

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Thaís Aquino dos Santos

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA DEFORMABILIDADE DE
QUATRO SOLOS EMPREGADOS EM SUBLEITOS RODOVIÁRIOS
NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL**

Santa Maria, RS
2016

Thaís Aquino dos Santos

**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA DEFORMABILIDADE DE QUATRO SOLOS
EMPREGADOS EM SUBLEITOS RODOVIÁRIOS NO ESTADO DO RIO GRANDE
DO SUL**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS
2016

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Santos, Thaís Aquino dos

Avaliação da resistência e da deformabilidade de quatro solos empregados em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul / Thaís Aquino dos Santos.- 2016.

163 p.; 30cm

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro

Coorientador: Luciano Pivoto Specht

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2016

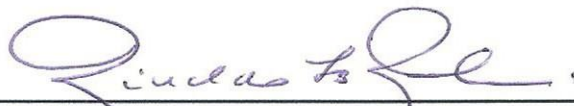
1. Subleito 2. Módulo de Resiliência 3. Resistência ao Cisalhamento 4. Solos Não-Saturados I. Pinheiro, Rinaldo José Barbosa II. Specht, Luciano Pivoto III. Título.

Thaís Aquino dos Santos

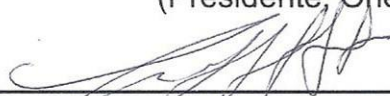
**AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA DEFORMABILIDADE DE QUATRO SOLOS
EMPREGADOS EM SUBLEITOS RODOVIÁRIOS NO ESTADO DO RIO GRANDE
DO SUL**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

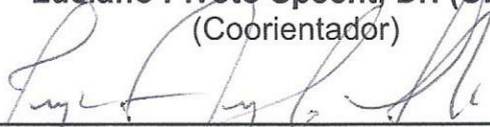
Aprovado em 03 de Março de 2016:



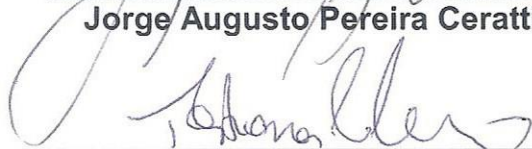
Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)
(Presidente, Orientador)



Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)
(Coorientador)



Jorge Augusto Pereira Ceratti, Dr. (UFRGS)



Tatiana Cureau Cervo, Dra. (UFSM)

Santa Maria, RS
2016

DEDICATÓRIA

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Como não poderia ser diferente, início meus agradecimentos pelas pessoas mais importantes da minha vida. Aos meus pais, Jorge e Elenita, pela dedicação, incentivo e apoio incondicional, amor e carinho transmitidos, por me oportunizar uma educação de qualidade e nunca medirem esforços para que eu chegasse até aqui. Não há palavras para descrever o amor e a gratidão que sinto. A obtenção desse título, assim como a realização de mais essa conquista, devo e dedico à vocês. Aos meus irmãos, Yuri e Maria Eduarda, agradeço pela companhia ao longo da vida, cumplicidade, amizade e por serem meus maiores incentivadores. Ao meu irmão, em especial, pelo auxílio em diversos momentos dessa pesquisa.

Aos meus orientadores, Prof. Rinaldo Pinheiro e Prof. Luciano Specht, um muito obrigada pela parceria, pelos ensinamentos dados, pelo exemplo como profissionais, os quais admiro e me espelho a cada dia. Com certeza, termino essa etapa com uma bagagem acadêmica infinitamente maior, graças à vocês.

Aos meus amigos de longa data, por contribuírem de forma indireta na realização deste trabalho, porém sem a qual não seria possível sua conclusão. Como diria William Shakespeare: “Depois de um tempo você aprende que verdadeiras amizades continuam a crescer mesmo à longas distâncias e o que realmente importa não é o que você tem na vida, mas quem você tem na vida...”. À vocês que multiplicam o melhor de mim, meu muito obrigada!

Aos membros da banca examinadora, Profa. Tatiana Cervo e Prof. Jorge Ceratti, por aceitarem o convite para participar dessa defesa. Em especial à Profa. Tati, pela amizade, conselhos e palavras de incentivo, muito importantes no decorrer deste período.

Aos membros do GEPPASV e colegas de mestrado: Pedro Júnior, Maurício Silveira, Fábio Rossato, Mateus Tanski, Lucas Bueno, Fernando Boeira, Bruno Gonçalves, Fernanda Dresch e Roberta Centofante, pela parceria nesses dois anos. Foi um privilégio conviver esse período com vocês e estar presente nas conquistas de cada um. Sentirei saudades!

Aos bolsistas do grupo, Lucas Eduardo Dornelles e Pablo Vestena, pelo auxílio na coleta de amostras, ensaios laboratoriais, e sem dúvidas pela amizade compartilhada.

Ao João e ao Alison, laboratoristas do LMCC/UFSM, agradeço por toda ajuda dada, pela disponibilidade e atenção sempre que solicitados. Grande parte deste trabalho não seria possível sem o auxílio de vocês. Muito obrigada!

Ao LAPAV/UFRGS por disponibilizar o equipamento para realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas.

À FAPERGS/CAPES pela concessão da bolsa de estudos.

Enfim, agradeço à todos que de alguma forma contribuíram para que esta dissertação fosse concluída.

*A vitória é sempre possível para a pessoa
que se recusa a parar de lutar.*
(Napoleon Hill)

RESUMO

AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA E DA DEFORMABILIDADE DE QUATRO SOLOS EMPREGADOS EM SUBLEITOS RODOVIÁRIOS NO ESTADO DO RIO GRANDE DO SUL

AUTORA: Thaís Aquino dos Santos
ORIENTADOR: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
COORIENTADOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

O pavimento é considerado um sistema de múltiplas camadas finitas, sujeito à tensões, deformações e deslocamentos provenientes das solicitações cíclicas do tráfego. O subleito, visto ser a fundação da estrutura de um pavimento, deve ter capacidade de suporte compatível com a intensidade e frequência com o qual é solicitado. Desta forma, é fundamental o estudo do comportamento de solos utilizados como materiais de subleito, especialmente em relação à sua resistência e deformabilidade, assim como os fatores que influenciam estas propriedades. O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento de quatro solos com origens geológicas diferentes, quanto a sua resistência e deformabilidade, para o emprego em subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. A metodologia aplicada neste estudo consistiu em ensaios de caracterização física e mecânica, análise química, obtenção da curva característica dos solos, ensaios de resistência ao cisalhamento direto e ensaios triaxiais de cargas repetidas. Além da caracterização completa dos mesmos, foram realizadas simulações numéricas, a fim de avaliar o desempenho dos solos em estudo na fundação de um pavimento padrão, dimensionado através do método do DNIT. Os limites descritos em norma para utilização dos solos como material de subleito foram satisfeitos, apresentando valores de expansão inferiores à 2% e Índices de Suporte Califórnia – ISC variando de 10% à 16%. Os módulos de resiliência foram obtidos através de ensaios triaxiais de cargas repetidas, sendo o modelo composto o que melhor descreve o comportamento resiliente dos solos, pois considera o estado de tensões atuantes na estrutura. Além de avaliar a resistência ao cisalhamento dos solos, avaliou-se também a influência do teor de umidade nesta propriedade. De modo geral, analisando as envoltórias de ruptura há uma redução na resistência ao cisalhamento dos materiais com o acréscimo de umidade. Com a redução de 2% no teor ótimo de umidade, a resistência ao cisalhamento aumenta consideravelmente. As análises mecanicistas, realizadas com o auxílio da ferramenta AEMC e do software AASHTOWare Pavement ME Design, permitiram avaliar a resposta mecânica dos solos quando empregados no subleito de um pavimento, além de evidenciar a importância do módulo de resiliência no comportamento da estrutura como um todo.

Palavras-chave: Subleito. Módulo de Resiliência. Resistência ao Cisalhamento. Solos Não-Saturados.

ABSTRACT

RESISTANCE AND DEFORMABILITY EVALUATION OF FOUR SOILS USED IN ROAD SUBGRADES IN THE STATE OF RIO GRANDE DO SUL

AUTHOR: Thaís Aquino dos Santos
ADVISOR: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
CO ADVISOR: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

The pavement is considered a finite multiple layer system, subject to stresses, strains and displacements from the cyclical traffic requests. The subgrade, as it is the foundation of a pavement structure, must have a support capacity compatible with the intensity and frequency with which it is requested. So, it is fundamental the study of the behavior of soils used as subgrade materials, especially through its resistance and deformability, as well as the factors that influence these properties. The main objective of this study is to evaluate the behavior of four soils with different geological origin, considering its resistance and deformability, for employment in road subgrades in the state of Rio Grande do Sul. The methodology used in this study consists of physical and mechanical testing, chemical analysis, obtainment of the characteristic curves of the soils, direct shear strength tests and triaxial tests with repeated loads. Besides the complete characterization of these, it was performed numerical simulations, to assess the performance of soils under study in the foundation of a standard pavement, dimensioned through the DNIT method. The limits described in standard for use of the soils as a subgrade material were satisfied, showing expansion values lower than 2% and California Bearing Ratio- CBR ranging from 10% to 16%. The resilience modules were obtained by triaxial tests with repeated loads, being the compound model the one that best describes the resilient behavior of soils, because it considers the state of stresses acting on the structure. In addition to the evaluation of the shear strength of the soil, it was also evaluated the influence of moisture content on this property. In general, analyzing the Mohr failure line there is a reduction in the shear strength of the material with moisture addition. With a reduction of 2% in the optimal content, the shear strength of these increases considerably. The mechanistic analysis, carried out with the help of AEMC tool and the software AASHTOWare Pavement ME Design, allowed to assess the mechanical response of the soil when used in subgrade of a pavement, besides highlighting the importance of resilient modulus behavior of the structure as a whole.

Keywords: Subgrade. Resilient Modulus. Shear Strength. Unsaturated Soils.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema típico de pavimento flexível e sua respectiva resposta mecânica.....	24
Figura 2.2 – Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos ao carregamento cíclico	25
Figura 2.3 – Variação do módulo de resiliência em diferentes trajetórias de secagem e umedecimento.....	33
Figura 2.4 – Influência da drenagem nas deformações permanentes.....	36
Figura 2.5 – Curva característica unimodal	42
Figura 2.6 – Curva característica bimodal	43
Figura 2.7 – Curva característica típica (a); Relação entre a curva característica e a resistência ao cisalhamento (b).....	44
Figura 2.8 – Curvas característica para diferentes tipos de solo.....	45
Figura 2.9 – Tipos de fluxo entre o solo e o papel filtro – Fluxo Capilar e Fluxo de Vapor	48
Figura 3.1 – Fluxograma da Pesquisa.....	53
Figura 3.2 – Localização das Jazidas.....	55
Figura 3.3 – Jazida de Pelotas	55
Figura 3.4 – Local de empréstimo em Coronel Barros	56
Figura 3.5 – Jazida Distrito Industrial	57
Figura 3.6 – Jazida Canabarro	57
Figura 3.7 – Materiais adotados para a presente pesquisa: solo PE (a); solo CB (b); solo TR (c); solo RS (d).....	58
Figura 3.8 – Ábaco de Classificação MCT	61
Figura 3.9 – Ensaio para classificação MCT.....	62
Figura 3.10 – Ensaio de Permeabilidade.....	63
Figura 3.11 – Preparação das amostras para obtenção das curvas características	66
Figura 3.12 - Equipamento para realização do ensaio de cisalhamento direto	69
Figura 3.13 – Passo a passo do processo de moldagem e montagem dos corpos de prova para a realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas	71
Figura 3.14 – Estrutura padrão adotada para as análises mecanicistas	73
Figura 3.15 – Simbologia das inequações para o cálculo das espessuras das camadas	75
Figura 3.16 – Tela inicial do AASHTOWare Pavement ME Design.....	82
Figura 4.1 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo PE.....	85
Figura 4.2 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo CB	87
Figura 4.3 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo TR.....	89
Figura 4.4 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo RS	91
Figura 4.5 – Ábaco de classificação MCT para os quatro solos em estudo	92
Figura 4.6 – Ábaco de classificação MCT-M proposto por Vertamatti (1988) para os solos em estudo	93
Figura 4.7 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo PE	97
Figura 4.8 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo CB.....	97
Figura 4.9 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo TR.....	98
Figura 4.10 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo RS.....	98

Figura 4.11 – Relação entre o ISC (sem imersão) e o teor de umidade	100
Figura 4.12 – Coeficiente de permeabilidade (k) <i>versus</i> energia de compactação.	102
Figura 4.13 – Relação entre % de argila e o coeficiente de permeabilidade (k)	102
Figura 4.14 – Curvas características obtidas através do método do papel filtro para as amostras dos solos PE, CB, TR e RS.....	105
Figura 4.15 – Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação horizontal e variação volumétrica X deformação para o solo PE.....	109
Figura 4.16 – Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação horizontal e variação volumétrica X deformação para o solo CB	109
Figura 4.17 – Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação horizontal e variação volumétrica X deformação para o solo TR.....	110
Figura 4.18 – Curvas tensão cisalhante <i>versus</i> deformação horizontal e variação volumétrica X deformação para o solo RS	110
Figura 4.19 – Embricamento ou “Interlocking”	111
Figura 4.20 – Comparação entre os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno	113
Figura 4.21 – Envoltórias de ruptura do solo PE para os teores de umidade ensaiados	113
Figura 4.22 – Envoltórias de ruptura do solo CB para os teores de umidade ensaiados	114
Figura 4.23 – Envoltórias de ruptura do solo TR para os teores de umidades ensaiados	114
Figura 4.24 – Envoltórias de ruptura do solo RS para os teores de umidades ensaiados	115
Figura 4.25 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo PE.....	119
Figura 4.26 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo CB.....	119
Figura 4.27 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo TR.....	120
Figura 4.28 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo RS.....	120
Figura 5.1 – Estruturas dimensionadas a partir do método de dimensionamento do DNIT	127
Figura 5.2 – Relação entre módulo de resiliência linear equivalente e ISC	131
Figura 5.3 – Estruturas E01, E02 e E03 redimensionadas para cada solo em estudo.....	132
Figura 5.4 – Comportamento da estrutura E01 utilizando o solo PE como subleito	133
Figura 5.5 – Comportamento da estrutura E01 utilizando o solo CB como subleito	133
Figura 5.6 – Comportamento da estrutura E02 utilizando o solo TR como subleito	134
Figura 5.7 – Comportamento da estrutura E03 utilizando o solo RS como subleito	134
Figura 5.8 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo PE (MR médio) como subleito.....	136
Figura 5.9 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo CB (MR médio) como subleito.....	136
Figura 5.10 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo TR (MR médio) como subleito	137
Figura 5.11 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo RS (MR médio) como subleito	137
Figura 5.12 – Gráficos tensão de cisalhamento <i>versus</i> profundidade para o solo PE (a); solo CB (b); solo TR (c); solo RS (d).....	138
Figura 5.13 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E01 para o solo PE	139

Figura 5.14 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E01 para o solo CB	140
Figura 5.15 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E02 para o solo TR.....	140
Figura 5.16 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E03 para o solo RS	141
Figura 5.17 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo PE, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego.....	144
Figura 5.18 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo CB, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego.....	145
Figura 5.19 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo TR, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego.....	145
Figura 5.20 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo RS, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego.....	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Curvas de Calibração propostas para os papéis Whatman N° 42 e Schleicher & Schuell N° 589.....	48
Tabela 3.1 – Coordenadas de localização das jazidas.....	54
Tabela 3.2 – Número de ensaios de compactação e ISC para os solos em estudo .	59
Tabela 3.3 – Ensaios de cisalhamento direto para cada solo em estudo	68
Tabela 3.4 – Número de ensaios triaxiais de cargas repetidas realizados	70
Tabela 3.5 – Percentual de VDM atual utilizado para obter o valor de N	74
Tabela 3.6 – Espessura mínima de revestimento betuminoso	75
Tabela 3.7 – Coeficiente de Equivalência Estrutural	77
Tabela 3.8 – Dados de entrada das estruturas na ferramenta AEMC	78
Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo PE.....	84
Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo CB.....	86
Tabela 4.3 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo TR.....	88
Tabela 4.4 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo RS.....	90
Tabela 4.5 – Índices para classificação MCT	92
Tabela 4.6 – Resumo dos resultados da Análise Química	94
Tabela 4.7 – Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação e ISC para os solos em estudo	96
Tabela 4.8 – Coeficientes de permeabilidade dos solos estudados para cada energia de compactação Proctor	101
Tabela 4.9 – Índices físicos iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características dos quatro solos estudados	104
Tabela 4.10 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto.....	108
Tabela 4.11 – Parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto para os solos em estudo.....	112
Tabela 4.12 – Características de compactação das amostras para o ensaio triaxial de cargas repetidas	116
Tabela 4.13 – Parâmetros dos modelos em função da tensão confinante (σ_3) e das tensões principais (θ).....	117
Tabela 4.14 – Parâmetros dos modelos em função da tensão desvio (σ_d) e do modelo composto proposto por Macêdo (1996)	118
Tabela 4.15 – Síntese dos resultados obtidos.....	122
Tabela 5.1 – Parâmetros dos módulos de resiliência não lineares dos solos em estudo adotados para análise na ferramenta AEMC	129
Tabela 5.2 – Resultados obtidos através da ferramenta AEMC aplicados no modelo de desempenho à fadiga do FHWA	130
Tabela 5.3 – Resultados obtidos através da ferramenta AEMC aplicados no modelo de desempenho à fadiga do FHWA para as estruturas redimensionadas	131
Tabela 5.4 – Módulos de Resiliência lineares adotados para a simulação no AASHTOWare Pavement.....	135
Tabela 5.5 – Comparativo entre o tempo de vida útil da estrutura em relação ao tipo de módulo de resiliência adotado.....	135

Tabela 5.6 – Valores de tensão cisalhante máxima, tensão normal atuante e profundidade do pico de tensão de cisalhamento para cada nível de carregamento.....	142
Tabela 5.7 – Valores de tensão cisalhante máxima, tensão normal atuante e profundidade do pico de tensão de cisalhamento para cada nível de carregamento obtidos através das equações presentes em Medina e Motta (2015)	144
Tabela 5.8 – Fatores de Segurança para as condições ótima e úmida ($W_{ót}+2\%$) .	147
Tabela 5.9 – Fatores de Segurança usualmente utilizados em obras geotécnicas	147

LISTAS DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ASTM	American Society for Testing and Materials
BGS	Brita Graduada Simples
CA	Concreto Asfáltico
CAT	Categoria
CCR	Centro de Ciências Rurais
CD	Com Defloculante
CFT	Camada Final de Terraplanagem
cm	Centímetros
CNT	Confederação Nacional de Transportes
CP	Corpo de Prova
CTC	Capacidade de Troca de Cátions
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ESAL	Equivalent Single-Axle Load
ESRD	Eixo Simples de Rodas Duplas
EUA	Estados Unidos da América
FEC	Fator de Equivalência de Carga
FHWA	Federal Highway Administration
FS	Fator de Segurança
g	Gramas
GEPPASV	Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária
HRB	Highway Research Board
Hz	Hertz
ISC	Índice de Suporte Califórnia
Kg	Quilogramas
KN	Quilonewton
KPa	Quilo pascal
L	Laterítico
LAPAV	Laboratório de Pavimentação
LA'	Laterítico Arenoso
LG'	Laterítico Argiloso
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MCV	Moisture Conduction Value
ME	Método de Ensaio
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
Min	Minutos
mm	Milímetros
MO	Matéria Orgânica
MPa	Megapascal
MR	Módulo de Resiliência
MS	Macadame Seco
N	Não Laterítico
N	Número de Aplicações de Carga

NA'	Não Laterítico Arenoso
NBR	Norma Brasileira
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
pH	Potencial Hidrogeniônico
Pi	Perda de Massa por Imersão
R ²	Coeficiente de Determinação
SD	Sem Defloculante
SEEPAV	Sistema de Ensaio Especiais de Pavimentação
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
t	Toneladas
TRB	Transportation Research Board
TSD	Tratamento Superficial Duplo
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFMS	Universidade Federal de Santa Maria
USACE	United States Army Corps of Engineers
VDM	Volume Diário Médio
VEA	Valor de Entrada de Ar

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	OBJETIVOS	21
1.2	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	21
2	REVISÃO DE LITERATURA	23
2.1	MECÂNICA DOS PAVIMENTOS.....	23
2.1.1	Conceitos Básicos	23
2.1.2	Deformação Elástica	26
2.1.2.1	<i>Módulo de Resiliência</i>	27
2.1.3	Deformação Permanente	35
2.2	SOLOS NÃO SATURADOS	38
2.2.1	Sucção	39
2.2.2	Curva Característica	41
2.2.2.1	<i>Método do Papel Filtro</i>	47
2.2.3	Influência da sucção no módulo de resiliência e na resistência ao cisalhamento de solos não saturados	49
3	METODOLOGIA	53
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....	53
3.2	DEFINIÇÃO DAS JAZIDAS E COLETA DE AMOSTRAS.....	54
3.3	ETAPA DE LABORATÓRIO	58
3.3.1	Ensaio de Caracterização	58
3.3.2	Análise Química	59
3.3.3	Ensaio de Compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Expansão	59
3.3.4	Classificação MCT	60
3.3.5	Permeabilidade	62
3.3.6	Determinação das Curvas Características dos Solos	64
3.3.6.1	<i>Método do Papel Filtro</i>	65
3.3.7	Ensaio de Resistência ao Cisalhamento Direto	67
3.3.8	Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas	70
3.3.8.1	<i>Módulo de Resiliência</i>	70
3.4	ANÁLISE MECANICISTA	72
3.4.1	AEMC – SisPav	77
3.4.1.1	<i>Deformabilidade</i>	78
3.4.1.2	<i>Resistência ao Cisalhamento</i>	79
3.4.2	AASHTOWare Pavement ME Design	80
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	83
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	83
4.2	CLASSIFICAÇÃO MCT	91
4.3	ANÁLISE QUÍMICA	94
4.4	ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO	95
4.5	PERMEABILIDADE	101
4.6	CURVAS CARACTERÍSTICAS	103
4.7	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	106
4.8	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	116
4.9	COMENTÁRIOS FINAIS.....	121
5	ANÁLISE MECANICISTA	126
5.1	DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS.....	126
5.2	DEFORMABILIDADE	128

5.2.1	AEMC – SisPav	128
5.2.2	AASHTOWare Pavement ME Design	133
5.3	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	138
6	CONSIDERAÇÕES FINAIS	148
6.1	CONCLUSÕES	148
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	151
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	153
	APÊNDICE A	162
	APÊNDICE B	162
	APÊNDICE C	163

1 INTRODUÇÃO

A deficiência da malha rodoviária no Brasil é um dos grandes problemas relacionados à Infraestrutura do nosso país. Estudos apontam que grande parte desta malha não encontra-se pavimentada (87,6% segundo a pesquisa da Confederação Nacional de Transportes - CNT, 2015), e de acordo com o levantamento realizado na pequena parcela pavimentada (5,9% de um total de 12,4%), cerca de 57,3% encontra-se em condições classificadas como regular, ruim ou péssimo.

Na execução de uma rodovia, deve-se considerar o fato de o pavimento ser uma estrutura estratificada, onde cada camada apresenta características próprias. Estas camadas estão sujeitas a cargas provenientes do tráfego de veículos, esforços estes distribuídos horizontal e verticalmente (tensões cisalhantes e normais) até atingirem o subleito. O terreno de fundação do pavimento rodoviário (subleito) recebe uma parcela dessas tensões, devendo apresentar características portantes compatíveis com essas solicitações. Com isso, ao dimensionar-se um pavimento é necessário conhecer o comportamento do subleito, especialmente em relação à deformabilidade e resistência do solo.

O atual método de dimensionamento vigente no Brasil, não considera o efeito das deformações resilientes no comportamento mecânico dos materiais utilizados na pavimentação. Porém, é essa deformabilidade resiliente ou elástica das camadas do pavimento e do subleito que condicionam a vida útil da estrutura como um todo, quando solicitadas por flexões sucessivas, à um dos principais defeitos encontrados em rodovias brasileiras: a ocorrência de trincas por fadiga (MEDRADO, 2009). O comportamento à fadiga de pavimentos flexíveis é altamente sensível às mudanças do módulo de resiliência do subleito, evidenciando a importância da consideração das características resilientes desta camada no comportamento mecânico da estrutura pavimento.

O módulo de resiliência é considerado um dos parâmetros mais importantes na caracterização do comportamento mecânico dos materiais utilizados em pavimentação, pois define o comportamento resiliente de cada material quando submetidos à carregamentos cíclicos. De acordo com Rodrigues (1997), numerosos estudos teóricos e de campo têm reconhecido que o módulo de resiliência, em especial do subleito, tem considerável influência no desempenho do pavimento, principalmente em estruturas flexíveis. O módulo é obtido através de ensaios triaxiais

de cargas repetidas, que simulam as condições reais de campo, como variações no teor de umidade, densidade, magnitude, frequência e duração de aplicação do carregamento (WERK, 2000).

Como na maioria das obras de engenharia que sofrem processo de compactação, os subleitos, em geral, encontram-se acima do nível d'água e portanto, apresentam comportamento de solos não saturados. Os solos não saturados, presentes em grandes áreas ao redor do mundo, principalmente em regiões de clima tropical e subtropical, apresentam um comportamento singular e não seguem os critérios adotados pela Mecânica dos Solos Clássica. O parâmetro determinante para se entender o comportamento deste tipo de solo é a sucção. Segundo Marinho (1994) a sucção é a pressão isotrópica imposta pelo poro para absorver mais água. Em outras palavras, a sucção é a energia necessária para se remover certa quantidade de água do solo.

A relação entre a variação do teor de umidade e a sucção de um solo é obtida através da curva de retenção de água, também chamada de curva característica do material. Por meio desta, é possível correlacionar a sucção do solo com outros parâmetros, como: resistência ao cisalhamento, permeabilidade, deformabilidade, condutividade hidráulica, entre outros.

No Brasil, onde há o predomínio do clima tropical úmido, o teor de umidade no subleito pode variar em decorrência de diversos fatores relacionados às alterações ambientais da região onde o pavimento se encontra construído. Dentre estas alterações, podem-se citar: precipitações pluviométricas, períodos alternados de chuva e seca, processos de evaporação e evapotranspiração, temperatura, vento e vegetação. Desse modo, fica evidente a importância da determinação da sucção em materiais utilizados em pavimentação, devido à sua influência nas propriedades mecânicas dos mesmos e conseqüentemente no desempenho final do pavimento.

Inúmeros estudos apontam a grande influência da sucção no comportamento de solos não saturados, especialmente em relação à resistência ao cisalhamento e as deformações resilientes (Edil e Motan, 1979; Szafron e Fredlund, 1992; Rodrigues, 1997; Gehling *et al.*, 1998; Ksaibati *et al.*, 2000; Khoury *et al.*, 2003; Ceratti *et al.*, 2004; Rabbab'ah, 2007; Peraça, 2007; Ramires, 2010; Weber, 2013).

Observando este contexto, esta pesquisa procura avaliar o comportamento de solos comumente empregados em subleitos rodoviários, quanto a sua resistência e

deformabilidade, analisando os fatores que influenciam nestas propriedades e o desempenho dos diferentes solos quando aplicados na fundação de um pavimento.

1.1 OBJETIVOS

A pesquisa tem por objetivo principal avaliar o comportamento de quatro solos com origens geológicas diferentes, quanto a sua resistência e deformabilidade, para o emprego na execução de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul.

Os objetivos específicos do estudo são:

- (i) Caracterização e classificação dos solos;
- (ii) Determinação em laboratório das características de resistência e deformabilidade desses solos;
- (iii) Analisar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento dos mesmos;
- (iv) Analisar mecanicamente, quanto à resistência e deformabilidade, os quatro solos em estudo para emprego como subleito rodoviário.

1.2 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

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

O Capítulo 2 apresenta uma revisão da literatura abordando os principais temas em estudo: a mecânica dos pavimentos e a importância do módulo de resiliência, assim como os fatores que o influenciam; e o comportamento de solos não saturados, principalmente em relação à influência da sucção nos parâmetros de resistência e deformabilidade.

O Capítulo 3 descreve a localização das jazidas de solos estudadas e a metodologia aplicada no desenvolvimento desta pesquisa, que consiste basicamente na apresentação dos ensaios laboratoriais e da análise mecanicista realizada.

No Capítulo 4 são apresentados e analisados os resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais propostos no Capítulo 3.

Os resultados obtidos na análise mecanicista são apresentados no Capítulo 5, avaliando o desempenho dos solos em estudo na fundação de um pavimento típico proposto, usualmente utilizado no estado do Rio Grande do Sul.

As considerações finais e sugestões de trabalhos futuros são apresentados no Capítulo 6 e, na sequência, as referências bibliográficas utilizadas.

2 REVISÃO DE LITERATURA

Neste capítulo será apresentado um panorama geral abordando os temas bases deste trabalho. Primeiramente, apresentam-se alguns conceitos básicos à respeito da Mecânica dos Pavimentos, abordando principalmente a deformabilidade dos materiais, elástica e permanente, o módulo de resiliência e os fatores que o influenciam. A seguir, descreve-se a importância da sucção na variação de parâmetros como resistência e deformabilidade, além de apresentar conceitos sobre a curva característica e a técnica do papel filtro.

2.1 MECÂNICA DOS PAVIMENTOS

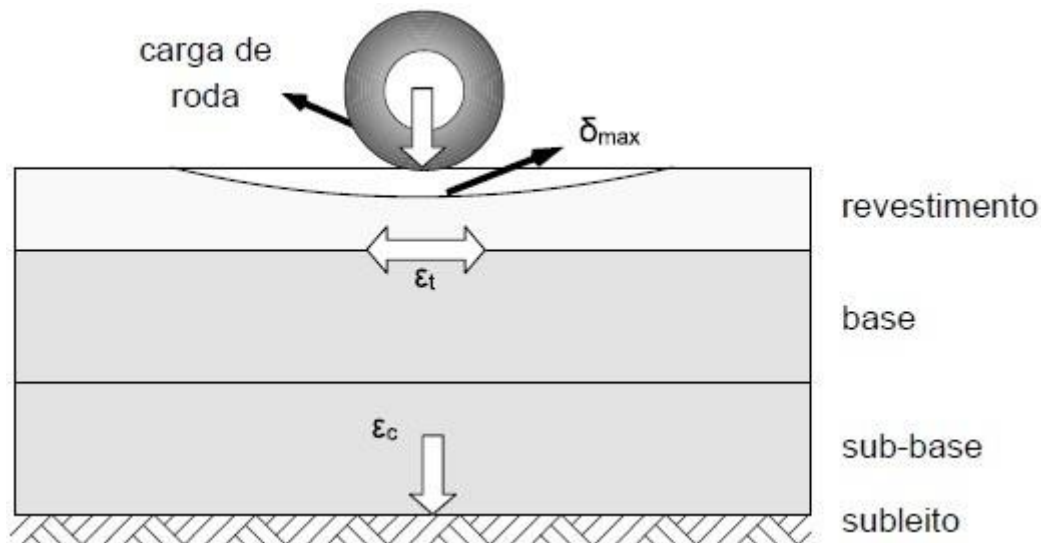
2.1.1 Conceitos Básicos

O pavimento, segundo a Mecânica dos Pavimentos, é um sistema de camadas elásticas, de espessuras finitas, onde cada camada é constituída de um material diferente, cada uma desempenhando uma função particular na estrutura. Devido ao tráfego, esse sistema está sujeito à repetidas solicitações dinâmicas de cargas de diferentes intensidades, magnitudes e frequências ao longo do tempo. Toda estrutura submetida à repetidas solicitações apresenta respostas mecânicas a este carregamento cíclico. A Figura 2.1 apresenta um esquema típico de pavimento flexível e sua respectiva resposta mecânica (tensões, deformações e deslocamentos), frente a ação do tráfego.

Assim como outras estruturas de engenharia, o pavimento deve ser dimensionado e projetado, de forma que, suporte as ações que irão solicitá-lo ao longo da sua vida de projeto. Segundo Peraça (2007), a capacidade de suporte de um pavimento depende das características de resistência de suas camadas, tanto do material utilizado como revestimento quanto do subleito, para que estes possam se manter coesos frente às repetidas solicitações do tráfego na medida em que ocorram variações no teor de umidade ao longo do ano, devido aos períodos de chuva e seca.

Para Rodrigues (1997) o desempenho de pavimentos depende das características do comportamento tensão-deformação dos materiais de cada camada bem como da frequência, da intensidade do tráfego e das condições ambientais e regionais.

Figura 2.1 – Esquema típico de pavimento flexível e sua respectiva resposta mecânica

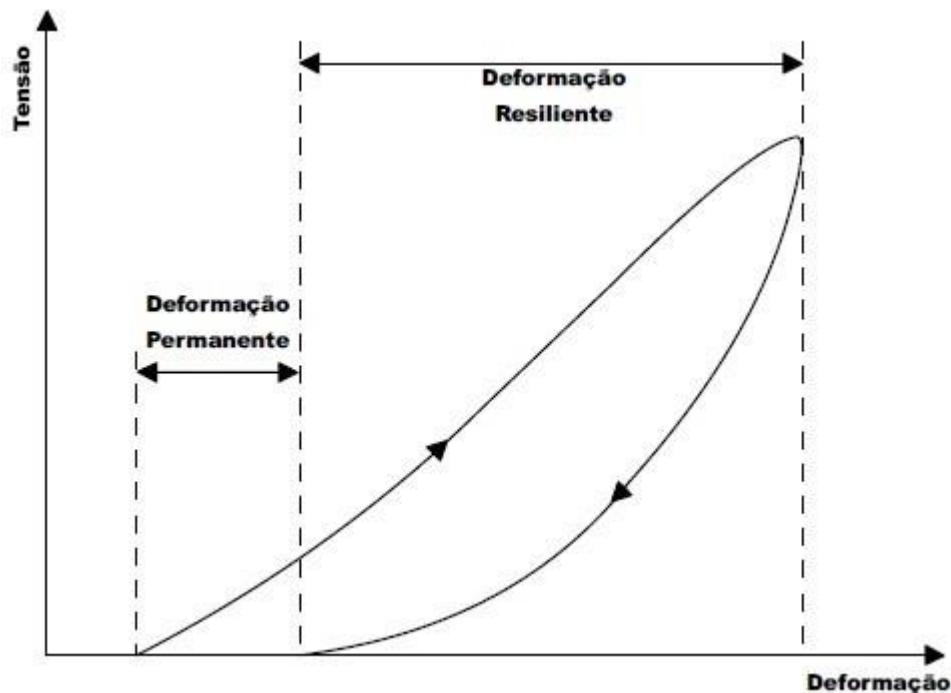


Fonte: Franco (2007)

No Brasil, os métodos de dimensionamento de pavimentos são, ainda, de natureza empírica ou semi-empírica, baseando-se no método do antigo DNER, elaborado pelo engenheiro Murilo Lopes de Souza em 1966. Este foi elaborado a partir do método proposto pelo Corpo de Engenheiros Militares dos EUA, adaptado para o uso em rodovias, com base no Índice de Suporte Califórnia - ISC, parâmetro relacionado com a resistência ao cisalhamento do material de subleito e das camadas intermediárias do pavimento em determinadas condições de umidade e compactação, por carregamento estático.

Porém, devido ao tráfego, o sistema pavimento é submetido a tensões normais e cisalhantes repetidas que geram deformações permanentes e recuperáveis, deformações estas, que devem ser consideradas no dimensionamento de pavimentos. A Figura 2.2, retirada de Franco (2007), apresenta o comportamento dos materiais sujeitos à solicitação do tráfego. De acordo com Silva (2014) nas últimas décadas, a engenharia de pavimentos vem adotando uma abordagem mais racional no dimensionamento de pavimentos flexíveis, lançando mão de modelos matemáticos para prever as respostas mecânicas do pavimento (tensões, deformações e deflexões) devido às cargas do tráfego, considerando as propriedades de deformabilidade dos materiais e os efeitos do clima no comportamento estrutural.

Figura 2.2 – Comportamento dos materiais de pavimentação sujeitos ao carregamento cíclico



Fonte: Franco (2007)

Com a necessidade da obtenção dos parâmetros de deformabilidade, foi desenvolvido o chamado ensaio triaxial de cargas repetidas. Segundo Medina e Motta (2015), o ensaio triaxial de cargas repetidas foi incorporado aos estudos de pavimentação pelo Prof. H. Bolton Seed na década de 1950, na Universidade da Califórnia, Berkeley; durante investigação da deformabilidade da pista experimental da AASHTO.

Os ensaios de cargas repetidas procuram reproduzir as condições de campo, simulando a passagem de uma roda de veículo por um ponto na superfície do pavimento, quanto ao efeito produzido na tensão vertical no subleito ou numa camada qualquer do pavimento. Para Medina e Motta (2005) a amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas. Já a frequência está relacionada ao volume de tráfego. No Brasil, o ensaio triaxial de cargas repetidas é regido pela norma DNIT – ME 134/2010 – Solos Determinação do Módulo de Resiliência.

O ensaio que possibilita avaliar tanto a deformação resiliente como a deformação permanente de solos para fins de pavimentação consiste em submeter

um corpo de prova cilíndrico, envolto por uma membrana de material impermeável, a uma força axial repetidas vezes com tensão resultante abaixo da tensão de ruptura do corpo de prova. As tensões aplicadas são: a tensão vertical (σ_1) e a tensão de confinamento (σ_3) constante a cada ciclo de aplicação da força axial. A tensão axial (σ_1) corresponde à soma da parcela da tensão confinante (σ_3) com a tensão desvio (σ_d), sendo, então, $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$. Os dados obtidos neste ensaio são tensões e deslocamentos. O ensaio pode ser realizado com ou sem drenagem da água contida no corpo de prova (RODRIGUES, 1998).

Verifica-se que a cada aplicação da tensão desvio, ocorrem deformações axiais tanto de natureza elástica (ϵ_r), como também, uma parcela pequena de natureza plástica ou permanente (ϵ_p). A deformação axial (ϵ_1) é soma das parcelas, elástica e plástica, expressa pela Equação 2.1.

$$s_1 = s_r + s_p \quad (2.1)$$

2.1.2 Deformação Elástica

Segundo Córdova e Guimarães (2011), as deformações elásticas ou deflexões reversíveis são os deslocamentos verticais que surgem na superfície de um pavimento ou no interior da sua estrutura quando este é submetido a esforços, até um determinado limite de tolerância, em forma intermitente ou transitória permitindo que quando esses esforços cessem, o sistema retorne à sua posição anterior. Em outras palavras, a deformação resiliente corresponde à parcela recuperável da deformação, que dura enquanto a tensão estiver sendo aplicada, após o término do carregamento esta deixa de existir. Medina (1997), define o termo resiliência como a energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

O primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos foi elaborado por Francis Hveem (1955), de acordo com Medina e Motta (2015). Em 1938, o Departamento de Transportes da Califórnia iniciou uma série de medidas em campo, com o auxílio de sensores mecânico-eletromagnéticos, dos deslocamentos verticais dos pavimentos causados pela ação do tráfego. Hveem (1955 *apud* Medina 1997) concluiu que em decorrência da ação do carregamento cíclico, a origem dos defeitos

de trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos (fadiga) ocorria devido à deformação resiliente das camadas subjacentes, em especial do subleito. Assim, o método de dimensionamento utilizado para evitar deformações permanentes não impedia que a estrutura rompesse por fadiga.

O fenômeno da fadiga é um processo de deterioração estrutural que um material sofre, quando submetido a um estado de tensões e de deformações elásticas repetidas, resultando em trincas ou fratura completa, após um número suficiente de repetições do carregamento, ou seja, é a perda de resistência que o material sofre, quando solicitado repetidamente por uma carga (PINTO, 1991).

A partir deste contexto, deu-se origem ao termo módulo de resiliência, o qual será discutido na próxima seção.

2.1.2.1 Módulo de Resiliência

No Brasil, os primeiros estudos acerca da determinação do módulo de resiliência foram realizados por Preussler (1978) e Svenson (1980). A pesquisa de Preussler direcionou-se à um solo saprolítico de arenito feldspático usado como sub-base em parte da Freeway (BR-290/RS), no trecho Osório - Porto Alegre, na região sul do Brasil, enquanto Svenson estudou o comportamento resiliente de solos argilosos da região sul e sudeste do país.

Conceitualmente, o módulo de resiliência é o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais sob carregamento cíclico. É considerado de grande importância na caracterização do comportamento mecânico de solos e agregados, quando utilizados como camada estrutural de pavimentos.

O módulo de resiliência (M_R) é obtido através da relação entre a tensão desvio aplicada (σ_d) e sua respectiva deformação elástica (ϵ_r), expressa na Equação 2.2, por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas (MEDINA, 1997).

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (2.2)$$

Onde:

σ_d é a tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$);

ϵ_r é a deformação específica axial resiliente (vertical), expressa na Equação 2.3.

$$s_r = \frac{\Delta_h}{h_0} \quad (2.3)$$

Onde:

Δ_h é o deslocamento vertical máximo;

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

Desta forma, o módulo de resiliência caracteriza os materiais utilizados nas diversas camadas do pavimento, incluindo o solo do subleito, sob várias condições como, teor de umidade, densidade e o estado de tensões, simulando as condições de campo.

A abordagem Tecnapav/DNIT, é um exemplo da utilização do módulo de resiliência na caracterização mecânica de materiais utilizados na pavimentação. Preconizada pela norma DNER PRO 269/94, a mesma utiliza o conceito de classificação resiliente de solos para subleito proposta por Preussler e Pinto (1982), desenvolvida considerando as características resilientes dos materiais empregados nessa camada, para projetos de restauração de pavimentos flexíveis. A classificação resiliente divide os solos em dois grandes grupos: solos granulares e solos finos. O principal parâmetro que os diferencia é a porcentagem (%) em peso de material passante na peneira de nº 200 (0,075mm).

Autores como Seed *et al.*, (1967), Medina e Preussler (1980), Svenson (1980), Li e Seling (1994) identificaram os seguintes fatores que podem influenciar o comportamento resiliente dos solos: razão das tensões principais (σ_1/σ_3); intensidade de tensões aplicadas; história de tensões; número de repetições da tensão desvio; duração e frequência de aplicação da tensão desvio; tipo de agregado; percentual de material que passa na peneira nº 200 (0,075 mm); tixotropia; densidade e umidade de compactação; grau de saturação e método de compactação.

Para Medina (1997) o módulo resiliente depende da natureza do solo (condição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), da umidade, peso específico aparente seco e estado de tensões atuantes.

Diversos estudos indicam que o módulo de resiliência de solos não coesivos (areia e pedregulhos), quando submetidos à tensões axiais repetidas, aumenta muito com a tensão confinante (σ_3) e é pouco influenciado pela tensão desvio (σ_d), desde que esta tensão não cause grandes deformações plásticas. Segundo Bernucci *et al.*,

(2008) para níveis mais altos de tensão-desvio e baixas tensões de confinamento, a deformação permanente passa a ser excessiva.

De acordo com Fredlund *et al.*, (1977) o módulo de resiliência reduz com o número de repetições da tensão desvio. Isto é observado principalmente em solos coesivos, onde a deformação resiliente axial depende consideravelmente da tensão desvio aplicada (BERNUCCI *et. at.*, 2008). A intensidade da tensão desvio também influencia fortemente nas deformações elásticas. Em amostras de solo argiloso compactado, o módulo de resiliência decresce rapidamente com o aumento da tensão desvio, para baixos níveis de tensão (SEED *et al.*, 1962).

Em seu estudo, Preussler (1978) apresenta modelos citados por Hicks (1970) que relacionam os módulos resilientes com as tensões principais. Os mesmos são propostos por Medina (1997) para modelar o comportamento resiliente em solos granulares. De acordo com a Equação 2.4, o MR depende principalmente da tensão confinante, já a Equação 2.5 apresenta o módulo em função da soma das tensões principais (θ):

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (2.4)$$

$$M_R = k'_1 \theta^{k'_2} \quad (2.5)$$

Onde:

M_R é o módulo de resiliência;

σ_3 é a tensão confinante;

θ é o Primeiro invariante de tensões ($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$);

k_1 , k_2 , k'_1 e k'_2 são os parâmetros dos modelos, determinados no ensaio.

Svenson (1980), propôs um modelo de comportamento do módulo resiliente com as tensões, especificamente para solos coesivos, representado pela Equação 2.6:

$$M_R = k_{10d} \sigma_d^{k_2} \quad (2.6)$$

Onde:

M_R é o módulo de resiliência;

σ_d é a tensão desvio;

k_1 e k_2 são parâmetros do modelo.

Solos que apresentam comportamento composto, dependem tanto da tensão de confinamento quanto da tensão desvio aplicada. A Equação 2.7 é a que melhor representa este modelo, proposto por Macêdo (1996):

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (2.7)$$

Onde:

M_R 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.

De acordo com Brown e Hyde (1975 *apud* Rodrigues, 1998), a história de tensões pouco afeta a resiliência de solos granulares.

Segundo Medina e Preussler (1980) o ganho tixotrópico de resistência ou rigidez pela alteração da estrutura em período de repouso ou cura não é significativo, principalmente após algumas repetições de carga. Seed *et al.*, (1962) em seu estudo observou que o efeito da tixotropia varia com o número de aplicações de carga, sendo que para aplicações em torno de 40.000, um aumento no tempo de repouso reduz as deformações resilientes. Porém, para um número elevado de aplicações de carga, o mesmo não foi observado. A diferença no módulo resiliente entre amostras ensaiadas imediatamente ou 1 dia após a compactação e amostras ensaiadas 50 dias após o processo de compactação pode ser de 300 a 400%, se considerado um baixo número de aplicações.

Como um exemplo clássico, quando se trata de comportamento resiliente, no estudo de Preussler (1978) à respeito de um solo areno-siltoso, observa-se que em materiais granulares o M_R aumenta significativamente com a pressão confinante (σ_3) e é relativamente pouco afetado pela tensão desvio (σ_d), como já mencionado

anteriormente. Verifica-se também, que o módulo de resiliência do material em questão é consideravelmente influenciado pelo grau de saturação e pelas condições de umidade e densidade de compactação; com o aumento do teor de umidade e a saturação próxima de 100%, o valor do módulo tende a diminuir. As magnitudes destas variações dependem do valor das tensões confinantes (σ_3), ou seja, com o aumento da umidade de compactação, quanto menor a tensão confinante, menor o valor do módulo de resiliência. Dessa forma, o autor concluiu que, para o material em estudo, quanto maior a tensão confinante menos se faziam sentir os efeitos das condições de compactação nas propriedades resilientes.

A compactação é um método que contribui para a melhoria das propriedades mecânicas de um solo. Segundo Pinto (2002), com a compactação, a intimidade de contato dos grãos aumenta, diminuindo o índice de vazios, promovendo a melhoria da resistência, rigidez e da impermeabilidade do solo compactado. Em sua pesquisa, Svenson (1980) afirma que a influência do método de compactação na relação entre o módulo de resiliência e a intensidade da tensão desvio, para solos coesivos, é significativa apenas para umidades acima do teor ótimo de compactação. Abaixo desta, a influência do método de compactação é pouco significativa. Segundo a autora, isto ocorre, na verdade, devido à estrutura do solo argiloso. Conforme o método de compactação, materiais compactados no ramo seco da curva de compactação apresentam uma estrutura floclada (caracterizada pelo arranjo desordenado das partículas). Já solos compactados no ramo úmido apresentam estruturas dispersas. Em geral, estruturas flocladas apresentam uma maior resistência ao cisalhamento, além do acréscimo em outras propriedades mecânicas, como o aumento da rigidez. De acordo com Medina (1997), um solo com estrutura floclada é menos deformável do que um solo com estrutura dispersa, exposta aos esforços cisalhantes pequenos.

A duração do carregamento é estimado em função da velocidade dos veículos e do ponto no pavimento em que se deseja conhecer o módulo resiliente. Seu efeito depende do intervalo de aplicações do carregamento. Já a frequência é em função das condições de tráfego da rodovia em questão. De acordo com Barksdale e Hicks (1973 *apud* Medina, 1997) o aumento da frequência pode provoca um aumento de 50 a 100% no módulo de resiliência. Em seu estudo, Preussler (1978), verificou o efeito da frequência (20, 40 e 60 ciclos/min) no módulo de resiliência de um material não coesivo. Segundo o autor, o ensaio a 40 ciclos/min, com tensão de confinamento de

0,1 MPa, resultou em um MR de 320 MPa e o ensaio a 60 ciclos/min (1 Hz) em um módulo de 650 MPa, ou seja, um aumento de 100%.

De acordo com Rodrigues (1997), a condição de umidade do subleito dependerá do clima da região em estudo, do equilíbrio entre a precipitação e a evapotranspiração, das condições de drenagem e da permeabilidade do solo. Além disso, devido a fatores externos, como períodos intensos de precipitação, o grau de saturação do solo pode sofrer mudanças com o tempo.

Diversas pesquisas a respeito da influência da variação da umidade no módulo de resiliência vem sendo realizadas ao longo dos anos. Em geral, os resultados apresentaram um decréscimo do módulo resiliente das amostras compactadas com o aumento do grau de saturação, considerando-se diferentes valores para peso específico aparente seco. Porém, a magnitude desta variação depende do valor das tensões confinantes utilizadas, especialmente para solos granulares. Segundo Li e Selig (1994), quanto maior o peso específico seco, maior será o módulo resiliente.

