

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
CURSO DE GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Diego Agnelo da Silva Custódio

**A INFLUÊNCIA DA SATURAÇÃO PÓS-COMPACTAÇÃO NO
COMPORTAMENTO RESILIENTE DE DOIS SOLOS DO RIO
GRANDE DO SUL EMPREGADOS EM SUBLEITO RODOVIÁRIO**

Santa Maria, RS

2019

Diego Agnelo da Silva Custódio

**A INFLUÊNCIA DA SATURAÇÃO PÓS-COMPACTAÇÃO NO
COMPORTAMENTO RESILIENTE DE DOIS SOLOS DO RIO GRANDE DO
SUL EMPREGADOS EM SUBLEITO RODOVIÁRIO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de
Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para obtenção do
título de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Magnos Baroni

Santa Maria, RS
2019

Diego Agnelo da Silva Custódio

**A INFLUÊNCIA DA SATURAÇÃO PÓS-COMPACTAÇÃO NO
COMPORTAMENTO RESILIENTE DE DOIS SOLOS DO RIO GRANDE DO
SUL EMPREGADOS EM SUBLEITO RODOVIÁRIO**

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado ao curso de Engenharia
Civil, da Universidade Federal de
Santa Maria (UFSM, RS), como
requisito parcial para obtenção do
título de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 16 de dezembro de 2019:

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)

Thaís Aquino dos Santos, Ma. (UFSM)

Santa Maria, RS
2019

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço à minha família, aos meus pais, Diego e Lira Custódio, por todo empenho em minha educação e por proporcionarem oportunidades e um ambiente adequado para que eu pudesse me dedicar aos estudos, e à minha irmã, Mônica Custódio, pela amizade, companheirismo e por todo apoio em diversas ocasiões. Concluir a graduação só foi possível graças a todo esse suporte familiar e sou muito grato por isso.

Ao professor Magnos Baroni, por aceitar ser meu orientador neste trabalho e por todo auxílio prestado durante sua elaboração, com ideias, sugestões e críticas construtivas. Agradeço ainda a paciência e a disposição em ajudar sempre que solicitado.

À engenheira civil e em breve mestra, Paula Pascoal, por todos ensinamentos durante várias etapas do trabalho. Agradeço muito por todas orientações, que foram essenciais para este trabalho.

Ao Prof. Luciano Pivoto Specht, um profissional que admiro muito, e à Ma. Thaís Aquino dos Santos, pelos resultados compartilhados durante a pesquisa, além de aceitarem o convite de integrar a banca examinadora. É uma honra ser avaliado por profissionais tão capacitados.

Aos técnicos e bolsistas do LMCC da UFSM, por todo auxílio durante a execução dos ensaios.

Enfim, agradeço a todos que contribuíram para o meu desenvolvimento durante os 5 anos de graduação. As experiências e aprendizados obtidos vão me acompanhar para sempre.

RESUMO

A INFLUÊNCIA DA SATURAÇÃO PÓS-COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO RESILIENTE DE DOIS SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL EMPREGADOS EM SUBLEITO RODOVIÁRIO

AUTOR: Diego Agnelo da Silva Custódio

ORIENTADOR: Magnos Baroni

Almejando a correção de um dos defeitos predominantes nos pavimentos brasileiros, a fissuração por fadiga, desenvolveu-se o Método de Dimensionamento Nacional, extinguindo a abordagem empírica até então aplicada às rodovias. O novo método promove uma análise mecanicista e requer informações precisas das propriedades de cada um dos materiais constituintes das camadas do pavimento, dentre elas, o módulo de resiliência (MR) do subleito, característica com grande influência na vida de fadiga da estrutura, cujo estudo é fundamental para o sucesso dos projetos de rodovias. A fim de agregar conhecimento referente ao MR de solos, o presente trabalho busca avaliar a influência da saturação pós-compactação no comportamento resiliente de solos empregados em subleito. Para este fim, selecionaram-se dois solos do Rio Grande do Sul para serem os objetos de pesquisa. Esses materiais, após compactados nas condições ótimas de compactação, foram deixados submersos em água até atingir a saturação antes da realização do ensaio para determinação do MR, possibilitando a comparação com os valores de MR apresentados nas condições ótimas de umidade. A metodologia adotada pode ser usada para simular a variação na vida de fadiga de um pavimento já executado, provocada por mudanças imprevistas no comportamento resiliente do subleito caso venha a tornar-se saturado, mesmo que a estrutura esteja de acordo com os critérios do novo método. Essa simulação foi possível através do *software* MeDiNa, que permite estimar o aumento no percentual de área trincada do pavimento quando seu solo de fundação passa a apresentar comportamentos diferentes dos previstos em projeto.

Palavras-chave: Solos. Subleito. Módulo de resiliência. Saturação pós-compactação.

ABSTRACT

THE INFLUENCE OF POST-COMPACTION SATURATION ON THE RESILIENT BEHAVIOUR OF TWO SOILS FROM RIO GRANDE DO SUL USED IN ROAD SUBGRADE

AUTHOR: Diego Agnelo da Silva Custódio
ADVISOR: Magnos Baroni

Aiming to correct one of the predominant defects on Brazilian pavements, the fatigue cracking, the National Dimensioning Method was developed, extinguishing the empirical approach applied to highways so far. The new method promotes a mechanistic analysis and requires accurate information on the properties of each material of the pavement layers, including the subgrade resilient modulus (MR), characteristic with great influence on the structure fatigue life, whose study is fundamental for the success of highways projects. In order to add knowledge regarding to MR of soils, the present paper aims to evaluate the influence of post-compaction saturation on the resilient behaviour of soils used in subgrade. For this purpose, two soils from Rio Grande do Sul were selected to be the research subject. These materials, after compaction at optimum moisture content, were left submerged in water until saturation was reached prior to testing for obtaining the MR, allowing the comparison with the values of MR presented under the optimal conditions. The methodology adopted can be used to simulate the variation in the fatigue life of an already built pavement caused by unforeseen changes in the subgrade resilient behaviour if it becomes saturated, even if the structure is in accordance with the new method. This simulation was possible through MeDiNa software, which allows to estimate the increase in the percentage of the pavement cracked area when its foundation soil starts to behave differently than expected in projects.

Keywords: Soils. Subgrade. Resilient modulus. Post-compaction saturation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Ilustração do sistema de camadas de um pavimento e tensões solicitantes.....	20
Figura 2 - Resposta mecânica de pavimento flexível e rígido	21
Figura 3 - Tipos de eixos rodoviários de caminhões e ônibus.....	22
Figura 4 - Possíveis acessos de água nos pavimentos.....	32
Figura 5 - Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade pós-compactação	35
Figura 6 - Efeito da embebição dos corpos de prova por 4 dias antes do ensaio de MR, energia intermodificada.....	36
Figura 7 - Módulo de resiliência em função da tensão desvio, para lateritas na umidade ótima e após 4 dias de saturação	37
Figura 8 - Fluxograma das atividades realizadas	38
Figura 9 - Localização das jazidas de Cruz Alta e Pelotas no estado do Rio Grande do Sul	39
Figura 10 - Localização da jazida de Cruz Alta	40
Figura 11 - Localização da jazida de Pelotas	40
Figura 12 - Curva granulométrica do solo CA	42
Figura 13 - Curva de compactação do solo CA na energia intermediária	43
Figura 14 - Curva granulométrica do solo PE.....	44
Figura 15 - Curva de compactação do solo PE na energia intermediária	45
Figura 16 – (a) Preparo das amostras: destorroamento, (b) peneiramento, (c) separação das amostras do solo CA e (d) separação das amostras do solo PE	46
Figura 17 - Processo de homogeneização do solo PE.....	47
Figura 18 - Especificações do cilindro metálico tripartido.....	48
Figura 19 - Cilindro metálico tripartido 100x200 mm utilizado na compactação.....	48
Figura 20 - Corpos de prova sendo encamisados.....	50
Figura 21 - Corpos de prova do solo CA submersos em água.....	51
Figura 22 - Corpos de prova do solo PE submersos em água	51
Figura 23 - Esquema da carga repetida com frequência de 1Hz.	53
Figura 24 - Modelo esquemático de registro dos deslocamentos verticais do ensaio triaxial de cargas repetidas	53
Figura 25 - Posicionamento do corpo de prova e montagem do equipamento triaxial	55
Figura 26 - Interface do <i>software</i> SEEPAV durante o ensaio.....	55
Figura 27 - Exsudação observada durante o ensaio do corpo de prova do solo CA	56
Figura 28 - Esquema da composição do pavimento que será dimensionado ..	61
Figura 29 - Interface inicial do <i>software</i> MeDiNa.....	62
Figura 30 - Dados do tráfego e tipo de via adotados para o dimensionamento	64
Figura 31 - Características do concreto asfáltico Classe 2 empregado no revestimento.....	65
Figura 32 - Características da brita graduada de Gnaisse C5 empregada na base	66

Figura 33 - Características da brita graduada de Gnaisse C1 empregada na sub-base.....	67
Figura 34 - Janela para definição dos parâmetros do subleito	68
Figura 35 - Características do solo CA nas condições ótimas de umidade empregado no subleito	69
Figura 36 - Corpos de prova do solo CA	73
Figura 37 - Corpos de prova do solo PE	73
Figura 38 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para a amostra 01 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias	77
Figura 39 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para a amostra 02 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias	78
Figura 40 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para a amostra 03 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias	78
Figura 41 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para as amostras 01, 02 e 03 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias.....	79
Figura 42 - Corpo de prova do solo PE com deformação excessiva.....	80
Figura 43 - MR médio atingido para cada par de tensões.....	81
Figura 44 - Pavimento dimensionado pelo MeDiNa com as propriedades resilientes ótimas do subleito	83
Figura 45 - Características do subleito com os coeficientes resilientes do solo CA saturado pós-compactação	84
Figura 46 - Análise do pavimento pelo software MeDiNa após alterar os coeficientes resilientes do subleito	85
Figura 47 - Evolução mensal do percentual de área trincada do pavimento	86

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Cargas máximas legais vigentes no Brasil	23
Quadro 2 - Caracterização e classificação do solo CA	41
Quadro 3 - Caracterização e classificação do solo PE.....	44
Quadro 4 - Especificações de compactação para ensaio de módulo de resiliência	49
Quadro 5 - Sequência de tensões específicas para determinação do módulo de resiliência para solos de subleito.....	54
Quadro 6 - Valores de módulo de resiliência obtidos por Pascoal (2020).....	58
Quadro 7 - Parâmetros dos modelos de Svenson e do Modelo Composto para o solo CA compactado nas condições ótimas	58
Quadro 8 - Parâmetros dos modelos de Biarez e de Tensões Principais para o solo CA compactado nas condições ótimas.....	58
Quadro 9 - Valores de módulo de resiliência obtidos por Santos (2020)	59
Quadro 10 - Parâmetros do Modelo Composto para o solo PE compactado nas condições ótimas.....	60
Quadro 11 - Critérios de aceitação e confiabilidade do dimensionamento para cada tipo de via	62
Quadro 12 - Estados de tensões indicados para determinação da Deformação Permanente.....	71
Quadro 13 - Resultados do ensaio de compactação dos solos CA e PE	74
Quadro 14 - Situação dos corpos de prova após 4 dias submersos em água .	75
Quadro 15 - Resultado do ensaio triaxial de cargas repetidas para o solo CA após 4 dias submerso em água	76
Quadro 16 - Parâmetros dos modelos de Biarez, Svenson e do Modelo Composto para o solo CA submerso por 4 dias	76
Quadro 17 - Comparação entre os valores médios de MR do solo CA nas condições ótimas de umidade e após 4 dias submerso	81
Quadro 18 - Valores de Deformação específica obtidos	87
Quadro 19 - Coeficientes de DP obtidos para cada deformação específica	87
Quadro 20 - Resumo dos resultados das análises do MeDiNa	88

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
BGS	Brita Graduada Simples
CA	Concreto Asfáltico
CBR	Índice de Suporte Califórnia
cm	Centímetros
CNT	Confederação Nacional dos Transportes
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
FV	Fator de Veículo
HRB	Highway Research Board
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
Kg	Quilograma
Kgf	Quilograma-força
Km/h	Quilômetros por hora
kN	Quilonewton
LA	Laterítico Areia
LA'	Laterítico Arenoso
LG'	Laterítico Argiloso
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
m ³	Metros cúbicos
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
mm	Milímetro
MPa	Megapascal

MR	Módulo de resiliência
MS	Macadame Seco
N	Número de operações equivalentes do eixo padrão
NA'	Não laterítico arenoso
P	Período de projeto
R ²	Coefficiente de Determinação
SEEPAV	Sistema de Ensaio Especiais de Pavimentação
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solo
TRB	Transportation Research Board
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFMS	Universidade Federal de Santa Maria
USACE	Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América
VDM	Volume Diário Médio
µm	Micrômetro

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	14
1.1 OBJETIVO GERAL	16
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	16
1.3 JUSTIFICATIVA	17
1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO	17
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
2.1 PAVIMENTOS	19
2.1.1 Classificação estrutural dos pavimentos	21
2.2 TRÁFEGO	21
2.2.1 Eixos	22
2.2.2 Equivalência entre cargas	23
2.3 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	23
2.3.1 Método de dimensionamento do DNER	24
2.3.2 Método de Dimensionamento Nacional de pavimentos	25
2.3.2.1 <i>O software MeDiNa</i>	26
2.4 COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO ..	27
2.4.1 Módulo de resiliência	28
2.4.1.1 <i>Modelo de Biarez</i>	29
2.4.1.2 <i>Modelo de Svenson</i>	30
2.4.1.3 <i>Modelo Composto</i>	31
2.4.2 Influência da variação da umidade no módulo de resiliência do subleito	32
3 METODOLOGIA	38
3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA	38
3.2 MATERIAIS ESTUDADOS	39
3.2.1 Caracterização e classificação do solo CA	41
3.2.2 Caracterização e classificação do solo PE	43
3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO	45
3.3.1 Preparação das amostras e compactação	46
3.3.2 Submersão dos corpos de prova	49
3.3.3 Ensaio triaxial de cargas repetidas	52
3.3.4 Resultados de MR obtidos por Pascoal (2020)	57
3.3.5 Resultados de MR obtidos por Santos (2020)	59
3.3.6 Dimensionamento através Método de Dimensionamento Nacional .	60
4 RESULTADOS E ANÁLISES	72
4.1 COMPACTAÇÃO E IMERSÃO DOS CORPOS DE PROVA	72
4.2 ENSAIO TRIAXIAL DE CARGAS REPETIDAS DOS CORPOS DE PROVA SATURADOS	75
4.2.1 Comparação entre os valores de módulo de resiliência do solo CA nas condições ótimas e após 4 dias submerso	80

4.3 INFLUÊNCIA DA DIMINUIÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA PROVOCADA PELA SATURAÇÃO NA VIDA ÚTIL DE UM PAVIMENTO	82
5 CONCLUSÕES	89
REFERÊNCIAS.....	92

1 INTRODUÇÃO

A capacidade de um país transportar pessoas e produtos em seu território é essencial para seu desenvolvimento socioeconômico, sobretudo se possuir dimensões continentais, como o Brasil. No país, o transporte rodoviário consolidou-se na década de 50 e, desde então, passou por enorme crescimento de volumes de tráfego. Embora o modal rodoviário seja predominante, os pavimentos vêm apresentando deficiências estruturais. Segundo o Relatório Anual de Atividades de 2018 da Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), o Brasil possui uma malha viária de 1,7 milhão de rodovias, sendo 12,4% pavimentadas, e segundo a Confederação Nacional dos Transportes (CNT, 2019), 50,9% do pavimento foi considerado regular, ruim ou péssimo. O principal defeito apresentado pelos pavimentos brasileiros, em geral, é a fissuração por fadiga, relacionada à deformação elástica da estrutura.

A origem desse problema pode ser explicada pela utilização de métodos de dimensionamento de pavimentos de caráter empírico, que atenderam a demanda rodoviária do passado, porém apresentam desempenho insatisfatório atualmente. Historicamente, o método mais utilizado no Brasil é o do extinto Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), atual Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), criado em 1966 e revisado em 1981, que dimensiona a estrutura em função de seu Índice de Suporte Califórnia (ISC), sem considerar a ruptura por fadiga do pavimento, por isso é apontado como uma das causas da situação atual.

Visando corrigir a deficiência apresentada pelas rodovias, desenvolveu-se o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), fruto dos estudos de Franco (2007), do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), do Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia da Universidade do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ) e das instituições integrantes da Rede Temática de Asfalto. Essa metodologia, de caráter empírico-mecanicista, representa uma evolução na elaboração de projetos de pavimentação, passando a prever a ruptura por fadiga da estrutura.

Para que possa ser plenamente utilizado, o Método de Dimensionamento Nacional requer informações precisas, como o volume de tráfego, as condições climáticas e as propriedades mecânicas dos materiais empregados em cada

uma das camadas do pavimento, entre elas, o módulo de resiliência (MR). No que tange ao subleito, constituído pelo solo de fundação da rodovia, seu MR é um dos fatores que regem a vida de fadiga do pavimento e pode ser obtido através de ensaios triaxiais de cargas repetidas, sendo seu estudo essencial para o correto dimensionamento da estrutura.

Nesse contexto, é evidente a importância do estudo laboratorial para definir as características resilientes dos solos presentes no subleito do pavimento. A partir desses estudos, constata-se a influência do teor de umidade do solo em seu desempenho mecânico, apresentado melhores resultados quando executado sob condições ótimas de umidade. Por esse motivo, o ensaio para determinação do módulo de resiliência é realizado em corpos de prova compactados na umidade ótima de cada material para determinada energia, buscando resultados próximos dos obtidos em campo.

Contudo, a literatura relacionada ao comportamento resiliente de solos alerta que este é prejudicado quando submetido a condições de umidade superiores às ótimas, alterando as respostas de deformação do subleito quando solicitado pelas tensões do tráfego. A variação da umidade é um problema real, uma vez que a água pode atingir o subleito através de infiltração, percolação ou ascensão inesperada do nível freático. Caso a estrutura não conte com o devido sistema de drenagem, a presença da água provocará mudanças no comportamento resiliente do subleito, em geral, causando piora deste. A magnitude dessas mudanças varia de acordo com o tipo de solo, porém, uma vez que ocorram de maneira imprevista, levarão à ruptura por fadiga de forma prematura que, por sua vez, conduz à ruína da obra.

Dessa maneira, o presente trabalho busca contribuir para o conhecimento da variação das características resilientes de solos empregados em subleito rodoviário provocada pelo aumento da umidade pós-compactação, de modo a simular essa variação em campo, em rodovias já executadas e dimensionadas prevendo um comportamento resiliente ótimo do subleito. Para isso, determinou-se o módulo de resiliência de dois solos após serem compactados nas condições ótimas de umidade e submetidos à saturação pós-compactação, através de submersão em água por quatro dias. Os solos estudados, uma argila arenosiltosa com comportamento laterítico e uma areia argilosa de natureza não-laterítica, oriundos, respectivamente, dos municípios de Cruz Alta e Pelotas, no

Rio Grande do Sul, foram previamente caracterizados por Pascoal (2020) e Santos (2020), bem como foram determinados seus valores de MR sob teores de umidade ótimos, possibilitando a comparação entre a resiliência nas duas situações.

Para simular como a mudança imprevista em projeto do comportamento resiliente do subleito pode influenciar na vida de fadiga do pavimento, foi dimensionada uma estrutura que atenda aos critérios do Método de Dimensionamento Nacional, adotando inicialmente os parâmetros resilientes dos materiais nas condições ótimas, obtidos pelos estudos citados. Após definir a estrutura necessária, os coeficientes que determinam o comportamento resiliente do subleito serão substituídos pelos obtidos neste trabalho, ou seja, do material saturado, mantendo as espessuras das camadas previamente calculadas e estimando quão prejudicial a saturação do subleito pode ser para a vida de fadiga da estrutura. Embora não seja o foco deste trabalho, não deve ser ignorado o fato de que a saturação também prejudica o comportamento frente à Deformação Permanente (DP), por isso os coeficientes que regem o comportamento de DP do subleito também serão minorados na simulação.

1.1 OBJETIVO GERAL

O principal objetivo desse trabalho é avaliar a influência da saturação pós-compactação no módulo de resiliência de dois solos empregados em subleito, através do ensaio triaxial de cargas repetidas em corpos de prova compactados.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Comparar o MR de dois solos distintos, compactados na umidade ótima e ensaiados na umidade ótima e após saturação.
- Estimar a influência de uma mudança no comportamento resiliente na vida de fadiga de um pavimento, mesmo quando executado nas condições ótimas, de acordo com os critérios do Método de Dimensionamento Nacional, através do *software MeDiNa*.
- Estimular a realização do ensaio sob condições adversas, buscando prever as respostas do material nessas condições, bem como reforçar a

importância na excelência da drenagem da estrutura, visando manter as propriedades ótimas.

- Agregar aos estudos e dados existentes, visando contribuir com a consolidação do novo método de dimensionamento.

1.3 JUSTIFICATIVA

Este trabalho justifica-se por contribuir com os estudos das propriedades resilientes dos materiais empregados no subleito de pavimentos, sendo sua relevância acentuada em um momento de consolidação do Método de Dimensionamento Nacional, que requer conhecimentos precisos para garantir a eficácia na concepção da estrutura. Ademais, alerta para a mudança no comportamento resiliente dos materiais, que, quando previstos na fase de projeto, podem evitar defeitos prematuros nas rodovias.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho está estruturado em cinco capítulos, sendo o primeiro composto pela introdução, objetivos e uma apresentação simplificada de como as análises serão realizadas, bem como justificando a importância dele no âmbito da pavimentação.

O segundo capítulo consiste na revisão bibliográfica de elementos pertinentes à compreensão deste trabalho. É apresentado o conceito de pavimento flexível, bem como sua função e composição. Aborda-se brevemente sobre os parâmetros relevantes ao dimensionamento de pavimentos, como o tráfego, os eixos e as cargas impostas à estrutura, além de discutir sobre o método de dimensionamento atual e o futuro. Em seguida, conceitua-se o módulo de resiliência, com ênfase nos solos de subleito, ressaltando a importância de conhecê-lo, como quantificá-lo e os modelos para obtenção de seus parâmetros. Finalmente, apresentam-se os estudos e resultados de autores que relacionaram a capacidade resiliente de solos de subleito à umidade, empregando as mesmas metodologias ou semelhantes.

