada na classificação MCT. Além disso, para este solo também não foi possível obter nenhum ponto no segundo trecho de dessaturação da curva, não sendo possível avaliar a predição do modelo nesse trecho. Entretanto, ao comparar a curva obtida para este solo com a apresentada por SANTOS (2020) (Figura 4.3), para um solo de mesma classificação MCT (LG'), é possível notar grande similaridade entre as curvas, sendo que as duas apresentaram, inclusive, o mesmo valor de entrada de ar de 6 kPa.

No valor de umidade correspondente à umidade ótima do solo MG a sucção encontrada foi de 130 kPa, e na umidade correspondente a da secagem ao ar por 3 dias foi de 1.790 kPa.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo dos resultados obtidos das curvas de retenção dos solos deste trabalho, determinadas por meio de ensaios realizados nos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards. Os valores de sucção encontrados para os solos na umidade ótima e na condição seco ao ar serão utilizados, a seguir, nas análises dos resultados dos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente.

Tabela 4.1: Resumo dos resultados obtidos das curvas de retenção dos solos desta pesquisa, determinadas por meio de ensaios no HYPROP e Extrator de Richards.

Solo	Sucção (kPa)		Valor de Entrada de Ar (kPa)		Sucção Residual (kPa)
	Ótima	Seco ao Ar	ψ_{b1}	ψ_{b2}	ψ_{res}
RS-01	430	12.480	1,20	6.500	14.000
RS-02	39	13.000	0,55	850	1.350
MG	130	1.790	6,00	1.150	3.300

Analisando os resultados apresentados pode-se observar algumas tendências, como por exemplo, quanto menor a quantidade de areia presente no solo (Tabela 3.2), maior é o valor de entrada de ar (ψ_a). Outra tendência observada, dentre os solos de classificação LG', é que o solo com menor valor de umidade ótima apresenta maior valor de sucção nessa condição de umidade.

Avaliando-se a sucção nos solos argilosos após secagem ao ar, observa-se que o solo RS-01 atingiu um valor bem mais alto de sucção que o solo MG, isso provavelmente se deve ao fato dos corpos de prova do solo RS-01 terem ficado expostos ao ar por 7 dias, enquanto os do solo MG ficaram expostos por apenas 3 dias.

No segundo trecho de dessaturação, onde encontram-se os valores de ψ_b e ψ_{res}, não foi obtido nenhum ponto para os solos de classificação LG', devido aos altos valores de sucção nesse trecho da curva e as limitações dos equipamentos utilizados. Sendo assim, para os solos RS-01 e MG, os valores encontrados para ψ_{b2} e ψ_{res} podem sofrer variações, caso sejam realizados ensaios para altos valores de sucção, acima de 1.000 kPa. Como os

valores de sucção dos solos estudados, na condição seco ao ar, encontram-se entre os valores de ψ_{b2} e ψ_{res}, existe uma incerteza acerca da representatividade dos mesmos.

4.2. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NO MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os ensaios de MR foram realizados na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. Os solos RS-01 e RS-02 foram ensaiados na umidade ótima por LIMA (2020) e o solo MG por SANCHEZ (2021). A autora deste trabalho realizou ensaios de MR em corpos de prova dos solos RS-01, RS-02 e MG compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos a trajetórias de secagem ou umedecimento.

Os corpos de prova ensaiados na condição seco ao ar foram compactados na umidade ótima e em seguida expostos ao ar por 3 (RS-02 e MG) ou 7 dias (RS-01). Os corpos de prova ensaiados na condição saturada também foram compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos à saturação por capilaridade.

Para avalição da variação do MR com o estado de tensão foram utilizados os modelos da tensão confinante, da tensão desvio e o modelo composto. Para os modelos da tensão confinante e da tensão desvio, que possuem uma única variável independente, a modelagem foi feita por meio do programa Excel. Já para o modelo composto, que possui duas variáveis independentes, a modelagem foi feita com o auxílio do programa Statistica 10.0. Nesta pesquisa, adotou-se o valor do coeficiente de determinação R^2 obtido do ajuste como critério para avaliação da adequação do modelo aos valores medidos.

Na Figura 4.7, Figura 4.8 e Figura 4.9 são apresentados os gráficos obtidos por meio dos modelos da tensão confinante e da tensão desvio para o MR dos solos RS-01, RS-02 e MG, respectivamente. Para cada solo e condição de umidade escolheu-se um ensaio, dos dois realizados, para ser apresentado. Optou-se por não apresentar no texto os gráficos referentes ao modelo composto devido à dificuldade de visualizar tendências em gráficos tridimensionais, mas os mesmos podem ser vistos no Apêndice A.

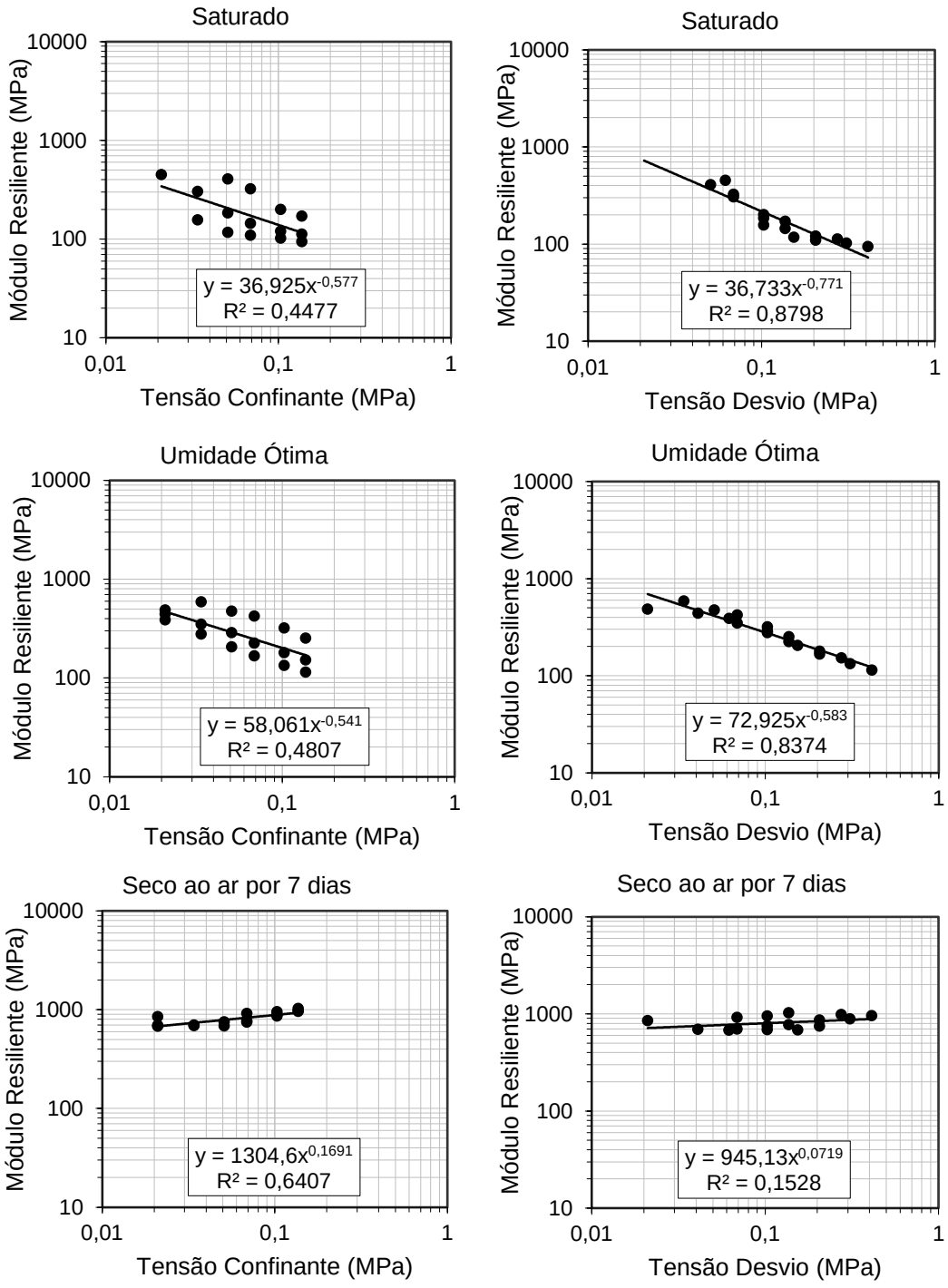


Figura 4.7: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo RS-01, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo (a) da tensão confinante e (b) da tensão desvio.

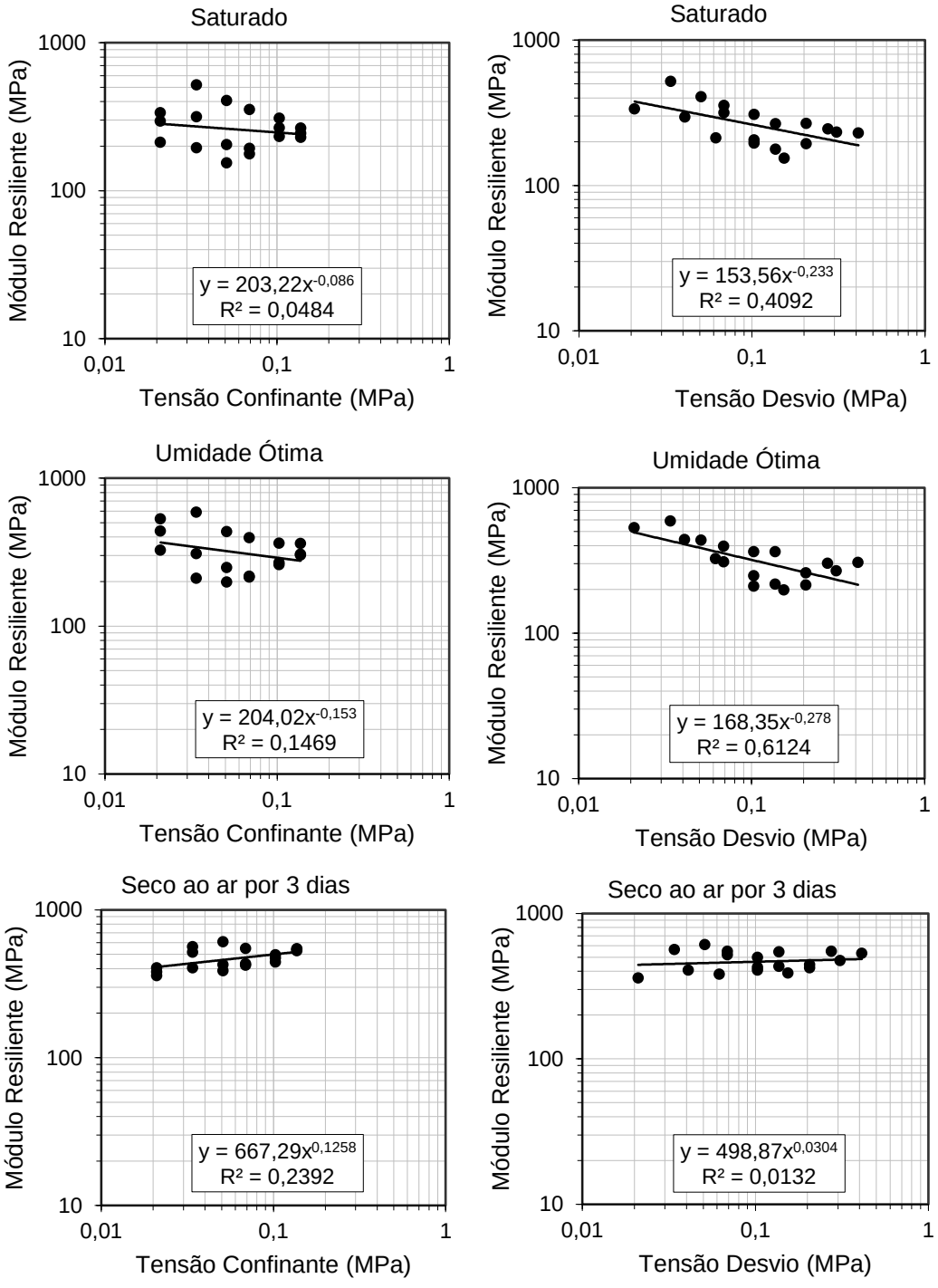


Figura 4.8: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo RS-02, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo (a) da tensão confinante e (b) da tensão desvio.

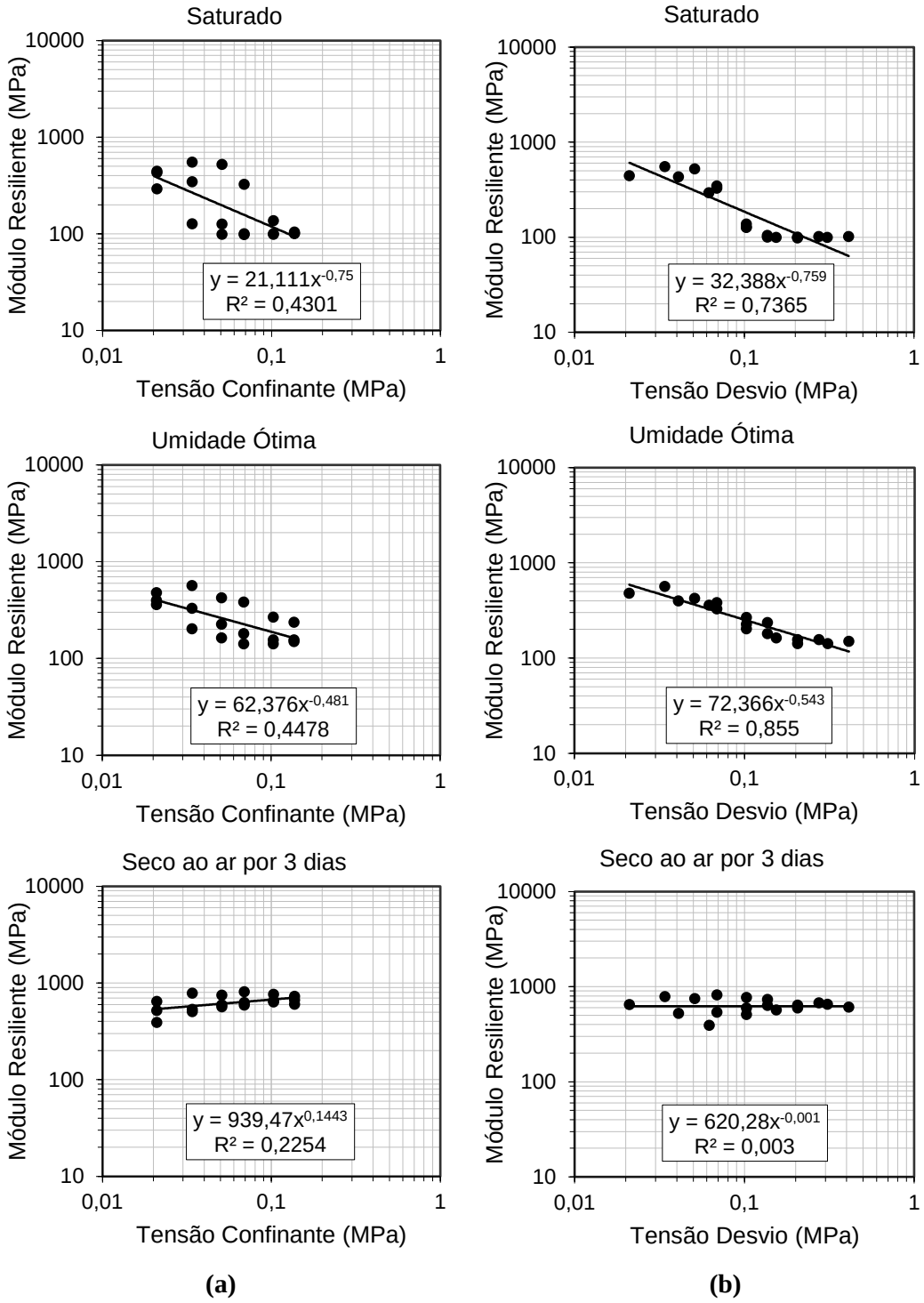


Figura 4.9: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo MG, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo (a) da tensão confinante e (b) da tensão desvio.

Para todos os três solos estudados, ao saturar os corpos de prova a linha de regressão ajustada deslocou-se para baixo, com mesma inclinação, indicando a redução do MR, porém apresentando ainda o mesmo comportamento: diminuição do MR com o aumento da tensão desvio. Em contrapartida, após submeter os corpos de prova à secagem ao ar a

linha de tendência inverteu sua inclinação, indicando um acréscimo no MR com o aumento da tensão confinante, e um valor próximo ao MR médio para qualquer tensão desvio.

Esse comportamento observado nos ensaios feitos em corpos de prova secos ao ar também foi verificado por SILVA (2003) e, segundo o autor, se deve à cimentação dos solos lateríticos, que faz com que sejam formados grumos internos e, consequentemente, levam a um comportamento similar ao de materiais granulares.

Ainda, segundo RODRIGUES (1997) a redução da umidade provoca um aumento no valor do MR até atingir um máximo, e a partir deste máximo o valor do MR decresce ou permanece constante para qualquer nível de tensão desvio. Para os corpos de prova deste trabalho submetidos à secagem ao ar, ao avaliar a variação do MR com a tensão desvio é possível observar que os valores medidos tendem a um MR constante, assim como observado pela autora citada.

A Tabela 4.2 apresenta os parâmetros de regressão obtidos para o modelo composto, os coeficientes de determinação para todos os modelos avaliados e o MR médio para todos os solos estudados em diferentes condições de umidade. Parâmetros sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Tabela 4.2: Parâmetros de regressão do modelo composto, coeficientes de determinação e MR médio para diferentes condições de umidade dos solos deste trabalho.

Solo	Condição de Umidade	Modelo Composto (MPa)				σ_3	σ_d	$MR_{médio}$ (MPa)
		k_1	k_2	k_3	R^2	R^2	R^2	
RS-01	Saturado	25,0739	<u>-0,0571</u>	-0,8591	0,8476	0,4058	0,8686	192
	Ótima*	118,3316	<u>0,1293</u>	-0,5515	0,8273	0,5312	0,9346	302
	Seco ao Ar	1361,5522	0,2911	<u>-0,0828</u>	0,4924	0,6118	0,1439	728
RS-02	Saturado	263,5156	0,3412	-0,4475	0,4648	0,0328	0,3632	274
	Ótima*	275,3202	0,3752	-0,5239	0,7071	0,0963	0,4837	319
	Seco ao Ar	730,1690	0,2889	-0,1701	0,4984	0,2765	0,0245	473
MG	Saturado	45,0089	<u>0,0818</u>	-0,7663	0,6958	0,5107	0,7919	232
	Ótima**	117,5087	0,2283	-0,6223	0,8207	0,4604	0,8869	267
	Seco ao Ar	993,0276	0,3908	-0,2769	0,7873	0,2214	0,0043	614

Notas: *Dados obtidos de LIMA (2020)
**Dados obtidos de SANCHEZ (2021)

Assim como constatado por diversos autores (BERNUCCI, 1995; RODRIGUES, 1997; GONÇALVES, 1999; SILVA, 2003; TAKEDA, 2006; BASTOS, 2013; FREITAS *et al.*, 2020; SANTOS, 2020), o aumento do teor de umidade pós-compactação provocou a diminuição do MR para os três solos estudados neste trabalho.

BERNUCCI (1995), SILVA (2003) e KERN (2017) verificaram que o efeito do umedecimento em amostras compactadas na umidade ótima é caracterizado por uma pequena redução em seu valor, enquanto a perda de umidade produz um aumento significativo. Este comportamento também foi observado para os solos deste trabalho. Ao submeter os corpos de prova à saturação por capilaridade o MR sofreu uma redução de 36, 14 e 13% para os solos RS-01, RS-02 e MG, respectivamente. Enquanto a secagem ao ar fez com que o MR aumentasse em 141, 48 e 130% para teores de umidades dos solos RS-01, RS-02 e MG de 5,8, 3,8 e 14,5%, respectivamente.