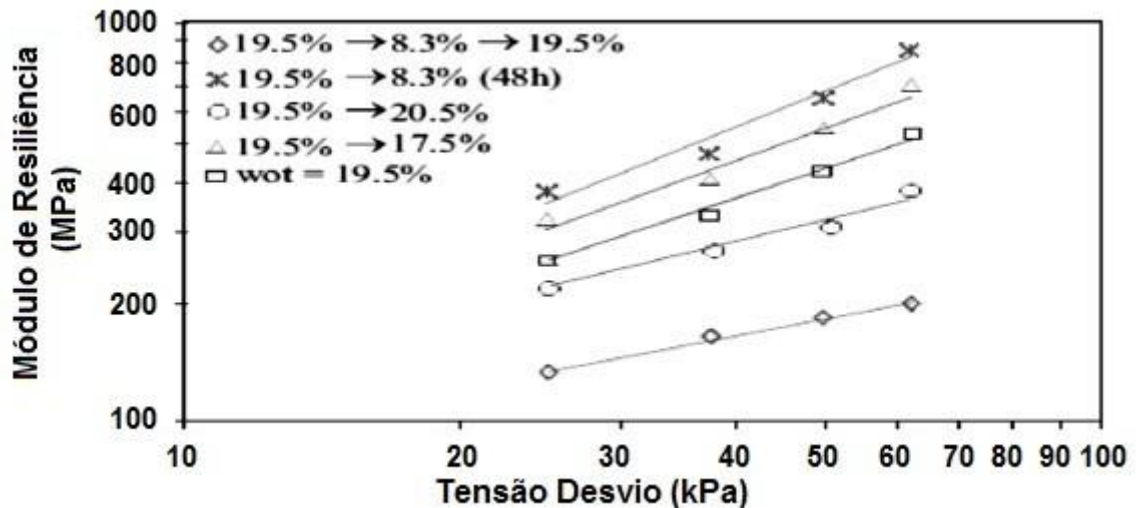
Preussler (1978) ao realizar seus ensaios triaxiais de cargas repetidas, obteve para amostras ensaiadas no ramo seco da curva de compactação, pequenas deformações elásticas e permanentes. Para amostras ensaiadas no ramo úmido, as deformações permanentes cresceram significativamente, atingindo valores até 10 vezes maiores do que as amostras ensaiadas no ramo seco, evidenciando a influência da variação da umidade na amplitude das deformações.

Li e Selig (1994) pesquisaram a influência do teor de umidade e da densidade seca nos valores de módulo de resiliência de solos finos utilizados em subleitos rodoviários, verificando que uma variação no estado físico do solo pode causar uma mudança significativa no módulo. Estas mudanças podem ocorrer em campo, devido à mudanças no ambiente e pelo efeito da compactação causada pelo tráfego. Para Medina (1997), assim como a densidade e a umidade, o modo como as partículas do solo se arranjam em amostras compactadas ou indeformadas também são fatores determinantes da deformabilidade.

A alternância entre períodos chuvosos e secos provoca variações no teor de umidade dos materiais empregados em pavimentos rodoviários, os quais acabam sofrendo trajetórias de umedecimento e secagem. Em seu estudo Parreira e Gonçalves (2000), mostram que a trajetória de secagem resulta em um aumento no módulo de resiliência, enquanto que o umedecimento diminui o valor deste. Verifica-se também que o processo de secagem seguido de umedecimento reduz

consideravelmente os valores dos módulos resilientes. A Figura 2.3 apresenta os resultados deste estudo.

Figura 2.3 – Variação do módulo de resiliência em diferentes trajetórias de secagem e umedecimento



Fonte: Adaptado de Parreira e Gonçalves (2000)

De acordo com Werk (2000), o efeito da umidade sobre o módulo resiliente é mais significativo nos agregados bem graduados, com maior presença de finos, devido à permanência da água nos poros; ao contrário de materiais uniformes, onde a perda de água é mais rápida.

Diversos autores, entre eles (Sauer e Monismith, 1968; Rodrigues, 1997; Núñez, 1997; Gehling *et al.*, 1998; Werk, 2000; Heydinger, 2003; Takeda, 2006, Rabab'ah, 2007 e Peraça, 2007) evidenciaram a influência da variação de umidade e da sucção no módulo resiliente; o incremento do teor de umidade resulta na redução da sucção do material e conseqüentemente, na redução do MR. O conceito e a importância da sucção serão apresentados na seção 2.2, destacando a importância deste parâmetro no comportamento mecânico de solos não saturados.

Fredlund *et al.*, (1975 *apud* Ceratti *et al.*, 1996), definiram uma relação entre sucção e módulo de resiliência. Após a execução de ensaios triaxiais de cargas repetidas e utilizando a curva característica, os autores demonstraram através de uma análise de estado de tensões que o módulo de resiliência é uma função de três variáveis que podem ser expressas da seguinte maneira:

$$M_R = f(\sigma_3 - u_a)(\sigma_1 - \sigma_3)(u_a - u_w) \quad (2.8)$$

Onde:

$(\sigma_3 - u_a)$ é a tensão de confinamento;

$(\sigma_1 - \sigma_3)$ é a tensão desvio;

$(u_a - u_w)$ é a sucção mátrica.

u_a e u_w são, respectivamente, pressão de ar e pressão de água.

Yang *et al.*, (2005) propuseram um modelo de previsão do módulo de resiliência baseado no conceito de tensões efetivas, incorporando a sucção mátrica (ψ_m), de acordo com o grau de saturação do solo através do parâmetro (χ), que varia de 0 para solos secos à 1 para solos saturados. Basicamente o modelo apresenta uma relação entre M_R e sucção. A Equação 2.9 apresenta o modelo proposto pelos autores:

$$M_R = k_1(\sigma_d + 3f_N)^{k_2} \quad (2.9)$$

Onde:

M_R é o módulo de resiliência;

σ_d é a tensão desvio;

χ é o parâmetro de relação com o grau de saturação;

ψ_m é a sucção mátrica;

k_1 e k_2 são parâmetros do modelo.

Outro modelo, proposto por Liang *et al.*, (2008), prevê o efeito da variação de umidade no módulo resiliente utilizando o conceito de tensões efetivas e assumindo a poro-pressão do ar igual a zero. O modelo é apresentado na Equação 2.10:

$$M_R = k_1 \cdot p_a \cdot \left(\frac{8 + 3v_w f_w}{p_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{v_{oct}}{p_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (2.10)$$

Onde:

M_R é o módulo de resiliência;

p_a é a pressão atmosférica;

θ é a soma das tensões principais;

χ_w é o parâmetro de Bishop, relacionado ao grau de saturação do material;

ψ_w é a sucção mátrica;

τ_{oct} é a tensão de cisalhamento octaédrica;

k_1 , k_2 e k_3 são parâmetros do modelo.

Em seu estudo, Hornych *et al.*, (1996 *apud* Silva, 2003), cita alguns fatores que influenciam o comportamento elástico de solos finos de subleito. Segundo os autores, mesmo em ensaios drenados pode ocorrer o surgimento de poro-pressões, devido à baixa permeabilidade dos solos. Essa pressão neutra, tende a diminuir as tensões efetivas no material, reduzindo o valor do módulo de resiliência, além de influenciar na resistência ao cisalhamento do solo. No mesmo estudo, os autores verificaram que a baixa permeabilidade em solos finos parcialmente saturados, geravam altos níveis de sucção, aumentando significativamente os módulos resilientes.

Ao longo dos anos, diversos estudos confirmaram a influência da sucção nas propriedades mecânicas de materiais utilizados em pavimentação. Por essa razão, a medida da sucção parece fundamental para se entender o comportamento resiliente de solos não saturados empregados em camadas estruturais de pavimentos.

2.1.3 Deformação Permanente

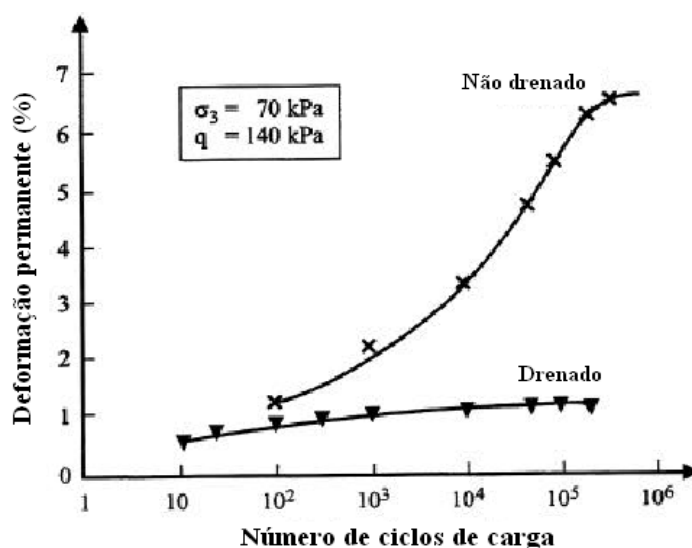
A deformação permanente é proveniente da ação de cargas externas, aplicadas ciclicamente na estrutura do pavimento, não sendo recuperável quando as mesmas são removidas. Svenson (1980), define a deformação permanente em pavimentos como a combinação de dois diferentes mecanismos: a densificação (redução do volume) e deformações cisalhantes repetidas (deformação plástica sem variação do volume).

Em seu estudo Preussler (1978), observou que solos não coesivos sofrem grandes deformações permanentes no início do carregamento cíclico. Com a repetição do carregamento, ao final de cada ciclo de aplicação de carga o material torna-se menos deformável e as deformações permanentes diminuem até tornarem-se quase nulas. O material começa a apresentar um comportamento quase elástico no sentido de que toda a deformação, nele causada pelo carregamento, é recuperável quando este é retirado.

Geralmente, os mesmos fatores que causam uma diminuição da resistência ao cisalhamento de solos e britas tendem a aumentar a deformação permanente quando o material é submetido a ação do tráfego de veículos. Os principais fatores que afetam a deformação permanente em solos são os seguintes: (i) tensão (estado de tensões, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda e história de tensões); (ii) carregamento (magnitude, número de aplicações, duração, frequência e sequência de carga); (iii) umidade (percentual, permeabilidade do material, grau de saturação e poro-pressão); e (iv) agregado (tipo de agregado, forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, tamanho máximo dos grãos e massa específica real dos grãos) (GUIMARÃES, 2009).

Em seus ensaios, Guimarães *et al.*, (2001) observaram que as deformações permanentes aumentam com o incremento da tensão desvio (σ_d) e com o acréscimo do teor de umidade de compactação. Werkmeister (2003), em seu estudo, apresenta dois ensaios em condições diferentes de drenagem (drenado e não drenado), em que ambos iniciaram com o mesmo teor de umidade (Figura 2.4). Após a análise dos resultados, a autora pode concluir que no ensaio não drenado, devido ao surgimento de poro-pressões e conseqüentemente a redução das tensões efetivas, o corpo de prova sofreu sucessivas deformações plásticas. Desta forma, o teor de umidade se mostra um importante fator que influencia diretamente no comportamento dos materiais quanto a deformações permanentes.

Figura 2.4 – Influência da drenagem nas deformações permanentes



A determinação das deformações permanentes, através do ensaio triaxial de cargas repetidas, segue a mesma metodologia para a obtenção do módulo de resiliência, porém os corpos de prova não são previamente condicionados, pois as deformações permanentes iniciais devem ser consideradas. Em relação ao número total de aplicações de carga a ser utilizado no ensaio, devido à ausência de normas técnicas, Motta (1991) indica que deve ser observada a taxa de acréscimos de deformação permanente, e que quando este valor tornar-se próximo a zero, ou seja o material estiver acomodado, o ensaio pode ser paralisado. A autora também afirma que não se deve definir previamente certo número de ciclos, em especial se este for um número aquém da expectativa do volume de tráfego solicitante.

Como já mencionado, o efeito das deformações permanentes é estimado em função do número de aplicações de carga (N), em corpos de prova sem condicionamento prévio. O modelo de Monismith, apresentado na Equação 2.11, foi apresentado por Monismith *et. al.*, (1975) e até hoje é utilizado para a previsão da deformação permanente, devido, principalmente, à sua simplicidade e bom ajuste.

$$s_p = A \cdot N^B \quad (2.11)$$

Onde:

ϵ_p é a deformação permanente;

A e B são parâmetros a serem determinados no ensaio;

N é o número de aplicações da carga.

Em sua tese de doutorado, Guimarães (2009) estudou amostras de diferentes granulometrias, desde lateritas pedregulhosas a solos finos de diversas regiões do Brasil. A partir deste estudo, o autor propôs um modelo que leva em conta, além do número de ciclos de aplicação de carga (N), o estado de tensões. A Equação 2.12 apresenta o modelo proposto por Guimarães (2009):

$$s_p(\%) = \psi_1 \cdot (\sigma_3)^{\alpha_2} \cdot (\sigma_d)^{\alpha_3} \cdot (N)^{\alpha_4} \quad (2.12)$$

Onde:

ϵ_p é a deformação permanente específica em porcentagem;

σ_3 é a tensão confinante;

σ_d é a tensão desvio;

N é o número de aplicações de carga;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$ são parâmetros do modelo obtidos experimentalmente.

Além dos modelos citados, é possível analisar os resultados obtidos através dos ensaios triaxiais para deformações permanente por meio da teoria do *Shakedown*. De acordo com a teoria, a estrutura de um pavimento estando na condição de *shakedown*, mantém constante a deformação permanente acumulada quando submetida à ação de cargas repetidas. Em outras palavras, as deformações permanentes estabilizam e a estrutura se acomoda (GUIMARÃES, 2009).

Segundo Motta (1991), para as condições brasileiras, os defeitos causados pelas deformações permanentes não são expressivos, principalmente devido às condições de dimensionamento tradicionalmente adotadas (método do ISC com imersão em água por quatro dias) e as baixas umidades de equilíbrio.

2.2 SOLOS NÃO SATURADOS

Desde os primórdios da engenharia geotécnica o estudo dos solos segue o conjunto de princípios estabelecido pela Mecânica dos Solos Clássica, desenvolvida para solos em condições de saturação, em virtude das primeiras pesquisas e técnicas terem sido desenvolvidas em países de clima temperado, onde há o predomínio de solos saturados (poro pressões positivas). Contudo, as teorias criadas para esta condição não se aplicam aos solos não saturados, presentes em regiões de clima tropical ou subtropical, que abrangem grande parte do território mundial, incluindo o Brasil.

Criou-se então, a Mecânica dos Solos Não Saturados que abrange todo e qualquer solo que se encontre acima do nível da água, onde a poro-pressão é, em geral, negativa. De acordo com Vivian (2008), diferentemente dos solos saturados, que compõem um sistema bifásico com partículas sólidas e líquido intersticial, os solos não saturados são caracterizados por um sistema multifásico, composto pelas fases sólida, líquida e gasosa. O conhecimento da constituição e distribuição de cada uma dessas fases na estrutura do solo é fundamental para compreender o comportamento

do mesmo, em termos de resistência ao cisalhamento, erodibilidade, deformabilidade, condutividade hidráulica, entre outros.

Para uso em pavimentação, de acordo com as especificações dos órgãos regulamentadores, os solos utilizados são compactados no campo próximos à sua umidade ótima e máxima massa específica aparente seca. Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), em geral, os solos de subleitos situam-se acima do nível do lençol freático, assim como a maioria das estruturas projetadas em engenharia com solos compactados, apresentando, portanto, comportamento de solos não saturados.

Desta forma, o estudo acerca das peculiaridades dos solos não saturados é de suma importância, sendo o conhecimento à respeito da sucção e da curva de retenção, fundamentais para se entender e interpretar a resposta de um solo não saturado.

2.2.1 Sucção

De acordo com Beneveli (2002), a sucção é considerada um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento de solos não saturados, pois de acordo com o autor, a resistência e a deformabilidade destes são significativamente influenciadas pela pressão negativa intersticial. Para Tuncer e Sabri (1979) a sucção é a energia necessária para remover uma infinitesimal quantidade de água do solo. Lee e Wray (1995 *apud* Feuerharmel, 2007), definem a sucção como uma grandeza energética que avalia a capacidade do solo de reter água. Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será adsorvida ou retida por ele. Para desprender esta água é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada para esta remoção por unidade de volume de água é a sucção.

A sucção total (S_t) é a soma da sucção mátrica (S_m) e da sucção osmótica (S_o), conforme mostra a Equação 2.13:

$$S_t = S_m + S_o \quad (2.13)$$

Onde,

S_t é a sucção total;

S_m é a sucção matricial, sendo igual a diferença entre a pressão do ar e a pressão da água ($u_a - u_w$);

S_o é a sucção osmótica.

A sucção matricial é definida como a pressão negativa desenvolvida na água do solo devido aos efeitos de capilaridade e forças de adsorção. A capilaridade está associada com a macroestrutura do solo, ou seja, com os poros interligados que, através dos quais, a água flui devido a gradientes de pressão capilar. A adsorção, a outra componente da sucção mátrica, está relacionada à microestrutura do solo, e depende do nível de hidratação dos minerais argilosos (DE CAMPOS *et al.*, 1992). Já a sucção osmótica está associada à presença de sais no solo. Ridley (1995) define a sucção osmótica como sendo a tensão adicional necessária para remover uma molécula de água, devido à presença de sais dissolvidos na fase água. Segundo Blight (1983), esta componente não contribui significativamente para resistência ao cisalhamento do solo. Porém, tal sucção interfere no comportamento deformacional do mesmo.

Autores como Fredlund (1979), Edil e Motan (1984) e Alonso *et al.*, (1987), indicam que o comportamento mecânico dos solos não saturados depende basicamente da sucção matricial. De acordo com Lu e Likos (2004) a sucção matricial é considerada um importante parâmetro dos solos não saturados, pois atua como componente da coesão (coesão aparente), influenciando na resistência ao cisalhamento.

Ao longo dos anos, a influência da sucção na resistência e no comportamento deformacional de solos não saturados, tem sido o objeto de estudo de muitos pesquisadores, como Fredlund e Rahardjo (1993), Burland e Ridley (1996), Peraça (2007) e Ramires (2010).

Segundo Ceratti *et al.*, (2004), subleitos compactados são considerados solos não saturados, onde a sucção desempenha um claro papel na sua resistência e na sua deformabilidade. O módulo resiliente é sensível ao estado de tensão no interior do subleito e a sucção controla o estado de tensões em solos não saturados. O conceito de sucção aplicado aos problemas de pavimentação proporciona uma melhor compreensão da influência da umidade ao se correlacionarem graus de saturação com níveis de sucção, e estes últimos com a resiliência do material.

Para Yang *et al.*, (2005) a relação direta entre sucção e módulo de resiliência deve-se ao fato que, altas sucções provocam uma compressão no solo, aumentando sua rigidez e portanto, seu módulo de resiliência.

O efeito da sucção sobre a resistência ao cisalhamento do solo tem sido estudado a partir do conceito de tensões efetivas. Com o incremento da sucção, ocorre um aumento das tensões efetivas e, conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do solo aumenta (NAM *et. al.*, 2011).

Conforme Ceratti *et al.*, (1996), a partir da determinação da curva característica de um solo, é possível relacionar o módulo de resiliência e a sucção, além de se obter outras propriedades mecânicas deste material. Esta curva permite prever a magnitude de variação do módulo de resiliência devido a alterações ambientais.

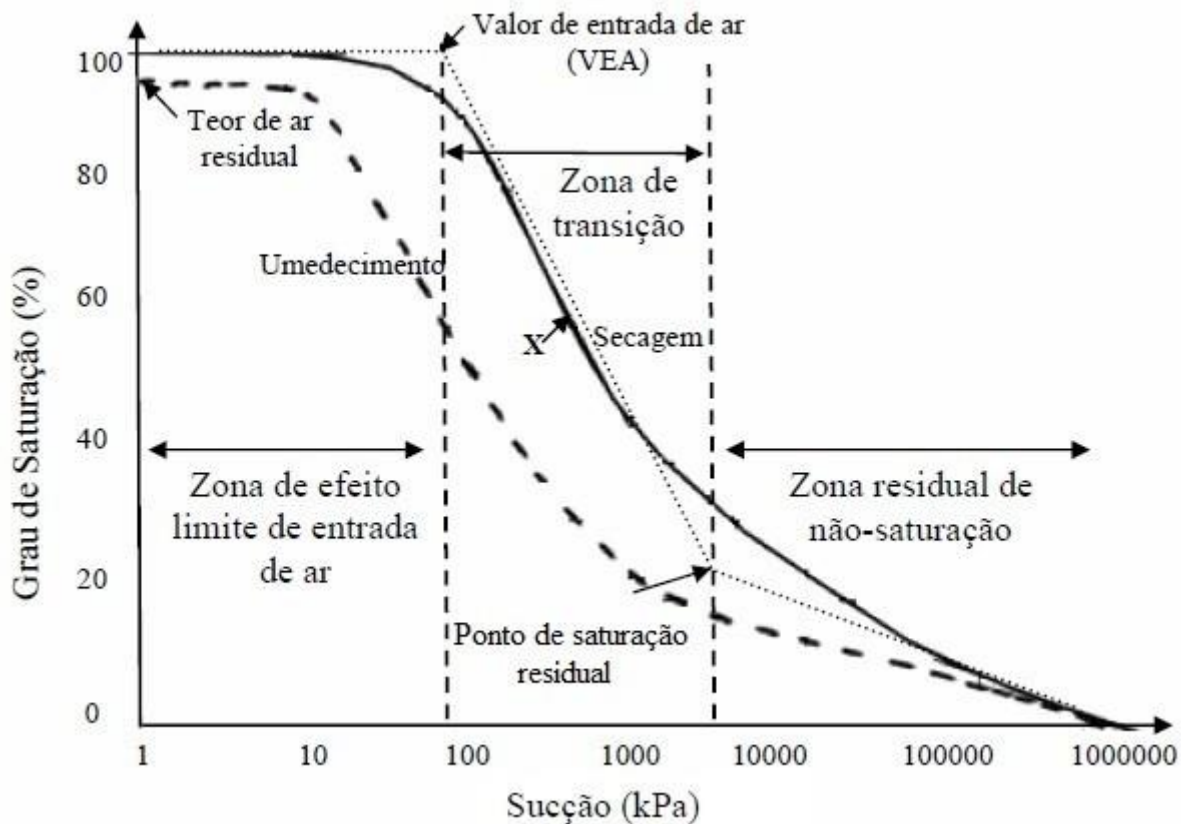
2.2.2 Curva Característica

Curva característica é a medida da capacidade de retenção da água do solo conforme a variação do seu teor de umidade quando sujeitos a vários níveis de sucção (Vanapalli *et al.*, 1999). Em outras palavras, a curva característica ou curva de retenção, relaciona a quantidade de fluido presente nos poros do solo e sua correspondente sucção, podendo ser expressa pelo teor de umidade gravimétrico (w), teor de umidade volumétrico (θ) ou grau de saturação.

A Figura 2.5 apresenta um exemplo típico de curva característica própria de solos compactados, geralmente em formato unimodal. A curva unimodal (Formato “S”) constitui o modelo mais comum estudado na Mecânica dos Solos Não Saturados.

A curva é composta por 3 níveis de dessaturação: (a) zona de efeito limite de entrada de ar; (b) zona de transição e (c) zona residual de não saturação. Na primeira região, na zona de efeito de limite de entrada de ar, o solo encontra-se saturado, onde praticamente todos os seus poros estão preenchidos por água. Na zona de transição, o material perde umidade rapidamente com o incremento da sucção. Segundo Vanapalli *et. al.*, (1999) o teor de água dentro dos vazios do solo continua a reduzir com o aumento dos valores de sucção e eventualmente, grandes incrementos no valor da sucção provocam variações relativamente pequenas no grau de saturação, caracterizando a zona residual de não saturação.

Figura 2.5 – Curva característica unimodal



Fonte: Adaptado de Feuerharmel (2007)

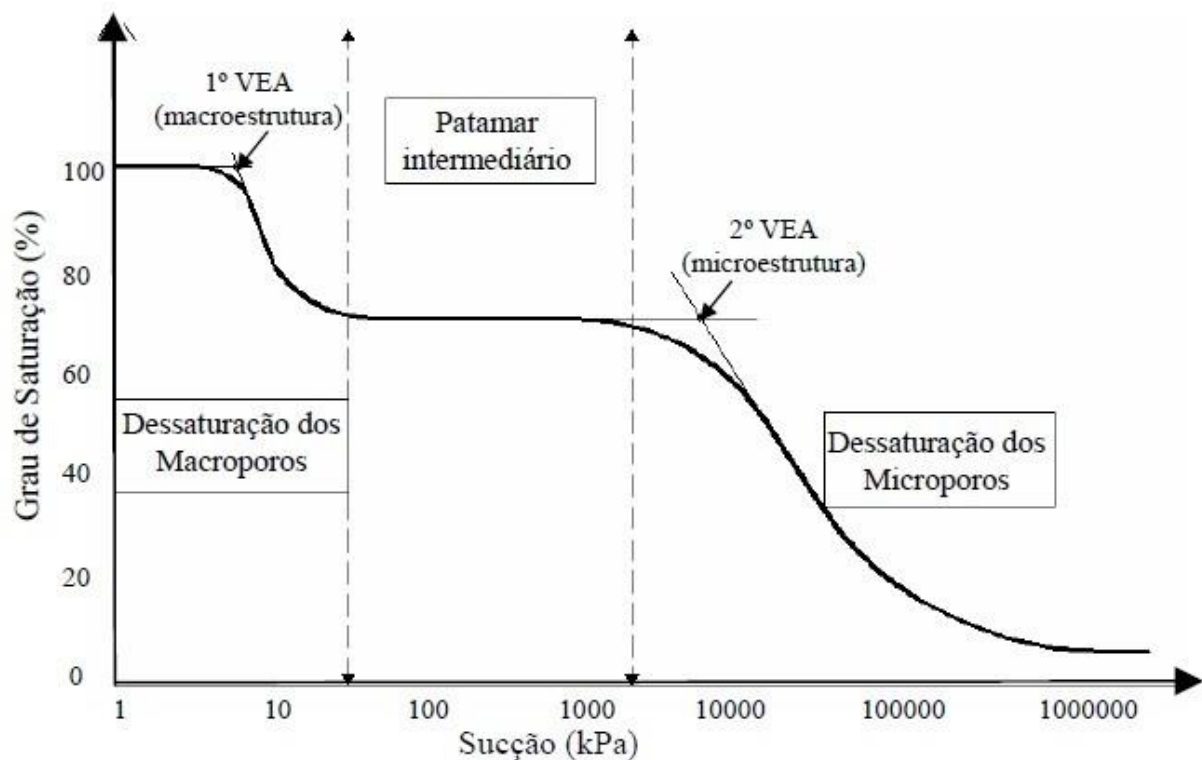
Fredlund e Xing (1994), definem o valor de entrada de ar (VEA) como o valor de sucção a partir do qual o ar começa a entrar nos maiores vazios do solo. O ponto de saturação residual corresponde ao início da zona residual de não saturação, definindo o valor do teor de umidade onde a partir do qual, é necessária uma grande variação de sucção para remover a água ainda presente no solo.

Solos de origem residual ou sedimentar, presentes em regiões de clima tropical e subtropical, apresentam um comportamento diferente do representado pela curva unimodal. Geralmente, estes solos apresentam macroestrutura e microestrutura bem definidas, originando uma curva com formato duplo “S” ou bimodal (Figura 2.6), apresentando três estágios bem definidos (Feuerharmel, 2007).

No primeiro estágio, a redução do teor de umidade é governada pela macroestrutura, partículas de argila fortemente agregadas formando grumos, permitindo a perda de água facilmente. No patamar intermediário, devido à ausência de poros de tamanho intermediário, o grau de saturação não sofre alterações com o

incremento da sucção. Esse estágio termina quando os microporos não apresentam mais capacidade de retenção de água com o aumento da sucção. A zona de dessaturação dos microporos, caracteriza-se novamente pela perda de água com o acréscimo de sucção, a qual está associada à remoção de água do interior dos grãos de argila. Este último estágio continua até que as condições residuais sejam atingidas.

Figura 2.6 – Curva característica bimodal



Fonte: Feuerharmel (2007)

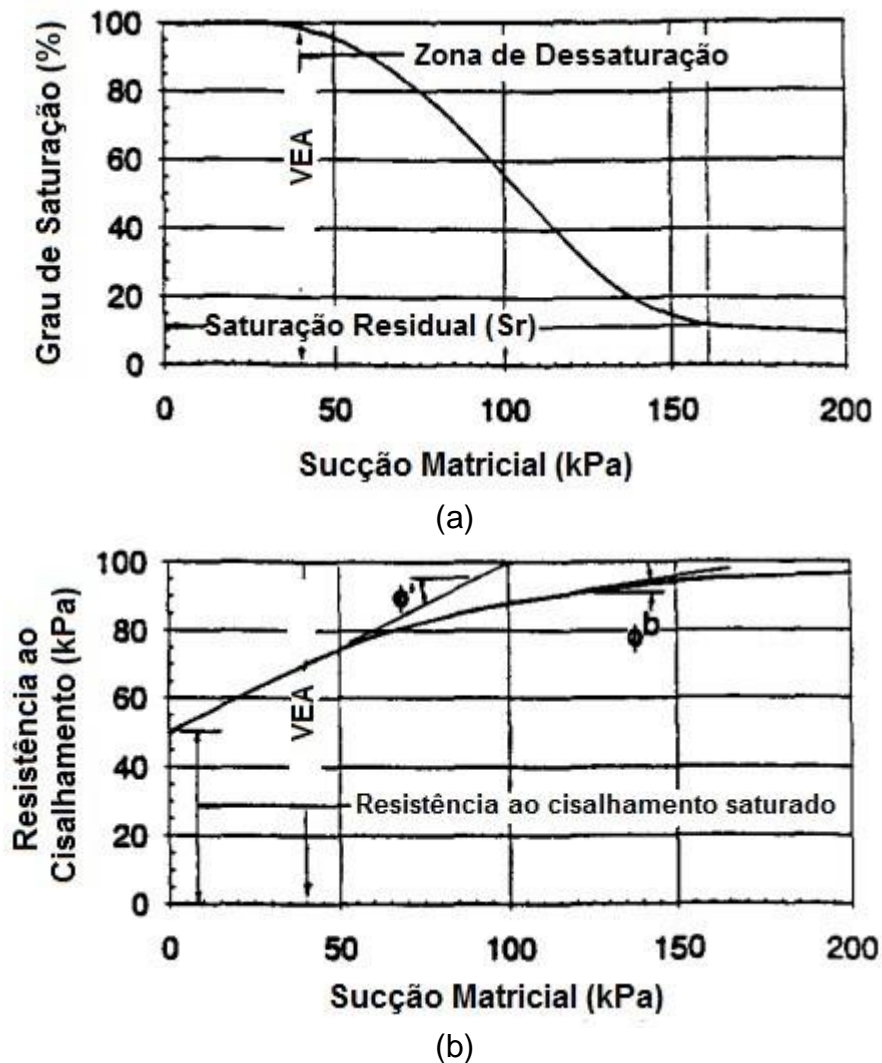
De acordo com Fredlund (1996), a curva característica pode ser usada para avaliar as propriedades de solos não saturados para posterior análise de seu comportamento mecânico. Após a obtenção da curva característica é possível a correlação com outras propriedades físicas, tais como: resistência ao cisalhamento, permeabilidade e módulo de resiliência.

Muitos autores, entre eles Khalili e Khabbaz (1998) estabeleceram relações entre a curva característica e a resistência ao cisalhamento saturada dos solos estudados, para prever os parâmetros de resistência ao cisalhamento não saturada.

Em seu estudo, Fredlund *et al.*, (1995) estabeleceram esta relação, analisando a resistência ao cisalhamento de um solo a partir da curva de retenção do mesmo. A

Figura 2.7 (a) apresenta uma curva característica típica, em função do grau de saturação e da sucção mátrica. Já a Figura 2.7 (b) apresenta a relação entre a resistência ao cisalhamento e o acréscimo de sucção matricial.

Figura 2.7 – Curva característica típica (a); Relação entre a curva característica e a resistência ao cisalhamento (b)



Fonte: Adaptado de Fredlund *et al.*, (1995)

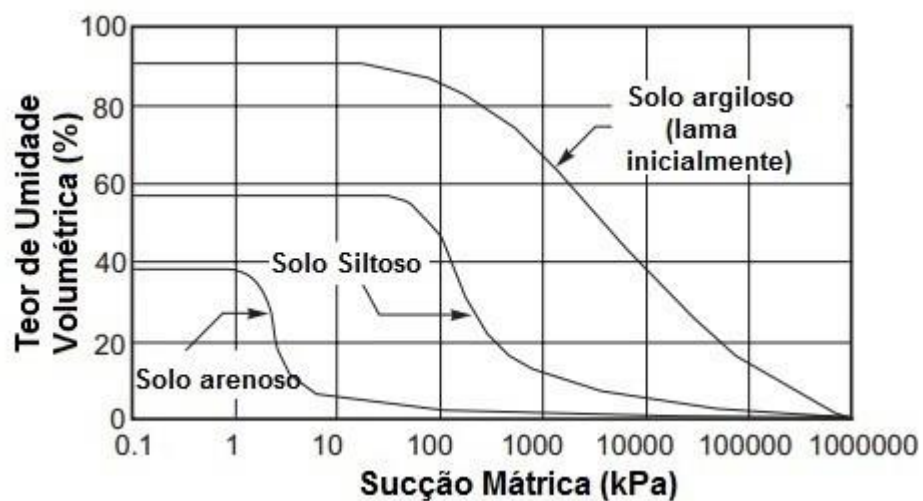
De acordo com os autores, abaixo do valor de entrada de ar (VEA), o ângulo de atrito interno efetivo (ϕ^u) e o ângulo de resistência ao cisalhamento em relação a sucção matricial (ϕ^b) são iguais e a contribuição da sucção na resistência se deve à presença de água entre as partículas dos agregados. A partir do VEA, devido a dessaturação, esta contribuição diminui, resultando em uma variação não linear. Desta forma, existe uma forte correlação entre o comportamento quanto à resistência

ao cisalhamento de um solo não saturado e sua respectiva curva característica. Os autores ainda afirmam que os dados da curva característica e os parâmetros de resistência ao cisalhamento saturado do solo são suficientes para prever a variação da resistência ao cisalhamento do mesmo em relação à sucção mátrica.

Estudos publicados por diversos autores (Vanapalli *et al.*, 1999; Ng e Pang, 2000; Galipolli *et al.*, 2003; Vanapalli *et. al.*, 2004; Zhou e Yu, 2005; Ho *et al.*, 2006) citam alguns fatores que influenciam a curva característica: tipo e estrutura do solo, teor de umidade inicial, energia de compactação, índice de vazios, história de tensões, história de umedecimento e secagem, entre outros.

A Figura 2.8 apresenta três curvas características de diferentes tipos de solos. Solos com granulometria mais grossa, como areias e pedregulhos, apresentam uma curva mais íngreme. Isso ocorre devido ao tamanho dos poros (maiores e não uniformes), facilitando a perda de água em baixas sucções. Nos solos argilosos, onde há maior presença de finos, os poros são menores e mais uniformes e a energia (sucção) necessária para a remoção da água dos poros será muito maior do que para os solos arenosos. Apresentando assim, uma maior capacidade de armazenamento de água, caracterizada pela suavidade da curva característica. Já os solos siltsos, apresentam um comportamento intermediário.

Figura 2.8 – Curvas característica para diferentes tipos de solo



Fonte: Adaptada de Fredlund e Xing (1994)

Segundo Fredlund e Rahardjo (1993), a distribuição granulométrica influi principalmente nas forças capilares, ou seja, quanto mais fino o solo, maiores as forças capilares. Nos solos arenosos, a sucção mátrica depende somente destas forças. Já nos solos argilosos, além das forças capilares, as forças de adsorção compõem uma parcela significativa na sucção matricial.

Em seu estudo, Marinho e Stuermer (2000) apontam que a energia de compactação e o teor de umidade inicial controlam o formato da curva característica de solos compactados, especialmente para baixos níveis de sucção. O teor de umidade inicial influencia diretamente na estrutura dos poros do solo, enquanto que o aumento da energia de compactação causa uma redução no tamanho destes poros, aumentando sua capacidade de armazenamento de água.

A influência do índice de vazios na curva característica, expressa através do volume específico ($v = 1 + e$), foi estudada por Galipolli *et al.*, (2003). De acordo com os autores, quando o volume específico decresce, os vazios diminuem e a capacidade de retenção do material aumenta. Em contrapartida, o aumento do volume específico tende a ocasionar um solo com estrutura mais aberta, provocando uma rápida dessaturação do mesmo.

Em sua pesquisa, Khoury e Zaman (2004), constataram a existência de histerese, nas trajetórias de umedecimento e secagem, de uma amostra de solo argiloso e outro arenoso, na relação módulo de resiliência *versus* teor de umidade, a partir da correlação com a curva característica. Para um dado teor de umidade, o valor do módulo resiliente é maior para o ciclo de secagem do que para o ciclo de umedecimento em uma argila compactada. O mesmo comportamento foi observado para o solo arenoso embora a influência do processo de secagem e umedecimento, neste caso, não tenha sido relevante. Feuerharmel (2007) cita alguns fatores que levam a ocorrência de histerese, como: geometria não uniforme dos poros interconectados; variação do ângulo de contato entre o solo e a água e o avanço do menisco, devido à rugosidade das partículas sólidas; presença de ar aprisionado nos poros, que tendem a reduzir o teor de umidade no processo de umedecimento.

Atualmente, existem diversos métodos para a obtenção da curva característica, os quais são divididos em duas categorias principais: métodos diretos e métodos indiretos. O método direto consiste na medida da sucção sem que haja a relação com outras propriedades do material. Por outro lado, quando a energia existente entre o poro e a água (sucção) é estimada a partir de correlações com outras propriedades

ou parâmetros do solo (umidade, por exemplo), o método é considerado indireto. O método utilizado para a obtenção das curvas características nesta pesquisa será a técnica do papel filtro, apresentado detalhadamente a seguir.

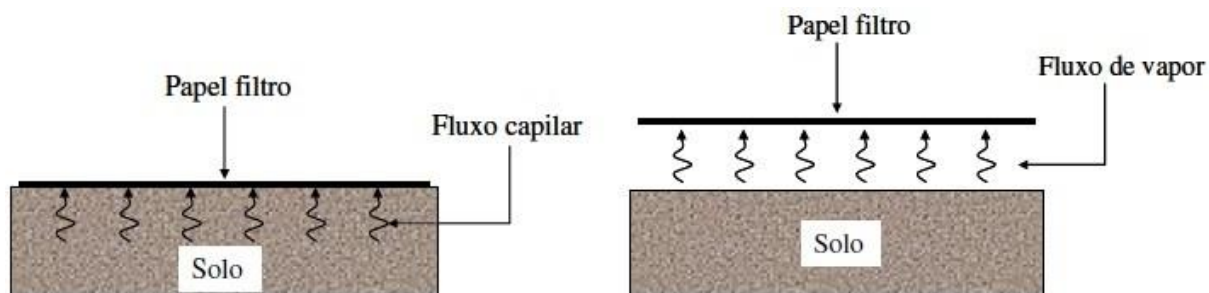
2.2.2.1 Método do Papel Filtro

O papel filtro é considerado um método indireto para a determinação da sucção, tanto total quanto matricial, e da curva característica do solo. Segundo Peraça (2007) a técnica tem sido muito utilizada no meio geotécnico para a determinação da curva característica de solos não saturados em função de sua simplicidade, do baixo custo e da possibilidade de medir sucção total ou mátrica em amplos limites. Apesar de não ser normatizada, a técnica apresenta grande aceitação e confiabilidade no meio acadêmico, devido aos inúmeros estudos realizados utilizando o método e a ampla divulgação dos procedimentos de execução (Houston *et al.*, 1994; Marinho, 1995; Feuerharmel, 2007; ASTM D 5298-10)

O método consiste em colocar um papel filtro de características de retenção conhecidas num ambiente hermético junto com uma amostra de solo. Com o contato entre o papel, com capacidade de reter umidade, e o solo, ocorre o fluxo de água até que se estabeleça o equilíbrio de potencial (GARDNER, 1937). Com o sistema em equilíbrio, supõe-se que o valor da sucção é igual para ambos materiais, embora seus teores de umidade possam ser diferentes. A água absorvida pelo papel filtro pode ser utilizada como indicador da sucção do sistema (FEUERHARMEL, 2007).

O fluxo de água, entre o solo e o papel filtro é apresentado na Figura 2.9. O fluxo pode ocorrer de duas formas: fluxo capilar e fluxo de vapor. O fluxo capilar ocorre através das partículas de solo e das fibras do papel filtro sem que a água perca continuidade. No fluxo capilar é necessário o contato entre o papel filtro e o solo em estudo, o que permite a obtenção da sucção matricial. Já no fluxo de vapor as moléculas de água tem de escapar da água do poro vencendo as forças capilares no solo e eventualmente forças osmóticas que agem devido à presença de sais. O espaço deixado entre o solo e o papel filtro fornece uma barreira para os sais, permitindo apenas o fluxo de vapor de água. Se não há contato direto entre o papel filtro e o solo, a sucção medida é a total (MARINHO, 1995).

Figura 2.9 – Tipos de fluxo entre o solo e o papel filtro – Fluxo Capilar e Fluxo de Vapor



Fonte: Vivian (2008) – Baseado em Marinho (1994)

Conhecendo o teor de umidade do papel filtro é possível obter a sucção do sistema usando sua curva de calibração. A curva de calibração é influenciada pelo tipo de papel filtro utilizado. Na literatura são apresentados diversos modelos para os papéis filtro usualmente utilizados, Whatman N^o. 42 e Schleicher & Schuell N^o. 589. A Tabela 2.1 resume alguns dos modelos de calibração propostos para esses papéis.

Tabela 2.1 – Curvas de Calibração propostas para os papéis Whatman N^o 42 e Schleicher & Schuell N^o 589

Referência	Curva de Calibração	
Whatman N ^o 42		
Chandler e Gutierrez (1986)	$\log f = 4,84 - 0,0622 w_f$	$w_f < 47$
Chandler <i>et. al.</i> , (1992)	$\log f = 6,05 - 2,48 w_f$	$w_f \geq 47$
Greacen <i>et al.</i> , (1987)	$\log f = 5,327 - 0,0779 w_f$	$w_f < 45,3$
ASTM (1994)	$\log f = 2,413 - 0,0135 w_f$	$w_f \geq 45,3$
Schleicher & Schuell N ^o 589		
Al-Khafafe e Hanks (1974)	$\log f = 4,136 - 0,0337 w_f$	$w_f < 85$
	$\log f = 2,0021 - 0,009 w_f$	$w_f \geq 85$
McKeen (1980)	$\log f = 4,9 - 0,0624 w_f$	$w_f < 66$
	$\log f = 1,25 - 0,0069 w_f$	$w_f \geq 66$
Greacen <i>et al.</i> , (1987)	$\log f = 5,056 - 0,0688 w_f$	$w_f < 54$
ASTM (1994)	$\log f = 1,882 - 0,0102 w_f$	$w_f \geq 54$

f = sucção (kPa); w_f = teor de umidade do papel filtro (%)

Fonte: Feuerharmel (2007)

Segundo a norma ASTM D 5298-10 (ASTM, 2010), o tempo mínimo de equalização requerido para o método do papel filtro é de 7 dias, dependendo do tipo e magnitude da sucção a ser medida. Para sucções altas o tempo para a água atingir uma determinada distância é maior do que para sucções baixas, onde a amostra encontra-se mais saturada. Greacen *et al.*, (1987 *apud* Marinho, 1995) constatou que para um papel filtro em contato com a água do poro (medindo a sucção matricial), grande parte da água é absorvida nos primeiros minutos e a partir daí é lentamente absorvida e atinge o equilíbrio em aproximadamente 7 dias.

De acordo com Sibley e Williams (1990) e Houston *et al.*, (1994), durante a execução da técnica do papel filtro, a medida eficiente da sucção depende: (a) do tipo de contato entre o papel filtro e o solo; (b) do tempo deixado para equalização da sucção; (c) da histerese entre as trajetórias de umedecimento e de secagem; (d) da correta medida de umidade do papel filtro; (e) do número de papéis utilizado; e (f) da oscilação de temperatura.

Em virtude da sua simplicidade, o método pode apresentar resultados equivocados devido à falta de cuidado na execução do ensaio. Diversos autores citam o contato entre o papel filtro e a amostra de solo como um dos principais problemas do método. Outro fator importante é o tempo de retirada do papel filtro após a estabilização da amostra. Recomenda-se que após o período de equilíbrio, o papel filtro seja retirado e colocado em um recipiente adequado para pesagem, em no máximo 5 segundos, pois a perda de umidade é da ordem de 1,5% por minuto para uma umidade de aproximadamente 35% (MARINHO, 1995).

Segundo Alfaro Soto (2004), o método do papel filtro tem se mostrado eficiente, tanto na medição da sucção total como da sucção matricial dos solos, e é utilizado na determinação das características de retenção de água nos solos tanto nos processos de secagem como de umedecimento.

2.2.3 Influência da sucção no módulo de resiliência e na resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Como citado anteriormente, a sucção é considerada um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento de solos não saturados, pois a resistência e a deformabilidade destes são fortemente influenciadas pela mesma. Seu estudo permite entender melhor a influência da umidade e a variação do grau de

saturação nas propriedades mecânicas do solo. Com base nisso, seu estudo mostra-se fundamental para a continuidade desta pesquisa.

Segundo Krahn e Fredlund (1972), provavelmente o primeiro grupo a reconhecer a importância da medida de sucção, direcionado à engenharia civil, foi o de Croney *et al.*, do “Road Research Laboratory”, em Londres, Inglaterra (1948, 1950). Eles adotaram a mesma terminologia (sucção) empregada na ciência do solo e observaram o efeito da deficiência de umidade do solo no comportamento do mesmo.

Desde então, a relação entre a sucção e outros parâmetros e propriedades dos solos não saturados, tem sido objeto de pesquisa de diversos estudos, dentre eles: Croney e Coleman (1960); Bishop (1960); Sauer e Monismith (1968); Shackel (1973); Fredlund *et al.*, (1977); Motan e Edil (1982); Phillip e Cameron (1995); Peraça (2007); Feuerharmel (2007); Vivian (2008); Ramires (2010); Weber (2013); Carnero Guzmán (2014).

A seguir são descritos alguns dos inúmeros estudos realizados, que evidenciam a influência da sucção no módulo de resiliência e na resistência ao cisalhamento de solos não saturados.

Edil e Motan (1979) avaliaram a influência da sucção e dos efeitos da água no MR e na resistência, quando submetidas a um carregamento repetido. O solo estudado, um solo fino utilizado como material de subleito, proveniente do estado norte americano de Wisconsin, foi compactado em três umidades diferentes: umidade ótima, 2% abaixo da ótima e 2% acima da umidade ótima. Após os ensaios, os autores concluíram que o teor de umidade influencia consideravelmente o módulo resiliente no ramo seco da curva de compactação, por outro lado, no ramo úmido essa influência é irrelevante, considerando o intervalo do estudo ($w_o \pm 2\%$). Além disso, segundo os autores, o módulo de resiliência aumentou para sucções entre 100 kPa e um valor crítico, a partir do qual o módulo decresceu. No solo em questão, o valor crítico de sucção parece estar em torno de 800 kPa, correspondendo a um teor de 2% abaixo da umidade ótima.

Em seu estudo através do monitoramento da sucção matricial no subleito de uma rodovia no Canadá, Szafron e Fredlund (1992) confirmaram que a sucção mátrica influi na resistência de solos utilizados em subleitos rodoviários, em termos de durabilidade, variando entre pontos da rodovia de acordo com o volume de tráfego. Em regiões com tráfego intenso, a sucção observada era maior. Isso deve-se a dois fatores principais: a infiltração na área ser pequena, devido a boa impermeabilização

da superfície do pavimento e devido a densificação da camada em virtude do próprio tráfego.

Em sua dissertação de mestrado, Rodrigues (1997) estudou a influência da sucção no módulo de resiliência para 4 tipos de solo, típicos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. De acordo com a classificação MCT, dois solos em estudo foram classificados como LG' (laterítico argiloso), um como LA' (laterítico arenoso) e um solo como NA' (não laterítico arenoso). Para todas as amostras ensaiadas, observou-se uma relação direta entre MR e sucção: o aumento da sucção resultava em um acréscimo no módulo de resiliência. A autora constatou que esse acréscimo é inversamente proporcional à tensão desvio do ensaio, ou seja, tanto maior quanto menor for a tensão desvio. Observou-se, nos solos LG' e NA' a ocorrência de valores críticos de módulo de resiliência para determinados níveis de sucção, a partir do qual o módulo decresce. O qual não ocorreu no solo classificado como LA'.

Werk (2000) pesquisou os efeitos de diferentes métodos de compactação, em laboratório, na sucção e no módulo resiliente de dois materiais usualmente empregados em subleitos rodoviários (argila e solo residual de arenito). A autora observou que uma pequena alteração no teor de umidade pode causar uma considerável variação no valor da sucção. Após a realização dos ensaios e análise dos resultados, confirmou-se a influência da sucção no comportamento resiliente de solos compactados

Rabbab'ah (2007) destacou em seu estudo, a importância da umidade e do estado de tensão no comportamento resiliente de solos coesivos de subleitos, principalmente em estruturas flexíveis. À luz da mecânica dos solos não saturados, o autor realizou diversos ensaios e constatou que a sucção é um relevante parâmetro, através do qual é possível correlacionar o teor de umidade e o módulo resiliente em solos coesivos. No mesmo trabalho, o autor propôs um modelo para estimar o MR em uma ampla faixa de estados de tensões e teores de umidade, baseando-se no conceito de tensão efetiva de solos não saturados. O modelo foi validado com dados experimentais de solos A-4 e A-6, da classificação TRB.

Peraça (2007) analisou a influência da sucção e do grau de compactação nos parâmetros de resistência e deformabilidade de dois solos da região central do Rio Grande do Sul, para a utilização como revestimento primário de estradas vicinais. Segundo o autor, o aumento da umidade, reduz significativamente a sucção e, com

isso, provoca o decréscimo das tensões efetivas e do módulo de resiliência, diminuindo a resistência do material e aumentando suas deformações resilientes e plásticas.

Em sua tese de doutorado, Ramires (2010) estudou os efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados como subleitos em rodovias no estado do Rio Grande do Sul. Para avaliar a influência da profundidade do nível de água na sucção e na deflexão, foram construídas duas pistas experimentais. Na lateral de cada pista foram instalados drenos profundos que induziam oscilações de nível d'água na estrutura do pavimento. Com a variação do nível d'água, mediram-se deflexões para avaliar o efeito na deformabilidade resiliente dos solos do subleito. Com os resultados dos ensaios de laboratório, dos levantamentos deflectométricos e da instrumentação das pistas, a autora constatou que com a redução do nível de água no subleito, há um aumento na sucção, provocando redução nos valores das deflexões no pavimento e, conseqüentemente, um aumento na vida útil do pavimento.