O terceiro capítulo descreve os materiais estudados, bem como detalha a metodologia adotada pelo trabalho, desde a etapa de laboratório até a análise e

simulação computacional, incluindo todos parâmetros e condições que foram adotados.

O quarto capítulo apresenta os resultados do ensaio triaxial de cargas repetidas do material submetido à saturação pós-compactação, comparando-os com os obtidos anteriormente para as condições ótimas, permitindo visualizar a magnitude da influência da umidade no módulo de resiliência. Em seguida, são obtidos os parâmetros do modelo matemático que descreve a resiliência do material saturado, que foram utilizados para realizar a simulação do efeito da saturação do subleito na vida de fadiga do pavimento, sob os critérios do Método de Dimensionamento Nacional.

Finalmente, o quinto capítulo traz as conclusões e os comentários finais do estudo, discutindo as análises realizadas, bem como sugestões de estudos que podem continuar ou complementar este trabalho. Na sequência, listam-se as referências bibliográficas consultadas e que serviram de base para a pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, serão apresentados os temas abordados pelo trabalho, como conceitos básicos de mecânica de pavimentos, informações pertinentes ao dimensionamento estrutural dos pavimentos e o Módulo de Resiliência dos materiais empregados como subleito, bem como os fatores que o influenciam. Além disso, apresenta-se uma revisão de literatura de estudos que avaliaram a influência da umidade e saturação pós-compactação nas propriedades resilientes dos solos de subleito.

2.1 PAVIMENTOS

Balbo (2007) define os pavimentos como estruturas compostas por camadas sobrepostas de diferentes materiais compactados sobre o subleito de fundação, de maneira a atender às ações do tráfego. Bernucci et al (2006) acrescenta ainda que os pavimentos devem proporcionar conforto, economia e segurança aos usuários.

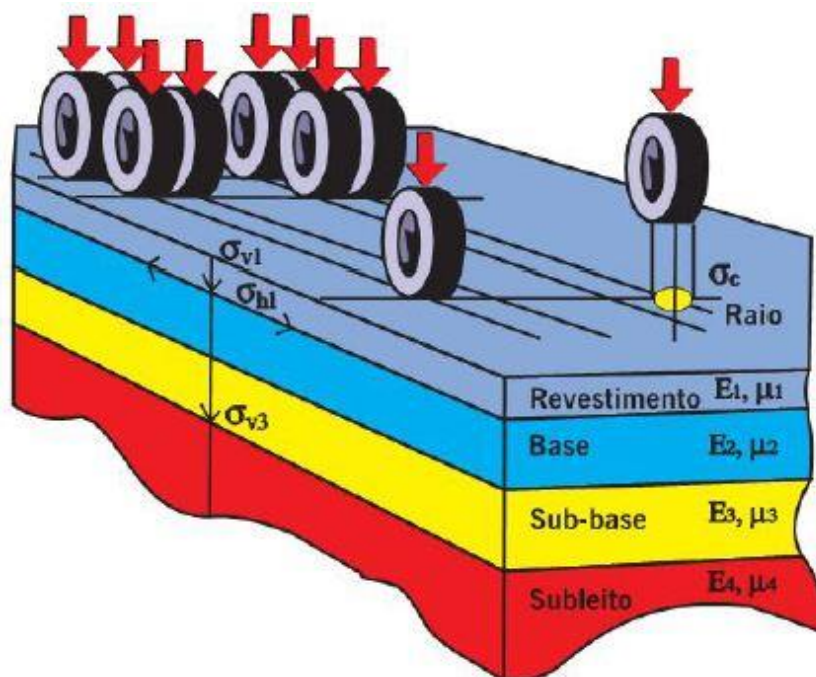
A estrutura deve receber e transmitir tensões de maneira a aliviar as mesmas nas camadas inferiores, como ilustra a Figura 1. Para garantir a eficácia do sistema, cada camada constituinte deve trabalhar com deformações compatíveis com sua natureza, de modo a não ocorrer processos de ruptura prematuramente.

Segundo Balbo (2007), um pavimento é tipicamente constituído por revestimento, base e subleito, sendo ocasionalmente necessária a inclusão de camadas de sub-base e reforço do subleito.

O revestimento dos pavimentos é a camada superficial que recebe diretamente as cargas estáticas e dinâmicas impostas pelo tráfego e não deve sofrer grandes deformações plásticas ou elásticas, bem como proporcionar condições de rolamento confortáveis e seguras aos usuários. Além disso, essa camada promove a impermeabilização, evitando a saturação das camadas granulares e de subleito. Entre os materiais comumente empregados como revestimentos destacam-se as misturas asfálticas, tratamentos superficiais

betuminosos, placas de concreto, pedras justapostas e blocos pré-moldados de concreto.

Figura 1 - Ilustração do sistema de camadas de um pavimento e tensões solicitantes



Fonte: Albernaz (1997) apud Bernucci et al. (2006).

A base é uma camada com função de contribuir com o alívio de tensões transmitidas ao subleito, além de auxiliar na drenagem do pavimento. Eventualmente, a camada de base necessária para desempenhar suas funções é excessivamente espessa, gerando a necessidade da divisão dessa camada em duas, criando, assim, uma sub-base, geralmente com material de menor custo. Bases são comumente constituídas de brita graduada, brita graduada tratada com cimento, misturas de solo-brita e solos estabilizados quimicamente.

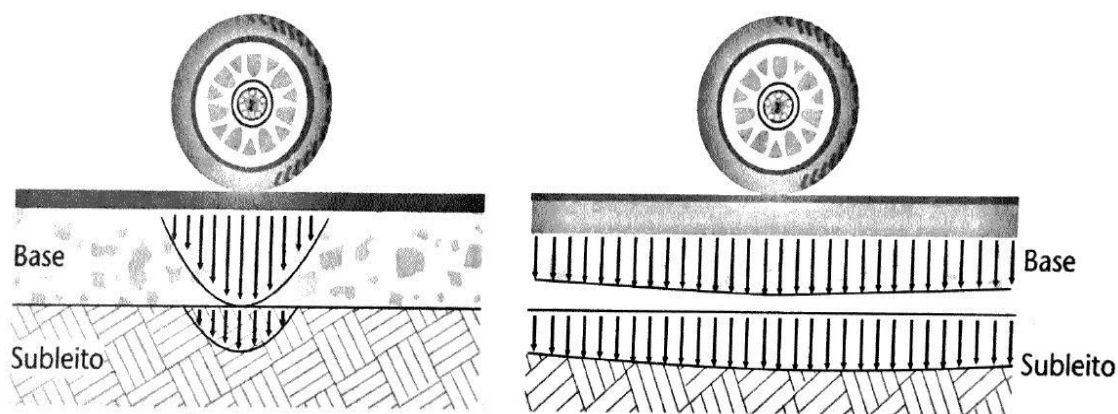
O subleito é o solo de fundação do pavimento, constituído pelo material natural compactado, no caso de cortes, ou material transportado e compactado, no caso dos aterros. Caso o material natural apresente pequena resistência aos esforços verticais, sendo sensível à ruptura por cisalhamento, é recomendada a execução de uma camada de solo de melhor qualidade, chamada de reforço do

subleito. Dessa maneira, o subleito é protegido pelas camadas superiores, que, se devidamente dimensionadas, amenizarão os esforços atuantes.

2.1.1 Classificação estrutural dos pavimentos

De acordo com Yoder e Witczak (1975, *apud* Balbo, 2007), os pavimentos são classificados quanto ao comportamento da estrutura, ou seja, a forma com que distribuem os esforços sobre o subleito, podendo ser pavimentos flexíveis ou rígidos. Um pavimento é classificado como flexível quando a carga atuante impõe um campo de tensões concentrado nas proximidades do ponto de aplicação. Para ser classificado como rígido deve apresentar um campo de tensões disperso, com os efeitos da carga mais distribuídos. Esse comportamento é ilustrado na Figura 2.

Figura 2 - Resposta mecânica de pavimento flexível e rígido



Fonte: Balbo (2007).

2.2 TRÁFEGO

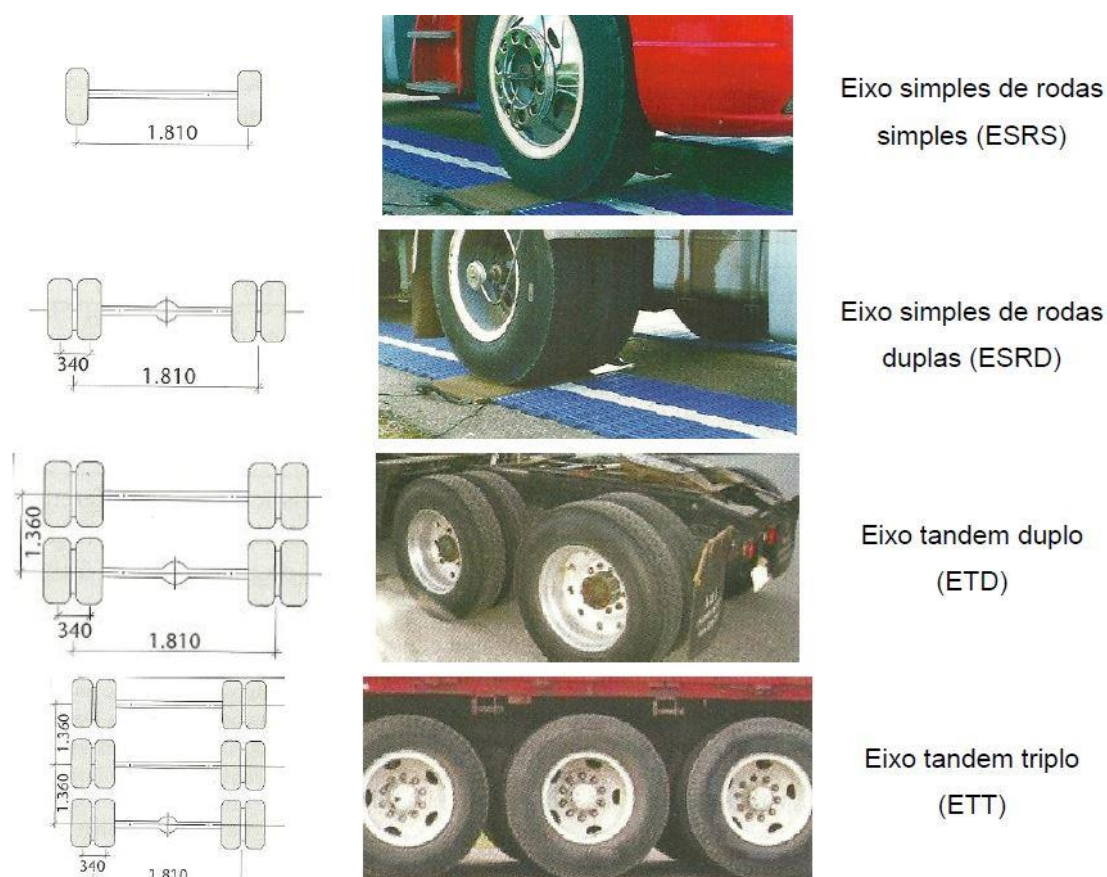
Para Darous (2003), o tráfego se constitui em um importante parâmetro a ser considerado no projeto de um pavimento. As informações sobre volume de tráfego devem ser tratadas a partir de metodologia de trabalho específica e adequada às definições necessárias a um perfeito dimensionamento de estrutura de pavimento. Uma adequada previsão de demanda e de crescimento de tráfego depende fundamentalmente do estabelecimento de critérios para

contagem e pesagem de veículos. Balbo (2007) afirma que os veículos comerciais, ou seja, caminhões e ônibus, são aqueles que efetivamente interessam para o dimensionamento de pavimentos, tendo em vista que os veículos leves causam danos insignificantes às estruturas quando comparados aos demais.

2.2.1 Eixos

Balbo (2007) define tráfego rodoviário como composto por veículos que apresentam diversas configurações de eixos com relevantes diferenças de magnitude de cargas. Os tipos de eixos rodoviários de caminhões e ônibus podem ser visualizados na Figura 3. Cada eixo possui um limite de carga que deve ser respeitado, segundo a lei nº7408/1985, conforme verifica-se no Quadro 1.

Figura 3 - Tipos de eixos rodoviários de caminhões e ônibus



Fonte: Adaptado de Balbo (2007).

Quadro 1 - Cargas máximas legais vigentes no Brasil

Eixo	Carga máxima legal (kN)	Carga possível por pneu (kN)
ESRS	60	30
ESRD	100	25
ETD	170	21,25
ETT	255	21,25

Fonte: Balbo (2007).

2.2.2 Equivalência entre cargas

De acordo com Balbo (2007), o conceito de equivalência entre cargas surge da simples observação de que, para uma mesma estrutura de pavimento, os efeitos destrutivos causados por veículos diferentes são desiguais, sendo então necessário um critério de comparação entre os veículos. Para Yoder e Witczak (1975), os fatores de equivalência de carga definem o dano causado pela passagem de um veículo qualquer, para um determinado pavimento, em relação ao dano causado pela passagem de um veículo tomado como padrão. Através dos experimentos conduzidos pela antiga *American Association of State Highway Officials* (AASHO), atual *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), convencionou-se que o eixo padrão rodoviário como sendo um eixo simples de rodas duplas de 80 kN e pressão nos pneus de 0,56 MPa.

2.3 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Conforme Balbo (2007), dimensionar um pavimento significa determinar espessuras de camadas e tipos de materiais a serem utilizados em sua construção, concebendo uma estrutura que possa suportar um volume de tráfego preestabelecido, nas condições climáticas locais, apresentando o desempenho necessário durante sua vida útil. Para Fernandes (2016), vida útil é o tempo em que o pavimento não apresenta um grau inaceitável de

deterioração, tanto estrutural quanto funcional. Franco (2007) alerta que o dimensionamento de pavimentos é um processo que envolve o conhecimento de variáveis de difícil previsão, tais como as propriedades dos materiais empregados, o comportamento deles em relação às cargas, o próprio carregamento e a resposta da estrutura.

Segundo Motta (1991), os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis tradicionais possuem origem empírica, com base nos resultados obtidos pelas experiências em campo e desempenho apresentado pelo pavimento ao longo do tempo, tendo como expoente os experimentos realizados nas pistas experimentais da antiga AASHO, no final da década de 50. A limitação dos métodos empíricos, contudo, é a sua aplicação, uma vez que são restritos à áreas com condições naturais iguais ou semelhantes às experimentais.

Balbo (2007) observa que a existência de métodos de dimensionamento distintos pode ser atribuída às diversas condições ambientais, geológicas, pedológicas e de tráfego, além da adoção de diferentes critérios de ruptura das estruturas. Os tipos básicos de ruptura podem ser de natureza plástica e estrutural, quando o pavimento não suporta adequadamente as cargas aplicadas, apresentando excessiva deformabilidade plástica, ruptura por fadiga, que é de natureza estrutural, e de natureza funcional, quando o pavimento não serve mais ao usuário, em termos de conforto ou segurança.

Ainda hoje os pavimentos rodoviários brasileiros têm sido dimensionados pelo método do antigo DNER, com base no ensaio CBR e nas curvas de dimensionamento propostas pelo Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos da América (USACE).

2.3.1 Método de dimensionamento do DNER

De acordo com o DNIT (2006), o método de pavimentos flexíveis do DNER foi elaborado pelo engenheiro Murillo Lopes de Souza na década de 60, com revisão em 1981, tendo como base o trabalho "*Design of Flexible Pavements Considering Mixed Load and Traffic Volume*", da autoria de W. J. Turnbull, C. R.

Foster, R. G. Ahlvin, do USACE e conclusões obtidas pelos experimentos da AASHTO.

Souza (1981) determina que o pavimento deve ser dimensionado em função da capacidade de suporte do subleito e dos materiais empregados, através do ISC, e do tráfego, representado pelo número equivalente (N) de operações de um eixo tomado como padrão. Relativamente aos materiais integrantes do pavimento, são adotados coeficientes de equivalência estrutural tomando por base os resultados obtidos na Pista Experimental da AASHTO, com as modificações julgadas oportunas.

Segundo o DNIT (2006), o método é, portanto, empírico e visa a proteção do subleito contra a geração de deformações plásticas durante o período de projeto, condição que tem sido garantida, haja vista a ocorrência relativamente baixa de ruptura por cisalhamento nos pavimentos dimensionados por essa metodologia, como informa o levantamento da CNT (2019). Contudo, de acordo com Pinto (1991), a ruptura por fadiga, provocada pela repetição das deformações resilientes, não é considerada pelo método, sendo essa uma das causas do déficit na qualidade viária brasileira atualmente.

2.3.2 Método de Dimensionamento Nacional de pavimentos

Tendo em vista a necessidade de corrigir as deficiências dos pavimentos brasileiros, desenvolveu-se o Método de Dimensionamento Nacional, de caráter empírico-mecanicista, a partir dos estudos de Franco (2007), do IPR, da COPPE/UFRJ e das instituições integrantes da Rede Temática Asfalto, que também desenvolveu um *software* que, uma vez conhecidas as informações de tráfego e materiais empregados, permite determinar as espessuras das camadas de um pavimento.

Para Motta (2003), os dois critérios de ruptura que comandam o dimensionamento de pavimentos de qualquer tipo, no clima tropical, são a fadiga e o afundamento de trilha de roda, que resultam das deformações elásticas e plásticas que acontecem em cada ponto do pavimento a cada passagem de um veículo.

O método mecanístico-empírico tem o objetivo de dimensionar os pavimentos em função principalmente destes dois critérios, levando em consideração as tensões, deformações e deslocamentos que são impostos pelas cargas de tráfego e a capacidade resistente dos materiais que constituem a estrutura (Motta, 2003).

De acordo com Franco (2007), o método mecanístico-empírico busca melhorar a estrutura de pavimentos asfálticos, com base nas informações detalhadas de tráfego, das condições ambientais e das características dos materiais disponíveis.

2.3.2.1 O software MeDiNa

Franco e Motta (2018) apresentam o *software* MeDiNa como um programa de computador que realiza a verificação e o dimensionamento de estruturas de pavimentos mecanístico-empírico, por meio da rotina de análise elástica de múltiplas camadas (AEMC). Desenvolvido na linguagem de programação *Visual C++*, o programa possibilita agilidade no processamento dos cálculos matemáticos e reúne em poucas telas a entrada de dados, com campos facilmente editáveis, e a apresentação dos resultados em relatórios.

Os autores alertam ainda que a análise ou dimensionamento da estrutura de um pavimento requer um conjunto amplo de informações para que os resultados obtidos sejam confiáveis. As informações passam pelo conhecimento do subleito, como seu módulo de resiliência e sua curva de deformação permanente obtida em laboratório. Trata-se de uma variável existente, e como qualquer fundação, é preciso conhecê-la a partir dos ensaios laboratoriais.

Além do subleito, os materiais naturais disponíveis para utilização em bases, sub-bases e reforço do subleito, provenientes de jazidas, pedreiras ou areais, também devem ser muito bem conhecidos e suas propriedades de módulo e deformação permanente devem ser obtidas com ensaios laboratoriais. Já os materiais produzidos em usinas ou centrais podem ser definidos pelo projetista. Nesse caso, o programa pré-estabelece parâmetros mínimos que devem ser exigidos, quando da execução da obra.

Franco e Motta (2018) acrescentam ainda que outra informação chave para o correto funcionamento do programa é a definição do número equivalente de operações do eixo padrão, o número N, uma vez que os modelos utilizados pelo programa MeDiNa são sensíveis às variações do N. Ressaltam, portanto, que os resultados do MeDiNa são tão confiáveis quanto os dados fornecidos, tanto quanto aos parâmetros do subleito e demais materiais, bem como os dados de tráfego.

2.4 COMPORTAMENTO RESILIENTE DE SOLOS PARA PAVIMENTAÇÃO

Balbo (2007) considera o estudo de solos para finalidades de pavimentação fundamental, visto que constituem o subleito de fundação, além de possibilidades de emprego em bases, sub-bases e reforço de pavimentos.

Svenson (1980) menciona que mesmo quando as camadas do pavimento eram adequadamente projetadas, em termos de deformação permanente, poderia haver ruptura por fadiga. Medina (1997) enfatiza que são as características resilientes das camadas do pavimento e do subleito que condicionam a vida de fadiga das camadas superficiais. De acordo com o DNIT (2006), uma vez que a malha rodoviária brasileira passou a apresentar deteriorações prematuras atribuídas à fadiga dos materiais gerada pela contínua solicitação dinâmica do tráfego atuante, houve a necessidade de estudar a capacidade resiliente dos materiais empregados no pavimento, permitindo, assim, avaliar comportamentos estruturais até então não explicáveis pelos procedimentos clássicos e efetuar uma abordagem mais realista desta problemática no meio tropical.

Medina e Motta (2005) mostram que, para solos tropicais, a natureza laterítica dos solos leva, de maneira geral, a valores muito bons de módulo de resiliência. Takeda (2006) observou que os valores médios de MR para solos lateríticos são maiores do que os valores médios apresentados por solos não-lateríticos. O autor também indica que o módulo de resiliência é influenciado pela granulometria do solo, com tendência do aumento deste com o aumento do teor de finos.

2.4.1 Módulo de resiliência

Segundo Bernucci *et al.* (2006), os estudos sobre o comportamento resiliente dos materiais para pavimentação foram iniciados na década de 1930 por Francis Hveem. Medina (1997) cita que, para Hveem, o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. O nome módulo de resiliência foi adotado para que não fosse confundido com o módulo de Young, determinado para carregamentos estáticos (Hveem 1955 *apud* Bernucci *et al.* 2006).

Para Medina (1997), resiliência é a capacidade de um corpo deformado elasticamente armazenar energia e devolvê-la quando cessam as tensões causadoras das deformações. Balbo (2007) acrescenta que o módulo de resiliência é a capacidade de o material não resguardar deformações depois de cessada a ação da carga. O MR, portanto, caracteriza o comportamento elástico dos materiais empregados em pavimentos e é essencial para realizar uma abordagem mecânica dos pavimentos.

