

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

PAULA TAIANE PASCOAL

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO
COMPORTAMENTO RESILIENTE E DEFORMAÇÃO PERMANENTE
DE SOLO LATERÍTICO DO RIO GRANDE DO SUL**

Santa Maria, RS
2020

Paula Taiane Pascoal

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO
RESILIENTE E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO LATERÍTICO DO RIO
GRANDE DO SUL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), com requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Magnos Baroni

Santa Maria, RS
2020

Paula Taiane Pascoal

**ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO
RESILIENTE E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO LATERÍTICO DO RIO
GRANDE DO SUL**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, na área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), com requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 20 de fevereiro de 2020:



Magnos Baroni, Dr. (UFSM)

(Presidente/Orientador)



Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)



Luis Alberto Herrmann do Nascimento, PhD. (CENPES)

Santa Maria, RS

2020

Pascoal, Paula Taiane
ESTUDO DA INFLUÊNCIA DA COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO
RESILIENTE E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO LATERÍTICO DO
RIO GRANDE DO SUL / Paula Taiane Pascoal.- 2020.
186 p.; 30 cm

Orientador: Magnos Baroni
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2020

1. Módulo de Resiliência 2. Deformação Permanente 3.
Solo Laterítico 4. Energia de Compactação I. Baroni,
Magnos II. Título.

DEDICATÓRIA

Aos meus pais, por serem meu porto seguro, meus maiores exemplos, meu amor maior. Às minhas avós, pelo carinho e amor incondicional. Aos meus irmãos, meus melhores amigos. Ao meu noivo, amor da vida, por estar junto em todos os momentos e dividir a vida comigo.

AGRADECIMENTOS

O amor pela minha família é o que me move. Assim, início meus agradecimentos demonstrando a minha gratidão e respeito aos meus pais, Wirley e Leila, meus maiores exemplos de ser humano. Pai e mãe, vocês me ensinaram a ser grata por cada detalhe e por todos momentos. Então, neste momento, agradeço pelos princípios repassados, pela educação, por me darem exemplos de honestidade e determinação, e por nunca faltar amor, respeito, afeto e muito incentivo. Fruto da união de vocês, recebi meus maiores presentes da vida: Leonardo e Victor, meus irmãos, meus melhores amigos. Agradeço a cumplicidade e o respeito que prevalece em nossas vidas. À minha cunhada, agradeço pelos momentos compartilhados e por todo apoio. Ao agradecer as minhas avós, Nair e Rosália, por tanto carinho e por estar em todas as suas orações, estendo os agradecimentos a todos meus familiares.

Ao meu noivo, Lucas, amor da minha vida, por ser o melhor companheiro em todos os momentos. As tuas palavras de apoio, a paciência e os diversos finais de semana no laboratório, foram essenciais para esse momento se concretizar. Obrigada por compreender a minha ausência em alguns momentos. Gratidão por você ser assim. Amo você!

Agradeço ao meu orientador, Magnos Baroni, por todos ensinamentos compartilhados, e por ser acessível, compreensível e humano. Ao prof. Luciano Specht, pelas contribuições no decorrer da pesquisa e pela composição da banca examinadora. Tenho vocês como exemplos de profissionais.

Gratidão aos professores e membros do GEPPASV, pelo convívio dentro do grupo de pesquisa e por contribuir no meu crescimento profissional. Ao Luis Alberto H. do Nascimento, pela disponibilidade em compor a banca examinadora, compartilhando seus conhecimentos na área.

Fernando Zucchi, Gabriéli Chiarello e Leonardo Brizolla, a amizade de vocês foi muito importante nesta jornada. Agradeço por tantos momentos compartilhados. Reaprendi a confiar em pessoas a partir de vocês. Vocês são a minha família santamariense. Que possamos seguir juntos sempre!

Gratidão aos meus amigos de longa data, em que distância alguma é capaz de minimizar as nossas relações. Em especial a Juliane, que sempre esteve pronta para acolher e confortar. Agradeço à Amanda Sagrilo, parceira nessa trajetória, pelo

conhecimento compartilhado e por estar caminhando lado a lado em todos os momentos.

Aos colegas da pós-graduação, Thaís Aquino e Lucas Bueno, obrigada por tantos ensinamentos. Vocês contribuíram muito para o desenvolvimento dessa pesquisa.

Muita gratidão aos bolsistas/voluntários do grupo, Talis Mendes, Pedro Meurer, Alvaro Carloto, Mainara Callegaro, Christopher Schneider e Pablo Vestena, pelo auxílio no decorrer da etapa laboratorial. Agradeço também à Ana Helena Back, Angelo Magno, Luciéle Knerim, Patrícia Falcão, Bethania Correa e Silvio Schuster, colegas e membros do GEPPASV.

Ao João e Alisson, laboratoristas do LMCC, e ao Eduardo Druzian, funcionário da UFSM, pela atenção, ajuda e disponibilidade sempre que solicitados. Obrigada!

À Rede de Tecnologia em Asfalto ANP/PETROBRAS, que por intermédio da FATEC, concedeu a bolsa de estudos e viabilizou a realização desta pesquisa.

Por fim, agradeço aos que não foram citados, mas que de alguma forma contribuíram no desenvolvimento dessa dissertação.

RESUMO

COMPACTAÇÃO NO COMPORTAMENTO RESILIENTE E DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO LATERÍTICO DO RIO GRANDE DO SUL

AUTORA: Paula Taiane Pascoal
ORIENTADOR: Prof. Dr. Magnos Baroni

A presente pesquisa tem por objetivo avaliar o comportamento mecânico de uma jazida de solo que foi empregada na construção de um aterro rodoviário no estado do Rio Grande do Sul. Foram coletadas amostras dos três horizontes pedológicos da jazida, além de amostras indeformadas do corpo do aterro e da camada final de terraplanagem, sendo realizados ensaios de caracterização física, química e mecânica, com ênfase nos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente. O comportamento resiliente foi avaliado em onze conjuntos de amostras, ao passo que quatro conjuntos foram submetidos aos ensaios de deformação permanente. Complementarmente, foram dimensionadas estruturas de pavimento considerando as premissas do método DNER (1981), a fim de comparar com estruturas dimensionadas com a metodologia mecanística-empírica presente no MeDiNa. A jazida em questão foi classificada como argilosa de comportamento laterítico. As amostras indeformadas do corpo do aterro apresentaram comportamento insatisfatório em relação a resiliência, ao passo que a camada final demonstrou elevado módulo de resiliência. Os modelos que melhor representaram o comportamento resiliente dos solos foram o composto e o universal, tendo em vista que ambos consideram a ação das tensões confinante e desvio. Em relação aos horizontes, à medida em que aumentou a energia de compactação, o módulo de resiliência se elevou. Quanto maior a energia de compactação, maior a atuação da tensão confinante no material, ao passo que para a energia de compactação normal, a tensão desvio conduziu o comportamento das amostras. No que tange à deformação permanente, tanto o horizonte B compactado nas três energias, quanto as indeformadas da camada final, apresentaram comportamento satisfatório, enquadrando-se no tipo I ou tipo II, que englobam materiais com tendência ao acomodamento da deformação permanente. Ainda, obteve-se uma boa correlação ao verificar os parâmetros de Guimarães (2009) para os quatro conjuntos submetidos à deformação permanente. Por fim, a estrutura de pavimento dimensionada de acordo com o DNER (1981), sofreria ruptura por fadiga antes de finalizar o tempo de projeto, em contrapartida, as estruturas dimensionadas pelo MeDiNa, atenderam os critérios de deformação permanente e fadiga, corroborando o bom comportamento destes solos ao serem aplicados no subleito e/ou base.

Palavras-chave: Solo Laterítico. Energia de Compactação. Módulo de Resiliência. Deformação Permanente.

ABSTRACT

STUDY OF COMPACTION INFLUENCE IN RESILIENT BEHAVIOR AND PERMANENT DEFORMATION OF A LATERITIC SOIL FROM RIO GRANDE DO SUL

AUTHOR: Paula Taiane Pascoal
ADVISOR: Prof. Dr. Magnos Baroni

This research aims evaluate the mechanical behavior of jobsite soil, employed as pavement landfill in Rio Grande do Sul. Samples were collected from three pedological horizons and undisturbed samples from the interior and top layer landfill. It was performed physical, chemical and mechanical characterization tests, mainly resilient modulus test and permanent deformation. The resilient behavior was evaluated by eleven sets of samples, while four sets were submitted to permanent deformation tests. In addition, pavement structures were designed, considering DNER method (1981), in order to compare with structures designed by mechanistic-empirical methodology present in MeDiNa. The present jobsite was classified as clayey with lateritic behavior. The undisturbed samples from the landfill interior showed unsatisfactory resilient behavior, while the top layer presented a high resilient modulus. The models that present the most accurate correlation were Compound and Universal, since both models consider the action of confining and deviator stresses. In relation to horizons, as long as the compaction energy increases, the resilient modulus also increased. The higher the compaction energy is, the greater is the effect of confining stress on the material, whereas for normal compaction energy, the deviator stress led the samples behavior. Regarding the permanent deformation, horizon B compacted at three energies and undisturbed samples at top layer presented a satisfactory behavior, fitting in type I or II, which includes materials that tend to accommodate permanent deformation. In addition, a good correlation was obtained for Guimarães (2009) parameters for four samples submitted to permanent deformation. Finally, the designed structure accordingly to DNER (1981) would collapse by fatigue cracking before the designed life service. However, the structures designed by MeDiNa attended the established criteria for permanent deformation and fatigue cracking, corroborating for the good behavior of these soils employed as subgrade and/or base.

Keywords: Lateritic Soil. Compaction Energy. Resilient Modulus. Permanent Deformation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Esquema da metodologia mecanística-empírica de dimensionamento de pavimentos.....	24
Figura 2 – Classificação do afundamento em categorias.....	34
Figura 3 – Comportamento quanto ao acomodamento dos materiais.....	36
Figura 4 – Organização da pesquisa.....	60
Figura 5 – Localização do município de Cruz Alta	61
Figura 6 – Interseção onde foram coletadas as amostras indeformadas	62
Figura 7 – (a) Amostrador cilíndrico de aço e (b) processo do cravação para extração de amostras.....	63
Figura 8 – (a) CP sendo retirado do amostrador e (b) protegido com plástico filme .	63
Figura 9 – (a) Corpo de prova (b) recebendo as camadas de parafinadas	64
Figura 10 – Amostras indeformadas do corpo do aterro após proteção.....	64
Figura 11 – (a) CP sendo talhado, (b) conferência das dimensões e (c) finalizado para posterior realização do ensaio triaxial	65
Figura 12 – Jazida de solo analisada neste estudo.....	66
Figura 13 – Detalhe dos horizontes que compõem a jazida.....	66
Figura 14 – (a) Homogeneização prévia e (b) quarteamento após peneiramento	67
Figura 15 – Amostra de cada horizonte que compõe a jazida em estudo	69
Figura 16 – Ábaco para classificação MCT	70
Figura 17 – Equipamento triaxial de cargas repetidas da UFSM	74
Figura 18 – Passos para montagem do equipamento triaxial	77
Figura 19 – Curva granulométrica dos horizontes (com e sem defloculante).....	85
Figura 20 – Ábaco indicando a classificação MCT dos horizontes.....	87
Figura 21 – Ábaco indicando a classificação MCT-M dos horizontes	88
Figura 22 – Curvas de compactação do horizonte A conforme PETROBRAS(2010)	91
Figura 23 – Curvas de compactação do horizonte B conforme PETROBRAS (2010) e ABNT (2016)	92
Figura 24 –Curvas de compactação do horizonte C conforme PETROBRAS(2010)	94
Figura 25 – Amostra indeformada da CFT antes de ser submetida à DP	97
Figura 26 – Deformação permanente acumulada das indeformadas da CFT	98
Figura 27 – DP das amostras da CFT à medida em que os ciclos aumentam.....	99
Figura 28 – DP acumulada do horizonte B – E. Normal.....	102

Figura 29 – DP acumulada do horizonte B – E. Intermediária	102
Figura 30 – DP ente acumulada do horizonte B – E. Modificada.....	103
Figura 31 – DP no horizonte B à medida em que os ciclos aumentam	104
Figura 32 – Influência da tensão desvio na DP considerando a σ_3 : 40 KPa	106
Figura 33 – Influência da tensão desvio na DP considerando a σ_3 : 80 KPa	106
Figura 34 – Influência da tensão desvio na DP considerando a σ_3 : 120 KPa	107
Figura 35 – Ocorrência do <i>shakedown</i> do horizonte B – E. Normal	110
Figura 36 – Ocorrência do <i>shakedown</i> do horizonte B – E. Intermediária	111
Figura 37 – Ocorrência de <i>shakedown</i> do horizonte B – E. Modificada	111
Figura 38 – Ocorrência de <i>shakedown</i> das indeformadas da CFT	112
Figura 39 – Averiguação do critério do <i>shakedown</i> de acordo com os preceitos de Alnedawi et al. (2019)	113
Figura 40 – Gráficos tridimensionais dos modelos composto e universal para as indeformadas CA	117
Figura 41 – Gráficos dos modelos $k-\sigma_3$, $k-\Theta$ e $k-\sigma_d$ para as indeformadas CA	118
Figura 42 – Gráficos dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\Theta$ para as indeformadas CFT	121
Figura 43 – Gráficos tridimensionais dos modelos composto e universal das indeformadas CFT	122
Figura 44 – Corpos de prova do horizonte B na EI imersos em água	130
Figura 45 – R^2 do modelo composto para todas amostras analisadas	137
Figura 46 – MR médio obtido através do modelo composto para todos conjuntos analisados.....	139
Figura 47 – Modelos $k-\sigma_d$, $k-\sigma_3$ e $k-\theta$ para o horizonte B e as três energias de compactação	140
Figura 48 – Comparativo entre os MRs do protocolo DP+MR, e apenas MR.....	141
Figura 49 – Pavimento dimensionado pelo DNER (1981) – Estrutura 01	145
Figura 50 – Evolução do ATR à medida em que aumentam as solicitações ao longo dos dez anos (N: $2,5 \times 10^7$)	148
Figura 51 – Evolução do ATR à medida em que aumentam as solicitações ao longo dos dez anos (N: $1,0 \times 10^6$)	150

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Nomenclatura dos modelos.....	47
Tabela 2 – Quantitativo de ensaios físicos e químicos a serem realizados	69
Tabela 3 – Padrão adotado para cada condição e energia de compactação.....	71
Tabela 4 – Quantitativo de ensaios para obtenção da curva de compactação	72
Tabela 5 – Quantitativo de ensaios de MR e DP a serem realizados para cada condição.....	76
Tabela 6 – Estado de tensões a serem aplicados para determinar a DP do solo	78
Tabela 7 – Sequência de pares de tensão utilizados para determinação do MR dos solos.....	80
Tabela 8 – Descrição dos materiais utilizados nas estruturas de pavimento dimensionadas	81
Tabela 9 – Composição das estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019)	83
Tabela 10 – Caracterização física dos horizontes em estudo	85
Tabela 11 – Classificação MCT dos horizontes	87
Tabela 12 – Resultado da fluorescência de raio-X para os três horizontes	89
Tabela 13 – Resultado da análise química para os três horizontes	89
Tabela 14 – Resultados das curvas de compactação do horizonte A de acordo com a metodologia da PETROBRAS (2010)	90
Tabela 15 – Resultado das curvas de compactação do horizonte B de acordo com as metodologias da PETROBRAS (2010) e ABNT (2016).....	92
Tabela 16 – Resultados das curvas de compactação do horizonte C de acordo com a metodologia da PETROBRAS (2010)	94
Tabela 17 – Características das amostras indeformadas da CFT que foram submetidas à DP	96
Tabela 18 – Resultado do ensaio de DP para as amostras indeformadas da CFT ...	97
Tabela 19 – Características das amostras B submetidas ao ensaio de DP	100
Tabela 20 – Resultado do ensaio de DP para o horizonte B.....	101
Tabela 21 – Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009).....	108
Tabela 22 – Ângulo das amostras seguindo os preceitos de Alnedawi et al.(2019)	113
Tabela 23 – Características das amostras indeformadas CA que foram submetidas ao ensaio de MR	115
Tabela 24 – Resultado do ensaio de MR das indeformadas do corpo do aterro.....	115

Tabela 25 – Parâmetros resilientes obtidos para as indeformadas CA	116
Tabela 26 – Características das amostras indeformadas CFT submetidas ao ensaio de MR	119
Tabela 27 – Resultado do ensaio de MR das amostras indeformadas CFT	120
Tabela 28 – Parâmetros resilientes dos modelos para as indeformadas CFT.....	120
Tabela 29 – Características das amostras do horizonte A submetidas ao MR.....	122
Tabela 30 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte A – EN	123
Tabela 31 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte A – EI.....	124
Tabela 32 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte A – EM.....	125
Tabela 33 – Características das amostras do horizonte B submetidas ao MR.....	126
Tabela 34 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte B – EN	127
Tabela 35 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte B – EI.....	128
Tabela 36 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte B – EM.....	129
Tabela 37 – Características dos CPs imersos e parâmetros resilientes dessas amostras B – EI	130
Tabela 38 – Características das amostras do horizonte C submetidas ao MR.....	131
Tabela 39 – Parâmetros resilientes dos modelos para o horizonte C – EN.....	132
Tabela 40 – Parâmetros resilientes dos modelos para o horizonte C – EI	133
Tabela 41 – Parâmetros resilientes dos modelos para o horizonte C – EM	134
Tabela 42 – Parâmetros resilientes do modelo composto para os CPs após DP...	135
Tabela 43 – Equações finais de MR para o modelo composto.....	136
Tabela 44 – Valores médios de MR para todos conjuntos de amostras	138
Tabela 45 – Ganho ou perda de resiliência das amostras submetidas à DP.....	142
Tabela 46 – Dimensões dos pavimentos propostos pelo MeDiNa (2019)	146
Tabela 47 – Desempenho frente ao ATR e área trincada quando N: $2,5 \times 10^7$	147
Tabela 48 – Contribuição das camadas ao ATR final ao finalizar 120 meses (N: $2,5 \times 10^7$)	148
Tabela 49 – Desempenho frente ao ATR e área trincada quando N: $1,0 \times 10^6$	149
Tabela 50 – Contribuição das camadas ao ATR final ao finalizar 120 (N: $1,0 \times 10^6$)	150

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHO	<i>American Association Of State Highway Officials</i>
AASHTO	<i>American Association Of Highway And Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural E Biocombustíveis
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ATR	Afundamento em Trilha De Roda
BA	Bahia
CA	Corpo do Aterro
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CFT	Camada Final de Terraplanagem
cm	Centímetros
CP	Corpo de prova
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Eng.
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
DAER	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
ECOSUL	Empresa Concessionária de Rodovias do Sul S.A.
EI	Energia Intermediária
EM	Energia Modificada
EN	Energia Normal
ES	Espirito Santo
ETCR	Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas
FATEC	Fundação de Apoio à Tecnologia e Ciência
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
GEPPASV	Grupo de Estudos em Pavimentação e Segurança Viária
HRB	<i>Highway Research Board</i>
Hz	Hertz
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISC	Índice de Suporte Califórnia
km	Quilômetros
kPa	Quilo Pascal
LA	Areia Laterítica Quartzosa
LA'	Solo Arenoso Laterítico
LG'	Solo Argiloso Laterítico
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>

LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
MCT	Miniatura, Compactada, Tropical
MCT-M	Miniatura, Compactada, Tropical - Modificado
ME	Método de Ensaio
M-E	Mecanístico-empírico
MEDINA	Método de Dimensionamento Nacional
MG	Minas Gerais
mm	Milímetros
MPa	Mega Pascal
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de Repetições do Eixo Padrão
N _{SD}	Número de ciclos do <i>shakedown</i>
NA	Areias, Siltes e Misturas de Areias e Siltes
NA'	Misturas de Areias Quartzosas Com Finos Não Laterítico
NS'	Solo Siltoso Não Laterítico
NG'	Solo Argiloso Não Laterítico
PER	Programa de Exploração De Rodovias
PR	Paraná
RJ	Rio De Janeiro
RS	Rio Grande do Sul
SP	São Paulo
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TRB	<i>Transportation Research Board</i>
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS	18
1.2	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	19
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	21
2.1	COMPACTAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS.....	21
2.2	DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS.....	22
2.3	DEFORMAÇÃO PLÁSTICA (PERMANENTE)	27
2.3.1	Modelos de determinação da deformação permanente	31
2.3.2	Afundamento da trilha de roda	33
2.3.3	Teoria do <i>Shakedown</i>	35
2.3.4	Síntese de pesquisas relacionadas à deformação permanente	37
2.4	DEFORMAÇÃO ELÁSTICA (RESILIENTE)	42
2.4.1	Modelos de determinação do módulo de resiliência	45
2.4.2	Classificação de solos quanto à capacidade resiliente e valores típicos de módulo de resiliência	47
2.4.3	Síntese da experiência em relação ao comportamento resiliente	49
2.5	RELAÇÃO ENTRE OS FATORES QUE INFLUENCIAM O MR E A DP DOS SOLOS.....	57
3	METODOLOGIA	59
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA.....	59
3.2	DEFINIÇÃO DA JAZIDA E COLETA DAS AMOSTRAS.....	60
3.2.1	Amostras indeformadas	62
3.2.2	Amostras deformadas	65
3.3	ETAPA DE LABORATÓRIO	67
3.3.1	Ensaio de caracterização física e química	67
3.3.2	Classificação dos solos	69
3.3.3	Ensaio de compactação	70
3.3.4	Mini-CBR e expansão	72
3.4	ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS	72
3.4.1	Preparo das amostras e montagem no equipamento	74
3.4.2	Deformação permanente	77
3.4.3	Módulo de resiliência	79
3.5	ANÁLISE MECANICISTA	80
3.5.1	Dimensionamento segundo o DNER (1981)	82
3.5.2	Dimensionamento segundo o MeDiNa (2019)	82
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	84
4.1	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO.....	84
4.1.1	Caracterização física	84
4.1.2	Caracterização química	88
4.1.3	Ensaio de compactação, ISC e expansão	90
4.2	DEFORMAÇÃO PERMANENTE	95
4.2.1	Amostras indeformadas da CFT	96
4.2.2	Horizonte B	99
4.2.3	Influência das tensões desvio e confinante na DP	105
4.2.4	Parâmetros de Guimarães (2009) e pesquisa da ocorrência de <i>shakedown</i>	107
4.3	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	114
4.3.1	Amostras indeformadas do corpo do aterro	114

4.3.2	Amostras indeformadas da camada final	119
4.3.3	Horizonte A	122
4.3.4	Horizonte B	126
4.3.5	Horizonte C	131
4.3.6	Ensaio de MR nas amostras submetidas ao ensaio de deformação permanente	134
4.3.7	Comparativo entre todas amostras submetidas ao ensaio de MR	136
4.4	ANÁLISE MECANICISTA	145
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	152
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	159
	APÊNDICE 1 – Horizonte A	170
	APÊNDICE 2 – Horizonte B	174
	APÊNDICE 3 – Horizonte C	178
	APÊNDICE 4 – Comparativo entre modelos de MR	182
	APÊNDICE 5 – Dimensionamento de estruturas	184

1 INTRODUÇÃO

O principal objetivo de um pavimento rodoviário é proporcionar ao seu usuário economia ao rolamento, conforto e segurança. O bom desempenho do pavimento está condicionada ao surgimento e ao acúmulo de defeitos durante a vida útil, que ocorrem devido a exposição às intempéries e à ação do tráfego. A capacidade de acumular os defeitos desde a sua construção pode ser denominada durabilidade, e está associada à perda de serventia e a capacidade do suporte.

Ao executar uma rodovia deve-se considerar o fato de o pavimento ser uma estrutura em que cada camada apresenta características próprias e estão sujeitas a esforços distribuídos horizontalmente e verticalmente, até atingir o subleito, considerado a fundação do pavimento rodoviário, o qual recebe uma parcela desses.

Devido a importância do subleito, a caracterização quanto ao seu comportamento resiliente, principalmente quanto à variação do módulo de resiliência com o estado de tesões, é fundamental para previsão confiável da deflexão do pavimento. O método dimensionamento rodoviário vigente no país considera apenas a capacidade estrutural do subleito e, diante disso, torna-se necessário um maior conhecimento das propriedades dos materiais empregados. Desta forma, a escolha dos materiais e a determinação das propriedades mecânicas são fatores importantes quando se deseja obter uma estrutura de pavimento satisfatória.

O dimensionamento adequado de um pavimento deve assegurar que com a repetição da passagem dos eixos dos veículos, não ocorra trincamento excessivo da camada de revestimento por fadiga (deformação resiliente). Ainda, deve-se garantir que as espessuras das camadas da estrutura e suas características, sejam capazes de minimizar os efeitos da deformação permanente, associada ao afundamento de trilha de roda (ATR).

A fim de se atentar à predição do efeito fadiga nas camadas de maior rigidez, para o ATR e para a ruptura plástica, propõem-se, no meio rodoviário o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), que leva em consideração a abordagem mecanística-empírica para dimensionamento de pavimentos flexíveis, adequando-se às características tropicais do país.