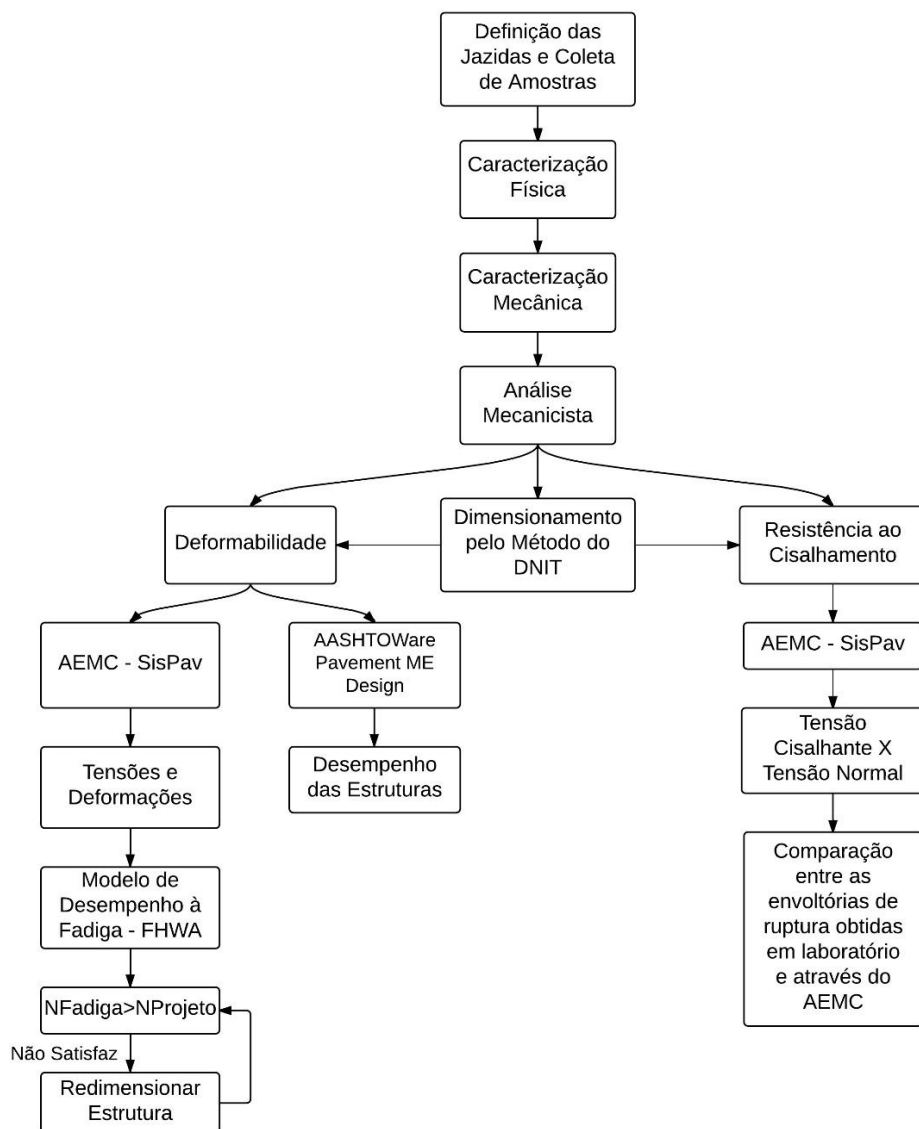
3 METODOLOGIA

A metodologia adotada nesta pesquisa, incluindo os ensaios laboratoriais e simulações numéricas assistidas por programas computacionais, é apresentada e descrita com detalhes no presente capítulo.

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

O planejamento da pesquisa é esquematizado através do fluxograma apresentado na Figura 3.1.

Figura 3.1 – Fluxograma da Pesquisa



A metodologia consistiu de quatro etapas de trabalho onde foram desenvolvidas as seguintes atividades:

(a) definição do tema de pesquisa, planejamento e revisão de literatura: após a definição do objeto de estudo da dissertação, realizou-se um levantamento de dados bibliográficos acerca do tema definido, disponíveis em livros, artigos, anais de eventos, teses, dissertações, entre outros;

(b) escolha das jazidas e coleta de amostras: nesta etapa foram definidas as jazidas a serem exploradas, onde ocorreu a coleta das amostras de solo para posterior realização dos ensaios geotécnicos;

(c) etapa de laboratório: foram realizados os ensaios de caracterização física e mecânica, englobando os ensaios para a avaliação da resistência e da deformabilidade dos solos em estudo; e

(d) análise mecanicista: os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais foram computados em diferentes softwares para a realização da análise de desempenho dos solos como subleito rodoviário.

3.2 DEFINIÇÃO DAS JAZIDAS E COLETA DE AMOSTRAS

Foram definidas quatro jazidas de solo para o presente estudo, em diferentes regiões do estado do Rio Grande do Sul. A primeira jazida localiza-se na cidade de Pelotas, na região sul do estado. A segunda jazida está localizada na cidade de Coronel Barros, na região noroeste. Na região central do estado, na cidade de Santa Maria, encontram-se localizadas a terceira e a quarta jazida utilizadas nesta pesquisa. A Tabela 3.1 apresenta as coordenadas de cada jazida adotada na pesquisa, bem como um código para fins de análise. O mapa de localização das mesmas é apresentado na Figura 3.2.

Tabela 3.1 – Coordenadas de localização das jazidas

Jazida	Localização	Coordenadas		Código
		Latitude	Longitude	
JR-03	Pelotas - RS	31°32'44,4"S	52°13'12,7"W	solo PE
Coronel Barros	Coronel Barros - RS	28°22'53,8"S	54°3'57,13"W	solo CB
Distrito Industrial	Santa Maria - RS	29°40'57,0"S	53°52'23,4"W	solo TR
Canabarro	Santa Maria - RS	29°40'0,49"S	53°58'11,0"W	solo RS

Figura 3.2 – Localização das Jazidas



O denominado solo PE é proveniente da jazida JR-03 (Figura 3.3), localizada na cidade de Pelotas. Este solo já foi utilizado como material de pavimentação e constitui o subleito do trecho em duplicação da BR-116.

Figura 3.3 – Jazida de Pelotas





O solo CB é originário da jazida localizada no município de Coronel Barros. Esse local de empréstimo de materiais se encontra nos limites da faixa de domínio da rodovia BR-285, no noroeste do estado do Rio Grande do Sul. O material em questão já foi empregado em uma obra de travessia urbana da cidade. A Figura 3.4 apresenta imagens do local de empréstimo, de onde o solo CB foi retirado.

Figura 3.4 – Local de empréstimo em Coronel Barros



O solo TR é oriundo de uma das jazidas existentes na cidade de Santa Maria. Esta jazida está localizada no Distrito Industrial de Santa Maria, na região oeste do município e é fonte de material para o trecho Ulbra – Trevo da Uglione (BR 287), da chamada Travessia Urbana, importante obra de infraestrutura viária em execução na cidade de Santa Maria. Na Figura 3.5 é possível observar o exato local da retirada do denominado solo TR.

Figura 3.5 – Jazida Distrito Industrial



A quarta jazida está localizada na divisa dos municípios de Santa Maria e São Pedro do Sul. A jazida Canabarro (Figura 3.6) foi o local de coleta do denominado solo RS. Este mesmo material está sendo utilizado como material de subleito rodoviário na duplicação da RS-509 (Faixa Velha de Camobi), na cidade de Santa Maria - RS.

Figura 3.6 – Jazida Canabarro



Os materiais foram coletados e acondicionados em sacos devidamente identificados. Após serem transportados até o Laboratório de Materiais de Construção

Civil – LMCC, os sacos foram guardados em local seco e protegido das intempéries. Foram extraídos das jazidas, aproximadamente, 200 kg de cada solo, de modo que suprisse a demanda dos ensaios.

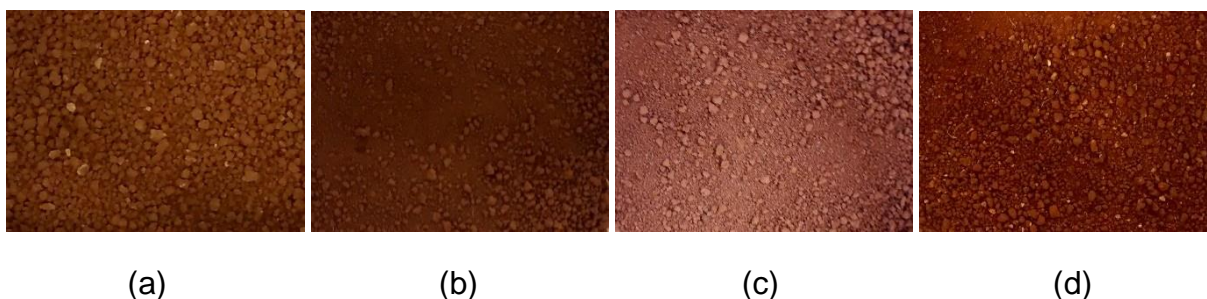
3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO

Os ensaios realizados em laboratório, bem como uma descrição dos procedimentos adotados (diretrizes seguidas, preparação e moldagem dos corpos de prova, detalhe dos equipamentos utilizados) são apresentados nessa seção. Cabe salientar que todos os ensaios laboratoriais foram realizados em amostras deformadas.

3.3.1 Ensaios de Caracterização

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização e compactação seguiu as recomendações da norma ABNT NBR 6457/86 (Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização). Os materiais coletados em campo foram secos ao ar, até atingirem valores de umidade próximos à higroscópica. Após a secagem, os solos foram peneirados e novamente acondicionados em sacos para posterior realização de todos os ensaios. A Figura 3.7 apresenta os materiais constituintes de cada solo em estudo, após peneiramento.

Figura 3.7 – Materiais adotados para a presente pesquisa: solo PE (a); solo CB (b); solo TR (c); solo RS (d)



Inicialmente foram realizados os ensaios clássicos da Mecânica dos Solos para caracterização dos materiais em estudo: análise granulométrica, limites de Atterberg e peso específico real dos grãos. Para cada solo, foram realizadas três repetições de

um mesmo ensaio, afim de se obter resultados em função de uma média, com uma maior precisão.

O ensaio de peso específico real dos grãos, realizado através do método do picnômetro, obedeceu as diretrizes da norma ABNT NBR 6508/84 (Grãos de solo que passam pela peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica). A análise granulométrica por peneiramento e sedimentação foi realizada com base na normativa ABNT NBR 7181/84 (Solo – Análise granulométrica). Os ensaios foram realizados em duas condições: com e sem uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio).

Para obtenção dos limites de Atterberg, os ensaios seguiram as recomendações das normas ABNT NBR 6459/84 (Solo – Determinação do limite de liquidez) e NBR 7180/84 (Solo – Determinação do limite de plasticidade).

3.3.2 Análise Química

Para os ensaios de caracterização química foram utilizados 200 g de cada solo, passantes na peneira de nº 10 (2,0 mm). A análise química dos solos foi realizada no Laboratório de Solos do Centro de Ciências Rurais - CCR da Universidade Federal de Santa Maria, com intuito de identificar a textura, o pH, a capacidade de troca catiônica - CTC, a saturação de bases e alumínio e outros cátions presentes nos materiais em estudo.

3.3.3 Ensaios de Compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Expansão

A Tabela 3.2 apresenta o número de ensaios de compactação e ISC realizados para cada solo em estudo.

Tabela 3.2 – Número de ensaios de compactação e ISC para os solos em estudo

Energia	Número de ensaios
Proctor Normal	3
Proctor Intermediário	1
Proctor Modificado	1

Como citado anteriormente, a realização de três ensaios, neste caso na energia Normal, tem a finalidade de obter uma melhor acurácia nos resultados. Por questões de análise e comparação, também foram realizados ensaios na energia Proctor Intermediária e energia Proctor Modificada, porém em números de amostras reduzidos.

Nesta pesquisa, os ensaios de compactação seguiram as diretrizes apresentadas na norma ABNT NBR 7182/86 (Solo – Ensaio de compactação). Para a determinação do ISC, as amostras foram moldadas no teor ótimo obtido nas curvas de compactação, seguindo as recomendações da norma ABNT NBR 9895/87 (Solo – Índice de Suporte Califórnia) e da norma DNER ME 49/94 (Solos – determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas). Os materiais utilizados nesta pesquisa são basicamente solos oriundos de jazidas, utilizados em pavimentação como materiais de subleito, e segundo o Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006), devem apresentar $ISC \geq 2\%$ e $Expansão \leq 2\%$.

Além do ensaio de ISC tradicional, foram moldados corpos de prova em todas as umidades da curva de compactação da energia Proctor Normal e rompidas na sequência, sem a fase de imersão, procurando correlacionar o teor de umidade com o ISC de cada um dos solos em estudo e conseqüentemente a sensibilidade desses materiais à presença de água.

3.3.4 Classificação MCT

Segundo a metodologia da classificação MCT, os solos são classificados de acordo com seu comportamento, laterítico (classe L) ou não laterítico (classe N), através de dois índices (c' e e'), determinados a partir dos seguintes ensaios: ensaio de compactação Mini-MCV e ensaio de perda de massa por imersão (P_i). O coeficiente c' é dado pela inclinação das curvas de deformabilidade. A Equação 3.1 apresenta a equação para obtenção do índice e' :

$$e' = \mathbf{J} \frac{P_i}{100} + \frac{20}{d^u} \quad (3.1)$$

Onde:

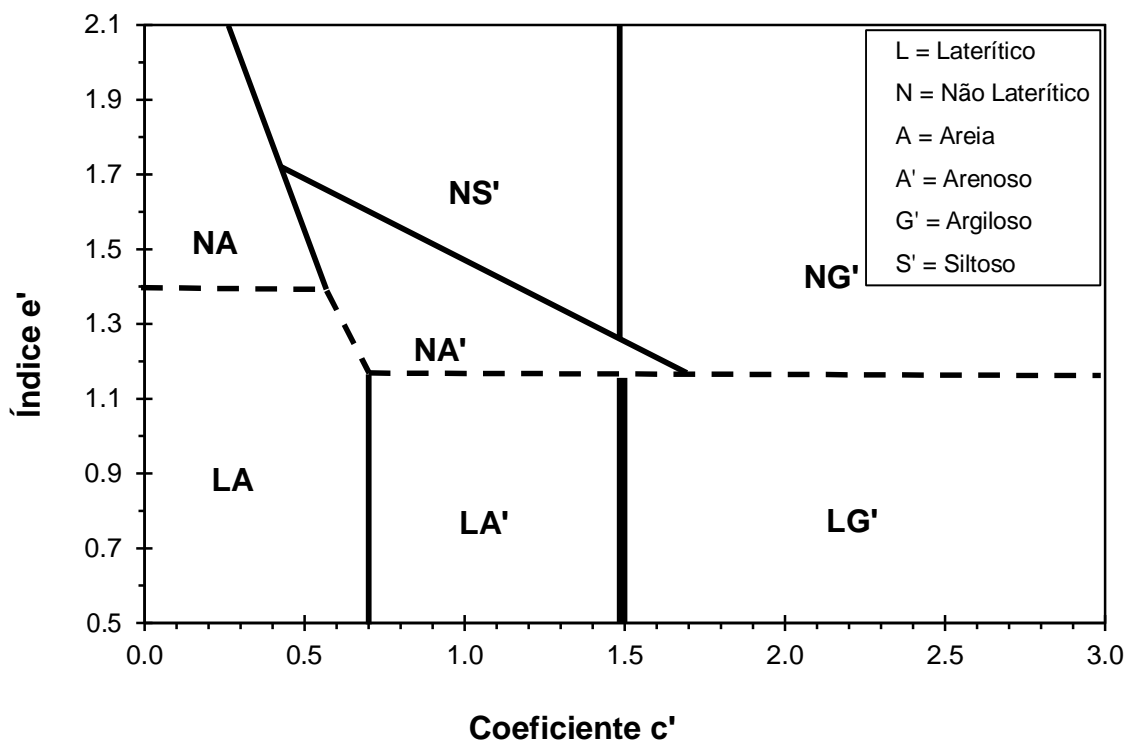
e' é o índice de laterização;

P_i é a perda de massa por imersão, em %;

d' é o coeficiente angular do ramo seco da curva de compactação correspondente a 12 golpes.

Com os parâmetros c' e e' definidos, é possível classificar o solo a partir do ábaco de classificação MCT, apresentado na Figura 3.8.

Figura 3.8 – Ábaco de Classificação MCT



Fonte: Adaptado de Nogami e Villibor (1981)

Nesta pesquisa os ensaios para a classificação MCT foram realizados atendendo as seguintes normas rodoviárias do DNER: método de ensaio DNER-ME 256/94 (Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão) e método de ensaio DNER-ME 258/94 (Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV (Moisture Conduction Value)).

Seguindo as normativas, foram utilizadas amostras 100% passantes na peneira de nº 10 (2 mm), devidamente misturadas e ensacadas pelo período mínimo de 24

horas, para homogeneização das amostras. A moldagem dos corpos de prova foi realizada em cilindros de 50 mm de diâmetro por 130 mm de altura, controlando o número de golpes e os critérios de parada previstos em norma. Após a compactação, as amostras foram embebidas em água pelo período de 24 horas para a determinação da perda de massa por imersão. A Figura 3.9 apresenta o equipamento miniatura utilizado na compactação, bem como as amostras durante e após o ensaio de perda de massa por imersão.

Figura 3.9 – Ensaio para classificação MCT



Os parâmetros c' e d' foram retirados de suas respectivas curvas e o parâmetro e' foi determinado de acordo com a Equação 3.1. Em posse desses parâmetros, a classificação MCT dos solos em estudo foi obtida analisando o ábaco apresentado na Figura 3.8.

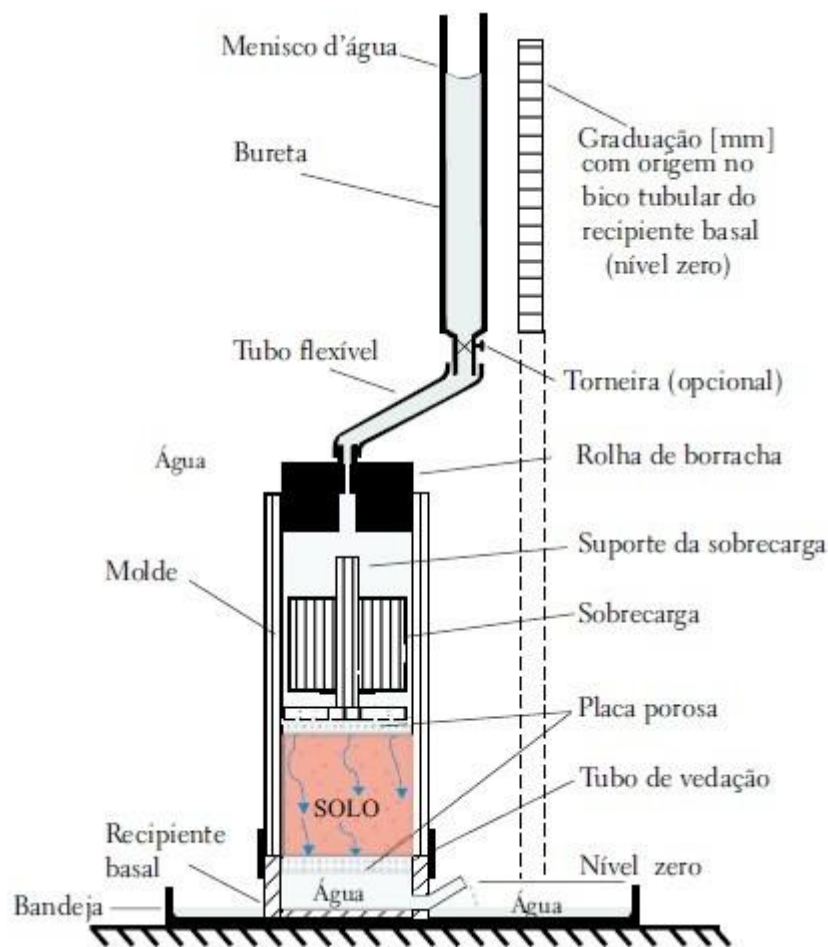
3.3.5 Permeabilidade

Para determinação da permeabilidade dos solos, optou-se por utilizar o ensaio M4 constituinte da metodologia MCT. De acordo com Villibor e Nogami (2009) o ensaio

de permeabilidade é feito de uma maneira expedita e simplificada, comparativamente aos procedimentos tradicionais da Mecânica dos Solos, o que se justifica pela limitação do uso desta propriedade em pavimentação.

Primeiramente as amostras (passantes na peneira #10) foram compactadas de acordo com o método de ensaio DNER-ME 228/94 (Solos - Compactação em equipamento miniatura). A compactação foi realizada nos mesmos cilindros utilizados para a classificação MCT (50 mm de diâmetro por 130 mm de altura) e a densidade ótima foi controlada através da altura do corpo de prova (50 mm \pm 1 mm). Para cada solo analisado foram compactados três corpos de prova, um para cada energia equivalente às energias Proctor de compactação. Nesse caso, o próprio cilindro é empregado como um permeâmetro de parede rígida. A Figura 3.10 apresenta um esquema do ensaio de permeabilidade.

Figura 3.10 – Ensaio de Permeabilidade



Os corpos de prova não foram submetidos, previamente, ao ensaio de Infiltrabilidade, e por isso, foram submetidos à um fluxo de água até a saturação. Essa saturação se dá no instante que o fluxo se torna constante e se observa um gotejamento na extremidade de saída de água. Após a saturação, os corpos de prova foram vedados e a bureta preenchida. As leituras são feitas na escala graduada (mm), dependendo do tipo de permeabilidade. Como os solos em estudo apresentaram permeabilidade baixa, as leituras foram realizadas nos tempos 10, 20, 30, 40, 60, 80, 120, 240 e 300 minutos.

A partir da realização das leituras foi possível a construção de um gráfico, onde as leituras foram representadas nas ordenadas e o tempo nas abcissas, em escala linear. O coeficiente de permeabilidade é calculado através da reta obtida e segundo a Equação 3.2.

$$k = \frac{2,3 \cdot a \cdot S_b}{60 \cdot S_p \cdot t} \cdot \log \frac{H_1}{H_2} \quad (3.2)$$

Onde:

k é o coeficiente de permeabilidade em cm/s;

a é a altura do corpo de prova, geralmente 5 cm;

S_b é a seção interna média da bureta em cm²;

S_p é a seção do corpo de prova em cm²;

H_1 é o nível do menisco, correspondente ao tempo t_1 , em mm;

H_2 é o nível do menisco, correspondente ao tempo t_2 , em mm;

$t = t_2 - t_1$, em min.

3.3.6 Determinação das Curvas Características dos Solos

Como visto anteriormente, para se conhecer o comportamento de um solo não saturado é fundamental a obtenção de sua respectiva curva característica. Neste estudo as curvas características foram obtidas através da técnica do papel filtro e seguiram as instruções de execução contidas em Marinho (1995), Feuerharmel (2007) e na norma americana ASTM D 5298-10.

Inicialmente foram moldados corpos de prova com base nos parâmetros ótimos obtidos na curva de compactação na energia Proctor Normal, seguindo o mesmo procedimento descrito para o ensaio de ISC (NBR 9895/87). Após a compactação, os anéis cilíndricos utilizados para obtenção das curvas características (50 mm de diâmetro e 26 mm de altura) foram esculpados e extraídos, com o auxílio do extrator, e posteriormente parafinados para evitar a perda de umidade. Vale ressaltar que houve o controle do índice de vazios de cada corpo de prova, para que os mesmos apresentassem comportamento semelhante durante o ensaio. Para cada solo em estudo foram extraídos oito corpos de prova. Destes, seis sofreram processo de secagem e dois de umedecimento.

3.3.6.1 Método do Papel Filtro

O método do papel filtro mede a sucção mátrica do material, devido ao contato direto entre o papel filtro e a amostra de solo. O papel filtro utilizado foi o Whatman nº 42, que permite determinar sucções de 0 a 29 MPa, e o modelo de calibração adotado foi o proposto por Chandler *et al.*, (1992), apresentado na Equação 3.3.

$$\begin{aligned} f &= 10^{(6,05-2,48w_p)} \rightarrow w_p > 47\% \\ f &= 10^{(4,84-0,0622w_p)} \rightarrow w_p \leq 47\% \end{aligned} \quad (3.3)$$

Onde:

ψ é a sucção;

w_p é o teor de umidade do papel filtro.

Cada anel metálico recebeu um fundo com duas camadas de filme plástico de PVC, presas com fita crepe em suas laterais. Este procedimento foi realizado com a finalidade de evitar perdas do material devido ao manuseio e contração da amostra durante o processo de secagem.

Durante a preparação das amostras, dois pedaços de papel filtro (área de aproximadamente 2 cm²) foram colocados na parte superior do corpo de prova (sem sobreposição), em contato com o solo. Durante todo o ensaio o manuseio do papel filtro foi realizado com o auxílio de uma pinça metálica, para evitar qualquer alteração

em suas características originais. Após a colocação dos papéis, o conjunto foi envolto por uma camada de papel alumínio e outra de filme plástico PVC e acondicionadas em sacos plásticos fechados, tudo isso para garantir que não houvesse troca de umidade com o ambiente externo e que esse fluxo de umidade ocorresse somente entre o solo e o papel filtro. A Figura 3.11 apresenta os materiais utilizados e um passo a passo da preparação das amostras.

Figura 3.11 – Preparação das amostras para obtenção das curvas características



Após a preparação das amostras, as mesmas foram armazenadas em uma caixa de isopor pelo período de 7 dias, em ambiente com temperatura controlada para evitar qualquer possível perda de umidade para o ambiente externo. Transcorrido o tempo de equalização, as amostras foram abertas e com o auxílio de uma pinça e um pesa filtro, os papéis filtro foram retirados, sempre observando o período de no máximo 5 segundos em contato com o ambiente, e posteriormente pesados em balança de precisão (0,0001 g). O peso obtido corresponde ao peso úmido do papel filtro. Após a pesagem, os papéis filtro foram direcionados à estufa, a uma temperatura de 100°C pelo período de 36 horas. Cabe ressaltar que durante a realização deste

ensaio, a estufa utilizada, pertencente ao Laboratório de Sedimentação da UFSM, não continha outros materiais em secagem, evitando assim qualquer risco de contaminação dos papéis filtro. Ao final desse período, os papéis filtro foram novamente pesados em balança de precisão, para obtenção de seu peso seco. Vale salientar que a tara do pesa filtro sempre foi aferida antes de cada pesagem (úmida ou seca). Em posse dos dados, foi possível obter o valor da sucção em função do teor de umidade do papel filtro, utilizando a curva de calibração do mesmo. Estes dois parâmetros (valor da sucção e teor de umidade, ou grau de saturação) correspondem à um ponto na curva característica do solo.

Para determinação dos demais pontos da curva característica, as amostras foram submetidas à trajetórias de secagem e umedecimento. Como citado anteriormente, dos oito corpos de prova moldados para cada solo, seis sofreram secagem e dois umedecimento. Partiu-se do princípio de que a umidade inicial de cada CP correspondia à sua umidade de moldagem e que se houvesse perda de peso no decorrer do ensaio, isso seria por ganho ou perda de umidade.

As trajetórias de secagem e umedecimento foram controladas através do peso do CP e sofreram variações de 1% no grau de saturação na fase inicial passando a 3% posteriormente, até a obtenção de dados suficientes para o traçado da curva característica. As amostras submetidas à secagem, foram expostas ao ar, para que houvesse a perda de umidade até atingirem o peso calculado para o próximo ponto da curva. Já o umedecimento das amostras com água desaerada foi realizado com o auxílio de um conta gotas. Após o umedecimento, esperava-se no mínimo uma hora para a colocação do papel filtro no corpo de prova, para que o umedecimento ocorresse homoganeamente e não somente na superfície, evitando que o papel filtro absorvesse água em maior quantidade do que a gerada pelo fluxo solo-papel. Ao fim dos processos de umedecimento e secagem, novos papéis filtro eram colocados sobre a amostra e o procedimento novamente realizado.

3.3.7 Ensaios de Resistência ao Cisalhamento Direto

O ensaio de cisalhamento direto é o mais antigo procedimento para a determinação da resistência ao cisalhamento e se baseia diretamente no critério de Mohr-Coulomb. Seu objetivo principal é a obtenção da envoltória de resistência do solo e seus principais parâmetros: coesão e ângulo de atrito. Esses parâmetros

definem a resistência do solo ao cisalhamento, ou seja, quanto maior o valor do ângulo de atrito e da coesão, maior a resistência ao cisalhamento do solo em estudo.

O ensaio é considerado um ensaio simples, rápido e prático, principalmente em solos permeáveis. Algumas das desvantagens desse ensaio é a impossibilidade de se conhecer os esforços que atuam em planos diferentes daquele de ruptura, com um único ensaio, além de não permitir a leitura das poro-pressões. Nesta pesquisa a execução do ensaio seguiu os procedimentos descritos na normativa americana ASTM: D3080-11.

O processo de moldagem foi semelhante ao realizado para os ensaios de sucção. Primeiramente foram moldados corpos de prova na energia de compactação Proctor Normal, seguindo as diretrizes do ensaio de ISC, e posteriormente os anéis foram esculpados e extraídos. Nesse caso, foram utilizados anéis metálicos quadrados, com dimensões de 5cmx5cmx2cm.

As amostras também foram submetidas à trajetórias de secagem e umedecimento, com a finalidade de verificar a influência da sucção na resistência ao cisalhamento dos solos em estudo. Optou-se por uma variação de $\pm 2\%$ no teor de umidade, após compactação, por ser uma oscilação capaz de ocorrer em campo e que apresenta observações interessantes em relação à variação do teor de umidade. Os processos de secagem e umedecimento seguiram as mesmas diretrizes apresentadas anteriormente, sempre controlando a variação de umidade através do peso dos corpos de prova. A Tabela 3.3 apresenta o número de ensaios que foram executados, com as respectivas trajetórias e tensões normais aplicadas.

Tabela 3.3 – Ensaio de cisalhamento direto para cada solo em estudo

Trajectoria	Condição da Amostra	Número de Ensaio	Tensão Normal Aplicada (kPa)
Secagem	2% abaixo da umidade ótima	1	50
		1	80
		1	100
		1	150
-	Umidade ótima de compactação	1	25
		1	50
		1	100
Umedecimento	2% acima da umidade ótima	1	25
		1	50
		1	100

Em um primeiro momento foram definidos três níveis de tensões normais aplicadas (25 kPa, 50 kPa e 100 kPa), porém devido ao comportamento peculiar dos corpos de prova submetidos à trajetória de secagem, foram adotados níveis de tensões superiores para essa condição de umidade. Esse fato também explica a escolha de quatro tensões normais aplicadas, ao contrário das três utilizadas nas demais condições de ensaio, objetivando uma melhor precisão na obtenção das envoltórias de ruptura nesta condição.

O equipamento utilizado para a execução dos ensaios foi uma prensa de cisalhamento direto produzida pela Ronald Top S/A apresentada na Figura 3.12. A prensa é composta de uma caixa bipartida, onde a parte superior desloca com a imposição da tensão cisalhante, enquanto a parte inferior permanece imóvel. Durante a execução do ensaio, o corpo de prova era acomodado dentro dessa caixa bipartida e sobre o mesmo aplicava-se uma tensão normal. Após a estabilização das deformações (variação de altura), a tensão cisalhante era aplicada, impondo um deslocamento horizontal à amostra, até a ruptura do corpo de prova. Para cada tensão normal aplicada, obtém-se um valor de tensão cisalhante de ruptura, permitindo o traçado da envoltória de ruptura. As leituras foram realizadas manualmente com o auxílio de extensômetros.

Figura 3.12 - Equipamento para realização do ensaio de cisalhamento direto



Após a realização das leituras e obtenção dos dados, foi possível com o auxílio do Excel a determinação dos gráficos de tensão cisalhante versus deformação horizontal, variação volumétrica versus deformação horizontal e as respectivas envoltórias de ruptura de cada solo em estudo.

3.3.8 Ensaios Triaxiais de Cargas Repetidas

Como visto anteriormente os ensaios triaxiais de cargas repetidas tem a finalidade de reproduzir em laboratório as condições impostas em campo. A partir deste ensaio é possível obter o módulo de resiliência, parâmetro este considerado de suma importância na avaliação das características mecânicas dos materiais em estudo.

3.3.8.1 Módulo de Resiliência

A determinação do módulo de resiliência é padronizada pelo método de ensaio DNIT-ME 134/2010 e pela American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) TP46-94. Os ensaios para a determinação do módulo de resiliência foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – LAPAV/UFRGS, moldados na condição ótima de compactação, com valores de referência retirados da curva de compactação na energia Proctor Normal. A Tabela 3.4 apresenta o número de ensaios triaxiais realizados para cada solo em estudo.

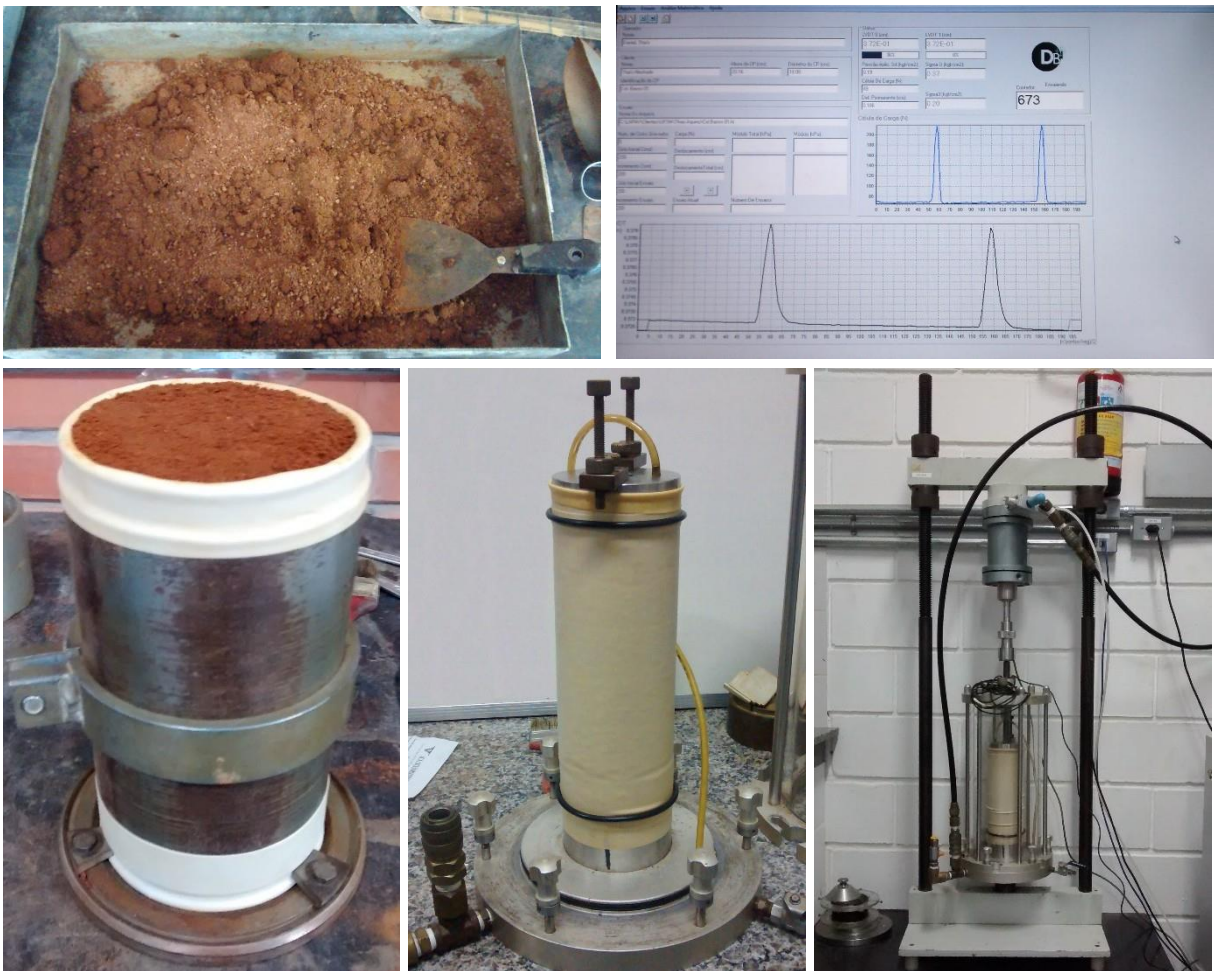
Tabela 3.4 – Número de ensaios triaxiais de cargas repetidas realizados

Material em estudo	Número de Ensaios
Solo PE	2
Solo CB	2
Solo TR	2
Solo RS	2

Foram moldados dois corpos de prova para cada material, em um molde de metal tripartido de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, envoltos por uma membrana

permeável. A Figura 3.13 ilustra um passo a passo do processo de moldagem e montagem dos corpos de prova para realização do ensaio, bem como o equipamento utilizado. Após a compactação, a altura final do corpo de prova foi medida e os procedimentos de montagem iniciados. O corpo de prova foi posicionado na câmara triaxial e somente após isso, as laterais do molde foram retiradas, para evitar qualquer tipo de instabilidade no corpo de prova. Por fim, a câmara triaxial foi fechada e posicionada no equipamento para o início do ensaio.

Figura 3.13 – Passo a passo do processo de moldagem e montagem dos corpos de prova para a realização dos ensaios triaxiais de cargas repetidas



Durante a execução dos ensaios, as cargas eram aplicadas por um sistema pneumático de ar comprimido que era controlado automaticamente por um sistema ligado a um computador, gerenciado pelo programa SEEPAV 8200 (Sistema de Ensaio Especiais de Pavimentação). Os dados adquiridos através dos ensaios triaxiais de cargas repetidas (tensão desvio aplicada e deformação elástica) e os

módulos de resiliência para cada estado de tensões foram obtidos com o auxílio computacional. A tensão desvio era lida através de uma célula de carga na ponta do pistão de aplicação de carga, enquanto que as deformações elásticas eram medidas por um transdutor de deslocamento do tipo LVDT (Linear Variable Differential Transformer), posicionado no interior da câmara sobre “parafusos extensores” fixados no topcap.

O ensaio seguiu as recomendações do método de ensaio do DNER, incluindo a fase de condicionamento e seus pares de tensões. Nos primeiros ensaios testes observou-se que os solos PE, CB e TR em estudo não resistiam ao último par de tensões da fase de condicionamento (0,1029 – 0,309 MPa). Como a finalidade do ensaio é a obtenção do módulo de resiliência, optou-se por repetir o penúltimo par de tensões descrito em norma para que assim fosse possível a realização do ensaio. O solo RS foi o único dos materiais que resistiu à fase de condicionamento completa e seguiu o procedimento exatamente conforme descrito na norma DNIT-ME 134/2010. Após a fase de condicionamento, correspondente à 600 ciclos, o ensaio propriamente dito era automaticamente iniciado.

Após a realização dos ensaios e obtenção dos módulos de resiliência em função dos pares de tensões descritos em norma, os mesmos foram analisados por alguns dos modelos apresentados na seção 2.1.2.1 do presente trabalho. A referida análise abordou os modelos comumente utilizados (tensão confinante, tensão desvio, invariante de tensões e modelo composto), que relacionam os módulos de resiliência com as tensões impostas durante o ensaio. Os modelos em função de somente uma variável independente foram avaliados com o auxílio do Excel. O modelo composto, que leva em consideração a influência tanto da tensão confinante quanto da tensão desvio (duas variáveis independentes), foi analisado através de regressões não-lineares múltiplas realizadas utilizando o software *Statística 13.0*. O intuito principal dessa análise foi verificar o modelo que melhor descreve o comportamento de deformabilidade dos solos pesquisados.

3.4 ANÁLISE MECANICISTA

De acordo com Motta (1991), o dimensionamento mecanicista nada mais é do que a seleção de materiais e espessuras das diversas camadas do pavimento, de tal maneira que as tensões de tração do revestimento e as tensões verticais no subleito

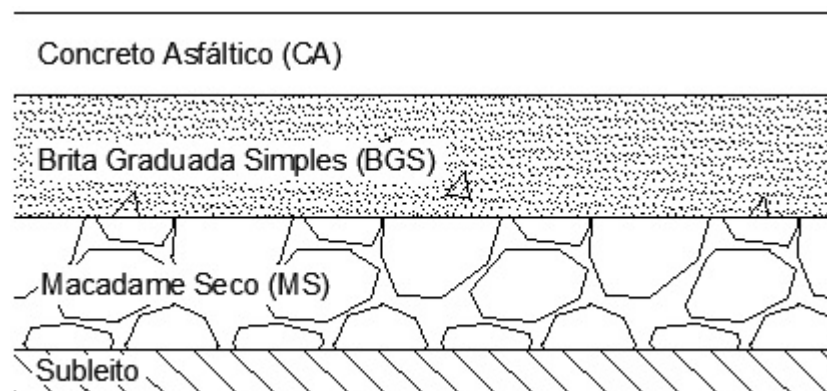
suportem um determinado número estabelecido de passagens de uma carga padrão, antes que ocorram trincas por fadiga ou um determinado afundamento máximo estabelecido na trilha de roda.

No âmbito da engenharia de pavimentos, a utilização de programas computacionais para a análise das tensões e deformações atuantes no sistema em camadas de um pavimento vem ganhando força, especialmente devido à praticidade no manuseio e alta confiabilidade nos resultados, ampliando a concepção e a aceitação da análise mecanicista no meio geotécnico.

Nesta pesquisa a análise mecanicista aparece como uma análise complementar das características físicas e mecânicas obtidas nos ensaios laboratoriais para cada um dos solos em estudo, simulando o comportamento dos materiais em campo, empregados como subleito rodoviário. Como o foco da pesquisa é voltado principalmente para as características de resistência e deformabilidade dos solos, foram aplicados conceitos de análise mecanicista para avaliação dessas duas propriedades.

Para a realização das simulações numéricas, primeiramente determinou-se um pavimento padrão. Optou-se por uma estrutura tipicamente utilizada no estado do Rio Grande do Sul, composta por CA (concreto asfáltico) como camada de revestimento, BGS (brita graduada simples) como base, MS (macadame seco) como camada de sub-base e os diferentes solos pesquisados aplicados no subleito do pavimento. A Figura 3.14 apresenta um croqui da estrutura padrão definida.

Figura 3.14 – Estrutura padrão adotada para as análises mecanicistas



O período de projeto escolhido para o dimensionamento foi de 10 anos. O número de solicitações de carga (N) adotado foi retirado de Klamt (2014), baseado

nos valores obtidos na contagem da praça de pedágio Retiro, localizada no km 510 da BR 116/RS, próximo à cidade de Pelotas. Para a obtenção do número de solicitações de carga (NPROJETO) de $2,5 \times 10^7$, manteve-se a mesma distribuição de veículos, reduzindo o volume diário médio - VDM para se chegar ao valor de N referido (FERNANDES, 2016). A Tabela 3.5 apresenta o percentual de VDM utilizado para obtenção do valor N.

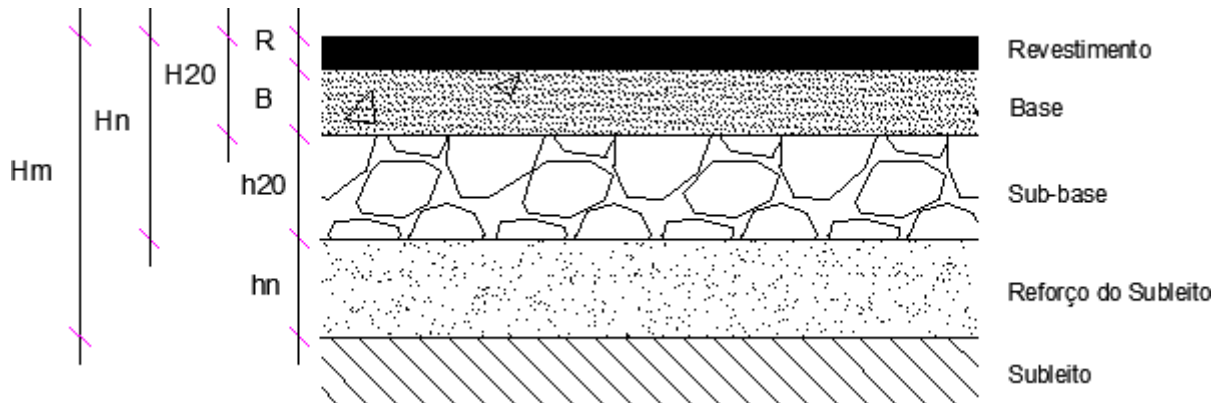
Tabela 3.5 – Percentual de VDM atual utilizado para obter o valor de N

Percentual do VDM	48%		
	VDM DIÁRIO		
CATEGORIA	Total	80%	20%
CAT1	1076	861	215
CAT2	142	114	28
CAT3	6	5	1
CAT4	149	119	30
CAT5	1	1	0
CAT6	29	23	6
CAT7	102	81	20
CAT8	147	117	29
CAT 10	15	12	3
CAT 11	0	0	0
CAT 12	6	5	1
CAT 15	0	0	0
TOTAL	1673	1339	335
VDM TOTAL VEÍCULOS COMERCIAIS		589	
N		$2,5 \times 10^7$	

Fonte: Fernandes (2016)

Após a definição do número de solicitações de carga de projeto e da estrutura padrão, a mesma foi dimensionada através do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis novos em vigência no Brasil - método do DNIT, seguindo as diretrizes presentes em Souza (1981). As espessuras das camadas constituintes do pavimento foram estabelecidas levando em consideração as simbologias apresentadas na Figura 3.15.

Figura 3.15 – Simbologia das inequações para o cálculo das espessuras das camadas



Onde:

R é a espessura do revestimento;

B é a espessura de base;

h20 é a espessura da sub-base;

hn é a espessura do reforço do subleito;

H20 é a espessura de pavimento necessária para proteger a sub-base;

Hn é a espessura necessária para proteger o reforço de subleito;

Hm é a espessura total de pavimento necessária para proteger o subleito.

A espessura mínima da camada de revestimento é definida em função do número de solicitações, conforme apresentado na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 – Espessura mínima de revestimento betuminoso

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos Superficiais Betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \times 10^6$	Revestimentos Betuminosos com 5,0cm de espessura
$5 \times 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto Betuminoso com 7,5cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \times 10^7$	Concreto Betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \times 10^7$	Concreto Betuminoso com 12,5cm de espessura

Fonte: Souza (1981)

Para determinação das espessuras H20, Hn e Hm utilizou-se a Equação 3.4. A equação leva em consideração o número de repetições de carga (N) e o ISC da camada cuja proteção contra a ruptura se quer efetuar.

$$H_t = 77,67 * N^{0,0482} * ISC^{-0,598} \quad (3.4)$$

Onde:

N é o número equivalente de solicitações do eixo padrão rodoviário de 8,2tf calculado pela metodologia FEC/USACE;

ISC é o índice suporte obtido em laboratório, através do ensaio de ISC.

Esta equação é recomendada apenas quando o número N apresentar valores superiores à 10^6 , pois verifica-se um superdimensionamento do pavimento quando o número de solicitações é muito reduzido ($N \leq 10^5$). Outro detalhe que deve ser observado, é a adoção de um ISC igual a 20% para a camada de sub-base, mesmo que o material utilizado apresente um valor superior. Tal critério é adotado por questões de segurança. Vale ressaltar que para obtenção do H_m , o ISC varia de acordo com o solo empregado.

As espessuras da camada de base (B), da camada de sub-base (h_{20}) e da camada de reforço de subleito (h_n) foram obtidas com o auxílio das relações matemáticas apresentadas na Equação 3.5.

$$\begin{aligned} RK_R + BK_B &\geq H_{20} \\ RK_R + BK_B + h_{20}K_S &\geq H_n \\ RK_R + BK_B + h_{20}K_S + h_nK_{Ref} &\geq H_N \end{aligned} \quad (3.5)$$

Onde:

KR é o coeficiente de equivalência estrutural do revestimento;

KB é o coeficiente de equivalência estrutural da base;

KS é o coeficiente de equivalência estrutural da sub-base;

KRef é o coeficiente de equivalência estrutural do reforço de subleito.

Os coeficientes de equivalência estrutural inseridos nas inequações são apresentados na Tabela 3.7. Esse coeficiente corresponde a uma relação, em termos de suporte de carga, entre cada um dos materiais empregados como camada do pavimento e o material granular padrão. Através dessa relação se obtém uma prévia do comportamento estrutural do material selecionado.

No que diz respeito à espessura das camadas granulares, é necessário levar em consideração algumas orientações presentes em Souza (1981). Para camadas granulares a espessura mínima empregada deve ser de 15 cm. No caso de Macadame seco, a espessura mínima deve ser de 16 cm e máxima de 21 cm. Se a espessura necessária for maior que 21 cm, a mesma deve ser executada em mais de uma camada.

Tabela 3.7 – Coeficiente de Equivalência Estrutural

Componentes do Pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camada de base granular	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 4,5MPa	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 4,5MPa e 2,8MPa	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 2,8MPa e 2,1MPa	1,20

Fonte: Souza (1981)

Após a obtenção das estruturas dimensionadas, as mesmas foram utilizadas nas análises mecanicistas descritas a seguir.

3.4.1 AEMC – SisPav

Em posse das estruturas devidamente dimensionadas pelo método do DNIT, as primeiras análises foram realizadas com o auxílio da ferramenta AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), presente no software SisPav. Franco (2007) define o AEMC como um programa específico para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, com rotinas para entrada de dados e apresentação de resultados.

A Tabela 3.8 apresenta os parâmetros de entrada das estruturas na ferramenta AEMC.

Tabela 3.8 – Dados de entrada das estruturas na ferramenta AEMC

Camada	Material da Camada	Espessura (cm)	Módulo de Resiliência (MPa)	Coefficiente de Poisson	Aderência ²
Revestimento	CA	*	5000	0,30	1000000
Base	BGS	*	200	0,35	1000000
Sub-Base ¹	Macadame Seco	*	300	0,35	1000000
Subleito	Solos PE, CB, TR e RS	∞	variável linear	0,45	1000000

*Espessuras de acordo com o dimensionamento de cada estrutura.

¹Valores adotados quando houver a camada de sub-base na estrutura.

²Aderência: 1000000 - camadas não aderidas.

Os materiais empregados nas diversas camadas são os mesmos citados durante a definição da estrutura padrão, adotando as espessuras obtidas através do dimensionamento. Os módulos de resiliência adotados para todas as camadas, com exceção do subleito, são lineares. Os materiais empregados no subleito, como visto anteriormente, são os solos em estudo e os módulos resilientes inseridos na ferramenta foram os obtidos nos ensaios triaxiais de cargas repetidas. Optou-se por utilizar módulos de resiliência não lineares, por apresentar as características de deformabilidade dos solos em função do estado de tensões atuantes na estrutura simulada. Independente da estrutura em análise, o carregamento utilizado foi o mesmo, sendo o eixo padrão rodoviário, composto por eixo simples de rodas duplas carregado com 80 kN e pressão de inflação dos pneus de 0,56 MPa.