Medina (1997) enfatiza que o módulo de resiliência deve ser obtido em laboratório através de ensaios triaxiais de carga repetida, simulando as condições de carregamento dinâmico atuantes em campo. Assim, Medina define o MR como a relação entre a tensão desvio aplicada e a deformação resiliente axial resultante, como expresso pela equação 2.1.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.1)$$

Onde:

σ_d é a tensão desvio, ou seja, a diferença entre as tensões normais principais, vertical (σ_1) e horizontal (σ_3);

ε_r é a deformação resiliente vertical, expresso na equação 2.2.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (2.2)$$

Onde:

Δh é o deslocamento vertical máximo;

h_0 é o comprimento inicial de referência do corpo de prova cilíndrico ensaiado.

Medina (1997) ainda observa que a cada aplicação da tensão desvio, a deformação vertical resultante tem uma parcela de pequena natureza plástica, a qual não é considerada na determinação do módulo resiliente.

O autor alerta ainda que o MR apresenta um comportamento não linear, dependendo da natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), umidade, densidade e estado de tensões. Dessa maneira, foram elaborados diversos modelos com o intuito de prever o comportamento resiliente dos solos e devem ser aplicados adequadamente ao material estudado.

2.4.1.1 Modelo de Biarez

Preussler (1978) apresenta o modelo originalmente proposto por Biarez (1962), usado para prever o módulo de resiliência de solos granulares. Segundo esse modelo, o módulo depende principalmente da tensão confinante, sendo relativamente pouco atingido pela tensão desvio, apresentado pela equação 2.3.

$$MR = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \quad (2.3)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência;

σ_3 é a tensão confinante;

K_1 e K_2 são parâmetros do modelo determinados experimentalmente.

De acordo com Preussler (1978), o MR de solos arenosos também pode ser representado em função da soma das tensões principais (θ), conforme equação 2.4.

$$MR = K'_1 \cdot \theta^{K'2} \quad (2.4)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência;

θ é a soma das tensões principais ($\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$)

K'_1 e K'_2 são parâmetros do modelo determinados experimentalmente.

Segundo Preussler (1978), os estudos realizados com esse modelo mostram que:

- O módulo de resiliência cresce com o aumento das tensões confinantes, variando pouco com a tensão desvio;
- Para uma mesma condição de tensões, o módulo cresce com aumento de densidade,
- A influência do teor de finos é pequena;
- O módulo diminui com o grau de saturação.

2.4.1.2 Modelo de Svenson

Svenson (1980), afirma que o módulo de resiliência de solos argilosos é bastante influenciado pela tensão desvio e pouco pela tensão confinante. Dessa maneira, propôs o modelo expresso na equação 2.5.

$$MR = K_1 \cdot \sigma_d^{K_2} \quad (2.5)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência;

σ_d é a tensão desvio;

K_1 e K_2 são parâmetros do modelo determinados experimentalmente.

Dentre as conclusões de Svenson (1980), citam-se:

- O módulo de resiliência de solos argiloso compactados é bastante influenciado pela tensão desvio e pouco pela tensão confinante;
- O efeito da umidade de compactação é bastante significativo na relação entre o MR e a intensidade da tensão desvio e, geralmente,

para valores elevados de umidade o módulo resiliente quase não varia com o acréscimo da tensão desvio.

2.4.1.3 Modelo Composto

Buscando aprimorar a metodologia, Pezo *et al.* (1992) elaboraram um novo modelo para determinação do módulo de resiliência, desta vez aplicado a solos com comportamento composto, ou seja, com influência tanto da tensão desvio quanto da tensão confinante, como mostra a equação 2.6.

$$MR = K_1 \cdot \sigma_3^{K_2} \cdot \sigma_d^{K_3} \quad (2.6)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência;

σ_3 é a tensão confinante;

σ_d é a tensão desvio;

K_1 , K_2 e K_3 são parâmetros do modelo determinados experimentalmente.

Motta *et al.* (1990) alerta que, por exemplo, existem solos argilosos com fração arenosa, de modo que há a influência conjunta de σ_3 e σ_d , que não seria detectada se fosse adotado o modelo para solos finos.

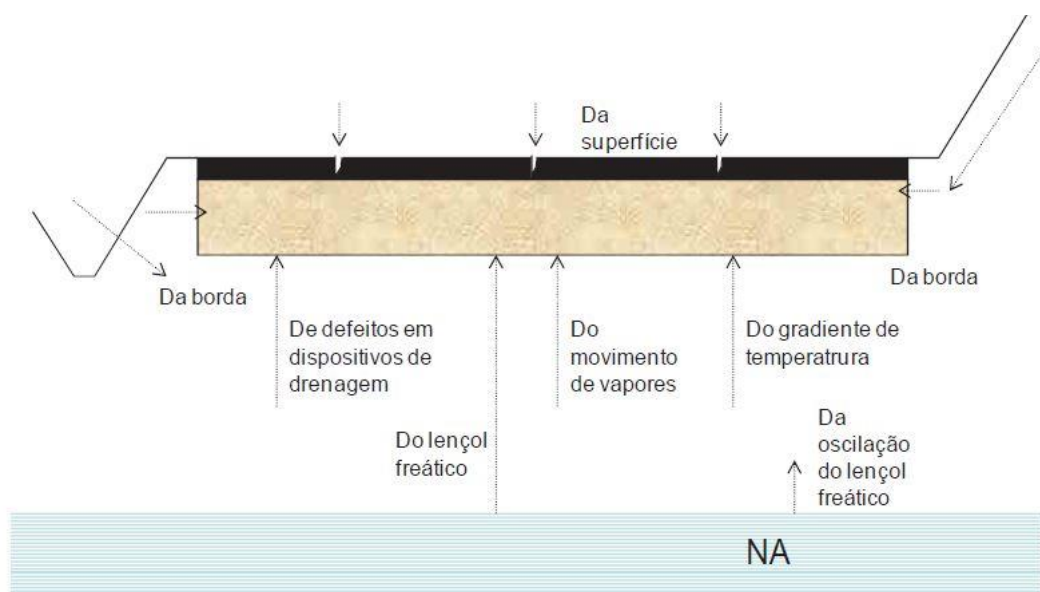
Segundo Balbo (2007), analisar as tensões desvio e confinante simultaneamente é importante pois, por exemplo, um solo laterítico concrecionado, com composição granulométrica de material granular, pode apresentar comportamento de solo fino coesivo, alertando para o emprego correto dos modelos para cada situação. Devido ao potencial de aplicação, o Manual de Pavimentação do DNIT recomenda o uso do modelo composto para caracterizar o módulo de resiliência do subleito.

2.4.2 Influência da variação da umidade no módulo de resiliência do subleito

De acordo com Silva (2009), a umidade é uma variável ambiental que afeta significativamente as propriedades das camadas e do subleito do pavimento e, dessa maneira, a capacidade da estrutura de suportar as ações impostas pelo tráfego. A Figura 4 ilustra as possíveis causas de infiltração nos pavimentos, citadas por Medina e Motta (2005), como:

- Águas provenientes do lençol freático, por sua elevação ou por fluxos provenientes dele (dependendo da permeabilidade do solo), induzidos por gradientes térmicos e de sucção matricial, na fase líquida e na de vapor;
- Ocorrência de infiltrações verticais no pavimento decorrentes de trincas na superfície ou através de superfície permeável, com águas de chuva acumuladas no local;
- Ocorrência de fluxos de água para o pavimento por percolação proveniente dos terrenos situados em cotas superiores;
- Ocorrência de infiltrações laterais devido ao acúmulo de águas nas bordas do pavimento e a partir dos acostamentos umedecidos por chuvas.

Figura 4 - Possíveis acessos de água nos pavimentos



Fonte: Silva (2009).

Diversos autores vêm estudando o efeito da variação da umidade no módulo de resiliência dos materiais empregados em subleitos rodoviários, observando considerável relação entre as condições de umidade do solo e seu módulo resiliente.

Jones e Witczak (1977) ensaiaram argilas siltosas empregadas em subleito em San Diego e constataram que um aumento na umidade de compactação acarreta grande diminuição do módulo de resiliência.

Mohammad *et al.* (1995) relacionaram o teor de umidade de compactação e o módulo de resiliência de uma argila siltosa. Os corpos de prova foram compactados na umidade ótima, nos ramos seco e úmido do Proctor Normal. Observaram que o MR da argila diminuiu para maiores umidades de compactação, atribuído pelos autores pelo desenvolvimento de poropressão positiva, reduzindo a tensão efetiva e a resistência ao cisalhamento e resultando em menores módulos resilientes.

Drumm *et al.* (1997) realizaram um estudo para avaliar a resposta do módulo de resiliência de solos submetidos à umedecimento pós-compactação por amassamento. Os solos escolhidos foram classificados segundo o critério HRB como A-4, A-6, A-7-5 e A-7-6. Segundo os autores, para cada solo, foram compactados 3 corpos de prova sob teores de umidade ótimos, sendo dois deles submetidos à aumento de umidade pós-compactação através da aplicação de uma pressão de água na face inferior dos corpos de prova, mantendo a pressão atmosférica atuando na face superior, de modo que a água fluísse pelo corpo de prova devido à diferença de pressão. Os pesquisadores constataram que houve diminuição do MR com o aumento da saturação, mas que a magnitude dessa redução também depende do tipo de solo, visto que os solos A-7-5 e A-7-6 apresentaram maiores reduções no módulo quando comparados aos solos A-4 e A-6.

Bernucci (1997 *apud* Takeda 2006) verificou o efeito da variação no módulo de resiliência devido à alteração da umidade pós-compactação em solos lateríticos, classificados segundo o sistema MCT como LA, LA' e LG'. Os corpos de prova ensaiados foram compactados na umidade ótima, sendo alguns submetidos à imersão em água por 4 dias e outros passaram por um processo

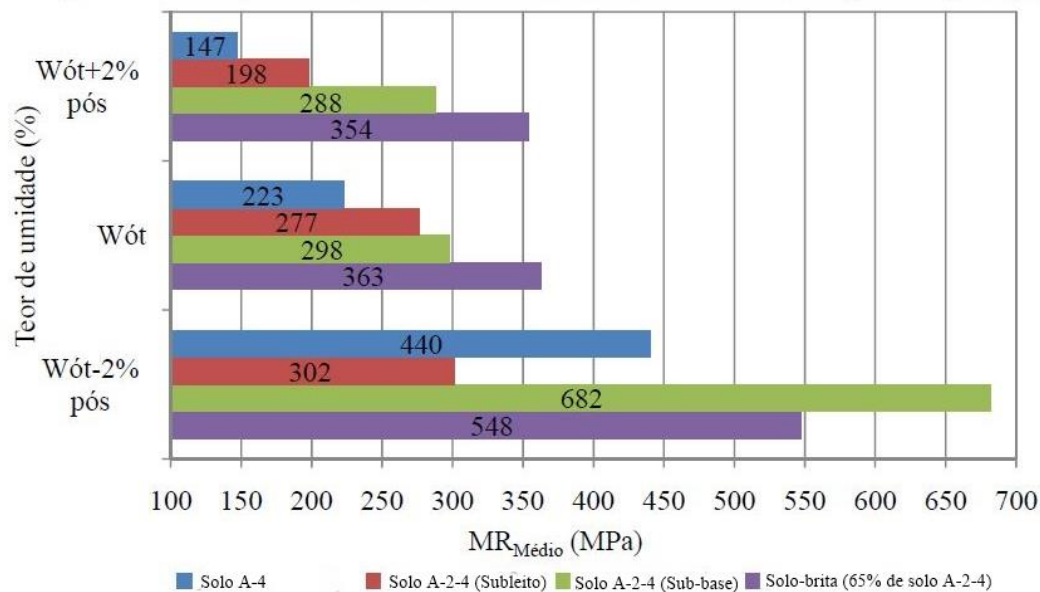
de secagem até atingir 80% da umidade de compactação. Segundo os resultados, a imersão em água resultou em uma pequena diminuição no MR e a secagem proporcionou aumento significativo do módulo, quando comparados aos resultados obtidos nas condições ótimas.

Takeda (2006) estudou a influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos lateríticos e não-lateríticos. Em seus ensaios, aumentou a umidade pós-compactação de forma controlada e observou redução nos valores de módulo de resiliência das amostras. Constatou ainda que os solos lateríticos apresentaram uma redução menor do MR quando comparados aos não-lateríticos.

Rodrigues (1997) simulou a variação de umidade pós-compactação de 4 solos, classificados segundo o critério MCT como LG', NA', LG' e LA'. Foram compactados corpos de prova sob umidade ótima na energia normal do Proctor. Após, realizou processos de umedecimento e secagem controlados, para variar o teor de umidade em 2%, acima e abaixo do teor ótimo. Verificou diminuição nos valores de módulo de resiliência para os corpos de prova umedecidos e aumento nos módulos dos materiais quando submetidos à secagem.

Bastos (2013) buscou simular a variação de umidade após a construção do pavimento, tomando como referência a umidade ótima de compactação. Assim, compactou corpos de prova de solos empregados em subleito e sub-base, classificados como A-2-4 e A-4 e uma mistura de solo-brita, nas condições ótimas e submetidos à umedecimento ou secagem, ambos controlados. O umedecimento foi realizado através do posicionamento do corpo de prova sobre uma pedra porosa saturada e de um papel filtro úmido na face superior dele, até aumentar o teor de umidade em 2%. A secagem buscou diminuir o teor de umidade em 2%. Os resultados, conforme Figura 5, mostram que o umedecimento diminuiu o módulo de resiliência médio, enquanto a secagem proporcionou maiores valores de módulo.

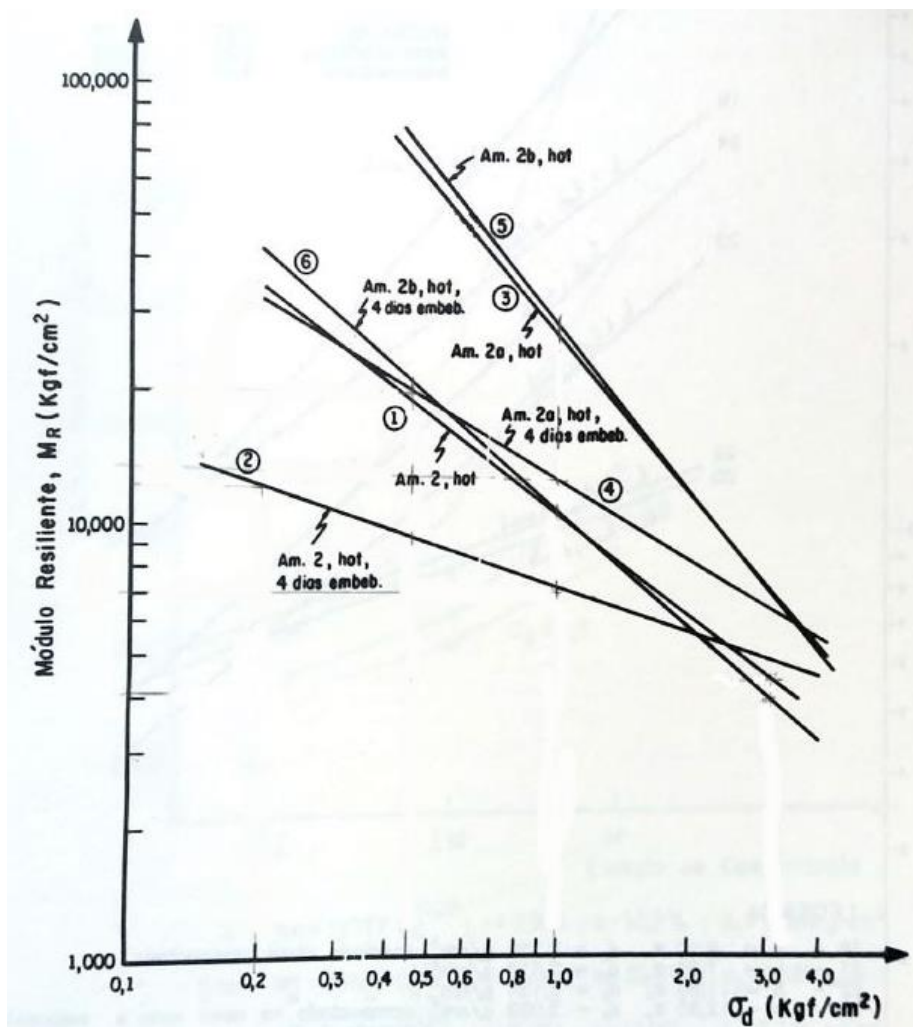
Figura 5 - Variação do módulo de resiliência com o teor de umidade pós-compactação



Fonte: Adaptado de Bastos (2013).

Motta *et al.* (1990) estudaram solos lateríticos pedregulhosos e um de seus objetivos foi verificar a influência do aumento de umidade pós-compactação no módulo de resiliência. Os corpos de prova foram compactados nas condições ótimas de umidade sob as energias intermediária, modificada e intermodificada, sendo que alguns receberam adição de 10% e 30% de areia. Para aumentar a umidade, foram embebidos em água durante 4 dias. Foram observadas diminuições no MR em todas as situações ensaiadas, conforme Figura 6, que ilustra os resultados obtidos para os corpos de prova compactados na energia intermodificada, sendo as amostras 2 referente aos corpos de prova do material puro, as amostras 2a representando os corpos de prova do material com adição de 10% de areia e as amostras 2b, os corpos de prova do material acrescido com 30% de areia.

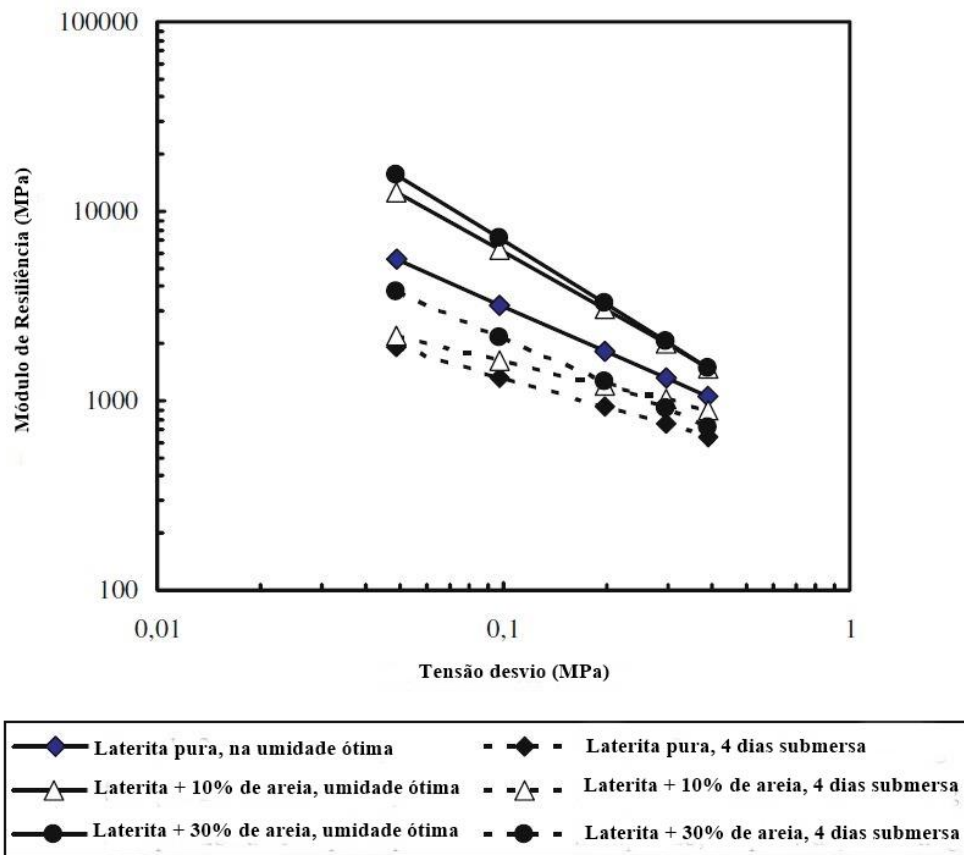
Figura 6 - Efeito da embebição dos corpos de prova por 4 dias antes do ensaio de MR, energia intermodificada



Fonte: Motta *et al.* (1990).

Medina *et al.* (2006) estudaram solos lateríticos pedregulhosos do estado de Rondônia, onde também avaliaram variação do módulo de resiliência através da variação da umidade pós-compactação. Os corpos de prova foram compactados sob condições de saturação ótimas e alguns foram submersos em água durante 4 dias antes da realização do ensaio. Constataram que a saturação dos corpos de prova resulta em diminuição no valor do MR quando comparado aos valores ótimos. A Figura 7 ilustra esse resultado, onde observa-se maior taxa de diminuição na amostra com adição de 30% de areia.

Figura 7 - Módulo de resiliência em função da tensão desvio, para lateritas na umidade ótima e após 4 dias de saturação



Fonte: Medina *et al.* (2006).

De maneira geral, há um consenso na literatura consultada de que o aumento no teor de umidade dos materiais, antes ou após a compactação, provoca redução nas suas capacidades resilientes, sendo esse o resultado esperado ao realizar o presente estudo. Observa-se na literatura que a magnitude dessa redução varia para cada material estudado.

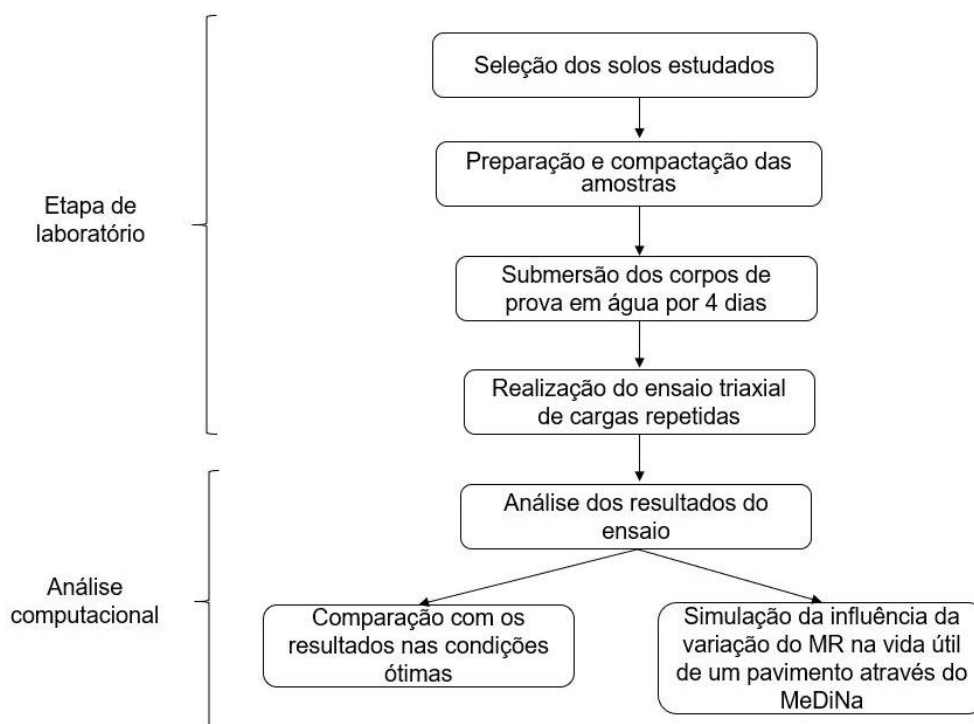
3 METODOLOGIA

Neste capítulo é apresentada a metodologia aplicada no presente trabalho, desde a etapa de ensaios laboratoriais para determinação do módulo de resiliência do material saturado até a análise computacional dos dados obtidos para modelá-los matematicamente. Além disso, é exposto o procedimento adotado para simular a influência do MR do subleito saturado na vida de fadiga do pavimento.