Além disso, apesar do solo RS-02 ter sido submetido à secagem ao por 7 dias e o solo MG por 3 dias, o acréscimo no valor do MR para os dois solos foi muito próximo. Esse resultado corrobora, mais uma vez, com a observação feita por RODRIGUES (1997) de que a redução da umidade provoca um aumento no valor do MR até atingir um máximo, e a partir deste máximo o valor do MR decresce ou permanece constante para qualquer nível de tensão desvio

Quanto a representação do MR em função do estado de tensão, o modelo da tensão confinante mostrou o pior desempenho para todos os solos, levando em conta o R^2. Isto era esperado por serem solos relativamente finos. Para os corpos de prova dos solos argilosos (RS-01 e MG), ensaiados na umidade ótima e saturados, o modelo da tensão desvio foi o que apresentou os melhores coeficientes de determinação. Porém, para os corpos de prova ensaiados após secagem ao ar, esse modelo apresentou o pior R^2, no entanto isto exprime que o material passou a ter comportamento do MR constante, o que não torna o ensaio inadequado. De modo geral, o modelo que apresentou as melhores regressões, considerando todos os solos e as variações de umidade pós-compactação, foi o modelo composto. Este também foi o modelo que melhor representou o MR dos solos estudados por TAKEDA (2006), BASTOS (2013) e SANTOS (2020), submetidos a variações de umidade pós-compactação.

Segundo SILVA (2003), quando se analisa, comparativamente, os valores em módulo de k_2 e k_3, expoentes da tensão confinante e desvio no modelo composto, respectivamente, é possível associar o maior valor atribuído a um deles a uma maior influência no MR, visto que a variação das tensões confinante e desvio durante o ensaio são da mesma ordem. Já os sinais positivo ou negativo indicam se o MR é crescente ou decrescente com tais tensões.

Analisando-se os parâmetros de regressão do modelo composto, obtidos para os solos deste trabalho, observa-se que a tensão confinante apresentou pouca ou nenhuma influência sobre o MR nos corpos de prova ensaiados na umidade ótima e saturados. Em contrapartida, nos corpos de prova ensaiados após secagem ao ar a tensão confinante passou a ter maior influência sobre o MR que a tensão desvio. Esse comportamento também foi observado por SANTOS (2020) ao avaliar a influência da variação de umidade pós-compactação no MR de um solo LG' e de um solo NG'.

Para todos os parâmetros estatisticamente significantes, o MR aumentou com o acréscimo da tensão confinante e diminuiu com o acréscimo da tensão desvio, assim como observado por TAKEDA (2006).

O parâmetro de regressão k_1, para todos os solos deste trabalho, aumentou com a diminuição de teor de umidade. Resultados semelhantes foram encontrados por TAKEDA (2006), BASTOS (2013) e SANTOS (2020).

A Tabela 4.3 apresenta a relação entre teor de umidade, grau de saturação, sucção e $MR_{médio}$ para cada um dos solos deste trabalho e condição de umidade. O valor de sucção foi obtido por meio da curva de retenção, apresentada no item 4.1, utilizando-se a média das umidades dos CPs antes do ensaio de MR.

Tabela 4.3: Relação entre teor de umidade, grau de saturação, sucção e $MR_{médio}$ para os solos deste trabalho.

Solo	Condição de Umidade	$W_{média}$ Grav. (%)	$W_{média}$ Vol. (%)	$Sr_{médio}$ (%)	Sucção (kPa)	$MR_{médio}$ (MPa)
RS-01	Saturado	22,2	38,5	100,0	0	192
	Ótima	20,5	33,8	87,9	430	302
	Seco ao Ar	5,8	9,6	24,7	12.480	728

Solo	Condição de Umidade	$W_{média}$ Grav. (%)	$W_{média}$ Vol. (%)	$Sr_{médio}$ (%)	Sucção (kPa)	$MR_{médio}$ (MPa)
RS-02	Saturado	11,6	26,0	93,1	3	274
	Ótima	9,8	19,2	73,6	39	319
	Seco ao Ar	3,8	5,5	30,1	13.000	473
MG	Saturado	27,7	44,3	99,2	0	232
	Ótima	24,3	39,4	89,5	130	267
	Seco ao Ar	14,5	23,5	54,1	1.790	614

Analisando-se os valores de sucção obtidos por meio das curvas de retenção e comparando-os com a média dos valores medidos de MR para cada solo, em diferentes condições de umidade, observa-se que os solos RS-02 e MG, que apresentaram menores valores de sucção na umidade ótima, são também os que apresentaram menor variação do MR com o aumento do teor de umidade (14 e 13%, respectivamente).

Em contrapartida, o solo RS-01 que apresentou um valor de sucção alto na umidade ótima, sofreu um decréscimo de 36% no valor do $MR_{médio}$ quando submetido à saturação. Isso indica que grande parte da rigidez medida no ensaio pode ser atribuída à sucção, que, quando o solo se encontra saturado deixa de atuar.

O solo RS-02 foi o que apresentou o menor ganho de rigidez após ser submetido à secagem ao ar. Esse fato está relacionado à sua granulometria, predominantemente arenosa. Solos com grande porcentagem de finos argilosos quando compactados e submetidos a secagem tornam-se extremamente rígidos. Por outro lado, a pequena porcentagem de finos argilosos e consequentemente baixo valor de coesão, faz com que corpos de prova de solos predominantes arenosos, quando submetidos a secagem, sejam menos resistentes às deformações elásticas.

Sobre a relação direta entre sucção e MR, o conjunto de dados apresentados na Tabela 4.3 indicou que o MR tende a aumentar com o aumento da sucção matricial, semelhante ao observado por GONÇALVES (1999), SILVA (2003), SAWANGSURIYA *et al.* (2009), FREITAS *et al.* (2020) e SANTOS (2020).

4.3. INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DE UMIDADE NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Os ensaios de DP, assim como os ensaios de MR, foram realizados na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. Os ensaios dos solos RS-01 e RS-02 na umidade ótima foram realizados por LIMA (2020) e os do solo MG por SANCHEZ (2021). A autora deste trabalho realizou ensaios de DP em corpos de prova dos solos RS-01, RS-02 e MG compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos a trajetórias de secagem ou umedecimento.

Os corpos de prova ensaiados na condição seco ao ar foram compactados na umidade ótima e em seguida expostos ao ar por 3 (RS-02 e MG) ou 7 dias (RS-01). Já os corpos de prova ensaiados na condição saturado foram compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos à saturação por capilaridade.

Para previsão da DP foi utilizado o modelo composto proposto por GUIMARÃES (2009). Este é o modelo adotado no novo método de dimensionamento nacional de pavimentos (MeDiNa), em fase de oficialização. Os parâmetros das regressões não lineares múltiplas foram obtidos com o auxílio do programa Statistica 10.0.

Para cada solo e condição de umidade estudados foram ensaiados 6 dos 9 pares de tensões sugeridos na Instrução de Ensaio 179 do DNIT (2018b), conforme proposto por LIMA (2020). Os ensaios foram realizados na frequência de 2 Hz com aplicação de 150.000 ciclos de carga para cada par de tensões ensaiado.

Na Figura 4.10, Figura 4.11 e Figura 4.12 são apresentados os gráficos de DP por número de ciclos de carga aplicado (N) obtidos neste trabalho, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, para os solos RS-01, RS-02 e MG, respectivamente.

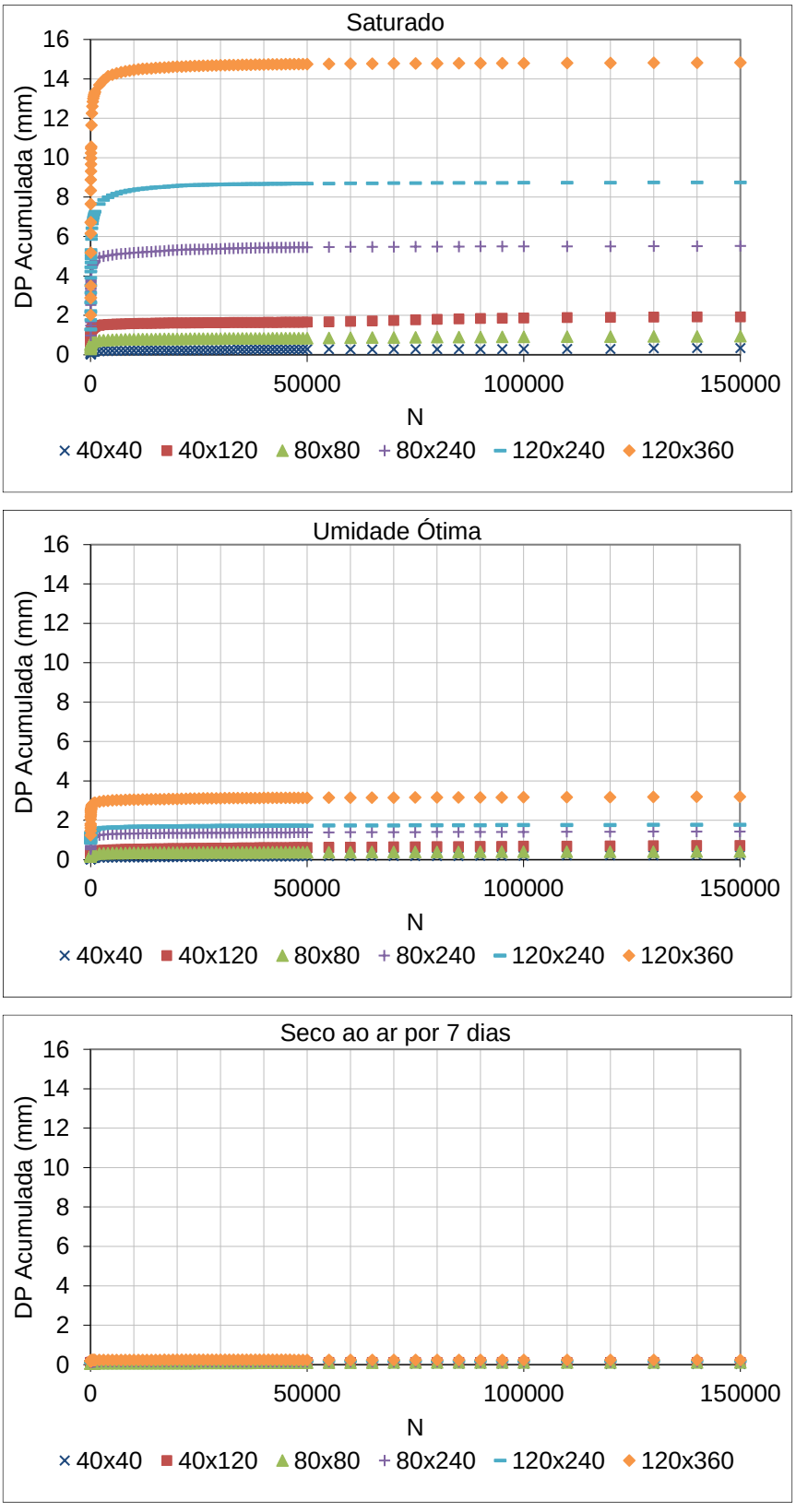


Figura 4.10: Gráficos de DP por número de ciclos de carga aplicado obtidos neste trabalho para o solo RS-01, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão kPa.

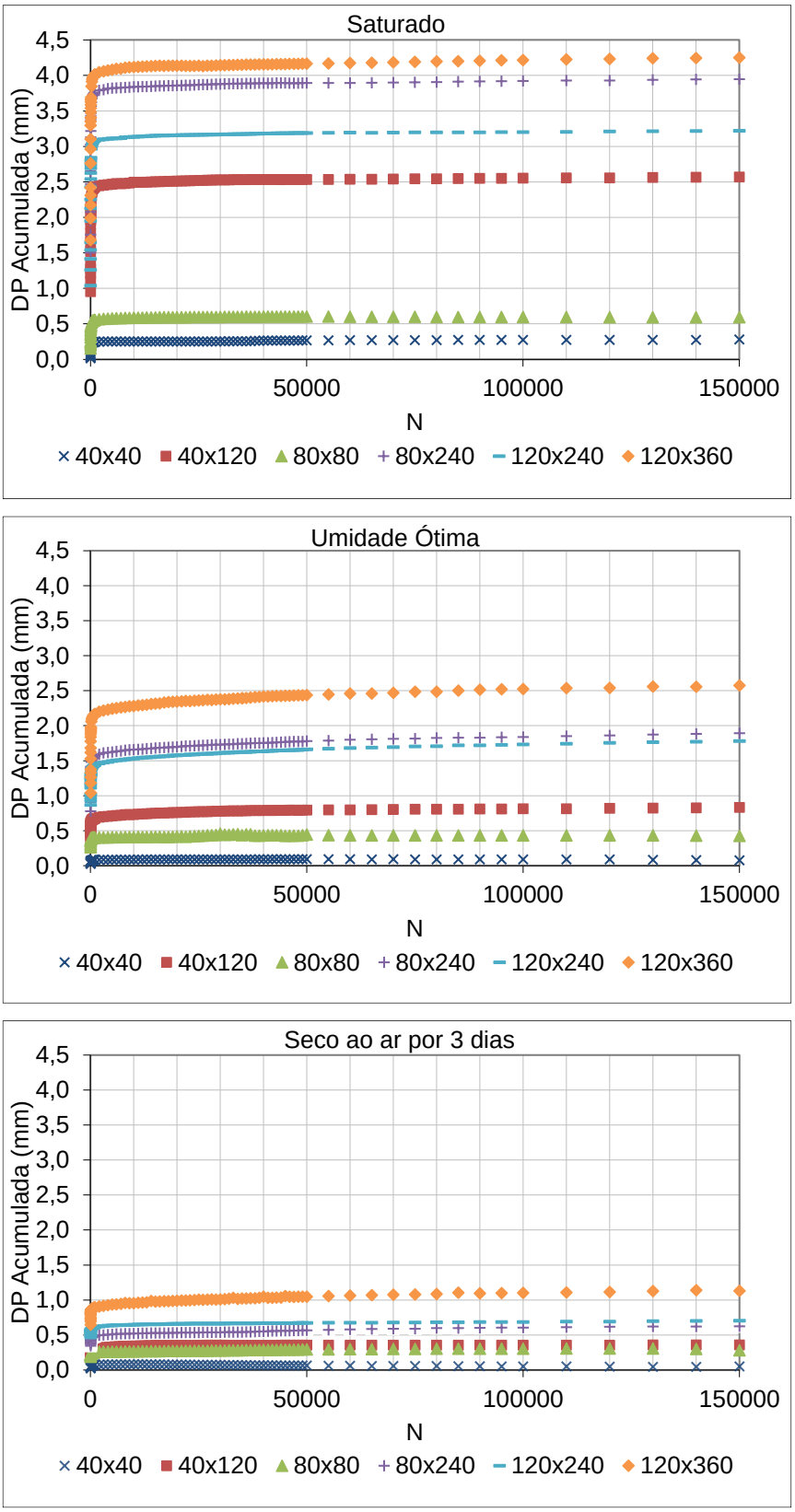


Figura 4.11: Gráficos de DP por número de ciclos de carga aplicado obtidos neste trabalho para o solo RS-02, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão em kPa.

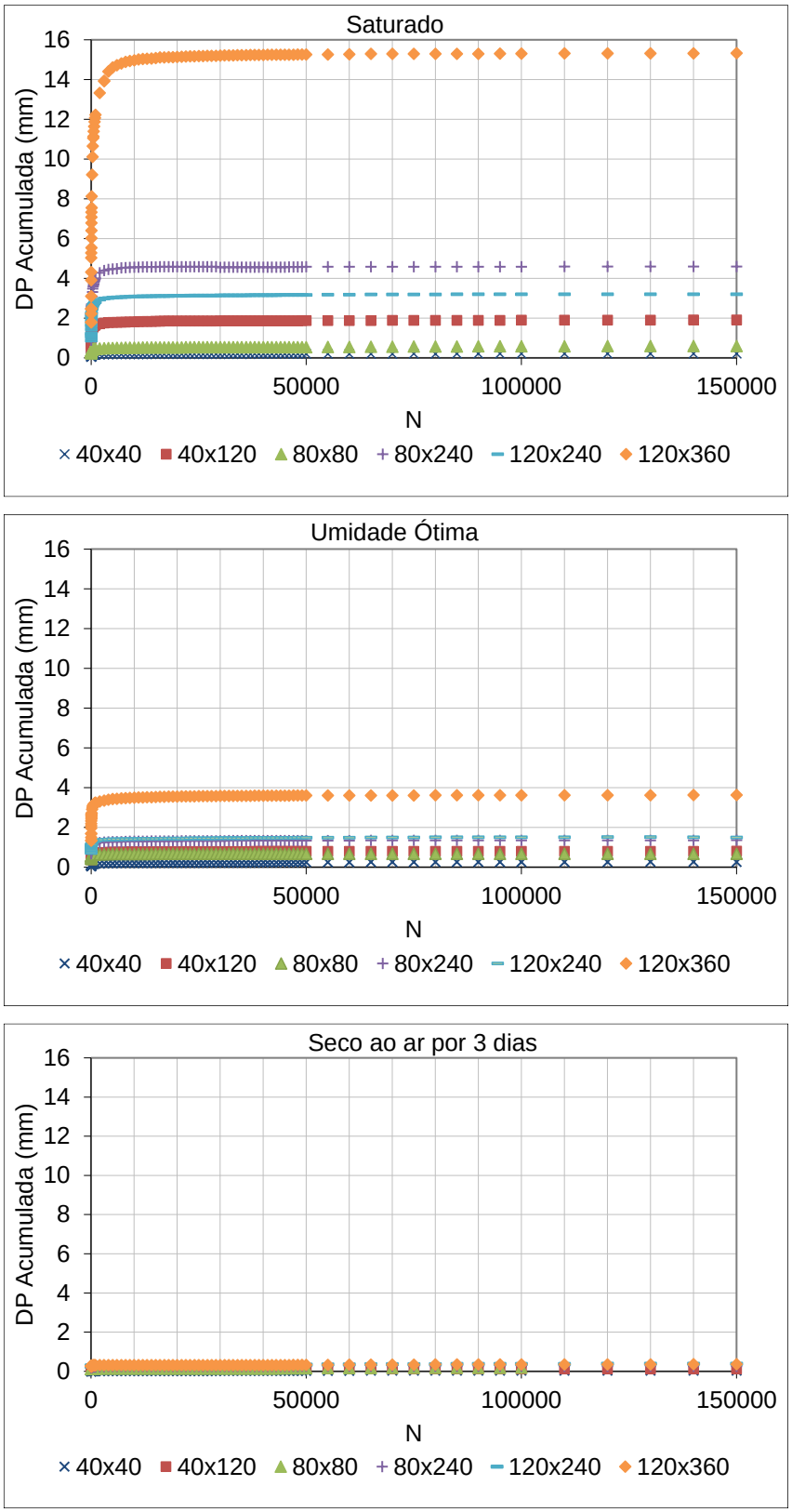


Figura 4.12: Gráficos de DP por número de ciclos de carga aplicado obtidos neste trabalho para o solo MG, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão em kPa.

Analisando-se os gráficos apresentados constata-se que, no geral, as deformações permanentes acumuladas aumentaram com o acréscimo do teor de umidade, independentemente do estado de tensão analisado, assim como observado por SILVA (2003), GUIMARÃES (2009), KAKUDA (2010), SALOUR e ERLINGSON (2017), JING *et al*. (2018), LIMA (2020) e SANTOS (2020).

Os comportamentos plásticos dos três solos estudados seguiram a mesma tendência: altas taxas de acréscimo da deformação permanente nos primeiros ciclos de carregamento e com o aumento do número de ciclos de carga as deformações tenderam à estabilização ou ao escoamento plástico, a depender do tipo de solo, estado de tensão e condição de umidade analisada.

Os solos RS-01 e MG, para todos os estados de tensão e variações de umidade, com exceção do solo RS-01 ensaiado no par de tensões 40x120 kPa, tenderam ao acomodamento após um certo número de ciclos de carga aplicados, apesar das grandes deformações atingidas para os níveis mais altos de tensão na condição saturada. O solo RS-02, na umidade ótima, continuou deformando a uma velocidade lenta nos três pares de tensões mais altos ensaiados. Na condição saturada e na condição seco ao ar as deformações do solo RS-02 também tenderam ao acomodamento, com exceção do par de tensões 120x360 kPa ensaiado na condição saturada.