A partir das simulações numéricas realizadas no AEMC, foram feitas duas análises distintas com base nos resultados obtidos, a primeira em relação à deformabilidade dos solos em estudo e a segunda em função da resistência ao cisalhamento dos mesmos.

3.4.1.1 Deformabilidade

Em posse dos valores de tensões e deformações atuantes nas estruturas, foi possível a partir de conceitos da análise mecanicista, avaliar a influência mecânica dos diferentes tipos de solos analisados na degradação de uma estrutura típica de pavimento flexível através de um dos seus principais mecanismos de ruptura – o

trincamento por fadiga. A análise foi restrita somente ao mecanismo de ruptura por fadiga, pois partiu-se do princípio que as estruturas dimensionadas não sofrerão ruptura por deformação permanente.

As deformações de tração no fundo do revestimento (ϵ_t) foram analisadas e através do modelo de previsão de desempenho à fadiga, desenvolvido pela Federal Highway Administration - FHWA, apresentado na Equação 3.6, os valores admissíveis de solicitações à fadiga foram calculados.

$$N = 1,092 \cdot 10^{-6} \cdot \left(\frac{1}{S_t}\right)^{3,512} \quad (3.6)$$

Onde:

N é o número de solicitações admissíveis ao trincamento por fadiga;

ϵ_t é a deformação horizontal de tração no fundo do revestimento;

Os números de repetições de cargas admissíveis à fadiga (NFADIGA) obtidos para cada estrutura em análise foram comparados com o número de solicitações de carga definido em projeto. O objetivo foi avaliar se o dimensionamento realizado através do atual método de dimensionamento impede a ruptura do pavimento pelo mecanismo citado. Se o NFADIGA for inferior ao NPROJETO, a estrutura irá sofrer ruptura pelo mecanismo em questão e deve ser redimensionada até que o número de solicitações admissíveis à fadiga seja superior às solicitações previstas em projeto. O redimensionamento, quando necessário, foi realizado aumentando a espessura do revestimento, camada onde há ocorrência do fenômeno de trincamento por fadiga.

3.4.1.2 Resistência ao Cisalhamento

O tema principal da presente pesquisa, aborda as características de solos típicos utilizados como subleitos rodoviários. Quando se trata de solos, a ruptura é caracterizada por deslocamentos relativos entre partículas, ou seja, ruptura por cisalhamento. Assim, além dos ensaios de cisalhamento direto convencionais realizados em laboratório, a resistência ao cisalhamento dos solos em campo também foi simulada por meio da ferramenta AEMC.

A metodologia da análise em relação à resistência ao cisalhamento aponta algumas semelhanças com a sistemática da análise apresentada anteriormente. As estruturas dimensionadas, bem como os dados de entrada na ferramenta AEMC foram os mesmos. O que diferencia uma análise da outra são os carregamentos adotados e os dados analisados. Foram utilizados três níveis de carregamentos distintos: o eixo padrão rodoviário (ESDR carregado com 80 kN e pressão de inflação dos pneus de 0,56 MPa); o eixo simples de rodas duplas com carregamento de 98 kN (10 toneladas) e o ESRD carregado com 118 kN (12 toneladas), ambos com pressão de inflação dos pneus de 0,56 MPa. Foram definidos pontos de análise de 10 cm em 10 cm a partir do topo do subleito, até cerca de 2,7 metros de profundidade. Analisando os pares de tensão de cisalhamento e tensão vertical, foi possível a construção de um gráfico, comparando as envoltórias de ruptura obtidas através dos ensaios laboratoriais e as envoltórias construídas a partir da análise mecanicista, para cada um dos carregamentos utilizados. Com isso, as tensões de cisalhamento atuantes nas fundações das estruturas dimensionadas foram comparadas com as tensões cisalhantes de ruptura nas condições analisadas, verificando se os solos em estudo levam o subleito à ruptura por cisalhamento.

Uma análise complementar foi realizada, com o objetivo de analisar a resposta ao cisalhamento dos materiais quando empregados em subleitos de pavimentos de baixo volume de tráfego. A metodologia seguiu as diretrizes apresentadas anteriormente, diferenciando somente pela estrutura analisada. Em todos os casos, o carregamento foi aplicado diretamente sobre o solo de fundação, simulando uma camada delgada de tratamento superficial duplo – TSD sobre o material. Os dados de entrada, assim como os níveis de carregamento utilizados foram os mesmos.

3.4.2 AASHTOWare Pavement ME Design

O AASHTOWare Pavement ME Design, desenvolvido pela American Association of State Highway and Transportation Officials – AASHTO em parceria com os membros da National Cooperative Highway Research Program – NCHRP é considerado a nova geração de softwares de design de pavimentos, substituindo o antigo DARwin-ME. Segundo a NCHRP (2014), esse software acompanha o guia publicado em 2008 pela AASHTO, denominado Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice (MEPDG).

O AASHTOWare Pavement é atualmente a ferramenta mais completa para análise de desempenho estrutural e funcional de pavimentos rígidos ou flexíveis, novos ou rehabilitados, utilizando princípios empírico mecanicistas para análise dos dados de clima, materiais empregados em pavimentação, tráfego e estrutura proposta. Esses princípios estimam o acúmulo de danos na vida de serviço do pavimento. O software foi desenvolvido, basicamente, para representar o estado da arte em cálculos de pavimentos rígidos e flexíveis, análise de danos por fadiga e deformação permanente e uma previsão de desempenho ao longo dos anos.

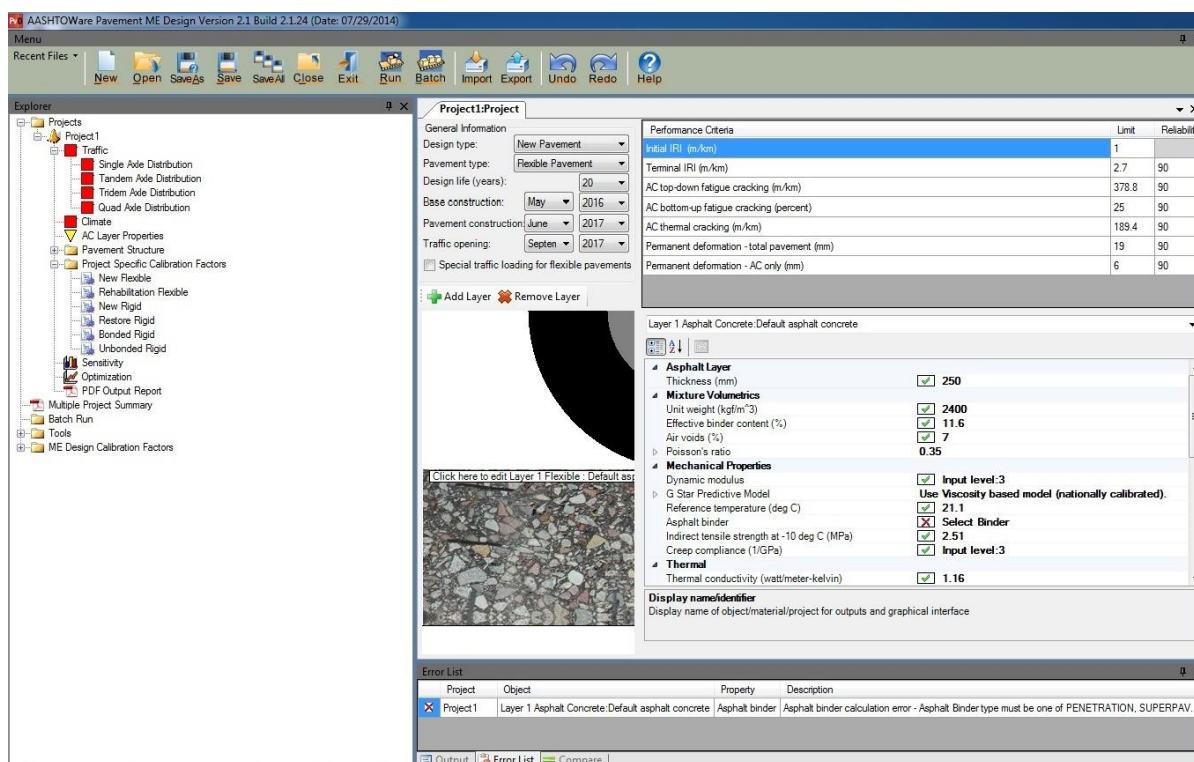
De acordo com Roesler e Hiller (2013) a necessidade de compreender e utilizar o AASHTOWare Pavement ME Design é impulsionado por uma combinação de fatores que inclui o crescimento contínuo do tráfego de caminhões, um desejo por pavimentos com vida úteis mais longas, as recorrentes mudanças nos materiais empregados em pavimentação, além do foco na sustentabilidade e manutenção do pavimento.

O relatório obtido a partir do AASHTOWare Pavement inclui os seguintes critérios de desempenho: irregularidades superficiais (International Roughness Index – IRI), trincas térmicas, deformação permanente (afundamento de trilha de roda – ATR) e as trincas por fadiga tanto de baixo pra cima (bottom-up) como de cima para baixo (top-down). A Figura 3.16 apresenta a tela inicial do software, onde é possível visualizar os dados de entrada e os critérios de ruptura. Nesta pesquisa, a discussão e apresentação dos resultados limitou-se somente aos principais mecanismos de ruptura observados em pavimentos flexíveis no Brasil: deformação permanente e trincamento por fadiga (bottom-up).

As estruturas dimensionadas anteriormente, através do método do DNIT, também foram utilizadas na presente análise. Porém, diferentemente da ferramenta AEMC, é possível descrever detalhadamente as características dos materiais empregados em cada uma das camadas do pavimento. A camada de revestimento, composta por CA, utilizou as características próprias presente no software para esta camada (default). As camadas de base e sub-base, adotaram os mesmos módulos de resiliência apresentados na Tabela 3.8 e classificações coerentes com sua respectiva caracterização física. Os solos utilizados no subleito, foram empregados em suas respectivas estruturas, detalhados de acordo com sua classificação TRB, incluindo os valores de limite de liquidez e índice de plasticidade, densidade máxima e teor de umidade ótimo. Os módulos de resiliência utilizados foram aqueles obtidos através

dos ensaios triaxiais de cargas repetidas. As espessuras das camadas seguiram os valores obtidos através do dimensionamento e os coeficientes de Poisson os valores apresentados na Tabela 3.8.

Figura 3.16 – Tela inicial do AASHTOWare Pavement ME Design



Os dados de entrada referentes ao tráfego foram retirados de Klamt (2014), como citado anteriormente. Cabe salientar que o AASHTOWare Pavement não caracteriza o tráfego em termos de uma carga por eixo equivalente (equivalent single-axle load - ESAL) e sim, utilizando o espectro completo de carga por eixo, para cada tipo de eixo. Em relação ao clima, optou-se por utilizar os dados climáticos da cidade de Savannah, no estado da Geórgia, costa leste dos Estados Unidos, devido à semelhança com o clima presente no estado do Rio Grande do Sul. A vida útil de projeto foi definida em 10 anos e de forma a atender os limites de projeto, a porcentagem de confiabilidade utilizada foi de 50%.

A partir do relatório de saída do software para cada uma das estruturas analisadas, foi possível a avaliação do desempenho das estruturas ao longo dos 10 anos para o qual foi projetada.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

No presente capítulo são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios laboratoriais descritos na metodologia apresentada no Capítulo 3. Em um primeiro momento são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização física, classificação MCT e análise química para os quatro solos em estudo. A seguir são apresentados os resultados da caracterização mecânica dos solos, incluindo os parâmetros ótimos de compactação para as três energias Proctor, bem como os valores de Índice de Suporte Califórnia – ISC, expansão e permeabilidade. A curva característica dos solos é apresentada na sequência, comparando a capacidade de retenção dos solos estudados. Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto convencionais apresentam os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno de cada um dos materiais, além da análise da influência do teor de umidade e conseqüentemente do parâmetro sucção nas características de resistência ao cisalhamento destes solos. Por fim, são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas e da análise dos diferentes modelos de obtenção do módulo de resiliência realizados, além da avaliação do modelo com melhor desempenho para cada um dos solos em estudo.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização foram realizados para os quatro solos em estudo e de acordo com a metodologia, compreendem os ensaios de peso específico real dos grãos, limites de Atterberg e análise granulométrica com e sem o uso do agente defloculante (hexametáfosfato de sódio). Como mencionado anteriormente, para cada material em estudo foram ensaiadas três amostras, com a finalidade de se obter uma maior precisão nos resultados.

A Tabela 4.1 apresenta o resumo de todos os ensaios de caracterização realizados para o solo PE. É possível observar nas curvas granulométricas apresentadas na Figura 4.1, que as amostras 01 e 03 ensaiadas com o uso de defloculante apresentam uma distribuição granulométrica bastante semelhante, com cerca de 57% de sua granulometria composta de silte e argila, destacando o predomínio de materiais finos. Diferentemente, a amostra 02 apresenta uma porcentagem um pouco maior de partículas de maior dimensão.

Tabela 4.1 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo PE

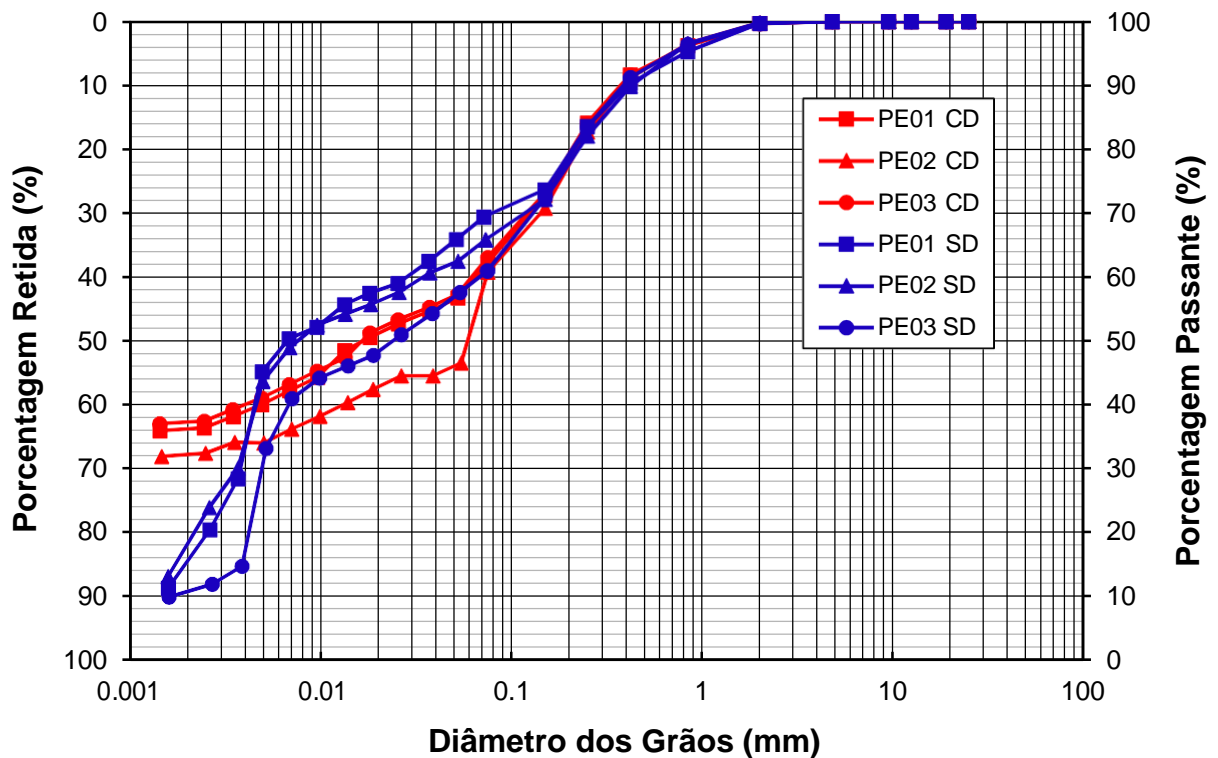
	PE01	PE02	PE03	Média
% pedregulho (>2,0mm)	1/1*	1/1*	1/1*	1/1*
% areia grossa (0,6 - 2,0mm)	5/6*	5/6*	5/5*	5/6*
% areia média (0,2 - 0,6mm)	15/14*	16/15*	15/15*	15/15*
% areia fina (0,06 - 0,2mm)	20/12*	27/14*	19/20*	22/15*
% silte (2 μ m - 0,06mm)	23/51*	19/46*	23/48*	22/48*
% argila (< 2 μ m)	36/16*	32/18*	37/11*	35/15*
γ_c (kN/m ³)	25,70	25,61	25,61	25,64
LL (%)	41	37	45	41
LP (%)	15	17	22	18
IP (%)	26	20	23	23
Classificação SUCS	CL	CL	CL	CL
Classificação TRB	A-7-6	A-6	A-7-6	A-7-6

*Análise granulométrica sem uso de defloculante

O peso específico real dos grãos apresentou pouca variabilidade, com valores entre 25,61 e 25,70 kN/m³, consistentes com a mineralogia do material. Analisando as características de plasticidade, o solo PE apresenta em torno de 35% de fração argila em sua composição, com índice de plasticidade variando entre 20 e 26%, o que caracteriza o material como altamente plástico.

De acordo com o sistema unificado de classificação de solos - SUCS todas as amostras são designadas como argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade (CL). O sistema classificatório da Transportation Research Board - TRB enquadra as amostras 01 e 03 no subgrupo A-7-6, que inclui materiais com elevados índices de plasticidade em relação aos limites de liquidez, estando sujeitos à elevadas mudanças de volume. A amostra 02 está inserida no subgrupo A-6, onde o solo típico é argiloso e plástico comumente sujeito à elevada mudança de volume entre os estados seco e úmido. De acordo com a classificação da TRB, este material não apresenta bom comportamento como subleito rodoviário.

Figura 4.1 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo PE



As amostras do solo CB ensaiadas com o uso de agente defloculante apresentam distribuições granulométricas muito parecidas, como se observa na Figura 4.2 e nas frações apresentadas na Tabela 4.2. É possível perceber o predomínio de materiais finos, com cerca de 87% das partículas passante na peneira de número 200 (0,075mm). Deste valor, 68% é composto de fração argila.

Em relação às características de plasticidade, devido à alta porcentagem de argila, as amostras apresentaram índices de plasticidade entre 26 e 34%,

classificando o solo CB como altamente plástico. Assim como o solo PE, o peso específico do solo CB é consistente com a mineralogia das amostras, apresentando valores entre 27,83 e 28,24 kN/m³.

Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo CB

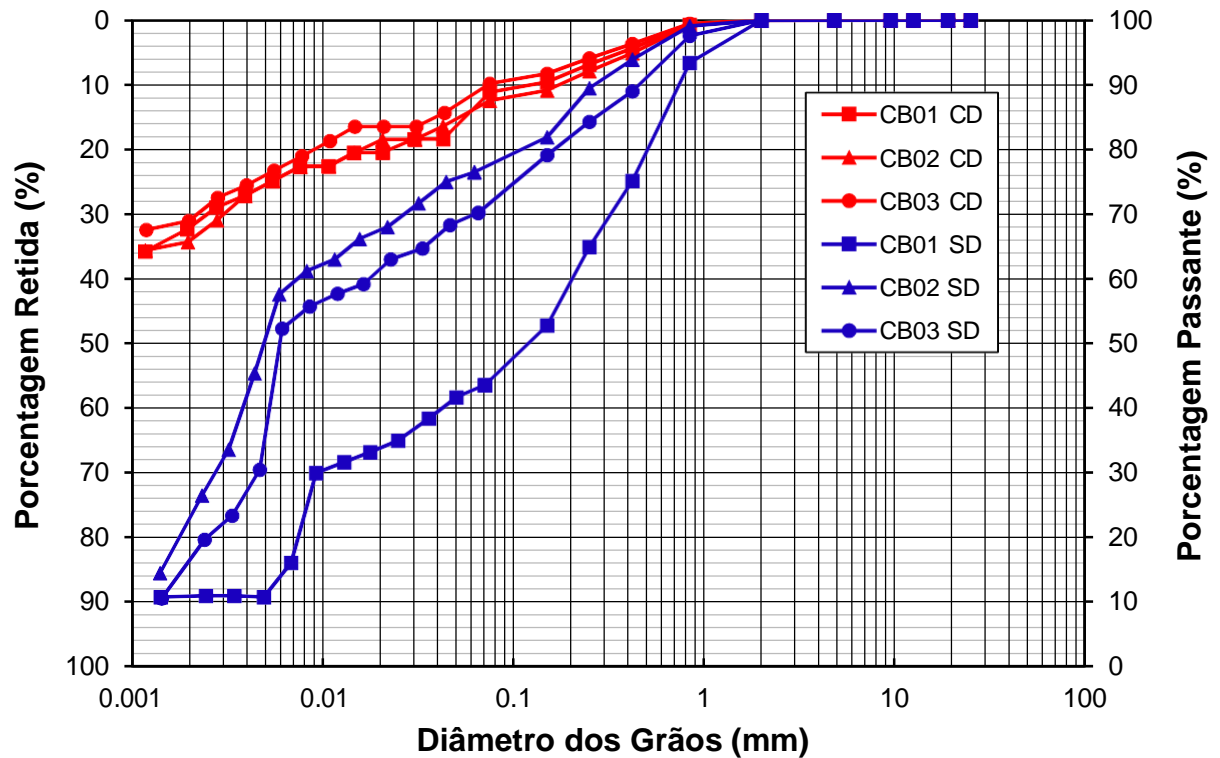
	CB01	CB02	CB03	Média
% pedregulho (>2,0mm)	0/0*	0/0*	0/0*	0/0*
% areia grossa (0,6 - 2,0mm)	2/15*	3/4*	2/6*	2/8*
% areia média (0,2 - 0,6mm)	6/25*	6/10*	5/12*	6/16*
% areia fina (0,06 - 0,2mm)	6/17*	5/10*	5/12*	5/13*
% silte (2µm - 0,06mm)	18/32*	20/53*	19/54*	19/46*
% argila (< 2µm)	68/11*	66/23*	69/16*	68/17*
γ_c (kN/m ³)	28,24	28,21	27,83	28,09
LL (%)	54	59	54	56
LP (%)	28	25	21	25
IP (%)	26	34	33	31
Classificação SUCS	CH	CH	CH	CH
Classificação TRB	A-7-6	A-7-6	A-7-6	A-7-6

*Análise granulométrica sem uso de defloculante

O sistema de classificação SUCS classifica as amostras CB01, CB02 e CB03 em argilas inorgânicas de alta plasticidade (CH). Segundo a classificação da TRB, o

solo CB apresenta um mal comportamento quando empregado no subleito, pois as amostras estão inseridas no subgrupo A-7-6, que compreende materiais com elevadas mudanças de volume.

Figura 4.2 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo CB



Diferentemente dos solos PE e CB, o solo TR apresenta um predomínio da fração areia (em torno de 56%), como é possível observar nas porcentagens apresentadas na Tabela 4.3.

As curvas granulométricas obtidas com o uso de defloculante foram bastante semelhantes para as três amostras ensaiadas (Figura 4.3). O peso específico real dos grãos apresentou valores bem próximos, variando de 25,41 à 25,68 kN/m³, coerentes com o esperado para este tipo de material.

Mesmo apresentando uma granulometria com partículas predominantemente maiores, o solo TR apresentou índices de plasticidade entre 18 e 22%, o que caracteriza materiais com alta plasticidade. Isso se deve ao fato de que entre os materiais finos, a fração predominante é a argila, em torno de 30%, conferindo essa característica plástica ao solo.

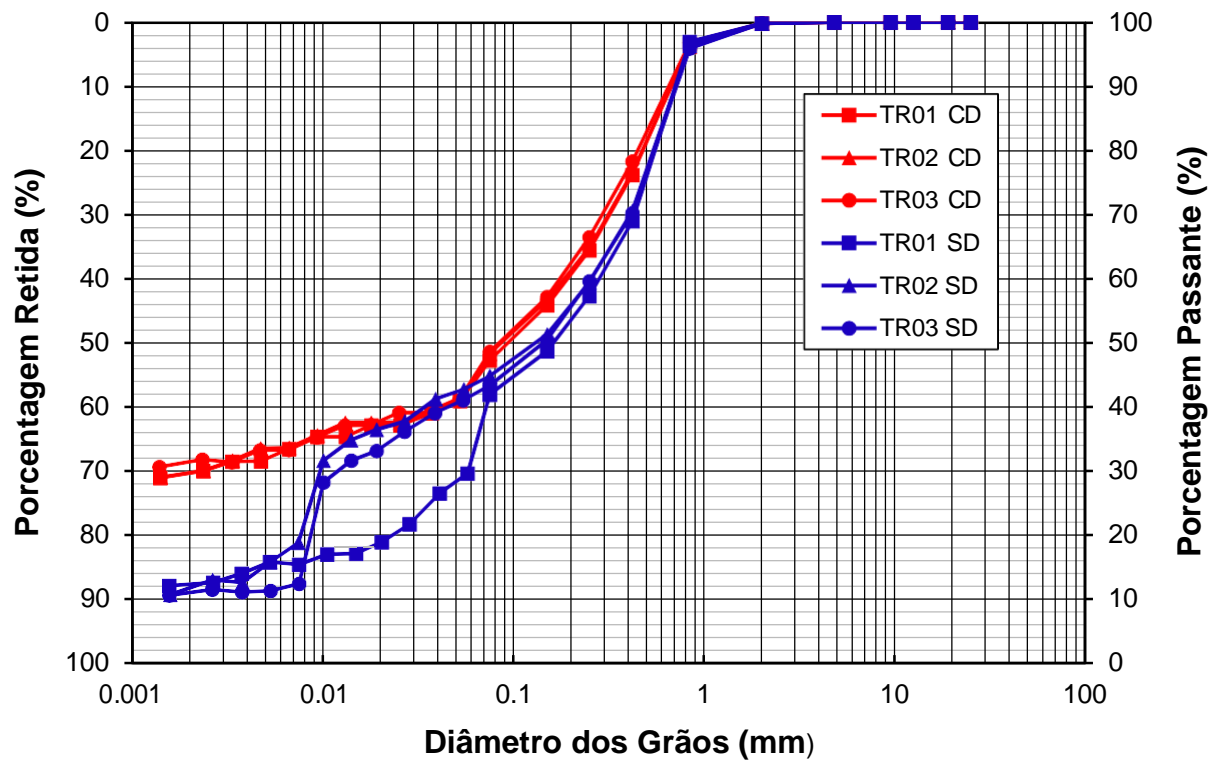
Tabela 4.3 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo TR

	TR01	TR02	TR03	Média
% pedregulho (>2,0mm)	1/1*	1/1*	1/1*	1/1*
% areia grossa (0,6 - 2,0mm)	12/15*	12/15*	11/15*	12/15*
% areia média (0,2 - 0,6mm)	26/30*	26/28*	26/28*	26/29*
% areia fina (0,06 - 0,2mm)	18/22*	17/13*	18/14*	18/16*
% silte (2µm - 0,06mm)	13/19*	14/31*	12/31*	13/27*
% argila (< 2µm)	30/13*	30/12*	31/11*	30/12*
y_c (kN/m ³)	25,53	25,41	25,68	25,54
LL (%)	38	39	39	39
LP (%)	20	17	21	20
IP (%)	18	22	18	19
Classificação SUCS	SC	SC	SC	SC
Classificação TRB	A-6	A-6	A-6	A-6

*Análise granulométrica sem uso de defloculante

Segundo o sistema de classificação SUCS, todas as amostras ensaiadas para o solo TR são classificadas como areias argilosas (SC). De acordo com a classificação TRB as três amostras se enquadram no subgrupo A-6, o qual indica materiais com péssimo comportamento como subleito rodoviário

Figura 4.3 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo TR



Os resultados dos ensaios de caracterização realizados para as amostras do solo RS são apresentados na Tabela 4.4.

Analisando as curvas granulométricas apresentadas na Figura 4.4, nota-se que as amostras 02 e 03 apresentam distribuições granulométricas (com defloculante) muito semelhantes, diferente da amostra 01 que apresenta uma menor porcentagem na fração argila. Na Tabela 4.4 é possível observar com mais clareza a diferença entre a distribuição granulométrica das diferentes amostras. Apesar desta pequena diferença, o solo RS apresenta um predomínio de partículas finas (silte + argila), na razão de 56%.

O índice de plasticidade das amostras apresentou valores entre 16 e 20%, classificando o solo RS como altamente plástico. Porém, mesmo apresentando 41% de fração argila, quando comparado com os demais solos em estudo, o solo RS apresentou o menor índice entre eles. Em relação ao peso específico, as três amostras apresentaram valores consistentes com a mineralogia do material.

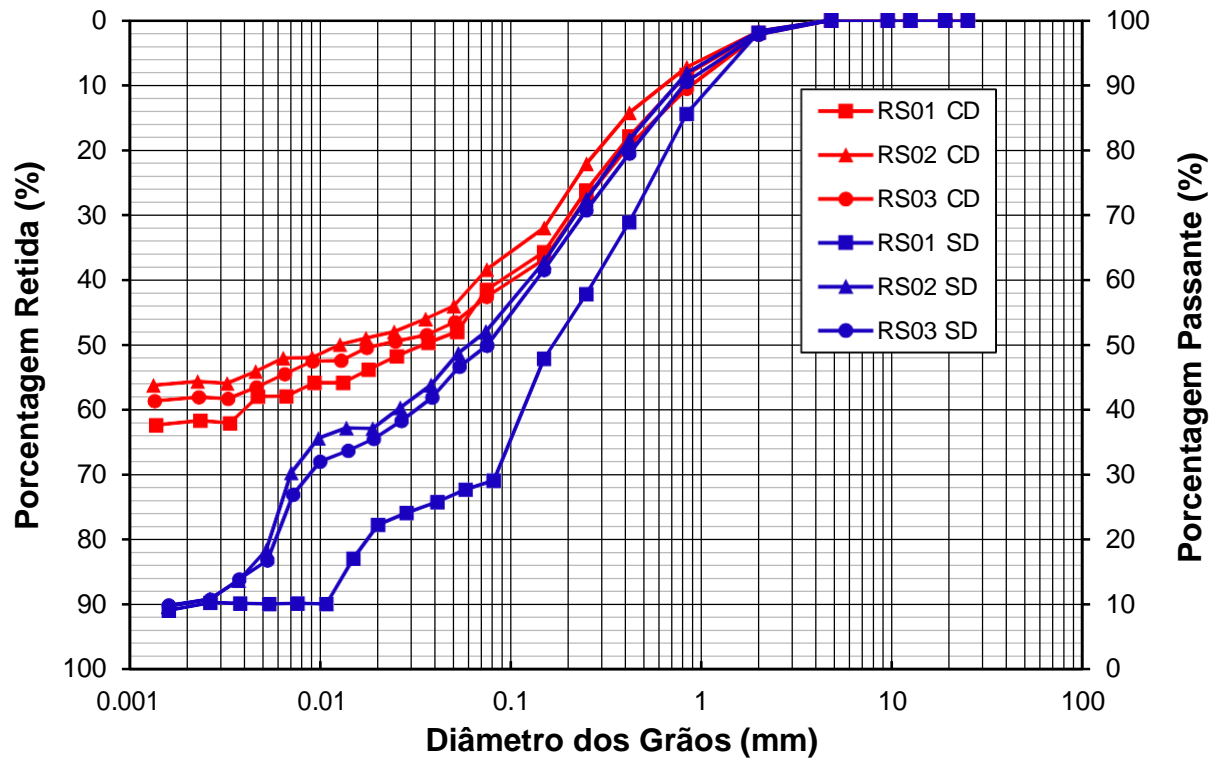
Tabela 4.4 – Resumo dos ensaios de caracterização e classificação das amostras do solo RS

	RS01	RS02	RS03	Média
% pedregulho (>2,0mm)	2/2*	2/2*	2/2*	2/2*
% areia grossa (0,6 - 2,0mm)	11/20*	9/11*	13/13*	11/15*
% areia média (0,2 - 0,6mm)	17/24*	15/19*	17/18*	16/20*
% areia fina (0,06 - 0,2mm)	16/26*	16/18*	13/19*	15/21*
% silte (2 μ m - 0,06mm)	16/18*	14/40*	13/38*	14/32*
% argila (< 2 μ m)	38/10*	44/10*	42/10*	41/10*
γ_c (kN/m ³)	25,66	25,94	25,65	25,75
LL (%)	48	46	46	47
LP (%)	28	30	27	29
IP (%)	20	16	19	18
Classificação SUCS	CL	CL	CL	CL
Classificação TRB	A-7-6	A-7-5	A-7-6	A-7-6

*Análise granulométrica sem uso de defloculante

O solo RS, segundo a classificação SUCS é uma argila inorgânica de baixa e média plasticidade (CL). De acordo com a classificação da TRB, as amostras 01 e 03 estão inseridas no subgrupo A-7-6, que inclui materiais com elevadas mudanças de volume. Já a amostra 02 se enquadra no subgrupo A-7-5, típico de materiais com índice de plasticidade moderado em relação ao limite de liquidez, podendo ser altamente elástico e sujeito a elevadas mudanças de volume.

Figura 4.4 – Curvas granulométricas com (CD) e sem (SD) defloculante – solo RS



Durante a análise da granulometria dos quatro solos em estudo, observou-se uma diferença entre as curvas granulométricas realizadas com e sem o uso de defloculante, em especial no solo CB. Isto ocorre devido à formação de grumos (partículas menores aderidas) nos ensaios realizados sem o uso de agente defloculante. Essa diferença é bastante característica de solos tropicais.

4.2 CLASSIFICAÇÃO MCT

A classificação MCT, produto da Metodologia MCT desenvolvida por Nogami e Villibor (1981), tem por objetivo classificar adequadamente os solos tropicais, apresentando as propriedades mecânicas e hidráulicas dos mesmos, muitas vezes considerados inapropriados para aplicação em obras viárias por classificações tradicionais como SUCS e TRB.

A Tabela 4.5 apresenta os índices de classificação obtidos nos ensaios de Mini-MCV e perda de massa por imersão, bem como a classificação MCT dos solos.

De acordo com o ábaco apresentado na Figura 4.5, todos os solos apresentam comportamento laterítico argiloso e são classificados como LG'. Solos com essa

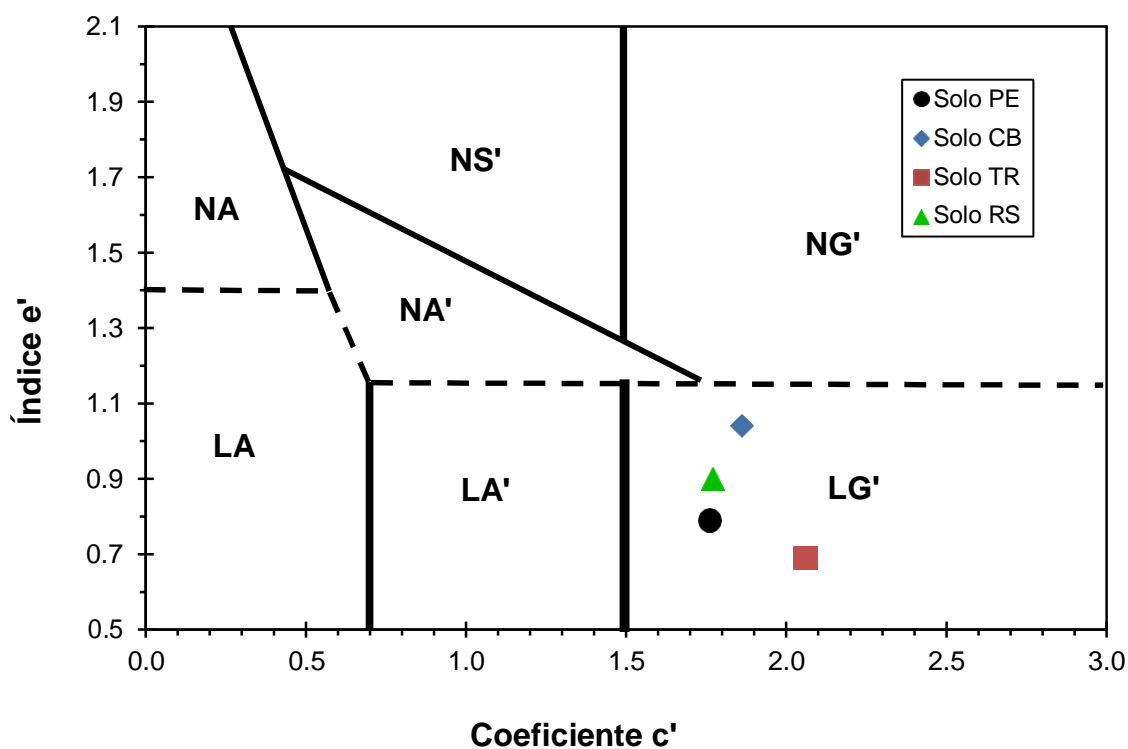
classificação apresentam granulometria típica de argilas e argilas arenosas, alta capacidade de suporte, baixa perda de massa por imersão, baixa expansão, média à alta contração, baixa permeabilidade e média à alta plasticidade.

Tabela 4.5 – Índices para classificação MCT

Solo	Índices Classificatórios				Classificação MCT
	c'	d'	Pi (%)	e'	
PE	1,76	145,80	35	0,79	LG'
CB	1,86	60,70	78	1,04	LG'
TR	2,06	115,40	15	0,69	LG'
RS	1,77	80,00	47	0,90	LG'

c': coeficiente angular da parte retilínea da curva de compactação correspondente à condição Mini-MCV = 10; e e': coeficiente para determinação do comportamento laterítico ou não laterítico do material.

Figura 4.5 – Ábaco de classificação MCT para os quatro solos em estudo

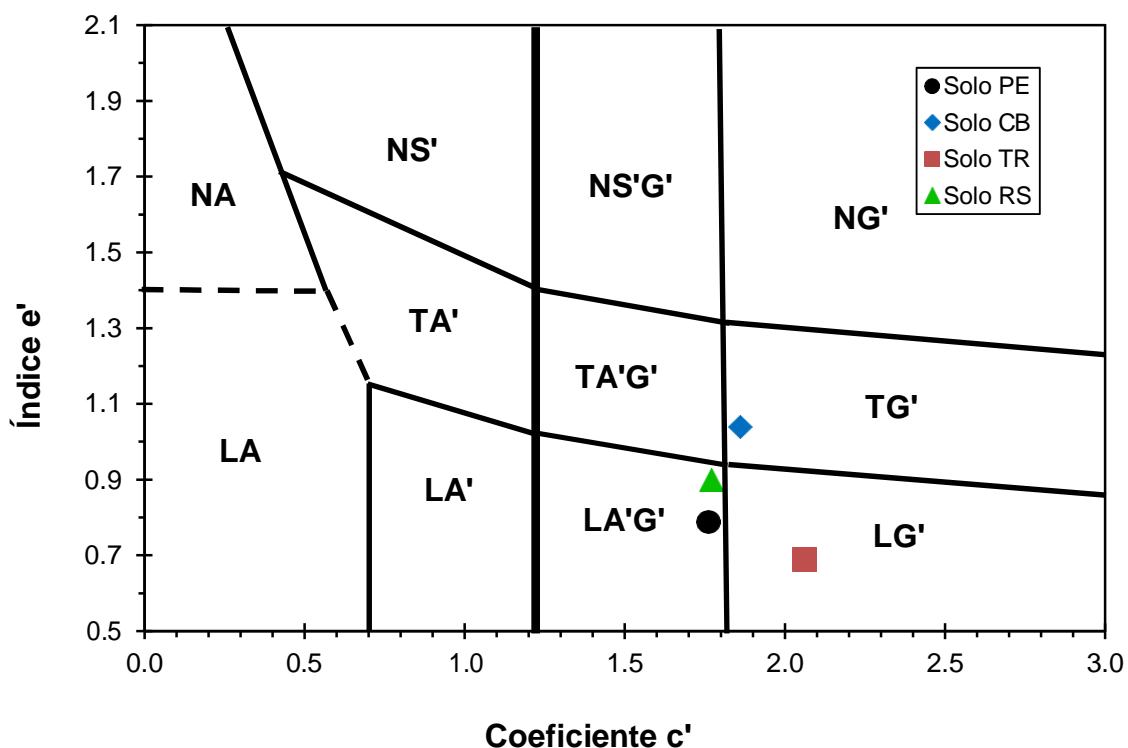


Em seu estudo, Vertamatti (1988) propôs uma modificação na classificação MCT, incluindo no ábaco uma faixa intermediária entre os solos que apresentam comportamento laterítico e não laterítico. Essa faixa intermediária representa os solos transicionais.

Vertamatti e Araújo (2002 *apud* Santos, 2006) afirmam que os solos lateríticos são solos tropicais muito bem desenvolvidos e com alta concentração de ferro e alumínio, enquanto os solos não lateríticos são solos pouco desenvolvidos, mantendo características da rocha original. Os solos transicionais estariam em um estágio intermediário de evolução entre os lateríticos e os não lateríticos.

A Figura 4.6 apresenta as classificações dos solos de acordo com o ábaco MCT-M proposto por Vertamatti (1988). Somente o solo TR manteve a classificação LG' (laterítico argiloso). Os solos PE e RS apresentam comportamento laterítico, porém são classificados como LA'G'. O solo CB está inserido na faixa de transição, sendo classificado como TG' (solo transicional argiloso).

Figura 4.6 – Ábaco de classificação MCT-M proposto por Vertamatti (1988) para os solos em estudo



Como visto anteriormente, segundo a classificação TRB todos os solos em estudo apresentam péssimo comportamento como subleito, porém solos com

comportamento laterítico, nesse caso laterítico argiloso (LG'), quando compactados adequadamente, podem apresentar ótimo comportamento como subleito, evidenciando a importância da classificação MCT para solos tropicais.

4.3 ANÁLISE QUÍMICA

Para solos empregados em subleitos rodoviários, a realização de ensaios químicos apresenta além dos aspectos químicos, resultados e informações acerca da fração argila dos solos, o que é de suma importância nas características mecânicas dos mesmos.

A caracterização química dos solos foi realizada pelo Laboratório de Análise de Solos do Centro de Ciências Rurais da UFSM, avaliando a presença de matéria orgânica (MO), o potencial hidrogeniônico (pH), a capacidade de troca catiônica (CTC), a saturação de bases e alumínio e a presença de elementos químicos. Os resultados da análise química são apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6 – Resumo dos resultados da Análise Química

Solos	Cátions Básicos			Acidez Potencial		CTC	Saturação		MO	pH	
	Ca	K	Mg	Al	H+Al		V	S			
						cmolc/dm ³					
						(%)					
PE	1,8	0,113	2,9	0,4	3,1	5,1	60,8	7,8	0,2	5,3	
CB	3,4	0,061	0,4	0,4	4,4	4,2	46,5	9,5	1,0	5,3	
TR	1,5	0,072	0,6	2,5	7,7	4,6	21,7	54,3	0,2	4,9	
RS	1,4	0,072	1,3	1,5	4,9	4,3	37,0	34,9	0,2	5,0	

O solo PE apresentou 60,8% de saturação por bases (%V), característico de solos eutróficos ou férteis, divergindo com os demais solos em estudo que apresentaram valores inferiores à 50%, caracterizando solos distróficos, ou seja, pouco ou muito pouco férteis e sem reserva de nutrientes para os vegetais. A saturação por alumínio (%S) para os solos PE, CB e RS é inferior à 50%, indicando uma quantidade de alumínio à níveis não tóxicos para plantas, se tratando de um solo

não álico. O solo TR é considerado um solo álico, possivelmente tóxico para plantas, pois apresenta 54,3% de saturação por alumínio.

A capacidade de troca catiônica (CTC) para todos os solos é inferior à 6%, caracterizando argilas de baixa atividade com pouca ou nenhuma presença de matéria orgânica, como é possível observar na Tabela 4.5 ($MO \leq 1\%$). CTC com valores entre 3 cmolc/d^3 e 15 cmolc/dm^3 indicam a presença do argilomineral caulinita, característico de solos não expansíveis. Em relação ao pH, os valores obtidos foram bastante próximos, variando de 4,9% à 5,3%, indicando solos ácidos.

4.4 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO, ISC E EXPANSÃO

Na Tabela 4.7 são apresentados os principais parâmetros obtidos nos ensaios de compactação e ISC (com e sem imersão) para todos os solos adotados nesta pesquisa. As Figuras 4.7, 4.8, 4.9 e 4.10 apresentam as curvas de compactação nas três energias Proctor obtidas para o solo PE, solo CB, solo TR e solo RS, respectivamente. Vale ressaltar que as linhas em tracejado indicam as curvas de compactação das três amostras ensaiadas para a energia Proctor Normal, sendo a média representada pela linha contínua.

Em todos os casos, os valores obtidos para o peso específico aparente seco máximo das amostras apresentaram uma variabilidade aceitável, bem como os valores de umidade ótima ($w_{ót}$). O solo PE apresentou uma média de 1740 kg/m^3 para a densidade máxima e 17,1% para a umidade ótima de compactação na energia Proctor Normal. Devido ao predomínio de partículas argilosas, o solo CB apresentou a menor densidade máxima entre todos os solos em estudo e conseqüentemente a maior umidade ótima de compactação Proctor Normal, respectivamente, 1471 kg/m^3 e 28,7%.

O solo TR possui uma densidade máxima média de 1787 kg/m^3 e umidade ótima de 15,1%, ambos na energia Normal. Este material foi classificado como areia argilosa, segundo o sistema de classificação SUCS, apresentando mais de 50% de sua composição de partículas granulares. Isso justifica o fato de o solo TR atingir altas densidades, mesmo quando compactado com o grau de energia mais baixo (Proctor Normal). Já as amostras ensaiadas na energia Normal para o solo RS apresentaram médias de 19,9% para a umidade ótima e 1647 kg/m^3 para a densidade máxima.