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A organização da pesquisa foi esquematizada como ilustra o fluxograma da Figura 8.

Figura 8 - Fluxograma das atividades realizadas



Fonte: Autor.

3.2 MATERIAIS ESTUDADOS

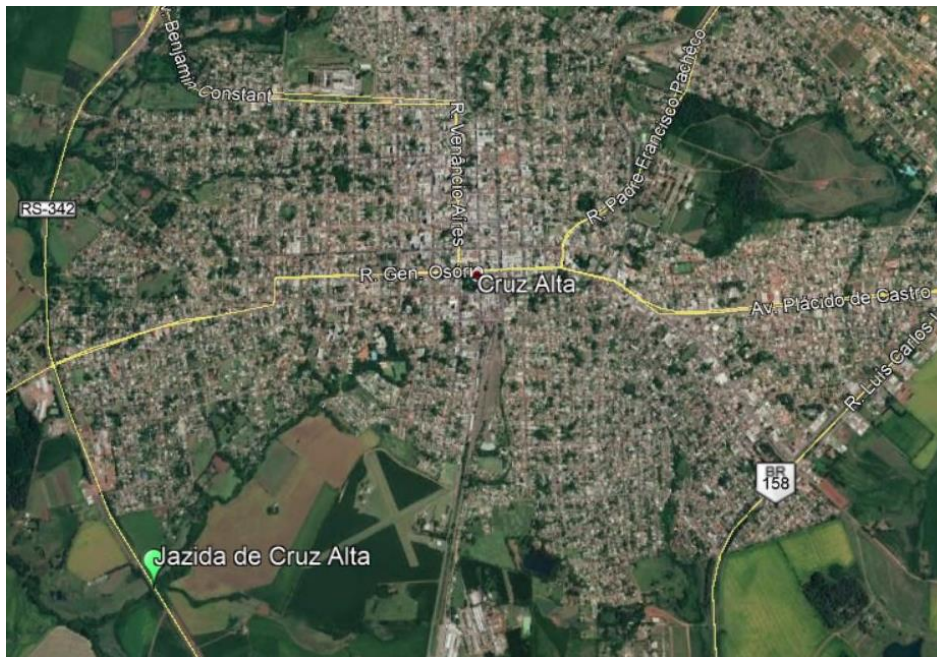
Foram selecionados dois solos para uso em obras de pavimentação no Rio Grande do Sul, um proveniente da RS-342, nas adjacências do município de Cruz Alta e o outro oriundo do corpo do aterro do subleito da BR-116, nas proximidades do município de Pelotas. As localizações das jazidas de origem desses solos são apresentadas nas Figuras 9, 10 e 11. No presente estudo, esses solos serão identificados como “solo CA” e “solo PE”, fazendo referência, respectivamente, à Cruz Alta e Pelotas.

Figura 9 - Localização das jazidas de Cruz Alta e Pelotas no estado do Rio Grande do Sul



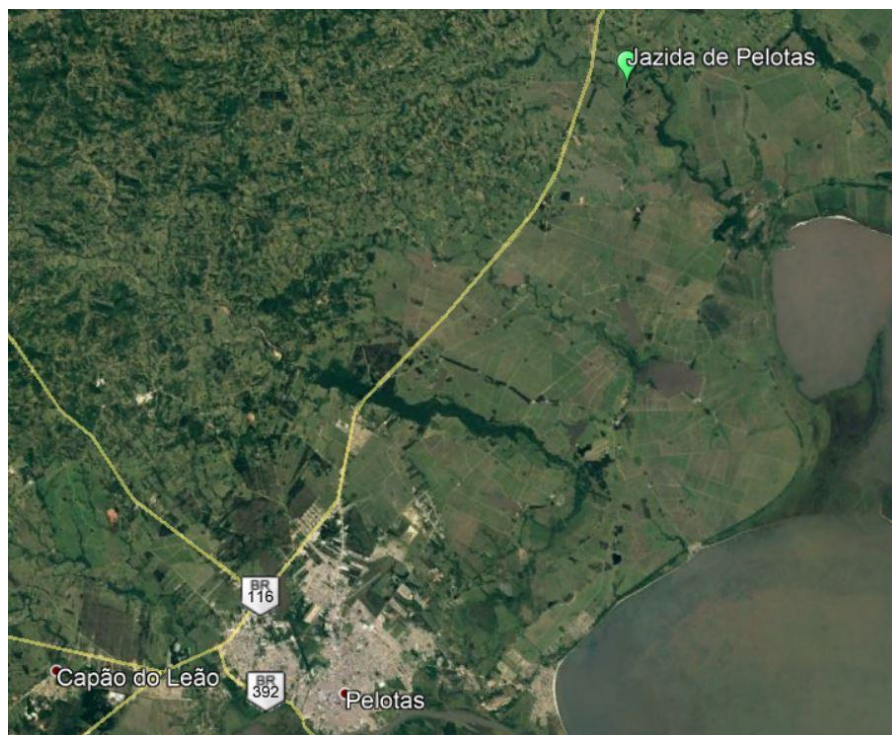
Fonte: Autor.

Figura 10 - Localização da jazida de Cruz Alta



Fonte: Autor.

Figura 11 - Localização da jazida de Pelotas



Fonte: Autor.

O fator determinante para a escolha dos solos de Cruz Alta e Pelotas é o fato de serem, respectivamente, os materiais de pesquisa de Pascoal (2020) e

Santos (2020), onde constata-se que ambos são materiais adequados para emprego em subleito rodoviário. Em ambas pesquisas, após coletarem e caracterizarem esses solos, foram quantificadas as capacidades resilientes desses materiais, possibilitando a comparação entre o módulo de resiliência dos solos nas condições ótimas e quando completamente saturado.

3.2.1 Caracterização e classificação do solo CA

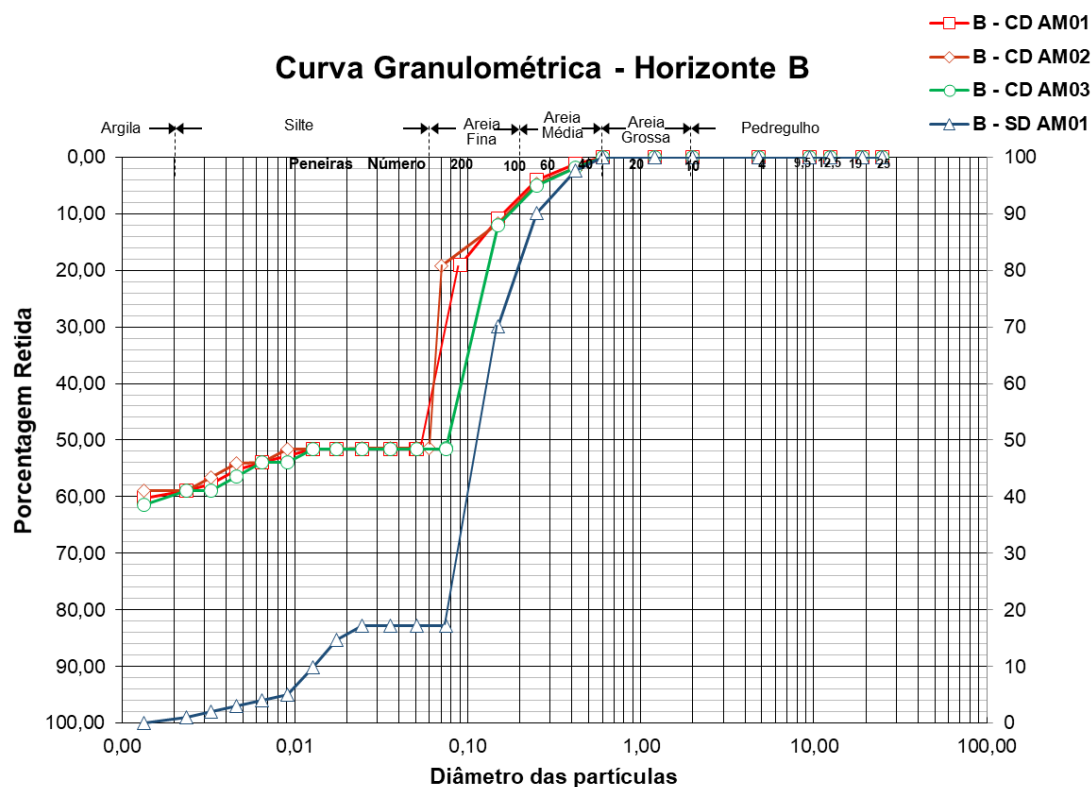
Pascoal (2020) realizou a caracterização e classificação do solo CA, sendo o horizonte B do mesmo o objeto da presente pesquisa. Os resultados obtidos por Pascoal para a massa específica, limites de Atterberg, granulometria, com e sem defloculante, e classificação quanto aos critérios SUCS, TRB e MCT estão apresentados no Quadro 2. A Figura 12 ilustra a curva granulométrica do material.

Quadro 2 - Caracterização e classificação do solo CA

CA - HORIZONTE B	AM01	AM02	AM03	MÉDIA
% pedregulho (>2,0mm)	0	0	0	0
% areia grossa (0,6 – 2,0mm)	0	0	0	0
% areia média (0,2 – 0,6mm)	7	8	9	8
% areia fina (0,06 – 0,2mm)	22	27	26	25
% silte (2 µm – 0,06mm)	28	24	25	26
% argila (< 2 µm)	43	41	40	41
Massa específica (kN/m ³)	27,01	28,25	28,14	27,80
Limite de Liquidez (%)	55	56	53	55
Limite de Plasticidade (%)	44	44	43	44
Índice de Plasticidade (%)	11	11	10	11
Classificação SUCS	MH			
Classificação TRB	A-7-6			
Classificação MCT	LG'			

Fonte: Pascoal (2020).

Figura 12 - Curva granulométrica do solo CA

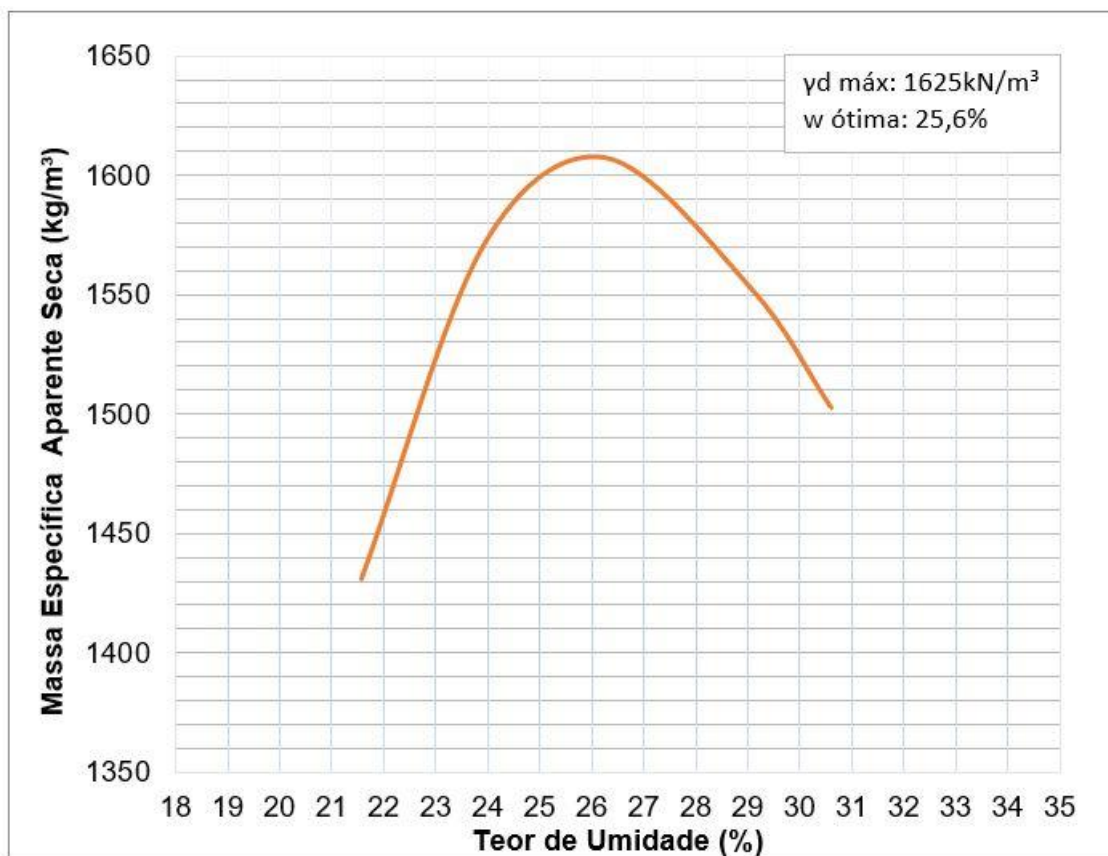


Fonte: Pascoal (2020).

Como pode ser observado, o material de Cruz Alta trata-se de uma argila arenosa, com considerável presença da fração silte, além de apresentar comportamento laterítico, sendo classificado como um solo laterítico argiloso.

Pascoal, após realizar a curva de compactação, ilustrada na Figura 13, definiu a umidade ótima e massa específica aparente seca máxima do solo, para a energia de compactação Intermediária, obtendo uma densidade máxima de 1625 kN/m^3 para o teor de umidade de 25,6%.

Figura 13 - Curva de compactação do solo CA na energia intermediária



Fonte: Pascoal (2020).

3.2.2 Caracterização e classificação do solo PE

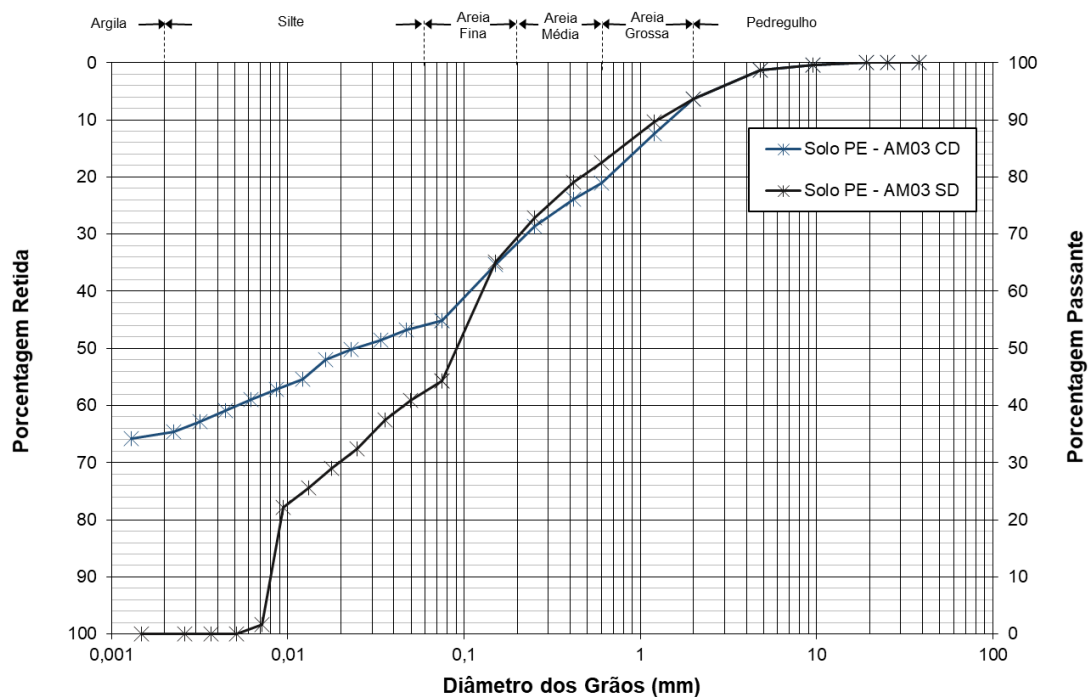
Santos (2020), em sua pesquisa, caracterizou e classificou o solo PE. O Quadro 3 expressa os resultados obtidos durante a caracterização, com e sem defloculante, a classificação do material quanto aos critérios SUCS, TRB e MCT, bem como o peso específico aparente máximo e o teor de umidade ótima na energia intermediária do Proctor. A curva granulométrica obtida está ilustrada na Figura 14.

Quadro 3 - Caracterização e classificação do solo PE

PE	AM01	AM02	AM03	MÉDIA
% pedregulho (> 2,0 mm)	8	6	6	7
% areia grossa (0,6 mm - 2,0 mm)	10	16	15	13
% areia média (0,2 mm - 0,6 mm)	10	10	10	10
% areia fina (0,06 mm - 0,2 mm)	16	13	15	15
% silte (2 µm - 0,06 mm)	20	19	19	19
% argila (< 2µm)	36	36	35	36
Peso específico real dos grãos (kN/m ³)	26,49	26,53	26,46	26,49
Limite de liquidez (%)	46	47	47	47
Limite de plasticidade (%)	25	26	25	25
Índice de plasticidade (%)	21	21	22	22
Classificação SUCS	CL			
Classificação TRB	A-7-6			
Classificação MCT	NG'			

Fonte: Santos (2020).

Figura 14 - Curva granulométrica do solo PE

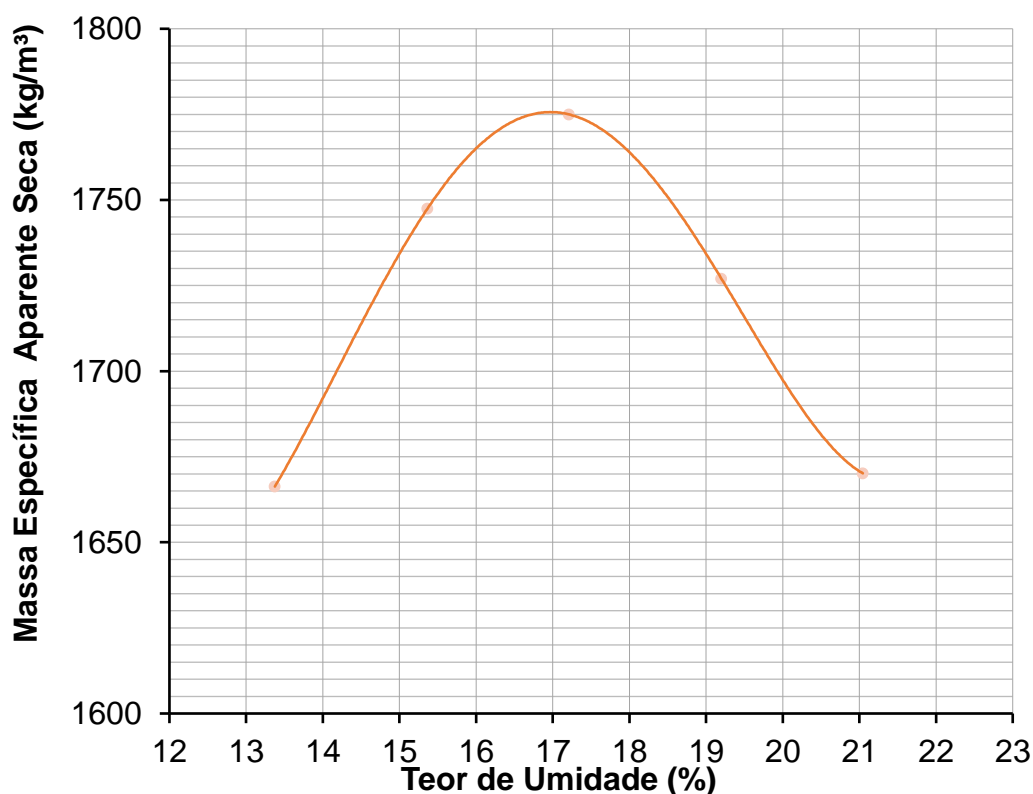


Fonte: Santos (2020).

O solo PE trata-se, portanto, de uma areia argilosa, com significativa presença da fração silte. Este material não apresenta comportamento laterítico, sendo, dessa maneira, classificado como NG'.

Através da curva de compactação, apresentada na figura 15, Santos definiu a umidade ótima e massa específica aparente seca máxima do solo, para a energia de compactação Intermediária, obtendo uma densidade máxima de 1776 kg/m^3 para o teor de umidade de 16,9%.

Figura 15 - Curva de compactação do solo PE na energia intermediária



Fonte: Santos (2020).