O solo RS-01 ao ser submetido à saturação sofreu um grande acréscimo nas deformações permanentes, chegando a atingir quase 15 mm. Entretanto, esse comportamento se refletiu apenas para os pares de tensões mais elevados (tensão desvio acima de 240 kPa), para os mais baixos as deformações foram inferiores a 2 mm. Resultados semelhantes foram obtidos por LIMA (2020) e SANTOS (2020) ao estudarem os efeitos do acréscimo de umidade na compactação e pós-compactação, respectivamente, na deformação permanente de solos de mesma classificação MCT.

Comportamento similar ao do solo RS-01 foi observado para o solo MG, porém para tensões desvio inferiores a 360 kPa este solo se mostrou menos deformável, quando submetido à saturação, que o solo RS-01.

As deformações permanentes elevadas encontradas para os solos RS-01 e MG, na condição saturada, indicam que caso estes materiais fossem aplicados em camadas de pavimentos ou subleitos com níveis de tensões mais elevados e sujeitos ao acréscimo do teor de umidade, existiria uma alta probabilidade de ocorrência de afundamentos no pavimento.

O solo RS-02 foi o que apresentou o melhor desempenho na umidade ótima e, também, menor acréscimo nas deformações permanentes quando submetido à saturação, apesar de continuar deformando a uma velocidade lenta para o nível de tensões mais altas. Este comportamento era esperado, já que no ensaio de MR esse solo se mostrou o menos suscetível às variações no teor de umidade pós-compactação.

Quando submetidos à secagem ao ar, todos os solos apresentaram deformações permanentes inferiores a 1 mm e tendência ao acomodamento, para todos os pares de tensões ensaiados, com exceção do solo RS-01 ensaiado no par de tensões 40x120 kPa e do solo RS-02 ensaiado no par de tensões 120x360 kPa.

Ao contrário do observado para o MR, a secagem ao ar causa uma pequena redução nas deformações permanentes medidas, enquanto o umedecimento causa um aumento significativo. Isso demonstra a importância da realização de estudos de deformação permanente que contemplem o acréscimo de umidade, seja na compactação ou posterior a esta, visto que dentre as entradas necessárias para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos a deformação permanente é a mais afetada pela variação de umidade.

Para avaliar a influência da tensão desvio, tensão confinante e razão de tensões (σ_d/σ_3) na DP dos solos deste trabalho foram elaborados os gráficos apresentados na Figura 4.13. Todos os ensaios, em todos os pares de tensões, foram realizados aplicando-se 150.000 ciclos de carga.

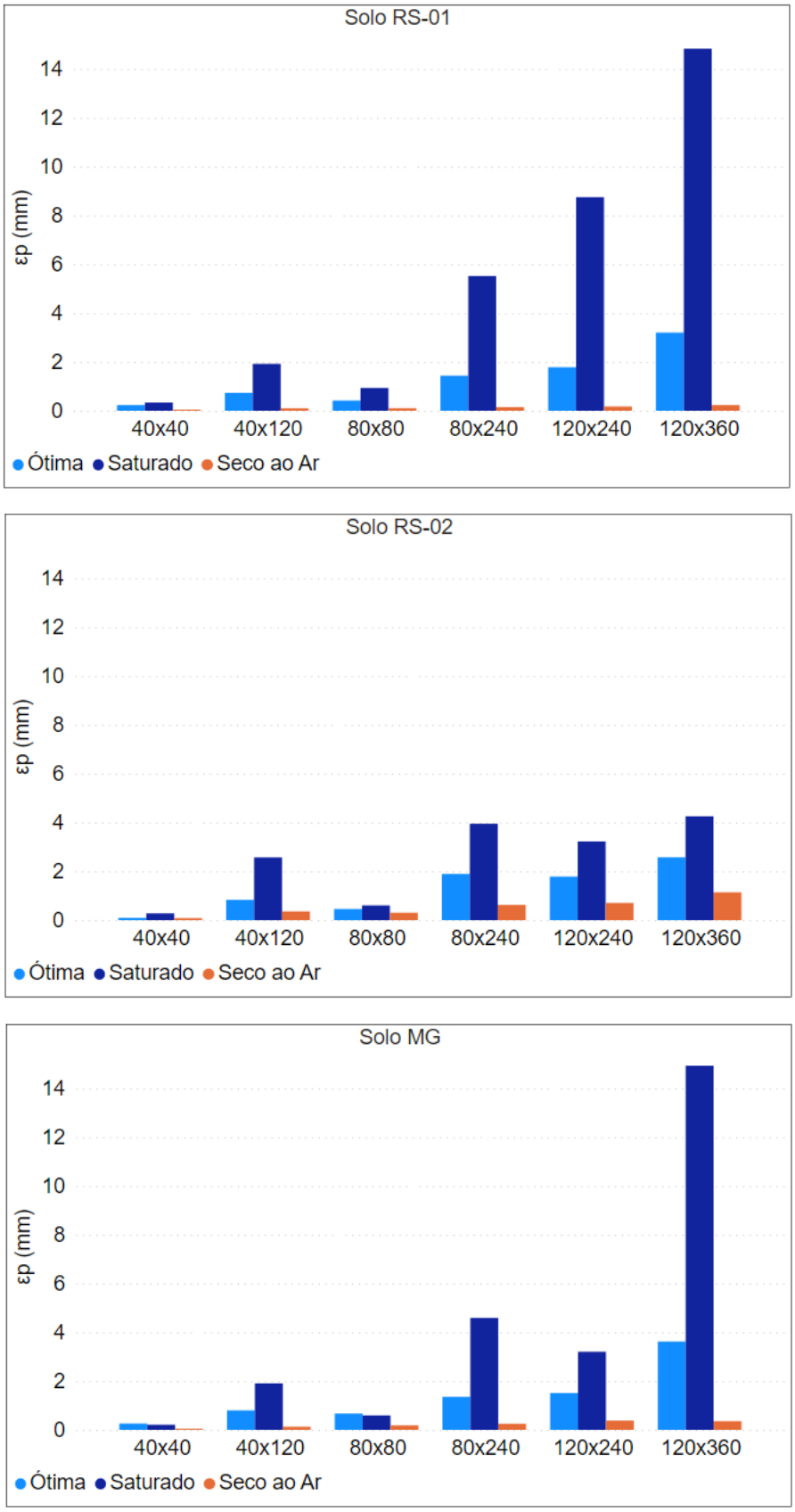


Figura 4.13: Influência da tensão desvio, tensão confinante e da razão de tensões nas deformações permanentes dos solos deste trabalho, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação.

Analisando-se o gráfico do solo RS-01 observa-se que as deformações permanentes aumentaram com o acréscimo da tensão desvio, independentemente da tensão confinante e da razão de tensões, para todas as variações de umidade. Olhando-se isoladamente para os pares de tensões 80x240 e 120x240, onde a tensão confinante aumentou e a tensão desvio permaneceu constante, observa-se que o aumento da tensão confinante também provocou o acréscimo das deformações permanentes.

O solo RS-02 também apresentou acréscimo nas deformações permanentes com o aumento da tensão desvio, porém ao aumentar a tensão confinante e manter constante a tensão desvio as deformações medidas para a maior tensão confinante foram inferiores. Esse resultado corresponde ao esperado, visto que este solo apresentou granulometria predominantemente arenosa. Além disso, para pares de tensões com razão igual a 1 o acréscimo de umidade pouco influenciou nas deformações permanentes medidas.

Em oposição ao esperado, o solo MG apresentou comportamento bastante similar ao solo RS-02, sofrendo pouca influência do acréscimo de umidade para os pares de tensões com razão igual a 1 e apresentando decréscimo na DP com o aumento da tensão confinante, porém este último comportamento foi observado apenas para a condição saturada, na umidade ótima e na condição seco ao ar as deformações permanentes aumentaram com o acréscimo da tensão confinante, assim como observado para o solo RS-01. Para todas as condições de umidade, as deformações permanentes aumentaram com o acréscimo da tensão desvio.

Nos gráficos apresentados na Figura 4.13 fica bastante evidente que na condição seco ao ar o solo RS-02 apresentou as maiores deformações permanentes, embora ainda muito pequenas. O melhor desempenho dos solos RS-01 e MG nessa condição se deve a cimentação natural presente nos solos lateríticos argilosos.

Com base no exposto acima conclui-se que para todos os solos e condições de umidade avaliados nesta pesquisa, o aumento da tensão desvio provocou um acréscimo nas deformações permanentes. Com relação à tensão confinante e à razão de tensões não foi observado um padrão de comportamento. A ausência de uma relação bem definida entre tensão confinante e DP também foi observada por ZAGO (2016), DALLA ROZA (2018) e SANTOS (2020).

A Tabela 4.4 apresenta os parâmetros de regressão obtidos para o modelo de previsão da deformação permanente proposto por GUIMARÃES (2009), para todos os solos e variações de umidade estudadas. Parâmetros sublinhados indicam variáveis que não são estatisticamente significantes, considerando um nível de significância de 5%.

Tabela 4.4: Parâmetros de regressão do modelo composto obtidos para os solos deste trabalho em diferentes condições de umidade pós-compactação.

Solo	Condição de Umidade	Ep (%) (tensões kgf/cm²)				
		ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
RS-01	Saturado	0,4411	0,9741	1,3998	0,0815	0,9749
	Ótima*	0,1593	0,3235	1,3259	0,0489	0,9792
	Seco ao Ar	0,0360	0,0863	0,6744	0,0275	0,9503
RS-02	Saturado	0,2460	-0,9774	1,5482	0,0403	0,8925
	Ótima*	0,1597	-0,1735	1,2529	0,0468	0,9801
	Seco ao Ar	0,1021	0,2404	0,9139	0,0348	0,9669
MG	Saturado	0,0243	-1,0957	3,7530	0,1076	0,9672
	Ótima**	0,1025	<u>0,0069</u>	1,7502	0,0541	0,9249
	Seco ao Ar	0,0711	0,7389	0,3822	0,0303	0,9224

Notas: *Dados obtidos de LIMA (2020)
**Dados obtidos de SANCHEZ (2021)

Como pode ser observado, os altos coeficientes de determinação, acima de 0,90, indicam ajustes satisfatórios, o que significa que o modelo proposto por GUIMARÃES (2009) é capaz de prever o comportamento plástico do solo mesmo em condições de umidade diferentes da ótima.

Analisando-se as constantes de regressão observa-se que o parâmetro ψ_3 apresentou valores positivos e superiores aos demais para todos os solos e variações de umidade estudados, indicando que, em todas as condições, a DP aumentou com o acréscimo da tensão desvio. Além disso, o valor do parâmetro aumenta com o acréscimo de umidade, indicando que a DP também aumentou com o acréscimo do teor de umidade. Resultados semelhantes foram observados por SANTOS (2020).

O parâmetro ψ_2, correspondente à tensão confinante, apresentou-se estatisticamente significante em quase todos os solos e variações de umidade estudadas. A única exceção foi observada para o solo MG na umidade ótima. Quanto à sua influência na DP, esta variou com o material e condição de umidade. Para o solo RS-01, em todas as variações

de umidade, a DP aumentou com o acréscimo da tensão confinante. Já para o solo RS-02, na condição ótima e saturada, a DP aumentou com a diminuição da tensão confinante, e na condição seco ao ar a DP aumentou com o acréscimo da tensão confinante. Para o solo MG, o parâmetro ψ_2 apresentou três comportamentos distintos a depender da condição de umidade. Quando saturado a DP aumentou com a diminuição da tensão confinante, enquanto na umidade ótima, como dito anteriormente, o parâmetro não foi estatisticamente significante. Na condição seco ao ar a DP aumentou com o acréscimo da tensão confinante. Esses resultados corroboram com o que foi dito anteriormente, que não há uma relação bem definida entre tensão confinante e DP, assim como observado por ZAGO (2016), DALLA ROZA (2018) e SANTOS (2020).

Para todos os solos e variações de umidade estudados o parâmetro ψ_4, correspondente ao número de aplicações de carga, apresentou valores positivos, indicando o acréscimo da DP com o aumento do número de ciclos de carga. Além disso, observou-se o aumento do parâmetro com o acréscimo do teor de umidade, o que significa que a influência do número N aumenta com o acréscimo do teor de umidade. Destaca-se ainda que, dentre os materiais estudados, o solo RS-02 mostrou-se o menos influenciado pelo acréscimo do número N, enquanto o solo MG apresentou a maior influência.

A Tabela 4.5 apresenta a relação entre os valores de teor de umidade, grau de saturação, sucção e deformação permanente ao final dos ensaios referentes a três pares de tensões, escolhidos como representativos do todo, são eles: 80x80, 80x240 e 120x240 kPa.

Tabela 4.5: Relação entre teor de umidade, grau de saturação, sucção e DP para os solos deste trabalho.

Solo	Condição de Umidade	$W_{média}$ Grav. (%)	$W_{média}$ Vol. (%)	$Sr_{médio}$ (%)	Sucção (kPa)	Deformação Permanente (mm)		
						80x80	80x240	120x240
RS-01	Saturado	22,3	38,5	100,0	0	0,938	5,519	8,750
	Ótima	20,5	33,8	87,9	430	0,418	1,437	1,783
	Seco ao Ar	6,2	9,6	28,0	12.400	0,107	0,148	0,176
RS-02	Saturado	11,4	26,0	95,5	4	0,604	3,948	3,222
	Ótima	9,8	19,2	73,6	39	0,457	1,893	1,782
	Seco ao Ar	2,8	5,5	22,6	1.350	0,306	0,624	0,705
MG	Saturado	27,4	44,3	99,6	0	0,593	4,594	3,203
	Ótima	24,3	39,4	89,5	130	0,671	1,354	1,510
	Seco ao Ar	14,5	23,5	54,0	1.790	0,185	0,255	0,382

Analisando-se as sucções e as deformações permanentes apresentadas observa-se que, para todos os solos estudados, a DP diminuiu com o acréscimo da sucção. Esse comportamento também foi observado por ZHOU e NG (2016), SALOUR e ERLINGSSON (2017), JING *et al*. (2018) e SANTOS (2020).

Assim como verificado para o MR, os solos que apresentaram os maiores valores de sucção na umidade ótima são também os que mais deformaram com a saturação. Em contrapartida, na condição seco ao ar, quanto maior a sucção menor é a DP medida.

Na umidade ótima, esperava-se que a DP fosse menor quanto maior a sucção nessa condição. Entretanto, não foi observada uma relação bem definida entre as duas variáveis.

4.3.1. Influência da variação de Umidade no *Shakedown*

Para avaliar a ocorrência do *shakedown* nos solos desta pesquisa e os efeitos da variação de umidade pós-compactação na classificação, foi utilizada a metodologia proposta por LIMA (2020). O método sugerido pela autora utiliza os gráficos de DP *vs*. N (Figura 4.10, Figura 4.11 e Figura 4.12) e o gráfico de Taxa de acréscimo ($\dot{\varepsilon_p}$) *vs*. ε_p, proposto por DAWSON e WELLNER (1999), fixando o eixo das abscissas em 50 x 10^{-3}. Os gráficos de $\dot{\varepsilon_p}$ *vs*. ε_p obtidos para os solos desta pesquisa, em diferentes condições de umidade pós-compactação, são apresentados na Figura 4.14, Figura 4.15 e Figura 4.16.

Os resultados são analisados e classificados de acordo com o formato e deformação permanente acumulada nos dois tipos de gráficos plotados. Os formatos das curvas são avaliados com base nas descrições comportamentais das classificações A, AB, B e C.

Para ser classificado como tipo A, a curva do gráfico de $\dot{\varepsilon_p}$ *vs*. ε_p deve ser paralela ao eixo das ordenadas e atingir uma taxa de acréscimo de 10^{-6} x 10^{-3}. Caso a taxa de acréscimo atinja esse valor, mas a deformação permanente acumulada ultrapasse 1% da altura do corpo de prova, o ensaio é classificado como tipo AB. Se a curva do ensaio tende a se tornar paralela ao eixo das ordenadas, mas não atinge a taxa de acréscimo de 10^{-6} x 10^{-3}, o comportamento é do tipo B. E, por fim, se a curva tende a ser paralela ao eixo das abcissas e não atinge uma taxa de acréscimo de 10^{-5} x 10^{-3}, o ensaio é do tipo C.

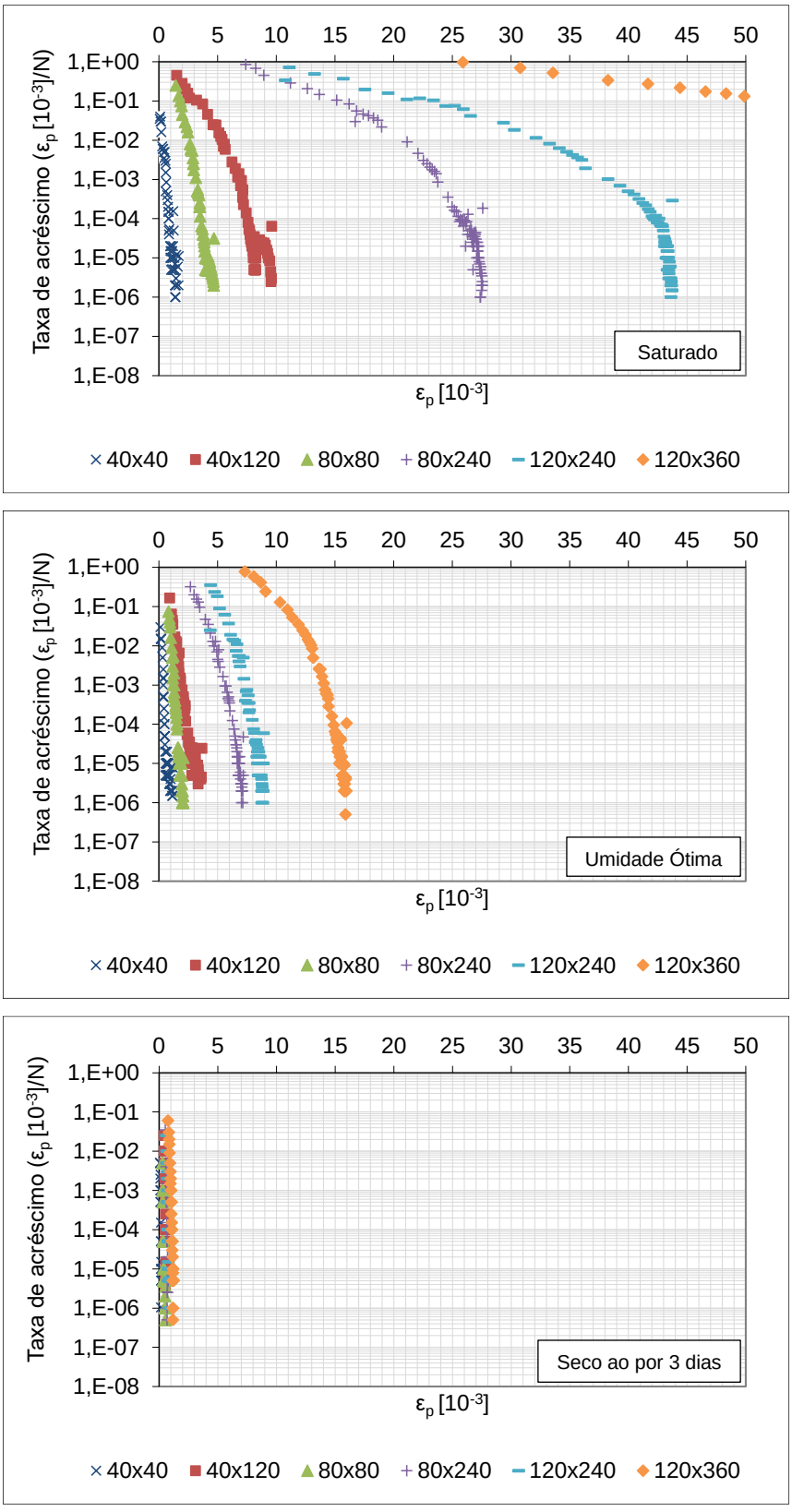


Figura 4.14: Análise de ocorrência do *shakedown* para o solo RS-01, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão em kPa.