Tabela 4.7 – Resumo dos parâmetros obtidos nos ensaios de compactação e ISC para os solos em estudo

		$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kg/m ³)	Wótima (%)	ISC C/ Imersão (%)	Expansão (%)	ISC S/ Imersão (%)	
Solo PE	Energia Normal	PE01	1715	16,9	10,3	0,25	
		PE02	1763	16,9	10	0,32	17
		PE03	1742	17,4	9,8	0,25	
	Média	1740	17,1	10	0,27		
	Energia Intermediária		1805	16,9	11	0,22	Não Realizado
	Energia Modificada		1981	14,4	25	0,35	
Solo CB	Energia Normal	CB01	1475	28,9	10,4	0,24	
		CB02	1472	28,8	10,6	0,20	10
		CB03	1467	28,4	9,1	0,27	
	Média	1471	28,7	10	0,24		
	Energia Intermediária		1608	27,4	18	0,10	Não Realizado
	Energia Modificada		1731	23,6	23	0,25	
Solo TR	Energia Normal	TR01	1771	15,3	13,6	0,24	
		TR02	1790	15,2	13,9	0,32	21
		TR03	1800	14,8	13,8	0,26	
	Média	1787	15,1	14	0,27		
	Energia Intermediária		1974	12,6	24	0,21	Não Realizado
	Energia Modificada		2026	11,8	26	0,91	
Solo RS	Energia Normal	RS01	1647	19,9	15,2	0,18	
		RS02	1638	20,2	15,4	0,19	16
		RS03	1655	19,7	16,2	0,18	
	Média	1647	19,9	16	0,18		
	Energia Intermediária		1792	19,2	21	0,14	Não Realizado
	Energia Modificada		1861	16,3	29	0,06	

Figura 4.7 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo PE

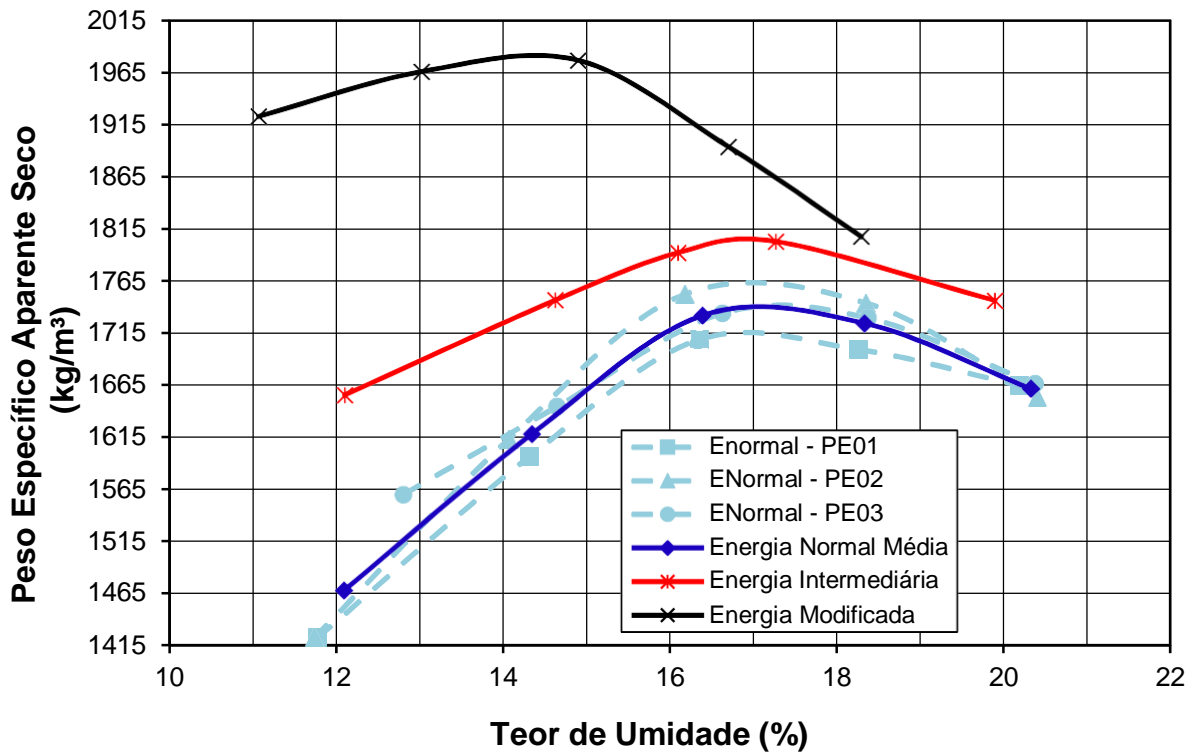


Figura 4.8 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo CB

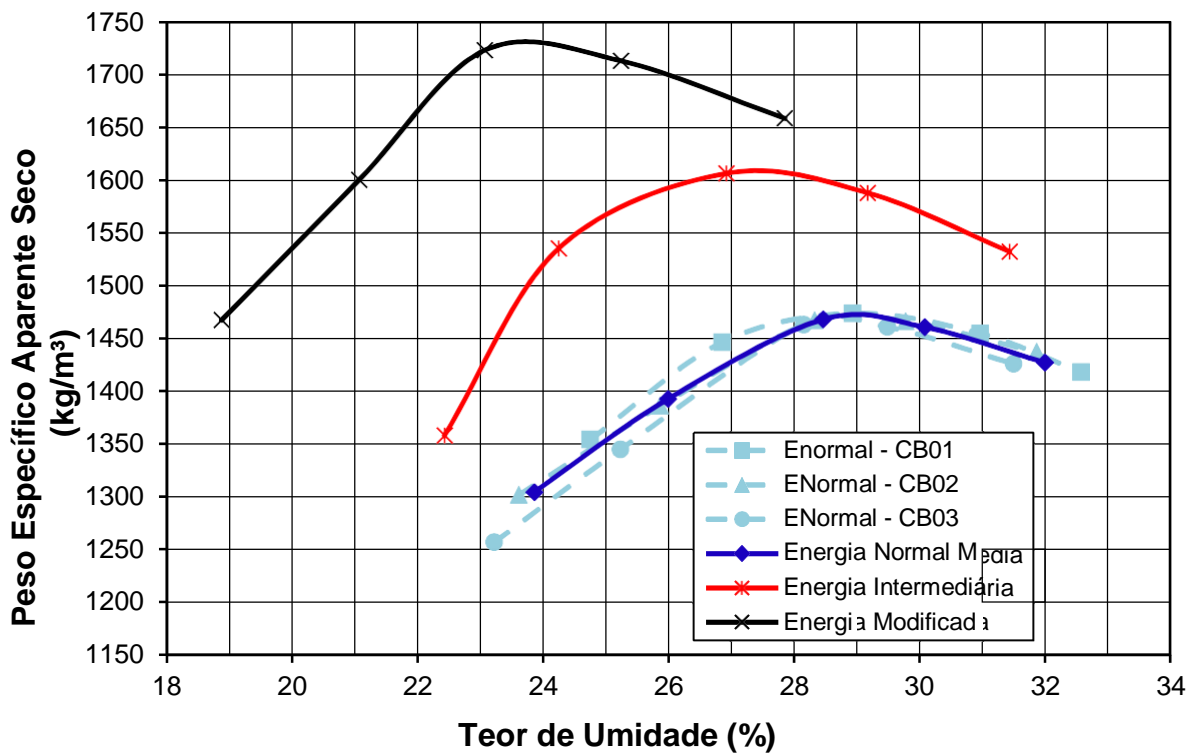


Figura 4.9 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo TR

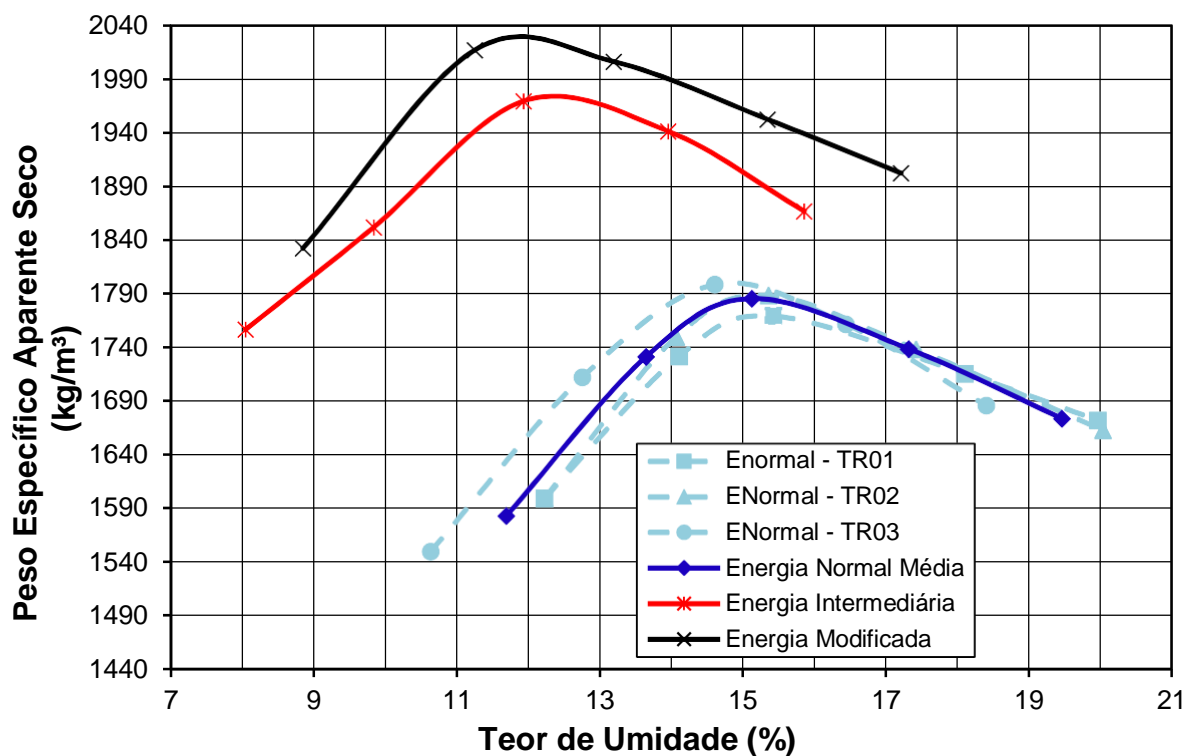
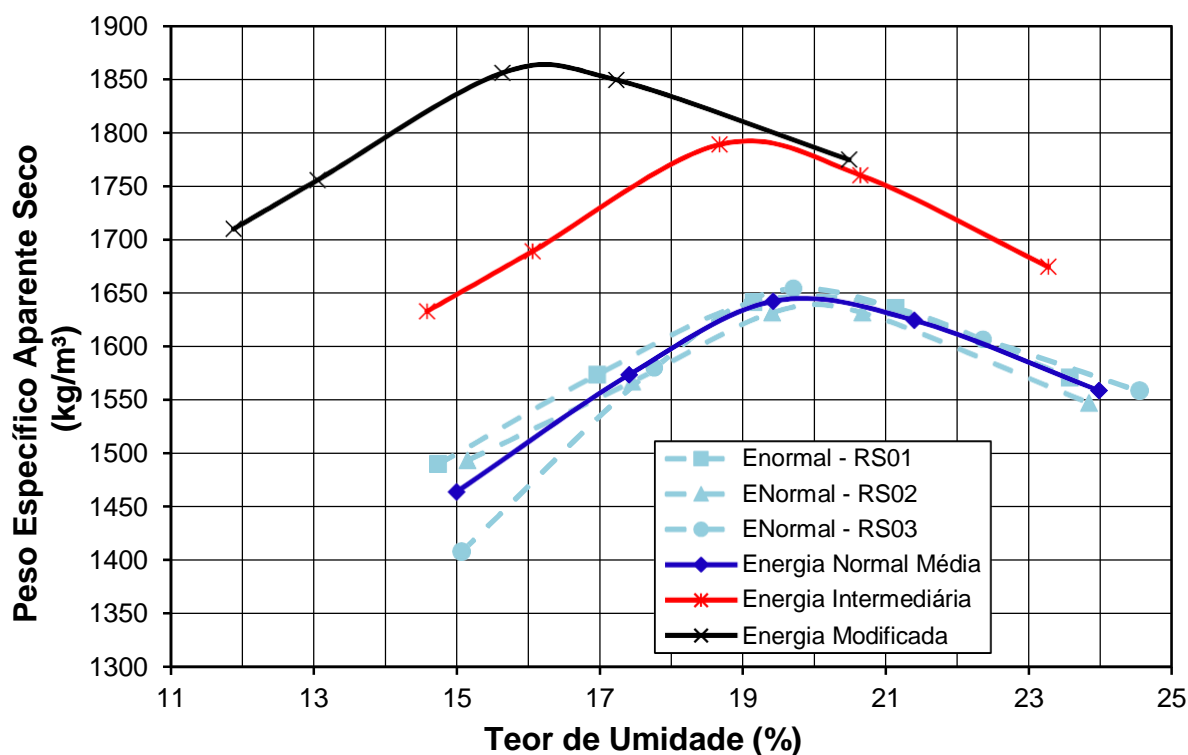


Figura 4.10 – Comparação entre as curvas de compactação nas energias Proctor Normal, Intermediária e Modificada para o solo RS



Os solos em estudo apresentaram valores de ISC bem próximos e consistentes com a granulometria de cada material. Para a energia Proctor Normal, os solos PE e CB apresentaram ISC médio de 10%. Devido à sua granulometria mais arenosa, o solo TR apresentou ISC de 14%. Apesar de não apresentar valores elevados para o peso específico aparente seco máximo, o solo RS apresentou o melhor ISC entre os solos, na ordem de 16%. Além de apresentar um bom resultado para o ISC, as amostras deste solo apresentaram as menores expansões, com média de 0,18%, bem abaixo do limite previsto em norma para solos empregados como subleito.

Em relação à expansão, os resultados foram pouco expressivos, como esperado. Devido ao comportamento laterítico argiloso e à presença do argilomineral caulinita (argilomineral não expansivo) as expansões foram inferiores à 1% e dentro dos limites apresentados no Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) para solos utilizados como material de subleito (Expansão $\leq 2\%$).

Como era de se esperar, com o aumento da energia de compactação, há um aumento na densidade máxima do material e um decréscimo na umidade ótima de compactação, como é possível observar nas curvas apresentadas. Observando a Tabela 4.7 nota-se que esse aumento nos valores de densidade máxima também refletem nos resultados obtidos para os respectivos Índices de Suporte Califórnia.

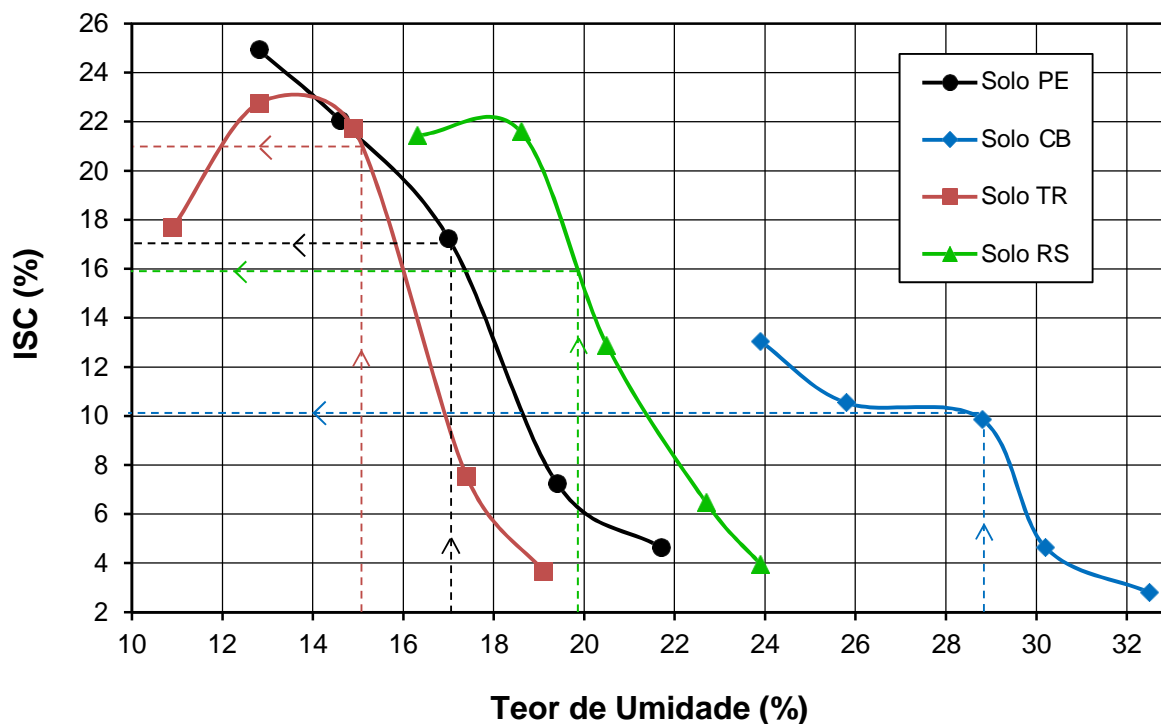
Os ensaios de ISC sem imersão foram realizados com o intuito de verificar a influência da umidade nos valores de Índice de Suporte Califórnia. A curva ISC X umidade obtida para os quatros solos em estudo é apresentada na Figura 4.11. As linhas tracejadas indicam o ISC sem imersão de acordo com a umidade ótima de cada material.

É possível observar que o solo PE apresenta um decréscimo contínuo do ISC com o aumento do teor de umidade. Semelhante, no solo CB com o acréscimo de umidade há um decréscimo no valor do ISC, porém em certo ponto há uma constância na curva (patamar), onde o valor do índice estabiliza com o aumento do teor de umidade.

Diferentemente dos solos PE e CB, o solo TR apresentou peculiaridades em sua curva ISC *versus* umidade. Em um primeiro momento os valores de ISC aumentam com o acréscimo de umidade. Porém a partir de um certo ponto, esse aumento cessa e a curva muda sua trajetória, apresentando valores decrescentes para o ISC. Tanto o solo PE quanto o solo TR apresentaram valores de ISC sem

imersão muito superiores aos obtidos no ensaio realizado de acordo com a norma NBR 9895/87, em torno de 17% para o solo PE e 21% para o solo TR.

Figura 4.11 – Relação entre o ISC (sem imersão) e o teor de umidade



A curva ISC *versus* umidade do solo RS seguiu a mesma trajetória da curva para o solo TR, apresentando primeiramente um acréscimo nos valores de ISC com o aumento do teor de umidade, porém de forma mais suave. Em um determinado valor a curva muda sua trajetória e os valores de ISC decrescem com o aumento da umidade. Este material não apresentou diferença entre os valores de ISC obtidos com e sem imersão.

De modo geral, nota-se que essa diferença entre os valores de ISC com e sem imersão ocorreu nos solos predominantemente arenosos ou com baixo teor de argila. Dependendo da granulometria do material, o período de 4 dias em imersão não confere a devida saturação aos solos argilosos, muitas vezes não havendo nem sinal de penetração por parte da água, devido a coesão e interligação dos materiais mais finos. Já nos materiais mais arenosos, onde se observou essa sensibilidade dos solos à presença de água, devido à alta porosidade, há o fluxo de água e conseqüentemente alterações na resistência semi-empírica desses materiais.

4.5 PERMEABILIDADE

Os ensaios de permeabilidade seguiram as instruções apresentadas na metodologia desta dissertação, com a finalidade de determinar o coeficiente de permeabilidade de cada solo em estudo, para cada uma das energias de compactação Proctor. Os respectivos coeficientes de permeabilidade são apresentados na Tabela 4.8. A Figura 4.12 apresenta esses valores em função de cada nível de energia de compactação adotado.

Tabela 4.8 – Coeficientes de permeabilidade dos solos estudados para cada energia de compactação Proctor

Solo	Coeficiente de permeabilidade - k (cm/s)		
	Energia de Compactação		
	Normal	Intermediária	Modificada
Solo PE	$2,69 \times 10^{-7}$	$1,71 \times 10^{-7}$	$9,24 \times 10^{-8}$
Solo CB	$2,20 \times 10^{-7}$	$8,07 \times 10^{-8}$	$3,21 \times 10^{-8}$
Solo TR	$5,29 \times 10^{-7}$	$1,49 \times 10^{-7}$	$9,99 \times 10^{-8}$
Solo RS	$2,76 \times 10^{-7}$	$9,89 \times 10^{-8}$	$6,36 \times 10^{-8}$

De maneira geral, os solos apresentaram coeficientes de permeabilidade (k) entre 10^{-7} e 10^{-8} cm/s, que de acordo com Lambe e Whitman (1969) representam solos com permeabilidade muito baixa ($10^{-7} \leq k \leq 10^{-5}$ cm/s) e praticamente impermeáveis ($k \leq 10^{-8}$ cm/s). A permeabilidade dos solos em estudo estão de acordo com o esperado para materiais pertencentes ao mesmo grupo MCT, corroborando a descrição apresentada por Nogami e Villibor (1981) para solos com comportamento laterítico argiloso (LG').

Devido ao alto teor de argila, o solo CB apresentou o menor coeficiente de permeabilidade em todos os níveis de energia de compactação. Em contrapartida, o solo TR considerado o mais arenoso, apresentou os maiores valores para o coeficiente k, indicando uma maior permeabilidade desse material (Figura 4.13).

Figura 4.12 – Coeficiente de permeabilidade (k) versus energia de compactação

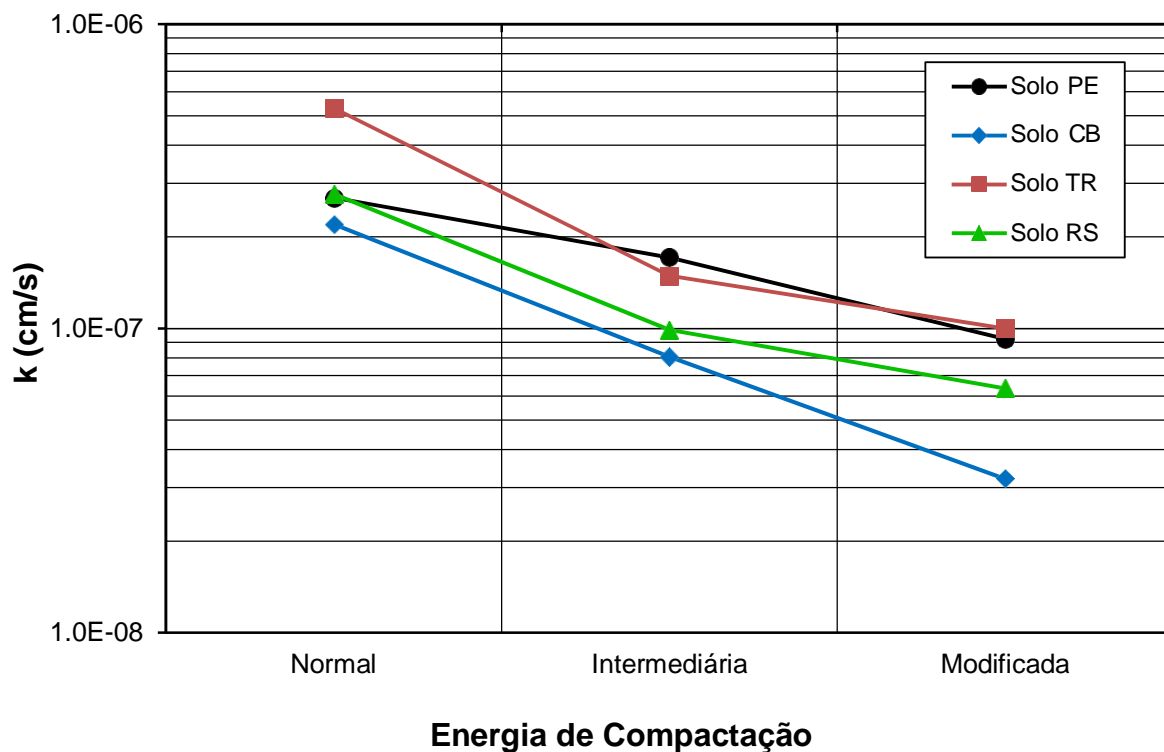
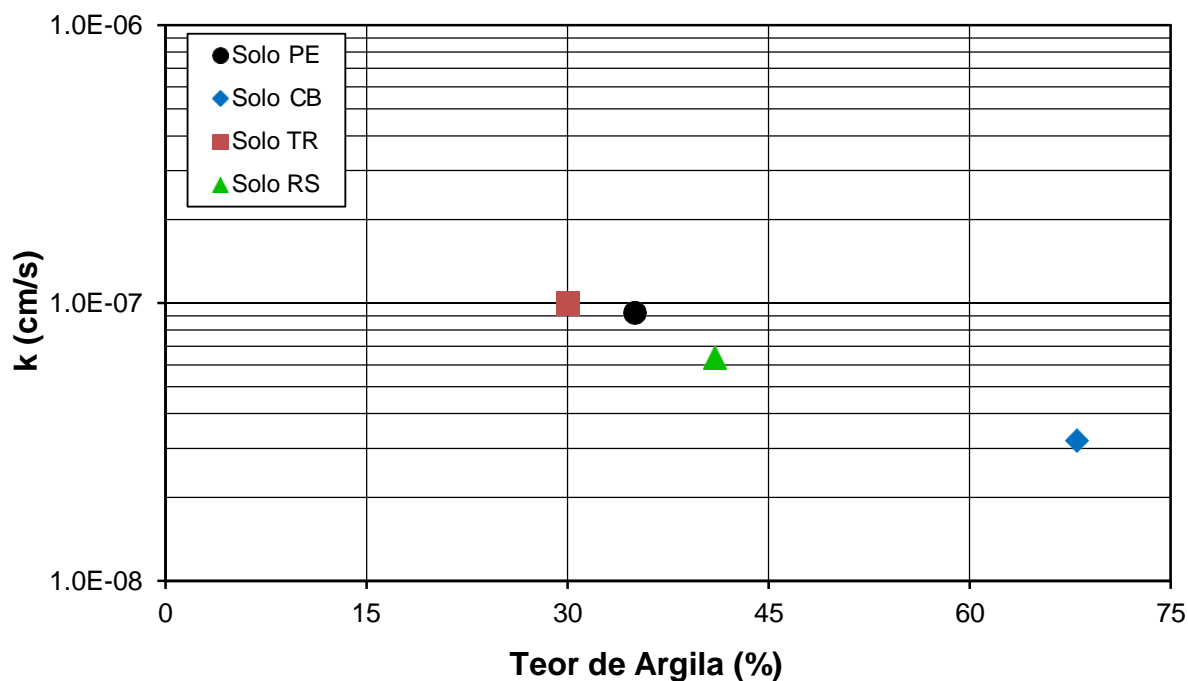


Figura 4.13 – Relação entre % de argila e o coeficiente de permeabilidade (k)



Em relação à energia de compactação, com o aumento do número de golpes, ocorre uma redução dos vazios de ar e conseqüentemente uma redução da

permeabilidade. Analisando a Tabela 4.8 em conjunto com a Figura 4.12, é possível verificar essa redução para todos os solos estudados.

4.6 CURVAS CARACTERÍSTICAS

Para se conhecer o comportamento de um solo não saturado, é imprescindível a obtenção da curva de retenção de água do mesmo, afim de entender e interpretar a resposta do solo frente à diferentes níveis de sucção, umidade e trajetória de umedecimento e/ou secagem. Nesta pesquisa as curvas características dos quatro solos em estudo foram obtidas através do método do papel filtro, descrito na metodologia do presente trabalho, e expressas pela sucção do solo *versus* grau de saturação.

A Tabela 4.9 apresenta as características iniciais das amostras moldadas e utilizadas para a determinação das curvas características. Como o objetivo principal desta dissertação é a caracterização física e mecânica (resistência e deformabilidade) dos solos em análise, as amostras foram moldadas somente com o intuito de obtenção da curva característica representativa de cada material, sem avaliação da variação do índice de vazios, grau de compactação ou trajetória de umedecimento e/ou secagem (histerese).

Todas as curvas características dos solos em estudo apresentaram um formato bimodal (Duplo “S”), como é possível observar na Figura 4.14. Curvas com esse formato são típicas de solos lateríticos, com macro e microestruturas bem definidas, apresentando dois pontos de entrada de ar e um patamar característico. Segundo Feuerharmel (2007), o primeiro valor de entrada de ar é associado à remoção de água dos macroporos, existentes entre as partículas de argila agregadas, e o segundo valor corresponde à dessaturação dos microporos, presentes no interior desses agregados. No trecho entre esses dois valores (patamar) ocorre uma variação muito pequena em relação ao teor de água presente no solo e o aumento da sucção.

As curvas de retenção dos solos CB, TR e RS exibem comportamento semelhante em relação aos primeiros valores de entrada de ar, apresentando pontos bem definidos. No segundo ponto de entrada de ar (sucções altas), isso ocorre somente para o solo TR, indicando um patamar horizontal e delimitado, enquanto que nos solos CB e RS esse ponto caracteriza-se por uma curva suave. Em relação às taxas de dessaturação dos macroporos (baixas sucções), verifica-se que para ostrês

solos essa perda na quantidade de água é relativamente pequena com o aumento da sucção, caracterizando uma estrutura com macroporos mais fechados.

Tabela 4.9 – Índices físicos iniciais das amostras utilizadas na determinação das curvas características dos quatro solos estudados

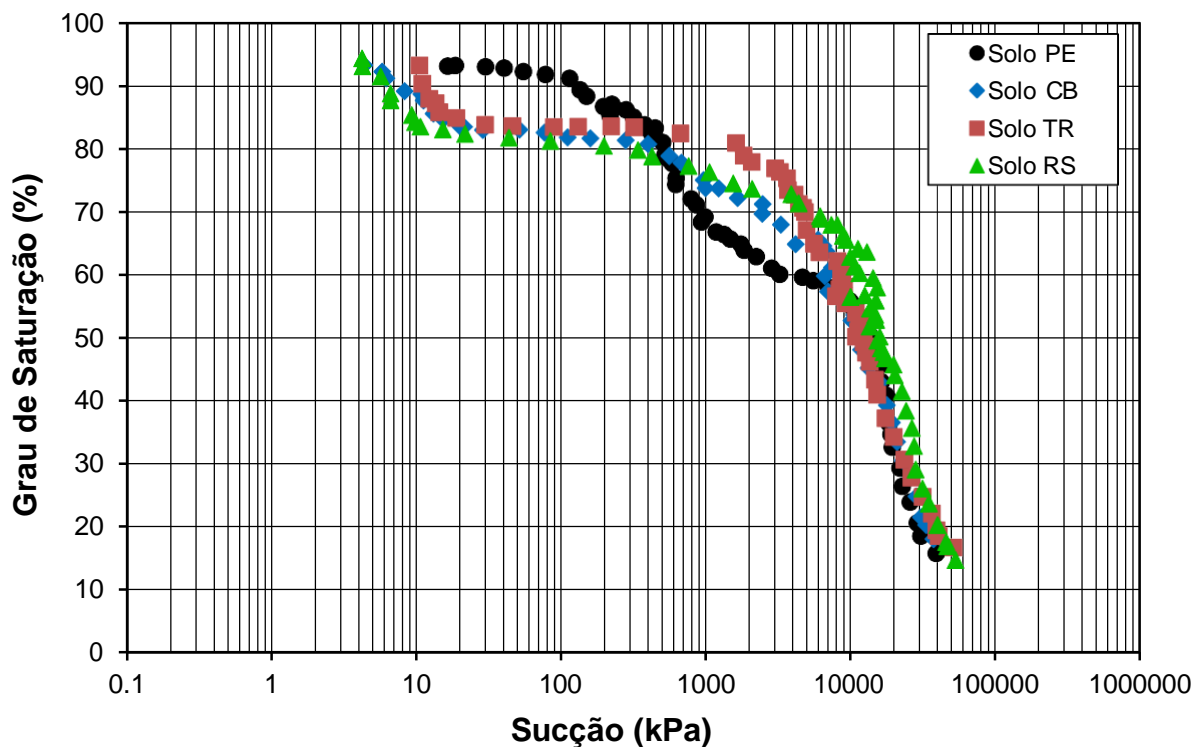
Solo	Amostra	e_0	$\gamma_{d0}(\text{kg/m}^3)$	GC (%)	$w_0(\%)$	$S_{r0}(\%)$	Trajectoria
Solo PE	PE01	0,53	1726,4	99,2	17,5	85,3	Secagem
	PE02	0,53	1726,4	99,2	17,5	85,3	Secagem
	PE03	0,53	1726,4	99,2	17,5	85,3	Secagem
	PE04	0,52	1726,4	99,2	17,5	86,8	Secagem
	PE05	0,52	1726,4	99,2	17,5	86,8	Secagem
	PE06	0,53	1726,4	99,2	17,5	85,3	Secagem
	PE07	0,53	1726,4	99,2	17,5	85,3	Umedecimento
	PE08	0,53	1726,4	99,2	17,5	85,3	Umedecimento
Solo CB	CB01	0,94	1487,7	101,1	28,5	85,4	Secagem
	CB02	0,94	1487,7	101,1	28,5	85,4	Secagem
	CB03	0,92	1487,7	101,1	28,5	86,6	Secagem
	CB04	0,94	1487,7	101,1	28,5	85,4	Secagem
	CB05	0,94	1487,7	101,1	28,5	85,4	Secagem
	CB06	0,94	1487,7	101,1	28,5	85,4	Secagem
	CB07	0,94	1487,7	101,1	28,5	85,4	Umedecimento
	CB08	0,92	1487,7	101,1	28,5	86,6	Umedecimento
Solo TR	TR01	0,46	1756,5	98,3	15,5	86,1	Secagem
	TR02	0,44	1756,5	98,3	15,5	89,2	Secagem
	TR03	0,44	1756,5	98,3	15,5	89,2	Secagem
	TR04	0,44	1756,5	98,3	15,5	89,2	Secagem
	TR05	0,46	1756,5	98,3	15,5	86,1	Secagem
	TR06	0,46	1756,5	98,3	15,5	86,1	Secagem
	TR07	0,44	1756,5	98,3	15,5	89,2	Umedecimento
	TR08	0,44	1756,5	98,3	15,5	89,2	Umedecimento
Solo RS	RS01	0,58	1655,8	100,5	19,3	85,9	Secagem
	RS02	0,57	1655,8	100,5	19,3	87,4	Secagem
	RS03	0,57	1655,8	100,5	19,3	87,4	Secagem
	RS04	0,58	1655,8	100,5	19,3	85,9	Secagem
	RS05	0,58	1655,8	100,5	19,3	85,9	Secagem
	RS06	0,57	1655,8	100,5	19,3	87,4	Secagem
	RS07	0,58	1655,8	100,5	19,3	85,9	Umedecimento
	RS08	0,58	1655,8	100,5	19,3	85,9	Umedecimento

e_0 : índice de vazios inicial; γ_{d0} : peso específico aparente seco máximo inicial; GC: grau de compactação; w_0 : umidade ótima inicial; S_{r0} : grau de saturação inicial.

Semelhante aos demais solos, o solo PE também apresentou um comportamento bimodal, porém sua curva característica apresenta algumas peculiaridades. A curva característica deste material inicia sua dessaturação em um valor de sucção mais alto, apresentando leves inflexões nos valores de entrada de ar (não definidos) e um patamar menos horizontal. Isso indica que dentre os materiais adotados para esta pesquisa, o solo PE é o único que apresenta uma tendência ao comportamento unimodal.

Observando a curva característica desse solo, nota-se que para baixas sucções (inferiores à 100 kPa), o solo PE apresenta uma maior capacidade de retenção de água, quando comparado com os demais solos. A partir do ponto de dessaturação, sua capacidade de retenção diminui e para valores de sucção intermediários (entre 400 kPa e 5000 kPa) é possível notar que dentre os materiais é o que apresenta menor sucção. Para valores elevados de sucção, acima de 10000 kPa, as taxas de saturação dos quatro solos são semelhantes, indicando que a diferença entre os materiais se percebe na macroestrutura.

Figura 4.14 – Curvas características obtidas através do método do papel filtro para as amostras dos solos PE, CB, TR e RS



De acordo com especificações de serviço do DNIT, durante a execução do subleito, o controle do mesmo deve ser realizado e a tolerância admitida para a variação da umidade dos solos é de $\pm 2\%$. Neste caso, adotou-se a mesma faixa de variação ($\pm 2\%$), porém considerando que os solos em estudo sofrem trajetórias de secagem e umedecimento após a compactação, não havendo qualquer mudança em suas estruturas. A partir das curvas características é possível verificar os efeitos dessa variação do teor de umidade nos valores de sucção para cada material em estudo

Analisando as curvas apresentadas na Figura 4.14, o solo PE com umidade ótima de 17,1%, apresenta uma sucção de 420 kPa. Com o acréscimo de 2% no teor ótimo (19,1%) esse valor decresce para 140 kPa, enquanto que com a redução de 2% (15,1%) esse valor aumenta para 530 kPa. O solo CB apresenta uma sucção de 14 kPa na umidade ótima (28,7%), 10 kPa com o aumento de 2% e 280 kPa com o decréscimo de 2% no teor ótimo de compactação. Já para o solo TR que apresenta uma curva típica de solo laterítico, com patamar bem definido, o valor da sucção para o teor ótimo (15,1%) é de 16 kPa, enquanto que para uma umidade de 17,1% esse valor cai para 10 kPa. Nesse caso, o acréscimo de 2% na umidade não alterou significativamente o valor da sucção, devido ao formato da curva característica deste material. Porém com o decréscimo de 2% (13,1%) a sucção chega à 1620 kPa, apresentando um aumento considerável. O solo RS foi o material que apresentou a menor variabilidade, com valores de sucção entre 6 kPa para $W_{\text{ótima}+ 2\%}$, 7 kPa para a umidade ótima e 70 kPa para $W_{\text{ótima}- 2\%}$.

É possível verificar que dependendo do tipo de solo, essa variação de 4% no teor de umidade pode provocar alterações significativas na capacidade de retenção de água destes materiais. Além disso, a sucção é um parâmetro de suma importância no comportamento mecânico dos solos não saturados e qualquer variação nesse parâmetro influencia diretamente nas características de resistência e deformabilidade destes materiais. No caso dos solos estudados, o efeito dessa variação foi mais perceptível com a redução de 2% no teor ótimo (ramo seco), com exceção do solo PE, onde essa variação ocorreu em ambas situações ($\pm 2\%$).

4.7 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Nesta pesquisa a resistência ao cisalhamento dos solos estudados foi determinada através de ensaios de cisalhamento direto convencionais em três

condições de umidade: $W_{ótima}+2\%$, $W_{ótima}$ e $W_{ótima}-2\%$, com a finalidade de verificar a influência da variação do teor de umidade e conseqüentemente da sucção nos parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno destes materiais. Os níveis de tensões normais aplicados no ensaio foram determinados levando em consideração valores de tensões presentes na literatura, usualmente atuantes no subleito. Tanto a moldagem dos corpos de prova quanto a preparação das amostras para os ensaios de cisalhamento direto seguiram o passo a passo descrito na metodologia apresentada no capítulo anterior.

A Tabela 4.10 apresenta os índices físicos iniciais (e_i , w_i e S_i) das amostras ensaiadas nas diferentes condições de umidade, além dos valores de índice de vazios (e_f), umidade ótima (W_f) e grau de saturação (S_f) para as amostras que sofreram trajetórias de secagem e umedecimento.

As Figuras 4.15, 4.16, 4.17 e 4.18 apresentam as curvas tensão cisalhante *versus* deformação horizontal e variação volumétrica por deformação horizontal dos quatro solos em estudo para as três condições de umidade propostas. Analisando as curvas tensão-deformação, nota-se que há um aumento da tensão cisalhante para cada incremento da tensão normal. O mesmo ocorre com a variação do teor de umidade (trajetórias de secagem e umedecimento), ou seja, para uma mesma tensão normal aplicada, a tensão de cisalhamento aumenta com o decréscimo da umidade (secagem).

Em todos os casos, é possível observar que para as condições de umidade ótima e ótima+2% as curvas tensão de cisalhamento por deformação apresentam leves picos. Já para as amostras que sofreram secagem ($W_{ótima}-2\%$), essas curvas apresentam picos bem nítidos, próximos de uma ruptura frágil, típica de argilas rijas e duras ou areias compactadas. Com a redução do teor de umidade há um aumento da rigidez do material, o que explica o comportamento frágil desses materiais. Para as três condições de umidade, mesmo evidenciando algumas diferenças, as curvas tensão-deformação apresentam um comportamento semelhante, com um crescimento da tensão de cisalhamento pelo deslocamento horizontal, até certo ponto onde, a partir daí, as tensões tendem a permanecer constantes.

Tabela 4.10 – Índices físicos das amostras utilizadas nos ensaios de cisalhamento direto

Solo	Umidade	Tensão Normal (kPa)	W_i	e_i	S_i	w_f	e_f	S_f	
Solo PE	Wótima+2%	25	16,8	0,48	89,3	18,8	0,47	100	
		50	17,2	0,48	91,4	19,2	0,47	100	
		100	17,2	0,49	89,9	19,2	0,48	100	
	Wótima	25	16,8	0,48	89,3	-	-	-	
		50	17,2	0,48	91,4	-	-	-	
		100	16,8	0,48	89,3	-	-	-	
	Wótima-2%	50	17,2	0,49	89,9	15,2	0,50	77,9	
		100	17,2	0,48	91,4	15,2	0,49	79,5	
		100	17,2	0,48	91,4	15,2	0,49	79,5	
150		17,2	0,48	91,4	15,2	0,50	78,2		
Solo CB	Wótima+2%	25	28,9	0,96	84,1	30,9	0,96	90,0	
		50	28,9	0,96	84,1	30,9	0,95	91,3	
		100	28,9	0,96	84,1	30,9	0,96	90,0	
	Wótima	25	29,2	0,96	85,0	-	-	-	
		50	29,2	0,96	85,0	-	-	-	
		100	29,2	0,95	86,2	-	-	-	
	Wótima-2%	50	29,2	0,96	85,0	27,2	0,96	79,3	
		100	28,9	0,96	84,1	26,9	0,96	78,3	
		100	29,2	0,96	85,0	27,2	0,98	78,1	
		150	28,9	0,98	82,9	26,9	0,99	76,1	
	Solo TR	Wótima+2%	25	15,3	0,48	80,5	17,3	0,48	92,8
			50	15,6	0,49	80,5	17,6	0,48	92,6
100			15,6	0,48	82,0	17,6	0,48	94,4	
Wótima		25	15,3	0,48	80,5	-	-	-	
		50	15,3	0,48	80,5	-	-	-	
		100	15,6	0,48	82,0	-	-	-	
Wótima-2%		50	15,3	0,48	80,5	13,3	0,49	68,5	
		100	15,6	0,48	83,6	13,6	0,49	71,6	
		100	15,6	0,48	82,0	13,6	0,50	69,1	
		150	15,6	0,49	80,5	13,6	0,50	69,1	
Solo RS		Wótima+2%	25	19,5	0,59	85,2	21,5	0,59	94,1
			50	19,5	0,58	86,7	21,5	0,57	97,4
	100		19,8	0,58	87,7	21,8	0,57	98,3	
	Wótima	25	19,5	0,58	86,7	-	-	-	
		50	19,5	0,58	86,7	-	-	-	
		100	19,8	0,58	87,7	-	-	-	
	Wótima-2%	50	19,5	0,58	86,7	17,5	0,59	76,4	
		100	19,8	0,57	89,2	17,8	0,59	77,7	
		100	19,5	0,58	86,7	17,5	0,59	76,4	
150		19,8	0,59	86,2	17,8	0,60	76,6		

e_i : índice de vazios inicial; w_i : umidade ótima inicial; S_i : grau de saturação inicial; e_f : índice de vazios final; w_f : umidade ótima final; S_f : grau de saturação final.

Figura 4.15 – Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e variação volumétrica X deslocamento para o solo PE horizontal e variação volumétrica X deslocamento para o solo CB

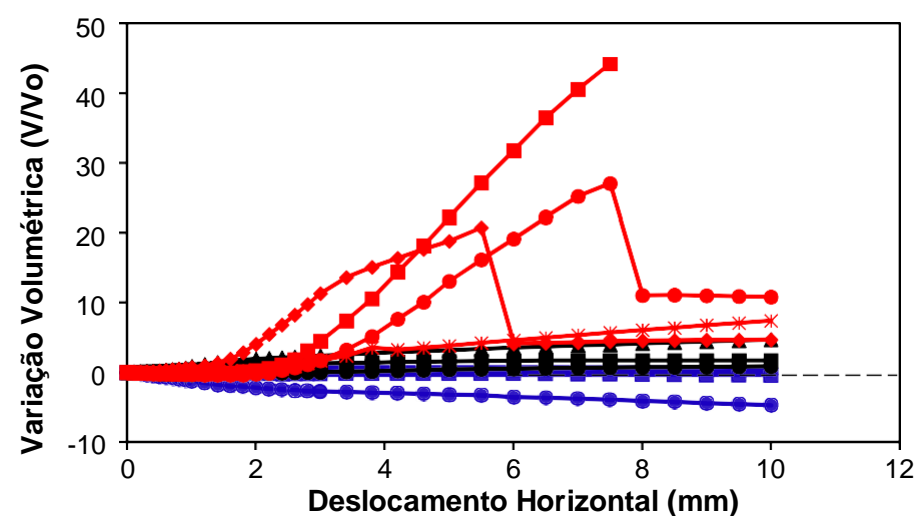
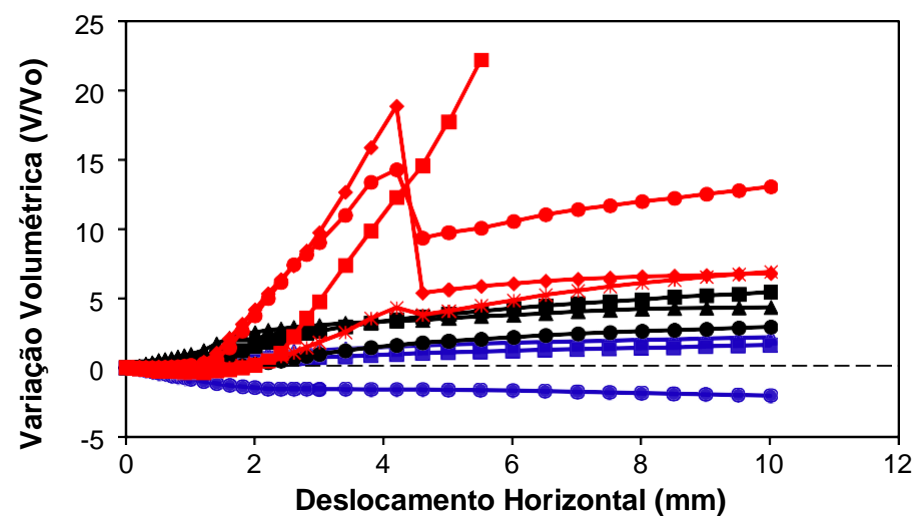
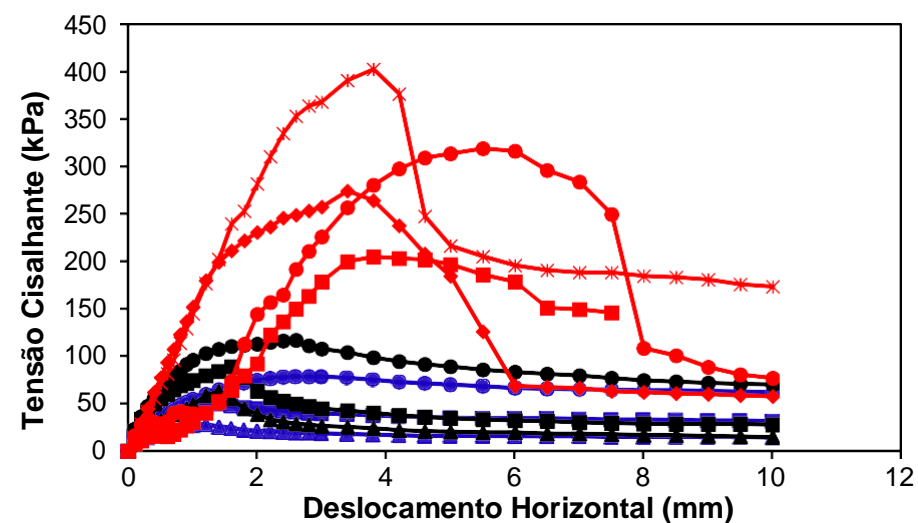
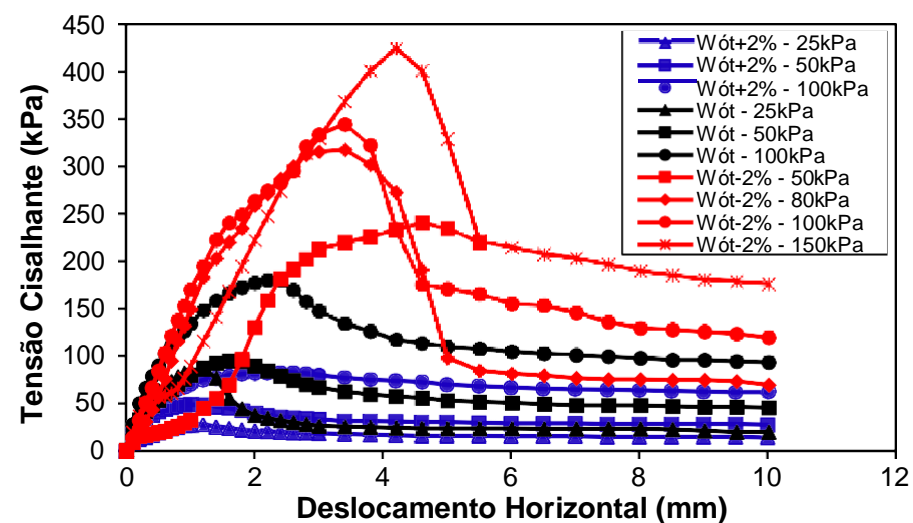
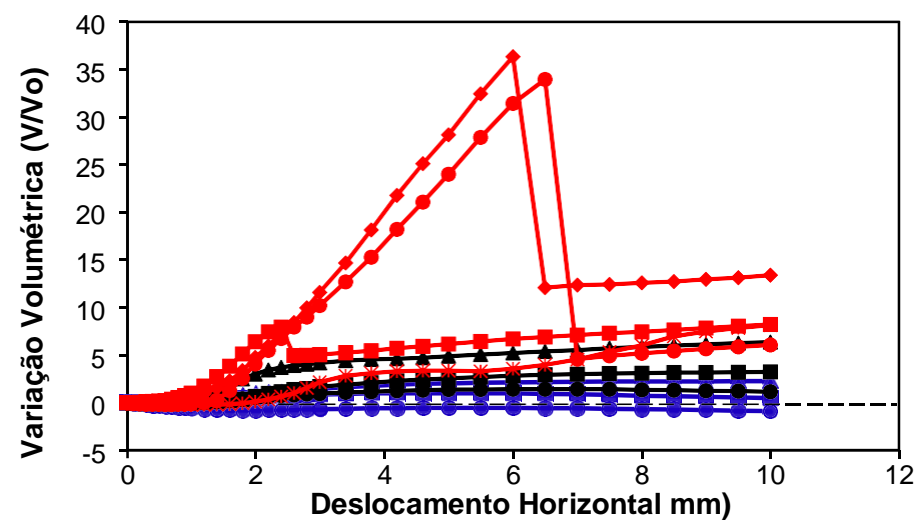
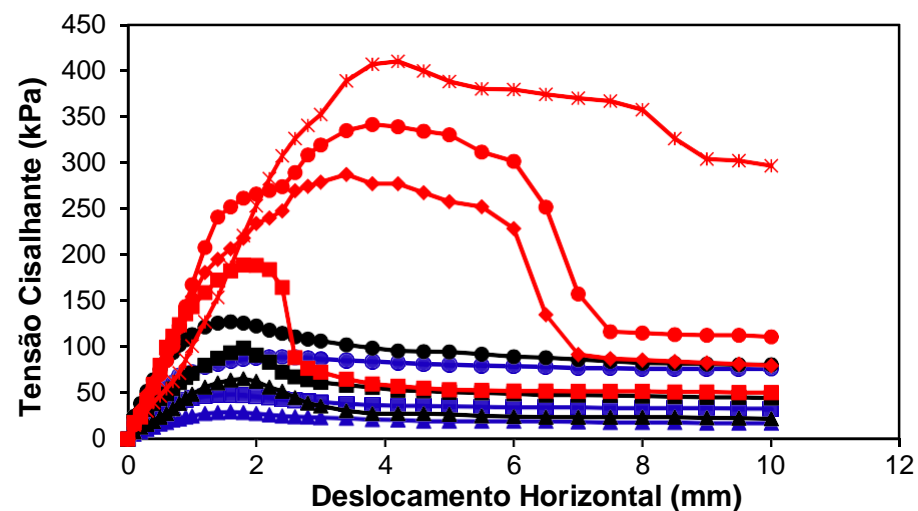
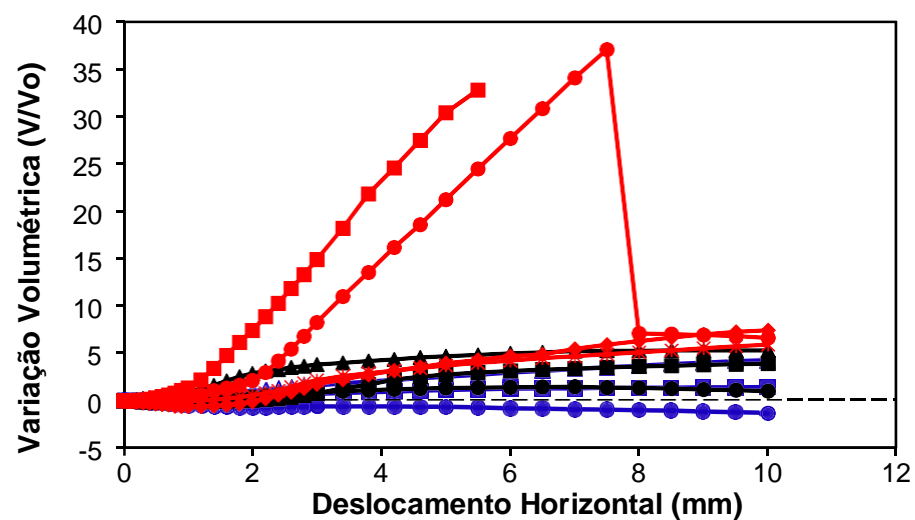
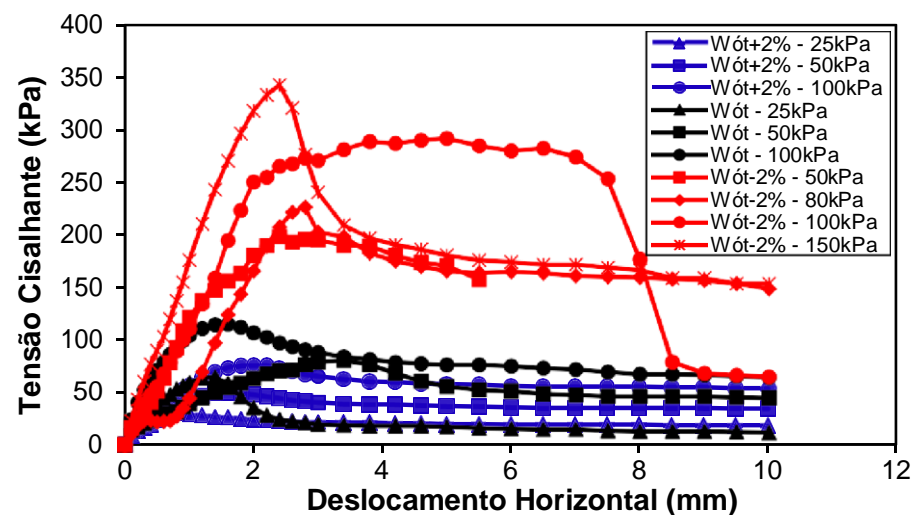


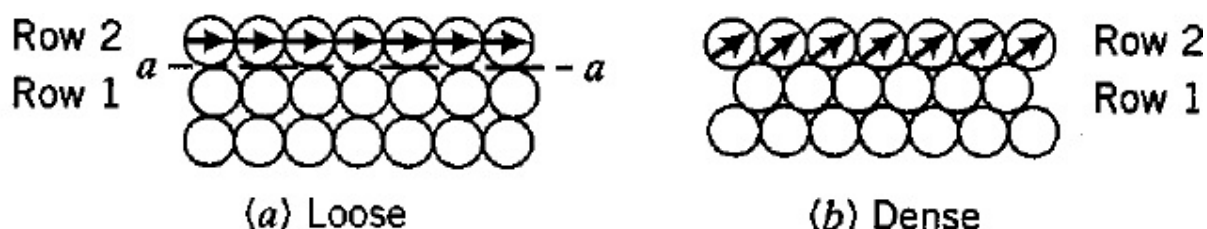
Figura 4.17 – Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e variação volumétrica X deslocamento para o solo TR
 Figura 4.18 – Curvas tensão cisalhante *versus* deslocamento horizontal e variação volumétrica X deslocamento para o solo RS



De uma forma geral, a variação volumétrica diminui com o acréscimo do teor de umidade e o incremento da tensão normal aplicada, salvo algumas situações. Nos solos CB e TR a variação volumétrica para a tensão de 100 kPa é maior do que para a tensão de 80 kPa e no solo RS a tensão de 50 kPa apresentou a menor variação. Os ensaios realizados na tensão normal de 50 kPa e condição Wótima-2% para os solos PE, CB e TR foram interrompidos devido à alta dilatação. Isso ocorreu, provavelmente, devido à resistência que o solo apresenta à força tangencial aplicada, quando submetido à baixas tensões normais. O ganho na rigidez, devido à perda de umidade também se aplica nesse caso. O efeito do embricamento, também chamado de “interlocking”, apresentado na Figura 4.19, sintetiza esse fenômeno. No caso de solos densos, semelhante aos ensaios aqui realizados, é necessário um trabalho adicional para superar o embricamento (intertravamento) entre as partículas, causando essa expansão volumétrica (dilatância) durante a realização do ensaio de cisalhamento.