3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO

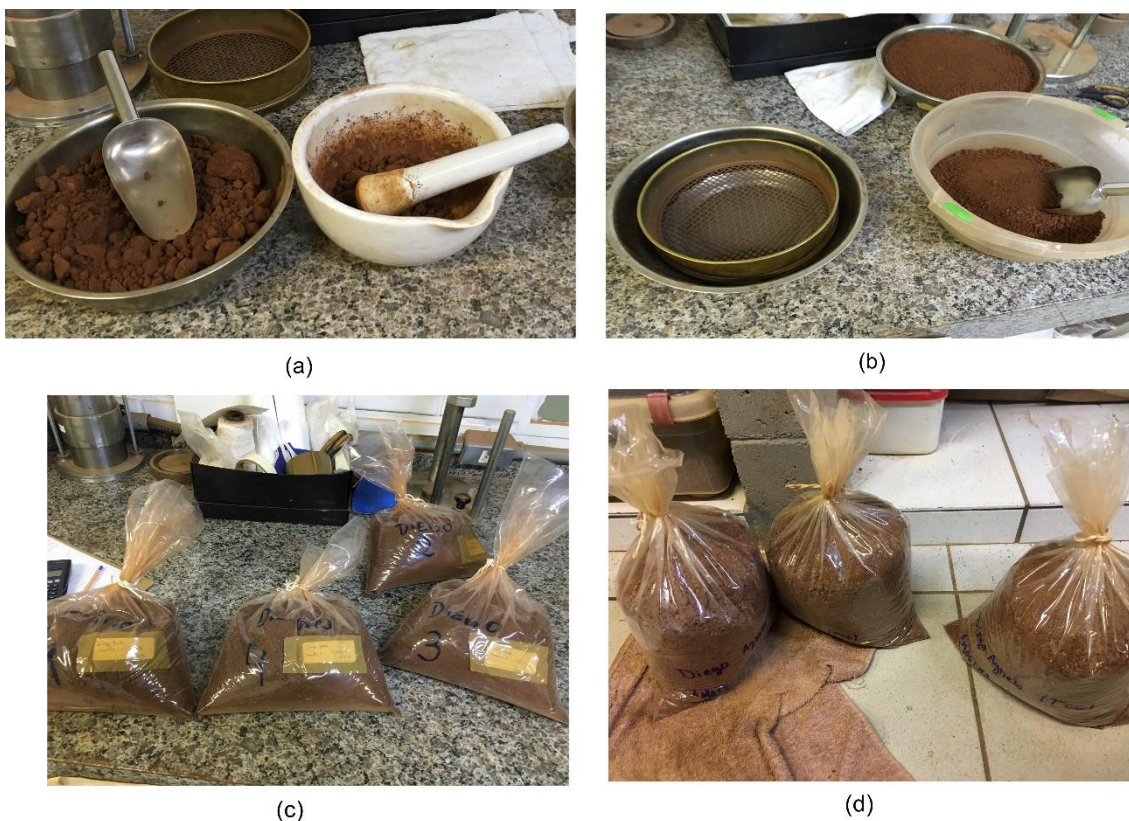
Todos ensaios foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM). Seguiram-se os procedimentos definidos pela NBR 6457/2016 – “Amostras de

solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização” e pela norma 134/2018 do DNIT – “Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio”.

3.3.1 Preparação das amostras e compactação

Os solos foram secos ao ar até atingirem a umidade higroscópica, destorroados e passados na peneira nº4, de abertura 4,8mm, homogeneizados e separados em amostras com aproximadamente 4 quilos de cada material, acondicionadas em sacos plásticos resistentes e com a devida identificação. Esses procedimentos estão ilustrados na Figura 16.

Figura 16 – (a) Preparo das amostras: destorroamento, (b) peneiramento, (c) separação das amostras do solo CA e (d) separação das amostras do solo PE



Fonte: Autor.

Uma vez tendo separado os materiais em amostras, calculou-se a quantidade de água necessária para atingir a umidade ótima de cada solo, para energia intermediária de compactação. Após adicionar água e homogeneizar as amostras, conforme Figura 17, elas foram mais uma vez acondicionadas em sacos plásticos hermeticamente fechados e levados à câmara úmida do LMCC, para evitar a diminuição do teor de umidade.

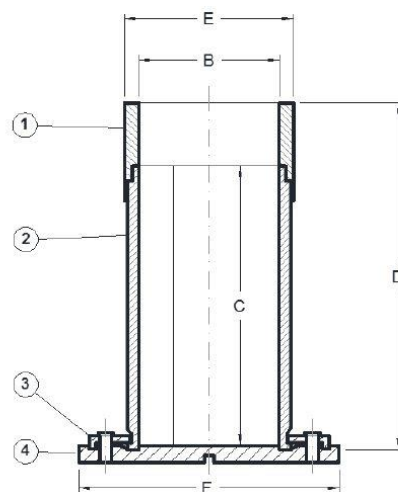
Figura 17 - Processo de homogeneização do solo PE



Fonte: Autor.

No dia seguinte, respeitando o período mínimo de 12 horas de armazenamento na câmara úmida estipulado em norma, as amostras foram submetidas ao processo de compactação, utilizando como molde o cilindro metálico tripartido, conforme as especificações apresentadas na Figura 18, sendo utilizado o cilindro de 100mm de diâmetro e 200mm de altura, ilustrado na Figura 19. Foram seguidas as especificações da norma 134/2018 do DNIT, apresentadas no Quadro 4, utilizando o soquete de 2,5 kgf e altura de queda de 30,5cm, sendo realizada a compactação na energia intermediária em 10 camadas de 27 golpes cada uma. Foram compactados 3 corpos de prova para cada material, buscando maior acurácia nos resultados. A decisão sobre a energia a ser utilizada se baseou nas especificações usuais de serviço do DNIT. Possivelmente os materiais apresentariam desempenho superior caso a energia de compactação fosse maior.

Figura 18 - Especificações do cilindro metálico tripartido



Dimensões do cilindro tripartido

Peças	Dimensões (mm)		
	Cota	100 x 200	150 x 300
1 - Coroa	B	100	150
	E	116	174
2 - Cilindro tripartido	C	200	300
	D	248	372
3 - Fixador	-	-	-
4 - Base de suporte	F	184	220

Fonte: DNIT (2018).

Figura 19 - Cilindro metálico tripartido 100x200 mm utilizado na compactação



Fonte: Autor.

Quadro 4 - Especificações de compactação para ensaio de módulo de resiliência

Condições de compactação de corpo de prova em cilindro tripartido para ensaio de módulo de resiliência.

Diâmetro (cm)	Altura (cm)	Volume (cm ³)	Energia (kgf.cm/cm ³)	Nº de camadas	Altura de queda (cm)	Peso do soquete (kgf)	Nº de golpes por camada
10	20	1570,8	Normal 6	10	30,5	2,5	12
					45,7	4,53	5
					30,5	4,53	7
					45,7	2,5	8
			Intermediária 13		30,5	2,5	27
					45,7	4,53	10
					30,5	4,53	15
					45,7	2,5	18
			Modificada 27,3		30,5	2,5	56
					45,7	4,53	21
					30,5	4,53	31
					45,7	2,5	38
15	30	5301,5	Normal 6	10	30,5	2,5	42
					45,7	4,53	15
					30,5	4,53	23
					45,7	2,5	28
			Intermediária 13		30,5	2,5	90
					45,7	4,53	33
					30,5	4,53	50
					45,7	2,5	60
			Modificada 27,3		30,5	2,5	190
					45,7	4,53	70
					30,5	4,53	105
					45,7	2,5	127
$N = (E \cdot V) / (n \cdot p \cdot h)$				N - nº de golpes por camada E - energia de compactação V - volume de solo compactado n - nº de camadas p - peso do soquete h - altura de queda			

Fonte: DNIT (2018).

Durante a compactação, foram retiradas cápsulas para verificar a umidade média de cada amostra, devendo esta estar no teor de umidade ótimo, com tolerância de 0,5%, a fim de atingir a densidade máxima definida na curva de compactação, com tolerância de 1%.

3.3.2 Submersão dos corpos de prova

Como o objetivo do presente estudo foi verificar a alteração do módulo de resiliência dos solos CA e PE na condição saturada, os corpos de prova foram submersos em água por 4 dias. Visando evitar a perda de material por imersão,

foi necessário encamisar cada um dos corpos de prova com a membrana de borracha, normalmente colocada no momento do ensaio para determinação do módulo de resiliência. Ainda foi preciso colocar papéis filtro circulares nas extremidades dos corpos de prova, de modo a permitir a entrada de água e impedir perda de material. A Figura 20 ilustra esse procedimento.

Figura 20 - Corpos de prova sendo encamisados



Fonte: Autor.

Os corpos de prova foram colocados horizontalmente em recipientes até serem completamente submersos em água, como mostra a Figura 21. O solo CA apresentou comportamento estável durante os 4 dias de submersão. O solo PE, contudo, após o primeiro dia submerso deu sinais de perda de material, fato que pode ser explicado pela sua granulometria, com predominância da fração areia. Para prevenir tal adversidade, optou-se por posicionar os corpos de prova na vertical, ilustrado na Figura 22, maneira como permaneceram durante os 3 dias restantes.

Figura 21 - Corpos de prova do solo CA submersos em água



Fonte: Autor.

Figura 22 - Corpos de prova do solo PE submersos em água



Fonte: Autor.

Os corpos de prova foram acompanhados diariamente e ao fim do quarto dia, retirados dos recipientes e pesados. Dessa maneira, pode-se verificar a quantidade de água absorvida pelos corpos de prova por diferença de peso e determinar indiretamente o teor de umidade após a submersão.

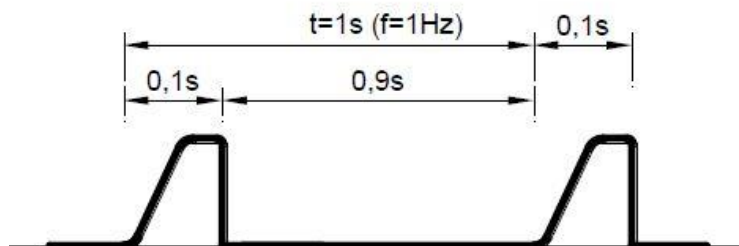
3.3.3 Ensaio triaxial de cargas repetidas

Os corpos de prova foram submetidos ao ensaio triaxial de cargas repetidas, de acordo com o método de ensaio estabelecido pela norma 134/2018 do DNIT, possibilitando a obtenção do módulo de resiliência dos materiais quando saturados. O ensaio consiste em aplicações combinadas de tensões confinantes horizontais estáticas (σ_3) e tensões desvio axiais cíclicas (σ_d), buscando simular as condições impostas ao subleito pelas cargas móveis do tráfego durante o período de projeto de obras rodoviárias.

O equipamento consiste basicamente em uma célula triaxial cilíndrica de policarbonato, com base e tampa metálicas e sistema pneumático de carregamento, que aplica as tensões através de ar comprimido. Os deslocamentos verticais sofridos pelo corpo de prova durante a aplicação das cargas são mensurados através de dois transdutores mecânico-eletromagnético do tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT).

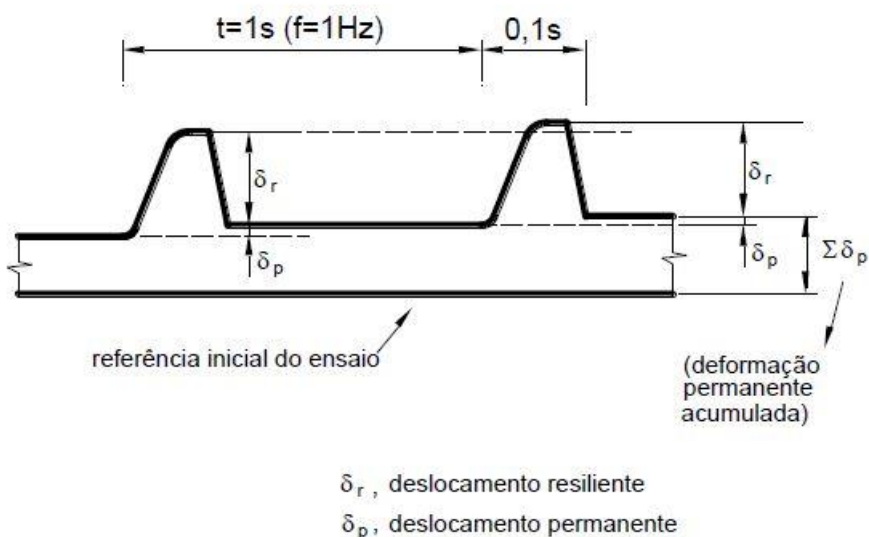
O ensaio é realizado em ciclos, onde aplica-se a tensão desvio em um pulso de 0,1 segundo de duração, seguido por repouso de 0,9 segundo, totalizando um ciclo de 1 segundo, ou seja, com frequência de 1Hz. Esse processo é ilustrado na Figura 23. Ao aplicar as tensões, o corpo de prova sofre deslocamentos verticais compostos de duas parcelas: uma é a parcela de deslocamento resiliente (σ_r), ou seja, elástico e outra de deslocamento permanente (σ_p). O modelo da Figura 24 representa esses deslocamentos.

Figura 23 - Esquema da carga repetida com frequência de 1Hz.



Fonte: DNIT (2018).

Figura 24 - Modelo esquemático de registro dos deslocamentos verticais do ensaio triaxial de cargas repetidas



Fonte: DNIT (2018).

Antes de iniciar o ensaio propriamente dito, devem ser aplicados 500 ciclos de condicionamento, com a finalidade de eliminar deformações permanentes que podem ocorrer durante as primeiras aplicações de tensão desvio. Em ensaios com materiais de subleito, é aplicado apenas um par de tensões desvio e confinante, com valor de 0,070MPa cada. Durante o condicionamento, se for alcançada uma deformação permanente com mais de 5% da altura do corpo de prova, o ensaio deve ser interrompido e o resultado, desconsiderado.

Encerrada a fase de condicionamento, inicia-se a aplicação de 100 ciclos de carregamento para 12 pares de tensões específicos para subleito, listados no Quadro 5, sendo o MR calculado ao fim de cada centena de ciclos. O equipamento opera automaticamente, gerenciado pelo *software* SEEPAV 8200, desenvolvido pela empresa Doering & Brito, que, com os parâmetros obtidos, também realiza o cálculo do módulo de resiliência.

Quadro 5 - Sequência de tensões específicas para determinação do módulo de resiliência para solos de subleito

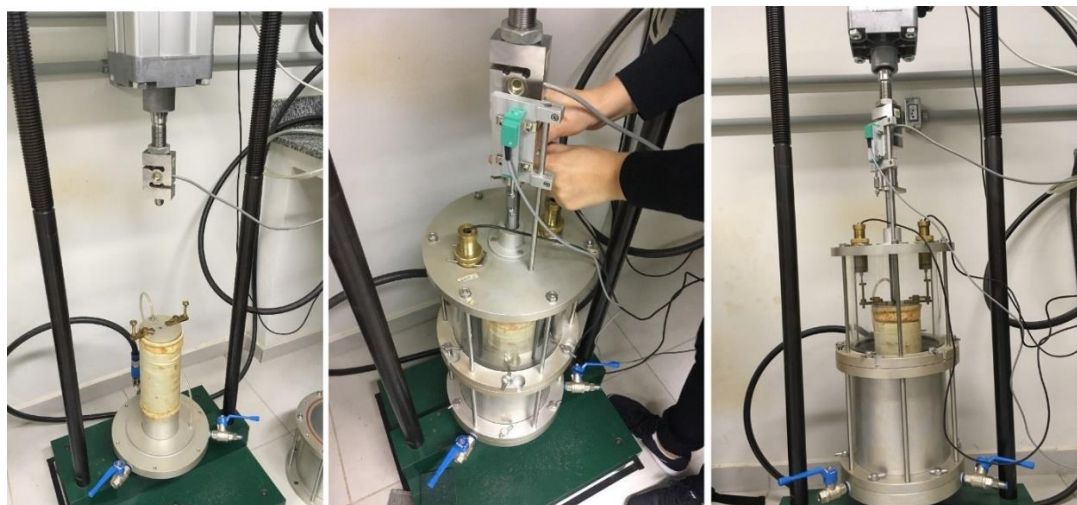
σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1/σ_3
0,020	0,020	2
	0,040	3
	0,060	4
0,035	0,035	2
	0,070	3
	0,105	4
0,050	0,050	2
	0,100	3
	0,150	4
0,070	0,070	2
	0,140	3
	0,210	4

Fonte: DNIT (2018).

Para a realizar os ensaios, cada corpo de prova, já envolto pela membrana de borracha, foi posicionado na base da câmara, sobre uma pedra porosa com papel filtro. Em sua face superior, foi posicionado o cabeçote com haste guia,

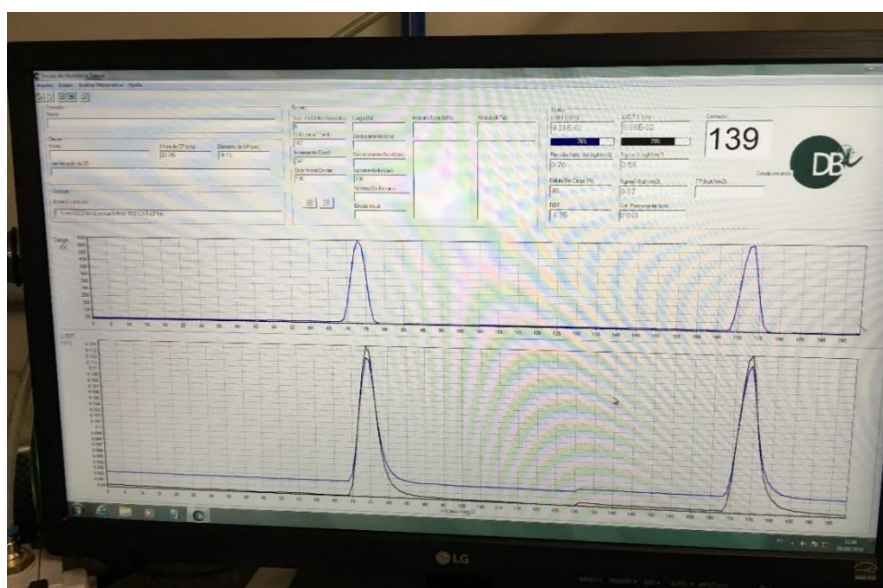
onde é apoiado cada LVDT. Após colocar o invólucro cilíndrico e a tampa de vedação, abriu-se a válvula de drenagem, que conecta o corpo de prova à pressão atmosférica, executando o ensaio drenado. Esse procedimento pode ser observado na Figura 25. A Figura 26 ilustra a interface do *software* SEEPAV durante a execução do ensaio.

Figura 25 - Posicionamento do corpo de prova e montagem do equipamento triaxial



Fonte: Autor

Figura 26 - Interface do *software* SEEPAV durante o ensaio



Fonte: Autor.

Durante o ensaio dos corpos de prova do solo CA, ainda na fase de condicionamento, observou-se peculiar exsudação dos corpos de prova, sendo o líquido drenado e coletado, como mostra a Figura 27. Esse comportamento é esperado, dada à condição de saturação imposta ao material. Fora esse acontecimento, o ensaio ocorreu normalmente. Ao fim do procedimento, aferiram-se as dimensões dos corpos de prova com paquímetro digital e retiraram-se amostras do material para verificação da umidade pós-ensaio.

Figura 27 - Exsudação observada durante o ensaio do corpo de prova do solo CA



Fonte: Autor.

Ao ensaiar o primeiro corpo de prova do solo PE, durante a etapa de condicionamento, observou-se o desenvolvimento de deformações excessivas, impossibilitando a continuação do ensaio. Nessas situações, a norma 134 do DNIT exige que o ensaio seja interrompido e o resultado, desconsiderado.

Tendo em vista que os corpos de prova restantes evidentemente apresentariam o mesmo comportamento, para possibilitar a continuação do ensaio, tomou-se a liberdade de não aplicar os pares de tensões da fase de condicionamento e iniciar diretamente com a sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência. Ainda assim, os corpos de prova deformaram de tal maneira que foi necessário interromper o ensaio.

Após a obtenção do MR dos corpos de prova do solo CA, os mesmos foram analisados através dos modelos de Biarez, Svenson e o Modelo Composto, apresentados na seção 2.4.1 deste trabalho, a fim de verificar qual é o modelo que melhor representa o comportamento resiliente do material após o processo de saturação. Esse procedimento foi realizado com o auxílio do *software* de métodos estatísticos *Statisitca 13.2*, desenvolvido pela empresa *StatSoft*. O programa, dentre diversas funções, possui ferramentas de modelagens preditivas, através de regressões não-lineares múltiplas, proporcionando ainda a elaboração de gráficos tridimensionais para situações em que é necessário avaliar mais de uma variável, como é o caso do Modelo Composto. Assim, é possível determinar os parâmetros de cada modelo, bem como o coeficiente de determinação (R^2), que determina a acurácia do modelo aplicado.

3.3.4 Resultados de MR obtidos por Pascoal (2020)

Pascoal (2020) ensaiou corpos de prova do solo CA nas condições ótimas de umidade, obtendo valores de resiliência variando de 188 a 305 MPa, em função das tensões aplicadas, conforme Quadro 6. Seus resultados são a referência para analisar a mudança no comportamento resiliente dos corpos de prova saturados, foco deste trabalho. Observa-se que os valores do módulo crescem com o aumento das tensões aplicadas pelo equipamento.

A autora analisou seus resultados segundo os modelos de Svenson, Biarez, Tensões Principais e pelo Modelo Composto, citados na seção 2.4.1 deste trabalho. Os parâmetros obtidos para cada modelo, para cada amostra e para o conjunto delas, estão listados nos Quadros 7 e 8, bem como o R^2 de cada análise.

Quadro 6 - Valores de módulo de resiliência obtidos por Pascoal (2020)

Tensão conf. σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	θ	Ciclos de repetição	MR (MPa)		
				Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03
0,020	0,020	0,080	100	188,762	191,032	195,841
0,020	0,040	0,100	100	190,961	193,103	195,716
0,020	0,060	0,120	100	195,193	197,597	202,583
0,035	0,035	0,140	100	207,971	209,416	208,125
0,035	0,070	0,175	100	224,257	233,026	225,867
0,035	0,105	0,210	100	243,518	243,939	246,885
0,050	0,050	0,200	100	260,815	279,458	256,328
0,050	0,100	0,250	100	277,016	280,156	279,962
0,050	0,150	0,300	100	275,991	263,201	265,606
0,070	0,070	0,280	100	305,461	311,775	308,915
0,070	0,140	0,350	100	300,177	303,875	297,737
0,070	0,210	0,420	100	287,275	270,594	264,359

Fonte: Pascoal (2020).

Quadro 7 - Parâmetros dos modelos de Svenson e do Modelo Composto para o solo CA compactado nas condições ótimas

Amostra	Modelo Svenson			Modelo composto			
	k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²
01	411,8043	0,1981	0,5675	776,6475	0,3349	0,0305	0,9451
02	379,9452	0,1639	0,4153	766,6076	0,3703	0,0208	0,8987
03	373,3979	0,161	0,4603	578,5044	0,3148	0,0038	0,8625
01+02+03	387,8953	0,1742	0,4784	739,201	0,3401	0,0043	0,8976

Fonte: Pascoal (2020).