Com intuito de desenvolver a metodologia mecanística-empírica, em meados dos anos 2000, a Petrobrás iniciou articulações com universidades federais, a fim de desenvolver pesquisas científicas em prol deste novo método, assim surgiu a Rede

de Tecnologia em Asfalto. Considerando que a Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), por intermédio do Grupo de Estudos e Pesquisa em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV), está inserida na Rede de Tecnologia em Asfalto - ANP/PETROBRAS, através desta pesquisa, pretende-se dar continuidade às pesquisas de Zago (2016) e Santos (2016) no que se refere ao comportamento resiliente e deformação permanente de solos gaúchos.

O presente trabalho se justifica pela importância de conhecer os materiais que compõem a estrutura de um pavimento e pelo fato de o comportamento resistente do material ser critério de dimensionamento do MeDiNa, que em breve entrará em vigor. Para tanto, será estudado uma jazida de solo típico do estado do Rio Grande do Sul, com intuito de compor o banco de dados do MeDiNa, e verificar o comportamento frente às deformações elásticas e plásticas.

A jazida de solo em questão, oriunda do município de Cruz Alta, compõe um aterro rodoviário da RS 342, de onde foram coletadas amostras indeformadas do corpo do aterro e da camada final de terraplanagem, no intuito de confrontar o desempenho mecânico dessas, com amostras moldadas em laboratório.

1.1 OBJETIVOS

A pesquisa tem por objetivo principal avaliar o comportamento resiliente e a deformação permanente de uma jazida de solo empregada na execução de uma estrutura de pavimento rodoviário do estado do Rio Grande do Sul.

Os objetivos específicos deste estudo são:

- Implementar as rotinas de ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas do GEPPASV;
- Caracterizar física e quimicamente os três horizontes pedológicos da jazida de solo localizada em Cruz Alta – RS;
- Confrontar as metodologias de compactação da ABNT (2016) com o procedimento da REDE 04 (PETROBRAS, 2010);
- Determinar o comportamento resiliente dos três horizontes pedológicos compactados nas três energias Proctor, e de amostras indeformadas do corpo do aterro e da camada final de terraplanagem;

- Analisar o efeito da mudança de energia de compactação na deformação permanente do horizonte B e confrontá-los com as amostras indeformadas da camada final de terraplanagem;
- Pesquisar a ocorrência de *shakedown* nos solos submetidos ao ensaio de deformação permanente;
- Avaliar o comportamento do horizonte B e das amostras indeformadas da camada final, frente ao dimensionamento com o método vigente no país e de acordo com a metodologia presente no MeDiNa;
- Compor o banco de dados do MeDiNa no que tange ao módulo de resiliência e à deformação permanente.

1.2 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação compreende cinco capítulos, cinco apêndices e as referências bibliográficas. Cada capítulo contém os seguintes conteúdos:

No Capítulo 1 – Introdução – consta a parte introdutória da pesquisa, abordando a contextualização do tema, uma breve justificativa e os objetivos geral e específicos;

O Capítulo 2 – Revisão Bibliográfica – apresenta os conceitos pertinentes para subsidiar o desenvolvimento da pesquisa, as discussões e análises dos resultados. Inicialmente, aborda-se a respeito da compactação de solos tropicais e trata sobre o dimensionamento de pavimentos flexíveis, com ênfase à metodologia mecanística-empírica. Na sequência, são apresentados os mecanismos de deterioração do pavimento, ocasionados pelas deformações. A deformação plástica é abordada na sequência, onde são apresentados os modelos de determinação da deformação permanente, o principal defeito ocasionado a partir dela, a teoria de *shakedown* e uma síntese de pesquisas relacionadas à deformação permanente. Ainda, apresenta-se um tópico sobre deformação elástica, onde os modelos de determinação do módulo de resiliência são apresentados, bem como valores típicos de módulo de resiliência para solos brasileiros. Por fim, é apresentada uma síntese da experiência em relação ao comportamento resiliente de solos.

No Capítulo 3 – Metodologia – são abordadas as etapas e os procedimentos metodológicos detalhados. Neste capítulo apresenta-se a localização da jazida e do aterro rodoviário, local de onde as amostras indeformadas foram obtidas, tal qual o procedimento de coleta dessas. Ainda, constam os ensaios de caracterização física e

química, como também os procedimentos executivos dos ensaios triaxiais dinâmicos de módulo de resiliência e deformação permanente. Este capítulo é finalizado com as premissas à análise mecanicista de pavimentos.

O Capítulo 4 – Apresentação e Análise dos Resultados – tem início com os debates acerca dos ensaios de caracterização física e química, e, na sequência, os ensaios de compactação. Após, os resultados de deformação permanente são discutidos com base aos parâmetros de Guimarães (2009) e a ocorrência de *shakedown*. Neste item, são comparados os comportamentos do horizonte B com o conjunto de amostras indeformadas da camada final. É dado prosseguimento, no item referente ao módulo de resiliência, em que são apresentados os resultados de todos os conjuntos de amostras, frente aos diversos modelos de previsão de desempenho, os quais são confrontados uns aos outros.

No Capítulo 5 – Considerações Finais – são apresentadas as principais conclusões obtidas com esta pesquisa, assim como como sugestões para trabalhos futuros.

Na sequência são apresentadas as referências utilizadas na presente dissertação, bem como cinco apêndices complementares aos resultados apresentados no capítulo 4.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo serão apresentados os conceitos necessários para entendimento do estudo proposto. Primeiramente, será exposta uma revisão a respeito da compactação de solos visando o emprego na pavimentação, abordando sobre a importância do controle da umidade de compactação e do peso específico aparente seco. Na seção seguinte, abordam-se os métodos de dimensionamento, com ênfase na metodologia mecanística-empírica em desenvolvimento no Brasil. Ainda, apresenta-se os defeitos do pavimento que estão associados as deformações sofridas pela estrutura.

O tópico seguinte, é abordado a deformação elástica, onde são apresentados os fatores que influenciam na deformação resiliente de solos, bem como os modelos matemáticos consolidados na literatura para previsão do desempenho resiliente de materiais terrosos. Ainda, apresenta-se uma síntese da experiência em relação ao comportamento resiliente, conteúdo pertinente para as análises deste estudo.

Na última seção da revisão bibliográfica, a deformação plástica é evidenciada. Neste item são apresentados conceitos básicos, fatores que influenciam nesta deformação e modelos de determinação da deformação permanente. Ainda, é abordado sobre o afundamento da trilha de roda, um dos defeitos mais comuns que compromete os aspectos funcionais do pavimento, e a teoria de *shakedown*. O capítulo é finalizado com o estado da arte em relação à deformação permanente.

2.1 COMPACTAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS

Os solos tropicais são empregados nas estruturas de pavimentos em camadas de subleito e reforço de subleito, além de serem aplicados em sub-base e bases quando apresentam adequada capacidade de suporte. Quando não possuem um bom comportamento, podem ainda receber adições e/ou modificações buscando melhorar o seu desempenho.

Para aplicação em pavimentos, em geral, os materiais terrosos passam por um processo de compactação, o qual consiste na redução de seu índice de vazios através da ação de uma força mecânica, que reacomoda a fase sólida e varia a gasosa, sem perder a fase líquida. A compactação resulta em um aumento na resistência ao cisalhamento, redução na deformabilidade e permeabilidade (CRISPIM et al., 2011),

aumento da estabilidade, redução e/ou prevenção de adensamento do solo, redução da erodibilidade, entre outros (HOLTZ e KOVACS, 1981). Desta forma, para solos coesivos, o método de compactação influencia diretamente na relação entre o módulo de resiliência e a intensidade da tensão desvio.

O teor de umidade, o tipo de solo e a energia por unidade de volume afetam significativamente a compactação. Em função do tipo de solo, a distribuição granulométrica, a forma dos grãos, o peso específico dos sólidos, o tipo e quantidade dos minerais afetam o peso específico seco máximo e o teor de umidade ótimo. Em relação à energia de compactação, à medida que a energia aumenta, também se eleva o peso específico seco máximo, ao passo que o teor de umidade ótimo diminui. O tipo de equipamento utilizado, o número e a espessura das camadas, a velocidade e a pressão aplicada também influenciam diretamente na compactação de um solo.

Existem dois elementos de grande relevância na compactação de solos tropicais: a estabilidade dos grãos e a distribuição dos poros. Carvalho et al. (2015) destaca a distribuição dos poros, visto que a macroporosidade é que controla o processo de compactação e não a porosidade como um todo. Desta forma, a compactação de solos tropicais em projetos rodoviários deve preservar as partículas do solo, pois quando os macroporos são destruídos, o peso específico aumenta com o processo de compactação, tornando o solo mais fino e mais sensível à variação de umidade no campo durante a vida útil de projeto.

Pode-se considerar dois níveis de controle de compactação de solos que compõem estruturas de pavimentos: o método direto e simples e o método indireto. No método direto e simples se faz o controle da compactação através do nivelamento topográfico, podendo variar $\pm 2\%$ em relação à umidade ótima, obtida através de ensaio laboratorial de acordo com a energia utilizada. Essa variação de 2% em relação a umidade ótima é utilizada amplamente na concepção de pavimentos brasileiros. Já os métodos indiretos, levam em consideração todos os valores obtidos em laboratório, visando sempre o grau de compactação como controle de campo.

2.2 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

O conjunto de camadas que compõem o pavimento é objeto de estudo da mecânica dos pavimentos, que busca identificar as tensões, deformações e deslocamentos da estrutura, além de verificar o número de aplicação de carga que

levam à ruptura por fadiga, atentando-se também para as deformações permanentes e para a ruptura plástica (MEDINA e MOTTA, 2015).

Bernucci et al. (2010, p. 9) ressalta que o pavimento deve “propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento com conforto, economia e segurança”. A economia está associada ao desgaste do veículo, ao tempo de deslocamento e ao consumo do combustível. O conforto está relacionado ao fato de gerar uma sensação de bem-estar enquanto ocorre o deslocamento do veículo no pavimento, além de estar associado às perturbações na suspensão do veículo, enquanto a segurança consiste na facilidade do usuário em manter a trajetória do mesmo.

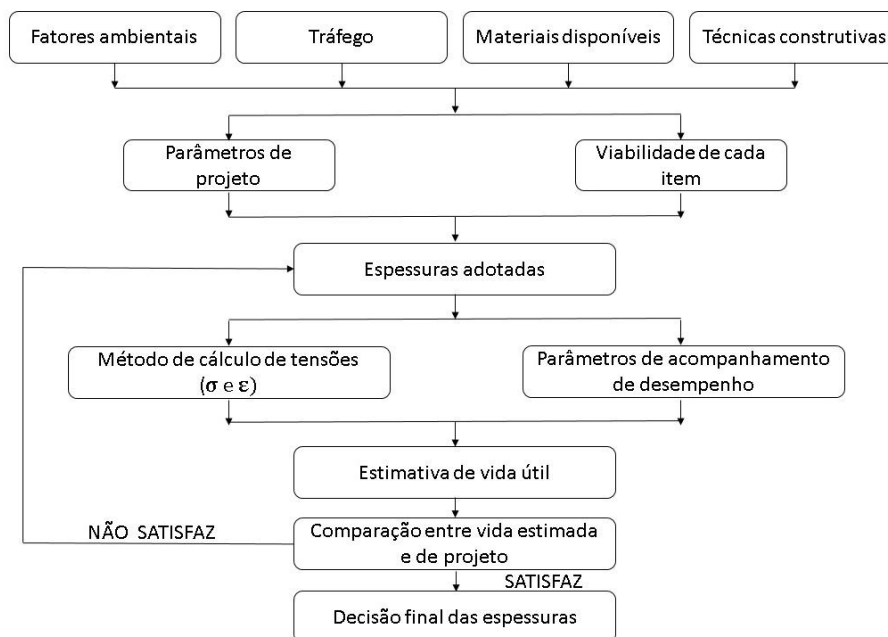
Diversos métodos de dimensionamento de pavimentos são empregados mundialmente, destacando o método utilizado na África do Sul, publicado em 2014 pela *South African National Roads Agency*, o *Austroads* vigente na Austrália e Nova Zelândia, e o *American Association Of State Highway And Transportation Officials* (AASHTO) utilizado nos Estados Unidos da América.

Huang (2003) classifica os métodos de projeto de pavimentos asfálticos em quatro categorias: empíricos, com ou sem verificação da resistência do solo empregado no subleito; baseados no desempenho de pavimentos através de pistas experimentais; métodos que limitam a ruptura vertical por deformação; e mecanístico-empíricos.

A condição de dimensionamento empírica tem sido discutida na Engenharia Rodoviária há anos. Pelo fato desta metodologia se basear em observações e experiências em campo, o emprego de materiais em pavimentos rodoviários em condições de climas específicos que não condizem necessariamente com a região de projeto em questão (FRITZEN et al., 2019).

Para Carvalho (1997), é necessário compreender o comportamento das camadas e dos materiais que constituem o pavimento. Para isso, informações como as cargas e composição do tráfego, velocidade de aplicação, tipos de materiais empregados, técnica construtiva utilizada, espessura das camadas, características geométricas, dispositivos de drenagem e as influências climáticas, devem ser consideradas e analisadas. Segundo Motta (1991), o dimensionamento mecanístico-empírico (M-E) pode ser sintetizado de acordo com a Figura 1.

Figura 1 – Esquema da metodologia mecanística-empírica de dimensionamento de pavimentos



Fonte: Motta (1991)

Diante do exposto, foi verificado no Brasil, a necessidade da concepção de um novo método de dimensionamento, que levasse em conta os parâmetros supracitados. A busca constante em melhorar os projetos de pavimentação em relação à eficiência estrutural, empregando materiais com desempenho conhecido, considerando a ação das condições ambientais e de tráfego, fizeram com que a Rede de Tecnologia em Asfalto, desenvolvida pela PETROBRAS, em parceria com o Instituto de Pesquisas Rodoviárias do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (IPR/DNIT) e o Instituto Alberto Liz Coimbra (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro, centros de pesquisa e outras universidades brasileiras, iniciassem o projeto para desenvolvimento de um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos.

Os centros de pesquisas e as universidades vêm contribuindo com estudos de novos materiais, desenvolvendo metodologias de ensaios e análises na área a fim de reduzir ou até mesmo eliminar a parcela de empirismo da metodologia de dimensionamento. A Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) está inserida na Rede de Tecnologia em Asfalto desde o ano 2012, dando ênfase em estudos de misturas asfálticas, ligantes asfálticos, solos empregados em subleito de pavimentos, além do estudo de materiais que podem compor as camadas de base e sub-base.

Dentro da proposta de um novo método de dimensionamento mecanístico-empírico, Franco (2007) propôs uma ferramenta que auxilia no cálculo do estado de tensões em estruturas e análise de desempenho de materiais. O Programa desenvolvido chamava-se SisPav e passou por diversas modificações até chegar a sua versão atual. Hoje, denomina-se Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos (MeDiNa). Este, encontra-se em fase de teste e deve entrar em vigor em breve.

O MeDiNa leva em consideração o modelo empírico-mecanicista para dimensionamento de pavimentos, buscando associar dados relacionados aos materiais utilizados na pavimentação com os fatores apresentados na Figura 1, como fatores ambientais, tráfego, técnica construtiva e tráfego aplicado. Por meio de correlações e da rotina de análise elástica de múltiplas camadas (AEMC), é possível definir os melhores materiais e as respectivas espessuras das camadas a fim de obter as tensões e deformações, relacionando os valores críticos destas com os danos que a repetição de cargas pode causar ao pavimento. Na sequência, o *software* verifica as espessuras e analisa se estas satisfazem as condições impostas no dimensionamento (CHIARELLO et al., 2019).

No MeDiNa, o sistema do pavimento é dimensionado a partir dos esforços aos quais o pavimento está sujeito, considerando o módulo de resiliência e coeficiente de Poisson, para interpretar a rigidez das camadas, além dos coeficientes para modelagem matemática dos parâmetros de danificação: fadiga para revestimentos asfálticos e deformação permanente para as camadas granulares e solos (FRANCO e MOTTA, 2018).

Para validar o dimensionamento estrutural pelo MeDiNa, torna-se necessário realizar ensaios laboratoriais de caracterização de materiais constituintes, além de inserir um conjunto amplo de informações no *software* referentes a todos materiais que compõem a estrutura do pavimento flexível (FRANCO e MOTTA, 2018). No que tange ao subleito, o módulo de resiliência (DNIT 134/2018) e os parâmetros de deformação permanente (DNIT 179/2018) são parâmetros imprescindíveis, bem como a caracterização básica e classificação MCT (DNER CLA 259/1996) do material constituinte. Os materiais empregados na base, sub-base e reforço de subleito também devem ser caracterizados e ter suas propriedades elásticas e plásticas detalhadas.

Referente à camada de revestimento, inserem-se informações sobre a rigidez, coeficiente de Poisson, faixa granulométrica (NBR NM 248/2003), teor do asfalto (NBR 12891/1993), abrasão Los Angeles do agregado mineral utilizado na mistura (ASTM C 131/2006), volume de vazios (NBR 12891/1993), massa específica (ASTM C 127/2007), deformação permanente obtida através do *Flow Number* (ABNT NBR 16505/2016) e a curva de fadiga do material, obtida através do ensaio à compressão diametral (EN 12697-24/2004).

Ao projetar uma estrutura de pavimento, deve-se atentar que com o aumento do tráfego, tanto em peso quanto em volume, tornam-se necessários uma maior durabilidade e um melhor desempenho do pavimento. O bom performance do pavimento é condicionada pelo surgimento e acúmulo de defeitos ao longo do tempo de exposição às intempéries e ao tráfego. Já a durabilidade, está relacionada à capacidade de acumular os defeitos desde a sua construção, o que leva a uma perda de serventia e da capacidade do suporte.

Logo após o término da construção ou pós compactação do pavimento, já se inicia o processo de perda de características devido à ação do tráfego e das intempéries, que podem ser chamadas de danificação ou deterioração. Segundo o DNIT (2005), a deterioração é resultado de defeitos ou falhas no pavimento e podem ser divididos em três categorias: desagregação, deformação ou trincamento.

A deterioração do pavimento é causada pela ação combinada dos efeitos e composição do tráfego, clima e meio ambiente, dos materiais empregados e das técnicas construtivas. Soncim (2011) afirma que os principais fatores que contribuem para o início, propagação e acúmulo da deterioração, são os fatores climáticos que englobam a temperatura, pluviometria e teor de umidade, além das características físicas e químicas que compõem os materiais utilizados na estrutura, a solicitação de tráfego, o comportamento funcional e estrutural. Este último está relacionado às irregularidades e deflexões que a estrutura apresenta, além de fatores como atrito pneu-pavimento, entre outros.

A desagregação pode ocorrer em função da falta de qualidade dos materiais ou desagregação do agregado. O trincamento pode vir a acontecer em função de carregamento excessivo ou do próprio carregamento repetido, além de estar relacionado a mudanças climáticas e à retração. Já a deformação quando associada com o tráfego tem por causa específica a carga excessiva, a fluência plástica e a densificação (compactação), ao passo que pode ser ocasionada em função da

consolidação de substratos ou expansão, quando não associadas ao tráfego (DNIT, 2003).

A estrutura do pavimento recebe solicitações das rodas dos veículos e por consequência, sofre uma deformação específica total. A deformação específica total é composta por três parcelas: específica viscoelástica, específica elástica ou resiliente e específica plástica ou permanente.

A deformação específica resiliente é a parcela recuperável da deformação, ao passo que as deformações específicas permanentes compõem a parcela irreversível da deformação total. De acordo com Bernucci et al. (2010), a parcela elástica da deformação resulta na flexão alternada do revestimento, enquanto a parcela permanente resulta no afundamento de trilha de roda. Ambas deformações serão detalhadas nos itens a seguir, em virtude de serem objeto de estudo desta pesquisa. A deformação viscoelástica ocorre nas misturas asfálticas, desta forma, não será abordada nesta revisão de literatura.

2.3 DEFORMAÇÃO PLÁSTICA (PERMANENTE)

As deformações plásticas ou deformações permanentes (DP) são compostas pelo acúmulo de pequenas quantidades de deformações não recuperáveis ao longo da vida de serviço do pavimento. Isso é proveniente de cargas externas que são aplicadas ciclicamente na estrutura do pavimento e ao cessar, não podem ser recuperadas.

A deformação plástica das camadas pode ser considerada uma condição de ruptura que está associada à ruptura funcional do pavimento, ou seja, à perda de qualidade de rolamento. Evidencia-se a ocorrência de deformações plásticas em pavimentos que têm em sua composição camadas com baixa resistência, ou que sofrem com o excesso de tensões, (critério do CBR) ou quando o fluxo de veículos comerciais é canalizado em faixas de rolamento estreitas compostas por materiais dúcteis como revestimento.

A deformação permanente nos pavimentos flexíveis pode estar associada ao carregamento ou não. A fluência plástica (ruptura por cisalhamento), o afundamento nas trilhas de roda (ATR) e as deformações ao longo do tempo (*creep*) são exemplos de defeitos que ocorrem devido às solicitações do carregamento, sejam eles centrados, estáticos ou devido ao grande número de repetições. As deformações

permanentes que não estão associadas ao carregamento, geralmente ocorrem devido ao subleito constituído de solo expansivo e/ou solos compressíveis.

A deformação plástica consiste na combinação de dois mecanismos: deformação cisalhante repetida (fluxo plástico sem variação de volume) e densificação (YODER e WITCZAK, 1975; SVENSON, 1980). A deformação devido ao fluxo plástico sem variação de volume é resultante das tensões cisalhantes repetidas. Neste tipo de deformação, ocorre um aumento da espessura nas adjacências do trilho de roda e uma redução de espessura nas trilhas onde ocorre as solicitações de cargas.

O mecanismo de densificação consiste na diminuição de volume e, conseqüentemente, no aumento da densidade. Sua ocorrência pode ser evitada ou controlada através da compactação adequada no momento da construção do pavimento (DNIT, 2006). Desta forma, quanto maior o grau de compactação, maior a resistência ao cisalhamento e menor a susceptibilidade de ingresso da água.

De acordo com TRB (1962) apud Medina e Motta (2015), em uma pista experimental da AASHO, observou-se a contribuição de cada camada na deformação permanente total do pavimento. O revestimento de concreto asfáltico contribuiu com cerca de 32% da deformação permanente, ao passo que a base de brita contribuiu 4%, a sub-base granular cerca de 45% e por fim, o subleito argiloso contribuiu 19% da deformação permanente.

Apesar de Backer (1982) citado por Balbo (2007) informar que, entre as camadas do pavimento, os subleitos são as camadas que menos contribuem para a deformação plástica, Guimarães (2001) evidencia que as pesquisas referentes a deformação permanente de solos, se justificam pela necessidade de compreensão da relação tensão/deformação em solos tropicais que constituem as camadas de pavimentos, a fim de verificar o acomodamento das deformações permanentes, associados às tensões residuais, e a ocorrência do *shakedown* (ver capítulo 2.3.3).

Para a determinação da deformação permanente em materiais terrosos faz-se o uso do equipamento triaxial de cargas repetidas. O ensaio consiste na aplicação de um grande número de ciclos de um carregamento repetido para um estado de tensão em um corpo de prova, aferindo as deformações acumuladas ao longo dos ciclos.

Segundo Barksdale (1972) apud Motta (1991) a deformação permanente dos pavimentos é obtida a partir do somatório da parcela da deformação de cada camada que compõem a estrutura do pavimento, conforme a Equação 01.

$$d_{ptotal} = \sum (\varepsilon_{pi} \cdot h_i) \quad (01)$$

Onde:

d_{ptotal} : deformação permanente total;

ε_{pi} : deformação específica de cada camada do pavimento;

h_i : espessura da camada em questão.

Geralmente, os fatores que causam diminuição da resistência ao cisalhamento dos solos e britas tendem a aumentar a deformação permanente do material ao ser submetido a carregamentos cíclicos. Os principais fatores que afetam a deformação permanente em solos, seguindo Guimarães (2009), são:

- Tensão: estado e história de tensão, rotação das tensões principais com o deslocamento da carga de roda;
- Carregamento: a magnitude e duração, o número de aplicações, a frequência e a sequência de carga;
- Umidade: permeabilidade do material, grau de saturação, poro pressão e percentual de umidade;
- Agregado: tipo de agregado, a forma da partícula, granulometria, porcentagem de finos, o tamanho máximo dos grãos, origem e a massa específica real dos grãos.

O estado de tensões é um dos principais fatores de influência na deformação permanente de solos. O acréscimo da tensão desvio gera um acréscimo da deformação permanente total (GUIMARÃES, 2001; GUIMARÃES et al., 2001; PERAÇA, 2007; DELGADO, 2012; RIBEIRO, 2013; NERVIS, 2016; ZAGO, 2016). Ao considerar a tensão confinante isoladamente, Guimarães (2009) concluiu que com a diminuição da tensão confinante ocorre um aumento da deformação permanente.