Na condição úmida (Wótima+2%), as amostras ensaiadas nas tensões de 25 kPa e 50 kPa apresentaram dilatação, enquanto que para uma tensão maior (100 kPa) houve redução de volume, destacando o solo CB que apresentou a maior redução dentre os materiais em estudo. Para a condição ótima, os solos PE e CB apresentaram dilatação, com exceção da tensão de 100 kPa que apresentou inicialmente redução de volume. O mesmo ocorre para os solos TR e RS, porém essa redução de volume inicial ocorre nas tensões de 50 kPa e 100 kPa. Todas as amostras ensaiadas na condição Wótima-2% apresentaram redução de volume inicial e posterior dilatação.

Figura 4.19 – Embricamento ou “Interlocking”



Fonte: Gerscovich (2010)

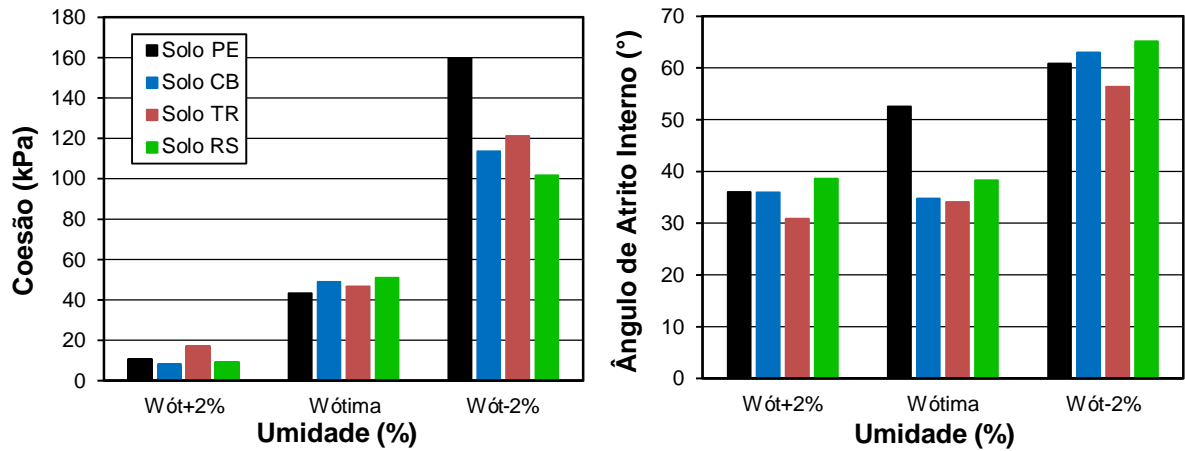
A Tabela 4.11 apresenta os parâmetros de resistência (intercepto coesivo e ângulo de atrito interno) obtidos nos ensaios de cisalhamento direto para cada

condição em estudo. Os valores de coesão dos solos aumentam com a perda de umidade (aumento da sucção), evidenciando a influência do teor de umidade neste parâmetro, como é possível observar no gráfico de barras apresentado na Figura 4.20. Para os valores de ângulo de atrito interno não se observa o mesmo comportamento. Os ângulos dos solos PE e TR seguem a mesma tendência de comportamento da coesão, crescendo com a perda de umidade, porém nos solos CB e RS, os valores dos ângulos na condição úmida são superiores aos da condição ótima, mas ainda bastante inferiores à condição Wótima-2%. O solo TR apresentou o menor ângulo de atrito interno em todas as condições, ou seja, quando submetido à altas tensões normais é o solo que apresenta a menor resistência ao cisalhamento.

Tabela 4.11 – Parâmetros de resistência obtidos no ensaio de cisalhamento direto para os solos em estudo

Solo	Umidade	Coesão (kPa)	Ângulo de Atrito Interno (°)
Solo PE	Wótima+2%	10,25	36,04
	Wótima	43,35	52,56
	Wótima-2%	159,89	60,79
Solo CB	Wótima+2%	7,75	35,94
	Wótima	48,85	34,80
	Wótima-2%	113,60	63,00
Solo TR	Wótima+2%	16,90	30,92
	Wótima	46,65	34,11
	Wótima-2%	121,16	56,38
Solo RS	Wótima+2%	8,85	38,65
	Wótima	50,95	38,33
	Wótima-2%	101,72	65,18

Figura 4.20 – Comparação entre os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno



As envoltórias de ruptura dos solos PE, CB, TR e RS são apresentadas nas Figuras 4.21, 4.22, 4.23 e 4.24, respectivamente. De um modo geral, observando a envoltória de cada um dos solos, nota-se que para um mesmo valor de tensão normal aplicada, o valor da tensão cisalhante máxima aumenta com o decréscimo do teor de umidade (secagem). Esse comportamento já era esperado, pois com o decréscimo da umidade, há um acréscimo da sucção, acarretando em um ganho na resistência ao cisalhamento dos materiais.

Figura 4.21 – Envoltórias de ruptura do solo PE para os teores de umidade ensaiados

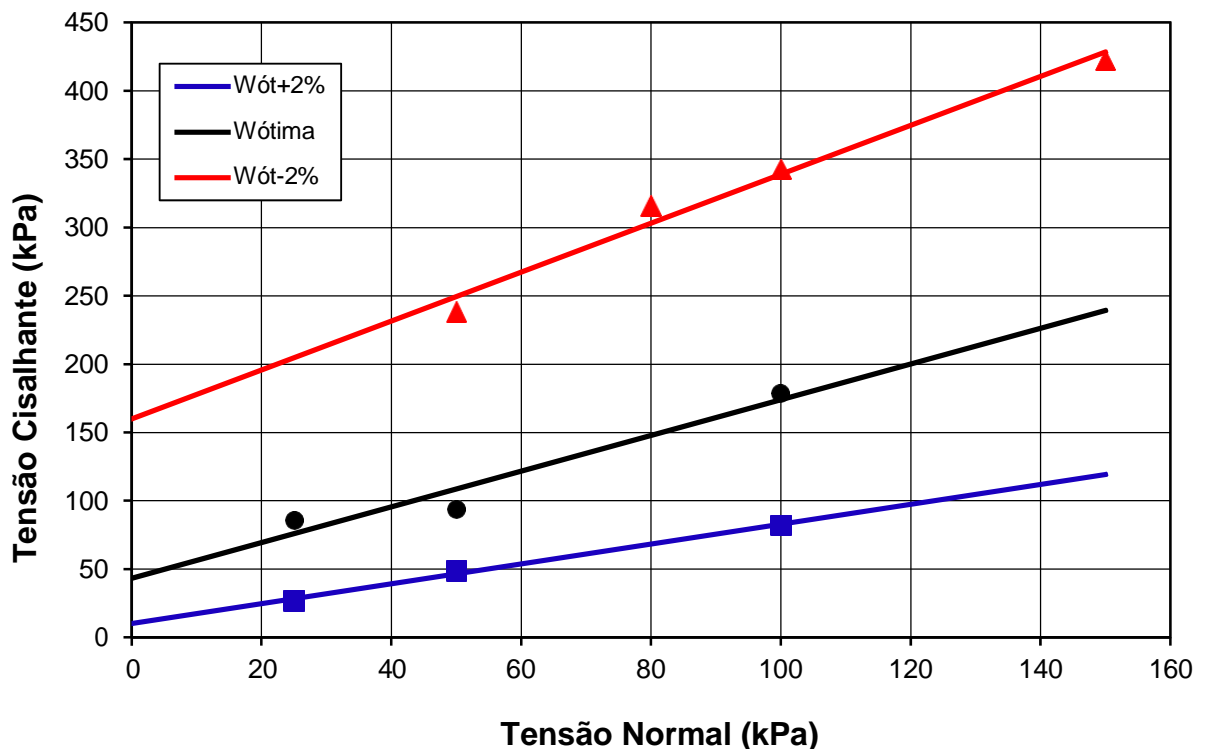


Figura 4.22 – Envoltórias de ruptura do solo CB para os teores de umidade ensaiados

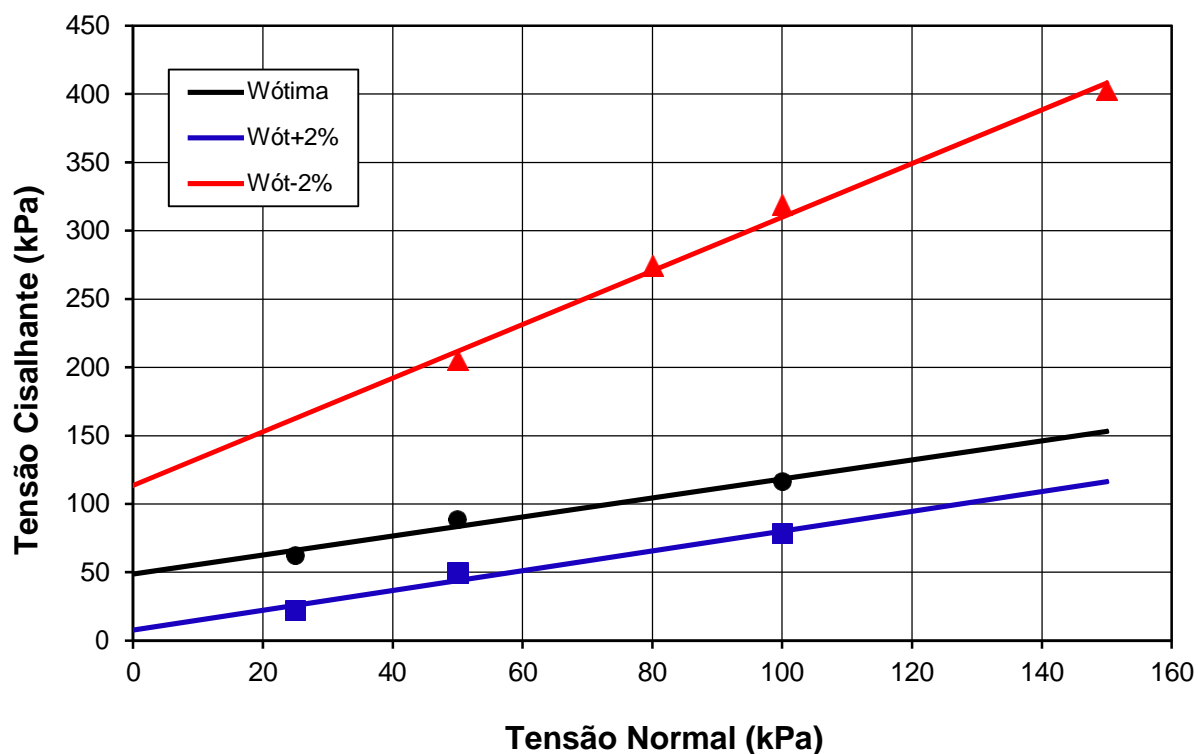


Figura 4.23 – Envoltórias de ruptura do solo TR para os teores de umidades ensaiados

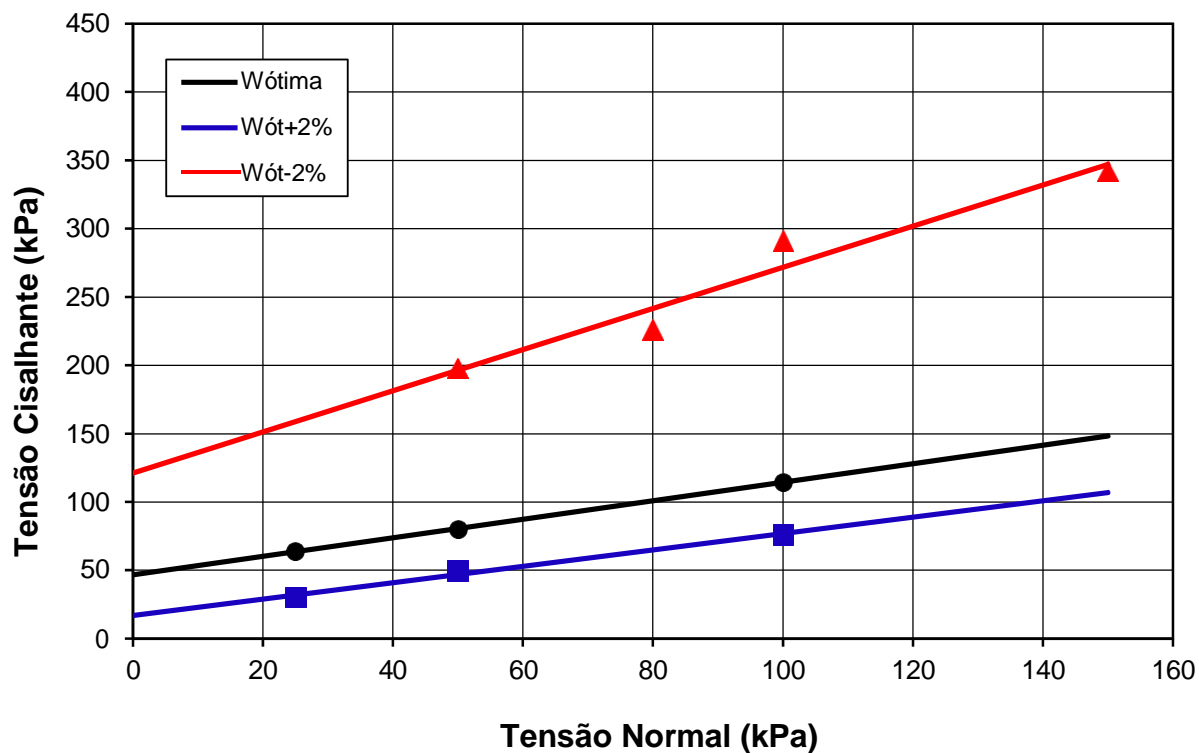
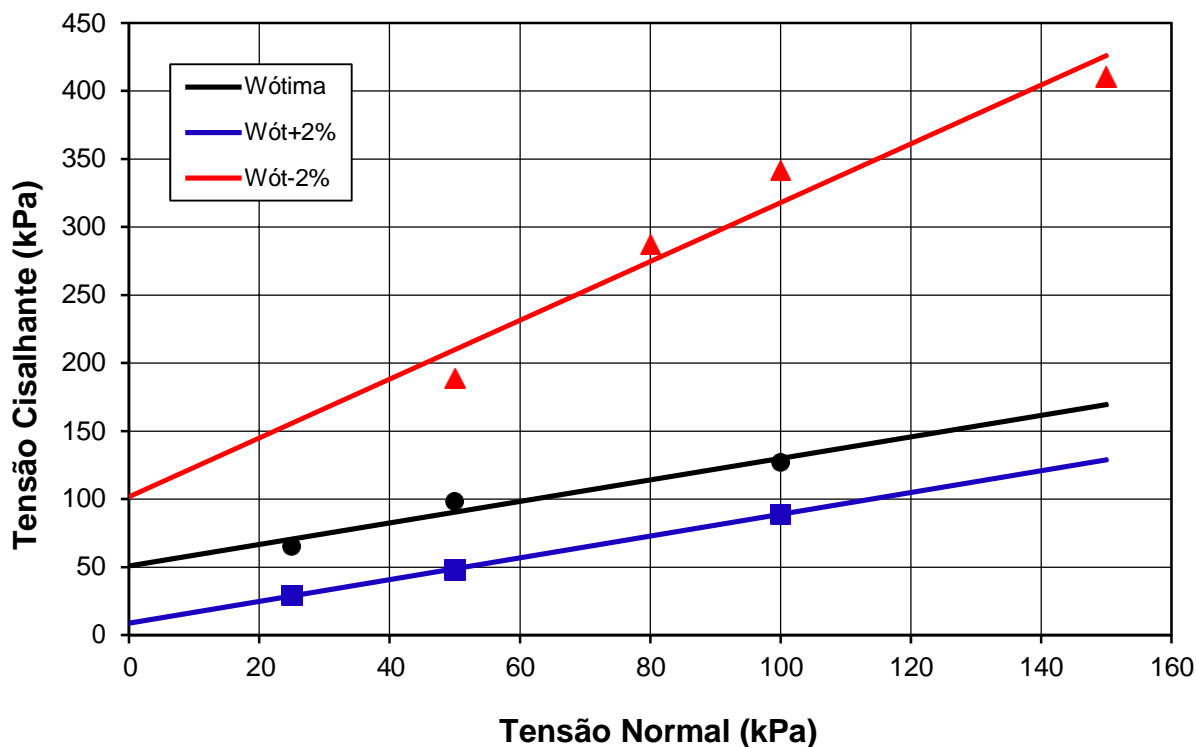


Figura 4.24 – Envolvórias de ruptura do solo RS para os teores de umidades ensaiados



Com a finalidade de comparar as envoltórias de ruptura dos solos em estudo, adotou-se uma faixa de tensões normais atuantes variando de 50 à 120 kPa, pois trata-se de solos estudados para emprego como subleito rodoviário.

Assim, analisando as envoltórias apresentadas e os apêndices A, B e C, observa-se que o solo PE apresenta a maior resistência ao cisalhamento dos solos em estudo para as condições ótima e ótima-2% (trajetória de secagem). Verifica-se a influência da sucção do solo, pois dentre os materiais, o solo PE foi o que apresentou o maior valor de sucção para a umidade ótima de compactação. Para as mesmas condições, os solos CB e RS apresentam comportamentos semelhantes, com um leve desempenho superior do solo RS. Na condição úmida (Wótima+2%) o solo com melhor resistência ao cisalhamento foi o solo RS. Uma possível explicação seria o fato de que o solo RS foi o material que apresentou a menor variação no parâmetro sucção quando submetido à umedecimento. O solo TR apresentou o pior desempenho em relação à resistência ao cisalhamento em todas condições.

4.8 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Os módulos de resiliência dos solos estudados foram obtidos por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas, nas condições de umidade ótima, conforme metodologia descrita no Capítulo 3. A Tabela 4.12 apresenta as características de compactação das amostras utilizadas neste ensaio.

A partir da análise dos resultados da caracterização, verificou-se que os solos em estudo apresentam comportamento laterítico, com distribuição granulométrica contemplando as diversas frações granulométricas existentes. Assim, as análises aqui apresentadas englobam alguns dos diversos modelos de obtenção do módulo de resiliência apresentados na revisão de literatura, no Capítulo 2 do presente trabalho.

Tabela 4.12 – Características de compactação das amostras para o ensaio triaxial de cargas repetidas

Solo	Amostra	w (%)	y_d (kg/m ³)	GC (%)
Solo PE	PE01	17,3	1710	98,3
	PE02	16,9	1715	98,6
Solo CB	CB01	28,7	1443	98,1
	CB02	28,6	1458	99,1
Solo TR	TR01	14,5	1759	98,4
	TR02	15,1	1767	98,9
Solo RS	RS01	19,7	1617	98,2
	RS02	19,5	1664	101,0

Os modelos utilizados foram em função da tensão confinante (Equação 2.4), do invariante de tensões (Equação 2.5), da tensão desvio (Equação 2.6) e do estado de tensões (modelo composto), apresentado na Equação 2.7. Como visto anteriormente, os modelos citados foram escolhidos por serem comumente utilizados na análise do módulo de resiliência de solos semelhantes aos em estudo. O parâmetro utilizado para análise dos quatro modelos adotados foi o coeficiente de determinação (R^2). As regressões foram calculadas a partir do número de pares de tensões que a amostra suportou sem sofrer grandes deformações. Para os solos PE, CB e TR foram obtidos quatorze pontos, correspondente aos primeiros quatorze pares de tensões

presentes na norma DNIT-ME 134/2010. O solo RS atingiu um estágio de tensões mais avançado, utilizando dezessete pares de tensões para sua regressão.

As Tabelas 4.13 e 4.14 apresentam os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 obtidos para cada modelo analisado, bem como o coeficiente de determinação R^2 de cada amostra ensaiada.

Tabela 4.13 – Parâmetros dos modelos em função da tensão confinante (σ_3) e das tensões principais (θ)

Solo	Amostra	$M_R=k_1\sigma_3^{k_2}$			$M_R=k'_1\theta^{k'_2}$		
		k_1	k_2	R^2	k'_1	k'_2	R^2
Solo PE	01*	157,38	0,11	0,19	121,08	0,05	0,04
	02*	256,11	0,15	0,68	194,64	0,13	0,50
	01+02	200,76	0,13	0,11	153,52	0,09	0,05
Solo CB	01*	92,46	0,12	0,21	69,21	0,05	0,04
	02*	44,82	-0,01	0,00	41,37	-0,07	0,07
	01+02	64,38	0,05	0,02	53,51	-0,01	0,00
Solo TR	01*	633,02	0,50	0,90	262,48	0,44	0,72
	02*	442,83	0,35	0,70	224,61	0,26	0,41
	01+02	529,45	0,43	0,76	242,81	0,35	0,54
Solo RS	01**	398,53	0,50	0,82	178,10	0,49	0,80
	02**	428,78	0,47	0,93	196,58	0,45	0,86
	01+02	413,38	0,49	0,83	187,12	0,47	0,78

*Ensaio resistiram até o par de tensões de 0,1029MPa-0,2068MPa.

**Ensaio resistiram até o penúltimo par de tensões.

Analisando os resultados, nota-se que de maneira geral, o modelo composto proposto por Macêdo (1996) apresentou o melhor desempenho, pois leva em consideração tanto a tensão confinante quanto a tensão desvio atuante (como variáveis independentes). Devido ao seu melhor desempenho, as análises seguintes se baseiam nos resultados desse modelo, considerando os parâmetros k_1 , k_2 e k_3 obtidos na regressão não linear múltipla do conjunto de pontos das duas amostras (01+02) ensaiadas para cada solo. Optou-se por considerar os parâmetros do conjunto, mesmo resultando em um R^2 menor, com a intuito de eliminar erros em

relação à real rigidez do material, quando avaliado somente o resultado de uma amostra.

Tabela 4.14 – Parâmetros dos modelos em função da tensão desvio (σ_d) e do modelo composto proposto por Macêdo (1996)

Solo	Amostra	$M_R=k_1\sigma_d^{k_2}$			$M_R=k_1\sigma_3^{k_2}\sigma_d^{k_3}$			
		k1	k2	R ²	k1	k2	k3	R ²
Solo PE	01*	102,84	-0,04	0,03	177,99	0,330	-0,224	0,76
	02*	187,79	0,06	0,17	255,44	0,202	-0,064	0,77
	01+02	138,97	0,01	0,00	216,02	0,254	-0,131	0,20
Solo CB	01*	57,28	-0,05	0,05	103,80	0,365	-0,257	0,87
	02*	33,89	-0,12	0,30	51,74	0,236	-0,245	0,61
	01+02	44,05	-0,08	0,06	76,37	0,311	-0,252	0,30
Solo TR	01*	248,47	0,24	0,32	778,08	0,682	-0,137	0,94
	02*	187,74	0,09	0,07	515,41	0,613	-0,262	0,97
	01+02	215,98	0,17	0,17	624,31	0,644	-0,202	0,89
Solo RS	01**	214,95	0,36	0,59	544,52	0,487	0,157	0,77
	02**	222,66	0,31	0,55	452,23	0,498	-0,010	0,94
	01+02	218,77	0,33	0,54	484,39	0,488	0,065	0,80

*Ensaio resistiram até o par de tensões de 0,1029MPa-0,2068MPa.

**Ensaio resistiram até o penúltimo par de tensões.

As Figuras 4.25, 4.26, 4.27 e 4.28 apresentam os gráficos tridimensionais obtidos para o modelo composto dos solos PE, CB, TR e RS, respectivamente. Observando os gráficos é possível visualizar o comportamento elástico não linear dos solos, evidente pela superfície irregular definida pelos módulos de resiliência a partir dos estados de tensões adotados por norma.

As representações gráficas para os solos PE, CB e TR possuem formatos semelhantes, diferenciando apenas pelo valor de MR máximo. Os valores positivos do parâmetro k2 indicam que com o incremento da tensão confinante há um aumento no módulo de resiliência. Efeito esse que não ocorre com o incremento da tensão desvio, devido aos valores negativos de k3. O único material que apresentou comportamento distinto, foi o solo RS, em que o parâmetro k3 é positivo, ou seja, com o acréscimo da tensão desvio, o módulo resiliente aumenta.

Figura 4.25 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo PE

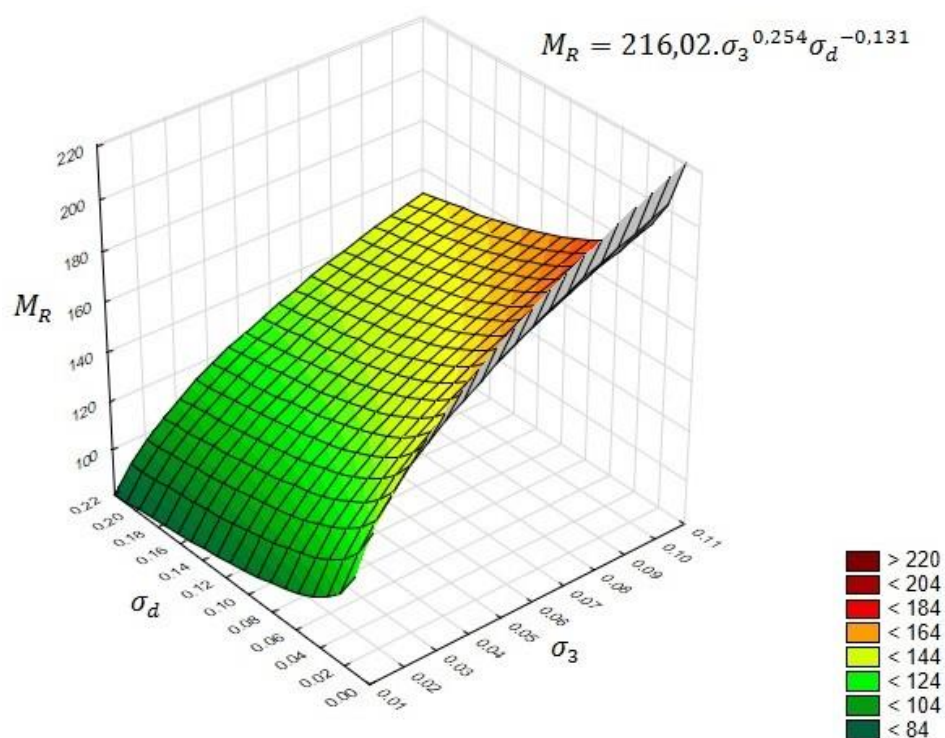


Figura 4.26 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo CB

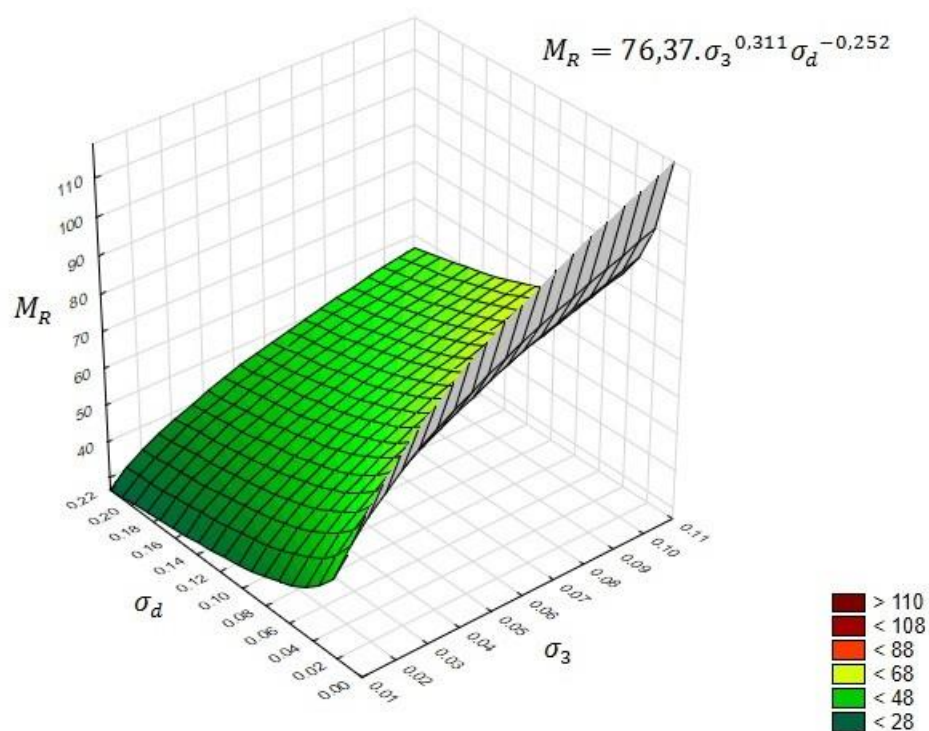


Figura 4.27 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo TR

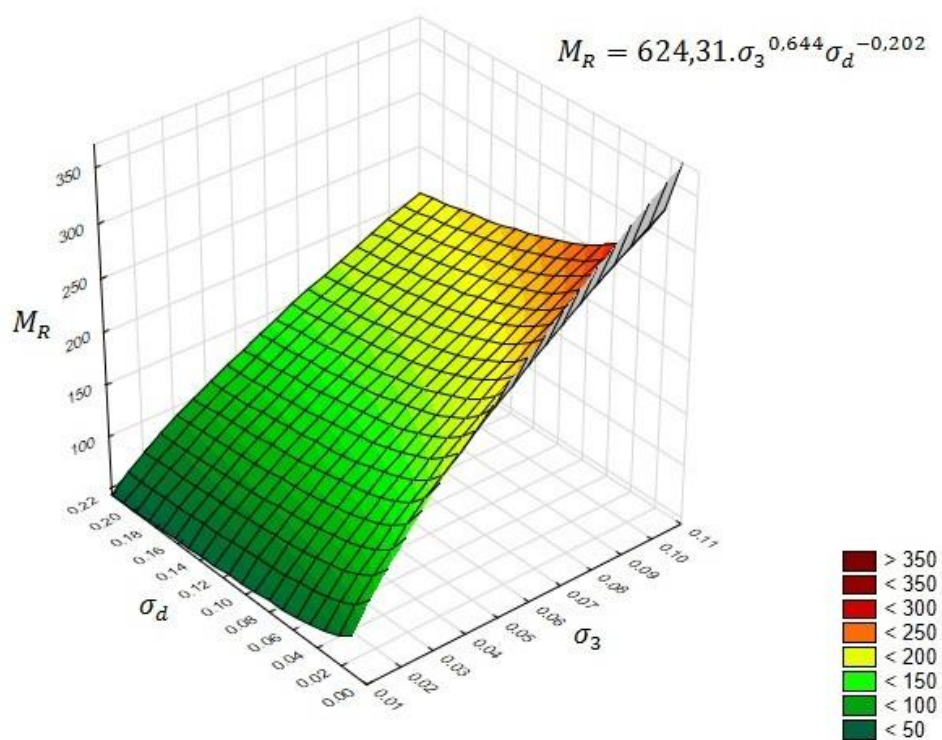
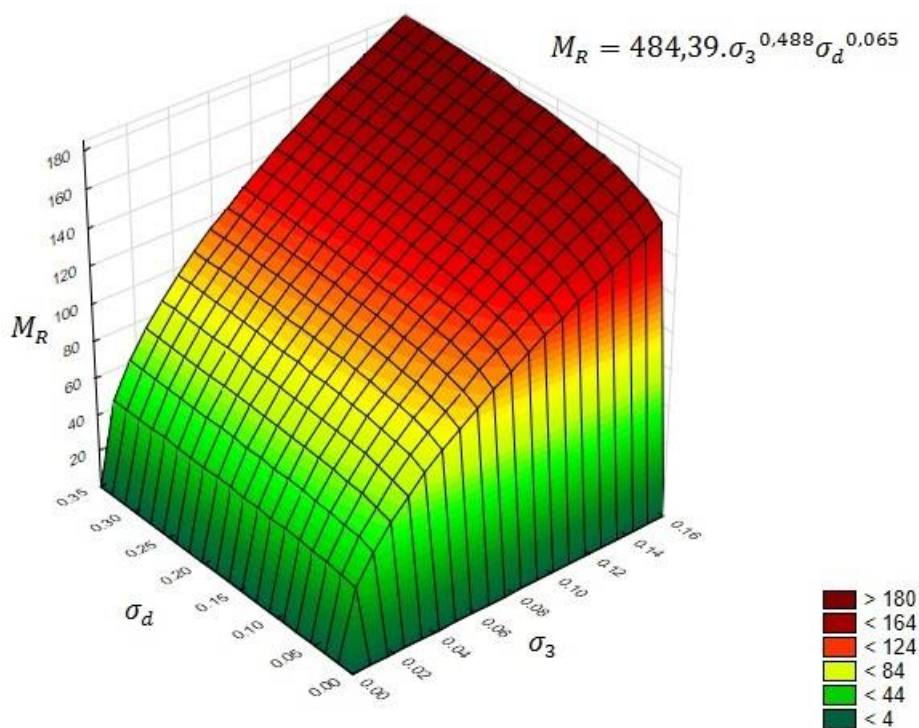


Figura 4.28 – Gráfico tridimensional do modelo composto para o solo RS



Analisando os resultados obtidos nos ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência, verifica-se que para um mesmo par de tensões, o solo TR apresenta o maior módulo dentre os solos analisados. Uma possível explicação seria o fato de que o solo TR é o material com maior porcentagem de fração areia, e como visto anteriormente, o modelo não linear obtido para o mesmo mostra uma influência maior da tensão confinante (acréscimo do MR) do que da tensão desvio. Como visto nos resultados dos ensaios de caracterização, os solos PE e RS apresentam granulometria similar com cerca de 57% de fração fina, divergindo em relação ao teor de argila presente. Por apresentar um teor de argila de aproximadamente 35% o solo PE apresenta módulo resiliente próximo ao do solo TR, enquanto que o solo RS (teor de argila de 41%) apresenta módulo inferior. O solo CB, material com maior porcentagem de argila, apresenta o menor módulo de resiliência dos solos em estudo, para um mesmo par de tensões.

Segundo a classificação resiliente desenvolvida por Preussler e Pinto (1982), que leva em consideração as características resilientes dos materiais, os quatro solos em estudo são considerados solos finos e se enquadram no grupo Tipo I, representando materiais de bom comportamento quanto à resiliência como subleito e reforço de subleito, podendo até ser utilizado como camada de sub-base.

Em termos gerais, o comportamento elástico dos solos estudados apresentou melhor modelagem através do modelo composto, que leva em consideração o estado de tensões atuante no material. No que diz respeito à aplicação dos solos como subleito rodoviário, os mesmos obtiveram módulos de resiliência compatíveis com o esperado para materiais empregados na fundação de um pavimento, levando em consideração suas características físicas e mecânicas.

4.9 COMENTÁRIOS FINAIS

Devido à quantidade de dados obtidos, acreditou-se ser de grande valia a síntese dos resultados, expostos nessa seção.

A Tabela 4.15 apresenta um resumo de todos os parâmetros encontrados, para cada um dos solos adotados nesta pesquisa.

Tabela 4.15 – Síntese dos resultados obtidos

Parâmetros		Solo PE	Solo CB	Solo TR	Solo RS
y _c (kN/m ³)		25,64	28,09	25,54	25,75
Limite de Liquidez (%)		41	56	39	47
Limite de Plasticidade (%)		18	25	20	29
Índice de Plasticidade (%)		23	31	19	18
#200 (%)		57	87	43	55
Classificação SUCS		CL	CH	SC	CL
Classificação TRB		A-7-6	A-7-6	A-6	A-7-6
Classificação MCT		LG'	LG'	LG'	LG'
Classificação MCT-M		LA'G'	TG'	LG'	LA'G'
Classificação Resiliente		Tipo I	Tipo I	Tipo I	Tipo I
Wótima (%)	EN	17,1	28,7	15,1	19,9
	EI	16,9	27,4	12,6	19,2
	EM	14,4	23,6	11,8	16,3
y _d máx (kg/m ³)	EN	1740	1471	1787	1647
	EI	1805	1608	1974	1792
	EM	1981	1731	2026	1861
ISC com imersão (%)	EN	10	10	14	16
	EI	11	18	24	21
	EM	25	23	26	29
ISC sem imersão (%)		17	10	21	16
Expansão (%)	EN	0,27	0,24	0,27	0,18
	EI	0,22	0,1	0,21	0,14
	EM	0,35	0,25	0,91	0,06
Permeabilidade - k (cm/s)	EN	2,69E-07	2,20E-07	5,29E-07	2,76E-07
	EI	1,71E-07	8,07E-08	1,49E-07	9,89E-07
	EM	9,24E-08	3,21E-08	9,99E-08	6,36E-08
Sucção (kPa)	Wót+2%	140	10	10	6
	Wót	420	14	16	7
	Wót-2%	530	280	1620	70
Resistência ao cisalhamento	Wót+2%	10,25	7,75	16,90	8,85
	φ	36,04	35,94	30,92	38,65
	Wót	43,35	48,85	46,65	50,95
	φ	52,56	34,80	34,11	38,33
	Wót-2%	159,89	113,60	121,16	101,72
	φ	60,79	63,00	56,38	65,18
Módulo de Resiliência (MPa)	k1	216,02	76,37	624,31	484,39
	k2	0,254	0,311	0,644	0,488
	k3	-0,131	-0,252	-0,202	0,065

De acordo com o sistema de classificação universal – SUCS, os solos PE e RS foram classificados como argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade (CL), o solo CB foi designado como argila inorgânica de alta plasticidade (CH) e o solo TR como areia argilosa (SC). O sistema classificatório TRB, enquadrou os solos em estudo entre os grupos A-6 e A-7-6, indicando materiais que não apresentam bom comportamento como subleito rodoviário. Em relação à plasticidade, os quatro solos foram caracterizados como altamente plásticos. No que diz respeito ao peso específico real dos grãos, os mesmos apresentaram valores consistentes com a mineralogia de cada material.

Segundo a classificação MCT, os quatro materiais apresentaram comportamento laterítico argiloso (LG'), apresentando alta capacidade suporte, baixa permeabilidade e baixa expansão. Nogami e Villibor (1981) afirmam que, quando compactados adequadamente, solos com classificação semelhante apresentam ótimo comportamento como subleito, evidenciando a importância da classificação MCT no que se refere à solos tropicais.

Observando os valores de CTC, obtidos na análise química, os argilominerais que constituem os solos pertencem ao grupo das caulinitas, considerados argilominerais não expansíveis. Em relação à permeabilidade, todos os materiais apresentaram baixíssimo coeficiente de permeabilidade, o qual é inversamente proporcional ao teor de argila e a energia de compactação. Em ambos casos, os resultados corroboraram as características apresentadas para solos LG', de acordo com a sistemática MCT.

Os solos em estudo apresentaram valores de ISC compatíveis com o esperado, variando entre 10% para os solos PE e CB, 14% para o solo TR e 16% para o solo RS, considerando a energia de compactação Proctor Normal por se tratar de solos para subleito. Em relação às demais energias de compactação, observou-se que aumentando o nível de energia, há um acréscimo nos valores de ISC, como já era previsto.

Nos ensaios realizados sem a fase de imersão, observou-se uma mudança de comportamento dos solos PE e TR quando submetidos à saturação. Já os solos CB e RS não apresentaram alterações em sua resistência empírica.

Os ensaios de expansão apresentaram valores pouco expressivos, inferiores à 1%, valores estes esperados, devido ao comportamento laterítico dos solos, bem como do argilomineral caulinita presente na composição dos mesmos.

As curvas características apresentaram formato bimodal (Duplo “S”), típico de solos com comportamento laterítico, com exceção do solo PE, com características próximas de uma curva unimodal. As curvas de retenção dos demais solos apresentaram pontos de entrada de ar (VEA) bem definidos, com destaque para o solo TR onde o patamar, característico deste tipo de curva, se apresentou horizontal e delimitado. Devido à semelhança das curvas características, para valores elevados de sucção (acima de 10000 kPa), a diferença entre os materiais se torna mais perceptível na zona de macroestrutura.

Em relação às trajetórias de secagem e umedecimento, o solo PE apresentou uma sucção de 420 kPa na umidade ótima (17,1%), 140 kPa com o acréscimo de 2% (19,1%) e 530 kPa com a redução desse valor (15,1%). O solo CB com teor ótimo de 28,7% apresentou um valor de sucção de 14 kPa, decrescendo para 10 kPa com o acréscimo de 2% (30,7%) e chegando à 280 kPa quando ocorre redução de 2% na umidade ótima (26,7%). A influência mais significativa é perceptível nos valores obtidos para o solo TR, onde na umidade ótima (15,1%) o mesmo apresenta sucção de 16 kPa, com redução de 10 kPa para um decréscimo de 2% (13,1%) e um aumento relevante da sucção, atingindo o valor de 1620 kPa, para a condição úmida (17,1%). O solo RS apresentou a menor variabilidade, com valores de sucção entre 6 kPa para a condição úmida (21,9%), 7 kPa para a umidade ótima (19,9%) e 70 kPa com a redução de 2% nesse valor (17,9%).

Os valores mais significativos foram observados com a redução de 2% no teor de umidade, com exceção do solo PE, onde a variação ocorreu em ambas situações. Uma possível explicação seria a singularidade de sua curva característica.

No âmbito da resistência ao cisalhamento, com o incremento da tensão normal houve um acréscimo da tensão de cisalhamento, para as três condições estudadas. O mesmo ocorreu com a redução do teor de umidade.

Nas condições ótima e úmida ($W_{ót}+2\%$) as curvas tensão-deformação apresentaram leves picos, ao contrário dos solos na condição seca ($W_{ót}-2\%$) onde esses picos se apresentaram bastante nítidos. Isso é explicado pelo ganho de resistência e rigidez que o material sofre com a redução da umidade e consequentemente aumento da sucção.

A variação volumétrica apresentou redução com o acréscimo de umidade e incremento da tensão normal, salvo algumas situações. Para os solos PE, CB e TR os ensaios realizados nas amostras impostas à trajetória de secagem e tensão normal

de 50 kPa foram interrompidos devido à alta dilatação. Como os ensaios foram realizados em solos densos, o trabalho necessário para superar o intertravamento das partículas acabou causando essa expansão volumétrica.

O intercepto coesivo aumentou com a perda de umidade, devido ao acréscimo no valor da sucção. O mesmo não ocorreu para todos os valores de ângulo de atrito interno, variando de um solo para o outro.

Levando em consideração uma faixa de tensões normais atuantes em subleitos rodoviários, se observou que o solo TR apresentou o pior comportamento à resistência dentre os solos estudados. Em contrapartida, verificou-se a superioridade do solo PE nas condições ótima e seca ($W_{ót}-2\%$), evidenciando a influência da sucção na propriedade de resistência ao cisalhamento dos solos em estudo.

Como já era esperado, o modelo que melhor caracterizou a deformabilidade dos solos foi o modelo composto, pois como os solos em estudo apresentaram distribuições granulométricas contemplando as diversas frações, o modelo que considera ambas tensões seria o mais adequado.

Os solos PE, CB e TR apresentaram modelos com comportamento semelhante, onde os valores positivos do parâmetro k_2 , indicam um acréscimo no módulo de resiliência com a tensão confinante. Esse efeito não ocorre com o incremento da tensão desvio, devido aos valores negativos de k_3 . O único material com comportamento distinto, foi o solo RS, onde além da influência da tensão confinante, o módulo de resiliência aumenta com a tensão desvio.

A granulometria dos materiais apresentou influência nos resultados de módulo de resiliência, pois para um mesmo par de tensões, o solo TR (mais arenoso) apresentou o maior módulo de resiliência dentre os solos estudados enquanto que o solo CB (mais argiloso) apresentou o menor valor de MR.

No geral, os módulos de resiliência obtidos foram compatíveis com o esperado para solos usualmente empregados como subleito rodoviário, levando em consideração o comportamento global de cada material.

Assim, observando os resultados obtidos a partir dos ensaios laboratoriais, é possível afirmar que os quatro solos em estudo atendem os requisitos mínimos e estão aptos para o emprego como subleito rodoviário.

5 ANÁLISE MECANICISTA

Neste capítulo são analisados e discutidos os resultados da análise mecanicista proposta, realizada com base nas características mecânicas dos solos em estudo apresentadas no Capítulo 4. Como os materiais alvos da pesquisa são solos usualmente empregados como subleitos rodoviários, o objetivo principal dessa análise consiste em avaliar, com o auxílio de programas computacionais, a resposta em termos de resistência e deformabilidade dos quatro solos em estudo, quando aplicados na fundação de pavimentos típicos utilizados no estado do Rio Grande do Sul.

Inicialmente são apresentadas as estruturas dimensionadas através do método de dimensionamento utilizado atualmente pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT para pavimentos flexíveis. Na sequência são apresentadas as análises mecanicistas em relação à deformabilidade, realizadas em função do módulo de resiliência, relevante parâmetro no estudo da deformabilidade dos solos empregados em subleitos rodoviários. Com o auxílio dos softwares AEMC - SisPav e AASHTOWare Pavement ME Design, foram analisados o desempenho das estruturas dimensionadas, a importância do módulo de resiliência no dimensionamento dessas estruturas e o tempo de vida útil das mesmas em relação aos principais mecanismos de ruptura encontrados em pavimentos flexíveis. As tensões de cisalhamento atuantes na estrutura, obtidas por meio do AEMC, foram comparadas com as envoltórias de ruptura determinadas em laboratório, avaliando assim o comportamento dos solos em relação à resistência ao cisalhamento. Por fim, uma análise complementar é apresentada, simulando a utilização dos solos em estudo como subleito de pavimentos de baixo volume de tráfego, prevendo fatores de segurança e comparando valores admissíveis em obras geotécnicas.