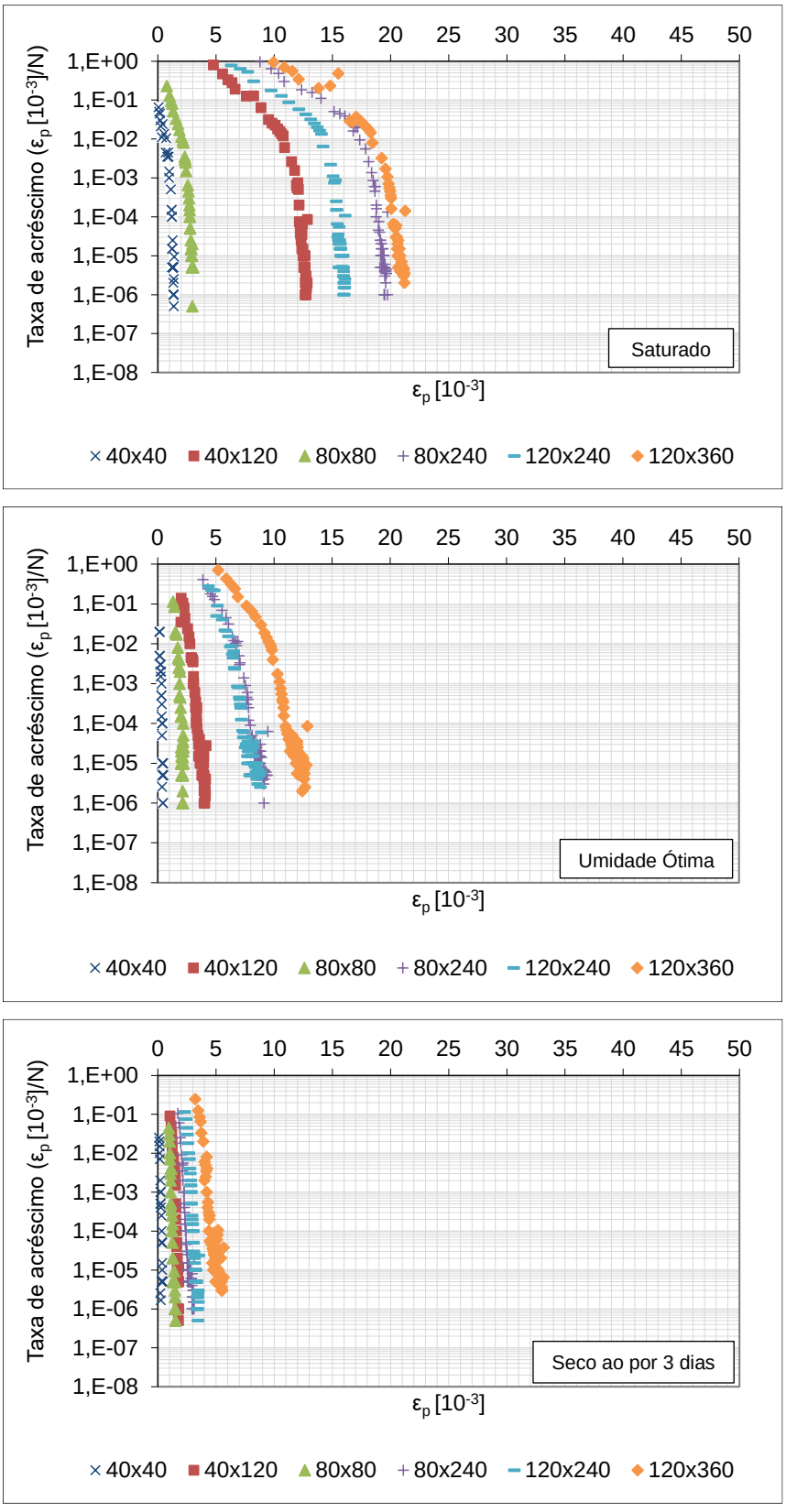


Figura 4.15: Análise de ocorrência do *shakedown* para o solo RS-02, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão em kPa.

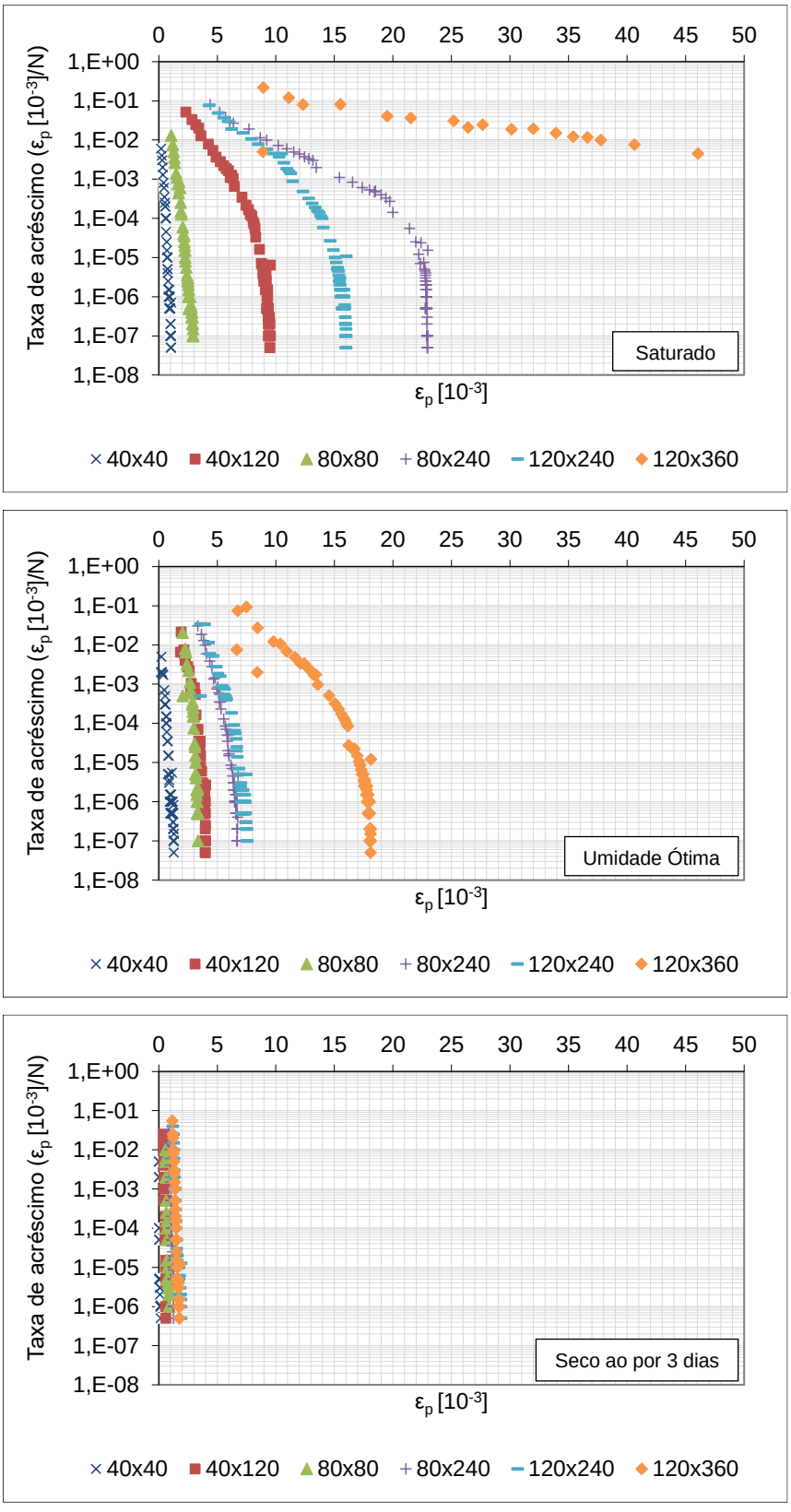
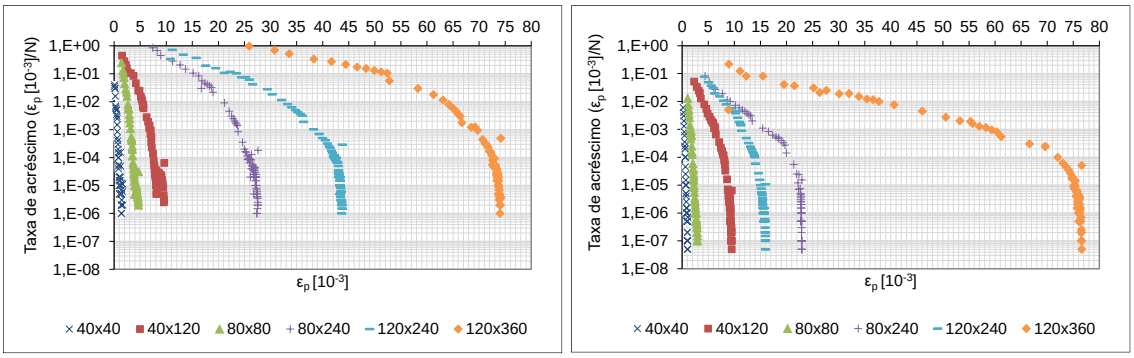


Figura 4.16: Análise de ocorrência do *shakedown* para o solo MG, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação. As tensões estão em kPa.

Nos ensaios realizados nos solos RS-01 e MG, na condição saturada, com tensão confinante de 120 kPa e tensão desvio de 360 kPa, as deformações permanentes

acumuladas excederam o limite proposto por LIMA (2020). Entretanto, apesar de deformarem muito nos primeiros ciclos de carga, ambos os ensaios atingiram a taxa de acréscimo de 10^{-6} x 10^{-3}, sendo classificados como do tipo AB, como poder ser observado na Figura 4.17.



(a) **(b)**

Figura 4.17: Análise de ocorrência do *shakedown* na condição saturada (a) solo RS-01 e (b) solo MG. As tensões estão em kPa.

A curva do ensaio realizado no solo RS-01 na condição saturada e no par de tensões 80 x 80 kPa, tende a ficar paralela ao eixo das ordenadas, mas não atingiu a taxa de acréscimo de 10^{-6} x 10^{-3}. Este possivelmente é um caso onde se fossem aplicados mais ciclos de carga o material alcançaria o acomodamento.

A Tabela 4.6 apresenta a classificação obtida para os solos desta pesquisa, em diferentes condições de umidade pós-compactação, por meio da metodologia proposta por LIMA (2020).

Tabela 4.6: Classificação *shakedown* dos materiais desta pesquisa em diferentes condições de umidade pós-compactação.

Solo	Condição de Umidade	Estado de Tensões (kPa)					
		40x40	40x120	80x80	80x240	120x240	120x360
RS-01	Saturado	A	B	B	AB	AB	AB
	Ótima	A	B	A	A	A	AB
	Seco ao Ar	A	B	A	A	A	A
RS-02	Saturado	A	AB	A	AB	AB	B
	Ótima	A	A	A	B	B	B
	Seco ao Ar	A	A	A	A	A	B
MG	Saturado	A	A	A	AB	AB	AB
	Ótima	A	A	A	A	A	AB
	Seco ao Ar	A	A	A	A	A	A

De modo geral, a redução da umidade não alterou ou melhorou a classificação do *shakedown*. As únicas exceções observadas foram os ensaios realizados no solo RS-02, nos pares de tensões 80x240 kPa e 120x240 kPa, onde os corpos de prova ensaiados na condição saturada foram classificados como do tipo AB e na umidade ótima como do tipo B.

Na condição seco ao ar, todos os solos apresentaram comportamento tipo A, com exceção do solo RS-01 ensaiado no par de tensões 40x120 kPa e o solo RS-02 ensaiado no par de tensões 120x360 kPa. Nestes pares de tensões ambos os solos apresentaram comportamento tipo B, em todas as condições de umidade.

Assim como observado por SANTOS (2020) e SERRA (2020), o acréscimo de umidade pós-compactação apresenta pouca influência sobre o *shakedown*, sendo poucos os casos em que a classificação foi alterada devido a saturação. Além disso, considerando o critério de seleção de materiais proposto por LIMA (2020) (Tabela 2.1), mesmo nos casos em que houve alteração na classificação do comportamento nenhum material seria eliminado.

5. SIMULAÇÕES NO PROGRAMA MEDINA

Para avaliar o impacto da variação de umidade pós-compactação no dimensionamento de pavimentos foram analisadas no programa MeDiNa três estruturas para diferentes tipos de vias. As estruturas propostas foram dimensionadas considerando-se os parâmetros de regressão de MR e DP na umidade ótima e, posteriormente, estes parâmetros foram substituídos pelos obtidos nos ensaios realizados na condição saturada e seco ao ar, mantendo-se a espessura da camada, a fim de avaliar se a estrutura dimensionada com os parâmetros da umidade ótima seria capaz de atender aos critérios de dimensionamento caso ocorresse a saturação ou secagem dos materiais finos da estrutura.

Em uma análise prévia no MeDiNa observou-se que o solo RS-02, dentre os estudados, é o que apresentou o pior desempenho como camada de pavimento, por esse motivo ele foi o escolhido para representar o subleito das estruturas hipotéticas. Esta observação é condizente com a classificação do *shakedown* apresentada no subitem 4.3.1, onde o comportamento deste material foi classificado como do tipo B, na umidade ótima, para os pares de tensões mais altos. Logo, indicando que este solo poderia apresentar o pior desempenho frente aos demais materiais estudados, classificados como tipo A ou AB.

Foram avaliados três tipos de vias: sistema local, sistema coletor secundário e sistema coletor primário. O objetivo de variar o tipo de via foi de avaliar estruturas para diferentes níveis de tráfego, contemplando desde o leve até o meio pesado. Para o dimensionamento do tráfego foi considerado o eixo padrão rodoviário, com carga de eixo de 8,2 tf (ou 80,4 kN) e pressão de pneus de 0,56 MPa. A Tabela 5.1 apresenta os dados do tráfego utilizado para cada tipo de via avaliado, cujo N anual foi estabelecido conforme o valor característico proposto por PREFEITURA DE SÃO PAULO (2004) de acordo com a função predominante da via.

Tabela 5.1: Dados dos tráfegos utilizados nas avaliações das estruturas propostas.

Tipo de via	Sistema Local	Sistema Coletor Secundário	Sistema Coletor Primário
VMD (1º ano)	74	1370	5479
FV	1,0	1,0	1,0
N anual (1º ano)	2,70E+04	5,00E+05	2,00E+06
% Veículos na faixa de projeto	100	100	100
N Anual da faixa	2,70E+04	5,00E+05	2,00E+06

Tipo de via	Sistema Local	Sistema Coletor Secundário	Sistema Coletor Primário
Taxa de crescimento (%)	2,0	2,0	2,0
Período de projeto (anos)	10	10	10
N Total	2,96E+05	5,47E+06	2,19E+07

Para cada tipo de via foi dimensionada uma estrutura utilizando-se os parâmetros de regressão de MR e DP na umidade ótima. Como os solos RS-01 e MG possuem comportamento muito similar, as espessuras das camadas não variaram ao substituir um material pelo outro. Sendo assim, foram testadas as mesmas estruturas para os dois solos, substituindo-se os parâmetros obtidos em ensaios realizados na umidade ótima pelos obtidos em ensaios realizados variando-se a umidade pós-compactação.

Os critérios de parada utilizados para o dimensionamento das estruturas, ATR e percentual de área trincada máxima ao final da vida útil de projeto, são os indicados no Manual do MeDiNa, desenvolvido por FRANCO e MOTTA (2020). Neste manual também constam os graus de confiabilidade das análises realizadas pelo programa para cada tipo de via. Estas informações são apresentadas na Tabela 5.2.

Tabela 5.2: Critérios de dimensionamento no programa MeDiNa e nível de confiabilidade das análises (FRANCO e MOTTA, 2020).

Tipo de Via	Confiabilidade	Área Trincada	Def. Permanente
Sistema Arterial Principal	95%	30%	10 mm
Sistema Arterial Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Arterial Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Coletor Primário	85%	30%	13 mm
Sistema Coletor Secundário	75%	30%	20 mm
Sistema Local	65%	30%	20 mm

A Tabela 5.3, Tabela 5.4 e Tabela 5.5 apresentam os materiais, espessuras de camada e parâmetros considerados para as estruturas propostas para cada tipo de via. O dimensionamento foi feito por meio de tentativas empregando-se nas camadas geotécnicas materiais comumente utilizados em projetos de pavimentos, tais como brita graduada simples e brita graduada tratada com cimento.

Os materiais que aparecem nas estruturas e não foram ensaiados nesta pesquisa fazem parte do banco de dados do MeDiNa e suas informações estão disponíveis para qualquer usuário. Na Estrutura 1 os solos RS-01 e MG foram usados como camada de base, na

Estrutura 2 como sub-base e na Estrutura 3 como reforço de subleito. Os parâmetros de regressão dos solos desta pesquisa utilizados nas análises são os apresentados na Tabela 4.2 e Tabela 4.4.

Tabela 5.3: Materiais, espessuras e parâmetros considerados para a Estrutura 1 – Sistema Local.

Camada	Material	Espessura (cm)	Módulo (Mpa)	Coeficiente de Poisson
1	Tratamento Superficial Triplo	3,0	1500	0,25
2	Solo RS-01/MG	15,0	Resiliente Não Linear*	0,45
SL	Solo RS-02	-	Resiliente Não Linear*	0,45

Nota: *Para a condição seco ao ar o módulo foi considerado como Resiliente Linear.

Tabela 5.4: Materiais, espessuras e parâmetros considerados para a Estrutura 2 – Sistema Coletor Secundário.

Camada	Material	Espessura (cm)	Módulo (Mpa)	Coeficiente de Poisson
1	Concreto Asfáltico - Classe 1	8,5	5764	0,30
2	Brita Graduada - Gnaisse C5	20,0	381	0,35
3	Solo RS-01/MG	15,0	Resiliente Não Linear*	0,45
SL	Solo RS-02	-	Resiliente Não Linear*	0,45

Nota: *Para a condição seco ao ar o módulo foi considerado como Resiliente Linear.

Tabela 5.5: Materiais, espessuras e parâmetros considerados para a Estrutura 3 – Sistema Coletor Primário.

Camada	Material	Espessura (cm)	Módulo (Mpa)	Coeficiente de Poisson
1	Concreto Asfáltico - Classe 2	5,0	6743	0,30
2	BGTC	15,0	Sigmoidal	0,25
3	Brita Graduada - Gnaisse C5	20,0	381	0,35
4	Solo RS-01/MG	15,0	Resiliente Não Linear*	0,45
SL	Solo RS-02	-	Resiliente Não Linear*	0,45

Nota: *Para a condição seco ao ar o módulo foi considerado como Resiliente Linear.

A Tabela 5.6 apresenta os resultados encontrados nas análises realizadas utilizando-se os parâmetros de regressão de MR e DP obtidos em ensaios feitos na umidade ótima e

variando-se a umidade pós-compactação. Os valores sublinhados correspondem a porcentagens de áreas trincadas e ATRs superiores ao máximo recomendado pelo programa para uma vida útil do pavimento de 10 anos. No Apêndice B são apresentados registros da tela do programa MeDiNa feitos durante o dimensionamento e análise das estruturas propostas.

Tabela 5.6: Resultados das avaliações das estruturas propostas variando-se os parâmetros de regressão de MR e DP dos solos desta pesquisa.

Estrutura	Camada	Material	Saturado		Ótima		Seco ao Ar	
			Área Trincada (%)	ATR (mm)	Área Trincada (%)	ATR (mm)	Área Trincada (%)	ATR (mm)
1	1	TST	-	0	-	0	-	0
	2	RS-01		1,94		0,66		0,10
	SL	RS-02		11,40		2,54		0,75
		Total		**13,34**		**3,20**		**0,85**
1	1	TST	-	0	-	0	-	0
	2	MG		1,97		0,72		0,12
	SL	RS-02		11,43		2,58		0,77
		Total		**13,40**		**3,30**		**0,89**
2	1	CA	30,2	0	28,5	0	22,9	0
	2	BGS		1,90		1,94		2,11
	3	RS-01		0,97		0,51		0,12
	SL	RS-02		5,37		1,69		0,68
		Total		**8,24**		**4,14**		**2,91**
2	1	CA	30,6	0	29,2	0	23,3	0
	2	BGS		1,89		1,92		2,09
	3	MG		1,07		0,51		0,11
	SL	RS-02		5,33		1,68		0,68
		Total		**8,29**		**4,11**		**2,88**
3	1	CA	27,4	0	18,7	0	7,3	0
	2	BTGC		0		0		0
	3	BGS		1,82		1,81		1,81
	4	RS-01		0,68		0,36		0,10
	SL	RS-02		4,21		1,42		0,57
		Total		**6,71**		**3,59**		**2,48**
3	1	CA	31,10	0	21,6	0	7,9	0
	2	BTGC		0		0		0
	3	BGS		1,82		1,81		1,80
	4	MG		0,46		0,34		0,09
	SL	RS-02		4,21		1,42		0,57
		Total		**6,49**		**3,57**		**2,46**

Ao substituir os parâmetros de regressão na umidade ótima pelos obtidos na condição saturada todas as estruturas propostas apresentaram porcentagem de área trincada e/ou ATR superiores ao máximo recomendado pelo MeDiNa, com exceção da Estrutura 3, utilizando-se o solo RS-01 como reforço de subleito, onde mesmo adotando-se os parâmetros na condição saturada a estrutura foi capaz de atender aos critérios de dimensionamento.