O comportamento de um solo empregado em pavimentos está associado à sequência de aplicação do carregamento. Na medida em que se aumenta o número de ciclos, a taxa de acréscimo da deformação permanente diminui (LEKARP et al., 1996; LEKARP e DAWSON, 1998; GUIMARÃES et al., 2001; DELGADO, 2012; LIMA et al., 2016). Ainda, Guimarães (2009) afirma que existem dois comportamentos quanto à DP, onde em um é crescente até a ruptura do corpo de prova e no outro, é crescente até que se atinja um estado de equilíbrio quando cessa o aumento.

Ribeiro (2013) aponta a dificuldade em estabelecer o número de ciclos de aplicação de carga para o término do ensaio de deformação permanente em virtude

do efeito do carregamento repetido estar condicionado a fatores como tipo de solo e condições de umidade. Motta (1991) recomendou observar a taxa de acréscimo da deformação permanente e encerrar o ensaio quando esse valor se aproximar a zero. Contudo, a normativa em vigor do DNIT 179/2018 preconiza a aplicação de no mínimo 150.000 ciclos de cada par de tensões. Desta forma, o ensaio deve ser realizado até este número de ciclos ou encerrá-lo ao exceder o deslocamento limite dos medidores de deslocamento.

Em relação à umidade, nas camadas de solo que compõem o subleito, reforço do subleito, sub-base e base, o teor de umidade depende da umidade de compactação e da variação dela após a compactação. À medida que a umidade aumenta, as deformações também crescem (PERAÇA, 2007; REZENDE, 2009; NERVIS, 2016; GUIMARÃES et al., 2018; LIMA et al., 2019). Por exemplo, Núñez et al. (2011) constatou que ocorreu uma elevação da DP conforme o aumento de 2% da umidade ótima de uma areia siltosa com pedregulho, solo típico da região central do estado do Rio Grande do Sul (RS).

O grau de compactação e a massa específica aparente seca também exercem importante influência no comportamento de solos submetidos a carregamentos repetidos. Em solos naturais, à medida em que eleva a massa específica do material, a resistência à deformação permanente dos solos aumenta (GUIMARÃES, 2009). Em estudos realizados em solos saprolíticos de rochas vulcânicas da região de Santa Maria, constatou-se que a redução do grau de compactação de 100% para 90% resultou no aumento da DP específica de 4% para 15% em um dos materiais e de 4% para 12% no outro (ZAGO, 2016). Ainda, constatou-se que o com o acréscimo da energia de compactação, de normal para intermediária, resultou na redução de 40% da deformação permanente de um solo da mesma região.

O estudo da DP vem sendo abordado com uma certa frequência devido a importância do assunto frente à metodologia mecanística-empírica presente no MeDiNa. Diversos autores vêm buscando agregar conhecimento na área, trabalhando as camadas do pavimento de maneira distinta, desenvolvendo pesquisas por meio de ensaios triaxiais de cargas repetidas para solos e britas que compõem subleito, reforço de subleito, sub-base e base de pavimentos (MARANGON e MOTTA, 2006; GUIMARÃES, 2009; MALYSZ, 2009; REZENDE, 2009; DELGADO, 2012; RIBEIRO, 2013; LIMA, 2016; ZAGO, 2016; NERVIS, 2016; NORBACK, 2018; DALLA ROZA, 2018); além de pesquisas em misturas asfálticas por meio do ensaio uniaxial de

cargas repetidas (NASCIMENTO, 2008; OLIVEIRA, 2013; NASCIMENTO, 2015; BASTOS, 2016; SCHUSTER, 2018; MOCELIN, 2018); e estudos que visam verificar a parcela das deformações permanentes acumuladas no subleito, nas camadas granulares e no revestimento asfáltico, desenvolvidos com a utilização de simuladores de tráfego (FRITZEN, 2005; MOURA, 2010).

A DP é dependente das solicitações que o pavimento é submetido, aumentando conforme o decréscimo da resistência ao cisalhamento dos materiais terrosos e britados. Diante do exposto, Guimarães (2009) afirma que o problema não está apenas na caracterização dos materiais que compõem a estrutura do pavimento, mas sim, em avaliar a natureza das deformações sofridas por cada material em cada camada.

2.3.1 Modelos de determinação da deformação permanente

Diversos modelos e equações matemáticas buscam descrever o comportamento da deformação permanente de materiais terrosos. Para prever o desempenho, Segundo Guimarães (2009), o modelo mais difundido no Brasil é conhecido como modelo de Monismith, desenvolvido por Monismith et al. no ano de 1975. Consiste em um modelo simplificado que representa de maneira satisfatória o comportamento de solos granulares e solos argilosos.

Pelo fato do modelo de Monismith et al. ter sido desenvolvido com poucos ciclos de aplicação de carga em relação ao previsto em projeto, Guimarães et al. (2004) propuseram utilizar essa equação enquanto houver uma taxa de deformação não nula. Desta forma, desenvolveram um complemento que limita o uso da equação de Monismith até o número de ciclos do *shakedown* (N_{SD}).

De acordo com Medina e Motta (2015), o modelo de Uzan foi proposto no ano de 1982 e relaciona o acúmulo da deformação resiliente com a deformação permanente. Tseng e Lytton (1989) apud Guimarães (2009) desenvolveram um modelo para previsão da deformação permanente a partir da regressão múltipla de dados obtidos em ensaios de deformação permanente, onde os parâmetros deste modelo são estimados de acordo com a sua aplicação, podendo ser subleito, base e sub-base.

Rezende (2009) propôs uma diferenciação da equação de Monismith para a previsão da deformação permanente, incorporando a tensão desvio. Por fim,

Guimarães (2009) desenvolveu um modelo para previsão da deformação permanente em solos tropicais e materiais pedregulhosos, submetidos à ação das cargas repetidas. A expressão apresentada na Equação 2 é a representação do modelo e foi obtida após análises dos resultados de ensaios de deformação permanente executados com o equipamento triaxial de cargas repetidas, através da variação dos níveis de tensões e realizada em diversos solos brasileiros.

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (02)$$

Onde:

$\varepsilon_p (\%)$: deformação específica plástica;

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$: parâmetros de regressão;

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

ρ_0 : tensão de referência (tensão atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

De acordo com Guimarães (2009), o número desejável de ciclos de aplicação de cargas para caracterizar bem as deformações permanentes deve ser superior a 100.000 ciclos. Os parâmetros de deformabilidade permanente (ψ_i) podem ser obtidos por meio de regressão múltipla não linear, através do método da minimização da soma dos quadrados de resíduos, seja com planilhas eletrônicas ou softwares estatísticos.

O modelo de Guimarães (2009) foi incorporado ao Procedimento Rede 03/2010 – Deformação Permanente em Solos e Britas, que compõe o Manual de Execução de Trechos Monitorados da PETROBRAS. Pelo fato do modelo descrever bem o comportamento dos materiais que compõem subleito, base e sub-base de pavimentos rodoviários, ele foi inserido na normativa do DNIT 179/2018 – Pavimentação – Determinação da Deformação Permanente.

No item 4.2.4, em conjunto com os resultados deste trabalho, são sintetizados os resultados de diversos materiais brasileiros, considerando o modelo de Guimarães (2009) nas análises.

2.3.2 Afundamento da trilha de roda

Um dos defeitos mais comuns e que compromete os aspectos funcionais e estruturais dos pavimentos é o afundamento da trilha de roda (ATR). O ATR começa a aparecer após solicitações das cargas e ao longo da vida útil, causados pelo acúmulo das deformações que o pavimento sofre. Evita-se ao máximo este defeito, devido às consequências que este pode trazer, como: possibilidade de saturação das camadas subjacentes, acúmulo de água ao longo da trilha de roda, acréscimo no consumo de combustível, dificuldade de movimentação do veículo ao longo da via, entre outros.

O afundamento na trilha de roda consiste em uma deformação permanente que apresenta depressão da superfície do pavimento, podendo estar acompanhada, ou não, de levantamento. O ATR pode apresentar-se sob forma de afundamento plástico ou de consolidação. De acordo com o DNIT (2003, p. 3), o afundamento plástico é “causado pela fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito, acompanhado de levantamento”. Levantamento consiste em um tipo de levantamento lateral ao eixo da rodovia. O afundamento de consolidação é “causado pela consolidação diferencial de uma ou mais camadas do pavimento ou subleito sem estar acompanhado de levantamento” (DNIT, 2003, p. 3).

O afundamento local por consolidação é caracterizado pelas depressões ocasionadas pela densificação diferencial e ocorrem devido a insuficiência de compactação, falhas construtivas, drenagem ineficiente, presença de solo “borrachudo”, ruptura por cisalhamento, entre outros. Já o afundamento por consolidação em trilha é causado pelo aumento da densidade ou ruptura por cisalhamento das camadas inferiores ao revestimento.

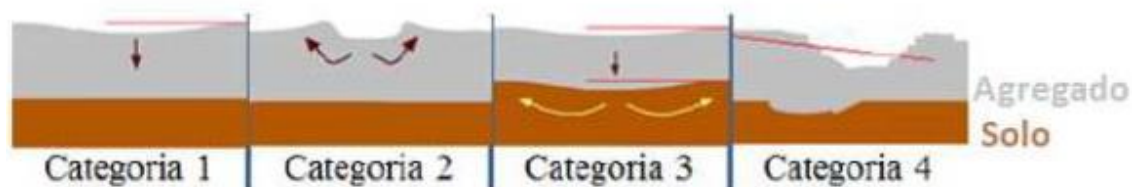
Ainda, o ATR pode ser dividido em dois tipos, onde um se refere a parcela de deformação das misturas asfálticas e o outro refere-se ao acúmulo de deformação das camadas abaixo do revestimento que está relacionado ao histórico de tensões. Lima (2016) aponta que por mais compactadas que estejam as camadas de britas e solos, a variação volumétrica existente provoca variação na espessura das camadas, acarretando no ATR.

Dawson e Kolisoja (2004) classificam o ATR em quatro categorias, conforme ilustra a Figura 2, adaptada por Guimarães (2009). Na categoria 1 pode-se observar uma pequena depressão comparada à original, onde ocorre uma pequena variação

de volume e o material é afetado somente perto da roda. Como não há grandes deformações, uma melhor compactação no momento da construção do pavimento já bastaria para solucionar o problema. Na categoria 2, o defeito é provocado por esforços cisalhantes da base granular, devido à pouca resistência ao cisalhamento do material, ou, no caso do revestimento asfáltico, apresentar uma dosagem inadequada.

Da mesma forma que na categoria 2, na categoria 3 ocorre afundamento devido aos esforços cisalhantes. O que difere as categorias é, que neste caso, ocorre um afundamento de todo pavimento. A categoria 4 acontece quando há algum tipo de dano nas partículas, como atrito e abrasão, que contribuem para a ocorrência do ATR.

Figura 2 – Classificação do afundamento em categorias



Fonte: Dawson e Kolisoja (2004) adaptado por Guimarães (2009)

Para medir o afundamento ou a flecha nas trilhas de roda utiliza-se uma treliça de alumínio que possui 1,20 m de base e uma régua vertical corredeira ao seu centro. A medição se dá ao apoiar essa régua no ponto mais fundo da trilha de roda. A normativa brasileira que regulamenta esse procedimento é a DNIT 006/2003 – Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos. Existem outros métodos modernos para o levantamento das DPs, como perfilógrafos inerciais a laser e escâneres de pavimentos, que ainda não foram normatizados pelo DNIT, contudo, vêm sendo utilizados para controle das DPs.

Para Medina e Motta (2015), o valor admissível do ATR em alguns países é de 10 mm para autoestradas e 16 mm para estradas de menor volume de tráfego. No Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006) consta que os afundamentos superiores a 13 mm em pavimentos com pequena seção transversal, criam condições de armazenamento de água, podendo ocasionar potencial de aquaplanagem, comprometendo a segurança do usuário. Assim, Medina e Motta (2015) sugerem o valor de 13 mm como referência para rodovias com alto volume de

tráfego, admitindo um valor máximo de 16 mm. Nos métodos de dimensionamento mecânico, admite-se os valores entre 10 e 20 mm para ATR.

Para o controle, garantia de investimento e manutenções constantes, o Brasil adotou o sistema de concessões, onde de acordo com a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT, 2018), o Programa de Concessões de Rodovias Federais abrange 11.191,1 quilômetros de rodovias. Para cada uma existe um programa de exploração de rodovia (PER), que estabelece as condições que devem ser atendidas pelos pavimentos. Por exemplo, na primeira etapa do PER, os 457,30 km da BR 116/RS, 293 km concedidos a ECOSUL podem apresentar flechas iguais ou menores a 7 mm. Já na segunda etapa, No PER da concessão da BR 116/SP/PR consta que essa rodovia deve apresentar flechas nas trilhas de roda inferiores a 15 mm. Outro exemplo é na concessão da BR 101/RS/BA que possui 475,90 km de extensão, que determina a ausência total de flechas nas trilhas de roda superiores 15 mm.

2.3.3 Teoria do *Shakedown*

Shakedown pode ser interpretado como acomodamento das DPs e tem sido utilizado para descrever o comportamento de estruturas de engenharia que estão submetidas a carregamento cíclico repetido. Este conceito foi introduzido no Brasil pelos professores da COPPE/UFRJ para a área de pavimentação. De acordo com Guimarães (2001), o principal objetivo da teoria por trás do *shakedown*, é verificar se a deformação permanente sofrida pela estrutura, pode conduzi-la a ruptura ou se tende a estabilizar. Cerni et al. (2012) explica que a teoria do *shakedown* separa o nível estável de uma condição instável.

Werkmeister et al. (2001) definiram o *shakedown* como um ponto limite da ocorrência da estabilização da DP, assim, a partir desse limite, o material apresenta apenas o comportamento elástico. Em estruturas de pavimentos, a estabilização da deformação permanente depois de determinado número de ciclos de aplicação de carga, tem uma importância maior, pois significa que o ATR não irá aumentar.

De acordo com Paute et al. (1996) apud Ribeiro (2013), quando os solos são submetidos ao tráfego, a níveis de tensão que não os levem a ruptura, são diferenciados dois estágios: no primeiro ocorre o início do carregamento e por consequência a deformação permanente aumenta rapidamente, ao passo que a

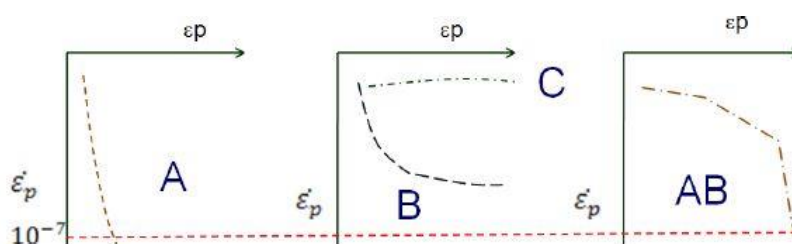
elástica diminuiu; e no segundo estágio, após um número de aplicações de carga, a deformação permanente tende a se estabilizar, onde acontece o fenômeno de acomodação e o material passa a apresentar o comportamento elástico.

Para identificar a ocorrência do *shakedown* dos materiais terrosos ou agregados aplicados nas estruturas de pavimentos, utilizar-se o equipamento triaxial de cargas repetidas, através do ensaio de deformação permanente (DNIT 179, 2018). O ensaio tem o objetivo de identificar para qual nível de tensão os corpos de prova apresentam somente deformações elásticas, a partir de um número de aplicações de cargas.

O limite do *shakedown* é a dado pela relação entre a tensão desvio e tensão confinante à qual a amostra do material é submetida. Quanto mais alta a relação entre tensão desvio e tensão confinante, mais provável a ocorrência do comportamento plástico, podendo levar a ruptura do material. Quanto menor a relação entre as tensões, maior tendência ao equilíbrio e o comportamento da deformação permanente torna-se constante.

Faria (1999), Collins e Boubibane (2000) e Werkmeister et al. (2001) classificaram a resposta de uma estrutura elasto-plástica submetida a carregamento repetitivo em quatro categorias: permanente elástica, *shakedown* elástico, *shakedown* plástico e colapso. Guimarães (2001) apresenta essa classificação (Figura 3).

Figura 3 – Comportamento quanto ao acomodamento dos materiais



Fonte: Guimarães (2001) adaptado por Lima (2016)

O nível A, denominado *shakedown* ou acomodamento plástico, ocorre quando o material apresenta resposta plástica decrescente para a aplicação de um número determinado de carga. A taxa de acréscimo da deformação permanente por ciclo de carga deve estar na ordem de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga. Neste caso, não haverá problema de afundamento desse material na camada do pavimento.

O domínio B (*plastic creep*), intitulado nível intermediário, é caracterizado pelo material não entrar em *shakedown* nem em colapso. Nos ciclos iniciais de aplicação de carga, a taxa de acréscimo da deformação permanente é elevada, vai decrescendo e torna-se praticamente constante.

O nível C (*incremental collapse*), chamado de colapso, ocorre quando a tensão aplicada é elevada, gerando uma deformação permanente rápida e intensa. Conforme a ocorrência de um novo ciclo de carregamento aplicado, novas deformações plásticas acontecem sem cessar.

Por fim, o domínio AB, proporciona deformações iniciais bem significativas e na sequência, ocorre o acomodamento plástico. Esse domínio foi observado por Guimarães (2009) em solos finos. Esses modelos de comportamento quanto as deformações permanentes de solos estão presentes na normativa brasileira do DNIT 179/2018 que regulamenta o ensaio triaxial de cargas repetidas para determinação da deformação permanente.

2.3.4 Síntese de pesquisas relacionadas à deformação permanente

Barksdale (1972) foi um dos pioneiros nos estudos de deformação permanente em materiais granulares. O pesquisador concluiu que a deformação permanente aumenta com a porcentagem de finos em um material granular. Ainda, evidenciou que ao variar o grau de compactação de 100% a 95%, tem-se um ganho de 185% na deformação permanente.

Os estudos referentes à deformação permanente iniciaram no Brasil através das orientações do professor Jacques de Medina. Svenson (1980) avaliou o comportamento de quatro argilas utilizadas em estruturas de pavimento, utilizando o modelo de Monismith et al. (1975). Cardoso (1987) avaliou solos lateríticos de granulometria fina e granular, compactando estes materiais nas energias normal e modificada. Constatou que a tensão desvio tem grande influência na deformação permanente dos dois tipos de solo e que a deformação cresceu com o aumento da umidade acima da ótima. Motta (1991) propôs um método mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos e avaliou a deformação permanente de alguns solos, enquadrando seus resultados ao modelo de Monismith et al. (1975).

Carvalho et al. (1998) avaliaram a deformação permanente de um solo LA', variando a umidade deste e concluíram que os primeiros 500 ciclos de aplicação de

tensões, foram mais significativos que o restante do ensaio. Lekarp (1997) concluiu que o acréscimo da massa específica aparente seca é capaz de melhorar a resistência à deformação permanente. Ainda, verificou que com o aumento do teor de finos a resistência à deformação permanente diminui. Através dos seus estudos, Lekarp e Dawson (1998) evidenciaram que com o aumento da trajetória de tensão confinante e tensão desvio, a magnitude da deformação permanente aumentou.

Guimarães et al. (2001) analisou a resposta de uma argila amarela típica de subleito rodoviário brasileiro ao ser submetido a mais de 100.000 ciclos de repetições no ensaio triaxial de cargas repetidas e concluiu que os modelos comumente utilizados naquela época não condiziam com o comportamento da previsão do material à deformação permanente. Guimarães (2001) ainda estudou o comportamento de uma laterita. De modo geral, concluiu que ocorreu uma diminuição da deformação elástica ao logo do ensaio de deformação permanente para grande parte dos ensaiados nos dois materiais relatados. Observou uma correlação entre a tensão desvio e a deformação permanente ao longo dos ciclos de aplicação de cargas e que o modelo de Monismith foi o que apresentou melhor correlação com os solos tropicais estudados.

Werkmeister et al. (2002, 2004) e Werkmeister (2003) abordam o comportamento das deformações resiliente e permanente de materiais granulares. Concluíram que há três tipos ou níveis de comportamento destes quanto à deformação permanente (abordados no capítulo 1.3.2). De maneira geral, a resposta à deformação permanente é afetada por diversos fatores, evidenciando o tipo do agregado e a classificação, bem como o teor de umidade inserido na amostra.

Marangon e Motta (2006) investigaram a deformação plástica de dois latossolos e dois podzólicos frente ao carregamento repetido no ETCR. Os corpos de prova ensaiados abaixo ou muito próximos da umidade ótima apresentaram deformações baixas. De maneira geral, o comportamento plástico apresentado pelos solos lateríticos evidencia a boa qualidade destes solos em estruturas de pavimentos.

Núñez et al. (2008) avaliaram dois solos granulares com finos argilosos oriundos do Rio Grande do Sul que apresentaram deformação específica estabilizada a 4% quanto compactados a um grau de 100%. Com grau de compactação de 90%, estes solos perderam 12 a 15% da deformação específica. O material mais coesivo apresentou um comportamento mais sensível com o aumento do teor de umidade e, conseqüentemente, maiores deformações plásticas.

A partir a tese de doutorado de Guimarães (2009), os estudos de deformação permanente brasileiros tomaram um rumo diferente. Guimarães (2009) propôs um modelo, apresentado na equação 2, capaz de prever com maior precisão o comportamento de solos tropicais e materiais britados. Ainda, sugeriu que o modelo de Monismith fosse descartado e substituído pelo modelo proposto em sua tese. Em relação à DP acumulada, observou que a maioria dos materiais apresentaram um acúmulo elevado de deformações nos ciclos iniciais de carregamento e na sequência ocorreu o acomodamento das deformações permanentes.

Guimarães (2009) relatou que houve algum tipo de enrijecimento do corpo de prova ao longo do ensaio de DP em solos com comportamento laterítico, fenômeno verificado através do ensaio de módulo de resiliência e possivelmente associado à presença de óxido de ferro. Diante do exposto, concluiu que a classificação MCT pode ser um bom parâmetro para verificar o enrijecimento.

Malysz (2009) desenvolveu um equipamento de grande porte para avaliar o comportamento de agregados utilizados em camadas de pavimentos. O autor avaliou corpos de prova de 10 por 20 cm e 25 por 50 cm, diâmetro e altura, respectivamente, constatou que os corpos de prova de grande porte apresentaram deformações permanentes inferiores aos de menor dimensão. Ajustou os resultados com o modelo proposto por Guimarães (2009) e averiguou a praticidade do modelo, bem como excelentes resultados.

Rezende (2009) propôs uma metodologia para determinação do acúmulo das deformações permanentes. Ainda, avaliou o comportamento de cinco solos compactados na energia normal e na energia intermediária quanto a deformação permanente. As amostras compactadas na energia normal apresentaram um acúmulo maior da deformação permanente ao serem comparadas com as amostras compactadas na energia intermediária. Concluiu que a variação da tensão desvio influenciou significativamente o comportamento plástico do material.

Medrado (2012) realizou ensaios de carga repetida em uma areia fina de Minas Gerais para aplicação em camadas de sub-base e base de pavimentos de baixo volume de tráfego. Através dos ensaios de deformação permanente foi possível prever o ATR ao longo do tempo de projeto, contudo, não foi possível identificar o *shakedown* do material.

Van der Osten et al. (2012) avaliaram a ocorrência do fenômeno *shakedown* de quatro solos tropicais para sublastro da estrada de Ferro de Carajás e delimitaram um

valor limite de 1,5 mm para as deformações permanentes. Verificaram que os solos com esse valor de deformação permanente, apresentaram um acomodamento das deformações, ao passo que os solos com deformações acima deste, apresentaram acomodamento e/ou escoamento plástico. Ainda, concluíram que o aumento da massa específica contribuiu para a redução da deformação permanente, devido ao fato da maior quantidade de grãos do mesmo volume, proporcionaram um intertravamento devido ao maior contato entre eles.

Ribeiro (2013) realizou estudos referentes à deformação permanente em solos de subleito. Em relação a umidade, Ribeiro (2013) não conseguiu identificar a influência na deformação permanente, devido as pequenas variações, porém, constatou que a variação de umidade tem uma grande influência no módulo de resiliência. Concluiu que o aumento na relação tensão desvio com tensão confinante diminui o módulo de resiliência após o ensaio de deformação permanente, e constatou um enrijecimento do corpo de prova ao ser submetido ao ensaio triaxial para deformação permanente.

Delgado et al. (2014) avaliaram a deformabilidade de um solo tropical do estado do Maranhão, empregado como sublastro na estrada de ferro Carajás. Comprovou a ocorrência de *shakedown* e analisou a variação do módulo de resiliência após ensaio de deformação permanente. Houve um acréscimo do valor de módulo de resiliência após praticamente todos os ensaios de deformação permanente, exceto no menor par de tensões.

Lima e Motta (2016) realizaram estudos referentes a deformação permanente e a distribuição granulométrica de britas graduadas empregadas em sub-base e base de pavimentos. Concluíram que os parâmetros que mais influenciam na deformação permanente destes materiais são a tensão desvio e a tensão confinante. Concluíram que a variação da distribuição das partículas influencia diretamente no resultado das deformações dos materiais britados, assim, as maiores deformações ocorreram quando apresentados parâmetros de curvatura baixos (maior uniformidade e menor graduação).