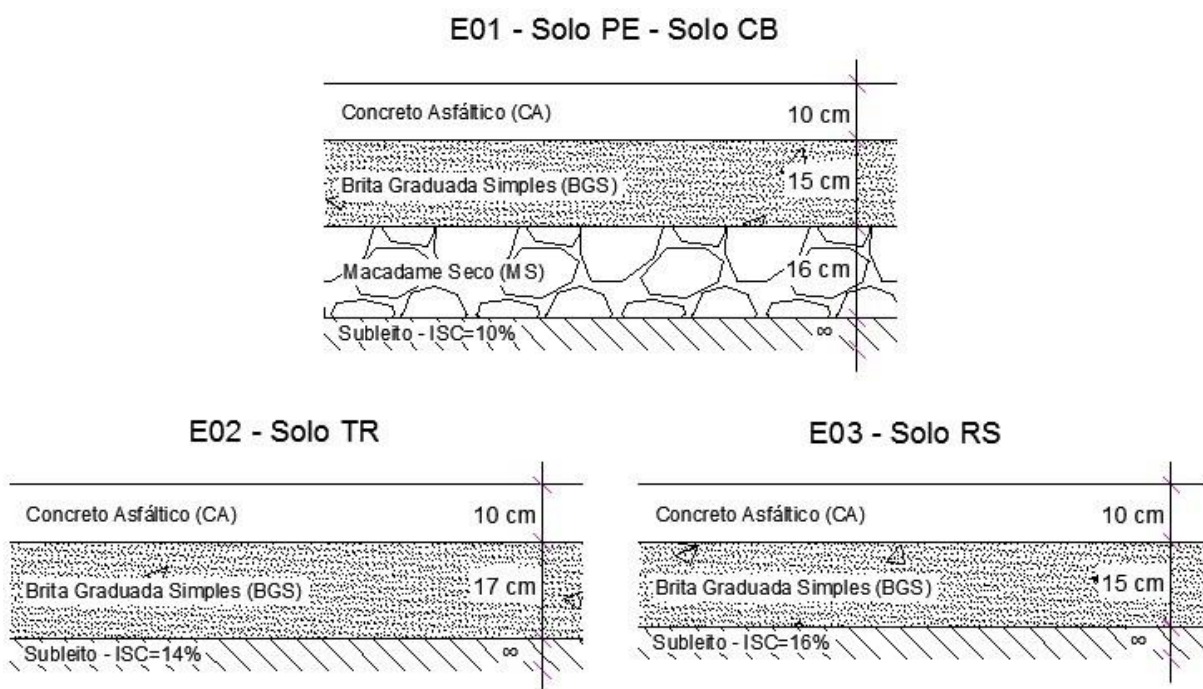
5.1 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

Atualmente, o método de dimensionamento para pavimentos flexíveis novos vigente no Brasil é o método do ISC, desenvolvido na década de 20 no estado da Califórnia – EUA e adaptado aqui pelo Eng. Murilo Lopes de Souza nos anos 60. De acordo com o método, a estrutura do pavimento como um todo é dimensionada a partir

do valor de Índice de Suporte Califórnia do material empregado no subleito, sem levar em consideração as características mecânicas das demais camadas.

Assim, seguindo a metodologia apresentada anteriormente e em posse dos valores de ISC obtidos em laboratório, foram dimensionadas estruturas compatíveis com a resistência semi-empírica (ISC) de cada um dos solos em estudo empregados no subleito. A partir do número de solicitações admissíveis (N) de projeto, neste caso de $2,5 \times 10^7$, e observando a Tabela 3.6 foi possível definir a espessura da camada de revestimento (R). As demais camadas foram dimensionadas em função das Equações 3.4 e 3.5 e dos coeficientes de equivalência estrutural apresentados na Tabela 3.7. Em alguns casos, a espessura da camada obtida foi inferior ao mínimo presente em norma, sendo assim adotado o valor mínimo. A Figura 5.1 ilustra as três estruturas dimensionadas.

Figura 5.1 – Estruturas dimensionadas a partir do método de dimensionamento do DNIT



A estrutura E01 foi dimensionada para um ISC de 10%, referente aos solos PE e CB e é composta de 10 cm de concreto asfáltico (CA), 15 cm de brita graduada simples (BGS) e 16 cm de macadame seco (MS). A estrutura E02 foi dimensionada para o solo TR, com ISC de 14% e é composta de 10 cm de camada de revestimento

(CA) e 17 cm de base granular (BGS). A estrutura E03 (ISC=16%) é semelhante à estrutura E02, diferenciando apenas pela espessura da camada de base, cerca de 15 cm de brita graduada simples. Tanto a estrutura E02 quanto a estrutura E03 não apresentam camada de sub-base.

Tal como as análises em relação à deformabilidade, as análises em relação à resistência ao cisalhamento foram realizadas com base nas estruturas aqui apresentadas.

5.2 DEFOMABILIDADE

O módulo de resiliência é o parâmetro que caracteriza a capacidade de deformação de determinado material, quando submetido à carregamentos cíclicos, sem sofrer deformações permanentes. Apesar de não ser considerado no dimensionamento de pavimentos flexíveis novos, segundo as diretrizes presentes no Método do DNIT, é de conhecimento geral a importância desse parâmetro no desempenho do pavimento ao longo de sua vida útil de projeto. Esse desempenho está associado ao nível de degradação das estruturas, em especial à ocorrência dos principais mecanismos de ruptura observados em pavimentos flexíveis: o trincamento por fadiga e a deformação permanente.

Assim, com o intuito de analisar o desempenho dos pavimentos dimensionados através do método adotado pelo DNIT e verificar a influência do módulo de resiliência nestas estruturas, foram utilizados dois programas computacionais que permitem uma visão geral da resposta mecânica de determinado pavimento (tensões, deformações e deflexões) quando submetido à ação do tráfego de veículos.

Para ambas análises, partiu-se do princípio básico que as estruturas dimensionadas por meio do método do DNIT, não sofrerão ruptura por deformação permanente.

5.2.1 AEMC – SisPav

Esta primeira análise consiste na simulação numérica das estruturas dimensionadas através do atual método de dimensionamento, avaliando se o mesmo impede a ruptura do pavimento devido ao trincamento por fadiga.

Com o auxílio da ferramenta AEMC (aplicativo de análise elástica para estruturas de múltiplas camadas), as estruturas E01, E02 e E03 foram analisadas seguindo os parâmetros de entrada do programa apresentados na Tabela 3.8. Vale salientar que todas as camadas foram consideradas não aderidas e que o carregamento adotado foi o do eixo padrão rodoviário (eixo simples de rodas duplas carregado com 80 kN e pressão de inflação dos pneus de 0,56 MPa). Para os solos PE, CB, TR e RS empregados no subleito, optou-se por trabalhar com os módulos de resiliência não lineares obtidos através do modelo composto, apresentados no capítulo 4 e resumidos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Parâmetros dos módulos de resiliência não lineares dos solos em estudo adotados para análise na ferramenta AEMC

Solo	Estrutura	Modelo Composto		
		k1	k2	k3
Solo PE	E01	216,02	0,254	-0,131
Solo CB	E01	76,37	0,311	-0,252
Solo TR	E02	624,31	0,644	-0,202
Solo RS	E03	484,39	0,488	0,065

A Tabela 5.2 apresenta as deformações horizontais de tração na fibra inferior do revestimento, bem como o número de solicitações que o pavimento suporta sem sofrer ruptura pelo mecanismo de fadiga para as estruturas analisadas. Cabe ressaltar que o número de solicitações (N) obtido através do modelo de desempenho à fadiga do FHWA (Equação 3.6) é calculado pelo método da AASHTO, e que para fins de comparação com o N de projeto foi necessário utilizar a correlação apresentada na Equação 5.1, obtida por Klamt (2014).

$$N_{USACE} = 3 \cdot N_{AASHTO} \quad (5.1)$$

Analisando os resultados apresentados, nota-se que a estrutura E01, dimensionada adotando o solo PE como subleito, sofreu a menor deformação de tração no fundo do revestimento. Isso indica uma rigidez superior deste material. Porém como citado anteriormente, ao se optar por utilizar os módulos de resiliência não lineares, a resposta da estrutura será em função do estado de tensões atuantes na mesma. No caso das estruturas E02 e E03 dimensionadas respectivamente para

os solos TR e RS, isentas da camada de sub-base, as tensões no topo do subleito são superiores, o que explica o decréscimo na rigidez destes materiais e as elevadas deformações de tração no fundo do revestimento.

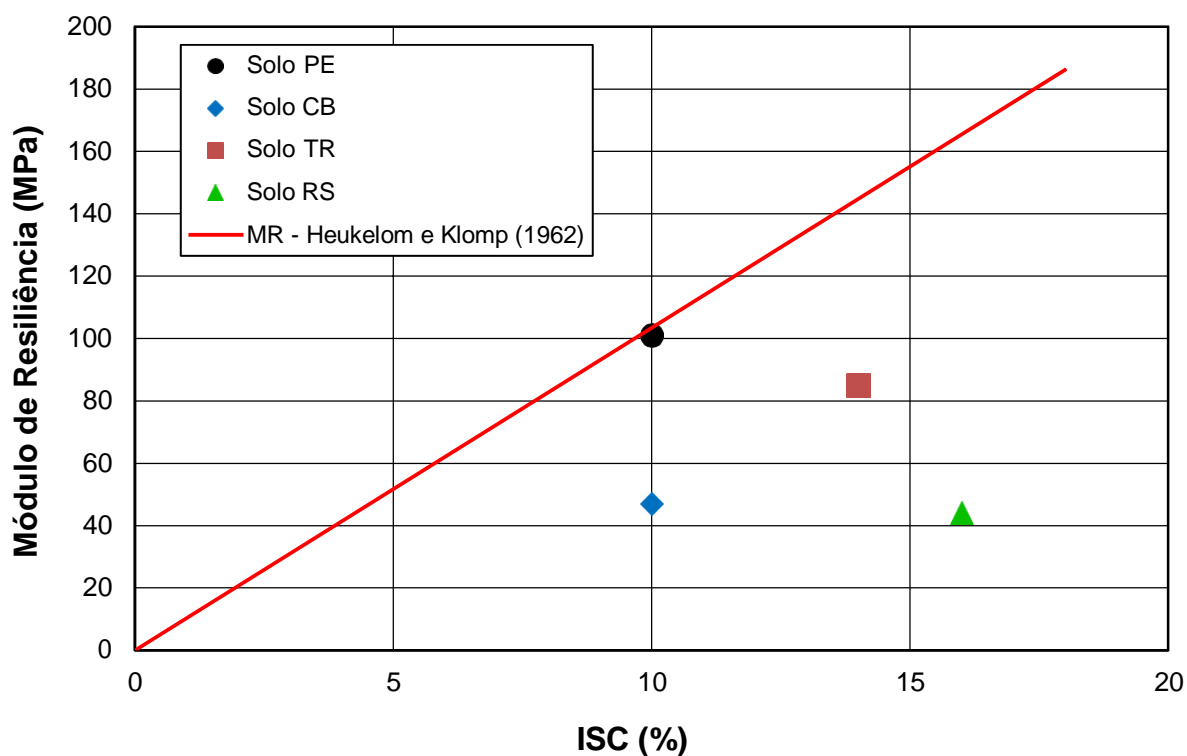
Tabela 5.2 – Resultados obtidos através da ferramenta AEMC aplicados no modelo de desempenho à fadiga do FHWA

Solo	Estrutura	ϵ_t	NFADIGA	NPROJETO
Solo PE	E01	2,92E-04	8,49E+06	
Solo CB	E01	3,37E-04	5,13E+06	2,50E+07
Solo TR	E02	3,06E-04	7,20E+06	
Solo RS	E03	3,62E-04	3,99E+06	

Em todos os casos, o NFADIGA é inferior ao número de solicitações previsto em projeto (NPROJETO), ou seja, um pavimento projetado através do método de dimensionamento do DNIT para um período de 10 anos irá romper, devido ao trincamento por fadiga, antes do tempo previsto. Isso deixa evidente a importância do módulo de resiliência, em especial do solo empregado no subleito, no comportamento mecânico da estrutura. Outro fato, não menos importante, é a correlação falha entre módulo de resiliência e ISC, comprovado através do comportamento da estrutura E03, quando submetida à carregamentos cíclicos. Mesmo apresentando o melhor ISC dentre os solos em estudo, a estrutura E03, dimensionada adotando o solo RS como subleito, apresentou o pior desempenho em relação à deformabilidade, ou seja, a estrutura irá romper devido ao trincamento por fadiga por não apresentar uma estrutura dimensionada adequadamente à sua rigidez. A Figura 5.2 apresenta a relação entre o ISC de cada um dos solos estudados e seus respectivos módulos de resiliência linear equivalente. Esse módulo equivalente foi obtido com o auxílio da ferramenta AEMC e é referente à rigidez do solo a partir da simulação numérica em determinada estrutura.

Como é possível observar, os solos com valores de ISC superiores, apresentaram valores de módulos resilientes inferiores ao demais. Os solos PE e CB, com ISC de 10%, apresentaram valores totalmente distintos no que diz respeito à sua rigidez. Ou seja, tanto a equação proposta por Heukelom e Klomp (1962), quanto qualquer outro tipo de tentativa de correlação entre esses dois parâmetros é claramente equivocada.

Figura 5.2 – Relação entre módulo de resiliência linear equivalente e ISC



Com o objetivo de avaliar a espessura de revestimento necessária para que o pavimento atinja a vida útil de 10 anos sem sofrer ruptura, as estruturas foram redimensionadas. Na Tabela 5.3 são apresentadas as novas espessuras de concreto asfáltico, as deformações de tração no fundo do revestimento e o número de solicitações à fadiga para as estruturas redimensionadas.

Tabela 5.3 – Resultados obtidos através da ferramenta AEMC aplicados no modelo de desempenho à fadiga do FHWA para as estruturas redimensionadas

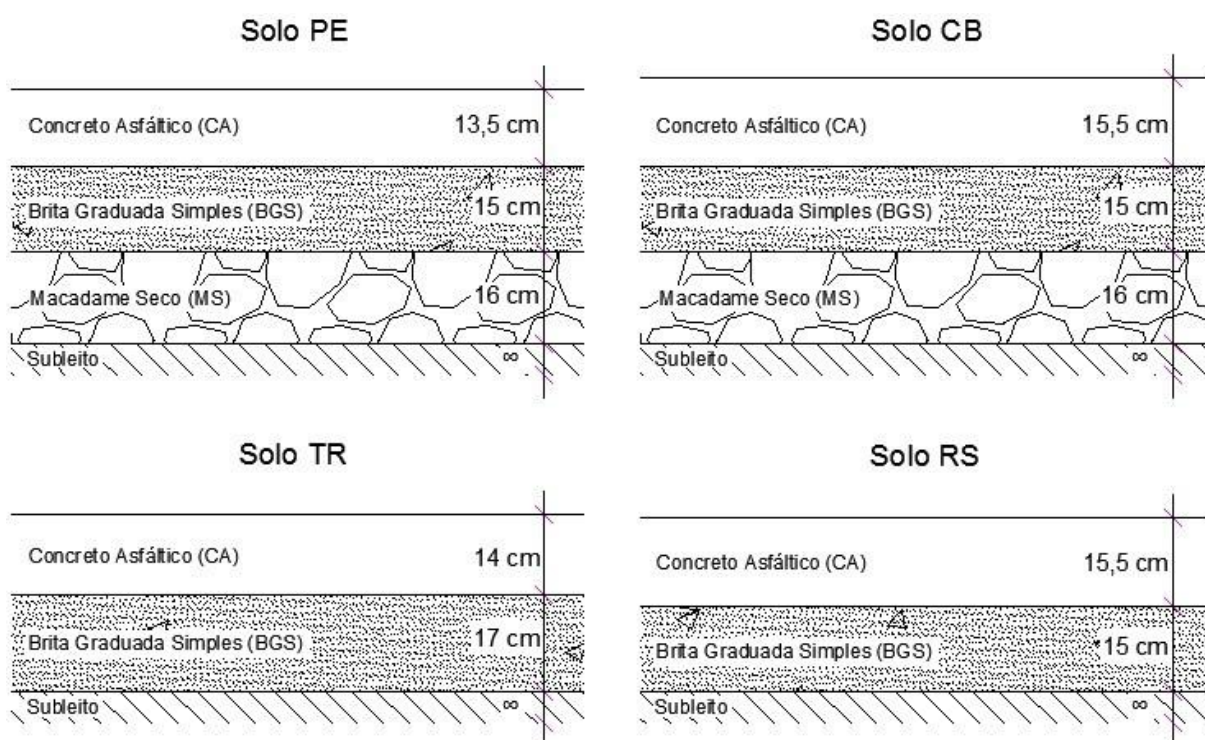
Solo	Estrutura	Espessura (cm)	ϵt	NFADIGA	NPROJETO
Solo PE	E01	13,5	2,13E-04	2,57E+07	
Solo CB	E01	15,5	2,06E-04	2,89E+07	2.50E+07
Solo TR	E02	14	2,11E-04	2,66E+07	
Solo RS	E03	15,5	2,13E-04	2,57E+07	

A estrutura E01 dimensionada empregando o solo PE no subleito, necessita de um acréscimo de 3,5 cm na espessura de CA para que suporte as deformações

atuantes e não rompa devido ao trincamento excessivo. Nos solos CB e RS esse acréscimo é de 5,5 cm, totalizando uma espessura de 15,5 cm de concreto asfáltico para que suas respectivas estruturas, E01 e E03, apresentem um desempenho satisfatório. A estrutura E02 (solo TR) necessita de uma espessura um pouco menor, aproximadamente 14 cm, um acréscimo de 40% na espessura total do revestimento, para que a mesma não sofra ruptura por fadiga.

De modo geral, com o aumento da espessura da camada de revestimento ocorreu um decréscimo nas deformações de tração no fundo do revestimento e consequentemente um acréscimo no número de solicitações admissíveis ao trincamento por fadiga, sendo superior ao N definido em projeto. Na Figura 5.3 são apresentadas as estruturas redimensionadas para cada um dos solos em estudo, detalhando as espessuras de todas as camadas pertencentes ao pavimento.

Figura 5.3 – Estruturas E01, E02 e E03 redimensionadas para cada solo em estudo



Por meio desta análise verificou-se que o atual método de dimensionamento vigente no país não dimensiona as estruturas adequadamente à um dos principais mecanismos de ruptura de pavimentos flexíveis: o trincamento por fadiga. Além disso, se comprovou a importância da consideração do módulo de resiliência no dimensionamento destes pavimentos, não só dos materiais empregados como

subleito, foco desta dissertação, como também dos materiais empregados nas demais camadas do pavimento.

5.2.2 AASHTOWare Pavement ME Design

Na presente pesquisa, o software foi utilizado com a finalidade de avaliar o tempo de vida útil do pavimento em relação aos principais mecanismos de ruptura recorrentes em pavimentos flexíveis.

De acordo com a metodologia apresentada no capítulo 3, as análises foram realizadas nas estruturas dimensionadas através do método do DNIT (Figura 5.1), utilizando os parâmetros de entrada específicos do software e considerando os módulos de resiliência do subleito não lineares, semelhante à análise anterior.

A projeção do comportamento das estruturas ao longo dos anos é apresentada nas Figuras 5.4, 5.5, 5.6 e 5.7. Pode-se perceber que em nenhum dos casos, os pavimentos atingem o tempo de vida útil para o qual foram dimensionados (10 anos).

Figura 5.4 – Comportamento da estrutura E01 utilizando o solo PE como subleito

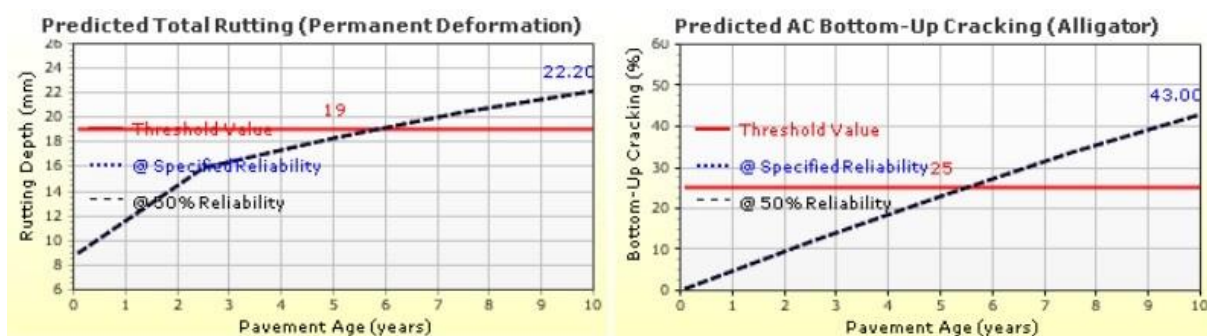


Figura 5.5 – Comportamento da estrutura E01 utilizando o solo CB como subleito

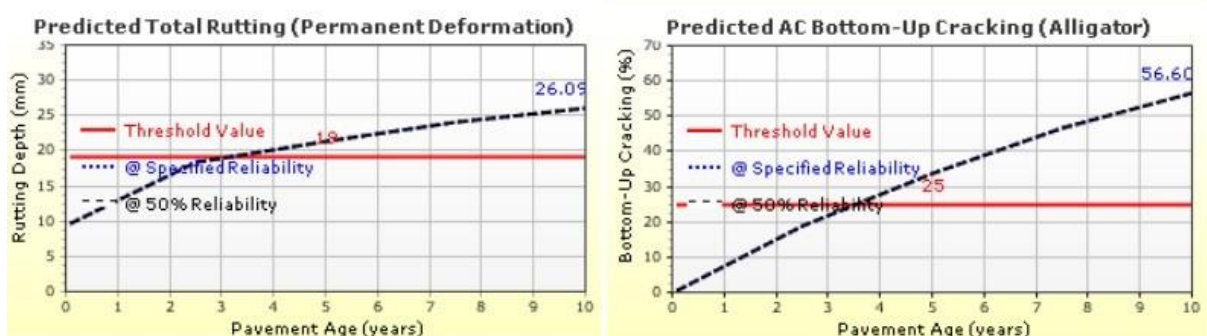


Figura 5.6 – Comportamento da estrutura E02 utilizando o solo TR como subleito

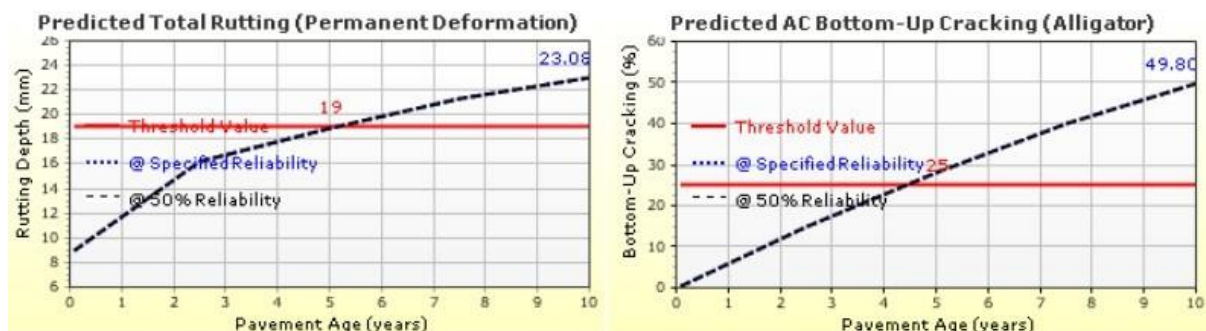
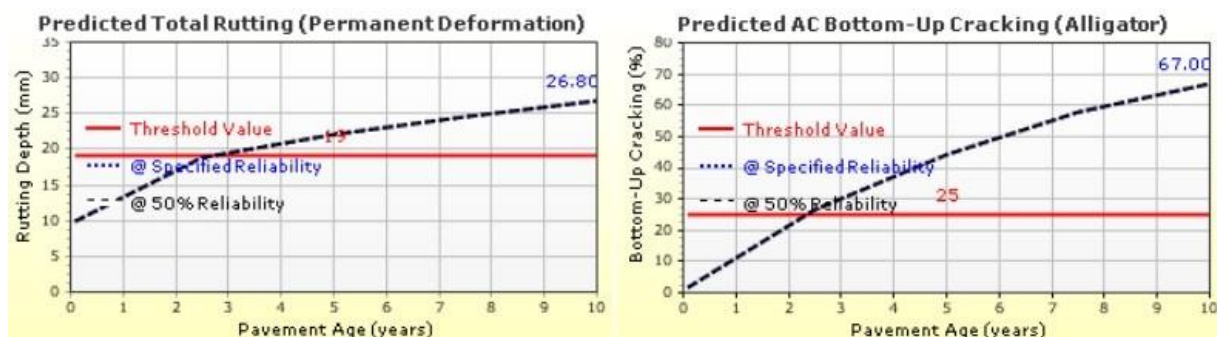


Figura 5.7 – Comportamento da estrutura E03 utilizando o solo RS como subleito



A estrutura E01, utilizando o solo PE como material de subleito, apresentou o melhor desempenho, com vida útil média de 5 anos e meio, sendo o trincamento por fadiga o mecanismo responsável pela ruptura do pavimento. A mesma estrutura adotando o solo CB como subleito, apresenta uma vida útil bastante inferior, cerca de 2 anos e 8 meses, rompendo neste caso por deformação permanente. Esse comportamento do pavimento já era esperado, pois o solo CB é um material altamente argiloso, com baixo módulo de resiliência e suscetível a sofrer alta deformação permanente.

O solo TR, utilizado como material de subleito no dimensionamento da estrutura E02, apresentou um vida útil de aproximadamente 4 anos e meio, sendo a fadiga o seu mecanismo de ruptura.

Como já era esperado, a estrutura E03, dimensionada para o solo RS, também apresentou o pior desempenho para o AASHTOWare Pavement. Seu tempo de vida é de 2 anos e 4 meses e seu mecanismo de ruptura, assim como o solo PE e o solo TR, é o trincamento por fadiga.

Uma análise complementar foi realizada, adotando módulos de resiliência lineares para os solos empregados no subleito de cada estrutura. Os valores foram determinados a partir da média dos módulos de resiliência obtidos nos ensaios triaxiais de cargas repetidas, para cada um dos solos em estudo. A Tabela 5.4 apresenta os valores de módulos de resiliência adotados para a simulação no AASHTOWare Pavement ME Design.

Tabela 5.4 – Módulos de Resiliência lineares adotados para a simulação no AASHTOWare Pavement

Solo	Estrutura	Módulo de Resiliência (MPa)
Solo PE	E01	138
Solo CB	E01	56
Solo TR	E02	147
Solo RS	E03	106

A Tabela 5.5 apresenta um comparativo entre o tempo de vida útil de determinada estrutura, em relação ao tipo de módulo de resiliência adotado (linear ou não-linear). As Figuras 5.8, 5.9, 5.10 e 5.11 ilustram o comportamento das estruturas ao longo dos anos. Semelhante aos resultados anteriores, o tempo de vida útil dos pavimentos foi inferior à 10 anos. Porém, constata-se um melhor comportamento para ambos mecanismos de ruptura em todas as estruturas analisadas.

Tabela 5.5 – Comparativo entre o tempo de vida útil da estrutura em relação ao tipo de módulo de resiliência adotado

Solo	Análise MR não-linear		Análise MR linear	
	Vida Útil			
	Fadiga	Def. Permanente	Fadiga	Def. Permanente
Solo PE	5 anos e 6 meses	6 anos	6 anos e 6 meses	7 anos e 6 meses
Solo CB	3 anos e 6 meses	2 anos e 8 meses	4 anos	3 anos e 6 meses
Solo TR	4 anos e 6 meses	5 anos	6 anos e 8 meses	8 anos e 2 meses
Solo RS	2 anos e 4 meses	2 anos e 6 meses	5 anos	7 anos

Para as estruturas dimensionadas adotando os solos PE, TR e RS o mecanismo responsável pela ruptura é o mesmo, trincamento por fadiga. Devido à pouca diferença entre a rigidez dos solos, o solo TR e o solo PE apresentaram comportamento semelhante para suas respectivas estruturas ao longo dos anos. A estrutura E01, dimensionada para o solo PE, apresenta um tempo de vida de 6 anos e meio, enquanto que a estrutura E02 (solo TR), uma vida útil de 6 anos e 8 meses. A estrutura E03, dimensionada para o solo RS, apresenta uma vida útil inferior, em torno de 5 anos.

Quando comparada com as demais estruturas, a estrutura E01 adotando o solo CB como subleito, apresenta uma vida útil bastante inferior, cerca de 3 anos e meio, rompendo neste caso por deformação permanente. Cabendo, neste caso, a mesma justificativa apresentada anteriormente.

Figura 5.8 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo PE (MR médio) como subleito

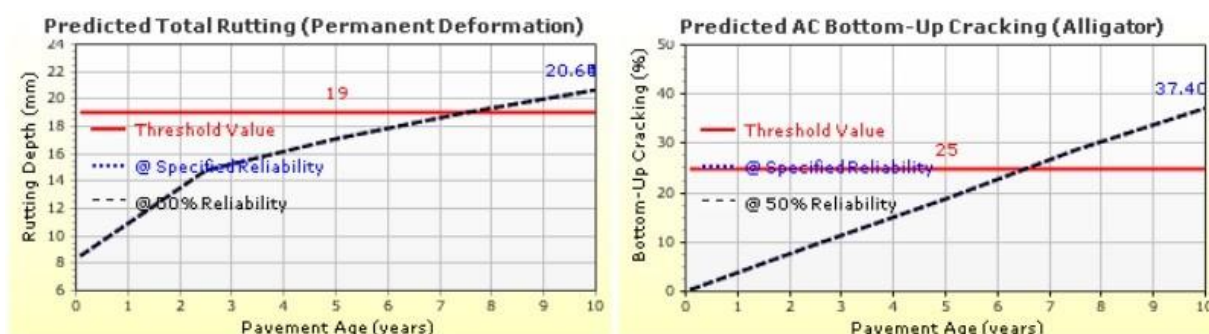


Figura 5.9 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo CB (MR médio) como subleito

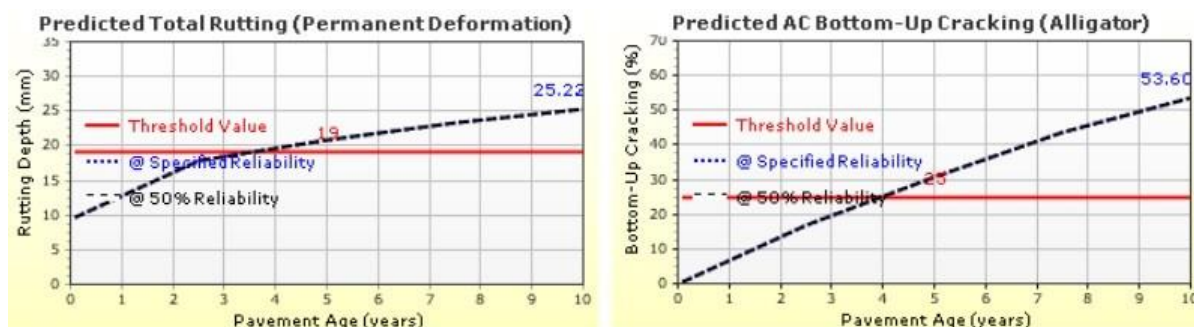


Figura 5.10 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo TR (MR médio) como subleito

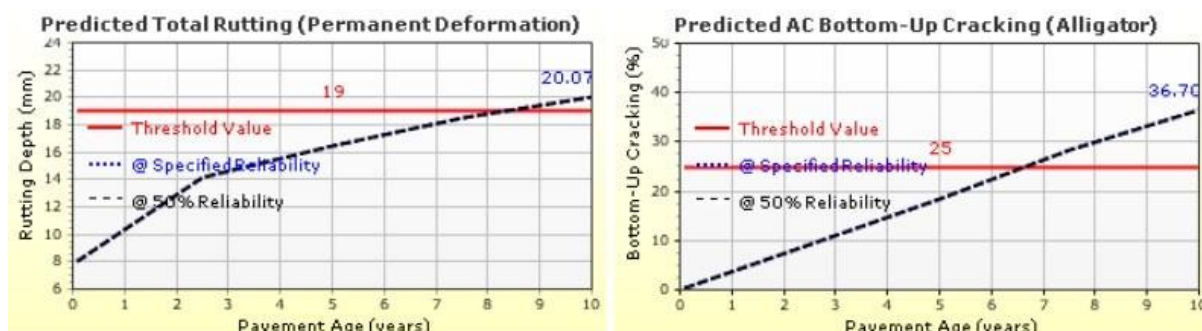
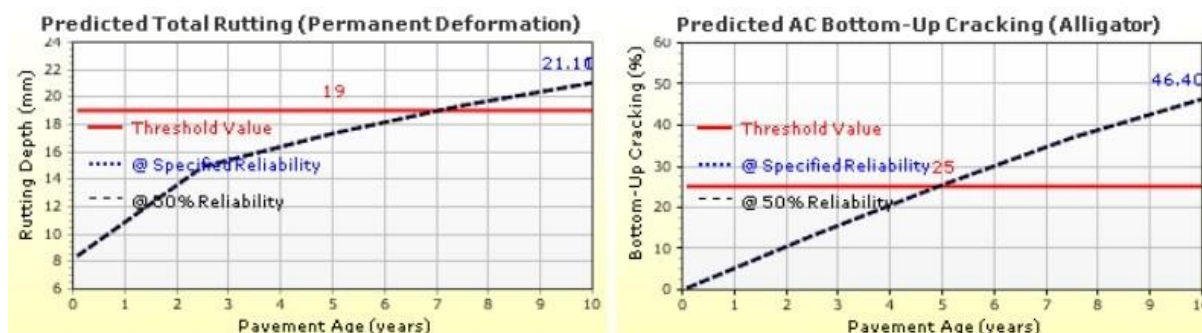


Figura 5.11 – Comportamento do pavimento dimensionado utilizando o solo RS (MR médio) como subleito



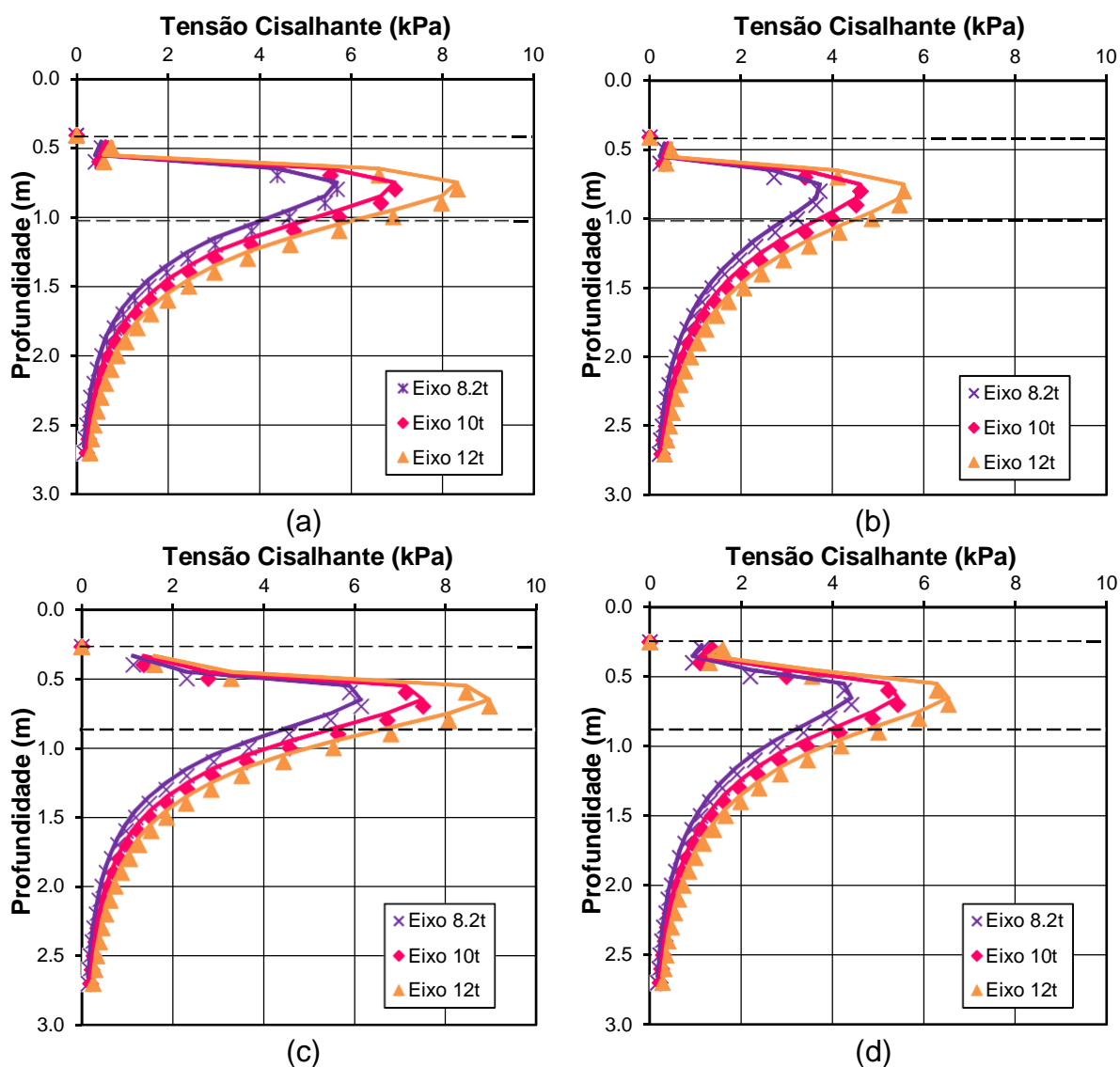
Através desta análise, foi possível perceber a diferença entre o tempo de vida útil das estruturas a partir da adoção do módulo de resiliência linear ou não linear. Apesar de apresentar valores superiores, a simples adoção de um valor médio de MR não permite verificar o real comportamento do pavimento ao longo dos anos, levando à uma interpretação errônea do desempenho da estrutura. Por isso, a importância de considerar a rigidez da estrutura de acordo com o estado de tensões ao qual a mesma será imposta.

Assim como na análise realizada através da ferramenta AEMC, foi possível comprovar a importância do módulo de resiliência do solo empregado como subleito no comportamento e no desempenho dos pavimentos ao longo dos anos. Em ambas análises, utilizando diferentes softwares, constatou-se a ineficácia do atual método de dimensionamento em vigor no Brasil, evidenciando a necessidade da implantação de um novo método, onde as características mecânicas dos materiais empregados em todas as camadas sejam considerados.

5.3 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

Como visto na metodologia, as análises mecanicistas foram realizadas, neste caso, com o intuito de verificar as tensões cisalhantes que ocorrem em campo para determinada estrutura, dimensionada de acordo com o índice de suporte de cada um dos solos em estudo. Na Figura 5.12 é possível observar os gráficos tensão cisalhante *versus* profundidade, para cada solo definido nesta pesquisa. A análise foi realizada em toda a estrutura, porém os gráficos apresentam somente as tensões de cisalhamento atuantes no subleito. Vale lembrar que a presente análise foi realizada para três níveis de carregamento (ESRD com 8,2t; 10t e 12t).

Figura 5.12 – Gráficos tensão de cisalhamento *versus* profundidade para o solo PE (a); solo CB (b); solo TR (c); solo RS (d)



Analisando os gráficos apresentados, nota-se em um primeiro momento um acréscimo da tensão cisalhante com a profundidade. Esse acréscimo se dá até certo valor onde a partir dele, as tensões apresentam decréscimo com o aumento da profundidade, até próximo a tensão de cisalhamento igual à zero. De acordo com a literatura, esse é o comportamento típico da tensão de cisalhamento. Outro fato observado é que os valores máximos obtidos para as tensões de cisalhamento ocorrem nos últimos 60 cm da terraplanagem, na chamada camada final de terraplanagem (CFT), destacada pelas linhas em tracejado.

As Figuras 5.13, 5.14, 5.15 e 5.16 apresentam as envoltórias de ruptura obtidas nos ensaios de cisalhamento direto, para as condições ótima e úmida ($W_{ót}+2\%$), bem como os pares de tensões (cisalhamento e normal) atuantes no subleito para cada nível de carregamento adotado, levando em consideração os quatro solos empregados nessa camada. Optou-se por não apresentar a envoltória de ruptura na condição seca ($W_{ót}-2\%$), pois ambos parâmetros de resistência são superiores aos demais, afastando qualquer possibilidade de ruptura por cisalhamento nessa condição.

Figura 5.13 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E01 para o solo PE

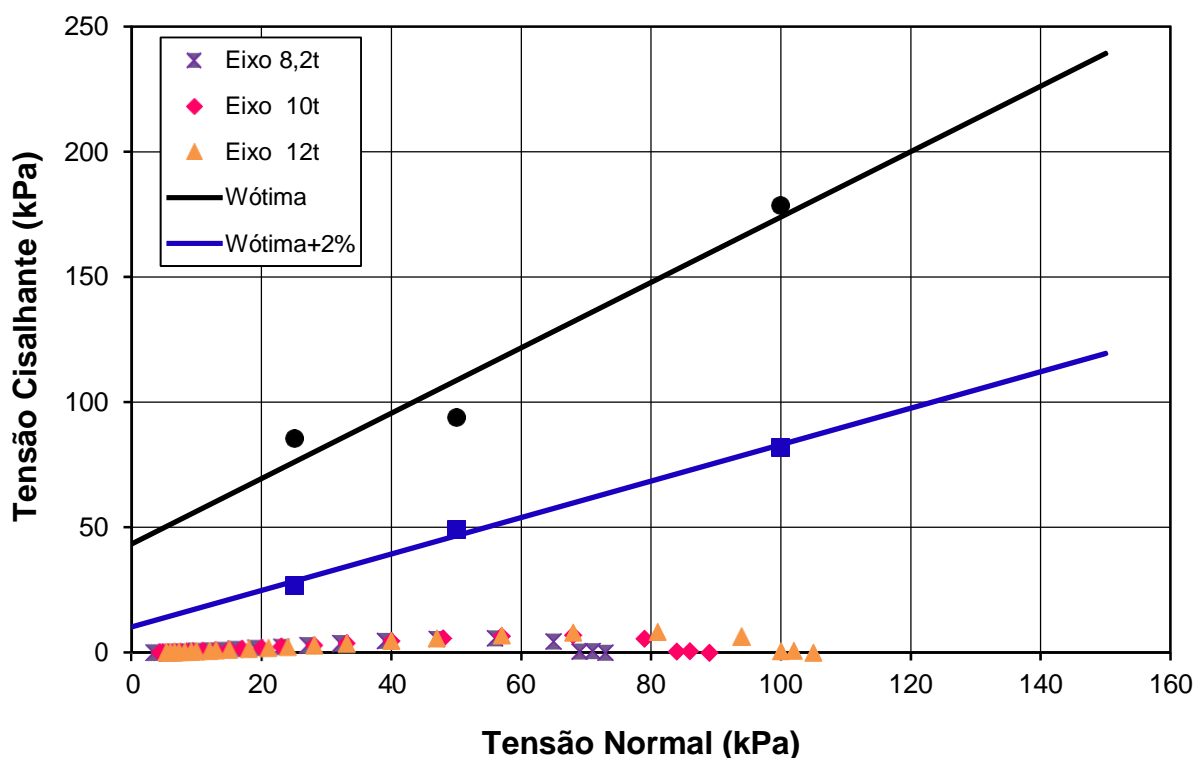


Figura 5.14 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E01 para o solo CB

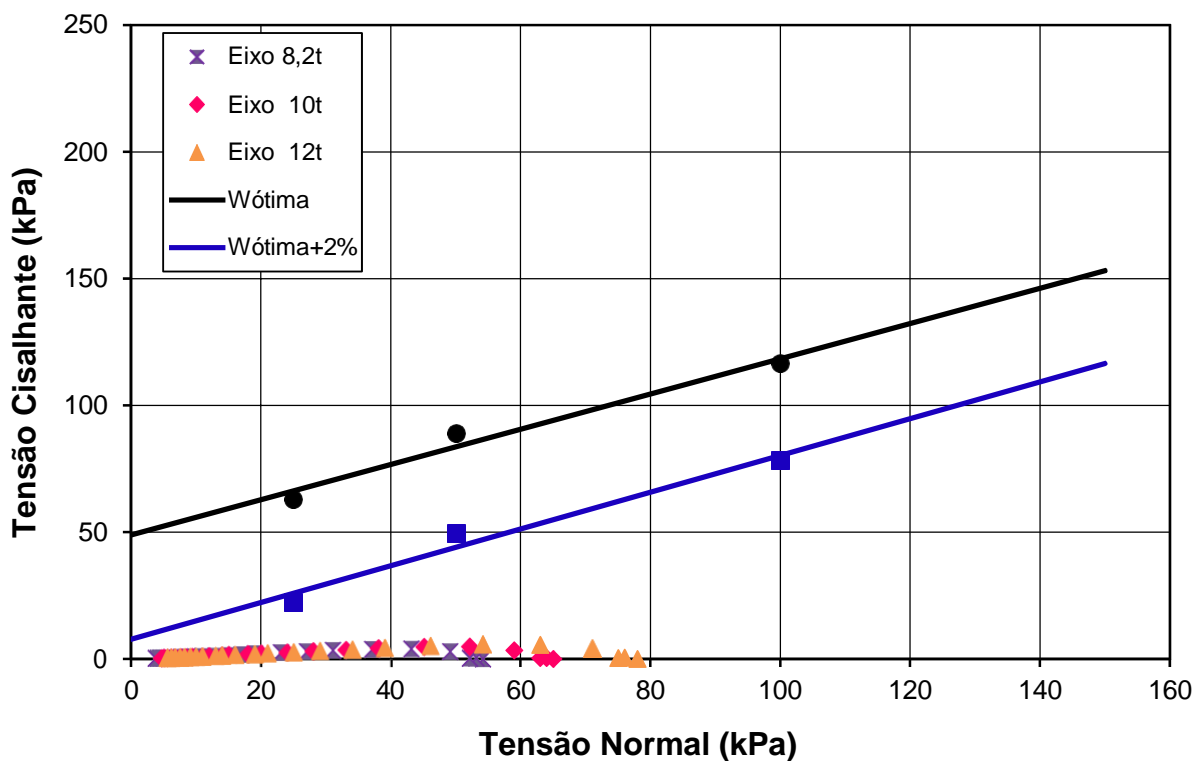


Figura 5.15 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E02 para o solo TR

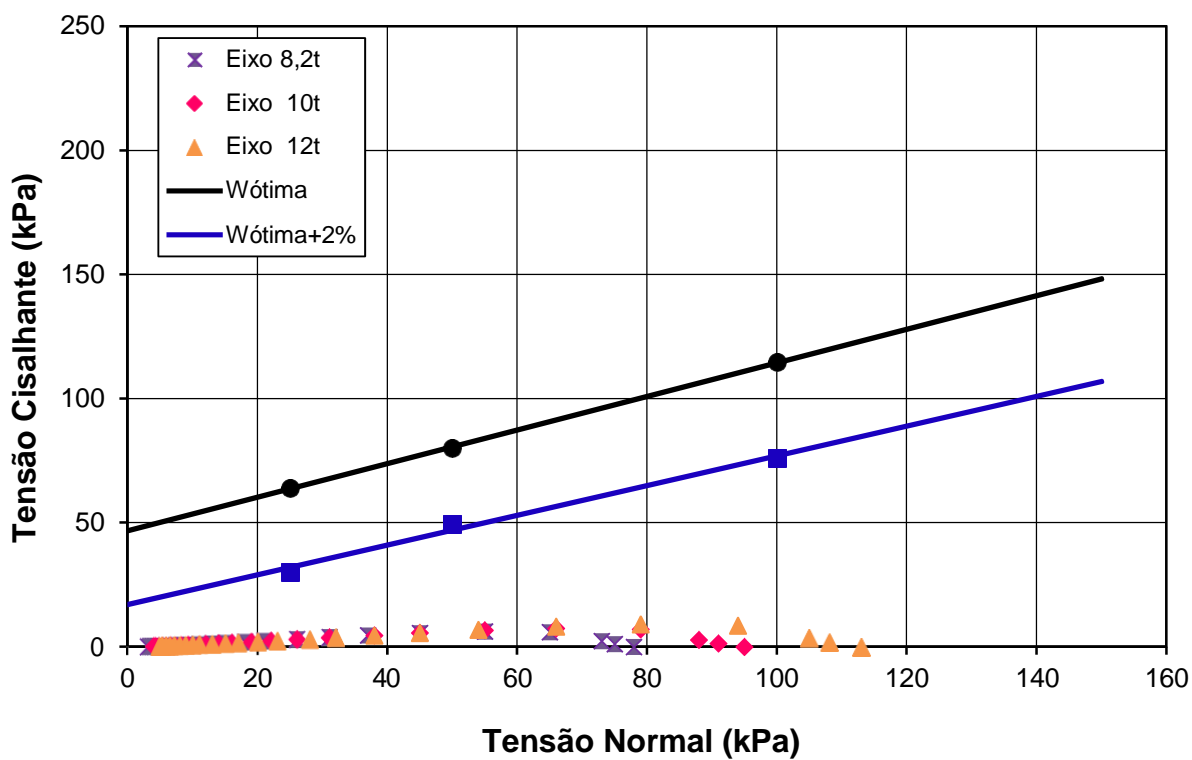
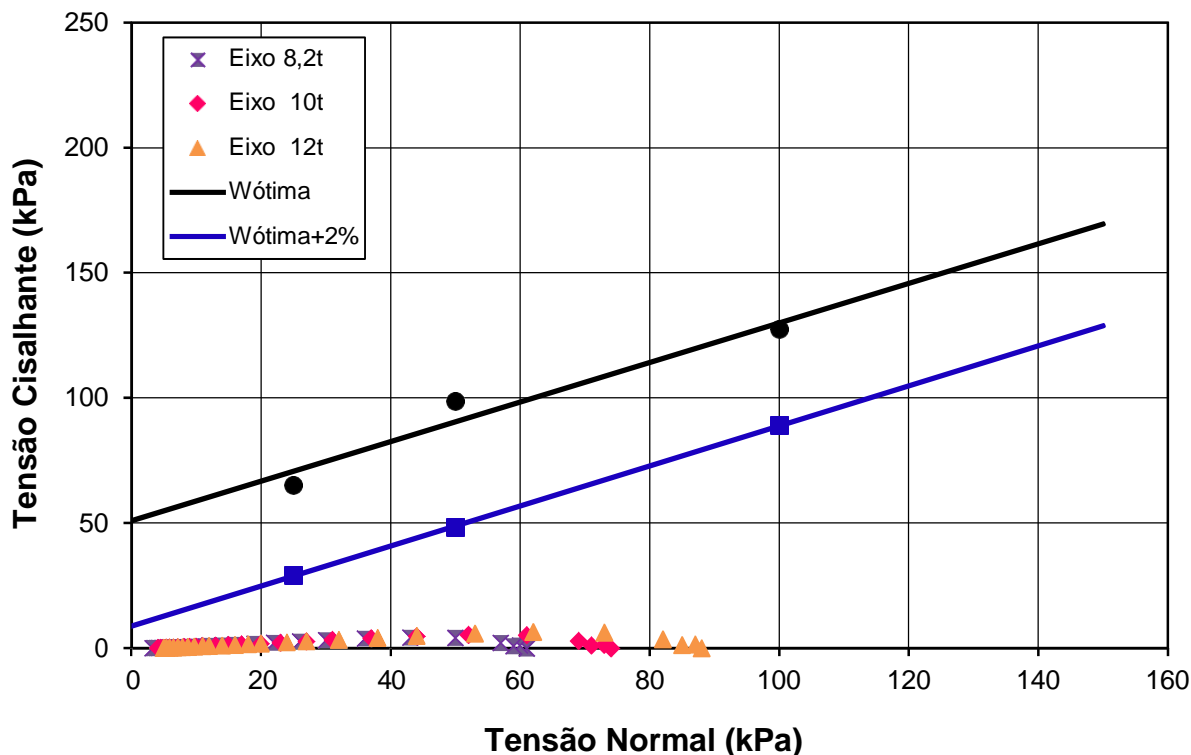


Figura 5.16 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes na estrutura E03 para o solo RS



Em todos os casos, os pares de tensões atuantes foram muito baixos, inferiores aos valores apresentados nas envoltórias, não ocorrendo assim ruptura por cisalhamento dos solos. É possível observar que com o acréscimo do carregamento, há um aumento da tensão de cisalhamento para uma mesma tensão normal vertical atuante. Em alguns casos, esse aumento chega à 30%. Nota-se que esse acréscimo é mais visível para valores de tensões normais maiores.