Na Estrutura 1, que possui as maiores chances de saturação das camadas inferiores, visto que o revestimento proposto é um tratamento superficial triplo, ao adotar os parâmetros de regressão dos solos saturados o ATR do subleito foi superior a 11 mm, para ambos os solos argilosos utilizados como camada de base. Para deformações no subleito acima de 5 mm o MeDiNa emite um alerta, indicando que o material não possui bom comportamento a deformação permanente. Neste caso, o programa sugere acrescentar uma camada de reforço com material de boa qualidade.

Na Estrutura 2, ao utilizar os parâmetros de regressão dos solos saturados, além do subleito apresentar ATR superior a 5 mm a porcentagem de área trincada também excedeu ao limite recomendado pelo MeDiNa, sendo emitido um alerta pelo programa indicando que o tráfego é elevado para a estrutura proposta. Para esta situação, uma possível solução é aumentar a espessura das camadas.

Na Estrutura 3, utilizando-se o solo RS-01 como reforço de subleito, mesmo adotando os parâmetros do solo saturado a estrutura atendeu aos critérios de dimensionamento. O mesmo não aconteceu ao substituirmos o solo RS-01 pelo solo MG. Neste caso, a porcentagem de área trincada excedeu o limite proposto pelo MeDiNa.

Analisando-se em conjunto os resultados das avaliações das estruturas propostas observa-se que quanto mais esbelta a estrutura e maior a possibilidade de saturação das camadas geotécnicas, maiores também são os ATRs. As estruturas mais robustas protegem mais o subleito, fazendo com que os ATRs medidos sejam menores e, consequentemente, a influência da variação do teor de umidade pós-compactação também.

Por outro lado, na Estrutura 3 a saturação das camadas de solo provocou um aumento de 47 e 44% na porcentagem de área trincada utilizando-se o solo RS-01 e MG como reforço

de subleito, respectivamente. Enquanto na Estrutura 2 esse aumento é de 6 e 5% utilizando-se o solo RS-01 e MG como sub-base, respectivamente. Esse aumento significativo do trincamento no revestimento asfáltico da Estrutura 3, com a saturação das camadas de solo, provavelmente se deve ao fato de apoiar camadas muito rígidas, como o CA e a BGTC, em um subleito de baixa capacidade de suporte. A Estrutura 2, por apresentar maior compatibilidade entre as rigidezes dos materiais utilizados nas camadas e subleito, sofreu menor impacto com a variação de umidade pós-compactação das camadas de solo.

Ao substituir os parâmetros da umidade ótima pelos obtidos em ensaios realizados após submeter os corpos de prova a secagem ao ar, as porcentagens de área trincada e os ATRs de todas as estruturas propostas sofreram redução. O que já era esperado, visto que os solos desta pesquisa apresentaram excelente desempenho nos ensaios de MR e DP nessa condição.

Na Estrutura 2, utilizando-se os parâmetros do solo seco ao ar, o ATR da camada de BGS foi maior que considerando-se os parâmetros do solo na umidade ótima e saturado. Isto se deve ao fato da BGS estar apoiada sobre uma camada de maior rigidez e o revestimento asfáltico ser de pequena espessura. Na Estrutura 3, como temos duas camadas de elevada rigidez (CA e BGTC) acima da BGS, o mesmo não acontece.

A Estrutura 3 apresentou uma grande redução na porcentagem de área trincada ao fim da vida do útil do pavimento ao utilizar os parâmetros do solo seco ao ar. A robustez da estrutura, associada a elevada rigidez dos materiais utilizados nas camadas, fez com que o trincamento no revestimento asfáltico reduzisse cerca de 60%.

Apesar do bom desempenho dos solos desta pesquisa como camada de pavimento após secagem ao ar, não se pode garantir que eles irão permanecer nesta condição ao longo de toda a vida útil da estrutura. Portanto, ao considerar os parâmetros do solo seco ao ar no dimensionamento do pavimento pode-se estar subestimando o trincamento da camada asfáltica e o ATR, visto que a possível entrada de água no pavimento nessa condição pode ter um efeito mais danoso que no solo que se encontra na umidade ótima.

Por outro lado, utilizar os parâmetros do solo saturado no dimensionamento é uma atitude conservadora, pois o solo não estará nessa condição ao longo de toda a sua vida útil. A melhor opção é considerar os parâmetros do solo na umidade ótima e saturado de acordo com a variação sazonal da região onde o pavimento será construído. Porém, ainda não é possível fazer esse tipo de simulação nas ferramentas que dispomos.

Portanto, cabe ao projetista a decisão de qual parâmetro utilizar, levando em consideração o tipo de via, o volume do tráfego, as características dos solos, a profundidade do lençol freático e a possibilidade de entrada da água pelo acostamento ou trincas no revestimento. Além disso, é de extrema importância garantir as condições de drenagem do pavimento, por meio de projeto e implantação de um sistema de drenagem superficial adequado, sendo este um dos principais pontos para que o pavimento apresente um bom desempenho.

Esta análise levou em conta a variação de umidade no subleito que pode ocorrer eventualmente por ascensão do lençol freático, e, em casos especiais atingindo também a camada de reforço de subleito. Não esgota todas as possibilidades de análise naturalmente, mas a ideia foi mostrar a possível influência da saturação como se fosse a representação da situação existente ao longo da vida útil do pavimento, o que é tomado como condição no dimensionamento pelo CBR.

Por fim, apesar de apresentarem elevadas DPs na condição saturada, a tendência ao acomodamento e as simulações realizadas no MeDiNa confirmam o bom desempenho de solos de classificação LG’ (RS-01 e MG) como camadas de pavimento, conforme observado por Nogami e Villibor. Este é um material classificado como terceiro na ordem de escolha para a maioria das utilizações analisadas pelos autores citados, ficando atrás somente dos solos classificados como LA’ e LA.

6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Esta dissertação teve como objetivo principal avaliar a influência da variação de umidade pós-compactação no módulo de resiliência e na deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários brasileiros (RS-01, RS-02 e MG). Para isso foram realizados ensaios triaxiais de cargas repetidas em corpos de prova compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos a saturação por capilaridade ou secagem ao ar. Os resultados encontrados foram comparados com os obtidos por LIMA (2020), para os solos RS-01 e RS-02, e SANCHEZ (2021), para o solo MG, em corpos de prova ensaiados na umidade ótima.

O objetivo secundário foi de avaliar a influência da sucção no módulo de resiliência e na deformação permanente de corpos de prova ensaiados na umidade ótima, e nos corpos de prova compactados na umidade ótima e posteriormente submetidos à trajetória de secagem. Para determinação das curvas de retenção de água no solo foram realizados ensaios nos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards, em corpos de prova compactados na umidade ótima.

Acredita-se que os objetivos foram atingidos e que a principal contribuição desta dissertação foi o estudo do comportamento mecânico, especialmente da deformação permanente, em diferentes condições de umidade pós-compactação por meio de ensaios no equipamento triaxial de cargas repetidas, e a análise da influência da variação dos parâmetros obtidos em diferentes condições de umidade no dimensionamento de pavimentos. Além de ter contribuído para ampliação do banco de dados do programa MeDiNa, principalmente por incorporar condições de umidade diferentes da ótima, auxiliando a implantação do novo método de dimensionamento mecanístico-empírico nacional.

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões acerca dos ensaios realizados, da análise dos resultados e das simulações no programa MeDiNa, bem como sugestões para trabalhos futuros.

6.1. CONCLUSÕES

A seguir, são listadas as conclusões obtidas nesta dissertação, considerando-se as características dos materiais estudados e o comportamento mecânico quando submetidos a variação de umidade pós-compactação:

- Para todos os solos estudados, o modelo que proporcionou o melhor ajuste estatístico das curvas de retenção de água no solo, para os pontos ensaiados no HYPROP e Extrator de Richards, foi o bimodal de FREDLUND e XING (1994) com a variante PDI (PETERS, 2013; IDEN e DURNER, 2014). O formato bimodal das curvas de retenção corrobora com a classificação MCT que constatou a laterização dos solos RS-01 e MG, classificados como LG'. Para o solo RS-02, localizado na zona de transição da classificação LA' para NA', o formato bimodal indica que apesar de ter sido classificado como não laterítico, o solo apresenta características das duas classificações;
- A combinação dos equipamentos HYPROP e Extrator de Richards não se mostrou suficiente para determinar, com boa previsão, a curva de retenção dos solos RS-01 e MG. Solos argilosos compactados apresentam elevada rigidez, baixo índice de vazios e a maior parte de seus poros não se encontram conectados, fazendo com que atinjam elevadas sucções, superiores ao máximo suportado pelos equipamentos utilizados;
- Quanto maior a quantidade de areia presente no solo, menor foi o valor de entrada de ar encontrado. E, dentre os solos de classificação LG', o que possuía menor teor de umidade ótimo foi o que apresentou maior valor de sucção, nessa condição de umidade;
- Nos ensaios de MR realizados na condição saturada houve uma redução nos valores de MR medidos, mas os modelos apresentaram o mesmo comportamento da umidade ótima, diminuição do MR com o aumento da tensão desvio. Em contrapartida, nos ensaios realizados na condição seco ao ar o valor do MR se manteve próximo ao valor médio, para qualquer tensão desvio;
- A saturação dos corpos de prova causou uma pequena redução nos valores de MR, enquanto a secagem ao ar produziu um aumento significativo;

- O modelo composto foi o que apresentou as melhores regressões dos ensaios de MR, considerando-se o valor do R^2, para todos os solos e suas variações de umidade pós-compactação;
- A tensão confinante apresentou pouca ou nenhuma influência sobre o MR nos corpos de prova ensaiados na umidade ótima e saturados. Por outro lado, nos corpos de prova ensaiados após secagem ao ar a tensão confinante passou a ter maior influência sobre o MR que a tensão desvio;
- Os solos que apresentaram menores valores de sucção na umidade ótima, são também os que sofreram menor variação do MR com o aumento do teor de umidade. O que indica que parte da rigidez medida no ensaio é atribuída à sucção, que quando o solo se encontra saturado deixa de atuar, reduzindo o valor do MR medido;
- As deformações permanentes acumuladas aumentaram com o acréscimo do teor de umidade independentemente do estado de tensão analisado, assim como aumentaram com o acréscimo da tensão desvio, independentemente da condição de umidade;
- Ao contrário do observado para o MR, a secagem ao ar causa uma pequena redução nas deformações permanentes medidas, enquanto o umedecimento causa um aumento significativo. Esta observação demonstra a importância da realização de estudos de deformação permanente que contemplem o acréscimo de umidade, seja na compactação ou posterior a esta, visto que dentre as entradas necessárias para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos a deformação permanente é a mais afetada pela variação de umidade;
- Os altos coeficientes de determinação dos parâmetros de regressão do modelo proposto por GUIMARÃES (2009), acima de 0,9, para todos os solos e suas variações de umidade pós-compactação, indicam que o modelo é capaz de prever o comportamento do solo mesmo em condições de umidade diferentes da ótima;
- Para todos os solos estudados as deformações permanentes diminuíram com o acréscimo da sucção;
- O acréscimo de umidade pós-compactação apresentou pouca influência sobre o *shakedown*, sendo poucos os casos em que a classificação foi alterada devido a saturação. A redução da umidade, por sua vez, fez com que quase todos os solos apresentassem acomodamento das deformações plásticas;

- Das seis estruturas dimensionadas no programa MeDiNa utilizando-se os parâmetros obtidos na umidade ótima, avaliadas substituindo-os por parâmetros do solo saturado sem alterar as espessuras das camadas, cinco apresentaram porcentagem de área trincada e/ou ATR superiores ao máximo recomendado pelo programa antes do fim da vida útil do pavimento. A mesma avaliação feita considerando os parâmetros do solo seco ao ar mostrou excelente desempenho do pavimento para uma vida útil de 10 anos;
- Ao considerar os parâmetros do solo seco ao ar no dimensionamento de pavimentos pode-se estar subestimando o trincamento da camada asfáltica e o ATR. Do mesmo modo que utilizar os parâmetros do solo saturado no dimensionamento é uma atitude conservadora, pois dificilmente o solo estará nessa condição ao longo de toda a sua vida útil. Portanto, cabe ao projetista a decisão de qual parâmetro utilizar, levando em consideração o tipo de via, o volume do tráfego, as características dos solos, a profundidade do lençol freático e a possibilidade de entrada de água pelo acostamento ou trincas no revestimento;
- Apesar de apresentarem elevadas DPs na condição saturada, a tendência ao acomodamento e as simulações realizadas no MeDiNa confirmam o bom desempenho de solos de classificação LG' (RS-01 e MG) como camadas de pavimento.

6.2. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Avaliar a influência da variação de umidade pós-compactação em solos de outras classificações MCT;
- Realizar ensaios triaxiais de cargas repetidas em corpos de prova submetidos a trajetórias de secagem e umedecimento pós-compactação;
- Realizar ensaios em equipamento capaz de medir sucções acima de 1.000 kPa nos solos deste trabalho;
- Ampliar os modelos de comportamento dos solos em termos de MR e DP, considerando umidade ou sucção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2016a, *NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2016b, *NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, 2016c, *NBR 7181: Solo – Análise granulométrica*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BASTOS, J. B. S., 2013, *Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza*. Dissertação de M. Sc., UFC, Fortaleza, CE, Brasil.

BERNUCCI, L. B., 1995, *Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego*. Tese de D. Sc., Escola Politécnica da USP, São Paulo, SP, Brasil.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P. *et al*., 2010, *Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros*. 1 ed. Rio de Janeiro, Petrobras: ABEDA.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT, 2018, *Acidentes rodoviários e a infraestrutura*. Brasília, DF, Brasil.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT, 2019a, *Pesquisa CNT de Rodovias 2019 – Release e Principais Dados*. Brasília, DF, Brasil.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT, 2019b, *Transporte rodoviário: impactos da qualidade do asfalto sobre o transporte rodoviário*. Brasília, DF, Brasil.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE – CNT, 2021, *Pesquisa CNT de Rodovias 2021*. Brasília, CNT: SEST SENAT.

DALLA ROZA, A. E., 2018, *Contribuição para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DAWSON, A. and KOLISOJA, P., 2004, *Permanent Deformation*. ROADEX II Northern Periphery.

DAWSON, A. and WELLNER, F., 1999, *Plastic behavior of granular materials*. Final Report ARC Project 933, University of Nottingham, England.

DELGADO, A. K. C. e CAMAPUM DE CARVALHO, J., 2004, "Análise da influência da variação da energia de compactação na forma das curvas características". In: *Solos Não Saturados*, v. 1, *5° Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados*, Suprema, pp. 229-234.

DELGADO, A. K. C., 2002, *Influência da sucção no comportamento de um perfil de solo tropical compactado*. Dissertação de M. Sc., UNB, Brasília, DF, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994a, *ME 093: Solos – determinação da densidade real*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994b, *ME 213: Solos – determinação do teor de umidade*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994c, *ME 256: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER, 1994d, *ME 258: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2013, *ME 164: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2018a, *ME 134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT, 2018b, *IE 179: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de Ensaio*. Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

FARIA, P. D. O., 1999, *Shakedown analysis in structural and geotechnical engineering*. Tese de D. Sc., University of Wales, Swansea.

FRANCO, F. A. C. P., 2007, *Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

FRANCO, F. A. C. P. e MOTTA, L. M. G., 2020, *Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos*. Manual de utilização do programa MeDiNa, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

FREDLUND, D. G. and XING, A., 1994, "Equations for the soil-water characteristic curve", *Can. Geotech. J.*, v. 31, pp. 521-532.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H., FREDLUND, M. D., 2012, *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley & Sons, Inc., Hoboken, New Jersey, EUA.

FREITAS, J. B., REZENDE, L. R., GITIRANA JR., G. F. N., 2020, "Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions", *Engineering Geology*, v. 270, n. 105580.

GHELING, W. Y. Y., REZENDE, L. R., LUCENA, L. C. F. L. *et al*., 2015, "Estrutura de pavimento no contexto dos solos não saturados". In: NEVES, F. M., *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1 ed. Capítulo 25, São Paulo, ABMS.

GITIRANA JR, G. F. N., MARINHO, F. A. M., SOTO, M. A. A., 2015, "A curva de retenção de água de materiais porosos". In: NEVES, F. M., Solos não saturados no contexto geotécnico. 1 ed. Capítulo 9, São Paulo, ABMS.

GONÇAVES, R. F., 1999, *Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista*. Dissertação de M. Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil.

GUIMARÃES, A. C. R., 2001, *Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GUIMARÃES, A. C. R., 2009, *Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

HICKS, R. G., 1970, *Factors influencing the resilient properties of granular materials*. Institute of Transportation and Traffic Engineering, University of California, Berkeley.

IDEN, S. C. and DURNER, W., 2014, "Comment on "Simple consistent models for water retention and hydraulic conductivity in the complete moisture range" by A. Peters", *Water Resources Research*, v. 50, pp. 7530-7534.

JING, P., NOWAMOOZ, H., CHAZALLON, C., 2018, "Permanent deformation behaviour of a granular material used in low-traffic pavements", *Road Materials and Pavement Design*, v. 19, n. 2, pp. 289-314.

KAKUDA, F. M., 2010, *Desenvolvimento e a utilização de um equipamento de grandes dimensões na análise do comportamento mecânico de uma seção de pavimento sob*

carregamento cíclico. Tese de D. Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil.

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 de M. Sc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

KHOURY, N. N., MUSHARAF, Z. M., NEVELS, J. B. *et al*., 2003, "Effect of soil suction on resilient modulus of subgrade soil using the filter paper technique". In: *82th Annual Meeting of Transportation Research Board*, Washington, DC.

LIMA, C. D. A., 2016, *Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos*. Dissertação M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LIMA, C. D. A. and MOTTA, L. M. G., 2016, "Study of Permanent Deformation and Granulometric Distribution of Graded Crushed Stone Pavement Material". In: *The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics (ICTG 2016)*, v. 143, pp. 854-861.

LIMA, C. D. A., 2020, *Avaliação da deformação permanente de materiais de pavimentação a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LIMA, C. D. A., MOTTA, L. M. G., GUIMARÃES, A. C. R. *et al*., 2018, "Contribution to the Study of Brazilian Tropical Soils as Pavement Materials". In: *13th ISAP (International Society for Asphalt Pavements) Conference on Asphalt Pavements*, Fortaleza, CE, Brasil.

LOPES, L. S., 2017, *Análise experimental do comportamento hidráulico e mecânico de um pavimento ferroviário*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MACÊDO, J. A. G., 1996, *Interpretação de ensaios defletométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MARANGON, M., 2004, *Proposição de estruturas típicas de pavimentos para região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MARINHO, F. A. M., 2005, *Os Solos Não Saturados: Aspectos Teóricos, Experimentais e Aplicados*. Texto apresentado à Escola Politécnica da USP para o concurso de livre-docência, São Paulo, SP, Brasil.

MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G., 2015, *Mecânica dos Pavimentos*. 3 ed. Rio de Janeiro, Interciência.

MENEZES, L. C. A., 2018, *Estudo da influência da água da chuva na plataforma ferroviária*. Dissertação de M. Sc., IME, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MINISTÉRIO DA INFRAESTRUTURA, 2020, *Síntese – Setor Rodoviário*. Disponível em: <http://www.infraestrutura.gov.br/component/content/article.html?id=5341> Acesso em: 29 jan. 2020.

MOTTA, L. M. G., 1991, *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

NISHIMURA, T. and FREDLUND, D. G., 2002, "Hysteresis effects resulting from drying and wetting under relatively dry conditions". In: *Third International Conference on Unsaturated Soils*, pp. 301-305, Recife, PE, Brasil.