Conforme mencionado anteriormente, Zago (2016) constatou que ao aumentar a energia de compactação (normal para intermediária), foi possível reduzir em 40% a deformação permanente de solos saprolíticos do estado do Rio Grande do Sul. Ao diminuir o grau de compactação, a deformação permanente tende a aumentar de 12 a 15% para estes materiais. Ao serem submetidos ao ensaio de deformação

permanente, os solos estudados por Zago (2016) apresentaram, em média, 97% da deformação permanente aos 10.000 ciclos. À medida em que aumentava a tensão desvio, as deformações também se elevavam.

Erlingsson et al. (2017) utilizaram diversos modelos para avaliar a deformação permanente e módulo de resiliência de materiais granulares empregados na base e solos de subleito. O modelo proposto por Rahman e Erlingsson (2015) desenvolvido para prever a deformação permanente foi o que apresentou o melhor enquadramento. Os autores sugerem o desenvolvimento de um modelo que considere a rotação da tensão principal, fenômeno que ocorre em estruturas de pavimento submetidos ao tráfego.

Norback (2018) propôs misturas de solo-brita para aplicação em estruturas de pavimento. Avaliou a ocorrência de *shakedown* da mistura e propôs diversas configurações de estrutura de pavimento, de modo a avaliar a melhor mistura a ser empregada na base. Concluiu que para obter uma boa mistura solo-brita, devem-se considerar fatores como granulometria da brita, natureza do solo e faixa de enquadramento. De maneira geral, a tensão desvio exerceu maior influência na deformação permanente, ocasionando deformações permanentes elevadas, não recomendando o uso da mistura em pavimentos com elevadas solicitações.

Lima et al. (2018) apresentaram uma discussão referente aos ensaios triaxiais de cargas repetidas em um solo fino laterítico, ao investigar a influência da energia de compactação e umidade no módulo de resiliência, bem como avaliar a deformação e a ocorrência de *shakedown*. O material em estudo não apresentou grandes variações com a mudança da energia de compactação, mas a resistência se elevou. O teor de umidade acima da umidade ótima reduziu a rigidez e aumentou a deformação permanente.

Guimarães et al. (2018) avaliaram o comportamento elástico e plástico de um solo LA' e compararam com outros seis solos finos de diversas áreas do Brasil, classificados de acordo com a classificação MCT como LG' (4 solos), NA' e NS'. O solo LA' apresentou um bom desempenho em relação à deformação permanente de todos os outros analisados. Os solos LG' podem ter o comportamento variado ao depender do estado de tensões. De maneira geral, os solos finos apresentam um bom comportamento em relação a deformação permanente, apresentando acomodação em quase todos os casos.

A fim de contribuir para a divulgação e aplicação do MeDiNa, Dalla Roza (2018) caracterizou 17 amostras de solo quanto à capacidade elástica e plástica, sendo 12 solos de textura fina e 5 lateritas oriundas do estado de Minas Gerais (MG). Todos os solos de textura fina indicaram um crescimento acelerado logo nos primeiros ciclos e após, apresentaram comportamento tipo A de *shakedown*, considerando o par de tensões mais baixo. Foi constatado que o aumento da tensão desvio resulta no acréscimo da deformação permanente e quanto maior a relação entre as tensões desvio e confinante, mais significativa é o comportamento. Em relação aos solos granulares, a pesquisa de *shakedown* evidenciou o comportamento tipo A para todas as amostras submetidos a todos os pares de tensão.

Lima et al. (2019) compararam quatro solos de classificações distintas (LG', LA', NA', NG'), onde estes foram compactados considerando uma tolerância de 0,5% na umidade, tendo em vista que no campo, a tolerância é de 2% em relação a umidade ótima. De maneira geral, a deformação permanente aumentou com a umidade de compactação, contudo, no ramo seco, ocorreu uma diminuição da deformação permanente com a variação da umidade. Em todos os casos, a maior parte da deformação permanente aconteceu antes dos mil ciclos de aplicação. Os autores concluíram que a adoção de 2% da variação da umidade no campo pode comprometer o desempenho do pavimento.

2.4 DEFORMAÇÃO ELÁSTICA (RESILIENTE)

Medina e Motta (2015) apontam que o primeiro estudo sistemático referente à deformabilidade dos pavimentos foi desenvolvido por Francis Hveem, no ano de 1955, onde consta que a origem do entendimento da fadiga nos revestimentos asfálticos, ocorrida devido à deformação resiliente das camadas subjacentes. Os primeiros ensaios de módulo de resiliência para fins de pavimentação ocorreram na década de 60 na Universidade de Berkeley, na Califórnia. No Brasil, começaram no final da década de 70, através do convênio IPR/COPPE, onde desenvolveram ensaios triaxiais de cargas repetidas (ETCR) de solos a fim de obter informações sobre as propriedades resilientes. As amostras de solo eram compactadas nas dimensões de 5,0 cm de diâmetro por 10,0 cm de altura.

Segundo Córdova e Guimarães (2011) as deflexões reversíveis ou deformações elásticas surgem na superfície ou no interior do pavimento, quando este

está submetido a esforços de forma intermitente ou transitório e permitem que no momento que as solicitações cessem, a estrutura retorne a sua posição anterior. Essa deformação resiliente é a parcela recuperável da deformação. Segundo Medina (1997), resiliência pode ser definida como a energia que é armazenada em um corpo deformado elasticamente no qual é devolvida quando cessam as tensões.

O parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais que estão sofrendo ação de um carregamento cíclico é o módulo de resiliência. Balbo (2007) define módulo de resiliência (MR) como a capacidade do material em não resguardar as deformações depois de cessar os carregamentos e é dado pela Equação 03.

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (03)$$

Onde:

σ_d : tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$);

ε_r : deformação específica axial resiliente, dada pelo deslocamento vertical máximo e o comprimento inicial de referência do corpo de prova.

O módulo de resiliência pode ser obtido por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas, ensaio este que tem por finalidade reproduzir em laboratório as condições de carregamento das cargas de tráfego na estrutura do pavimento no campo. Através do módulo de resiliência, é possível caracterizar os diversos materiais utilizados nos pavimentos e submetidos às várias condições. O comportamento de materiais granulares e finos são distintos, desta forma, estes materiais são submetidos a cargas repetidas com duração e frequência aproximadas às que ocorrem nas vias.

O módulo de resiliência, em geral, apresenta um comportamento não linear em função da variação do estado de tensões atuantes no solo. Este fator pode estar associado às mudanças do estado de tensão, como no caso da variação dos carregamentos externos, alteração das espessuras das camadas, diferentes pesos específicos dos materiais que compõem a estrutura do pavimento, entre outros fatores (HICKS e MONISHMITH, 1971; UZAN, 1985).

Pesquisas já realizadas referentes ao comportamento dos solos submetidos ao carregamento dinâmico apontam que o módulo de resiliência depende da natureza do solo e composição granulométrica (porcentagem de material passante na peneira nº 200), do seu estado físico (teor de umidade e massa específica aparente seca), da

condição de carregamento (frequência e duração da aplicação), da história e do estado de tensões, do número de repetições da tensão desvio, do grau de saturação, do método de compactação, entre outros (SEED et al., 1967; MEDINA e PREUSSLER, 1980; SVENSON, 1980; MOTTA, 1991; LI e SELING, 1994; WERK, 2000; GUIMARÃES et al., 2001; CERATTI et al., 2004; BAYOMY e AL-SANAD, 2013; RUTTANAPORAMAKUL et al., 2014; RAZOUKI e IBRAHIM, 2017; LIMA et al., 2018; SANTOS et al., 2019).

Em relação à natureza do solo, o módulo de resiliência varia conforme a condição mineralógica, plasticidade da fração fina e textura. Quanto ao estado físico, o tempo de atuação da carga repetida influencia no módulo de resiliência, pois ele é estabelecido em função da velocidade dos veículos e do ponto no interior da estrutura do pavimento que se deseja obter o módulo. A frequência em que os carregamentos são aplicados é dada em função das condições de tráfego da via em que se deseja estudar e também é um parâmetro que influencia no módulo de resiliência.

O módulo de resiliência pode aumentar ou diminuir em função do número de repetições da tensão desvio, em virtude do índice de vazios crítico, do grau de saturação, da densidade do material e do valor da tensão desvio. Os solos argilosos costumam apresentar reduções no módulo de resiliência conforme o número de repetições da tensão desvio. Isso ocorre, possivelmente, em função do enrijecimento sofrido pelo corpo de prova, que apresenta um aumento do peso específico e rearranjo das partículas (GUIMARÃES, 2001). Já os solos arenosos e pedregulhos quando submetidos às tensões axiais repetidas, apresentam um aumento do módulo de resiliência conforme acréscimo da tensão confinante, ao passo que sofrem pouca influência em função da tensão desvio (ZAGO, 2016).

Solos com comportamento laterítico costumam apresentar bom comportamento resiliente. Se comparado com solos de comportamento não lateríticos, os solos lateríticos costumam apresentar valores superiores de módulo de resiliência (TAKEDA, 2006). Essa diferença de comportamento entre os solos é comprovada através de diversos estudos realizados desde a década de 80, que confirmaram este comportamento, antes observado apenas em campo (MEDINA e MOTTA, 2015).

2.4.1 Modelos de determinação do módulo de resiliência

O módulo de resiliência (MR) caracteriza os materiais que são utilizados para compor as camadas do pavimento, simulando as condições de campo, podendo estar sob diversas condições como densidade, estado de tensões, teor de umidade variado, entre outros.

Diversos modelos correlacionam às tensões aplicadas com as constantes determinadas experimentalmente a fim de obter o MR dos solos. Segundo Preussler (1978) um dos primeiros modelos para interpretação do ensaio de MR, foi proposto por Biarez em 1962, para verificar a deformação de solos arenosos. A expressão proposta pelo autor, apresentada na Equação 04, ainda é amplamente utilizada em virtude desse tipo de solo sofrer grande influência da tensão confinante.

Medina e Motta (2015) afirmam que o MR dos solos arenosos também é influenciado pela soma das tensões principais, conforme apresentado na Equação 05, onde $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$. No caso de compressão triaxial, a tensão principal passa a ser $\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3$, considerando que $\sigma_2 = \sigma_3$ e que $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$, desta forma, $\theta = \sigma_d + 3\sigma_3$.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (04)$$

$$M_R = k_1 \cdot \theta^{k_2} \quad (05)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

θ : tensão principal;

k_1 e k_2 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

Nos solos coesivos, o módulo de resiliência depende mais da tensão desvio do que da tensão confinante. Svenson (1980), propôs um modelo simplificado para esse tipo de material, conforme apresentado na Equação 06.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (06)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

σ_d : tensão desvio;

k_1 e k_2 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

Balbo (2007) alerta que um solo laterítico, embora tenha composição granulométrica típica de um material granular, pode apresentar um comportamento de solo fino coesivo.

Pezo et al. (1992) propôs um modelo, a partir do estudo de trechos da construção de uma rodovia em São Paulo, que dispensa o conhecimento prévio do comportamento resiliente. Este modelo, obtido por regressão não linear, considera as tensões desvio e confinante, conforme indicado na Equação 07.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (07)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

σ_d : tensão desvio;

σ_3 : tensão confinante;

k_1 , k_2 e k_3 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

O modelo universal da AASHTO, incluso no *National Cooperative Highway Research Program Project* (NCHRP 1-37A, 2004) é dado pela Equação 08.

$$M_R = k_1 \cdot \rho_a \left(\frac{\theta}{\rho_a} \right)^{k_2} \cdot \left(\frac{\tau_{oct}}{\rho_a} + 1 \right)^{k_3} \quad (08)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

θ : $\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$: tensões principais;

τ_{oct} : $\frac{1}{3} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2}$: tensão octaédrica;

ρ_a : pressão atmosférica;

k_1 , k_2 e k_3 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente.

Neste modelo, o coeficiente k_1 é proporcional ao módulo de elasticidade e sempre será um valor positivo. Ao aumentar a tensão principal, gera-se um enrijecimento do material resultando em um módulo de resiliência maior, assim, o

coeficiente k_2 também apresentará um valor positivo. O valor de k_3 costuma ser negativo em virtude do aumento da tensão confinante ocasionar um valor de módulo de resiliência menor.

A fim de facilitar a leitura, o Tabela 1 apresenta as nomenclaturas adotadas para se referir a cada um dos modelos supracitados.

Tabela 1 – Nomenclatura dos modelos

Modelo	Nomenclatura adotada
Modelo de Biarez – Equação 04	$k-\sigma_3$
Modelo Invariante de tensões – Equação 05	$k-\theta$
Modelo de Svenson – Equação 06	$k-\sigma_d$
Modelo de Pezo et al. – Equação 07	Composto
Modelo da AASHTO – Equação 08	Universal

Fonte: Autor

2.4.2 Classificação de solos quanto à capacidade resiliente e valores típicos de módulo de resiliência

Segundo Balbo (2007) a classificação ideal para solos que possuem finalidades rodoviárias, deve relacionar o potencial do solo quanto a sua aplicação em cada camada de pavimento. De maneira geral, os solos podem ser classificados de diversas formas, considerando sua origem, a sua composição, a diferenciação granulométrica, a sua capacidade resiliente, entre outros.

Em seus estudos, Medina e Preussler (1980) buscaram caracterizar solos de subleito e sub-base em diversas estradas do país, visando verificar a sua capacidade resiliente. Concluíram que o comportamento resiliente dos solos granulares está relacionado com a sua granulometria e com isso, torna possível inferir possíveis valores de MR de acordo com a faixa granulométrica.

Preussler e Pinto (1982) desenvolveram uma classificação em função da capacidade resiliente de solos. Os resultados de Medina e Preussler (1980) e Preussler e Pinto (1982) foram adotadas pelo DNIT e estão apresentados no Manual de Pavimentação do DNIT (2006).

Nesta classificação, os solos são considerados granulares quando apresentam menos de 35% em peso de material passante na peneira nº 200 (abertura de 0,075mm), ao passo que os solos são considerados finos, para fins de classificação resiliente, quando possuem mais de 35% em peso passante na peneira nº 200.

Segundo Medina e Motta (2015), para solos de origem saprolítica ou laterítica e solos sedimentares, o modelo granular ou arenoso tem sido aplicado a solos que apresentem menos de 50% de material passante na peneira nº 200. Já o modelo argiloso está relacionado aos solos finos, geralmente lateríticos de subleito ou reforço de subleito, que apresentam mais de 50% passante na peneira nº 200.

De acordo com o DNIT (2006), os solos granulares podem ser classificados em três grupos: A, B ou C. No grupo A, enquadram-se solos com grau de resiliência elevados e que não devem ser empregados em estruturas de pavimentos, em virtude de serem subleitos de péssima qualidade. No grupo B enquadram-se solos que apresentam grau de resiliência intermediário e podem ser aplicados como base, sub-base e reforço do subleito, mas a sua utilização é restrita a espessura da camada e a qualidade do subleito. Já os solos que são classificados como grupo C podem ser utilizados em todas as camadas do pavimento, em virtude do baixo grau de resiliência.

Os solos considerados finos, com comportamento argiloso convencional, podem ser divididos em três tipos de acordo com a sua capacidade resiliente. Os solos do tipo I apresentam um bom comportamento quanto à resiliência como subleito e reforço do subleito. Os solos que se classificam como tipo II apresentam comportamento regular como subleito e reforço do subleito. Já a classificação tipo III engloba solos que possuem comportamento ruim quanto à resiliência, onde a aplicação como subleito requer cuidados e estudos aprofundados.

No método de dimensionamento puramente empírico, o comportamento resiliente poderia ser estimado em função da porcentagem de silte e do valor do CBR (*California Bearing Ratio*, ou ISC, Índice de Suporte Califórnia). Contudo, com a metodologia mecanística-empírica presente no MeDiNa, torna-se necessário realizar ETCR para estimar o comportamento resiliente dos componentes da estrutura, viabilizando a estimativa do comportamento.

Em seus estudos, Nogami e Villibor (1995) desenvolveram a metodologia MCT que não inclui ensaios de resiliência, mas possibilita a realização de correlações entre classificação do solo e MR. Balbo (2007) afirma que o comportamento resiliente de solos lateríticos do estado de São Paulo foram superiores ao dos solos não lateríticos.

As argilas lateríticas presentes na capital de São Paulo e nas regiões de solos com alterações de basalto são semelhantes às que ocorrem no Rio Grande do Sul, diferindo apenas na espessura das camadas. Essas argilas lateríticas apresentaram módulo de resiliência superior a 200 MPa.

Segundo DER-SP (2006), o intervalo de valores de módulo de resiliência esperado para a aplicação de solos finos em camadas de subleito e reforço de subleito, para um solo de comportamento não laterítico é de 25 a 75 MPa, ao passo que para um solo de comportamento laterítico (LA, LA' e LG') espera-se o intervalo de 100 a 200 MPa. Para a aplicação de solos finos em base e sub-base de pavimentos, o ideal é estar dentro do intervalo de 150 a 300 MPa.

De acordo com Bernucci et al. (2010), os valores médios de módulo de resiliência para solo com comportamento lateríticos compreendem o intervalo de 100 a 500 MPa. Os solos de comportamento não laterítico, segundo Balbo (2007) estão inseridos no intervalo de 32 a 125, a depender de sua composição granulométrica.

2.4.3 Síntese da experiência em relação ao comportamento resiliente

Preussler (1978), em sua dissertação de mestrado, descreveu o primeiro equipamento triaxial de cargas repetidas implementado no Brasil, detalhando procedimentos de montagem, calibração e funcionamento. Ainda, desenvolveu a metodologia para ensaios triaxiais em solos granulares e realizou ensaios em um solo residual de arenito do Rio Grande do Sul. Svenson (1980) realizou ensaios triaxiais cíclicos drenados em quatro solos argilosos residuais provenientes de subleito e camadas de reforço de subleito de pavimentos localizados no estado do Rio de Janeiro.

Em seus estudos, Medina e Preussler (1980), apontam que a umidade e a massa específica de moldagem dos solos coesivos são fatores que afetam consideravelmente o módulo de resiliência, que tem seu valor reduzido conforme o aumento da umidade. Assim, busca-se realizar a compactação na umidade ótima a fim de reduzir a influência do método utilizado no resultado final.

A condição de umidade do subleito depende do clima da região, das condições de drenagem e permeabilidade do solo, além de depender do equilíbrio entre a precipitação e a evapotranspiração. Preussler (1978) afirma que com o aumento do teor de umidade e com saturação próxima de 100%, o valor do módulo de resiliência

tende a diminuir. Thadkamalla e George (1995) desenvolveram estudos para investigar o efeito do grau de saturação sobre o módulo de resiliência do subleito, avaliando solos granulares e finos. Nos solos finos, o módulo de resiliência sofre uma drástica redução em função da saturação, variando de 50% a 75% conforme o grau de saturação.

Trichês (1985) realizou ensaios triaxiais dinâmicos em sete tipos de solos pertencentes a diversos trechos da BR 101, em Santa Catarina, a fim de verificar a influência do coeficiente de *Poisson* na deflexão máxima e na bacia de deflexão. Espinosa (1987) realizou a montagem de um equipamento triaxial de cargas repetidas que comportava corpos de prova de 10,0 cm de diâmetro. O autor realizou ensaios de módulo de resiliência e buscou identificar a deformação permanente em britas. Motta (1991) consolidou os estudos realizados anteriormente e propôs um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis considerando fatores climáticos, deformação permanente e fadiga.

Li e Selig (1994) afirmaram que o estado físico do solo, representado pelo teor de umidade e densidade seca, está relacionado ao comportamento resiliente do solo. O estado físico do solo pode ser alterado pelo efeito do ambiente, da compactação e pela ação do tráfego. Em um material compactado, o módulo de resiliência tende a aumentar com o aumento da densidade, ao passo que o teor de umidade tende a diminuir.

Santos et al. (1995) analisaram o comportamento de oito solos granulares lateríticos que compõem base, sub-base e subleito de rodovias do estado de Mato Grosso, através da realização de ensaios triaxiais de cargas repetidas avaliando o comportamento resiliente e a deformação permanente. Concluíram que os solos lateríticos com granulometria contínua apresentaram bom comportamento para pavimentos rodoviários, o que contesta as especificações de países com clima temperado. Em continuidade a estas pesquisas, Santos (1998) propôs algumas correlações para estimar o módulo de resiliência através de parâmetros geotécnicos, envolvendo a classificação MCT.

Ceratti et al. (1996) buscaram apresentar relações existentes entre o módulo de resiliência e a sucção para um solo laterítico argiloso utilizado na pista experimental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Núñez et al. (1996) utilizaram este mesmo solo e compararam os módulos de resiliência obtidos em laboratório com módulos obtidos em campo, através de retroanálise de bacias

deflectométricas, evidenciando o efeito da sucção. Os resultados obtidos através de ensaios laboratoriais e os resultantes da análise paramétrica foram semelhantes, validando os resultados laboratoriais que seguiram a normativa do DNER ME 131/1994, que fora substituída pela normativa DNIT 134/2018. Rodrigues (1997) trabalhou com o mesmo material argiloso avaliado por Ceratti et al. (1996) e Núñez et al. (1996), o qual apresentou um comportamento elástico melhor, se comparado ao solo arenoso laterítico também caracterizado pela autora. Ainda, concluiu que o efeito das alterações ambientais pode ser minimizado quando um sistema de drenagem atua de maneira eficiente na estrutura do pavimento.

Carmo (1998) buscou identificar os modelos que melhor representam a variação do módulo de resiliência a partir do estado de tensões em um solo arenoso e um argiloso, ambos com comportamento laterítico. Ainda, variou a energia de compactação e avaliou o comportamento resiliente destes materiais, concluindo que a energia intermediária conduz a valores de módulo de resiliência mais elevados que a energia normal. Verificou que para o solo argiloso com o acréscimo da tensão desvio, ocorre uma diminuição do módulo de resiliência, independente da energia de compactação. Contudo, para o solo arenoso, a tensão confinante atua mais no material compactado na energia normal, ao passo que na energia intermediária, as duas tensões são influentes.

Ensaio cíclicos foram realizados por Gonçalves (1999) a fim de avaliar a capacidade resiliente de corpos de prova em diversas condições de umidade de um solo argiloso empregado em subleito rodoviário. Entre as principais conclusões desta dissertação, destaca-se que os corpos de prova moldados na umidade ótima e submetidos a trajetórias de secagem apresentaram módulos de resiliência superiores, se comparado aos corpos de prova que foram submetidos a umedecimento. Constatou-se que o módulo de resiliência aumenta com o aumento da sucção, contudo, à medida que a umidade aumenta, a sucção diminui.

Werk (2000) realizou ensaios de módulo de resiliência e medição de sucção em um solo argiloso e outro residual de arenito, compactados por diferentes métodos, ambos componentes de estruturas de pavimentos do estado do Rio Grande do Sul. O autor concluiu que de maneira geral, o solo argiloso apresentou módulos de resiliência superiores aos do arenito, independentemente do método de compactação, bem como maiores valores de sucção. Os maiores valores de módulo de resiliência foram obtidos através do método de compactação estática.

Guimarães (2001) analisou a resposta elástica e plástica de um solo laterítico submetido a carregamentos repetidos com um número de aplicação superior a 100000 ciclos. Submeteu os corpos de prova ao ensaio de resiliência após finalizado os ensaios de deformação permanente. Concluiu que ocorreu um aumento do módulo resiliente após a ação das cargas repetidas. Desta forma, é importante considerar este enrijecimento do solo no desempenho de pavimentos após sucessivas aplicações de cargas. Ainda, constatou que ao realizar o ensaio de módulo de resiliência com uma frequência de aplicação de 2 Hz, houve um pequeno decréscimo do módulo de resiliência em relação ao ensaio realizado com uma frequência de 1 Hz.

Em sequência aos trabalhos desenvolvidos no Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, Ferreira (2002) elaborou um banco de dados dos ensaios triaxiais dinâmicos e fez a análise deste, com base nos modelos para determinação dos parâmetros resilientes mais consolidados até o momento. Evidenciou que o Modelo Composto é supremo perante os demais modelos, devido a precisão superior. Desta forma, Ferreira (2002) afirmou ser possível abandonar os modelos $k-\sigma_d$, $k-\sigma_3$ e o $k-\theta$.

Em continuidade aos resultados apresentados em Ceratti et al. (1996) e Núñez et al. (1996), Ceratti et al. (2004) avaliaram os efeitos que a umidade e a sucção causam no módulo de resiliência de um solo laterítico residual, que compõe o subleito de uma pista experimental da UFRGS. Obtiveram uma relação entre o módulo de resiliência e a sucção para diversos níveis de tensão desvio, através das curvas características e da curva de umidade/deformabilidade. Constataram que um incremento pequeno de umidade durante a moldagem, acarreta na diminuição do módulo de resiliência, independente da intensidade da tensão desvio.

Pesquisas que envolvem campo e laboratório são de extrema importância para validar os ensaios laboratoriais. A possibilidade de confirmar que os fatores ambientais afetam a umidade nas camadas do pavimento foi evidenciada por Yang et al. (2005), onde problemas no projeto e execução da drenagem são relatados pelos autores. A principal conclusão apresentada foi que a relação direta entre módulo de resiliência e altas sucções, que provocam aumento da rigidez e compressão no solo.