Dentre os solos estudados, o solo TR, empregado na estrutura E02, apresentou as maiores tensões de cisalhamento atuantes, em todos os níveis de carregamento. Esse resultado ratifica aqueles apresentados no capítulo 4 para os ensaios de cisalhamento direto convencionais, onde o mesmo material apresentou o pior desempenho em relação à resistência ao cisalhamento em todas as condições de umidade analisadas. Os solos CB e RS já haviam apresentado um comportamento semelhante nos ensaios de cisalhamento direto, ocorrendo o mesmo nas simulações numéricas. Porém, segundo os resultados obtidos na ferramenta AEMC, o solo CB é o material que sofre as menores tensões cisalhantes em sua estrutura. De uma forma geral, é possível correlacionar as tensões cisalhantes atuantes no subleito de cada

estrutura com os limites de liquidez dos solos em estudo. O limite de liquidez, obtido através dos ensaios de limites de Atterberg, mede indiretamente a resistência ao cisalhamento do solo para um dado teor de umidade, através do número golpes necessários ao deslizamento dos taludes da amostras (ranhura seja fechada). Como é possível observar nas Tabelas 4.1, 4.2, 4.3 e 4.4 o solo CB apresenta um limite de liquidez de 56%, superior ao dos demais solos, necessitando de um número de golpes maior para que a estrutura cisalhe, considerando um mesmo teor de umidade. Isso explica o fato desse material apresentar as menores tensões de cisalhamento atuantes no subleito, para as simulações numéricas realizadas. O solo PE apresentou tensões cisalhantes atuantes intermediárias, quando comparado com os demais materiais, porém valores ainda distantes da ruptura por cisalhamento.

No que diz respeito à utilização dos solos como subleito de pavimentos de baixo volume de tráfego, as tensões de cisalhamento atuantes apresentam comportamento peculiar, como é possível visualizar na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Valores de tensão cisalhante máxima, tensão normal atuante e profundidade do pico de tensão de cisalhamento para cada nível de carregamento

Solo	Carregamento (toneladas)	Tensão Cisalhante (kPa)	Tensão Normal (kPa)	Profundidade (cm)
Solo PE	8,2	165	556	2
Solo CB Solo TR	10	144	552	3
Solo RS	12	111	546	4

Neste caso, as tensões de cisalhamento máximas, assim com as tensões normais atuantes decrescem com o aumento do carregamento. Por outro lado, com o acréscimo de carga a profundidade de propagação dessas tensões também aumenta, ou seja, os esforços provenientes do carregamento necessitam percorrer uma maior profundidade para que as tensões de cisalhamento se tornem nulas. Observou-se também que os resultados independem do tipo de material, dependendo somente do nível de carregamento, evidenciando que neste caso as características elásticas não apresentam influência nas tensões atuantes. Devido a esse comportamento peculiar, os valores de tensão máxima cisalhante, tensão normal atuante e profundidade (z), onde ocorre o pico da tensão cisalhante, foram calculados através das equações presentes em Medina e Motta (2015) e aqui apresentadas nas Equação 5.1, 5.2 e 5.3.

$$v_{\text{Nás}} = \frac{p}{z} \left[\frac{1 - 2\mu}{2} + \frac{2}{9} (1 + \mu) \sqrt{2(1 + \mu)} \right] \quad (5.1)$$

$$z = a \sqrt{\frac{2(1 + \mu)}{7 - 2\mu}} \quad (5.2)$$

$$\sigma_z = p \left[1 - \frac{z^3}{(z^2 + a^2)^{\frac{3}{2}}} \right] \quad (5.3)$$

Onde:

$\tau_{\text{máx}}$ é a tensão cisalhante máxima no eixo de simetria;

z é a profundidade onde a tensão cisalhante é máxima;

σ_z é a tensão normal atuante à profundidade z no eixo de simetria;

p é a pressão da área circular carregada;

μ é o coeficiente de Poisson;

a é o raio da área carregada.

As equações utilizadas não levam em consideração a deformabilidade dos solos estudados, não havendo diferenciação entre os mesmos. Em relação aos níveis de carregamento, o parâmetro que expressa essa distinção é o raio da área carregada, crescente com o aumento do carregamento. Os valores de tensão cisalhante máxima, profundidade e tensão normal vertical no subleito são apresentados na Tabela 5.7. Vale salientar que essa análise foi realizada com a finalidade única de comparação com os resultados obtidos por meio da ferramenta AEMC.

Analisando os resultados é possível verificar a semelhança entre a tensão cisalhante máxima obtida no AEMC, para o carregamento de 8,2t referente ao eixo rodoviário padrão, e a tensão de cisalhamento máxima calculada por meio das equações apresentadas. Como a equação para obtenção da tensão cisalhante leva em consideração somente a pressão da área circular carregada e o coeficiente de Poisson do material em questão, não há diferença deste valor em relação ao nível de carregamento. A profundidade de ocorrência do pico de tensão cisalhante é superior aos valores obtidos no AEMC, mas ainda assim, seguem o mesmo comportamento, aumentando com o acréscimo de carga.

Tabela 5.7 – Valores de tensão cisalhante máxima, tensão normal atuante e profundidade do pico de tensão de cisalhamento para cada nível de carregamento obtidos através das equações presentes em Medina e Motta (2015)

Carregamento (t)	Tensão Cisalhante Máxima(kPa)	Tensão Normal (kPa)	Profundidade (cm)
8,2		457,6	7,35
10	168	457,5	8,22
12		457,7	9,00

As envoltórias de ruptura apresentadas nas Figuras 5.17, 5.18, 5.19 e 5.20, apresentam além das envoltórias nas condições ótima e úmida, os pares de tensão de cisalhamento e tensão normal obtidos para os três níveis de carregamento através do AEMC e o valor de tensão cisalhante máxima determinado por meio das equações anteriormente citadas, representado nos gráficos pelo ponto em vermelho.

Figura 5.17 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo PE, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego

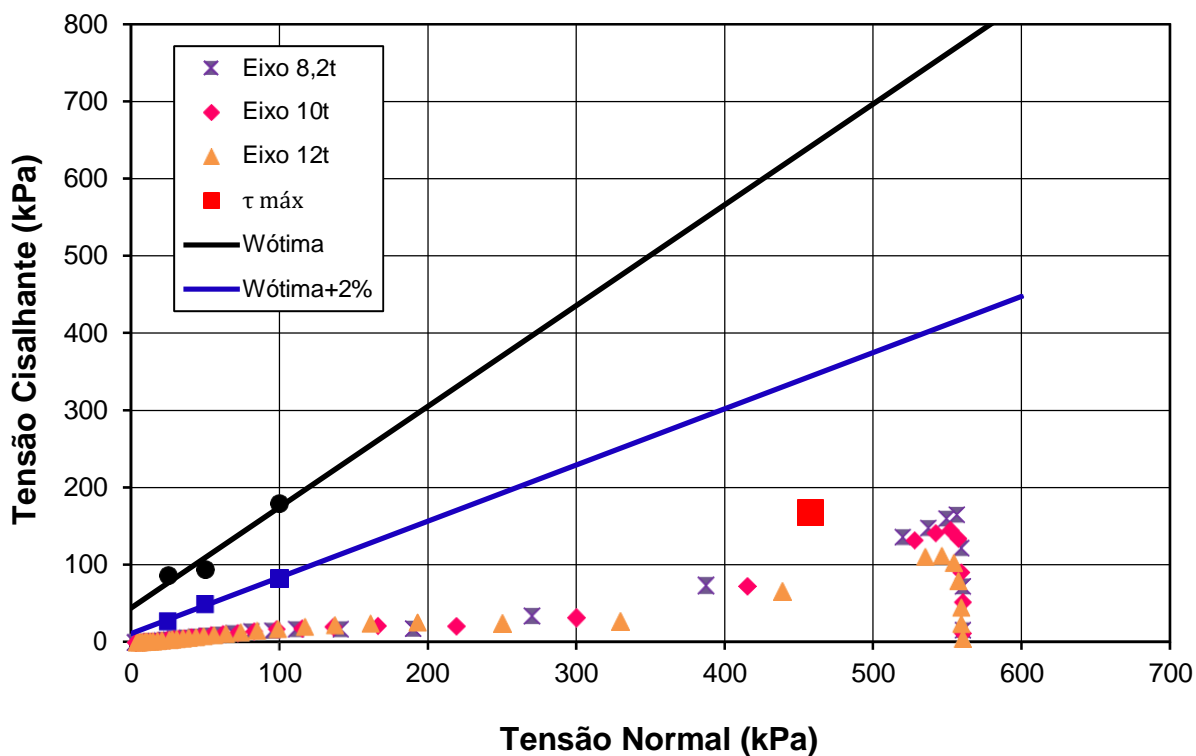


Figura 5.18 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo CB, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego

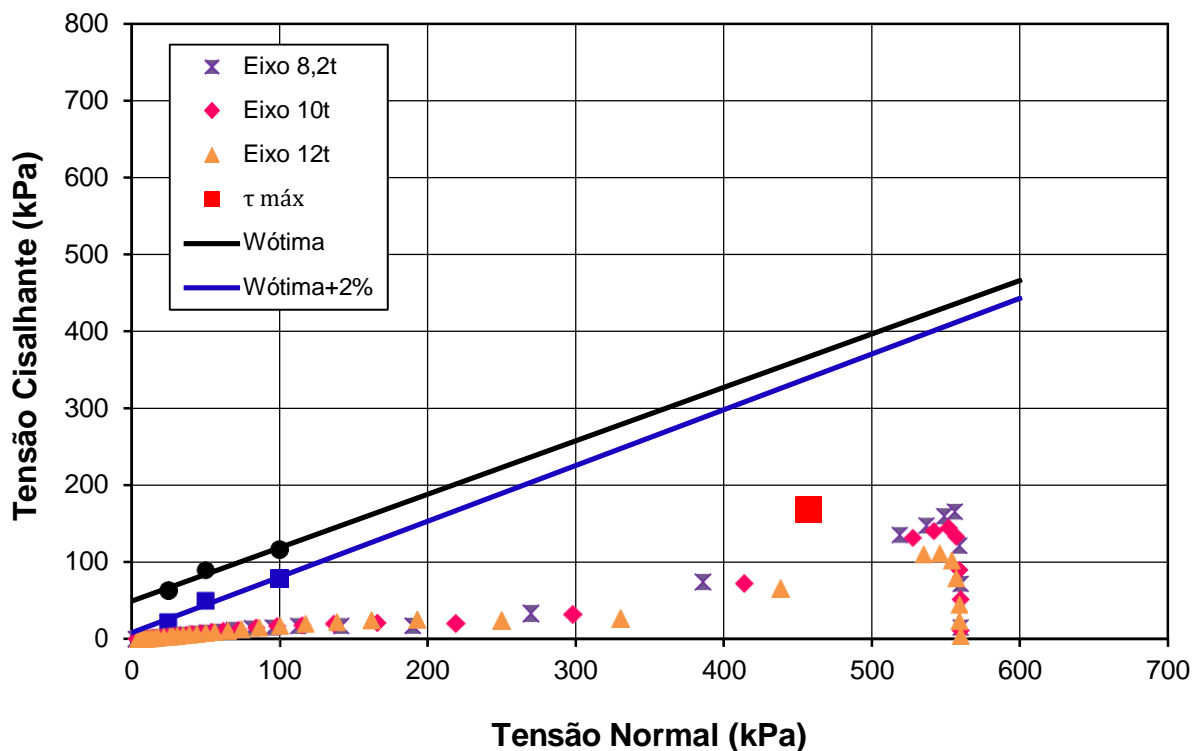


Figura 5.19 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo TR, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego

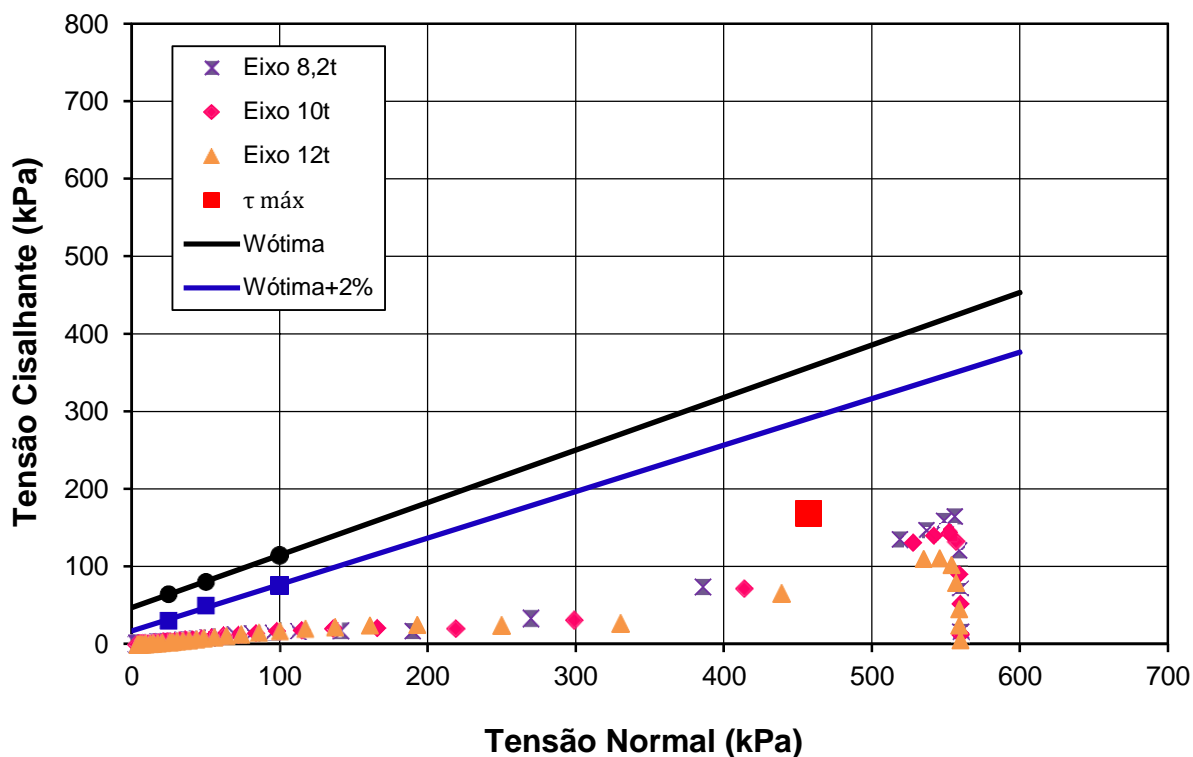
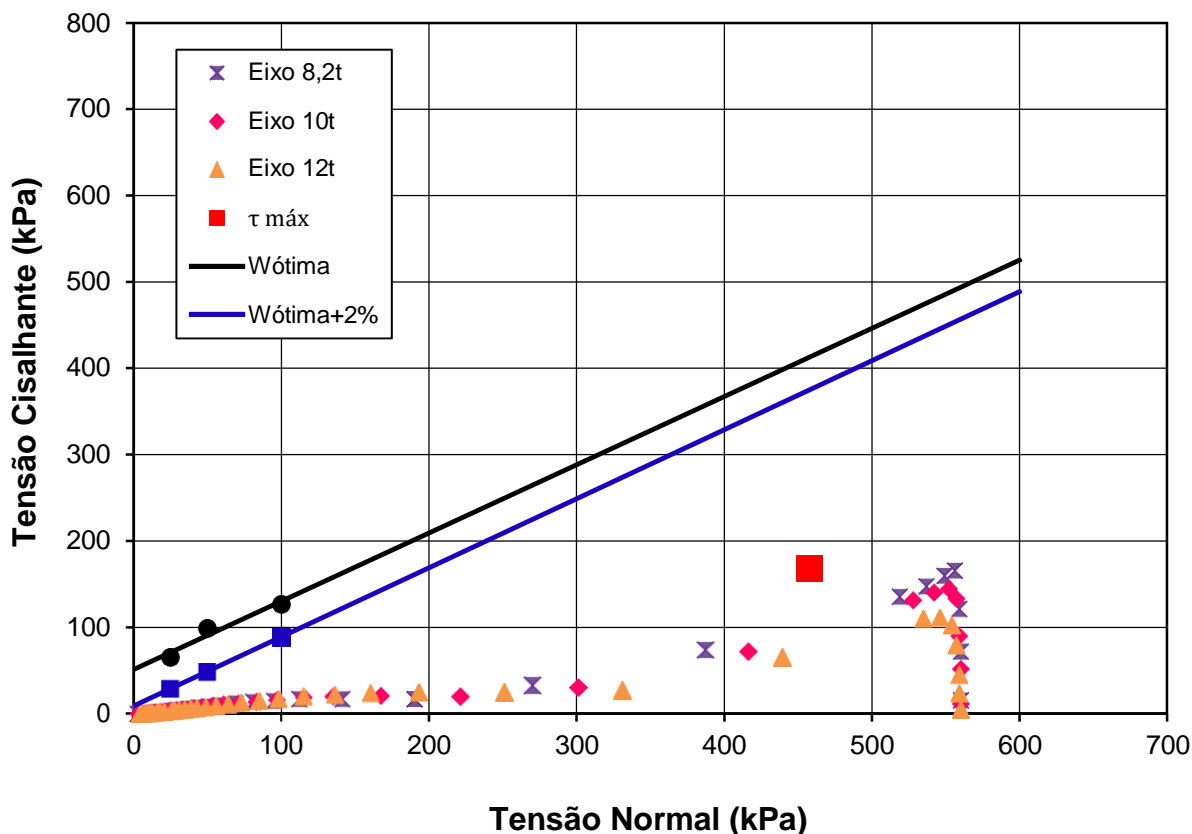


Figura 5.20 – Comparação entre as envoltórias de ruptura obtidas através do ensaio de cisalhamento direto e as tensões atuantes no solo RS, empregado em pavimentos de baixo volume de tráfego



A comparação realizada entre os valores máximos de tensão cisalhante corroboram os resultados obtidos por meio da ferramenta AEMC e a partir dos mesmos foram calculados fatores de segurança, com base nas envoltórias de resistência das duas condições mais suscetíveis à ruptura por cisalhamento (ótima e úmida), apresentados na Tabela 5.8. Como esperado, os fatores de segurança obtidos para a condição úmida (Wót+2%) foram inferiores aos obtidos para a condição ótima. Semelhante às análises apresentadas anteriormente, o solo TR apresentou o pior desempenho, comprovado pelos fatores de segurança inferiores em ambas condições.

A Tabela 5.9 apresenta fatores de segurança usualmente utilizados em obras geotécnicas. Comparando os valores apresentados, nota-se que os solos em estudo só não atendem o fator de segurança especificado em norma para fundações superficiais. Como no presente estudo os materiais estão sendo empregados como subleito rodoviário, seria mais adequado considerar o FS estabelecido para

estabilidade de taludes ou aterros sobre solos moles, variando de 1,4 à 1,5. Nesse caso, os quatro solos em estudo apresentam bom desempenho em ambas condições analisadas, assim como para os três níveis de carregamento adotados.

Tabela 5.8 – Fatores de Segurança para as condições ótima e úmida (Wót+2%)

Solo	Carga (t)	τ máx (kPa)	Tensão Normal (kPa)	τ Wótima (kPa)	τ Wót+2% (kPa)	FS Wótima	FS Wót+2%
Solo PE	0,2	165	556	769,5	414,9	4,7	2,5
	10	144	552	764,3	411,9	5,3	2,9
	12	111	546	756,4	407,6	6,8	3,7
Solo CB	0,2	165	556	435,3	410,8	2,6	2,5
	10	144	552	432,5	407,9	3,0	2,8
	12	111	546	428,4	403,5	3,9	3,6
Solo TR	0,2	165	556	423,3	349,9	2,6	2,1
	10	144	552	420,6	347,5	2,9	2,4
	12	111	546	416,5	343,9	3,8	3,1
Solo RS	0,2	165	556	490,5	453,5	3,0	2,7
	10	144	552	487,4	450,3	3,4	3,1
	12	111	546	482,6	445,5	4,3	4,0

Tabela 5.9 – Fatores de Segurança usualmente utilizados em obras geotécnicas

Condição	FS
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de fundações profundas sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de fundações profundas com prova de carga	1,6
Estabilidade de Taludes	1,5
Aterro sobre solos moles - Classe I	1,4
Barragens de Terra	1,5

De modo geral, os solos em estudo não apresentam indícios de ruptura por cisalhamento, seja no subleito de uma rodovia ou na fundação de um pavimento de baixo volume de tráfego, tipicamente utilizados em vias urbanas ou estradas vicinais. Isso porém não afasta a hipótese de que os mesmos sofram altas deformações elásticas.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como visto, cada camada do pavimento deve apresentar capacidade portante frente as solicitações repetidas do tráfego, em especial o subleito. O solo utilizado nesta camada deve apresentar características de resistência ao cisalhamento e deformabilidade adequadas. No presente capítulo são expostas as principais conclusões obtidas através do programa experimental proposto. Ao final, são apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

6.1 CONCLUSÕES

A partir da apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios laboratoriais e análises mecanicistas realizadas, foi possível concluir que:

1. Caracterização Física e Mecânica

- De acordo com os sistemas tradicionais de classificação de solos, os materiais em estudo não apresentam bom comportamento como subleito rodoviário, estando sujeitos à elevadas mudanças de volume. Porém, segundo classificações propostas por autores nacionais, MCT e resiliente, esses materiais estão aptos à serem empregados como subleito e reforço de subleito, muitas vezes até como camada de sub-base, apresentando alta capacidade suporte, baixa permeabilidade e baixa expansão. Evidenciando assim, a peculiaridade dos solos tropicais e a falha na classificação por parte dos sistemas internacionais.

- A análise química mostrou a predominância do argilomineral caulinita na composição dos solos, corroborando a baixa expansão apresentada nos ensaios de ISC.

- Em relação aos ensaios de ISC, todos os materiais apresentaram valores superiores ao descrito em norma, no que diz respeito à solos empregados em subleitos rodoviários ($ISC \geq 2\%$ e $Expansão \leq 2\%$).

- Os ensaios realizados sem a fase de imersão, revelaram a sensibilidade dos solos PE e TR à saturação. O mesmo não ocorreu para os demais solos em estudo.

2. Curvas Características

- Em todos os casos, as curvas características apresentaram formato bimodal (Duplo “S”), típico de solos com comportamento laterítico. O solo PE foi o único com características próximas de uma curva unimodal.

- De uma forma geral, com a redução do teor de umidade ocorreu um acréscimo no valor da sucção. Em contrapartida, com o acréscimo da umidade, o valor da sucção reduziu. O efeito da variação de $\pm 2\%$ na umidade foi mais relevante na trajetória de secagem, com exceção do solo PE, onde a variação ocorreu em ambas situações, provavelmente devido à peculiaridade de sua curva característica.

3. Resistência ao Cisalhamento

- Nas três condições em estudo, observou-se um aumento da tensão de cisalhamento com o incremento da tensão normal. Esse acréscimo também ocorreu com a variação do teor de umidade, apresentando aumento da tensão cisalhante com o decréscimo da umidade (trajetória de secagem). A variação volumétrica apresentou comportamento semelhante, reduzindo com o acréscimo da umidade e incremento da tensão normal, salvo algumas situações.

- Em relação aos principais parâmetros de resistência, houve aumento da coesão com a perda de umidade, devido ao aumento da sucção. Os valores de ângulo de atrito não seguiram o mesmo comportamento, variando de um solo para o outro.

- Para uma faixa de tensões normais variando de 50 à 120 kPa, por se tratar de solos empregados como subleito, o solo PE apresentou maior resistência ao cisalhamento nas condições ótima e seca ($W_{ót}-2\%$) enquanto que o solo TR apresentou o pior desempenho em relação à resistência em todas as condições estudadas. Esse desempenho satisfatório do solo PE confirma a influência da sucção na propriedade de resistência dos solos em estudo.

4. Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas – Módulo de Resiliência

- Dentre os modelos analisados, o que apresentou melhor modelagem foi o modelo composto, que considera o estado de tensões (confinante e desvio) atuantes no material.

- Para um mesmo par de tensões, o solo TR apresentou o maior módulo de resiliência dentre os solos estudados, seguido respectivamente pelos solos PE, RS e CB. Uma possível correlação com a granulometria dos materiais poderia explicar esse resultado.

- De modo geral, os módulos de resiliência dos solos analisados foram compatíveis com o esperado para solos usualmente empregados como subleito rodoviário, levando em consideração as características físicas e mecânicas de cada material.

5. Análise Mecanicista – Deformabilidade

- A partir das análises numéricas realizadas no AEMC, verificou-se que o número de solicitações admissíveis à fadiga, em todos os casos, foi inferior ao número de solicitações previsto em projeto, exigindo o redimensionamento da camada de revestimento. Isso evidencia a ineficácia do atual método de dimensionamento de pavimentos flexíveis, no que diz respeito ao mecanismo de ruptura por fadiga.

- O solo PE apresentou o melhor desempenho como subleito, pois sua respectiva estrutura (E01) apresentou os menores valores de deformação no fundo do revestimento, indicando uma rigidez superior desse material.

- A correlação entre módulo de resiliência e ISC se mostrou totalmente falha, comprovado, neste caso, pelo comportamento da estrutura E03. Mesmo apresentando o melhor ISC (16%) dentre os solos em estudo, a estrutura E03, dimensionada adotando o solo RS como subleito, apresentou o pior desempenho em relação à deformabilidade.

- Nas simulações realizadas no AASHTOWare Pavement ME Design, nenhuma das estruturas atingiu o tempo de vida de 10 anos para o qual foram dimensionadas, mostrando novamente a ineficácia do método de dimensionamento de pavimentos flexíveis adotado pelo DNIT. A maioria das estruturas sofreram ruptura por fadiga, variando seu tempo de vida útil entre 2 anos e 4 meses à 5 anos e meio, dependendo do solo adotado. Somente a estrutura E01, dimensionada para o solo CB, apresentou ruptura por deformação permanente, devido à sua composição granulométrica.

- Comprovou-se ainda, que a simples adoção de um valor médio de módulo de resiliência não permite verificar o real comportamento do pavimento ao longo dos

anos, destacando a vantagem da utilização de módulos resilientes não lineares, onde o estado de tensões atuantes na estrutura é levado em consideração.

- No geral, as análises comprovaram a importância do módulo de resiliência no dimensionamento destes pavimentos, não só dos materiais empregados como subleito, foco desta dissertação, como também dos materiais empregados nas demais camadas do pavimento.

6. Análise Mecanicista – Resistência ao Cisalhamento

- Para uma mesma tensão normal, as tensões de cisalhamento atuantes nas estruturas analisadas aumentaram com o acréscimo de carregamento. Apesar desse acréscimo, quando comparada com as envoltórias de ruptura obtidas em laboratório, as tensões atuantes são muito inferiores, tornando remota a ruptura do solo por cisalhamento.

- O desempenho dos materiais foram coerentes com o esperado, semelhantes aos resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto, diferenciando somente no que diz respeito ao solo CB, explicado neste caso pela correlação entre a tensão de cisalhamento e o limite de liquidez do material.

- A análise complementar, empregando os solos como subleito de pavimentos de baixo volume de tráfego, apresentou comportamento peculiar. As tensões cisalhantes máximas apresentaram decréscimo com o aumento do nível de carregamento, diferentemente da profundidade de propagação, que aumentou com o acréscimo de carga. A diferença de rigidez entre os materiais não apresentou influência neste caso.

- De modo geral, os solos em estudo quando empregados em subleitos rodoviários não apresentam ruptura por cisalhamento. O mesmo ocorre na fundação de um pavimento de baixo volume de tráfego, tipicamente utilizados em vias urbanas ou estradas vicinais. Isso porém não afasta a hipótese de ocorrência de altas deformações plásticas.

6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Estudar a influência da variação do teor de umidade e do parâmetro sucção no módulo de resiliência dos materiais em estudo;

- Estudar as deformações permanentes nos mesmos;
- Avaliar a sucção dos solos através de outros métodos, como mesa de sucção, psicrômetros, tensiômetros, centrífuga, entre outros;
- Realizar todos os ensaios presente na metodologia MCT, afim de comparar com os resultados aqui apresentados;
- Avaliar a utilização dos materiais pesquisados para aplicação como revestimento primário em estradas vicinais, ou camada estrutural de pavimentos com revestimentos delgados;
- Realizar as simulações numéricas em outros softwares para análise de tensões e deformações e comparar com os resultados aqui apresentados.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALFARO SOTO, M. A. **Comparação entre métodos de imposição e de controle de sucção em ensaios com solos não saturados**. 2004. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. W. Special problems soils. General Report. In. 9th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Dublin, **Proceedings...**, v.3, p.1087-1146, 1987.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS **AASHTO TP 46-94**: Standard test method for determining the resilient modulus of soils and aggregate materials. Washington D.C., 1996. 31p.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 3080/2011**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. Annual Book of ASTM Standards, 2011.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 5298/2010**: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. Annual Book of ASTM Standards, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p. Origem: MB-27.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p. Origem: MB-30.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira de 4.8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8p. Origem: MB-28.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p. Origem: MB-31.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p. Origem: MB-32.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p. Origem: MB-33.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Índice de Suporte Califórnia – Método de Ensaio. Rio de Janeiro, 1987, 13p.

BENEVELI, R. M. **Estudo dos efeitos de umedecimento e secagem na resistência ao cisalhamento de um solo compactado em laboratório**. Dissertação de Mestrado, Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro, 2002.

BERNUCCI, L.B., MOTTA, L.M.G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**, Rio de Janeiro, PETROBRAS, ABEDA, 2008.

BLIGHT, G. E. Aspects of the capillary model for unsaturated soils. 7th Asian Conf. SMFE 1 : 3-7, **Proceedings...**, Haifa, 1983.

BURLAND, J. B.; RIDLEY, A. M. The importance of suction mechanics. **Twelfth Southeast Asian Geotechnical Conference**. Kuala Lumpur. 1996.

CARNERO GUZMÁN, G. G. **Contribuições ao estudo do comportamento de um solo residual compactado quasi-saturado**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2014, 229 p.

CERATTI, J. A., GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D; RODRIGUES, M. R. Influência da sucção no módulo de resiliência de um solo típico do Rio Grande do Sul. In: 30^o Reunião Anual de Pavimentação, Salvador. **Anais...**, p. 540-555, 1996.

CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; NÚÑEZ, W. P. Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil. In: Geology and Properties of Earth Materials, Washington, D. C. **Journal of the Transportation Research Board**. n^o 1874, p. 165-173, 2004.

CHANDLER, R.J.; CRILLY, M.S.; MONTGOMERY-SMITH G. A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings. **Proc. of the Institution of Civil Engineering**, v. 92, n.2, p.82-89, 1992.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES – CNT. **Pesquisa CNT de Rodovias 2015: Relatório Gerencial**. Brasília, 2015, 422p.

CÓRDOVA, H.; GUIMARÃES A. Avaliação e controle estrutural de pavimentos asfálticos utilizando deflectometria com uso de equipamento tipo FWD. In: 17^a Reunião de Pavimentação Urbana, **Anais...**, Porto Alegre, RS, Brasil, 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 049/94: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 228/94: Solos compactados com equipamento miniatura – Rio de Janeiro**, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 256/94: Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 258/94: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 269/94: Projeto de restauração de pavimentos flexíveis - TECNAPAV**. Rio de Janeiro, 1994.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT ME 134/2010:** Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

DE CAMPOS, T. M. P.; DELGADO, C. C.; TIBANA, S.; AGUILAR, S. A. S.; FONSECA, E. C. Determinação da Curva Característica de Sucção em Laboratório. In: 1ª Conferência Brasileira sobre Estabilidade de Encostas – 1ª COBRAE, Rio de Janeiro, **Anais...**, p.835-851, 1992.

EDIL, T. B., MOTAN, S. E. Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils. **Transportation Research Record**, Washington, D.C., nº 705, p. 54-63, 1979.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Laboratory evaluation of soil suction components. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM, nº 4, vol. 7, pp. 173-181. Philadelphia, 1984.

FERNANDES, W. D. **Análise comparativa entre os Métodos de Dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil e o Método da AASHTO.** Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da formação Serra Geral.** Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 329 f., 2007.

FRANCO, F.A.C.P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FREDLUND, D. G.; BERGAN, A. T.; WONG, P. K. Relation between resilient modulus and stress conditions for cohesive subgrade soils. **Transportation Research Record**, n. 462, p. 73-81, 1977.

FREDLUND, D. G. Second Canadian Geotechnical Colloquium: Appropriate concepts and technology for unsaturated soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v.165, p.121-139, 1979.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils.** New York: John Wiley & Sons, 1993. 517 p.

FREDLUND, D.G.; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 31, n. 4, p. 521-532, 1994.

FREDLUND, D.G.; VANAPALLI, S.K.; XING, A.; PUF AHL, D.E. Predicting the shear strength function for unsaturated soils using the soil-water characteristic curve. In: FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 1995, Paris, France. **Proceedings...** v.1, p. 63-70, 1995.

FREDLUND, D. G. **Recent research on the soil-water characteristic curve and its application in engineering**. University of Saskatchewan, Saskatoon, Sack, Canadá, 1996.

GALLIPOLI, D. G.; WHEELER, S. J.; KARSTUNEN, M. Modeling the variation of degree of saturation in a deformable unsaturated soil. **Géotechnique**, v. 53, n. 1, p. 105-112, 2003.

GARDNER, W. R. A method of measuring the capillary tension of soil moisture over a wide moisture range. **Soil Science**, v. 43, nº 4, p.277-283, 1937.

GEHLING, W. Y. Y.; CERATTI, J. A. P.; NÚÑEZ, W. P.; RODRIGUES, M. R. A study of the influence of suction on the resilient behavior of soils from Southern Brazil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 2., 1998, Beijing, China. **Proceedings...** Beijing: International Academic Publishers, 1998, v.1, p.47-53.

GERSCOVICH, D. M. S. Resistência ao Cisalhamento: polígrafo didático. Universidade do Estado do Rio de Janeiro – UERJ. Rio de Janeiro. 2010. 102p.

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. Estudo de deformação permanente em solo típico de subleito de rodovia brasileira. In: 33° Reunião Anual e Pavimentação. Florianópolis. **Anais...**, p. 336-354, 2001.

GUIMARÃES, A.C.R. **Um método mecanístico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2009.

HEYDINGER, A. G. Evaluation of seasonal effects on subgrade soils. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 82, Washington, D.C., **Proceedings...** TRB, 2003, CD-ROM.

HICKS, R.G. **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials**. Tese de PhD, Universidade da Califórnia, Berkeley, 1970.

HO, K. M. Y.; NG, C. W. W.; HO, K. K. S.; TANG, W. H. State-dependent soil-water characteristic curves (SDSWCCs) of weathered soils. In: Fourth International Symposium on Unsaturated Soils, 2006, Carefree, AZ, Estados Unidos. **Proceedings of the Fourth International Symposium on Unsaturated Soils**, 2006, v.1, p. 1302-1313.

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; WAGNER, A. M. Laboratory filter paper suction measurements. **Geotechnical Testing Journal**, Philadelphia, v.17, n.2, p.185-194, 1994.

KHALILI, N. E.; KHABBAZ, M. H. A. A Unique Relationship for λ for Determination of the Shear Strength of Unsaturated Soil. Technical Note. **Géotechnique**, Vol. 48, nº 5, p.681-687, 1998.

KHOURY, N. N.; MUSHARAF, Z. M.; NEVELS, J. B.; MANN, J. Effect of soil suction on resilient modulus of subgrade soil using the filter paper technique. In: ANNUAL

MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 82., 2003, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2003. CD-ROM

KHOURY, N. N.; ZAMAN, M. M. Correlation between resilient modulus, moisture variation, and soil suction for subgrade soils. In: Geology and Properties of Earth Materials, Washington, D. C. **Journal of the Transportation Research Board.** nº 1874, p. 99-107, 2004.

KLAMT, R. A. **Influência da ação do tráfego no custo de construção e restauração de pavimentos asfálticos.** 165 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. On total, matric and osmotic suction. **Soil Science**, Baltimore, v. 114, p. 339-348, 1972.

KSAIBATI, K.; ARMAGHANI, J.; FISHER, J. Effect of moisture on the modulus values of base and subgrade materials. In: ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD, 79., 2000, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 2000. CD-ROM.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics.** New York, Ed. Wiley. 553p. 1969.

LI, D.; SELIG, E. Resilient modulus for fine-grained subgrade soils. **Journal of Geotechnical Engineering.** ASCE, vol. 120, nº 6, pp. 939-957, 1994.

LIANG, R. Y., RABAB'AH, S., KHASAWNEH, M. Predicting Moisture-Dependent Resilient Modulus of Cohesive Soils Using Soil Suction Concept. **Journal of Transportation Engineering**, v. 134, nº 1, p. 34-40, 2008.

LU, N., LIKOS, W.J., **Unsaturated soil mechanics.** J. Wiley, Hoboken, N.J. USA, 2004.

MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis – A experiência com FWD no Brasil.** 1996. 456 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

MARINHO, F. A. M. Medição de sucção com o método do papel filtro. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES, 10., 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** São Paulo: ABMS, 1994, v.2, p. 515-522.

MARINHO, F. A. M. A técnica do papel filtro para a medição de sucção. In: ENCONTRO SOBRE SOLOS NÃO SATURADOS, Porto Alegre. **Anais...** Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, p.112-125, 1995.

MARINHO, F. A. M.; STUERMER, M. The influence of the compaction energy on the SWCC of residual soil. In: C.D. Shackelford, N.-Y, Chang, & S. L. Houston (eds).

Advances in unsaturated geotechnics. ASCE **Geotechnical Special Publication**, nº 99, p. 125-141, 2000.

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos. Rio de Janeiro. **Solos e Rochas**, p. 03-26, 1980.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 1997, 380p.

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

MEDINA, J., MOTTA, L.M.G. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro, RJ. Editora Interciência. 3ª ed., 2015, 638 p.

MEDRADO, W. A. **Caracterização Geotécnica de solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias**. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

MONISMITH, C.L.; OGAWA, N. FREEME, C.R. **Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repetead Loading**. 54th Annual Meeting of the Transportation Research Board, Washington, DC., 1975.

MOTTA, L. M. **Método e dimensionamento de pavimentos flexíveis; Critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Implementation of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide and Software**. Transportation Research Board, 2014. Disponível em: <http://www.trb.org/Main/Blurbs/170576.aspx> Acesso em: 08/12/2015.

NAM, S., GUTIERREZ, M., DIPLAS, P.; PETRIE, J. Determination of the shear strength of unsaturated soils using the multistage direct shear test, **Engineering Geology** **122**, in press., pág. 272 – 280, 2011.

NG, C. W. W.; PANG, Y. W. Influence of stress state on soil-water characteristic and slope stability. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 2, p. 157-166, 2000.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades geotécnicas. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro. **Anais...**, p. 30-42, 1981.

NÚÑEZ, W. P. **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, 1997.

PARREIRA, A. B.; GONÇALVES, R. F. The influence of moisture content and soil suction on the resilient modulus of a lateritic subgrade soil. **GeoEng** – An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering, Melbourne, Australia, 2000.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007, 152f.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas.** 2ª Ed. – Sao Paulo: Oficina de Textos, 2002.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos.** Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 1991.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos e um solo Arenoso.** Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1978.

PREUSSLER, E. S.; PINTO, S. Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis, considerando a resiliência. In: 17ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, **Anais...**, 1982.

RABAB'AH, S. R. **Integrated assessment of free draining base and subbase materials under flexible pavement.** 279 f. Thesis (PhD) – University of Akron, Ohio, USA, 2007.

RAMIRES, M. C. P. **Estudo dos efeitos da presença do nível d'água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010, 261f.

RIDLEY, A. M. Discussion on 'Laboratory Filter Paper Suction Measurements' by Sandra L. Houston, William N. Houston and Anne-Marie Wagner, **Geotechnical Testing Journal**, v.18(3), p.391-396, 1995.

RODRIGUES, J. K. G.; FELEZ, J. B.; PONTES FILHO, G. Estudo comparativo sobre resultados de ensaios triaxiais com aplicação repetida de cargas. In: 31ª Reunião Anual de Pavimentação. São Paulo. **Anais...**, p. 174-193, 1998.

RODRIGUES, M. R. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ROESLER, J.; HILLER, J.E. **Continuously Reinforced Concrete Pavement: Design Using the AASHTOWare Pavement ME Design Procedure.** Federal Highway Administration: FHWA-HIF-13-025. 2013. 34p.

SAUER, E. K.; MONISMITH, C. L. The influence of soil suction on the behavior of a glacial till subjected to repeated loading. In: ANNUAL MEETING OF THE HIGHWAY RESEARCH BOARD, 47., 1968, Washington, D.C. **Proceedings...** Washington, D.C.: TRB, 1968.

SANTOS, E. F. **Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais.** 2006. Dissertação (Mestrado em

Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. Resilience characteristics of subgrade soils and their relation to fatigue failures in asphalt pavements. **International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements**, pp.1-23. University of Michigan, Ann Arbor. Michigan. 1962.

SEED, H. B.; MITRY, F. G.; MONISMITH, C. L.; CHAN, C. K. Factors influencing the resilient deformations of untreated aggregate base in two-layer pavements subjected to repeated loading. **Highway Research Board**, Research Record, v.190, p. 19-57, 1967.

SIBLEY, J. W.; WILLIAMS, D. J. A New Filter Material for Measuring Soil Suction. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 13, nº 4, p.381-384, 1990.

SILVA, 1º T. B. H. A. **Aplicação das metodologias MCT e resiliente a solos finos do centro-norte do Mato Grosso**. Dissertação de Mestrado, Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2003.

SILVA, C.F.S.C., **Análise de Tensões em Pavimentos A Partir de Modelo Físico Instrumentado**. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2014.

SOUZA, M. L. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. 3ed. rev. e atual. Rio de Janeiro, IPR., 1981 (IPR. Publ. 667)

SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**. Tese (Mestrado em Engenharia Civil), COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1980.

SZAFRON, B.J.; FREDLUND, D. G. Monitoring matric suction in the subgrade of unpaved roads. **Canadian Geotechnical Conference**, nº 45, paper nº 52, pp. 52-1 – 52-10. 1992

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.

TUNCER, B. E.; SABRI, E. M. Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils. **Transportation Research Record**, n. 705, 1979.

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

VANAPALLI, S. K.; SALINAS, L. M.; AVILA, D.; KARUBE, D. Suction and storage characteristic of unsaturated soils. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2002, Recife, Brasil, **Proceedings...**, v.3, p.1045-1070, 2004.

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

VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S. **Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos.** São Paulo, Arte & Ciência, 2009.

VIVIAN, J. B. **Utilização do método do papel filtro para a determinação das curvas características de um solo coluvionar não saturado contaminado com óleo diesel.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

WEBER, R. C. **Avaliação das Trajetórias de Umedecimento e Secagem na Deformabilidade Elástica de Solos Compactados.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

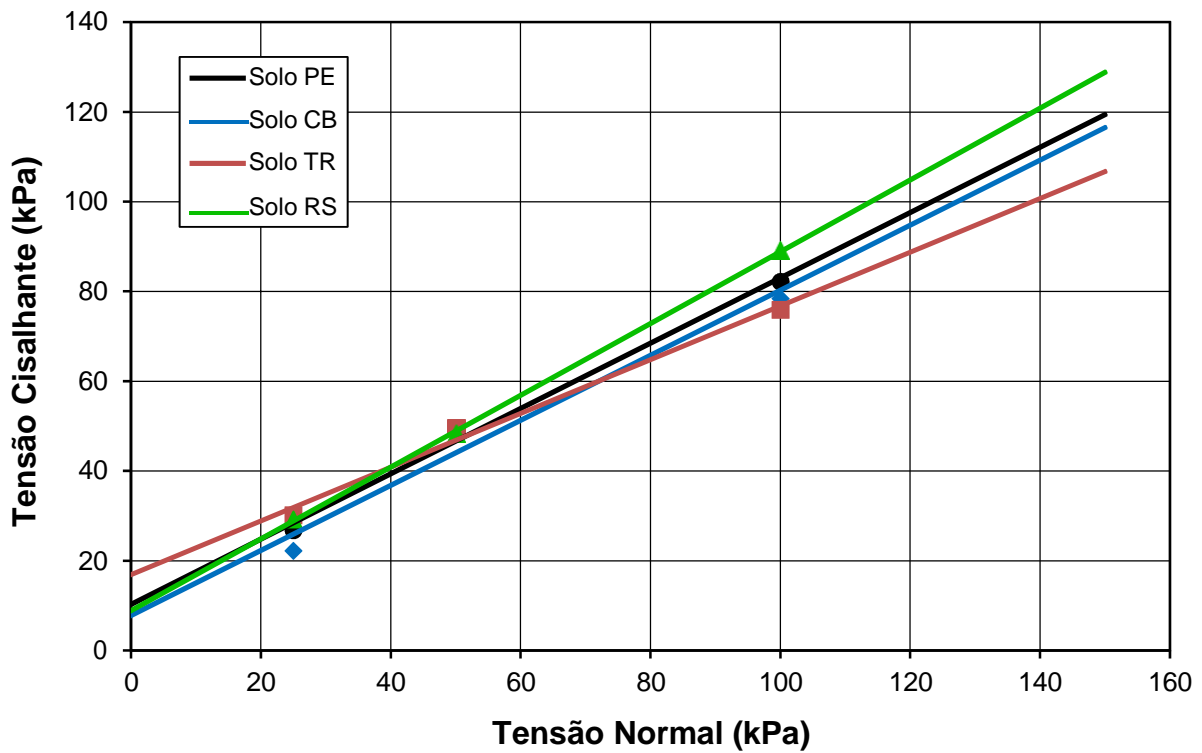
WERK, S. M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

WERKMEISTER, S. **Permanent deformation behavior of unbound granular materials in pavement constructions.** Fakultät Bauingenieurweser der Technischen Universität Dresden zur Erlangung der Würde eines Doktor-Ingenieurs Genehmigte, 2003.

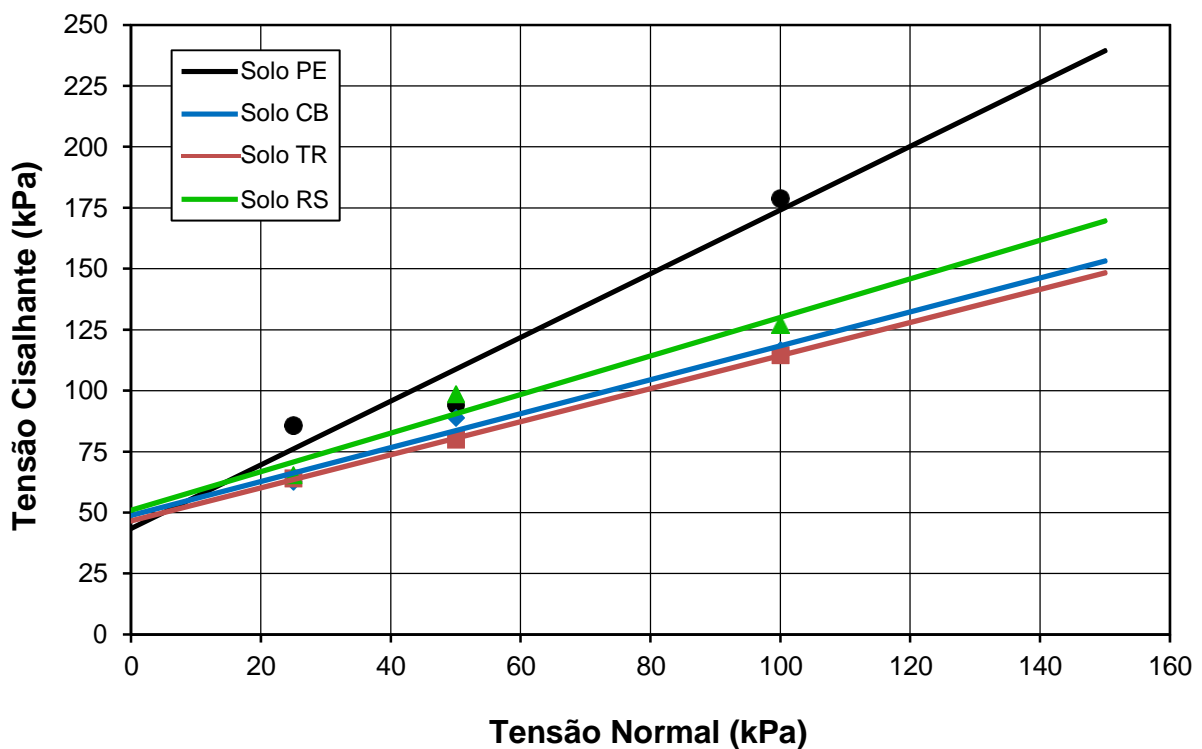
YANG, S. R., HUANG, W. H., TAI, Y. T. Variation of resilient modulus with soil suction for compacted subgrade soils. *Transportation Research Record*, 1913, **Transportation Research Board**, Washington, D. C., p. 96-106, 2005.

ZHOU, J.; YU, J. L. Influences affecting the soil-water characteristic curve. **Journal of Zhejiang University Science**, v. 6A, n. 8, p. 797-804, 2005.

APÊNDICE A – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA A CONDIÇÃO ÓTIMA + 2%



APÊNDICE B – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA A CONDIÇÃO ÓTIMA



APÊNDICE C – ENVOLTÓRIAS DE RUPTURA PARA A CONDIÇÃO ÓTIMA - 2%