NORBACK, C., *Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PETERS, A., 2013, “Simple consistent models for water retention and hydraulic conductivity in the complete moisture range”, *Water Resources Research*, v. 49, pp. 6765-6780.

PHILLIP, A. W., 1996, The relation between resilient modulus and suction of fine-grained soil in pavement design. Dissertação M. Sc., University of South Australian.

PREFEITURA DE SÃO PAULO, 2004, *IP – 02/2004 Classificação das Vias*. Disponível em:<https://www.prefeitura.sp.gov.br/cidade/secretarias/upload/infraestrutura/arquivos/SMSO%202018/NORMAS%20TECNICAS%20DE%20PAVIMENTACAO/INSTRUCAO%20DE%20PROJETOS/ip_02_2004_classificacao_das_vias.pdf> Acesso em: 23 jan. 2022.

PRESA, E. P., 2015, “Prefácio”. In: NEVES, F. M., *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1 ed. Prefácio, São Paulo, ABMS.

PREUSSLER, E. S., 1983, *Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

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 M. Sc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

SALOUR, F. and ERLINGSSON, S., 2017, “Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests”, *International Journal of Pavement Engineering*, v. 18, n. 3, pp. 236-246.

SANCHEZ, P. N., 2021, *Avaliação da viabilidade de emprego de vidro moído como melhorador das características mecânicas de um solo*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SANTOS, T. A., 2020, *A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos*. Tese de D. Sc., UFMS, Santa Maria, RS, Brasil.

SAWANGSURIYA, A., EDIL, T. B., BENSON, C. H., 2009, "Effect of Suction on Resilient Modulus of Compacted Fine-Grained Subgrade Soils", *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, n. 2101, pp. 82-87.

SCHACKEL, B., 1973, "Changes in soil suction in a sand-clay subjected to repeated triaxial loading". *Highway Research Record*, n. 429, pp. 29-39.

SERRA, G. A., 2020, *Análise da influência da umidade na deformação permanente de solos finos da Ilha de São Luís para emprego em camadas de pavimento*. Dissertação de M. Sc., IME, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SILVA, B. A., 2003, *Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso*. Dissertação de M. Sc., IME, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SILVA, B. A., 2009, *Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SOUSA PINTO, C., 2006, *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. 3 ed. São Paulo, Oficina de Textos.

SVENSON, M., 1980, *Ensaios triaxiais dinâmicos de solos argilosos*. Dissertação de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

TAKEDA, M. C., 2006, *A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista*. Tese de D. Sc., Escola de Engenharia de São Carlos/USP, São Carlos, SP, Brasil.

UMS, 2015, *Manual HYPROP*. Version 2015-01, Munich, UMS Gmbh.

VANAPALLI, S. K., FREDLUND, D. G., PUFAHL, D. E., 1999, "The influence of soil structure and stress history on the soil-water characteristics of a compacted till", *Géotechnique*, v. 49, n. 2, pp. 143-159.

VERTAMATTI, E., 1988, *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. Tese de D. Sc., ITA, São José dos Campos, SP, Brasil.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F., 2001, "Permanent deformation behavior of granular materials and the shakedown concept", In: *Transportation Research Board, 80th Annual Meeting*, n. 01-0152, Washington, D. C.

YODER, E. J. and WITCZAK, M. W., 1975, *Principles of pavement design*. 2 ed. New York, John Wiley & Sons.

ZAGO, J. P., 2016, *Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria – RS*. Dissertação de M. Sc., UFMS, Santa Maria, RS, Brasil.

ZHOU, C. and NG, C. W. W., 2016, "Effects of Temperature and Suction on Plastic Deformation of Unsaturated Silt under Cyclic Loads", *J. Mater. Civ. Eng. 28(12): 04016170*.

APÊNDICE A – GRÁFICOS DE AVALIAÇÃO DA VARIAÇÃO DO MR COM O ESTADO DE TENSÃO UTILIZANDO O MODELO COMPOSTO

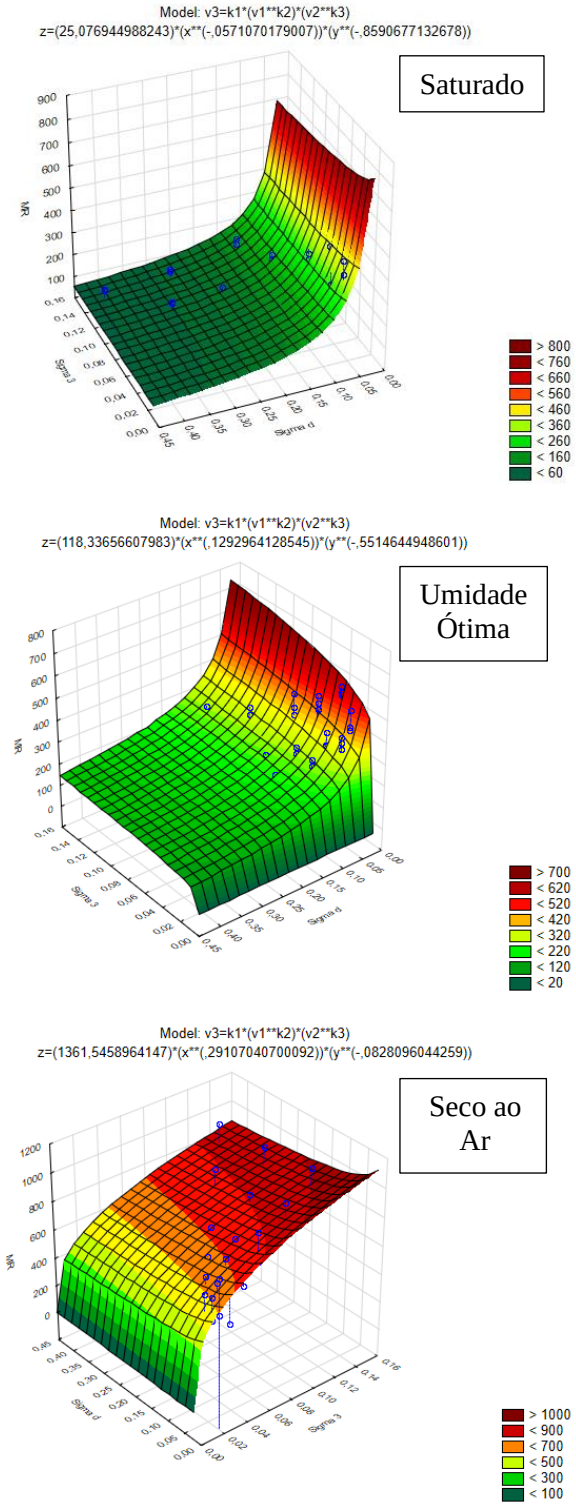


Figura A.1: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo RS-01, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo composto.

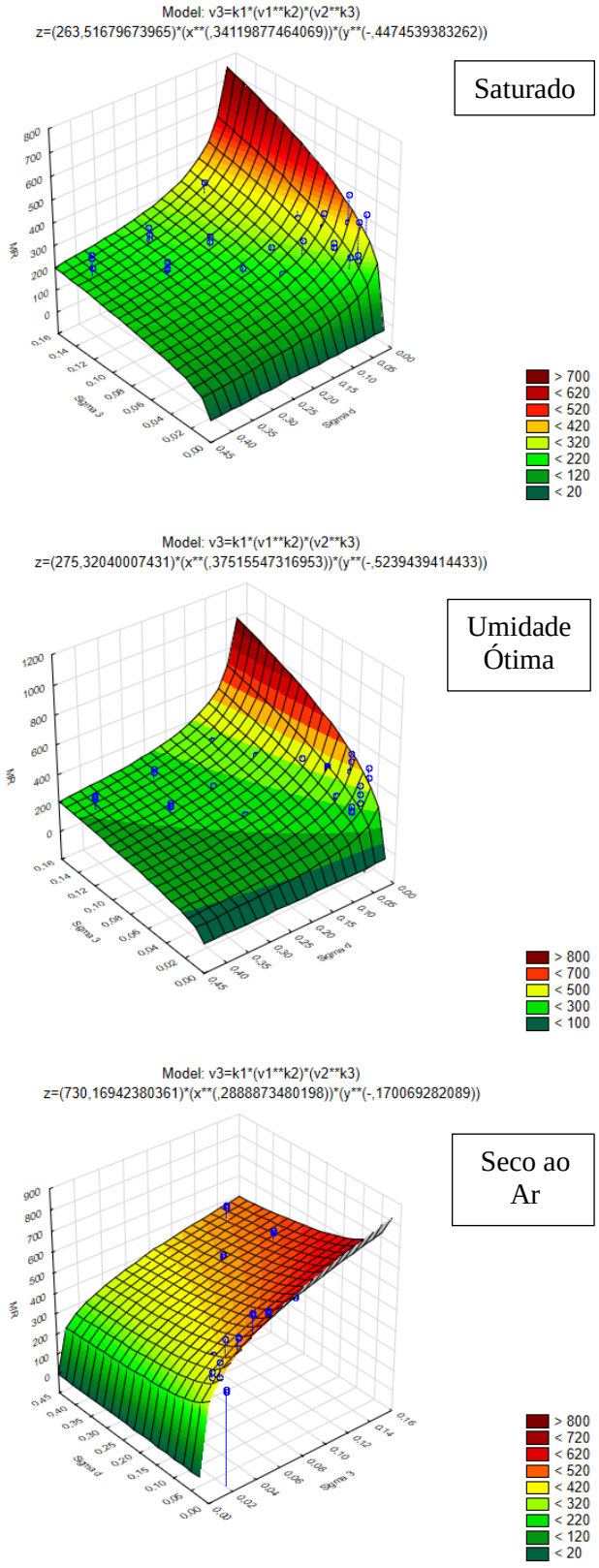


Figura A.2: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo RS-02, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo composto.

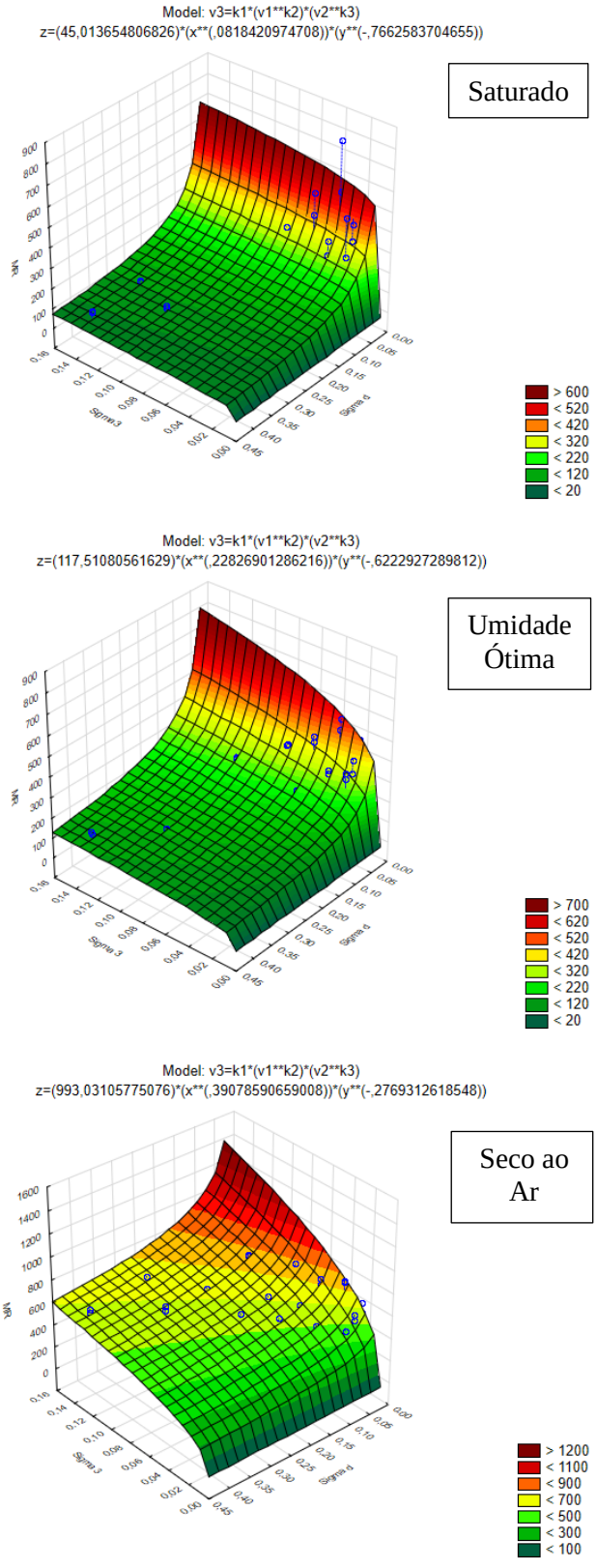


Figura A.3: Gráficos dos ensaios de MR obtidos neste trabalho para o solo MG, na umidade ótima e variando-se a umidade pós-compactação, expressos por meio do modelo composto.

APÊNDICE B – DIMENSIONAMENTOS E ANÁLISES NO PROGRAMA MEDINA

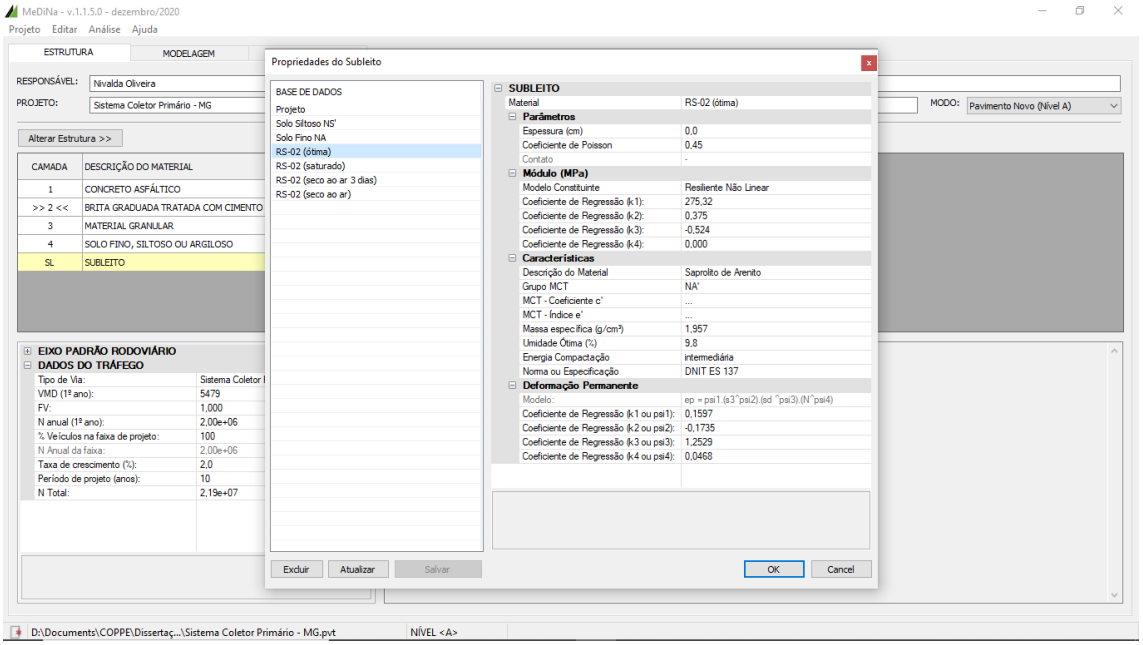


Figura B.1: Janela de propriedades dos materiais.

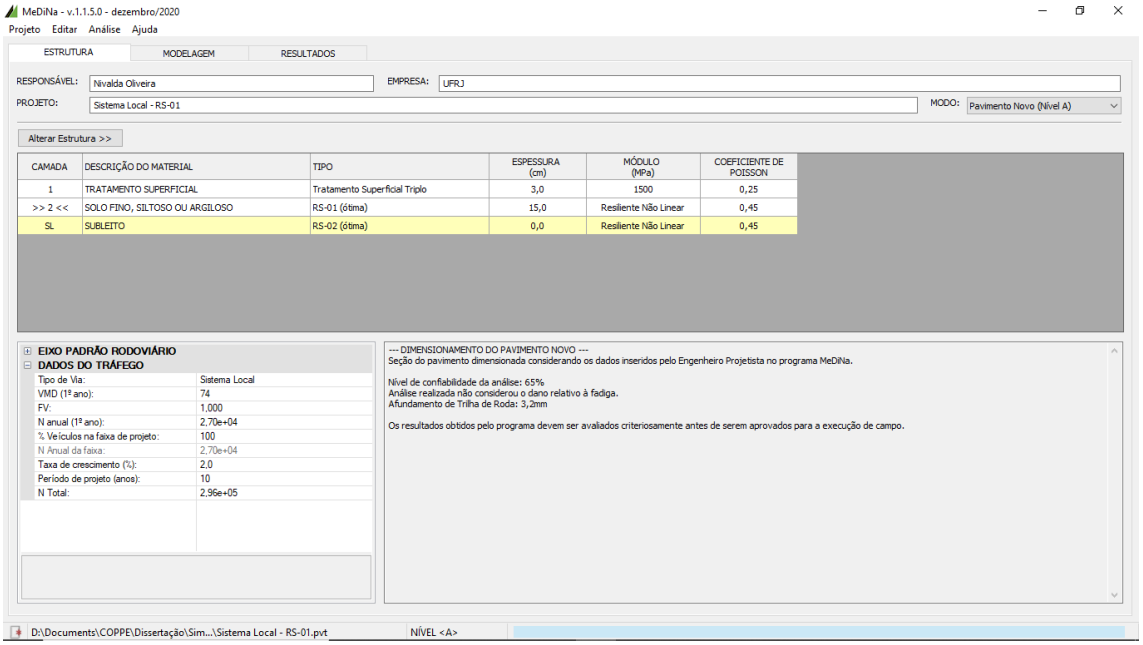


Figura B.2: Dimensionamento da camada 2 da Estrutura 1 utilizando-se o solo RS-01 como base.

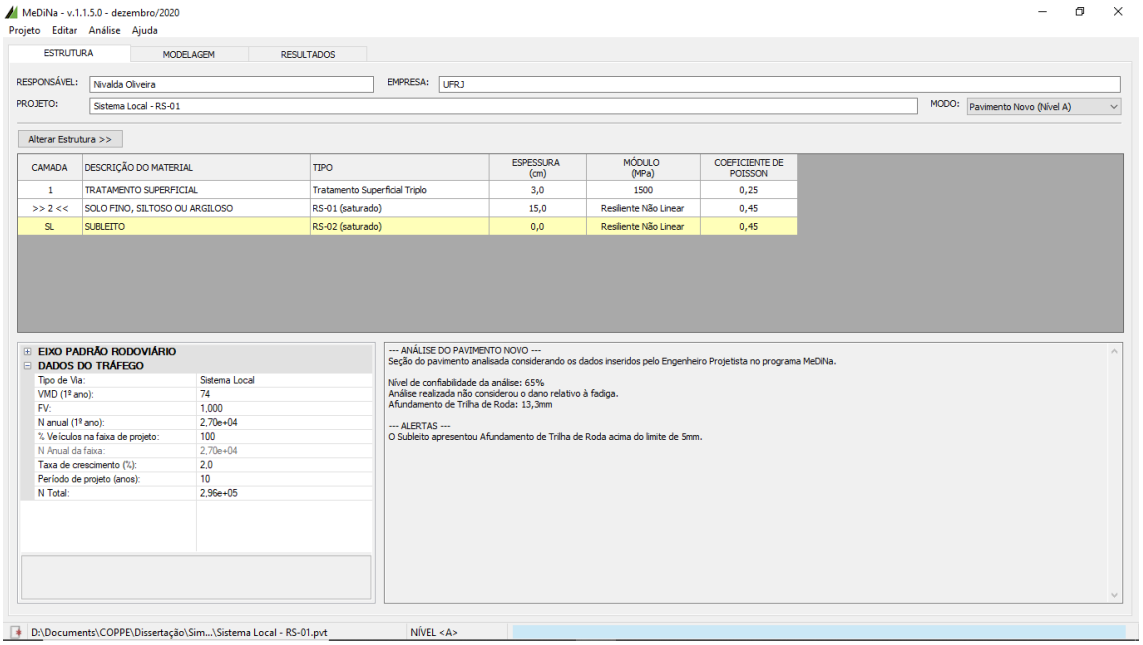


Figura B.3: Análise da Estrutura 1 utilizando-se os parâmetros dos solos RS-01 e RS-02 na condição saturada.