Medina et al. (2006) avaliaram oito trechos rodoviários no estado do Mato Grosso que apresentavam um bom comportamento devido as deflexões de baixa profundidade. Os cascalhos lateríticos avaliados pelos autores apresentaram módulos de resiliência variando de 300 a 600 MPa. Ainda, estudaram duas lateritas do norte do Brasil, visando trabalhar com um material mais intemperizado que o do Mato

Grosso. Assim, concluíram que devido a essa intemperização, os módulos obtidos foram maiores. As amostras do norte foram imersas por quatro dias, com o objetivo de verificar o comportamento resiliente de amostras saturadas, que fora prejudicado com esta ação.

Avaliar a influência que a umidade pós compactação tem no módulo de resiliência de solos de rodovias do interior do estado de São Paulo, foi o principal objetivo da tese de Takeda (2006). Sessenta e três solos foram coletados, mas trinta foram selecionados para análise, sendo 64% classificados como solos transicionais de acordo com a classificação MCT-M. Devido a diversidade de materiais, concluiu que a influência da granulometria é predominante sobre o comportamento elástico ao comparar à influência da gênese. As amostras com maior teor de finos apresentaram maiores módulos de resiliência. A maioria dos solos seguiu a tendência de um melhor comportamento dos solos lateríticos se comparada aos não lateríticos, além de apresentar módulos de resiliências menores conforme o aumento da tensão desvio e módulos maiores com o aumento da tensão confinante.

Takeda (2006) constatou que ao submeter os corpos de prova moldados na umidade ótima ao processo de secagem, até se obter -2% da ótima, houve um ganho médio de 245% no módulo de resiliência se comparado ao comportamento elástico na umidade ótima. Os corpos de prova secos até -1% da ótima apresentaram um aumento médio de 91% no módulo e ao submeter os corpos de prova moldados na umidade ótima a trajetória de umedecimento (+1%), estes apresentaram uma perda de 37%, em média, nos valores de módulo de resiliência.

Peraça (2007) e Núñez et al. (2008) avaliaram mecanisticamente o comportamento de pavimentos que possuíam solos em sua composição. Verificaram a influência da variação da umidade e do grau de compactação na deformabilidade de dois solos saprolíticos do centro do estado do Rio Grande do Sul oriundos de rochas vulcânicas. Constataram que o aumento do teor de umidade no solo, causa uma redução da sucção, ocasionando o aumento das deformações elásticas e plásticas.

Malys (2009) desenvolveu um equipamento triaxial de grande porte (25x50 cm) para avaliar a deformação permanente e módulo de resiliência de agregados utilizados como camada de pavimentos. O autor constatou que os módulos de resiliência obtidos no equipamento de grande porte foram superiores aos obtidos no equipamento de menor porte.

Rezende (2009) analisou o comportamento resiliente de solos extraídos da região de Viçosa, Minas Gerais, frente a diferentes teores de umidade e energia de compactação. Ainda, propôs um modelo para correlacionar a deformação permanente com a tensão desvio e o número de aplicação de carga. Também desenvolveu um método para estimar o acúmulo da deformação permanente nas camadas de subleito e reforço de subleito. Concluiu que as tensões de confinamento pouco influenciaram no comportamento mecânico dos solos utilizados em subleitos rodoviários. O modelo composto e o $k-\sigma_d$, foram os que melhor representaram os solos estudados pelo autor.

Através de drenos, Ramires (2010) buscou simular a variação do nível do lençol freático a fim de verificar a influência da variação na sucção e na deflexão de pavimentos flexíveis. Constatou que com a redução do nível d'água no subleito, a sucção aumentou e diminuíram os valores de deflexão, possibilitando um aumento da vida útil do pavimento. Ainda, concluiu que o teor de umidade é inversamente proporcional ao módulo de resiliência.

Em sua tese de doutorado, Johnston (2010) analisou o desempenho de três pavimentos com revestimentos delgados e materiais alternativos, não convencionais (plintossolo, basalto alterado e laterita), empregados na base e/ou sub-base destes pavimentos. Para caracterizar o Plintossolo, solo utilizado no trecho de Bacopari a Mostardas na ERS 101, a autora retirou amostras indeformadas de 30x30x30 cm de dois pontos de estudo e procurou moldar corpos de prova de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro. Para as amostras de um dos pontos de coleta não foi possível realizar os ensaios triaxiais devido à quebra das amostras durante o esculpimento ou perda de umidade antes do ensaio. No outro ponto de estudo, foram realizados três ensaios triaxiais cíclicos para obtenção dos parâmetros resilientes, contudo, apenas dois foram utilizados devido discrepância entre os resultados. Constatou que o teor de umidade influenciou no módulo de resiliência da base e na sub-base do pavimento apresentado anteriormente.

Em seus estudos, Bonzanini (2011) verificou a variação entre os resultados de módulo de resiliência para diferentes tamanhos de corpos de prova para um solo arenoso fino laterítico, uma areia, um solo argiloso e um solo residual de granito (saibro), provenientes do Rio Grande do Sul, variando a energia de compactação (normal e intermediária). Concluiu que o modelo que melhor se enquadrou para o solo argiloso e o saibro foi o modelo composto, ao passo que o modelo $k-\sigma_3$ apresentou melhores resultados para a areia e para o solo arenoso fino laterítico.

Ribeiro (2013) analisou o efeito da variação do estado de tensões e variação de umidade na compactação frente à deformação permanente de solos de subleito do estado de São Paulo. Adicionalmente, verificou o efeito do acúmulo de deformação permanente nos valores de módulo de resiliência e verificou a ocorrência de *shakedown*. Foi constatado que o corpo de prova sofreu um enrijecimento durante o ensaio de deformação permanente de longa duração, além da perda de umidade e do índice de vazios ter reduzido, ocasionando um aumento do módulo de resiliência para o solo em questão.

Zago (2016) verificou a capacidade resiliente e a deformação permanente de três solos típicos de subleito rodoviários de Santa Maria – RS. Ainda, o autor analisou a mudança de energia de compactação de normal para intermediária em um dos solos em estudo e variou a frequência de aplicação dos carregamentos. Constatou que à medida em que aumentou a frequência de 1 Hz para 2 Hz, o módulo de resiliência do solo arenoso se elevou. Por outro lado, em dois solos argilosos, ao elevar a frequência houve uma redução do módulo de resiliência. Ainda, verificou um ganho de 78,8% do valor médio do módulo de resiliência em um solo argiloso ao variar da energia normal para a intermediária.

A avaliação do desempenho de dois trechos da BR 290 em virtude da variação do nível do lençol freático foi o objetivo de Kern (2017), através do monitoramento na rodovia através das deflexões, defeitos, oscilação do lençol freático e retroanálise. A autora realizou ensaios de módulo de resiliência para o silte que compõe o subleito da estrutura, tanto no ramo seco (moldados ou submetidos a secagem), quanto no ramo úmido (moldados ou submetidos a umedecimento). Concluiu que os corpos de prova de solo no ramo seco adquirem uma rigidez maior e sofrem menores deformações, desta forma, apresentam um módulo de resiliência maior se comparado aos corpos de prova no ramo úmido.

Behak e Núñez (2017) avaliaram o comportamento resiliente de um solo argiloso do leste do Uruguai modificado com diversos teores de cal. Constataram que o módulo de resiliência diminuiu à medida que se incrementou a tensão desvio, tanto para as amostras compactadas na energia normal, quanto na energia modificada. Ocorreu um aumento do módulo de resiliência ao tratar o solo com 3 a 7% de cal.

Rahman e Gassman (2017) retiraram amostras de tubo Shelby para realizar ensaios triaxiais de módulo de resiliência em solos da Carolina do Sul, Estados Unidos da América, a fim de investigar as propriedades físicas e mecânicas destes e

correlacionar os módulos obtidos em laboratório com o modelo de FWD (*Falling Weight Deflectometer*) desenvolvido. Concluíram que mesmo em uma curta distância de uma rodovia, os módulos de resiliência variaram cerca de 42% entre si. Para os solos pertencentes aos grupos A-1, A-2 e A-3, os módulos de resiliência encontrados para as amostras indeformadas aumentaram conforme o aumento da umidade in situ. Isto não ocorreu para os solos que se enquadram no grupo A-7-6. Os autores obtiveram uma boa correlação entre o módulo resiliente e o modelo FWD. Recomendaram realizar teste em amostras moldadas em laboratório em teores de umidade variados para comparar com as amostras indeformadas.

Norback (2018) caracterizou três solos e uma brita quanto ao módulo de resiliência e a deformação permanente, e propôs combinações desses materiais, visando enquadrar essas misturas na utilização de base ou sub-base de pavimentos. Os materiais e as misturas foram submetidos a ensaio de deformação permanente e posteriormente, ensaio de módulo de resiliência. Desta forma, devido ao elevado número de repetições, os corpos de prova apresentaram um módulo de resiliência elevado devido ao enrijecimento das amostras, quando comparados aos resultados obtidos pelas amostras que foram submetidas apenas aos ensaios de MR.

Bhuvaneshwari et al. (2018) realizaram um comparativo entre o comportamento resiliente de solos expansivos com e sem tratamento com cal. No solo expansivo, a tensão desvio desempenha um papel significativo no comportamento do solo, ao passo que no solo melhorado ela atua em conjunto com a tensão confinante. O solo melhorado com adição de cal apresenta um enrijecimento à medida em que as tensões são aplicadas e um melhor comportamento resiliente se comparado aos solos expansivos não tratados.

Dalla Roza et al. (2018) buscaram identificar uma relação entre os parâmetros da classificação MCT com o comportamento elástico de oito solos argilosos com comportamento não laterítico e oito argilosos lateríticos. Sete solos LG' de acordo com a classificação MCT e transicionais (TG') de acordo com a MCT-M, apresentaram valores de módulo de resiliência variando entre 89 e 821 MPa, uma média de 300 MPa. Porém, o solo LG' de acordo com a MCT e MCT-M foi o que apresentou um melhor comportamento resiliente. De maneira geral, os lateríticos apresentaram comportamento superior aos não lateríticos.

Lima et al. (2018) objetivaram comparar as duas condições propostas pela norma do DNIT 134/2018 para aplicação das cargas repetidas, além de investigar a

influência da energia de compactação e o teor de umidade no módulo de resiliência do solo laterítico. O solo em estudo não apresentou grande aumento de módulo ao elevar a compactação de normal à intermediária. Contudo, ao aumentar o teor de umidade, a rigidez diminuiu. Ao utilizar os dezoito pares de tensão impostos para base, o módulo de resiliência aumentou em até 35% se comparado aos obtidos para pares de subleito.

Santos et al. (2019) avaliou o comportamento de quatro solos gaúchos, empregados em subleito de pavimentos, quanto a sua resistência e deformabilidade. Entre os solos analisados, o solo com maior porcentagem de fração de areia foi o que apresentou maior módulo de resiliência, apresentando maior influência da tensão confinante no acréscimo do módulo de resiliência. O solo com maior porcentagem de argila apresentou o menor módulo de resiliência.

Liu et al. (2019) realizaram ensaios triaxiais dinâmicos e estáticos para seis tipos de solo empregados em subleito, variando a frequência, o carregamento, o grau de compactação e o teor de umidade. Verificaram que a frequência de carregamento influenciou significativamente o módulo de resiliência dinâmico. Obtiveram resultados semelhantes nos ensaios triaxiais estáticos

2.5 RELAÇÃO ENTRE OS FATORES QUE INFLUENCIAM O MR E A DP DOS SOLOS

Com base no exposto nos itens 2.3 e 2.4, este item tem por objetivo apresentar uma síntese da revisão bibliográfica, apresentando as principais conclusões já constatadas referente ao comportamento elástico e plástico de solos. No que se refere à deformação permanente e módulo de resiliência, de maneira geral, os principais fatores que interferem no comportamento são: tensão, carregamento, estado físico e o tipo de material.

No que tange à tensão, englobam-se a sequência de aplicações das tensões desvio e a tensão confinante, o número de ciclos de repetições e a frequência de aplicação. Em relação à deformação permanente, o acréscimo da tensão desvio tende a gerar um acréscimo na deformação permanente total. À medida em que se elevam o número de ciclos, a taxa de acréscimo da DP diminui.

Referente à ação da tensão no módulo de resiliência, em geral, o comportamento não linear em função das tensões atuantes prevalece. Em função da

repetição da tensão desvio, o MR pode aumentar ou diminuir. O MR de solos argilosos tende a diminuir com o acréscimo e repetição da tensão desvio, ao passo que a tensão confinante pouco influência no comportamento resiliente. Em relação a frequência, o aumento da frequência de 1 Hz para 2 Hz, pode ocasionar o decréscimo do MR. Após sucessivas aplicações de carga, o solo tende a sofrer um enrijecimento e, conseqüentemente, um acréscimo no MR, fato que pode ser considerado no desempenho de pavimentos e verificado com ensaios de MR após a realização de ensaios de DP em ensaios laboratoriais.

Em relação ao tipo de material, o comportamento dos materiais granulares e finos são distintos. A composição granulométrica e a natureza do solo afetam diretamente o comportamento resiliente dos materiais. Os solos de comportamento laterítico compostos por maior teor de finos apresentam maiores módulos de resiliência. Os solos com comportamento laterítico costumam apresentar melhor comportamento frente às deformações, se comparados aos solos com comportamento não laterítico.

A energia de compactação está correlacionada com as deformações. À medida em que se eleva a energia de normal para intermediária, se tem um ganho no valor do MR e uma redução da DP. Com esse acréscimo da energia, a tensão confinante passa a influenciar mais no comportamento do solo, algo que não ocorre quando compactado à energia normal.

Outro fator extremamente importante no comportamento de solos é a umidade. Em relação a umidade, ela deve ser considerada no momento da compactação (w_{ot}) e pós compactação. Neste âmbito, a sucção entra em ação e tem relevância no comportamento frente às deformações. É ressaltado que o teor de umidade é inversamente proporcional do comportamento resiliente, assim como o grau de compactação do material.

Em relação a DP, quando se eleva a umidade, a DP também aumenta. À medida em que se eleva a massa específica do material, a resistência à deformação permanente dos solos aumenta. A redução do grau de compactação resulta em um acréscimo da DP.

É fato que o solo em contato com a água, tem seu comportamento prejudicado. A fim de evitar o efeito das alterações ambientais deve ser projetado e executado um sistema de drenagem atua de maneira eficiente na estrutura do pavimento.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo será apresentado o planejamento seguido para a realização desta pesquisa, a definição da jazida e os procedimentos de coleta das amostras, além de um item destinado a apresentar a etapa laboratorial com os ensaios de caracterização e classificação dos materiais em estudo. Ainda, apresentam-se os ensaios triaxiais de cargas repetidas para determinação do módulo de resiliência (MR) e deformação permanente do solo, além do procedimento adotado para análise dos resultados. Por fim, a fins complementares, são realizadas análises mecanicistas de pavimentos flexíveis dimensionados a partir dos materiais caracterizados nesta pesquisa, a fim de evidenciar a sua aplicação no âmbito rodoviário.

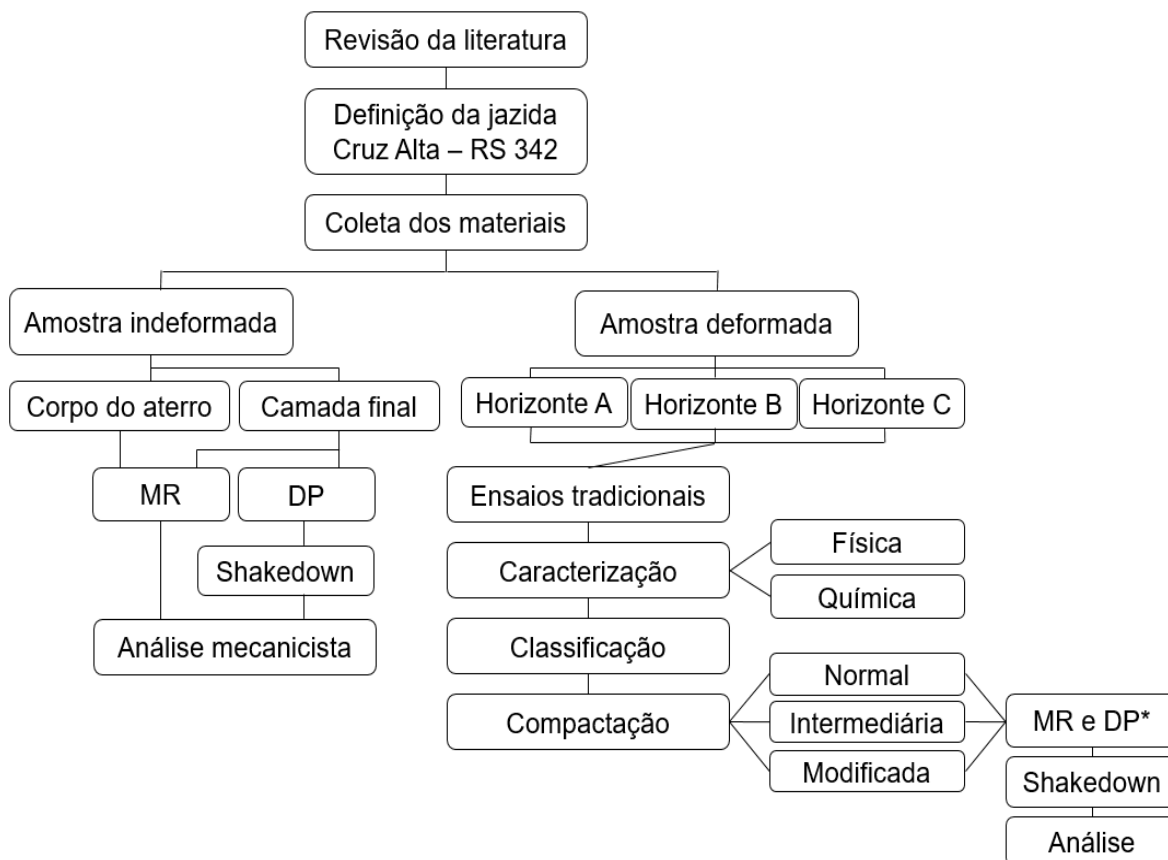
3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A Universidade Federal de Santa Maria, representada pelo GEPPASV, possui um convênio com a ANP/PETROBRAS, em função da Rede de Tecnologia em Asfalto, visando contribuir na elaboração do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos.

Diante do convênio da UFSM com a ANP/PETROBRAS e tendo em vista o desenvolvimento do MeDiNa, a pesquisa em questão tem por objetivo agregar conhecimento referente à deformabilidade e resistência de três horizontes de uma jazida de solo que foram utilizados para compor a estrutura de pavimento rodoviário. Ainda, tem como objetivo comparar os valores de MR e DP entre amostras indeformadas, retiradas de diferentes camadas de um aterro rodoviário em construção, com amostras deformadas, compactadas em laboratório a três energias distintas.

A Figura 4 apresenta o fluxograma com o planejamento da pesquisa, que será detalhado nos itens a seguir.

Figura 4 – Organização da pesquisa



*DP: apenas para o Horizonte B.

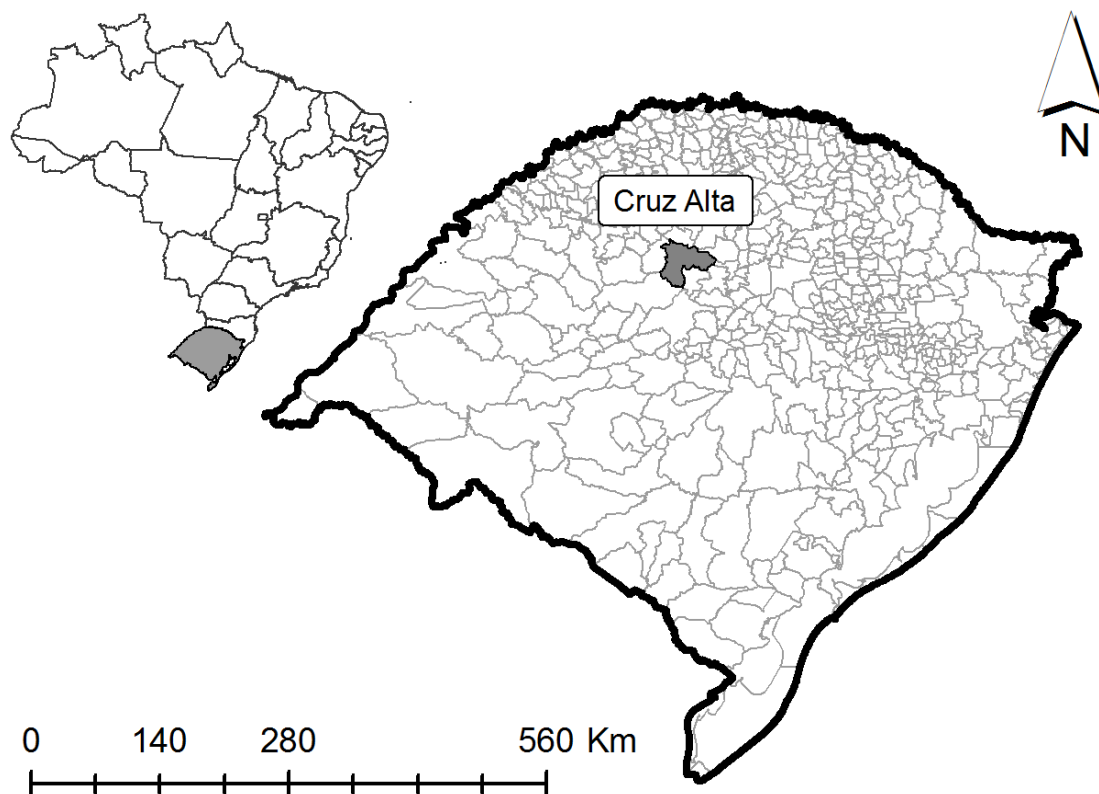
Fonte: Autor

3.2 DEFINIÇÃO DA JAZIDA E COLETA DAS AMOSTRAS

Cruz Alta é um município que está localizado na mesorregião Noroeste Rio-Grandense, a uma altitude de 452 metros do nível do mar e possui uma população estimada de 62821 habitantes (IBGE, 2018). O município apresenta um clima subtropical com as quatro estações bem definidas e grande amplitude térmica. A Figura 5 mostra a localização dentro do território do Rio Grande do Sul.

O município é considerado estrategicamente importante pelo entroncamento rodoferroviário da região centro-norte do estado. Cruz Alta pode ser acessada pela BR 158, no eixo norte-sul, pela RS 342, a oeste, e pela BR 377, a leste. A RS 342 consiste em uma rodovia diagonal com 161,51 km de extensão, fazendo a ligação entre municípios do noroeste do estado gaúcho. Essa rodovia inicia em Doutor Mauricio Cardoso e termina em Cruz Alta, no entroncamento entre a BR 158 e a BR 377.

Figura 5 – Localização do município de Cruz Alta



Fonte: Autor

Quanto aos aspectos pedológicos e geológicos, a área em estudo apresenta latossolos vermelho-escuros de textura média argilosa e bastante profundos (LEMOS, 1973). Este material é resultado do processo de intemperismo da porção final do derrame basáltico da Bacia do Paraná, formação Serra Geral, originado em áreas de relevo plano e suave ondulado, com predominância de finos argilosos. Os solos de Cruz Alta têm origem a partir do arenito Botucatu ou da mistura entre esse e basalto.

Este Latossolo Vermelho Distrófico Típico apresenta sequência de horizontes A, B e C, com transição difusa entre eles. Este material costuma ser suscetível à erosão, apresentando uma ligeira podzolização, que é a migração de alumínio e matéria orgânica, seja com ou sem a presença de ferro, até o horizonte B (MUSEU DE SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL, 2018).

A escolha de Cruz Alta como um dos objetos de estudo se justifica pelo tipo de solo e pela oportunidade de coletar amostras indeformadas de solo diretamente no corpo do aterro rodoviário de 14,20 m de altura, o qual estava em processo construtivo. O aterro foi compactado na energia normal para compor a camada do

corpo, ao passo que a camada final de terraplanagem (CFT) foi compactada na energia intermediária.

O referido trecho está situado na RS 342, nas adjacências do município de Cruz Alta. O trecho foi executado pela Carpenedo & CIA LTDA e consistiu na realização de um trevo de interseção na rodovia para acesso ao município, onde foram englobados serviços de terraplanagem, execução da drenagem, base, camada de revestimento asfáltico e sinalização.

3.2.1 Amostras indeformadas

As amostras indeformadas foram retiradas do corpo do aterro (CA), no mês de setembro de 2018, e na camada final de terraplanagem (CFT) em novembro de 2018, sob coordenadas 28°37'54.00" Sul e 53°37'31.50" Oeste. A Figura 6 apresenta o trecho de coleta das amostras, no momento da extração dos corpos de prova do CA. No momento da extração das indeformadas, também foram retiradas algumas parcelas de solo a fim de verificar a umidade do solo no momento da compactação.