Quadro 8 - Parâmetros dos modelos de Biarez e de Tensões Principais para o solo CA compactado nas condições ótimas

Amostra	Modelo Biarez			Tensões principais		
	k1	k2	R ²	k1	k2	R ²
01	792,5206	0,366	0,9383	415,6016	0,3275	0,8775
02	755,5089	0,3487	0,8953	396,8034	0,2935	0,7505
03	680,323	0,3187	0,8624	382,3626	0,2762	0,7630
01+02+03	751,3786	0,3445	0,8975	397,9762	0,2989	0,7951

Fonte: Pascoal (2020).

Como pode ser observado, os modelos que apresentaram maiores valores de R², portanto, mais representativos, foram o Modelo Composto e o Modelo de Biarez, indicando a influência das tensões desvio e confinante simultaneamente no comportamento resiliente do material. O sinal positivo dos

coeficientes k_2 e k_3 do modelo composto indicam que o módulo de resiliência do material cresce com o aumento das tensões aplicadas. Observa-se ainda o elevado R^2 apresentado no Modelo de Biarez, mostrando que a tensão confinante isoladamente tem considerável influência no comportamento resiliente do material nas condições ótimas de umidade.

3.3.5 Resultados de MR obtidos por Santos (2020)

Santos (2020), ao realizar o ensaio triaxial de cargas repetidas com corpos de prova do solo PE nas condições ótimas de umidade, obteve os valores de MR apresentados no Quadro 9, onde apresenta-se o valor de MR para três amostras. Com os resultados do ensaio, a autora definiu os coeficientes do Modelo Composto, que melhor representa o comportamento resiliente desse material, visto que possui um valor de R^2 relativamente alto, conforme Quadro 10.

Quadro 9 - Valores de módulo de resiliência obtidos por Santos (2020)

Tensão conf. σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	MR (MPa)
		Amostra 01+02+03
0,020	0,020	410
0,020	0,040	366
0,020	0,060	343
0,035	0,035	409
0,035	0,070	366
0,035	0,105	342
0,050	0,050	408
0,050	0,100	365
0,050	0,150	402
0,070	0,070	408
0,070	0,140	365
0,070	0,210	342

Fonte: Santos (2020).

Quadro 10 - Parâmetros do Modelo Composto para o solo PE compactado nas condições ótimas

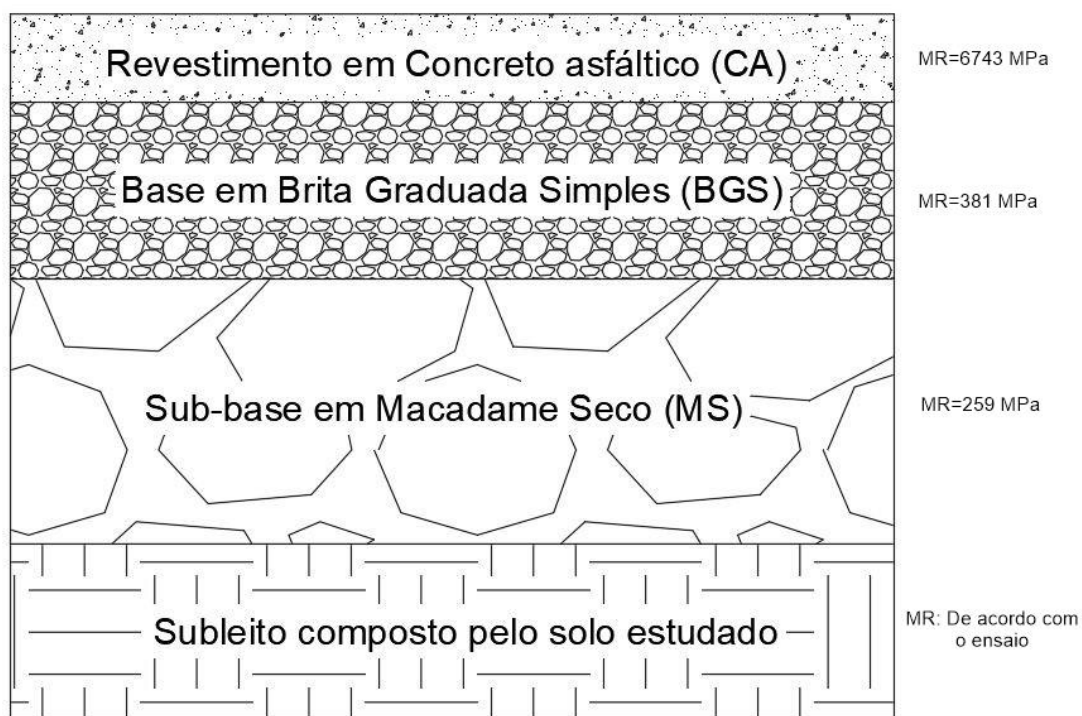
Amostra	Modelo Composto			
	k1	k2	k3	R ²
1	329,586	0,114	-0,180	0,92
2	431,670	0,178	-0,159	0,86
3	459,610	0,179	-0,145	0,79
1+2+3	403,468	0,157	-0,161	0,78

Fonte: Santos (2020).

3.3.6 Dimensionamento através Método de Dimensionamento Nacional

Como um dos objetivos do presente trabalho é simular o quanto a vida útil de um pavimento pode ser afetada pela variação imprevista do MR de um subleito saturado, foi inicialmente dimensionada uma estrutura para proteção do subleito, com módulo de resiliência nas condições de umidade ótimas, usando os parâmetros do Modelo Composto obtidos por Pascoal (2020). Em seguida, esses parâmetros foram alterados pelos obtidos nas condições saturadas, mantendo a estrutura dimensionada previamente. Adotou-se uma estrutura tipicamente utilizada nas rodovias do Rio Grande do Sul, composta por revestimento em Concreto Asfáltico (CA), base em Brita Graduada Simples (BGS), sub-base em Macadame Seco e o subleito, composto pelo solo CA, material cuja capacidade resiliente pôde ser determinada graças aos ensaios. A Figura 28 apresenta, simplificada, um esquema da composição das camadas do pavimento que será dimensionado, indicando os materiais escolhidos e os valores de MR adotados para cada camada, cujos critérios de escolha serão detalhados adiante.

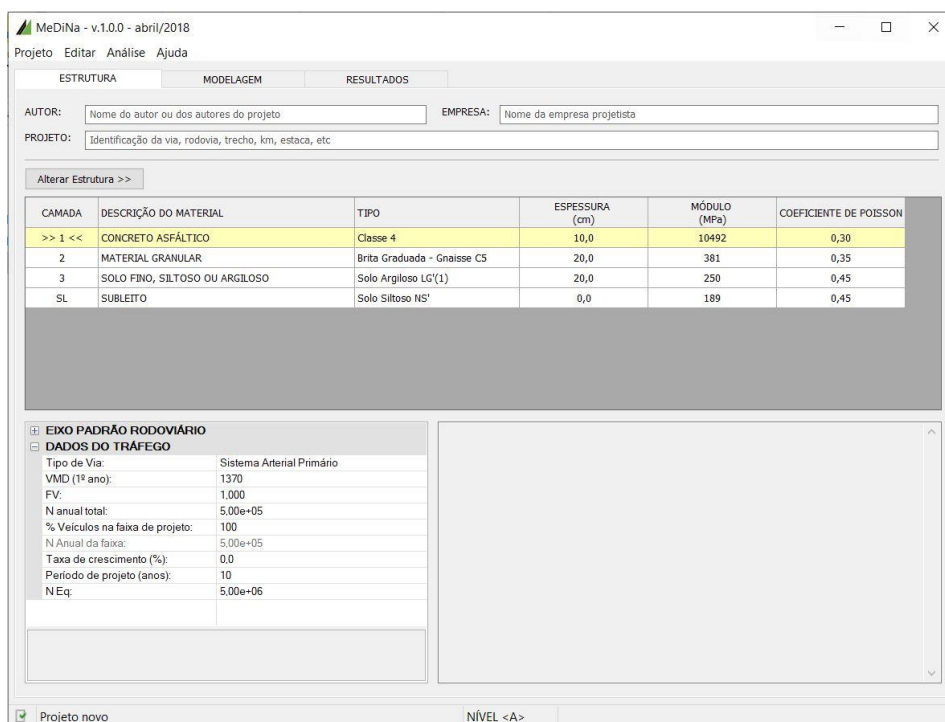
Figura 28 - Esquema da composição do pavimento que será dimensionado



Fonte: Autor.

Optou-se por dimensionar a estrutura diretamente através do *software* MeDiNa, disponibilizado na página do DNIT. O programa possui interface simples e prática, ilustrada na Figura 29, proporcionando o dimensionamento de pavimentos de acordo com o Método de Dimensionamento Nacional. O programa verifica os critérios de fadiga e deformação permanente. Para ser aceita, ao fim do período de projeto estipulado, a estrutura deve apresentar menos de 30% de área do revestimento trincada e deformação permanente compatível com o tipo de via, conforme Quadro 11.

Figura 29 - Interface inicial do software MeDiNa



Fonte: Autor.

Quadro 11 - Critérios de aceitação e confiabilidade do dimensionamento para cada tipo de via

TIPO DE VIA	CONFIABILIDADE	ÁREA TRINCADA	DEF. PERMANENTE
Sistema Arterial Principal	95%	30%	10mm
Sistema Arterial Primário	85%	30%	13mm
Sistema Arterial Secundário	75%	30%	20mm
Sistema Coletor Primário	85%	30%	13mm
Sistema Coletor Secundário	75%	30%	20mm
Sistema Local	65%	30%	20mm

Fonte: Franco e Motta (2018).

Ao iniciá-lo, é possível inserir os dados referentes ao tráfego, como o tipo de via, o Volume Diário Médio (VDM), o fator de veículo (FV), o Número de operações equivalentes de eixo-padrão (N), a porcentagem de veículos na faixa de projeto, a taxa de crescimento do tráfego e o período de projeto (P). Além

disso, pode-se definir os materiais constituintes de cada camada dos pavimentos. O *software* possui uma base de dados com alguns materiais comumente usados, assim como permite a definição das propriedades de cada material pelo projetista, com os dados obtidos experimentalmente em laboratório.

O período de projeto escolhido foi de 10 anos. Para o número N adotou-se o obtido por Klamt (2014), por meio da contagem de veículos na praça de pedágio Retiro, localizada no Km 510 da BR-116, em Pelotas/RS, onde foi obtido um N de $5,57 \times 10^6$ para o ano de 2013. Analisando estatisticamente a série de dados de tráfego, o autor elaborou um modelo linear que permite estimar o N futuro, expresso na equação 3.1, obtendo-se assim o valor de N para a presente simulação de $1,15 \times 10^7$. Embora essa não seja a metodologia recomendada pelo DNIT para a determinação do número N, julgou-se oportuno adotar essa equação, uma vez que foi elaborada especificamente para esse trecho e representa com maior precisão o comportamento real em campo quando comparada a modelos genéricos.

$$N_{\text{futuro}} = N_{\text{ano}} + (119550 \times \text{Anosprojecção}) + 4,0 \times 10^6 \quad (3.1)$$

Onde:

Nfuturo é o número N para o ano desejado, ou seja, o ano de 2029;

Nano é o número N do ano base, neste caso, $5,57 \times 10^6$;

Anosprojecção é a quantidade de anos para qual se pretende projetar o tráfego, neste caso, 16 anos.

O tipo de via define o grau de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e deformação permanente. Uma vez que está sendo adotado o N da BR-116, escolheu-se o tipo Arterial Principal, conduzindo a um grau de confiabilidade de 95%, o que torna a análise mais rigorosa. O critério de aceitação da estrutura deverá estar de acordo com Quadro 9, ou seja, área trincada inferior a 30% e deformação permanente total inferior a 10mm. Rodovias desse tipo são caracterizadas pelo alto nível de mobilidade e

volume de tráfego, proporcionando velocidades de 60 a 120 Km/h. Assim, as informações referentes ao tráfego e a via inseridas no programa estão ilustradas na Figura 30.

Figura 30 - Dados do tráfego e tipo de via adotados para o dimensionamento

DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal
VMD (1º ano):	3151
FV:	1,000
N anual total:	1,15e+06
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	1,15e+06
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
NEq:	1,15e+07

Fonte: Autor.

A etapa seguinte foi a definição da estrutura do pavimento, adicionando camadas e seus materiais constituintes. Para as camadas de revestimento, base e sub-base foram adotados os materiais presentes no banco de dados do programa, sendo o critério de escolha seus valores de módulo de resiliência e eficiência. O subleito foi modelado conforme os parâmetros resilientes do solo CA, obtidos em laboratório.

Para o revestimento, constituído de concreto asfáltico, buscou-se um material com bom desempenho sem apresentar módulo excessivamente elevado, que representaria um material de custo elevado. Escolheu-se o CA Classe 2 cujas características estão ilustradas na Figura 31.

Figura 32 - Características da brita graduada de Gnaiss C5 empregada na base

Propriedades da Camada 2

BASE DE DADOS	
Projeto	
Brita Graduada - Gnaiss C1	
Brita Graduada - Gnaiss C2	
Brita Graduada - Gnaiss C3	
Brita Graduada - Gnaiss C4	
Brita Graduada - Gnaiss C5	
Brita Graduada - Gnaiss C6	
Brita Graduada - Gnaiss C7	
Solo Brita - M3 (LG' s:1521)	
Solo Brita - M4 (NG' s:1494)	
Solo Brita - M5 (LG' s:1521)	

MATERIAL GRANULAR	
Material	Brita Graduada - Gnaiss C5
Parâmetros	
Espessura (cm)	20,0
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	381
Características	
Descrição do Material	Brita Graduada
Abrasão Los Angeles (%)	43,0
Norma ou Especificação	DNIT ES 141
Massa específica (g/cm³)	2,223
Umidade Ótima (%)	5,0
Energia Compactação	Modificada
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou p...	0,0868
Coefficiente de Regressão (k2 ou p...	-0,2801
Coefficiente de Regressão (k3 ou p...	0,8929
Coefficiente de Regressão (k4 ou p...	0,0961

Excluir Atualizar Salvar OK Cancel

Fonte: Autor.

Segundo Bernucci *et al.* (2006), os valores de módulo de resiliência do Macadame Seco não podem ser determinados em laboratório, mas podem ser estimados através de retroanálise em bacias de deflexão. Nuñez (1997) obteve o valor médio de 235 MPa para o módulo de resiliência do Macadame Seco. Dentre os materiais granulares presentes no banco de dados do programa, a brita graduada de Gnaiss C1 foi a que mais se aproximou deste valor,

apresentando resiliência linear de 259 MPa, sendo o material adotado para a sub-base. Os dados deste material podem ser visualizados na Figura 33.

Figura 33 - Características da brita graduada de Gnaisse C1 empregada na sub-base

Propriedades da Camada 3

BASE DE DADOS	
Projeto	
Brita Graduada - Gnaisse C1	
Brita Graduada - Gnaisse C2	
Brita Graduada - Gnaisse C3	
Brita Graduada - Gnaisse C4	
Brita Graduada - Gnaisse C5	
Brita Graduada - Gnaisse C6	
Brita Graduada - Gnaisse C7	
Solo Brita - M3 (LG' s:1521)	
Solo Brita - M4 (NG' s:1494)	
Solo Brita - M5 (LG' s:1521)	

MATERIAL GRANULAR	
Material	Brita Graduada - Gnaisse C1
Parâmetros	
Espessura (cm)	21,0
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	259
Características	
Descrição do Material	Brita Graduada
Abrasão Los Angeles (%)	41,0
Norma ou Especificação	DNIT ES 141
Massa específica (g/cm³)	2,268
Umidade Ótima (%)	5,8
Energia Compactação	Modificada
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = \psi_1 \cdot (s_3^{\psi_2}) \cdot (sd^{\psi_3}) \cdot (N^{\psi_4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou p...	0,1608
Coefficiente de Regressão (k2 ou p...	-0,097
Coefficiente de Regressão (k3 ou p...	0,525
Coefficiente de Regressão (k4 ou p...	0,0752

Excluir Atualizar Salvar OK Cancel

Fonte: Autor.

Para modelar o subleito, o programa solicita o coeficiente de Poisson, o módulo de resiliência linear ou não-linear (nesse caso, é necessário informar os parâmetros k1, k2, k3 e k4 do modelo constituinte) e os coeficientes de regressão de deformação permanente ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4 . A Figura 34 ilustra a janela de

modelagem do subleito. O pavimento foi dimensionado para proteção do subleito composto pelo solo CA com MR de modelo não-linear, sendo inicialmente utilizados os coeficientes do Modelo Composto nas condições ótimas de umidade, obtidos por Pascoal (2020). Os demais parâmetros foram adotados de acordo com a base de dados do software, referentes ao solo LG', uma vez que essa é a classificação MCT do solo CA. Os coeficientes desse material foram obtidos por Norback (2018). As características do subleito composto pelo solo CA nas condições ótimas de umidade podem ser visualizadas na Figura 35.

Figura 34 - Janela para definição dos parâmetros do subleito

Propriedades do Subleito

BASE DE DADOS	SUBLEITO
Projeto	Material: Projeto
Solo Siltoso NS'	Parâmetros
Solo Fino NA	Espessura (cm): 0,0
CA wot	Coefficiente de Poisson: 0,00
CA Saturado	Contato: -
	Módulo (MPa)
	Modelo Constituinte: Resiliente Linear
	Módulo (MPa): 0
	Características
	Descrição do Material: ...
	Grupo MCT: ...
	MCT - Coeficiente c': ...
	MCT - Índice e': ...
	Norma ou Especificação: DNIT ES 137
	Massa específica (g/cm³): ...
	Umidade Ótima (%): ...
	Energia Compactação: ...
	Deformação Permanente
	Modelo: $ep = \psi_1 \cdot (s_3^{\psi_2}) \cdot (sd^{\psi_3}) \cdot (N^{\psi_4})$
	Coefficiente de Regressão (k1 ou p...): ...
	Coefficiente de Regressão (k2 ou p...): ...
	Coefficiente de Regressão (k3 ou p...): ...
	Coefficiente de Regressão (k4 ou p...): ...
	Módulo (MPa)
	Módulo do Material.

Excluir Atualizar Salvar OK Cancel

Fonte: Autor.

Figura 35 - Características do solo CA nas condições ótimas de umidade empregado no subleito

Propriedades do Subleito

BASE DE DADOS	
Projeto	
Solo Siltoso NS'	
Solo Fino NA	
CA wot	
CA Saturado	

SUBLEITO	
Material	CA wot
Parâmetros	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,45
Contato	-
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	739,20
Coefficiente de Regressão (k2):	0,340
Coefficiente de Regressão (k3):	0,004
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
Características	
Descrição do Material	Solo CA - Condições ótimas
Grupo MCT	LG'
MCT - Coeficiente c'	...
MCT - Índice e'	...
Norma ou Especificação	DNIT ES 137
Massa específica (g/cm³)	2,78
Umidade Ótima (%)	...
Energia Compactação	...
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = \psi_1 \cdot (s_3^{\psi_2}) \cdot (sd^{\psi_3}) \cdot (N^{\psi_4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou p...)	0,32
Coefficiente de Regressão (k2 ou p...)	-0,09
Coefficiente de Regressão (k3 ou p...)	1,21
Coefficiente de Regressão (k4 ou p...)	0,05

Excluir Atualizar Salvar OK Cancel

Fonte: Autor, com dados de Pascoal (2020).

Definidos os materiais do pavimento e suas propriedades, foi possível dimensionar as espessuras de cada camada, de modo a atender o N e os critérios de projeto estabelecidos. Como citado anteriormente neste capítulo, a estrutura dimensionada é mantida e os coeficientes que regem o comportamento resiliente do subleito foram substituídos pelos obtidos através do ensaio triaxial com os corpos de prova do solo CA após 4 dias submersos em água, buscando simular a influência de uma variação imprevista em projeto das capacidades resilientes do subleito após a execução da obra na vida útil do pavimento.

Como o objetivo deste trabalho é avaliar o MR do subleito saturado, não foi realizado o ensaio para determinação dos coeficientes da deformação permanente. Contudo, a bibliografia aponta que a saturação também prejudica essa propriedade do subleito, causando maiores deformações. Para não ignorar esse fato, foi adotado um artifício matemático para gerar coeficientes ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4 para um subleito saturado. Para isso, através do modelo proposto por Guimarães (2009), apresentado na equação 3.2 e aplicando as tensões especificadas pela Norma DNIT 179/2018 – “Pavimentação – Solos – Determinação da Deformação Permanente – Instrução de Ensaio”, apresentadas no Quadro 12, juntamente com os coeficientes obtidos por Norback (2018), calculou-se a deformação específica ε . Os valores de ε foram, então, aumentados em 12,5%, 25%, 50%, 75%, 100% e 200%, ou seja, foi aumentado o nível de deformação normalmente apresentado por esse solo. Os novos valores de ε , foram inseridos no *software Statistica*, permitindo a obtenção dos coeficientes do modelo, solicitados pelo MeDiNa. Ressalta-se que essa análise é puramente matemática e foi adotada apenas para não desprezar os efeitos da saturação na deformação permanente do subleito, e pode não representar seu real comportamento nessa situação.

$$\varepsilon(\%) = \Psi_1 \cdot \sigma_3^{\Psi_2} \cdot \sigma_d^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4} \quad (3.2)$$

Onde:

ε é a Deformação específica;

σ_3 é a tensão confinante, em Kgf/cm²;

σ_d é a tensão desvio, em Kgf/cm²;

N é o número de ciclos de aplicação dos pares de tensões, sendo adotado o valor de 160000, o mesmo utilizado pelos ensaios de Norback (2009);

Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 são parâmetros do modelo, sendo inicialmente adotados os coeficientes obtidos por Norback (2009) para o solo LG' presente na base de dados do MeDiNa.

Quadro 12 - Estados de tensões indicados para determinação da Deformação Permanente

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
40	40	2
	80	3
	120	4
80	80	2
	160	3
	240	4
120	120	2
	240	3
	360	4

Fonte: DNIT (2018).