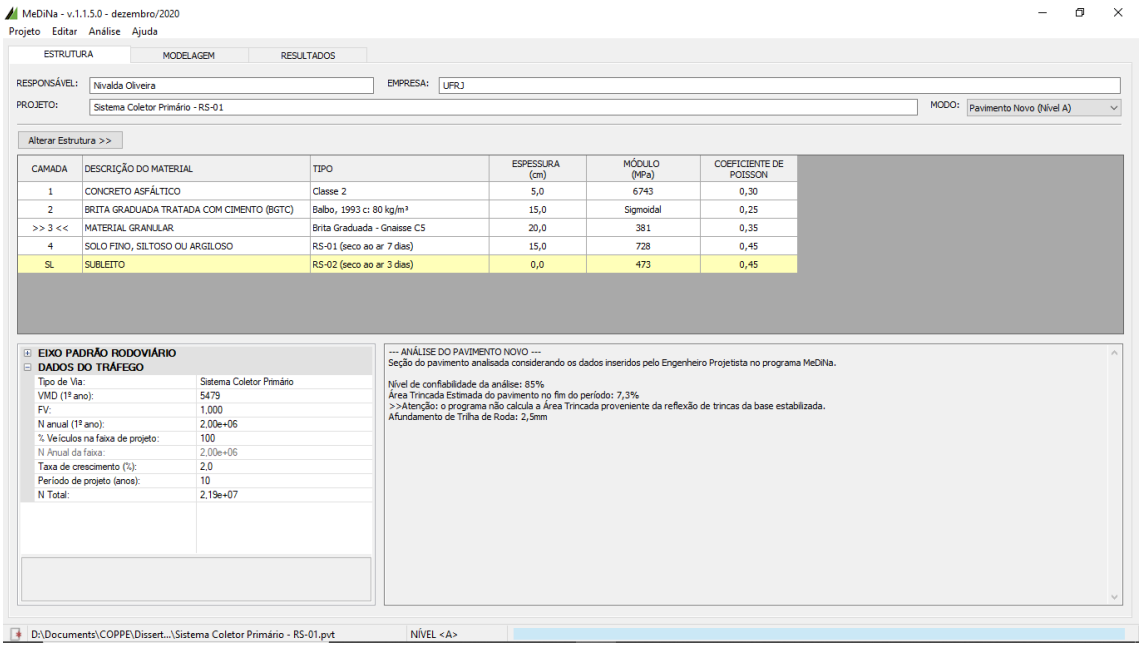


Figura B.4: Análise da Estrutura 1 utilizando-se os parâmetros dos solos RS-01 e RS-02 na condição seco ao ar.

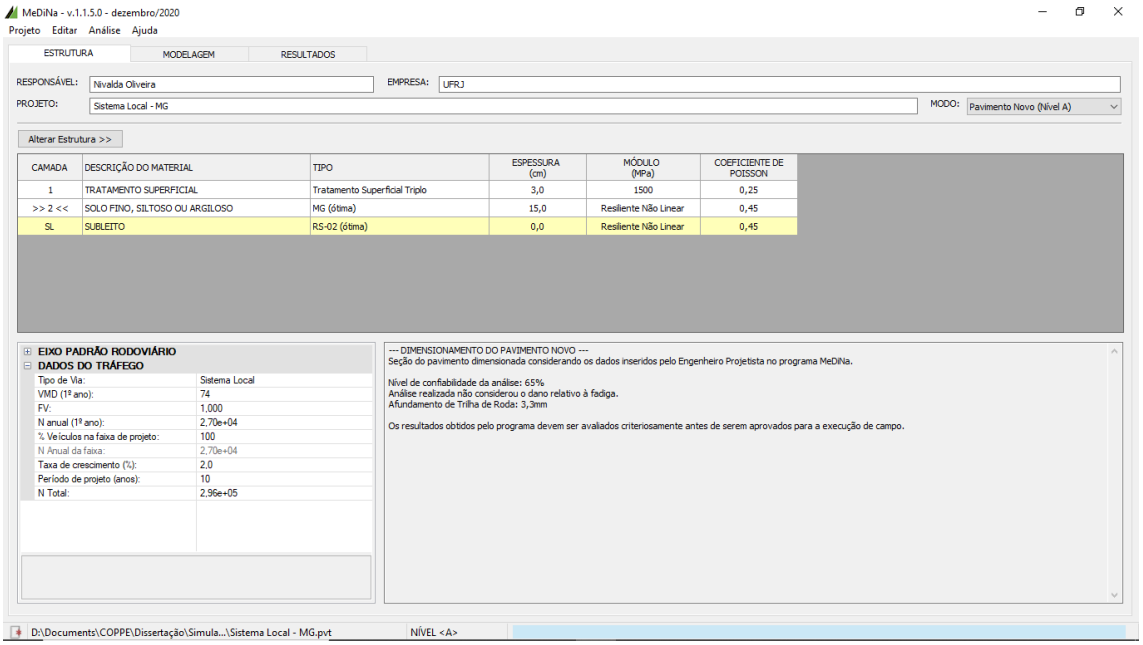


Figura B.5: Dimensionamento da camada 2 da Estrutura 1 utilizando-se o solo MG como base.

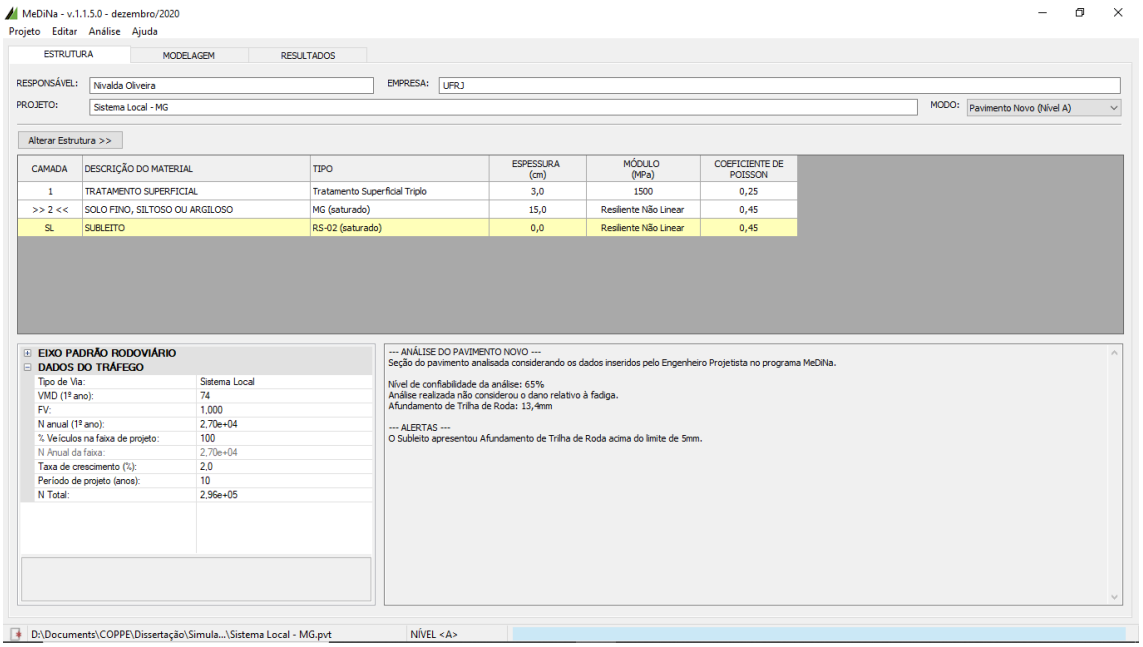


Figura B.6: Análise da Estrutura 1 utilizando-se os parâmetros dos solos MG e RS-02 na condição saturada.

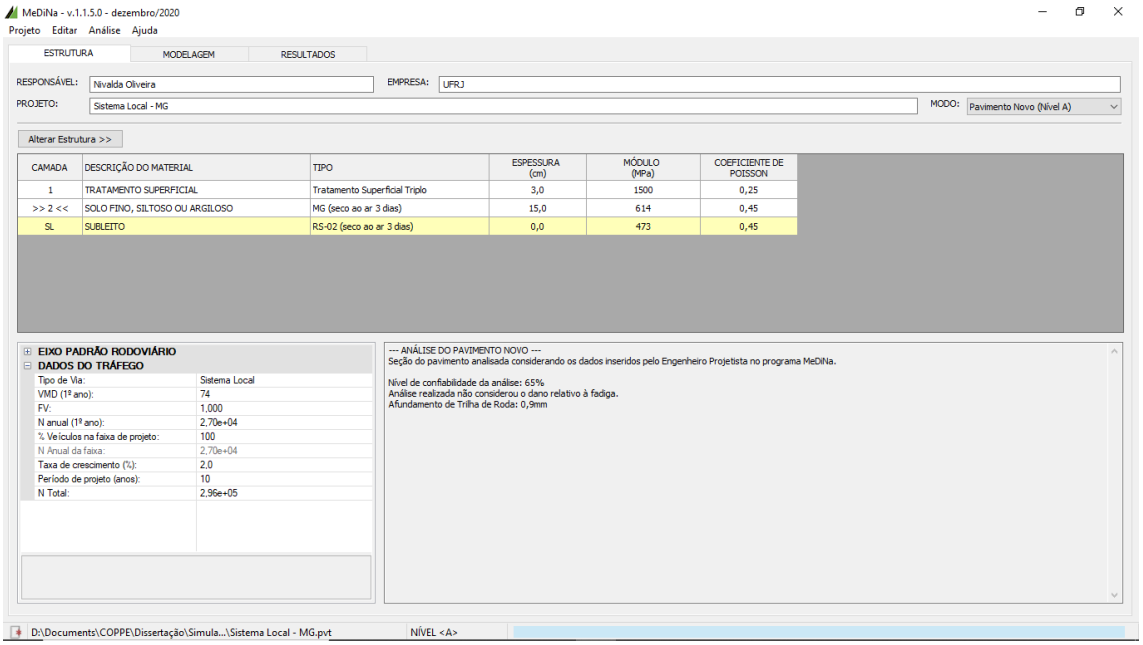


Figura B.7: Análise da Estrutura 1 utilizando-se os parâmetros dos solos MG e RS-02 na condição seco ao ar.

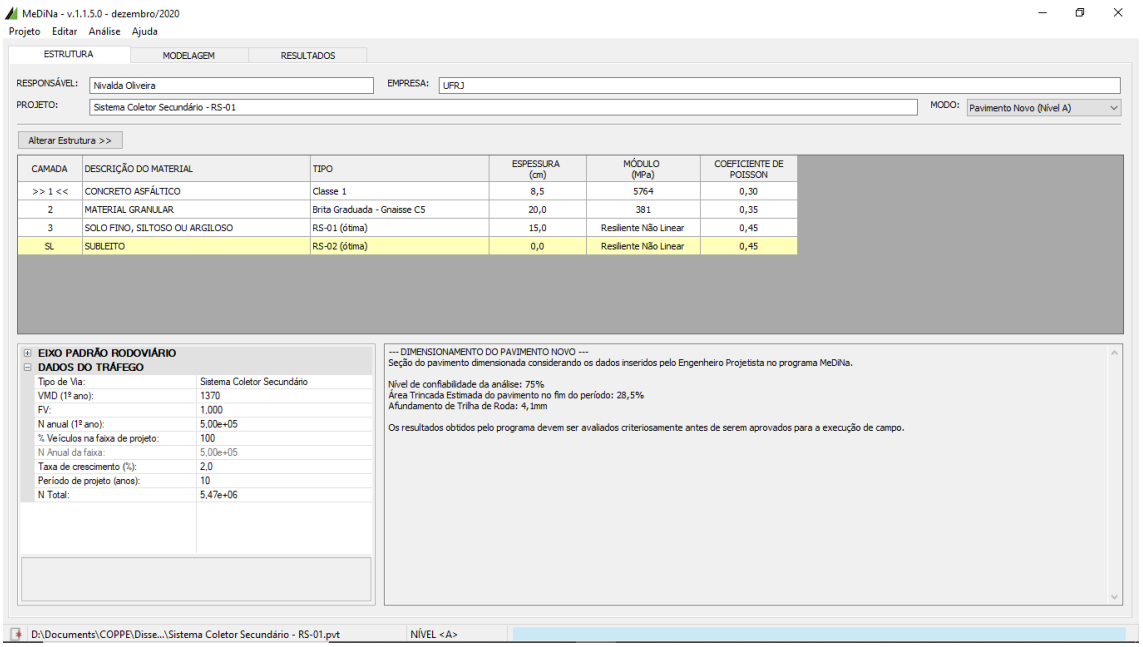


Figura B.8: Dimensionamento da camada 1 da Estrutura 2 utilizando-se o solo RS-01 como sub-base.

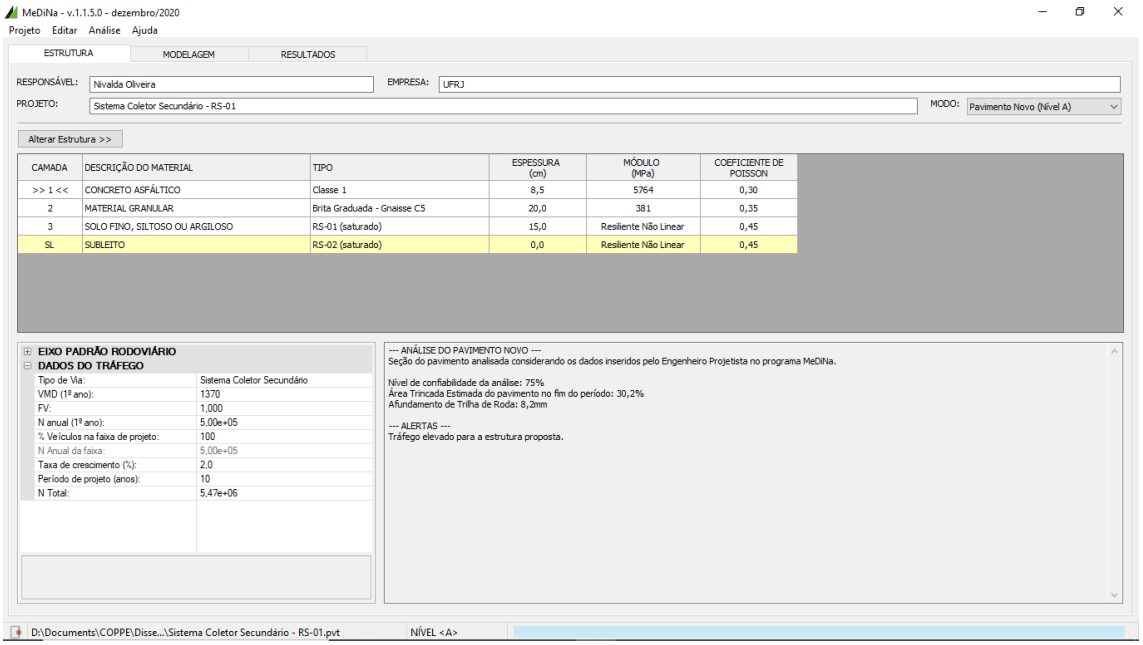


Figura B.9: Análise da Estrutura 2 utilizando-se os parâmetros dos solos RS-01 e RS-02 na condição saturada.

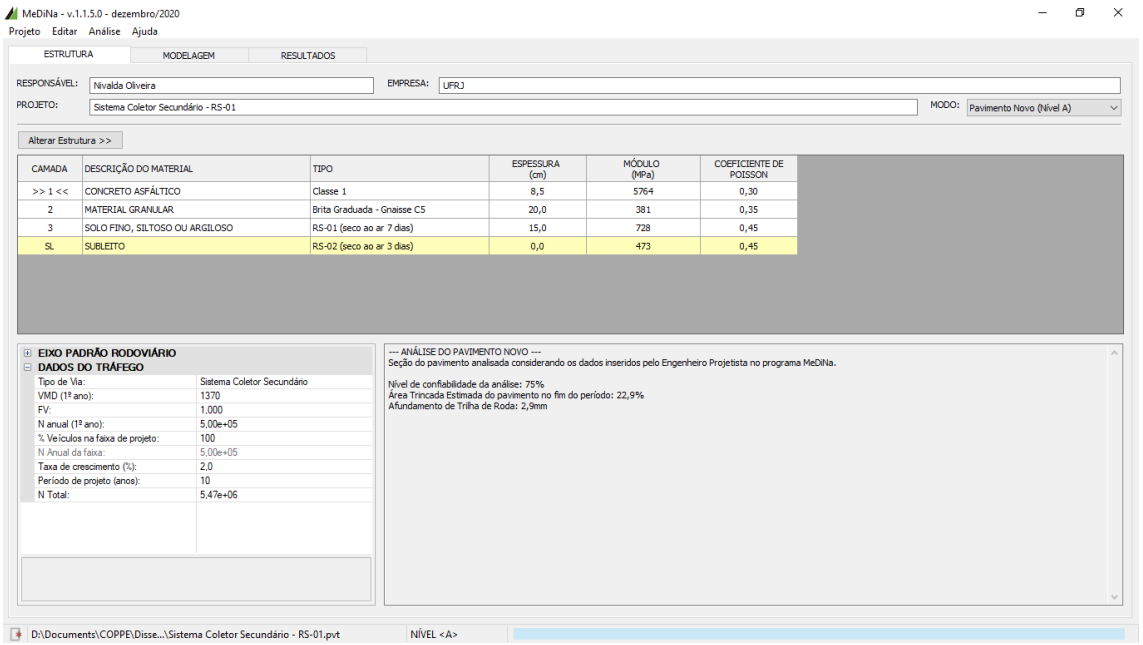


Figura B.10: Análise da Estrutura 2 utilizando-se os parâmetros dos solos RS-01 e RS-02 na condição seco ao ar.

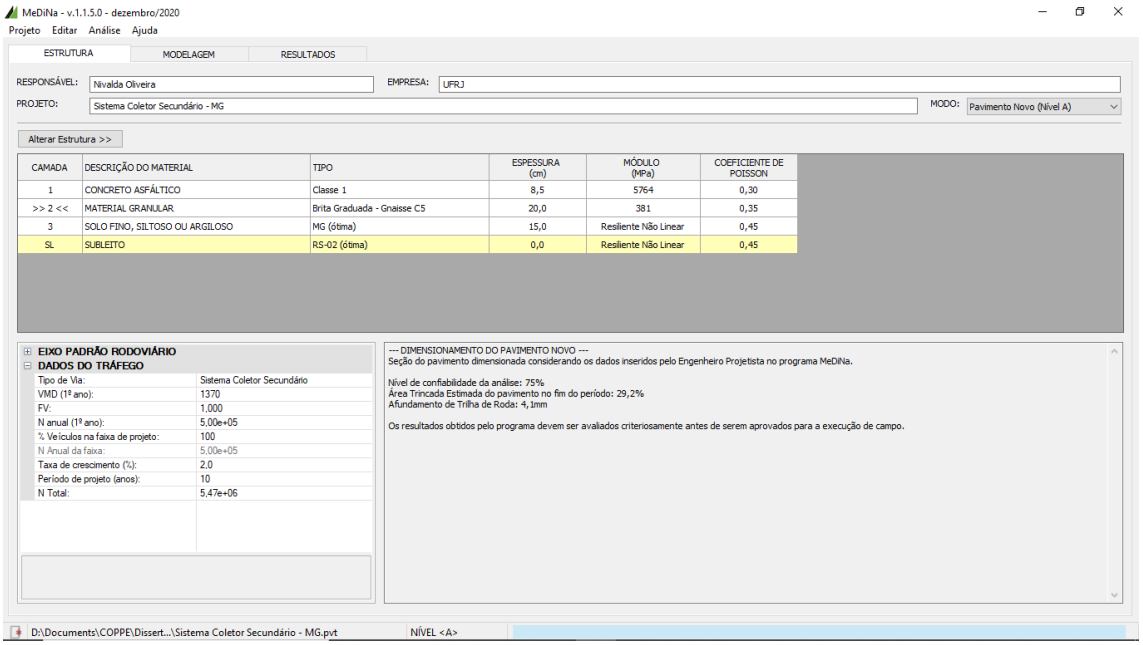


Figura B.11: Dimensionamento da camada 2 da Estrutura 2 utilizando-se o solo MG como sub-base.