Figura 6 – Interseção onde foram coletadas as amostras indeformadas



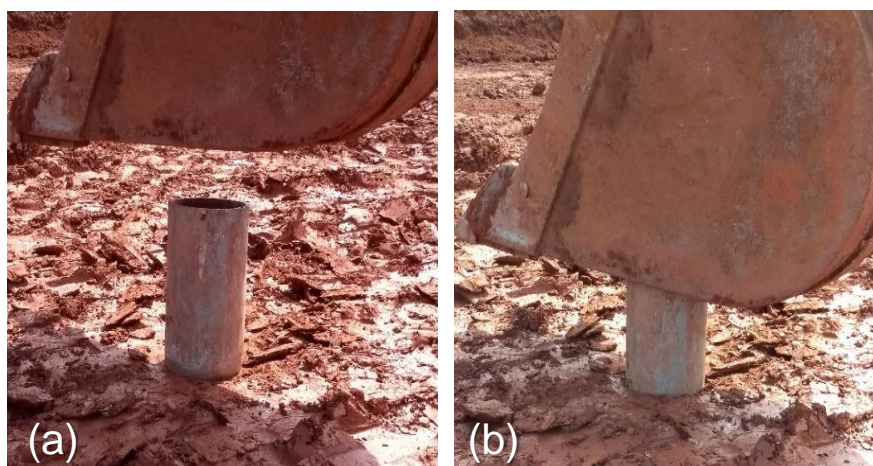
Fonte: Autor

Para a retirada das amostras indeformadas, foram utilizados amostradores cilíndricos de aço com 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura (ver Figura 7 (a)), com extremidades afiadas para facilitar a cravação no corpo do aterro e na CFT. O cilindro utilizado para a coleta das amostras possui um corte longitudinal para facilitar à extração dessas, evitando que ocorra amolgamento dos corpos de prova. A cravação

se deu com auxílio da concha traseira de uma retroescavadeira, como pode ser observado na Figura 7 (b).

Após a cravação do cilindro no solo compactado, utilizou-se um extrator para a retirada da amostra, como apresentado na Figura 8. Ao total, foram retirados 18 exemplares do corpo do aterro e 25 da CFT. Para que elas permanecessem com as características de campo, fez-se necessário envolvê-las com plástico filme e plástico bolha no intuito de propiciar mais segurança no transporte, ver Figura 8 e Figura 9. Para o acondicionamento das amostras e transporte seguiram-se os preceitos da normativa DNER-PRO 002/1994.

Figura 7 – (a) Amostrador cilíndrico de aço e o (b) processo do cravação para extração de amostras



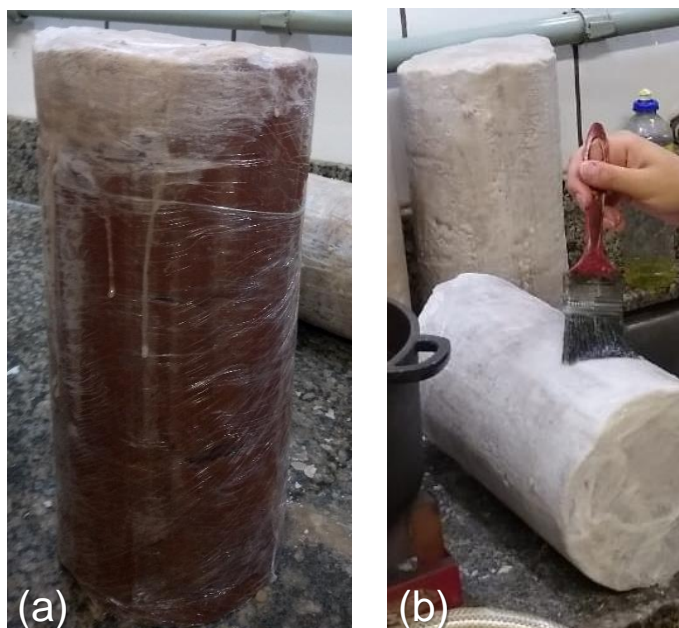
Fonte: Autor.

Figura 8 – (a) CP sendo retirado do amostrador e (b) protegido com plástico filme



Fonte: Autor.

Figura 9 – (a) Corpo de prova (b) recebendo as camadas de parafinadas



Fonte: Autor.

Foram passadas pelo menos três camadas de parafina em cada amostra, a fim de garantir uma boa proteção e, após secagem, as amostras foram acondicionadas em um local seguro das intempéries e de qualquer movimento, conforme apresentado na Figura 10.

Figura 10 – Amostras indeformadas do corpo do aterro após proteção

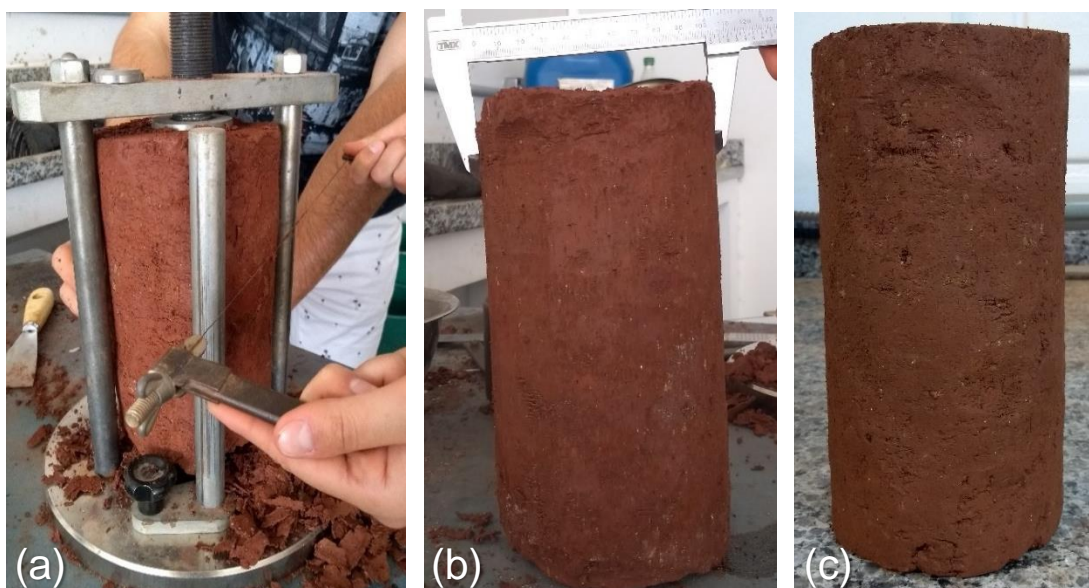


Fonte: Autor

Devido às dimensões da amostra indeformada ser superior ao necessário para a realização dos ensaios triaxiais (apresentado no item 3.4), foi necessário reduzir o tamanho do corpo de prova (CP), até atingir 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. A metodologia adotada para realizar este procedimento consistiu no em esculpir o CP com auxílio de espátulas e linhas de aço, conforme a Figura 11. Este procedimento foi repetido para todas as amostras, seja do corpo do aterro ou da CFT, momentos antes de submeter o corpo de prova ao ensaio triaxial de cargas repetidas. Salienta-se ainda, que este processo minimiza qualquer tipo de influência da borda do amostrados nos CP's esculpidos.

Visto que o procedimento para redução das dimensões variava de 2 a 4 horas de trabalho, esse foi realizado em local com a temperatura controlada a fim de evitar a perda de umidade no início e no final do procedimento.

Figura 11 – (a) CP sendo talhado, (b) conferência das dimensões e (c) finalizado para posterior realização do ensaio triaxial



Fonte: Autor

3.2.2 Amostras deformadas

A jazida utilizada para retirada do material que compõe o aterro rodoviário apresentado anteriormente, está localizada nas coordenadas 28°37'39.40" Sul e 53°37'30.50" Oeste, conforme apresentado nas Figura 12 e Figura 13.

A coleta das amostras deformadas ocorreu em duas etapas distintas, seguindo os preceitos da normativa do DNER PRO 003/1994. A primeira etapa ocorreu em setembro de 2018, quando foram coletados aproximadamente 200 kg do horizonte C. Em janeiro de 2019, foram coletadas as mesmas proporções dos horizontes A e B, a fim de suprir às demandas de ensaios. Os materiais foram acondicionados em sacos devidamente identificados e transportados até o Laboratório de Materiais de Construção Civil – LMCC, onde foram armazenados de maneira adequada.

Figura 12 – Jazida de solo analisada neste estudo



Fonte: Autor

Figura 13 – Detalhe dos horizontes que compõem a jazida



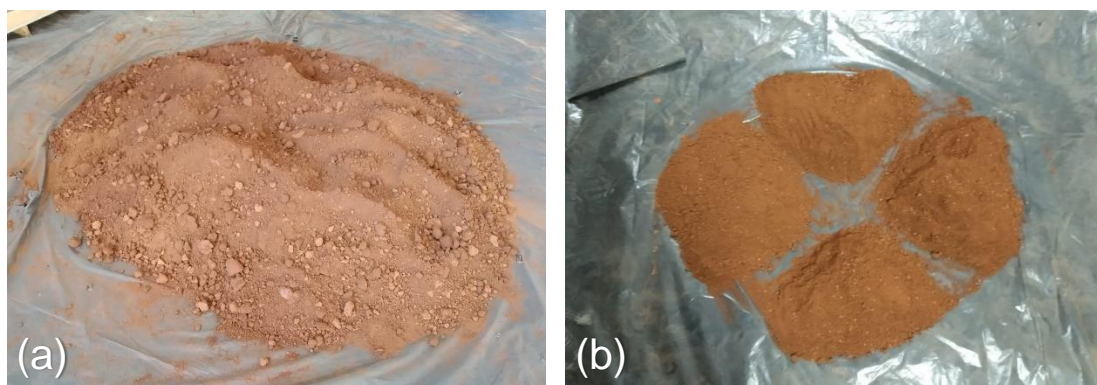
Fonte: Autor

3.3 ETAPA DE LABORATÓRIO

Neste item, são apresentadas as etapas realizadas em laboratório, que compreendem os ensaios de caracterização e os procedimentos necessários para classificar os materiais quanto à metodologia MCT, classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e da *American Association Of Highway And Transportation Officials* (ASTHO). Em sequência, são apresentadas as premissas para realizar os ensaios de compactação nas três energias: Proctor normal, intermediária e modificada.

O preparo das amostras para os ensaios de caracterização e compactação seguiu às recomendações da norma da ABNT NBR 6457/2016. A Figura 14 apresenta o processo de homogeneização do solo de um dos horizontes coletado, em que cerca de 200 kg foram secos ao ar, peneirados e quarteados, para posterior preparo aos ensaios de caracterização e classificação. Este procedimento se repetiu aos três horizontes da jazida em estudo.

Figura 14 – (a) Homogeneização prévia e (b) quarteamento após peneiramento



Fonte: Autor

3.3.1 Ensaios de caracterização física e química

Para caracterizar os solos foram realizados os seguintes ensaios: análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, com e sem defloculante; limites de Atterberg; massa específica real dos grãos; e por fim, análise química e fluorescência de Raio-X.

Após o procedimento de preparo das amostras (NBR 6457/2016), foi realizada análise granulométrica para cada um dos horizontes em estudo, a fim de obter as

diferentes percentagens de ocorrência de cada fração de solo. Para isso, foram seguidos os preceitos da ABNT NBR 7181/2016. O ensaio de granulometria por peneiramento e sedimentação foi realizado em triplicada, utilizando defloculante (hexametáfosfato de sódio) e uma repetição na condição sem defloculante, empregando a água em substituição ao produto químico.

Para determinação da massa específica real dos grãos seguiu-se os procedimentos descritos na norma ABNT NBR 6508/2016. Os limites de Atterberg foram obtidos seguindo os princípios da ABNT NBR 6459 e pela normativa ABNT NBR 7180/2016.

O conhecimento da caracterização química do solo é fundamental para justificar o comportamento de alguns solos finos, pois nem sempre a curva granulométrica é suficiente para verificar as propriedades do material. Um exemplo de ocorrência comum se dá com os solos que apresentam alta porcentagem de argila na sua composição, mas nem sempre esses solos vão apresentar características de solos argilosos, como coesão, compressibilidade, baixa permeabilidade, entre outros. Por vezes, as areias pulverizadas e partículas de rocha com granulação muito fina, acabam interferindo nas propriedades mecânicas desse material.

Desta forma, foram realizados ensaios para verificar os parâmetros químicos dos solos em estudo. As análises químicas foram realizadas no Laboratório de Solos do Centro de Ciências Rurais da UFSM e tiveram como objetivo identificar o pH, a capacidade de troca catiônica (CTC), a quantidade de alumínio, magnésio, cálcio, a porcentagem de saturação, a porcentagem de matéria orgânica e de argila, além da textura do material.

Para realizar a caracterização química dos solos, optou-se pela técnica de Fluorescência de Raio-X por Energia Dispersiva (FRX ED), realizada no equipamento S2 Ranger Bruker. A Fluorescência de Raios-x consiste em uma análise de fins qualitativos e quantitativos que visa identificar os elementos simultaneamente, através da detecção dos raios-X emitidos. Este ensaio foi desenvolvido no Laboratório de Análises Químicas (LACHEM) da UFSM.

A Tabela 2 apresenta o quantitativo de ensaios de caracterização física e química realizados para cada horizonte da jazida em estudo (horizonte A, B e C). A Figura 15 apresenta uma amostra de cada horizonte pedológico.

Tabela 2 – Quantitativo de ensaios físicos e químicos a serem realizados

Ensaio	Norma ou Lab.	Nº de ensaios por horizonte: A, B e C
Granulometria com defloculante	ABNT NBR 7181/2016	3
Granulometria sem defloculante	ABNT NBR 7181/2016	1
Limites de Liquidez	ABNT NBR 6459/2016	3
Limite de Plasticidade	ABNT NBR 7180/2016	3
Massa específica real dos grãos	ABNT NBR 6508/2016	3
Análise Química	Lab. de Solos – UFSM	1
Fluorescência de Raio-X	Lachem – UFSM	1

Fonte: Autor

Figura 15 – Amostra de cada horizonte que compõe a jazida em estudo



Fonte: Autor

3.3.2 Classificação dos solos

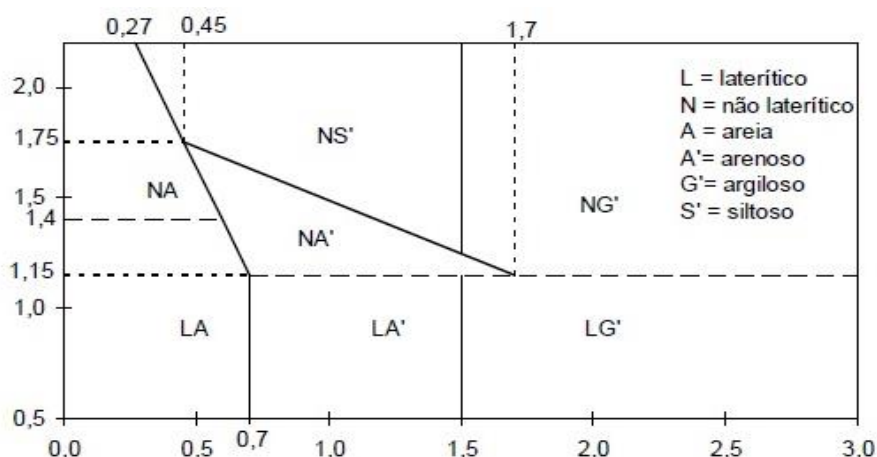
As classificações SUCS e AASHTO são baseadas nas características plásticas e na granulometria dos materiais. Com base nos resultados da granulometria e nos limites de Atterberg, tornou-se possível realizar as classificações geotécnicas dos solos quanto a estas metodologias.

Estas duas classificações consideradas tradicionais foram desenvolvidas para solos originários de clima temperado. A partir destas metodologias, podem-se obter resultados que não reproduzem bem o desempenho real de alguns solos tropicais. Para tanto, foi realizada a classificação para solos tropicais intitulada Miniatura, Compactada, Tropical (MCT). A metodologia MCT é baseada em propriedades

obtidas em corpos de prova cilíndricos compactados em equipamento miniatura, conforme a norma do DNER-CLA 259/1996. As normativas rodoviárias que regem o procedimento de classificação de solo MCT são DNER-ME 256/1994 e DNER-ME 258/1994.

Foram obtidos os índices c' e d' , dados pela inclinação das curvas de deformabilidade e pelo coeficiente angular do ramo seco da curva de compactação a 12 golpes, respectivamente. Com o valor de d' , foi possível determinar o índice e' , para posteriormente, identificar a classificação do solo a partir do ábaco apresentado na normativa do DNER (1994), conforme a Figura 16. Os ensaios da metodologia MCT foram realizados em duplicata para todos os materiais caracterizados nesta pesquisa.

Figura 16 – Ábaco para classificação MCT



Fonte: DNIT (2006)

Ainda, os materiais foram classificados quanto a classificação proposta por Vertamatti (1988), chamada de MCT-M, a qual inclui uma nova seção dentro do ábaco MCT, para adicionar os solos transicionais ou transportados (materiais que apresentam uma transição no processo e evolução genética).

3.3.3 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação tem por objetivo obter a massa específica aparente seca máxima do solo ($\gamma_{d\text{máx}}$) e o respectivo teor de água, denominado de umidade ótima ($W_{ót}$). O ensaio padronizado pela ABNT, tem suas premissas apresentadas na NBR 7182 (ABNT, 2016), onde regulamenta o uso de cilindro metálico pequeno

(Proctor) ou o cilindro metálico grande (cilindro de Índice de Suporte Califórnia - ISC), podendo variar entre as energias Proctor normal, intermediária e modificada.

Tendo em vista a atualização do método brasileiro de dimensionamento de pavimentos flexíveis, novas metodologias foram desenvolvidas buscando satisfazer as necessidades deste método. Para bem atendê-las e caracterizar os materiais terrosos utilizados em estruturas de pavimentos, a Rede de Tecnologia em Asfalto desenvolveu o Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010), o qual prescreve o ensaio de compactação utilizando o cilindro tripartido, tanto para o ensaio de compactação, quanto para a moldagem dos corpos de prova. Em conjunto a este procedimento, algumas orientações incluídas na normativa do DNIT 134 (DNIT, 2018) são necessárias para realizar os ensaios de compactação.

A Tabela 3 apresenta as condições para os ensaios de compactação em cilindro tripartido (PETROBRAS, 2010) e nos moldes Proctor e ISC, padronizados pela NBR 7182/2016, para as energias normal (EN), intermediária (EI) e modificada (EM).

Tabela 3 – Padrão adotado para cada condição e energia de compactação

Padrão de ensaio	NBR 7182			REDE 04 e DNIT (2018)		
	EN	EI	EM	EN	EI	EM
Molde	Proctor	ISC	ISC	Tripartido		
Soquete	Proctor	ISC	ISC	Proctor		
Massa (g)	2500	4536	4536	2500		
Altura de queda (mm)	305	305	457	305		
Nº de camadas	3	5	5	10		
Nº de golpes por camada	26	26	55	12	27	56

Fonte: Autor

A Tabela 4 apresenta o quantitativo de ensaios de compactação realizados. As curvas de compactação seguiram os preceitos da normativa da Petrobras (2010) foram realizadas em duplicada ou triplicata, e optou-se por adotar a média dos resultados. A realização desta forma, servem para a aferição dos resultados obtidos. Ainda, foi realizado o ensaio de compactação seguindo a norma NBR 7182 (ABNT, 2016) para o horizonte B, de modo a comparar os resultados entre a metodologia do procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010) e da NBR 7182 (ABNT, 2016). Ao total, foram realizadas 24 curvas de compactação.

Tabela 4 – Quantitativo de ensaios para obtenção da curva de compactação

Normativa	Energia	Horizonte A	Horizonte B	Horizonte C
Rede 04 (2010)	Normal	2	2	3
	Intermediária	2	2	3
	Modificada	2	2	3
NBR 7182 (2016)	Normal		1	
	Intermediária		1	
	Modificada		1	

Fonte: Autor

3.3.4 Mini-CBR e expansão

O ensaio de Mini-CBR apresenta resultado similar ao ensaio obtido pelo método do DNER-ME 049/94. Contudo, esse possibilita a realização do ensaio com pequena quantidade de material, compactando os corpos de prova em miniatura, conforme a norma DNER-ME 228/94.

A normativa que rege os procedimentos para realização do ensaio de Mini-CBR é a DNER-ME 254/1997.

Foi realizado apenas o ensaio de Mini-CBR e expansão para o horizonte B, compactado na energia normal. Utilizou-se o método das correlações com penetrações de 2,0 e 2,5 mm. A escolha do horizonte B ocorreu tendo em vista a ocorrência de material considerado maduro, sem a presença de compostos orgânicos advindos de raízes de plantas, além do fato de possuir a caracterização mecânica mais completa.

A expansão foi obtida a partir da condição com embebição, onde o corpo de prova foi deixado por 20 horas em imersão total.

3.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS

Neste item, são expostas as formas de preparo e moldagem das amostras, bem como, os procedimentos executivos do ensaio triaxial de cargas repetidas, efetuado a fim de obter os parâmetros resilientes e a deformação permanente dos solos em estudo.

As normativas que regem os procedimentos, que serão descritos nos itens 3.4.2 e 3.4.3, são, respectivamente:

- DNIT 134/2018 – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio;
- DNIT 179/2018 – Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio.

O equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado na presente pesquisa para realizar ensaio de módulo de resiliência e deformação permanente, encontra-se no laboratório do GEPPASV da UFSM. Através desse equipamento é possível reproduzir as condições de campo, simulando a passagem do veículo em um ponto na superfície do pavimento e verificar o efeito produzido nas camadas da estrutura.

O equipamento tem o seguinte princípio de funcionamento: uma força de compressão atua sempre no mesmo sentido, devido à uma tensão principal que varia de zero até um valor máximo pré-estabelecido e depois é reduzida até se anular ou diminuir o valor, seguida de um tempo de repouso. Este procedimento se repete à quantidade de vezes definida inicialmente. Ainda, pode-se inserir uma tensão de confinamento (σ_3) na câmara triaxial, onde a pressão é gerada através de um sistema de ar comprimido.

Ao passo que são aplicadas tensões, ocorrem deformações axiais de natureza elástica (ϵ_r) e plástica ou permanente (ϵ_p), medidas através de transdutores mecânico-eletromagnéticos do tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT), os quais transformam as deformações axiais em potencial elétrico que são registrados no *software*, possibilitando leituras de até 5 mm. O equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado (Figura 17) conta com dois transdutores mecânicos do tipo LVDT posicionados em lados diametralmente opostos dentro da câmara triaxial.

Para o estudo da deformação permanente, o equipamento conta com um *Rectilinear Displacement Transduce* (RDT) que possibilita leituras de até 25 mm. O SEEPAV 14200, desenvolvido pela DBI Indústria de Equipamentos Eletrônicos LTDA, é o *software* utilizado para a aquisição de dados.

O equipamento, os procedimentos de preparo das amostras, moldagem dos corpos de prova e montagem do ensaio, são iguais para os ensaios de determinação da deformação permanente e módulo de resiliência. O que difere os ensaios são as condições de aplicações das cargas repetidas e estados de tensões.

Figura 17 – Equipamento triaxial de cargas repetidas da UFSM



Fonte: Autor

3.4.1 Preparo das amostras e montagem no equipamento

Os procedimentos de coleta, cuidados e o preparo das amostras indeformadas foram descritos no item 3.2.1. Ainda em relação às amostras indeformadas, após serem esculpidas, foi necessário realizar nove aferições de diâmetro (topo, meio e base) e cinco medidas de altura, com paquímetro digital, a fim de obter a média aritmética das dimensões do corpo de prova. Além disso, foi realizada a pesagem dos corpos de prova, para posteriormente, submeter esses aos ensaios requeridos.

No que se refere às amostras moldadas em laboratório, após secagem do solo, foi realizado o acondicionamento dessa em sacos plásticos lacrados com aproximadamente 4 kg de solo em cada. Para obter a umidade higroscópica presente em cada amostra, foram retiradas pelo menos duas cápsulas de solo, que permaneceram por 24 horas em estufa, a temperatura controlada de $\pm 105^{\circ}$ C.

Em posse da umidade ótima, da massa específica aparente seca máxima do solo e da umidade higroscópica das amostras, foi possível calcular a quantidade de água a acrescentar para atingir a umidade ótima. Após acrescentar a água em cada amostra e homogeneizá-la juntas, novamente, quarteou-se o solo que finalmente foi separado em amostras com aproximadamente 4,5 kg, acondicionadas em saco plástico hermeticamente fechado. As amostras foram levadas à câmara úmida por no

mínimo 12 horas antes da compactação. Ressalta-se que em todos os procedimentos de preparo do solo, foram consideradas amostras reservas para o caso de necessidade de repetição do ensaio.

O procedimento de moldagem foi realizado de maneira rápida para evitar a evaporação da água da amostra. O processo de compactação ocorreu momentos antes de realizar o ensaio triaxial de cargas repetidas, a fim de evitar que se desenvolvessem tensões de sucção, reações de cimentação ou propriedades tixotrópicas, que podem vir a influenciar nos valores de deformação permanente. Em campo, não se consegue garantir que haja um tempo conveniente de repouso. Logo, a condição adotada de executar o ensaio triaxial de cargas repetidas logo após a moldagem do corpo de prova, está a favor da segurança.