4 RESULTADOS E ANÁLISES

Neste capítulo serão apresentados e comentados os resultados obtidos na etapa de laboratório e análise numérica dos dados obtidos durante os ensaios, conforme descrito no capítulo 3, bem como avaliar qual dos modelos de obtenção do módulo de resiliência, apresentados no capítulo 2, descreve o comportamento resiliente do material quando submetido à saturação pós-compactação. A seguir, será feita a comparação entre os valores de MR nas condições ótimas e pós-saturação, objetivo deste trabalho. Por fim, será apresentada a estrutura de um pavimento dimensionado conforme o Método de Dimensionamento Nacional para proteção do subleito nas condições ótimas e uma estimativa de como sua vida útil pode ser influenciada por eventual saturação do subleito imprevista em projeto.

4.1 COMPACTAÇÃO E IMERSÃO DOS CORPOS DE PROVA

Foram compactados 3 corpos de prova para cada material. Os corpos de prova obtidos são apresentados nas Figuras 36 e 37. O Quadro 13 contém os valores de umidade durante a compactação e de densidade apresentada por cada corpo de prova, mostrando que foram respeitados os limites de umidade (tolerância 0,5% do teor ótimo) e densidade (tolerância de 1%) estabelecidos pelas especificações de ensaio.

Figura 36 - Corpos de prova do solo CA



Fonte: Autor.

Figura 37 - Corpos de prova do solo PE



Fonte: Autor.

Quadro 13 - Resultados do ensaio de compactação dos solos CA e PE

Solo	Amostra	W ótima (%)	W média (%)	Massa do CP (g)	Volume (cm ³)	Densidade (Kg/m ³)	Densidade máxima (Kg/m ³)	Grau de compactação (%)
CA Horizonte B	Amostra 1	25,6	25,2	3066	1570,8	1630,2	1625	100,32%
	Amostra 2		25,3	3068		1628,9		100,24%
	Amostra 3		25,1	2998		1631,5		100,40%
PE	Amostra 1	16,9	17,4	3258	1570,8	1768,4	1776	99,57%
	Amostra 2		16,95	3250		1775,2		99,95%
	Amostra 3		17	3272		1774,4		99,91%

Fonte: Autor.

O Quadro 14 mostra a situação dos corpos de prova após os 4 dias submersos em água, visando saturá-los. O teor de umidade foi calculado indiretamente em função da massa de água absorvida. Observa-se também o aumento nas dimensões dos corpos de prova provocado pelo período de submersão, em especial para os corpos de prova do solo PE, tendo em vista a presença de argilominerais expansivos em sua constituição.

Ao fim do período de 4 dias de submersão, os corpos de prova do solo CA ainda aparentavam estar estáveis. Observou-se que os corpos de prova do solo PE absorveram quantidades relativamente grandes de água, ultrapassando o limite de plasticidade definido por Santos (2020), causando aumento de volume e instabilidade do corpo de prova constatada com análise tátil, dificultando até mesmo seu manuseio.

Quadro 14 - Situação dos corpos de prova após 4 dias submersos em água

Solo	Amostra	Massa pós compactação (g)	Massa após 4 dias submerso (g)	Massa de água absorvida (g)	Teor de umidade durante compactação (%)	Teor de umidade após 4 dias submerso (%)	Grau de saturação (%)	Diâmetro médio (cm)	Altura média (cm)
Solo CA	Amostra 1	3066	3236	170	25,20%	31,93%	100,00%	10,09	20,27
	Amostra 2	3068	3244	176	25,30%	32,38%	100,00%	10,11	20,61
	Amostra 3	2998	3196	198	25,10%	33,36%	100,00%	10,11	20,40
Solo PE	Amostra 1	3258	3594	336	17,40%	29,51%	100,00%	10,26	20,53
	Amostra 2	3250	3520	270	16,95%	26,67%	100,00%	10,4	20,32
	Amostra 3	3272	3562	290	17,00%	27,37%	100,00%	10,21	20,6

Fonte: Autor.

4.2 ENSAIO TRIAXIAL DE CARGAS REPETIDAS DOS CORPOS DE PROVA SATURADOS

Os módulos de resiliência dos corpos de prova saturados do solo CA foram obtidos graças ao ensaio triaxial de cargas repetidas, como descrito no capítulo 3. O Quadro 15 mostra os resultados do ensaio, com os valores de MR para cada corpo de prova, em função do par de tensões aplicado pelo equipamento. Percebe-se a semelhança entre os valores apresentados para as três amostras, indicando a uniformidade no preparo delas e na realização dos ensaios. Também é possível constatar que o aumento da tensão desvio provoca diminuição no módulo de resiliência, enquanto o aumento da tensão confinante contribui para o aumento do MR.

Quadro 15 - Resultado do ensaio triaxial de cargas repetidas para o solo CA após 4 dias submerso em água

Tensão conf. σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	θ	Ciclos de repetição	MR (MPa)		
				Amostra 01	Amostra 02	Amostra 03
0,020	0,020	0,080	100	68,302	72,77	66,051
	0,040	0,100	100	60,019	62,833	58,784
	0,060	0,120	100	53,838	55,346	52,505
0,035	0,035	0,140	100	70,175	71,883	67,537
	0,070	0,175	100	58,429	59,547	59,336
	0,105	0,210	100	48,568	50,144	48,061
0,050	0,050	0,200	100	75,123	76,399	72,498
	0,100	0,250	100	60,606	60,766	56,954
	0,150	0,300	100	51,189	53,718	52,395
0,070	0,070	0,280	100	88,399	92,332	90,644
	0,140	0,350	100	65,247	67,794	68,435
	0,210	0,420	100	56,246	55,764	54,631

Fonte: Autor.

Os resultados obtidos no ensaio foram aplicados nos modelos comumente usados para obtenção do módulo de resiliência, apresentados no referencial teórico. O parâmetro para aceitação do modelo é o coeficiente de determinação R^2 , que deve ser o mais próximo possível de 1. Através do *software* Statistica, analisou-se cada amostra isoladamente e o conjunto de amostras, almejando precisão na modelagem. O Quadro 16 mostra os coeficientes para cada modelo, para cada amostra e para o conjunto delas, bem como o R^2 obtido em cada análise.

Quadro 16 - Parâmetros dos modelos de Biarez, Svenson e do Modelo Composto para o solo CA submerso por 4 dias

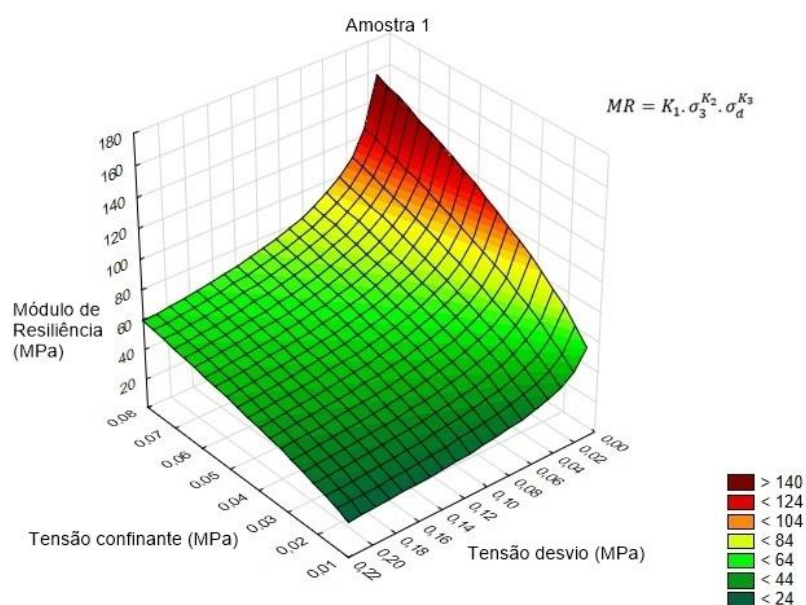
Amostra	Modelo Biarez			Modelo Svenson			Modelo composto			
	k1	k2	R ²	k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²
01	90,563	0,112	0,088	47,834	-0,104	0,162	113,180	0,454	0,3330	0,880
02	88,508	0,096	0,060	47,450	-0,118	0,197	111,532	0,450	-0,342	0,866
03	99,324	0,145	0,132	49,780	-0,088	0,098	124,485	0,481	-0,322	0,831
01+02+03	92,587	0,118	0,090	48,330	-0,102	0,148	116,142	0,462	-0,331	0,849

Fonte: Autor.

Constatou-se que os modelos de Biarez e Svenson, que analisam a influência das tensões confinante e desvio, respectivamente, de forma isolada não representam o comportamento resiliente do solo CA após o período de 4 dias submerso em água, tendo em vista o baixo valor de R^2 em ambos casos, e assim, não devem ser adotados para prever o módulo de resiliência do material nessas condições. O Modelo Composto, por outro lado, provou-se eficiente, uma vez que o coeficiente R^2 relativamente elevado mostra acurácia dessa metodologia, indicando que as tensões aplicadas devem ser analisadas conjuntamente. O valor positivo do coeficiente k_2 indica que o módulo de resiliência do material cresce com o aumento da tensão confinante, enquanto o sinal negativo do coeficiente k_3 mostra que o valor do módulo diminui para tensões desvio maiores.

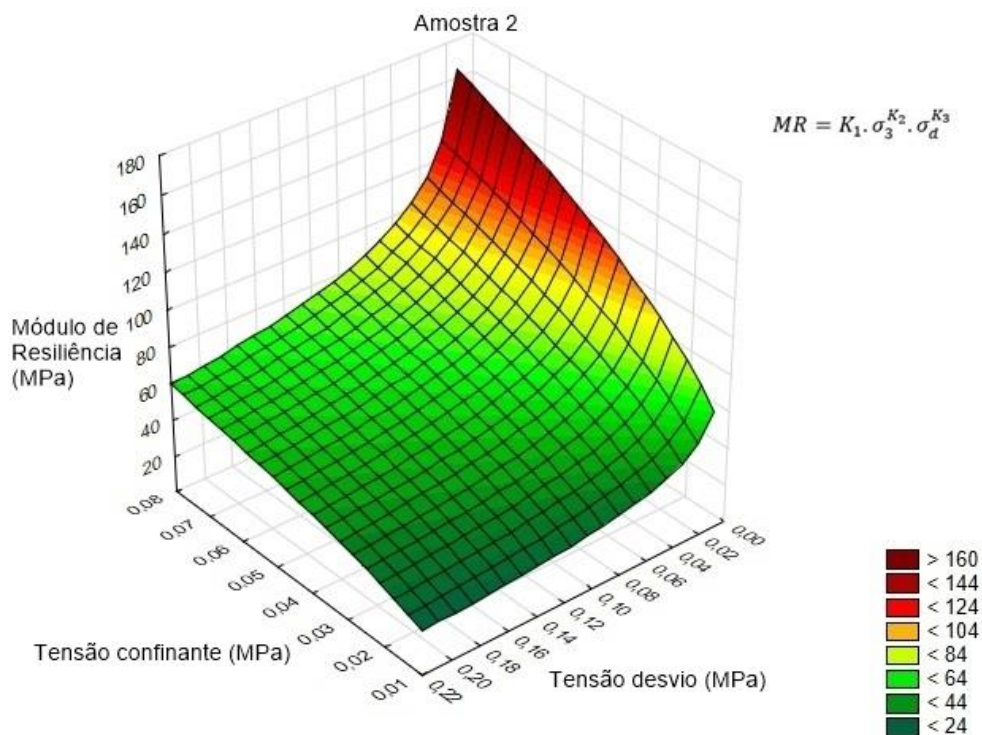
Sendo o Modelo Composto representativo, elaboraram-se os gráficos tridimensionais que permitem visualizar o comportamento resiliente do solo CA saturado pós-compactação em função das tensões confinante e desvio, para cada amostra isoladamente, conforme as Figuras 38, 39 e 40, e as três simultaneamente, como ilustrado na Figura 41. A representação gráfica permite visualizar a variação não-linear do módulo de resiliência, dada a superfície irregular obtida.

Figura 38 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para a amostra 01 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias



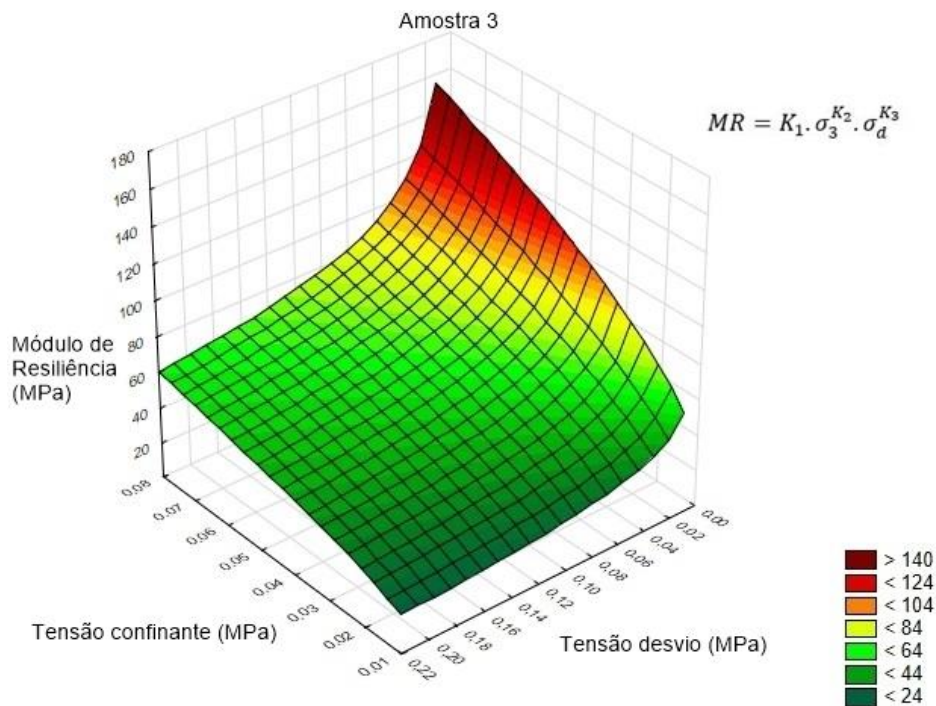
Fonte: Autor.

Figura 39 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para a amostra 02 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias



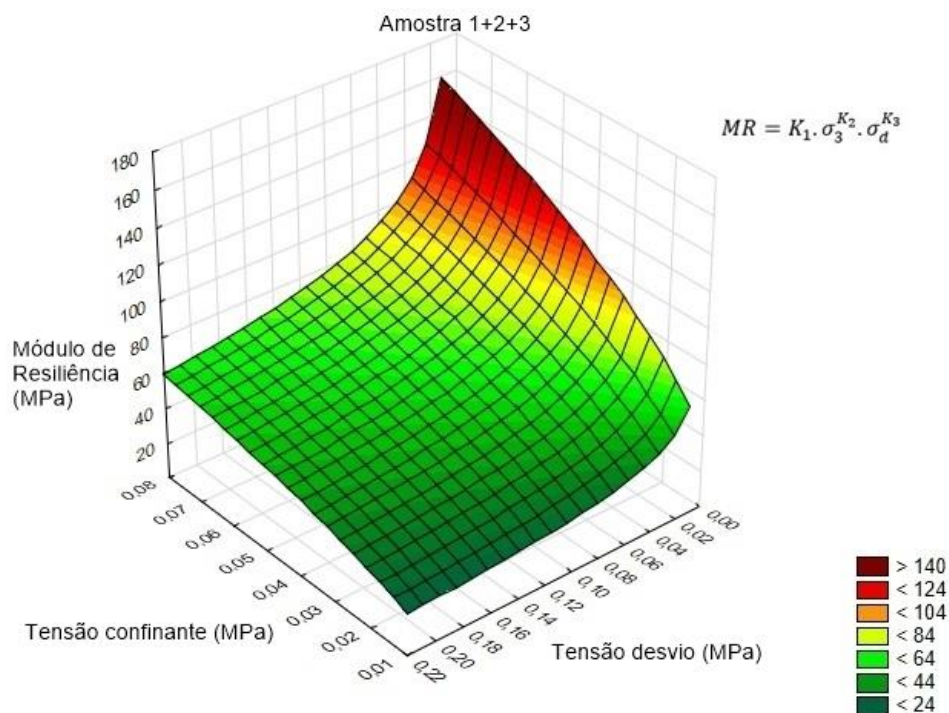
Fonte: Autor.

Figura 40 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para a amostra 03 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias



Fonte: Autor.

Figura 41 - Gráfico tridimensional do Modelo Composto para as amostras 01, 02 e 03 do solo CA compactado nas condições ótimas de umidade e submerso por 4 dias



Fonte: Autor.

Como exposto na metodologia deste trabalho, as deformações excessivas apresentadas pelos corpos de prova saturados do solo PE impediram a conclusão do ensaio e futuras análises. Contudo, tornou-se evidente quão prejudicial foi a saturação pós-compactação do material. A Figura 42 ilustra a deformação observada em um dos corpos de prova do solo PE durante a execução do ensaio. Esse comportamento pode ser explicado pela natureza não-laterítica do solo PE, visto que, de acordo com a literatura, são materiais mais suscetíveis aos danos causados pela água. A quantidade consideravelmente alta de água absorvida pelos corpos de prova desse material corroboram com essa afirmação.

Figura 42 - Corpo de prova do solo PE com deformação excessiva



Fonte: Autor.

4.2.1 Comparação entre os valores de módulo de resiliência do solo CA nas condições ótimas e após 4 dias submerso

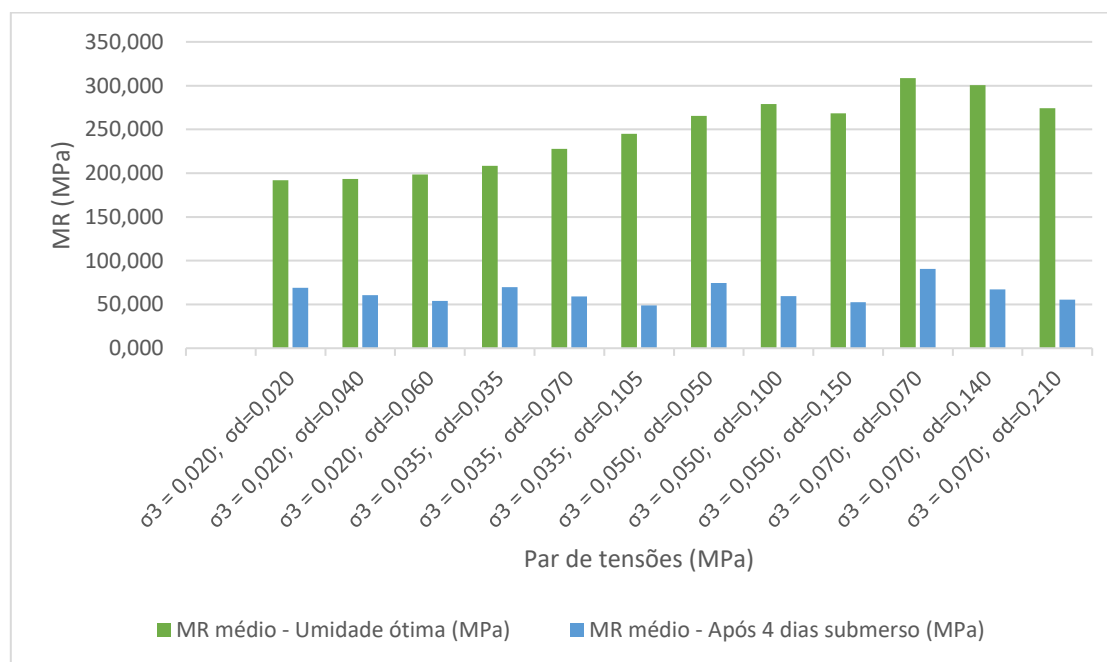
Prosseguiu-se a análise da resiliência do solo CA através da comparação entre os valores de módulo de resiliência nas condições ótimas obtidos por Pascoal (2020), apresentados na seção 3.3.4, e os valores apresentados pelo material após 4 dias submerso. Para isso, calculou-se a média aritmética entre os valores de módulo das três amostras, para cada par de tensões, nas duas condições de umidade. Essa comparação pode ser visualizada no Quadro 17, onde constatou-se elevada redução nas capacidades resilientes do material saturado, variando de 64,02% para o menor par de tensões até 80,45% para tensões mais elevadas. A Figura 43 apresenta graficamente os valores médios de MR atingidos nas duas condições de umidade, para cada par de tensões do ensaio.

Quadro 17 - Comparação entre os valores médios de MR do solo CA nas condições ótimas de umidade e após 4 dias submerso

Tensão conf. σ_3 (MPa)	Tensão desvio σ_d (MPa)	θ	Ciclos de repetição	MR médio - Umidade ótima (MPa)	MR médio - Após 4 dias submerso (MPa)	Redução no MR (%)
0,020	0,020	0,080	100	191,878	69,041	64,02%
	0,040	0,100	100	193,260	60,545	68,67%
	0,060	0,120	100	198,458	53,896	72,84%
0,035	0,035	0,140	100	208,504	69,865	66,49%
	0,070	0,175	100	227,717	59,104	74,04%
	0,105	0,210	100	244,781	48,924	80,01%
0,050	0,050	0,200	100	265,534	74,673	71,88%
	0,100	0,250	100	279,045	59,442	78,70%
	0,150	0,300	100	268,266	52,434	80,45%
0,070	0,070	0,280	100	308,717	90,458	70,70%
	0,140	0,350	100	300,596	67,159	77,66%
	0,210	0,420	100	274,076	55,547	79,73%

Fonte: Autor, com dados da umidade ótima de Pascoal (2020).

Figura 43 - MR médio atingido para cada par de tensões



Fonte: Autor, com dados da umidade ótima de Pascoal (2020).

Enfatiza-se, portanto, a mudança no comportamento resiliente provocada pela saturação em função das tensões aplicadas, visto que, de acordo com os resultados obtidos por Pascoal (2020) e apresentados na seção 3.3.4, nas condições ótimas, o módulo de resiliência do material cresce com o aumento de ambas tensões, comportamento que não se repetiu quando o material passou pelo período de 4 dias submerso, pois, como visto anteriormente, apenas o aumento da tensão confinante contribuiu para o crescimento do MR, enquanto o acréscimo da tensão desvio provoca diminuição no valor do módulo.

Outra mudança que pôde ser observada foi a influência da tensão confinante analisada isoladamente, pelo Modelo de Biarez, que, embora tenha sido representativo para o material compactado nas condições ótimas, perde sua acurácia quando aplicado ao material saturado pós-compactação.