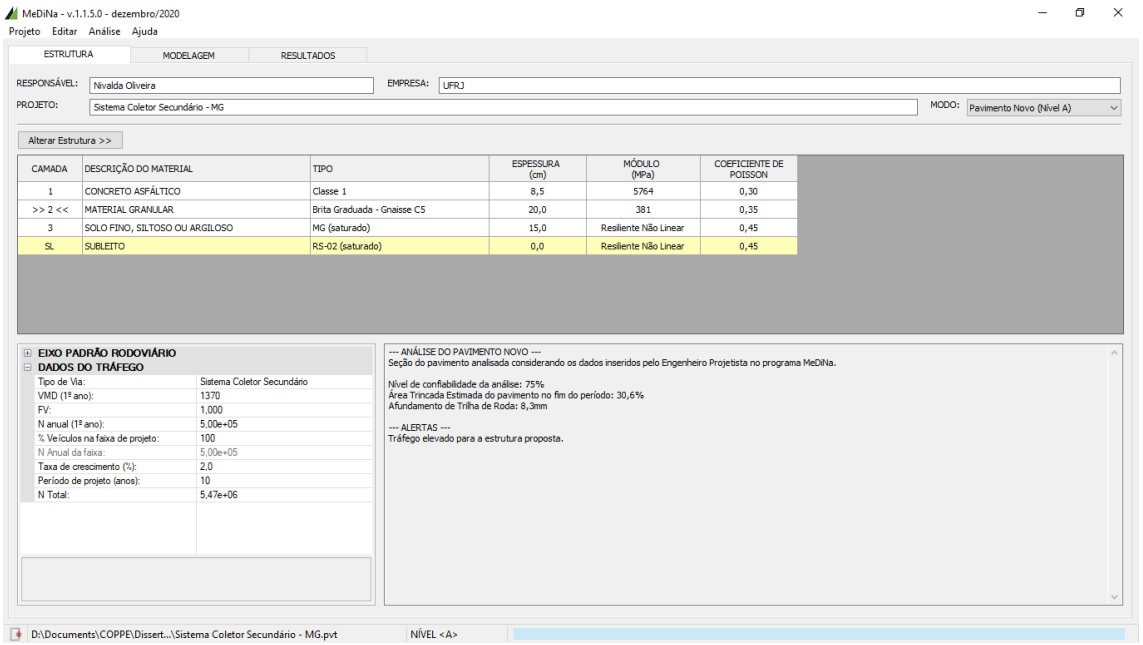


Figura B.12: Análise da Estrutura 2 utilizando-se os parâmetros dos solos MG e RS-02 na condição saturada.

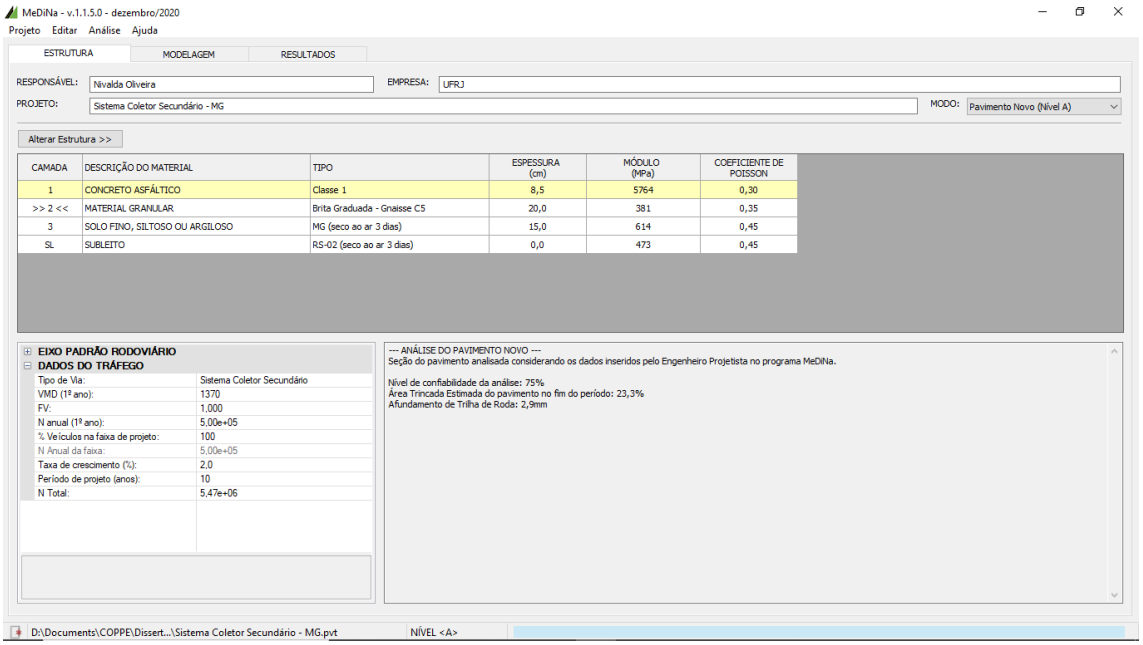


Figura B.13: Análise da Estrutura 2 utilizando-se os parâmetros dos solos MG e RS-02 na condição seco ao ar.

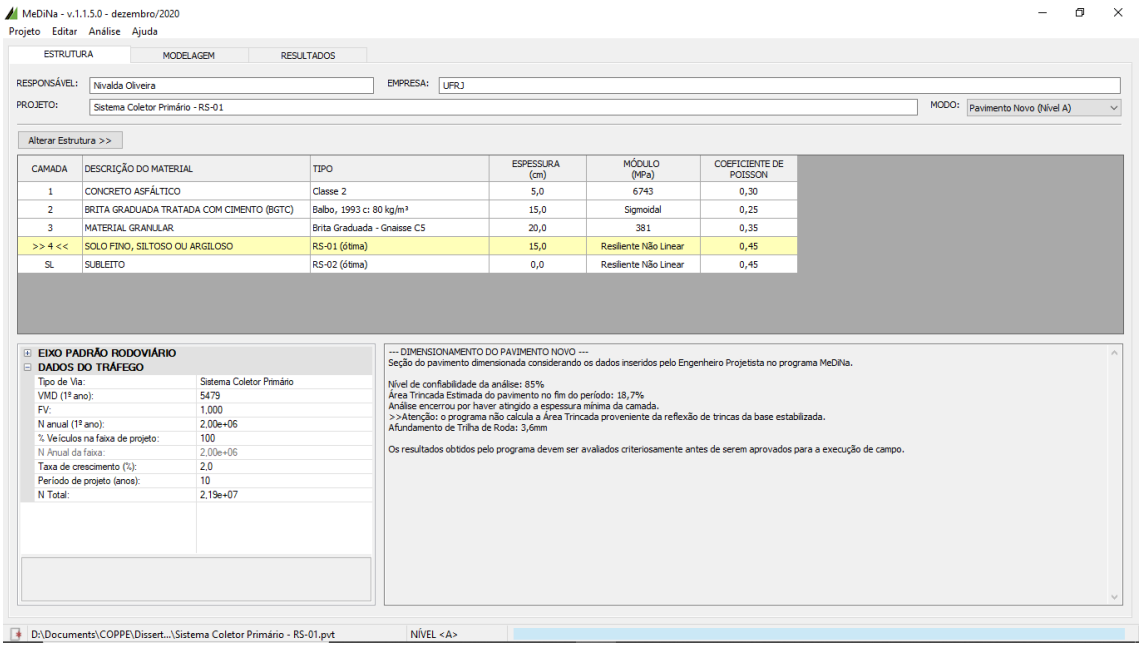


Figura B.14: Dimensionamento da camada 4 da Estrutura 3 utilizando-se o solo RS-01 como reforço de subleito.

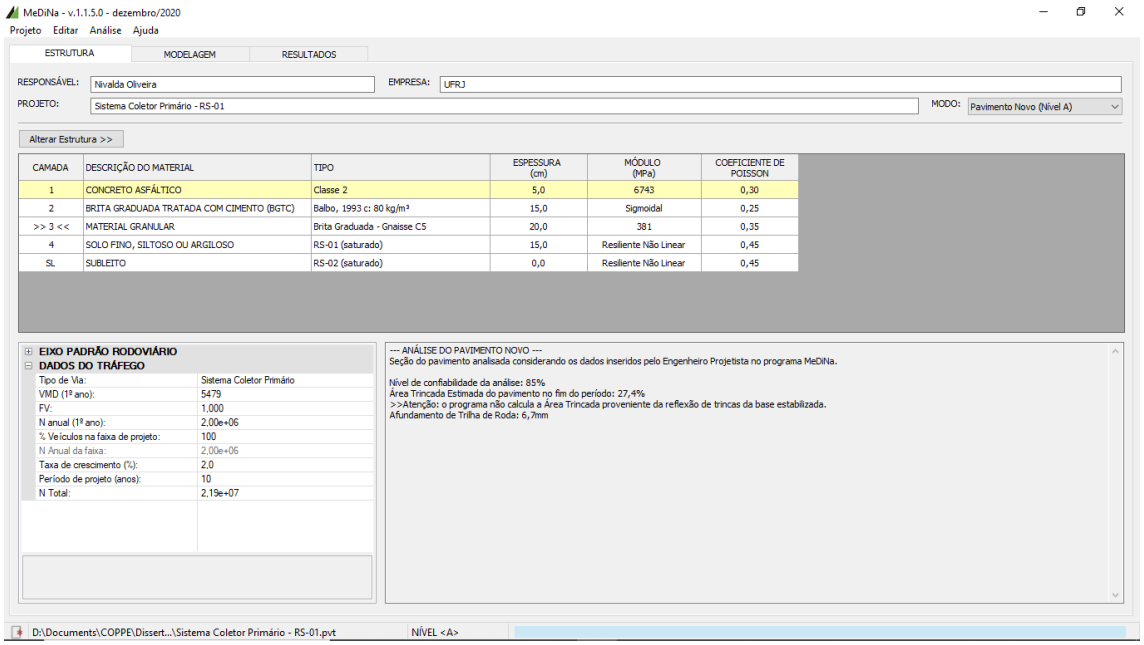


Figura B.15: Análise da Estrutura 3 utilizando-se os parâmetros dos solos RS-01 e RS-02 na condição saturada.

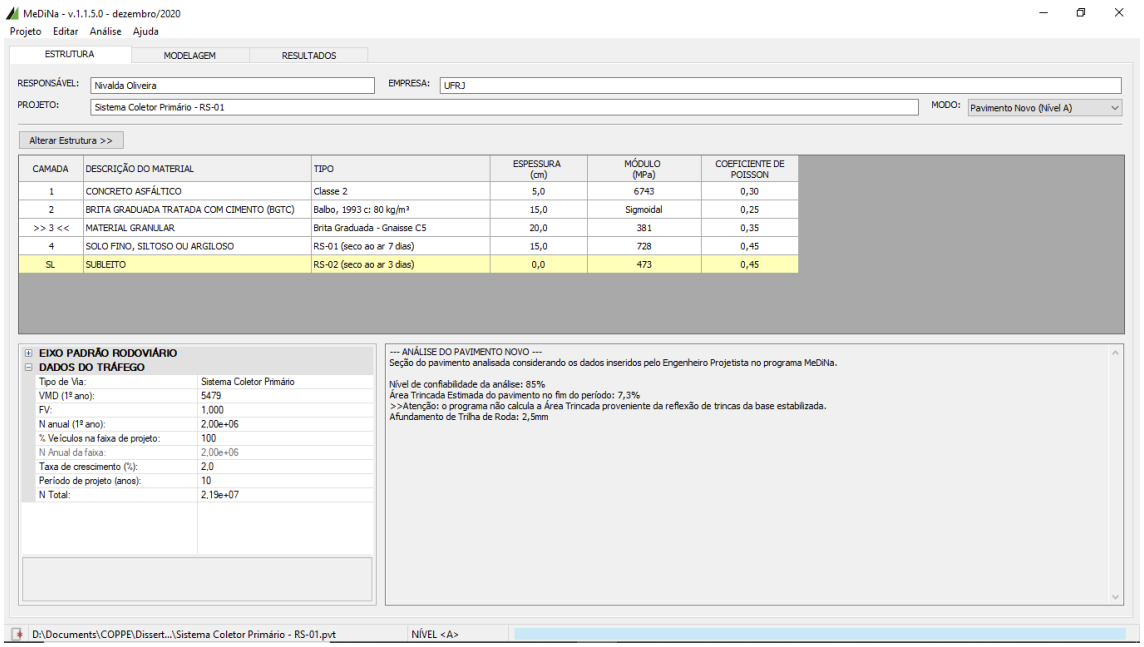


Figura B.16: Análise da Estrutura 3 utilizando-se os parâmetros dos solos RS-01 e RS-02 na condição seco ao ar.

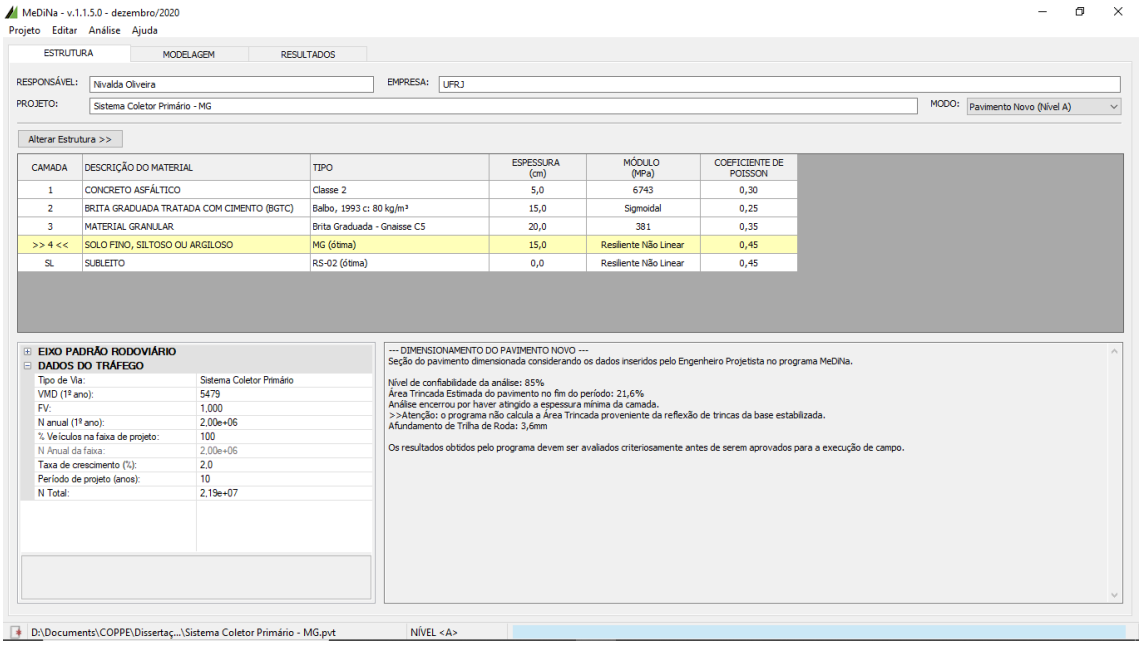


Figura B.17: Dimensionamento da camada 4 da Estrutura 3 utilizando-se o solo MG como reforço de subleito.

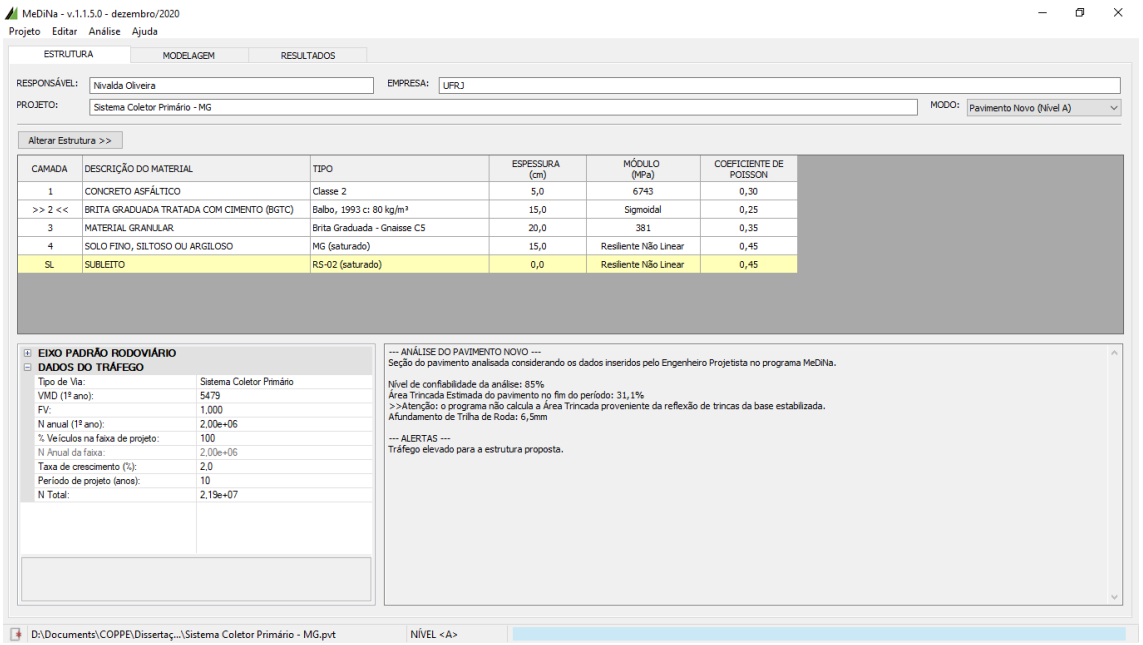


Figura B.18: Análise da Estrutura 3 utilizando-se os parâmetros dos solos MG e RS-02 na condição saturada.

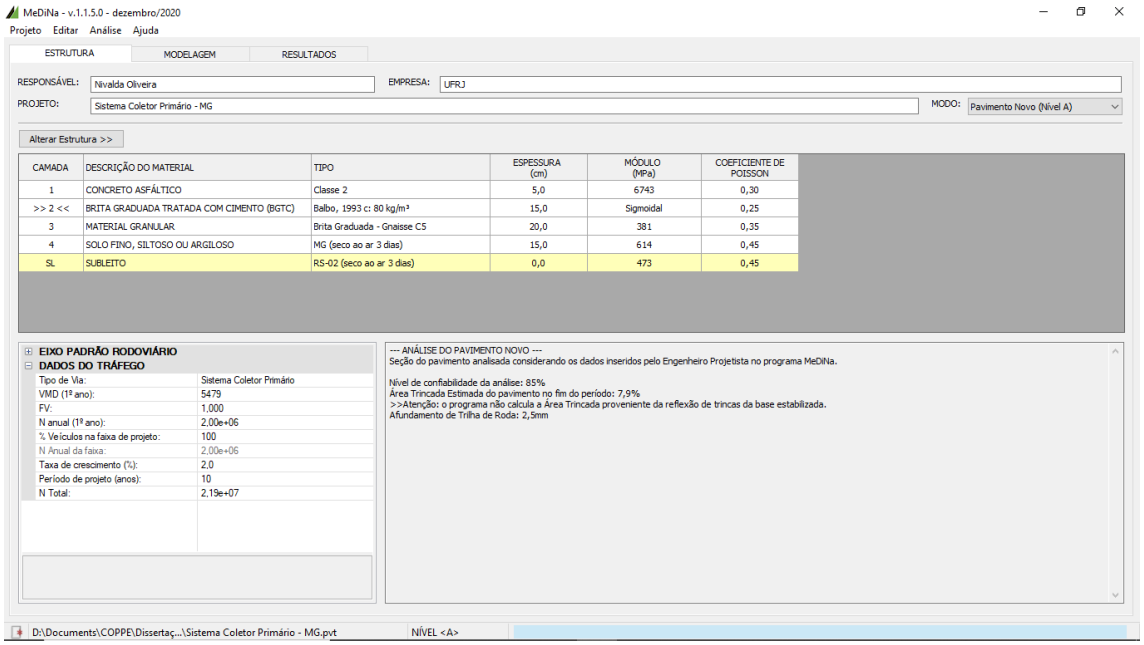


Figura B.19: Análise da Estrutura 3 utilizando-se os parâmetros dos solos MG e RS-02 na condição seco ao ar.