A compactação das amostras ocorreu no molde tripartido, regulamentado pela normativa do DNIT 134/2018, DNIT 179/2018 e Rede 04 (PETROBRAS, 2010). A Tabela 3 apresenta as condições de moldagem adotadas na presente pesquisa.

Buscaram-se realizar todas as moldagens utilizando o mesmo molde tripartido, adotando sempre a mesma altura de queda e com o mesmo soquete, independente da energia utilizada. Além disso, todas as moldagens foram realizadas pela autora que utilizou sempre o mesmo compactador mecânico, a fim de evitar divergências entre as moldagens.

A tolerância máxima admitida pelo DNIT (2018) para validar a moldagem dos corpos de prova de solos é de $\pm 0,5\%$ em relação à umidade ótima. Em virtude de a normativa não apresentar recomendações quanto ao critério de variação da densidade máxima, optou-se por considerar válido o corpo de prova que apresentasse uma variação de $\pm 1\%$ em relação ao grau de compactação (GC: $100\% \pm 1\%$).

A Tabela 5 apresenta o quantitativo de amostras válidas moldadas para realizar os ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, seja para amostras indeformadas ou amostras moldadas em laboratório. Cabe ressaltar que foi realizado um número de ensaios superior ao apresentado, contudo, devido a erros de moldagem ou de execução nos ETCR, esses apresentaram inconsistência em relação aos outros e foram desconsiderados.

Tabela 5 – Quantitativo de ensaios de MR e DP a serem realizados para cada condição

Tipo de Amostra		MR	DP
Indeformada	Corpo do aterro	3	-
	Camada final	3	6
Moldada – Energia Normal	Horizonte A	3	-
	Horizonte B	3	6
	Horizonte C	3	-
Moldada – Energia Intermediária	Horizonte A	3	-
	Horizonte B	3	6
	Horizonte C	3	-
Moldada – Energia Modificada	Horizonte A	3	-
	Horizonte B	3	6
	Horizonte C	3	-
Total de ensaios		33	24

Fonte: Autor

Após a moldagem do corpo de prova, realizou-se o procedimento de desmontagem do molde tripartido. Com o corpo de prova de solo pesado, aferiu-se o diâmetro e a altura deste, para posterior posicionamento no equipamento triaxial de cargas repetidas (Figura 18a).

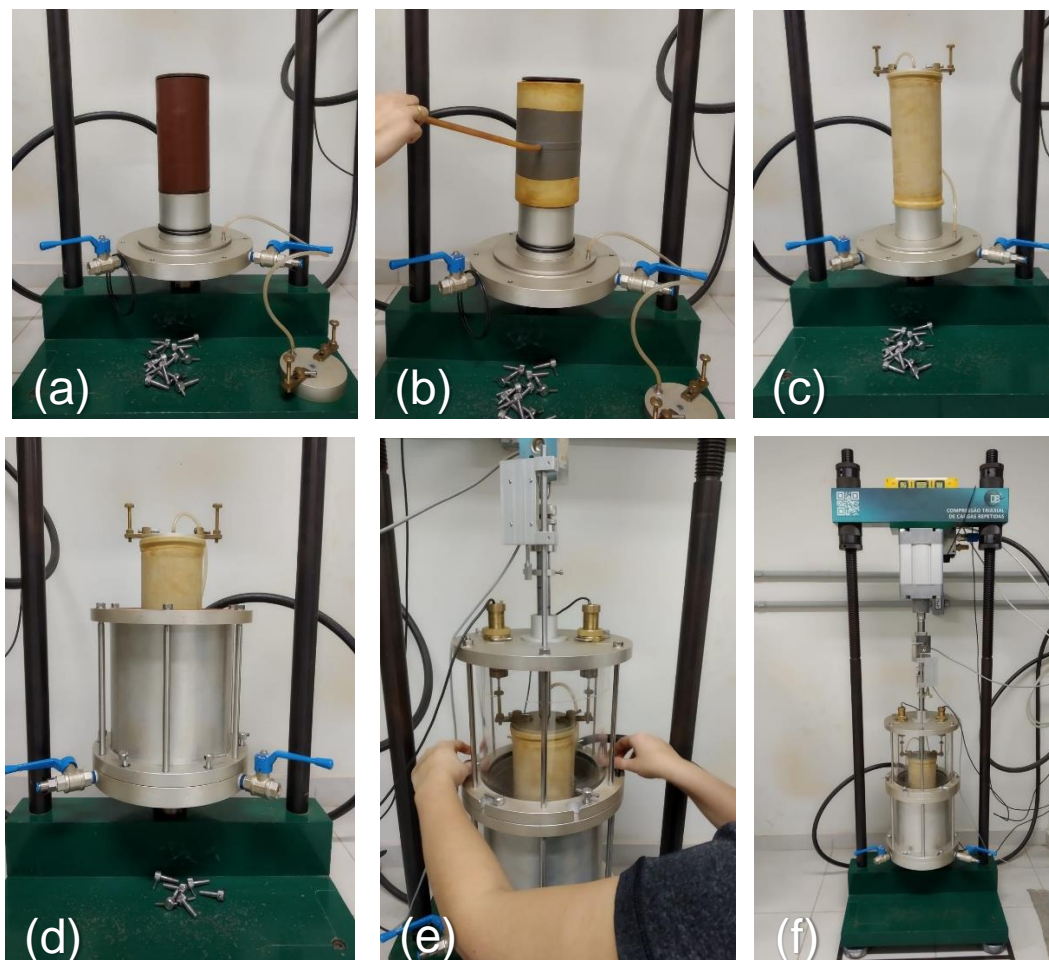
O corpo de prova foi apoiado sobre uma pedra porosa e envolto em uma membrana de borracha, com auxílio de um encamisador (Figura 18b). A função dessa membrana é proteger o corpo de prova que será submetido a uma tensão confinante e a tensão desvio, para isso, foi necessário certificar que a membrana de borracha não estava furada. Sobre o corpo de prova posicionou-se o *topcap*, peça à qual se apoiam as extremidades do LVDT. A membrana de borracha foi fixada no topo e na parte inferior do corpo de prova com auxílio de anéis de borracha (*O-ring*), conforme a Figura 18c.

Com isso, foi possível posicionar câmara triaxial e alocar os LVDTs, conforme a Figura 18d e Figura 18e, que eram ajustados com auxílio do *software* de aquisição de dados, certificando que a leitura dos deslocamentos está dentro do intervalo recomendando pelo sistema. A Figura 18f apresenta o equipamento pronto para ser utilizado.

A partir deste momento, os procedimentos para determinação da deformação permanente e obtenção do comportamento resiliente do material se diferem em alguns

itens. As condições de aplicação como frequência (tempo de ensaio), condicionamento, carregamento, entre outros, serão apresentadas a seguir.

Figura 18 – Passos para montagem do equipamento triaxial



Fonte: Autor

3.4.2 Deformação permanente

Para obtenção da deformação permanente, a normativa do DNIT 179/2018 recomenda a utilização de uma frequência de aplicação das cargas de 2 Hz, contudo, é aceitável a utilização de 1 até 5 Hz, desde que sejam ajustados os intervalos de repouso e todas as amostras sejam ensaiadas com a mesma frequência.

O procedimento de moldagem e montagem do equipamento foi descrito no item 3.4.1. Optou-se por utilizar a frequência de 2 Hz para a realização de todos os ensaios de deformação permanente inclusos nesta pesquisa. A norma DNIT 179/2018 preconiza a aplicação de pelo menos 50 ciclos iniciais, contudo, devido ao sistema de

ar comprimido necessitar de ± 50 ciclos para atingir a pressão necessária, optou-se por utilizar 100 ciclos de cargas iniciais das tensões confinante e desvio de 0,03 MPa, para garantir que todas as instalações estavam corretas, e que o pistão e o cabeçote estavam em contato.

Após o procedimento inicial, cada corpo de prova recebeu a aplicação de pelo menos, 150.000 ciclos de um par de tensões, apresentados na Tabela 6. Contudo, de acordo com a norma DNIT 179/2018, para o cálculo dos parâmetros de Guimarães (2009), Equação 02, é possível ensaiar seis corpos de prova, com valores de tensões espalhados entre si, a fim de abranger um universo amplo de tensões atuantes.

Tabela 6 – Estado de tensões a serem aplicados para determinar a DP do solo

Par nº	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1/σ_3
01	40	40	2
02		80	3
03		120	4
04	80	80	2
05		160	3
06		240	4
07	120	120	2
08		240	3
09		360	4

Fonte: Adaptado de DNIT (2018)

Assim, tendo em vista o protocolo de ensaios a ser seguido e a disponibilidade de utilização do ETCR, foram realizados ensaios de deformação permanente apenas para o horizonte B, compactado nas três energias de Proctor, bem como para as amostras indeformadas da camada final de terraplanagem. Os ensaios foram realizados nos pares de tensão 01, 03, 04, 06, 08 e 09. Os resultados serão analisados com base no modelo de Guimarães (2009).

Guimarães (2009) sugeriu que realizasse o ensaio de módulo de resiliência imediatamente após o término do ensaio de deformação permanente. Diante disso, todos os corpos de prova que foram submetidos ao ensaio de deformação permanente, foram submetidos ao ensaio de módulo de resiliência em sequência, com o intuito de verificar o seu comportamento após os 150.000 ciclos de repetição de carga.

De posse dos resultados de deformação permanente, foi possível realizar a pesquisa de ocorrência do *shakedown* a partir do modelo desenvolvido por Dawson e Wellner (1999). Os resultados das DPs foram analisados de modo a relacionar a deformação permanente vertical acumulada com a taxa de acréscimo da deformação a cada ciclo de repetição das cargas. O resultado foi apresentado na forma gráfica desenvolvida por Dawson e Wellner (1999) apud Werkmeister (2003).

3.4.3 Módulo de resiliência

Conforme supracitado, a normativa que rege o procedimento para obtenção do Módulo de Resiliência de solos é a dada pelo DNIT 134/2018. Foram avaliados o comportamento resiliente dos três horizontes da jazida em estudo, moldados nas três energias de compactação, além das amostras indeformadas do corpo do aterro e da camada final. Conforme apresentado na Tabela 5, foram considerados válidos três corpos de prova para cada condição e energia de compactação.

O procedimento de moldagem e posicionamento do corpo de prova no equipamento ocorreu conforme apresentado no item 3.4.1. Após a montagem do ETCR, realizou-se a fase de condicionamento inicial da amostra. Este condicionamento consistiu na aplicação de 500 repetições do par de tensão confinante 0,07 MPa e tensão desvio 0,07 MPa. A frequência de aplicação das cargas repetidas foi de 1 Hz, que corresponde a um pulso de carga de 0,1 segundo e 0,9 segundos de repouso. Após a fase de condicionamento, foi iniciado o procedimento para determinação do módulo de resiliência, onde foram aplicadas a sequência de 12 pares de tensões, apresentadas na Tabela 7, a fim de obter as leituras das deformações específicas. Ressalta-se que esse protocolo é utilizado para verificar o comportamento de materiais terrosos aplicados em subleito. Foram aplicados 100 ciclos de carga para cada par de tensões. Para a aquisição de dados, consideraram-se as deformações específicas das últimas cinco repetições de carga. A média das cinco leituras foi utilizada para o cálculo do módulo de resiliência.

Os valores obtidos a partir dos ensaios de módulo de resiliência, subsidiaram as modelagens matemáticas realizadas com base nos modelos apresentados no capítulo 2.1.1.

Tabela 7 – Sequência de pares de tensão utilizados para determinação do MR dos solos

Par nº	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1/σ_3
1	0,020	0,020	2
2		0,040	3
3		0,060	4
4	0,035	0,035	2
5		0,070	3
6		0,105	4
7	0,050	0,050	2
8		0,100	3
9		0,150	4
10	0,070	0,070	2
11		0,140	3
12		0,210	4

Fonte: Adaptado de DNIT (2018)

3.5 ANÁLISE MECANICISTA

O dimensionamento mecanicista entra nesta pesquisa com um caráter complementar, de modo a demonstrar a aplicação dos materiais caracterizados em estruturas de pavimento, buscando simular o comportamento dos solos ao serem empregados em pavimentos rodoviários flexíveis.

Com a etapa laboratorial encerrada e em posse das análises dos materiais em estudo, foram dimensionadas estruturas de pavimentos considerando a utilização dos solos como subleito e/ou como sub-base, seguindo a metodologia mecanicista-empírica presente no MeDiNa, v. 1.1.3.0 de setembro de 2019, e de acordo com a metodologia em vigor no Brasil, que segue os preceitos do DNER (1981).

O objetivo desta etapa consistiu em dimensionar estruturas considerando o horizonte B como subleito e/ou sub-base de pavimentos flexíveis caracterizados em duas energias de compactação (normal e intermediária), além de utilizar os resultados das amostras indeformadas da CFT.

O Número de Equivalência de Eixos (N) foi determinado por Klamt (2014), que utilizou os fatores de equivalência de carga da USACE presentes no Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006), para a praça de pedágio Retiro, localizada no km 510 da BR 116/RS, e considerando a distribuição de veículos de Fernandes (2016), onde o volume diário médio (VDM) foi reduzido, a fim de considerar o N de projeto $2,5 \times 10^7$. Ainda, foi considerado o N de $1,0 \times 10^6$, considerado tráfego moderado para

Ceratti et al. (2015). Para Villibor e Nogami (2009), este N é considerado como padrão mínimo de suporte para pavimentos de baixo custo.

O período de projeto considerado para os dimensionamentos foi de 10 anos. Em todas as análises considerou-se a vida como “Sistema Arterial Principal”, com taxa de crescimento médio de 3,0%. Rodovias deste tipo são caracterizadas por alto nível de mobilidade e volume de tráfego, proporcionando ao usuário velocidades de 60 a 120 km/h, típico da rodovia na qual está localizada a praça de pedágio em questão. O nível de confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa foi de 95%, com isso, o critério de aceitação do dimensionamento passa a ser 30% de área trincada e 10 mm de deformação permanente.

Para tornar-se possível realizar um comparativo entre as metodologias de dimensionamento e verificar o comportamento das, foi necessário adotar um padrão de materiais para compor a base e sub-base (quando necessário e não adotado o solo em estudo), e revestimento asfáltico, de modo a avaliar o comportamento dos solos em questão, frente às tensões e deformações, através dos mecanismos de rupturas: deformação permanente e fadiga. Assim, a Tabela 8 apresenta os materiais que foram considerados nas análises e no dimensionamento das estruturas, alguns presentes no banco de dados embutido dentro do *software* MeDiNa.

Tabela 8 – Descrição dos materiais utilizados nas estruturas de pavimento dimensionadas

Descrição	Tipo de material	MR (MPa)	Fadiga k1, k2	DP k1, k2, k3, k4	Poisson	Condição de contato
Revestimento asfáltico	Rossato (2015)	4901	4,0E ⁻⁵ -1,99	-	0,30	Não aderido
Base	Brita graduada C5	381	-	0,087 -0,280 0,893 0,096	0,35	Não aderido
	Pascoal (2020)*	Caracterizado nesta pesquisa			0,45	Não aderido
Subleito	Pascoal (2020)*	Caracterizado nesta pesquisa			0,45	-

* Variável, a depender da estrutura, podendo ser horizonte B compactado na energia normal, intermediária ou amostra indeformada da CFT.

Fonte: Autor

No Apêndice 5 estão discriminadas todas características e propriedades dos materiais considerados nos dimensionamentos. Cabe ressaltar, que nem todas

informações apresentadas neste apêndice, são necessárias para entrada de dados e dimensionamento no MeDiNa.

3.5.1 Dimensionamento segundo o DNER (1981)

O método que está em vigor no país foi adaptado para o Brasil em 1966 e atualizado em 1981 (DNER, 1981). Este leva em consideração uma metodologia empírica e tem como critérios de ruptura o cisalhamento das camadas granulares e solos, e a deformação excessiva em trilha de rodas. O método do DNER (1981) foi muito importante no âmbito da pavimentação, contudo, está defasado visto que não considera o trincamento por fadiga como mecanismo de ruptura, uma vez que esse é o defeito mais observado em pavimentos do Brasil.

Esse método tem como parâmetros para dimensionamento o ISC do solo que compõe o subleito, e o tráfego, a partir do N que representa o número de repetições de carga de um eixo padrão (Eixo Simples de Roda Dupla - ESRD de 8,2 tf) e Fator de Equivalência de Carga (FEC) do Corpo de Engenheiros do Exército dos Estados Unidos (USACE) ao qual o pavimento estará sujeito ao longo de seu período de projeto. O princípio desse método está em dimensionar por meio desses parâmetros espessuras construtivas de camadas granulares para proteção do subleito.

A estrutura de pavimento dimensionada segundo os preceitos do DNER (1981), intitulada “Estrutura 01-DNER” foi projetada considerando o ISC do horizonte B compactado na energia normal, que tem seu resultado apresentado no item 4.1.3, obtido através de ensaios laboratoriais. As espessuras das camadas de base, sub-base (se necessário) e revestimento asfáltico foram determinadas conforme o DNER (1981). O N considerado para o dimensionamento da “Estrutura 01-DNER” foi de $2,5 \times 10^7$.

A fim de verificar o comportamento quanto à fadiga e à deformação permanente, a estrutura dimensionada foi avaliada pelo *software* MeDiNa v. 1.1.3.0 de setembro de 2019.

3.5.2 Dimensionamento segundo o MeDiNa (2019)

Após o dimensionamento da estrutura considerando a metodologia do DNER (1981), propôs-se oito estruturas levando em conta a abordagem mecanística-

empírica presente no MeDiNa, conforme apresentado na Tabela 9. As estruturas 02, 03, 04 e 05 foram dimensionadas considerando o N de $2,5 \times 10^7$, ao passo que as demais, foram projetadas para atender o N de $1,0 \times 10^6$.

Para avaliar estes pavimentos considerou-se os dados para camada de revestimento asfáltico, base e sub-base (quando necessário), apresentado na Tabela 8, e fez-se o uso do *software* MeDiNa v. 1.1.3.0 de setembro de 2019.

Tabela 9 – Composição das estruturas dimensionadas pelo MeDiNa (2019)

Nome	N	Revestimento	Base	Subleito
Estrutura 02	$2,5 \times 10^7$	Rossato (2015)	BG – C5	B – EN
Estrutura 03	$2,5 \times 10^7$	Rossato (2015)	BG – C5	B – EI
Estrutura 04	$2,5 \times 10^7$	Rossato (2015)	B – EI	B – EN
Estrutura 05	$2,5 \times 10^7$	Rossato (2015)	Ind. CFT	B – EN
Estrutura 06	$1,0 \times 10^6$	Rossato (2015)	BG – C5	B – EN
Estrutura 07	$1,0 \times 10^6$	Rossato (2015)	BG – C5	B – EI
Estrutura 08	$1,0 \times 10^6$	Rossato (2015)	B – EI	B – EN
Estrutura 09	$1,0 \times 10^6$	Rossato (2015)	Ind. CFT	B – EN

Fonte: Autor

Todas as estruturas propostas na Tabela 9 foram avaliadas a partir do MeDiNa, quanto ao seu comportamento em relação ao afundamento de trilha de roda e área trincada estimada.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados da caracterização física e química, e dos ensaios dinâmicos de cargas repetidas para os horizontes constituintes da jazida de Cruz Alta, além dos resultados das amostras indeformadas que compõem o pavimento da RS 342.

No que se refere aos ensaios dinâmicos, são apresentados os resultados de módulo de resiliência e deformação permanente. A partir dos resultados de MR e DP dos três horizontes compactados nas três energias, são apresentadas análises para verificar a influência do aumento da energia de compactação nas deformações. Na sequência, o estudo da ocorrência de *shakedown* será enfatizado.

Por fim, são apresentadas análises mecanicistas das estruturas de pavimento dimensionadas seguindo os preceitos do DNER (1981) e seguindo a metodologia mecanística-empírica presente no MeDiNa, dimensionadas a partir dos resultados de ISC, módulo de resiliência e deformação permanente.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

A jazida foi caracterizada a partir de ensaios físicos e químicos, para posterior classificação dos horizontes quanto a metodologia SUCS, da AASTHO e de acordo a metodologia MCT. Os resultados de ensaio de compactação também são apresentados neste item.

4.1.1 Caracterização física

Os horizontes têm suas características físicas apresentadas na Tabela 10. Ressalta-se que os ensaios foram realizados em triplicata e os resultados apresentados neste item consistem na média das repetições. Os resultados individuais e detalhados para cada horizonte estão apresentados no Apêndice 1, 2 e 3. A Figura 19 apresenta as curvas granulométricas médias de cada horizonte com e sem defloculante.

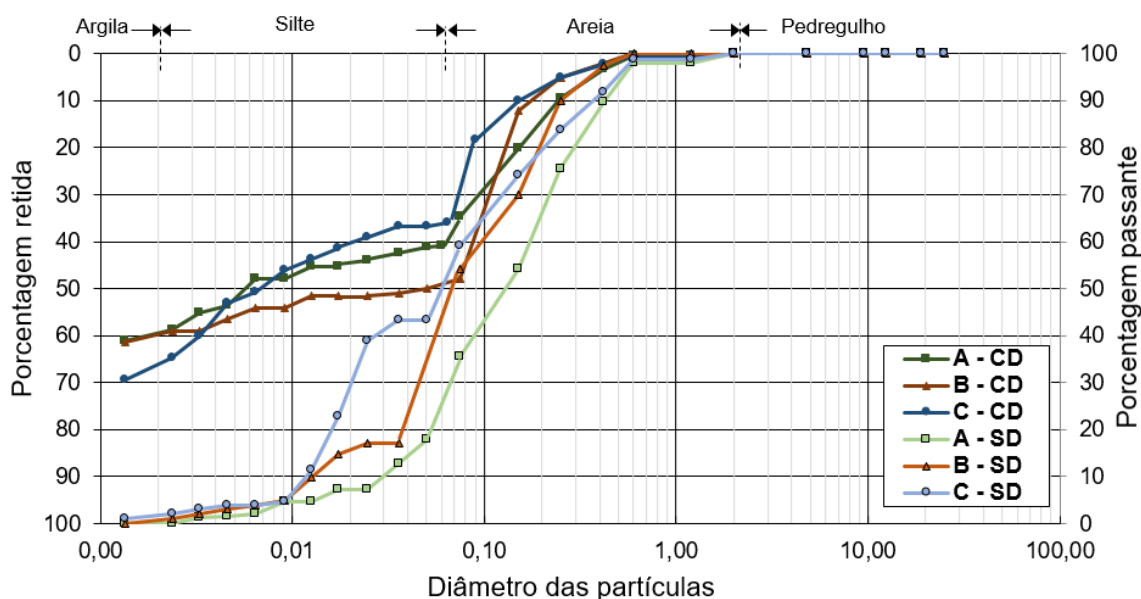
Tabela 10 – Caracterização física dos horizontes em estudo

SOLO	A		B		C	
	CD	SD	CD	SD	CD	SD
% pedregulho (>2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia grossa (0,6 – 2,0mm)	0	2	0	0	0	1
% areia média (0,2 – 0,6mm)	15	33	8	20	7	20
% areia fina (0,06 – 0,2mm)	21	39	25	45	21	25
% silte (2 μm – 0,06mm)	24	26	26	35	38	54
% argila (%< 2 μm)	40	0	41	0	34	0
Peso específico (kN/m ³)	26,13		27,80		28,75	
Limite de Liquidez (%)	43		55		77	
Limite de Plasticidade (%)	28		44		51	
Índice de Plasticidade (%)	16		11		26	

CD: Com defloculante / SD: Sem defloculante

Fonte: Autor

Figura 19 – Curva granulométrica dos horizontes (com e sem defloculante)



CD: Com defloculante; SD: Sem defloculante.

Fonte: Autor

Constata-se que, entre os materiais analisados, o horizonte C é o que possui maiores frações de argila e silte, contudo, é grande a similaridade na porcentagem de grãos finos dos três horizontes. A porcentagem de grãos finos do horizonte C totaliza 72% de argila e silte, e 28% de areia. O horizonte A exibe 64% de partículas finas e 36% de areia. No que se refere ao horizonte B, este apresenta 67% de grãos finos e

33% de partículas de areia. Observa-se que à medida em que a profundidade da jazida aumenta, há ocorrência de maiores porcentagens de grãos finos.

Ao comparar as granulometrias com e sem defloculante, é possível observar que os resultados da granulometria sem hexametáfosfato de sódio apresentam uma tendência de partículas maiores além de não demonstrarem as partículas de argila. Quando não empregada a substância química, as partículas de argila ficaram aderidas aos grãos maiores e decantam, não sendo possível caracterizar fidedignamente os materiais.

O horizonte A apresentou peso específico de 26,13 kN/m³, o horizonte B e C 27,80 e 28,75 kN/m³, respectivamente, resultados coerentes e compatíveis com a granulometria e mineralogia deste tipo de solo.

O horizonte A possui um limite de liquidez de 43%, limite de plasticidade de 28%, desta forma, 16% de índice de plasticidade. Referente ao horizonte B, este apresentou 55% de limite de liquidez, 44% de plasticidade e 11% de índice de plasticidade. No que tange ao horizonte C, o índice de plasticidade foi de 26%. Estes índices de plasticidade caracterizam a jazida com alta plasticidade, corroborando com a fração de grãos de argila que predominam na granulometria dos materiais (LAMBE E WHITMAN, 1969).