4.3 INFLUÊNCIA DA DIMINUIÇÃO DO MÓDULO DE RESILIÊNCIA PROVOCADA PELA SATURAÇÃO NA VIDA ÚTIL DE UM PAVIMENTO

A análise seguinte consiste em simular como a variação imprevista do módulo de resiliência após a execução de um pavimento pode prejudicar sua vida útil. Conforme a metodologia apresentada no capítulo 3, inicialmente dimensionou-se um pavimento de acordo com o Método de Dimensionamento Nacional, a princípio considerando o comportamento resiliente do subleito como não-linear, utilizando os parâmetros do Modelo Composto obtidos por Pascoal (2020), ou seja, sob condições ótimas de umidade. O dimensionamento foi realizado diretamente no software MeDiNa, buscando utilizar as máximas espessuras construtivas para as camadas de base e sub-base, a fim de minimizar a espessura de revestimento. A estrutura dimensionada pelo programa conta com sub-base de 21cm, base de 20cm e revestimento de 15cm. Ao analisar essa estrutura, o *software* afirma que ela atende aos critérios de aceitação estipulados previamente (área trincada inferior a 30% e deformação inferior a 10mm), para o período de projeto de 10 anos, conforme Figura 44, onde observa-se que a área trincada estimada ao fim do período de projeto é de 28,5% e a deformação permanente total estimada é de 2,6mm.

Figura 44 - Pavimento dimensionado pelo MeDiNa com as propriedades resilientes ótimas do subleito

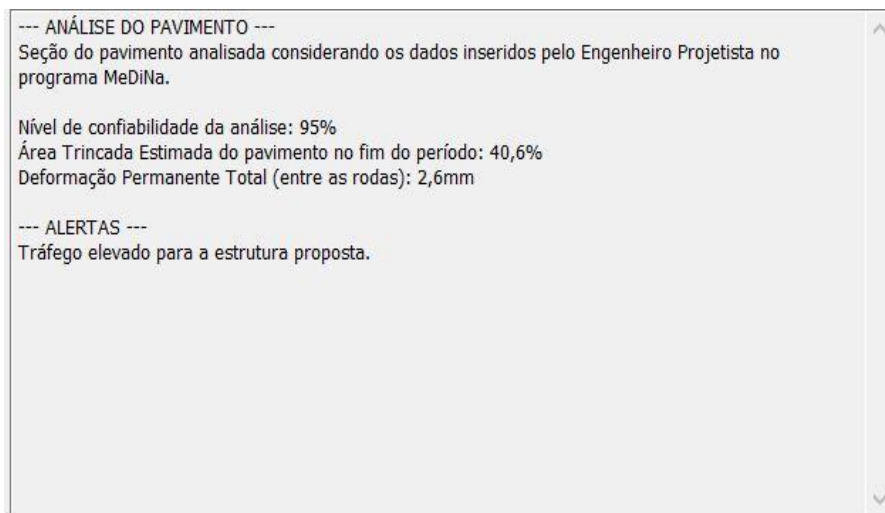
CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	Classe 2	15,0	6743	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	20,0	381	0,35
3	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C1	21,0	259	0,35
SL	SUBLEITO	CA wot	0,0	Resiliente Não Linear	0,45

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO		--- ANÁLISE DO PAVIMENTO ---	
DADOS DO TRÁFEGO		Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal	Nível de confiabilidade da análise: 95%	
VMD (1º ano):	3151	Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 28,5%	
FV:	1.000	Deformação Permanente Total (entre as rodas): 2,6mm	
N anual total:	1,15e+06		
% Veículos na faixa de projeto:	100		
N Anual da faixa:	1,15e+06		
Taxa de crescimento (%):	0,0		
Período de projeto (anos):	10		
N Eq:	1,15e+07		

Fonte: Autor.

Mantendo-se essas espessuras, alteraram-se os coeficientes resilientes do subleito das condições ótimas pelos apresentados pelo solo CA saturado, conforme Figura 45. Ressalta-se que, inicialmente, busca-se estimar a influência da variação dos parâmetros resilientes, os demais coeficientes não foram modificados. Posteriormente, os coeficientes que regem o comportamento frente à DP também são alterados.

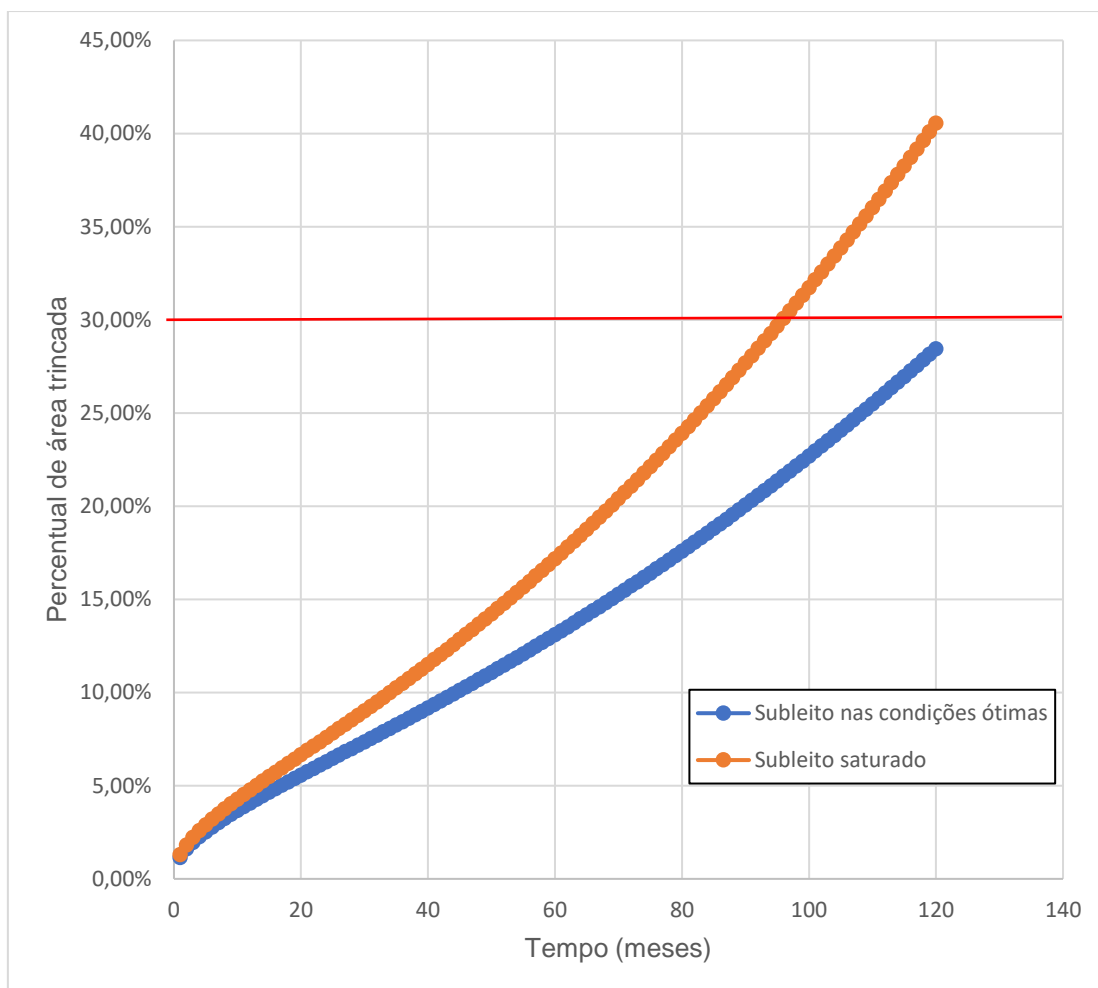
Figura 46 - Análise do pavimento pelo software MeDiNa após alterar os coeficientes resilientes do subleito



Fonte: Autor.

Verificando o relatório de evolução mensal dos danos gerado pelo programa, observou-se que o percentual de área trincada atinge o limite de 30% entre os meses 95 e 96, ou seja, antes do final do 8º ano de uma estrutura que teve vida útil prevista de 10 anos. Além disso, analisando graficamente a evolução dos danos, nota-se que o percentual de área trincada provocado pela saturação do subleito não só é maior, como também cresce mais rápido quando comparado à estrutura com subleito nas condições ótimas de umidade, conforme Figura 47. Ressalta-se, contudo, que nessa situação, *software* considera que o subleito apresenta seu comportamento resiliente prejudicado pela saturação durante todo período de projeto.

Figura 47 - Evolução mensal do percentual de área trincada do pavimento



Fonte: Autor.

Conforme descrito na seção 3.3.5, para não ignorar a variação dos coeficientes de deformação permanente causada pela saturação do solo, na realizou-se um artifício matemático para aumentar a DP apresentada pelo subleito. Para isso, calculou-se a deformação específica (ϵ) através do modelo de Guimarães (2009), apresentado previamente na equação 3.2, com os coeficientes obtidos por Norback (2018) e os pares de tensões usados no ensaio. Após obter os valores de ϵ para cada estado de tensões, eles foram aumentados em 12,5%, 25%, 50%, 100% e 200%, conforme o Quadro 18, e com os novos valores de ϵ , foram obtidos os coeficientes Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 , apresentados no Quadro 19.

Quadro 18 - Valores de Deformação específica obtidos

Tensão conf. σ_3 (Kgf/cm ²)	Tensão desvio σ_d (Kgf/cm ²)	Ciclos de repetição	ϵ (%)	$\epsilon+12,5\%$	$\epsilon+25\%$	$\epsilon+50\%$	$\epsilon+75\%$	$\epsilon+100\%$	$\epsilon+200\%$
0,400	0,400	160000	0,209	0,235	0,261	0,313	0,365	0,418	0,626
0,400	0,800	160000	0,483	0,543	0,604	0,724	0,845	0,966	1,449
0,400	1,200	160000	0,789	0,887	0,986	1,183	1,380	1,578	2,366
0,800	0,800	160000	0,454	0,510	0,567	0,681	0,794	0,908	1,361
0,800	1,600	160000	1,050	1,181	1,312	1,575	1,837	2,099	3,149
0,800	2,400	160000	1,714	1,929	2,143	2,572	3,000	3,429	5,143
1,200	1,200	160000	0,715	0,804	0,893	1,072	1,250	1,429	2,144
1,200	2,400	160000	1,653	1,860	2,066	2,480	2,893	3,306	4,959
1,200	3,600	160000	2,700	3,037	3,375	4,050	4,725	5,400	8,100

Fonte: Autor.

Quadro 19 - Coeficientes de DP obtidos para cada deformação específica

Coeficiente	$\epsilon+12,5\%$	$\epsilon+25\%$	$\epsilon+50\%$	$\epsilon+75\%$	$\epsilon+100\%$	$\epsilon+200\%$
Ψ_1	0,390	0,535	0,122	0,181	0,219	0,142
Ψ_2	-0,090	-0,090	-0,090	-0,090	-0,090	-0,090
Ψ_3	1,210	1,210	1,210	1,210	1,210	1,210
Ψ_4	0,043	0,026	0,164	0,144	0,1395	0,209

Fonte: Autor.

Conforme mencionado no capítulo 3, a metodologia para obtenção dos coeficientes Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 nessas condições foi puramente matemática, realizada para não desprezar o aumento de deformação permanente do subleito quando saturado. Nota-se que os valores de Ψ_2 e Ψ_3 , relacionados às tensões atuantes, foram constantes, mostrando que nesse cálculo foi mantido o comportamento de DP frente às tensões, sendo alterado apenas sua magnitude. Portanto, esses coeficientes não necessariamente representam o real comportamento quanto à deformação permanente do material quando saturado, sendo adotados apenas para fins de simulação.

Prosseguiu-se com a realização de mais simulações no MeDiNa, desta vez variando os coeficientes Ψ_1 , Ψ_2 , Ψ_3 e Ψ_4 . O Quadro 20 traz um resumo das simulações realizadas, destacando o percentual de área fissurada causado pela variação do MR devido à saturação do solo e a deformação permanente total apresentada pelo pavimento, devido ao acréscimo da deformação específica mencionado acima.

Quadro 20 - Resumo dos resultados das análises do MeDiNa

Condições do subleito	Área fissurada (%)	Deformação permanente total (mm)
MR e ϵ nas condições ótimas	28,5	2,6
MR Saturado; ϵ nas condições ótimas	40,6	2,6
MR Saturado; $\epsilon+12,5\%$	40,6	2,6
MR Saturado; $\epsilon+25\%$	40,6	2,6
MR Saturado; $\epsilon+50\%$	40,6	3,6
MR Saturado; $\epsilon+75\%$	40,6	3,8
MR Saturado; $\epsilon+100\%$	40,6	4,0
MR Saturado; $\epsilon+200\%$	40,6	6,5

Fonte: Autor.

Enfatiza-se ainda que esses resultados são bastante influenciados pelo tipo de via e, portanto, do grau de confiabilidade, bem como do N adotado e dos materiais empregados nas demais camadas. Níveis de confiabilidade menores são menos rigorosos ao avaliar a estrutura, acarretando menores percentuais de área trincada, enquanto maiores valores de N, embora levem à maiores espessuras de camadas, provocarão mais degradação na estrutura, tendo em vista que o material saturado apresentou diminuição em seus valores de módulo de resiliência para maiores tensões desvio do ensaio triaxial, que estão relacionadas às tensões impostas pelo tráfego. O resultado também pode variar em função dos materiais constituintes da sub-base, base e revestimento, que podem proporcionar capacidade resiliente superior ou inferior, influenciando a estrutura como um todo.

5 CONCLUSÕES

O objetivo geral do presente trabalho foi avaliar a variação no módulo de resiliência de dois solos empregados em subleitos rodoviários provocada pela saturação pós-compactação dos corpos de prova desses materiais nas condições ótimas de umidade, através do ensaio triaxial de cargas repetidas, buscando simular a saturação do subleito após a execução de um pavimento. Os resultados obtidos em laboratório para um desses materiais puderam ser comparados com os resultados apresentados quando ensaiado nas condições ótimas, enquanto o outro mostrou-se muito sensível à ação da água, impedindo a análise aprofundada.

O solo de comportamento laterítico oriundo do município de Cruz Alta, denominado solo CA, apresentou considerável diminuição em seus valores de módulo de resiliência quando saturado, chegando a perder desde 64,02% até 80,45% de seu MR, quando submetido aos diversos pares de tensões do ensaio. Ao analisar o Modelo Composto, que descreveu eficientemente o comportamento resiliente do solo CA saturado, observou-se que a tensão confinante contribui para o crescimento do módulo resiliente do material, enquanto o aumento da tensão desvio foi prejudicial, provocando decréscimo do MR.

O material de comportamento não-laterítico originário do município de Pelotas, chamado de solo PE, após passar pelo período de saturação pós-compactação, exibiu elevada instabilidade, o que dificultou até mesmo o manuseio e o transporte dos corpos de prova. Quando ensaiados, deformaram exageradamente, impossibilitando a continuação dos experimentos. Esse comportamento, contudo, evidenciou quão prejudicial foi o contato com a água para sua resistência.

Os resultados obtidos neste trabalho foram coerentes com os apresentados pelos autores citados no referencial teórico, que adotaram metodologias semelhantes, constatando diminuição nas capacidades resilientes e de suporte dos materiais estudados ao passarem pelo processo de saturação

pós-compactação. A realização dos ensaios permitiu verificar a magnitude dessa diminuição, que varia de acordo com o material.

Buscando simular como a variação imprevista do comportamento resiliente do subleito pode influenciar na vida útil de um pavimento, dimensionou-se uma estrutura de acordo com os critérios do Método de Dimensionamento Nacional, inicialmente com os parâmetros ótimos do material constituinte do subleito. Uma vez determinadas as espessuras das camadas, os coeficientes que definem o módulo de resiliência foram substituídos pelos encontrados neste trabalho, referentes ao solo saturado, mantendo a estrutura concebida. Analisando essa situação com as ferramentas do *software* MeDiNa, a estrutura apresentou área trincada estimada de 40,6% ao fim de seu período de projeto de 10 anos e atingindo o limite de 30% antes do final do oitavo ano, provando que as consequências são consideráveis. Ressalva-se que a simulação é bastante influenciada pelo número N, pela estrutura dimensionada, pelos materiais constituintes das demais camadas e pelo grau de confiabilidade da análise, variando em função dos parâmetros informados ao programa, além de considerar que o subleito se encontra na condição saturada durante todo período de projeto.

Portanto, com base na literatura consultada e nos resultados dos ensaios laboratoriais e simulação computacional apresentados neste trabalho, surge a relevância da realização dos ensaios sob condições adversas, auxiliando na previsão das respostas dos materiais. Além disso, fica evidente a importância da excelência no projeto, na execução e na manutenção da drenagem das rodovias, visando manter o comportamento ótimo dos materiais empregados no pavimento.

Considerando os resultados obtidos e visando estimular o estudo dos materiais empregados na pavimentação, sugere-se que novos estudos podem ser realizados, auxiliando na compreensão do comportamento resiliente dos materiais em condições de umidade diferentes da ótima. Além disso, o conhecimento das propriedades dos componentes do pavimento é fundamental para consolidar o Método de Dimensionamento Nacional, que busca corrigir a deficiência apresentada por muitas rodovias brasileiras. Dessa maneira, elencam-se alguns temas para trabalhos futuros:

- Repetir a metodologia com outros solos de características diferentes, inclusive sob diferentes energias de compactação.
- Avaliar a influência da saturação pós-compactação no módulo de resiliência de materiais empregados em camadas de sub-base, e analisar conjuntamente a influência da saturação de subleito e sub-base na vida útil de um pavimento.
- Estudar a variação nos parâmetros de deformação permanente dos materiais quando submetidos à saturação pós-compactação, bem como analisá-la simultaneamente com a variação da capacidade resiliente desse material.

REFERÊNCIAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES. **Relatório Anual de Atividades de 2018**. Disponível em: <http://www.antt.gov.br/>. Acesso em: 09 out. 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016. 12p.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projetos e restauração. São Paulo. Oficina de textos, 2007.

BASTOS, J. B. dos S. **Influência da variação de umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza**. 2013. 164p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Universidade Federal do Ceará, 2013.

BERNUCCI, et al. **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2006.

BERNUCCI, L. B. **Módulo resiliente de solos lateríticos e sua aplicação ao dimensionamento de pavimentos de vias de baixo volume de tráfego**. In. 1º Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, 1., Rio de Janeiro, RJ, 1997. Anais. Rio de Janeiro, ABPV. v.2, p.490-508.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES. **Pesquisa CNT de Rodovias 2019**. Disponível em: <https://www.cnt.org.br>. Acesso em: 25 out. 2019.

DAROUS, J. **Estudo comparativo entre sistemas de cálculo de tensões e deformações utilizados em pavimentos asfálticos novos**. 2003. 290p. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. 3 ed. – Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 134/2018-ME**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018. 18p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 179/2018-IE**: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018. 18.

DRUMM, E. C.; REEVES, J. S.; MADGETT, M. R.; TROLINGER, W. D. 1997. **Subgrade Resilient Modulus Correction for Saturation Effects**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, V. 123, n. 7.

FERNANDES, W. D. **Análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil e o método da AASHTO**. 2016. 169p. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, 2016.

FRANCO, F. A. C. de P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. 2007. 294p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FRANCO, F. A. C. de P.; MOTTA, L. M. G. **Guia para utilização de método mecanístico-empírico**. Rio de Janeiro. 2018. Disponível em: <https://www.ipt.dnit.gov.br/normas-e-manuais>. Acesso em: 24 out. 2019.

GUIMARÃES, A.C.R. **Um Método Mecanístico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. 2009. 352p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

JONES, M. P.; WITCZAK, M. W. **Subgrade Modulus on the San Diego Test Road**. 1977. Transportation Research Record, n.641, p. 1-6. Transportation Research Board.

KLAMT, R. A. **Influência da Ação do Tráfego no Custo de Construção e Restauração de Pavimentos Asfálticos**. 2014. 172p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, 2014.

MACÊDO, J. A.G. **Interpretação de Ensaios Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. 1996. 455p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1997.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro, RJ. 2005.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G.; SANTOS, J. D. G. **Deformability characteristics of brazilian laterites**. 2006. Geotechnical & Geological Engineering, v.24, n.4, p.949-971. Springer.

MOHAMMAD, L. N.; PUPPALA, A. J.; ALAVILLI, P. **Resilient Properties of Laboratory Compacted Subgrade Soils**. 1995. Transportation Research Record, n.1540, p. 87-112. Transportation Research Board.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; Critério de confiabilidade e ensaios de carga repetida**. 1991. 366p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; MATOS, M. V. M.; VIANNA, A. A. D. (1990). **Resiliência de solos pedregulhosos lateríticos**. In. 24^a. REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 1990, Belém/PA, 1990. **Anais...**, p. 234-255. 1990.

MOTTA, L.M.G. **Noções de Mecânica dos Pavimentos**. Laboratório de Geotecnia - Programa de Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2003.

NORBACK, C. **Caracterização do Módulo de Resiliência e da Deformação Permanente de Três Solos e Misturas Solo-Brita**. 2018. 161p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

PASCOAL, P. T. **Estudo do Comportamento Resiliente e Deformação Permanente de Solo Utilizado em Estrutura de Pavimento do Rio Grande do Sul**. 2020. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Em Andamento) – Universidade Federal de Santa Maria, 2020.

PEZO, R. F.; CLAROS, G.; HUDSON, W. R.; STOKOE II, K. H. **Development of a reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design**. 1992. Research Report 1177-4F, Center for Transportation Research (CTR), The University of Texas at Austin, Austin, Texas.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. 1991. 478p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. 1978. 151p. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1978.

RODRIGUES, M. R. **Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de Solos Típicos de Subleito de Pavimentos do Rio Grande do Sul**. 1997. 105p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1997.

SANTOS, T. A. **A Influência da Sucção na Deformabilidade de Subleitos Rodoviários: Considerações sobre os efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos**. 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil – Em andamento) – Universidade Federal de Santa Maria, 2020.

SILVA, B. H. de A. **Análise Mecânica de um Pavimento Rodoviário Submetido à Oscilação do Lençol Freático Simulada em Modelo Físico de Verdadeira Grandeza**. 2009. 304p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2009.

SOUZA, M. L. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. 3 ed. rev. e atual. Rio de Janeiro, IPR, 1981.

SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos**. 1980. 144p. Tese (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE/UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

TAKEDA, M. C. **A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 2006.

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