Com base na granulometria e nos limites de Atterberg, foi possível classificar os horizontes perante a classificação AASHTO e SUCS. De acordo com a AASHTO, os horizontes A e C se enquadraram no subgrupo A-7-5, que incluiu o solo com índice de plasticidade moderado, podendo estar sujeito a elevadas mudanças de volume e ser altamente elástico. Já o horizonte B, ficou inserido no subgrupo A-7-6, onde predomina a possibilidade de elevar volume. De acordo com a SUCS, o horizonte A é composto por argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade (CL), ao passo que os horizontes B e C, consistem em siltes inorgânicos (MH). Pela classificação trilinear, a jazida é classificada como areia argilosa para os horizontes A e B, e argila siltosa para o horizonte C.

Segundo todas as classificações apresentadas anteriormente, a jazida em estudo tende a apresentar mau comportamento ao ser empregada em estruturas de pavimentos. Desta forma, realizou-se a classificação MCT a fim de caracterizar adequadamente o comportamento deste solo tropical, apresentando as propriedades

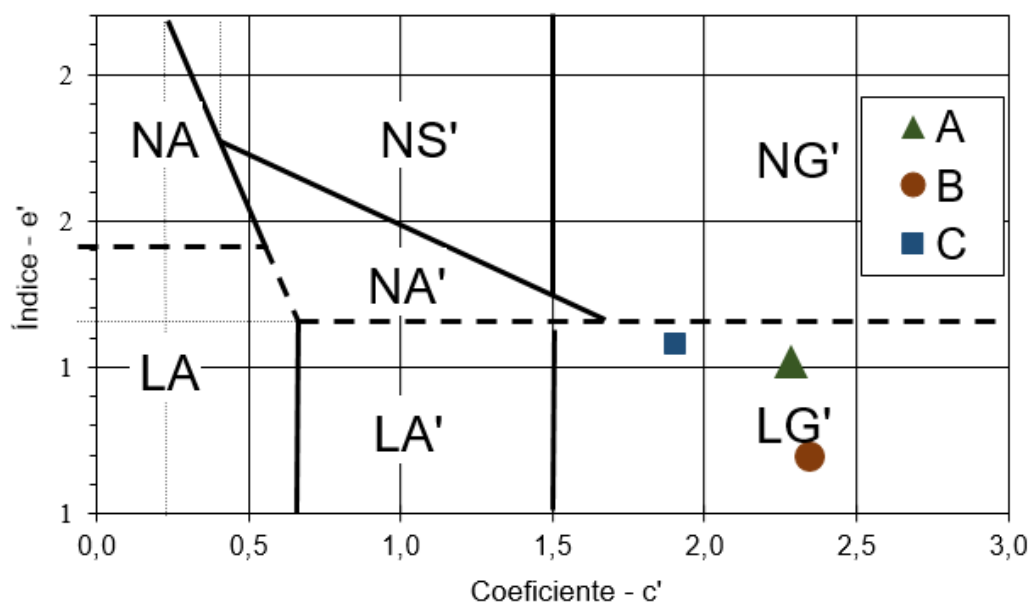
mecânicas e hidráulicas dos mesmos. A Tabela 11 demonstra os índices para classificação MCT de cada horizonte e a Figura 20, o ábaco da classificação MCT.

Tabela 11 – Classificação MCT dos horizontes

Horizonte	Índices classificatórios			Classificação MCT
	c'	d'	e'	
A	2,29	48,78	1,02	LG'
B	2,35	67,0	0,69	LG'
C	1,91	13,83	1,08	LG'

Fonte: Autor

Figura 20 – Ábaco indicando a classificação MCT dos horizontes

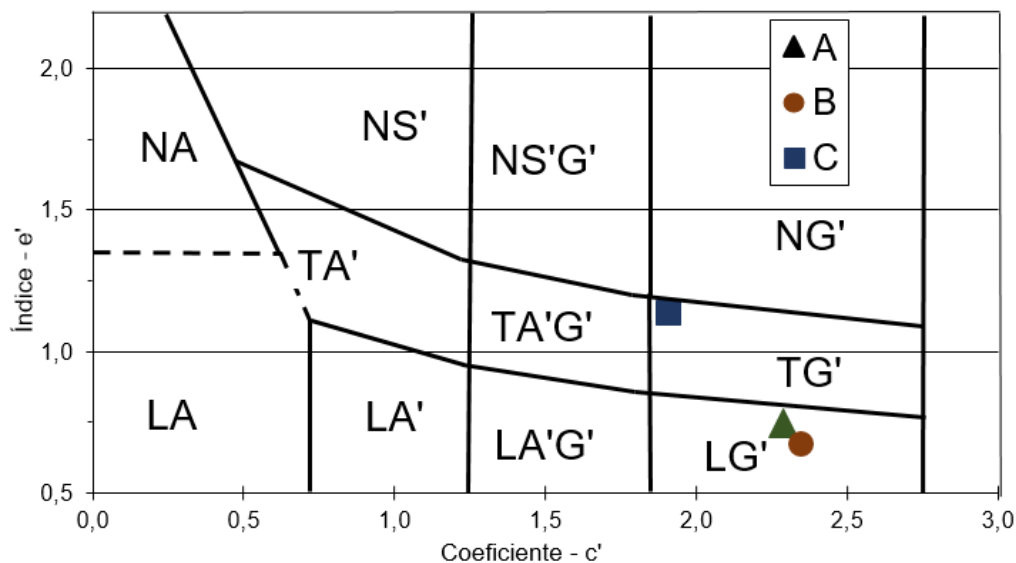


Fonte: Autor

Devido aos índices de laterização e à perda por imersão, a jazida em estudo possui comportamento laterítico, classificado como argilas lateríticas e argilas lateríticas argilosas (LG'), material que apresenta baixa perda de massa por imersão, alta capacidade de suporte, baixa expansão, baixa permeabilidade, além de média a alta plasticidade.

Vertamatti (1988) propôs uma adequação na classificação MCT, intitulada MCT-M, onde foi inserido uma faixa intermediária entre os solos com comportamento laterítico e não laterítico, representando os solos transicionais. Os horizontes foram avaliados quanto à MCT-M e tem os resultados apresentados na Figura 21.

Figura 21 – Ábaco indicando a classificação MCT-M dos horizontes



Fonte: Autor

Constatou-se que, de acordo com a MCT-M, o horizonte C apresentou comportamento transicional, que inclui materiais em estágio intermediário de evolução entre lateríticos e não lateríticos. Os horizontes A e B permaneceram como LG'.

O comportamento laterítico apresentado pela jazida corrobora para que, quando compactado com a umidade ótima e atingido a densidade máxima, este pode apresentar um desempenho satisfatório em subleito de pavimentos, podendo vir a ser utilizado em sub-base, quiçá, base de pavimentos flexíveis.

4.1.2 Caracterização química

A caracterização química de solos é importante a fim de verificar a fração de argila presente no material. No que tange aos solos tropicais é de suma importância avaliar os teores de óxido de ferro, óxido de alumínio, dióxido de silício, entre outros compostos químicos. Os ensaios de fluorescência de raio-X foram realizados no LACHEM da UFSM, e estão apresentados na Tabela 12. Os ensaios de análise química dos horizontes foram realizados no Laboratório de Solos da UFSM, e tem os resultados apresentados na Tabela 13. Foi realizada uma repetição de cada tipo de ensaio para cada horizonte. Ambos ensaios são complementares, visto objetivam resultados distintos.

Tabela 12 – Resultado da fluorescência de raio-X para os três horizontes

Componente	Horizonte A	Horizonte B	Horizonte C
SiO ₂	34,73	32,45	27,37
Fe ₂ O ₃	26,71	36,88	36,72
Al ₂ O ₃	19,68	22,38	20,58
Na ₂ O	8,70	0,00	7,70
TiO ₂	4,75	4,72	2,86
MgO	1,30	0,00	1,10
P ₂ O ₅	1,01	0,99	0,95
SO ₃	0,79	0,63	0,59
K ₂ O	0,66	0,40	0,31
CaO	0,43	0,22	0,30
Cl	0,41	0,37	0,35
ZrO ₂	0,21	0,19	0,14
MnO	0,18	0,30	0,48
Nd ₂ O ₃	0,08	0,10	0,08
Outros	0,36	0,37	0,47

Fonte: Autor

Tabela 13 – Resultado da análise química para os três horizontes

Solos	CTC	Acidez Potencial		Cátions Básicos			Saturação		MO	pH
		Al	H+Al	Ca	K	Mg	Al	Bases		
		Cmol _c dm ³			%					
A	4,0	2,0	10,9	1,4	0,06	0,6	50,0	15,4	2,0	4,6
B	1,8	1,0	7,7	0,3	0,02	0,4	55,6	9,2	0,2	5,8
C	3,7	3,2	19,4	0,2	0,02	0,3	86,6	2,6	0,1	5,6

Fonte: Autor

Referente ao horizonte A, há a predominância de dióxido de silício (SiO₂), óxido de ferro (Fe₂O₃) e óxido de alumínio (Al₂O₃), totalizando cerca de 81,1% dos compostos químicos da amostra. No horizonte B, predominam-se 91,7% destes compostos químicos, contudo, a maior fração é de óxido de ferro. O mesmo ocorre para o horizonte C, que totaliza 84,6% dos compostos SiO₂, Fe₂O₃ e Al₂O₃. A presença destes componentes químicos é característica de solos tropicais, resultado coerente com a classificação MCT e às particularidades físicas da jazida.

Analisando a presença de matéria orgânica (MO) nos horizontes, nota-se que o horizonte A, mais próximo da superfície, apresenta maior porcentagem de matéria orgânica. À medida em que a profundidade aumenta, os horizontes apresentam menores porcentagens, sendo para o horizonte B e C, 0,2 e 0,1, respectivamente. Os

valores de matéria orgânica estão relacionados a capacidade de troca catiônica (CTC). A CTC dos três horizontes é inferior a 6%, o que caracteriza argilas com baixa atividade e com pouca ou nenhuma presença de matéria orgânica ($MO \leq 2\%$).

Os valores de CTC para os horizontes, indicam que há hipótese de presença de caulinita. Quanto maior a presença de alumínio, maior o teor de argila presente no material, reforçando a hipótese da presença do argilomineral caulinita.

Os valores do potencial hidrogeniônico (pH) dos três horizontes, entre (4,6 e 5,8) indicam que essa jazida apresenta solos ácidos.

4.1.3 Ensaios de compactação, ISC e expansão

Os ensaios de compactação foram realizados em duplicata seguindo o procedimento da Petrobras (2010) para os horizontes A e B, e em triplicata para o horizonte C. Ainda, foi realizado uma repetição de cada energia para o horizonte B, seguindo os preceitos da ABNT (2016).

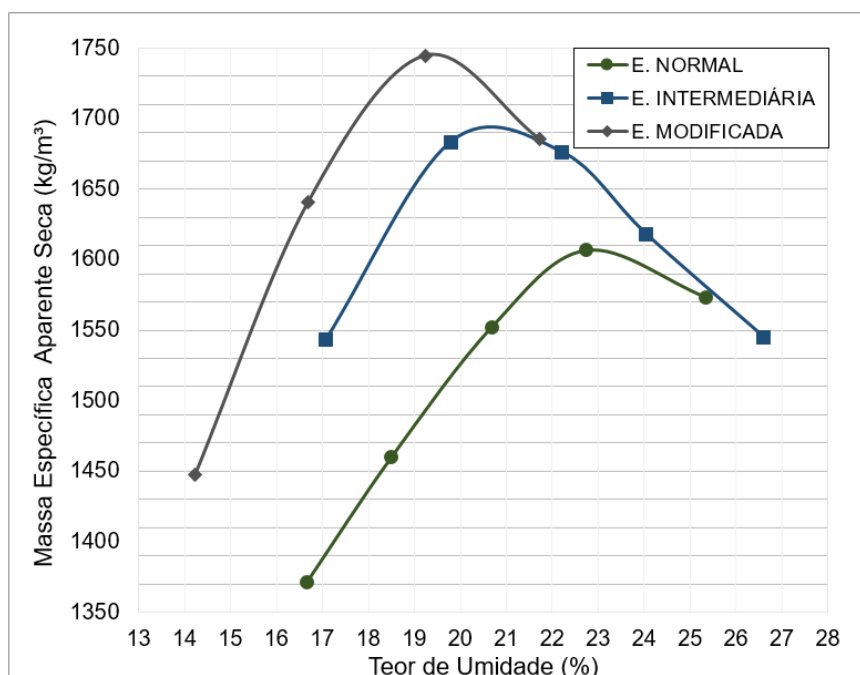
Na Tabela 14 estão apresentados os resultados das curvas de compactação do horizonte A. Nota-se que as amostras das mesmas energias apresentaram resultados semelhantes. Optou-se por utilizar a média entre as amostras para cada energia de compactação, conforme apresentado na Figura 22.

Tabela 14 – Resultados das curvas de compactação do horizonte A de acordo com a metodologia da PETROBRAS (2010)

Horizonte A	Amostra	$\gamma_{d \text{ máx}}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)
Energia Normal	Amostra 01	1618	22,1
	Amostra 02	1602	22,3
	Média	1610	22,2
Energia Intermediária	Amostra 01	1710	20,7
	Amostra 02	1699	21,3
	Média	1704	21,0
Energia Modificada	Amostra 01	1728	17,4
	Amostra 02	1710	17,6
	Média	1719	17,5

Fonte: Autor

Figura 22 – Curvas de compactação do horizonte A conforme PETROBRAS(2010)



Fonte: Autor

Conforme esperado, o aumento da energia de compactação resultou em γ_d máx maiores, ao passo que a umidade ótima reduziu.

A Tabela 15 demonstra os resultados das curvas de compactação do horizonte B, realizadas a partir do procedimento da Petrobras (2010). A fim de confrontar os resultados entre metodologias de compactação distintas, realizou-se uma curva de compactação para cada energia de acordo com a norma do ABNT (2016). Os resultados das curvas de compactação estão apresentados na Tabela 15. A Figura 23 apresenta as curvas de compactação a partir da média das amostras compactadas segundo a Petrobras (2010) e os resultados de acordo com ABNT (2016).

O comportamento observado no horizonte A, se repete no horizonte B. A medida em que a energia de compactação se eleva, ocasiona um aumento na densidade máxima e uma redução na umidade ótima.

Na energia normal, o horizonte B apresentou resultado de densidade máxima bem próximo entre as duas metodologias, sendo 15,40 kN/m³ utilizando o molde tripartido (PETROBRAS, 2010) e 15,35 kN/m³ com o molde Proctor (ABNT, 2016). Já os resultados da umidade ótima diferiram bastante, sendo que o ensaio realizado com o molde tripartido apresentou a umidade de 28,90%, 1,70% a mais que a umidade seguindo a metodologia da ABNT (2016). Os resultados obtidos com a energia

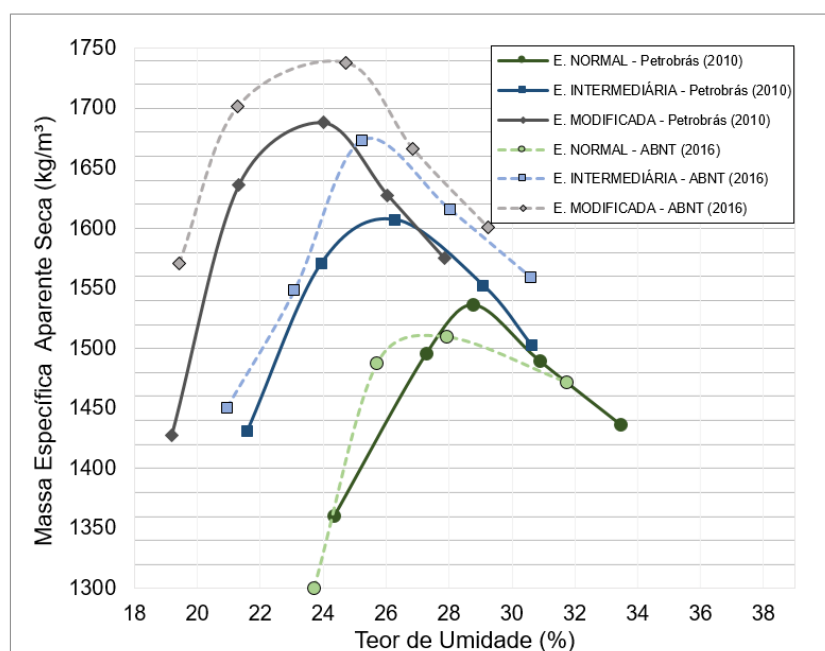
intermediária para o horizonte B foram muito semelhantes tanto para densidade quanto para umidade ótima.

Tabela 15 – Resultado das curvas de compactação do horizonte B de acordo com as metodologias da PETROBRAS (2010) e ABNT (2016)

Metodologia	Horizonte B		γ_d máx (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)
Petrobras (2010)	Energia Normal	Amostra 01	1558	28,9
		Amostra 02	1542	29,0
		Média	1550	28,9
	Energia Intermediária	Amostra 01	1627	25,3
		Amostra 02	1621	25,9
		Média	1625	25,6
	Energia Modificada	Amostra 01	1644	22,5
		Amostra 02	1659	22,7
		Média	1652	22,6
ABNT (2016)	Energia Normal	Amostra única	1535	27,2
	Energia Intermediária	Amostra única	1675	25,5
	Energia Modificada	Amostra única	1750	24,7

Fonte: Autor

Figura 23 – Curvas de compactação do horizonte B conforme PETROBRAS (2010) e ABNT (2016)



Fonte: Autor

Entre as energias utilizadas no horizonte B, os resultados encontrados para a energia modificada foram os que mais diferiram entre si. Pela metodologia da Petrobras (2010), utilizando o molde tripartido, obteve-se uma umidade ótima de 22,50% e densidade máxima de 16,50 kN/m³. Com a metodologia da ABNT (2016), utilizando o molde de ISC, obteve-se uma densidade máxima de 17,40 kN/m³ e uma umidade ótima de 24,70%, ou seja, 0,90 kN/m³ e 2,20% maior que a outra metodologia, respectivamente.

Para realizar o ensaio triaxial de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência e deformação permanente, seguindo a normativa DNIT 134 e DNIT 179 (DNIT, 2018), é recomendado que o teor de umidade do corpo de prova tenha uma variação máxima de $\pm 0,5\%$ da umidade ótima para materiais finos. É rotineiro adotar que a variação da densidade máxima seja $\pm 1,0\%$.

Tendo em vista os preceitos desta normativa, poderia ser utilizada a umidade ótima e densidade máxima obtidas pelo ensaio de compactação realizados seguindo a metodologia da ABNT (2016) na energia normal e na energia intermediária para moldar corpos de prova e submetê-los ao ensaio triaxial de cargas repetidas.

Contudo, devido à variação de umidade ótima e da densidade máxima obtidas em ambas metodologias, quando compactado na energia modificada, a utilização de resultados obtidos pelos preceitos da ABNT (2016) para moldagem de corpos de prova voltados a pavimentação pode resultar a valores de módulo de resiliência menores, visto que o comportamento resiliente do material está associado à umidade de compactação. Medina e Preussler (1980), apontam que a umidade e a massa específica de moldagem dos solos coesivos são fatores que afetam consideravelmente o módulo de resiliência, que tem seu valor reduzido conforme o aumento da umidade. Diante disso, busca-se realizar a compactação na umidade ótima que reduz a influência do método utilizado no resultado final. Com isso, optou-se por utilizar a metodologia da Rede (PETROBRAS, 2010) para realizar as moldagens dos corpos de prova compostos pelo horizonte B.

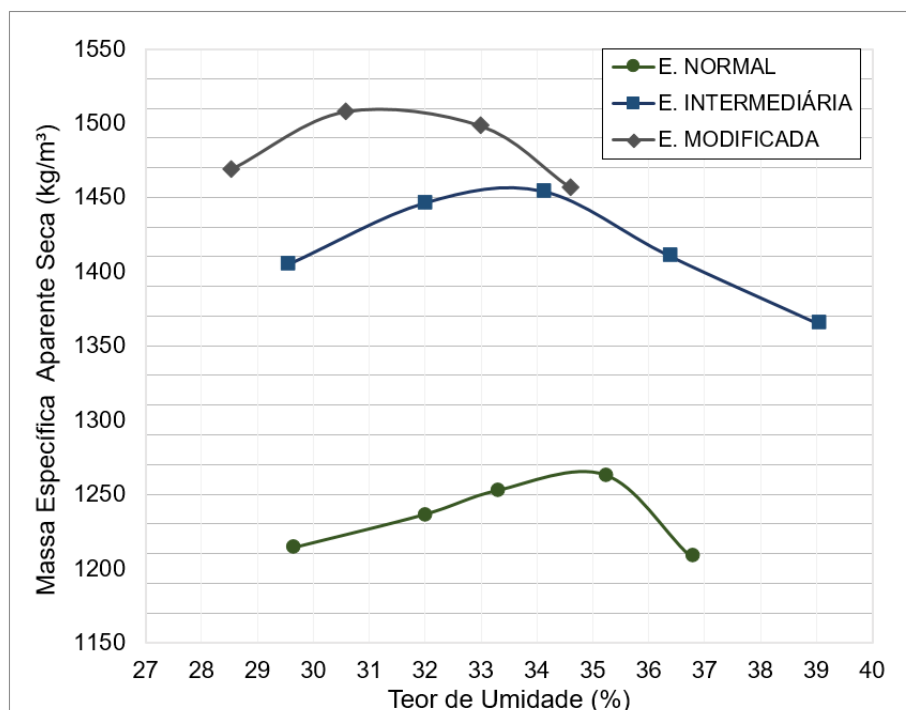
A Tabela 16 apresenta os resultados das curvas de compactação no horizonte C. Na sequência, a Figura 24 ilustra a média das curvas para as três energias de compactação.

Tabela 16 – Resultados das curvas de compactação do horizonte C de acordo com a metodologia da PETROBRAS (2010)

Horizonte C	Amostra	$\gamma_{d\text{máx}}$ (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)
Energia Normal	Amostra 01	1228	34,8
	Amostra 02	1201	35,0
	Amostra 03	1364	34,3
	Média	1264	34,7
Energia Intermediária	Amostra 01	1461	34,1
	Amostra 02	1496	34,4
	Amostra 03	1418	33,8
	Média	1458	34,1
Energia Modificada	Amostra 01	1541	32,0
	Amostra 02	1523	32,2
	Amostra 03	1505	31,9
	Média	1523	32,0

Fonte: Autor

Figura 24 –Curvas de compactação do horizonte C conforme PETROBRAS(2010)



Fonte: Autor

Os valores $\gamma_{d\text{máx}}$ variaram de 1264 kN/m³ (energia normal) até 1523 kN/m³ (energia modificada). Os valores de densidade máxima e umidade ótima entre as

amostras da energia normal foram os que apresentaram maiores divergências, se comparado as amostras compactadas nas outras energias.

A elevação da umidade ótima, à medida em se analisa o solo mais profundo da jazida, pode ser explicada pelo fato do horizonte C possuir as maiores frações de argila e silte.

Medina e Motta (2015) apontam que quando bem projetado e executado o sistema de drenagem, a umidade de equilíbrio do subleito pode ser considerada igual à umidade ótima da energia normal.

Devido ao fato da metodologia mecanística-empírica, presente no MeDiNa, não considerar o ISC para dimensionamento de pavimentos flexíveis, optou-se por realizar o ensaio de ISC apenas para o horizonte B compactado na energia normal.

O ISC do horizonte B compactado na energia normal, considerando o método das correlações é 16,6% e expansão de 0,26%. O valor obtido para esta condição de compactação é muito superior ao mínimo exigido para aplicação de solo em subleito (2%).

4.2 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Neste item são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de deformação permanente realizados. Tendo em vista que o horizonte A, mais próximo da superfície, apresentar maior porcentagem de matéria orgânica, e devido ao fato do horizonte C apresentar comportamento transicional de acordo com a metodologia de classificação MCT-M, optou-se pela utilização do solo do horizonte B nas análises de deformação permanente, além do fato deste horizonte ser o mais empregado em rodovias. Este horizonte teve os ensaios de DP realizados nas três energias de compactação. Ainda, foram realizados ensaios nas amostras indeformadas da camada final de terraplanagem, em função de ser a camada compactada à energia intermediária.

Embora tenham sido citados no capítulo 2.4.1, os modelos de Monismith (1975), Guimarães et al. (2004), Uzan (1982), o modelo de Tseng e Lytton (1989) e de Rezende (2009), não terão suas análises referente a deformação permanente explanadas. As análises apresentadas a seguir foram realizadas com o modelo de Guimarães (2009), que tem sua ferramenta matemática descrita na normativa DNIT 179/2018.

Conforme abordado no item 3.4.2, foram realizados seis ensaios para cada condição e em pares espaçados, seguindo os preceitos da normativa DNIT 179/2018. Assim, os corpos de prova foram submetidos a 150.000 ciclos na frequência de 2 Hz. A seguir, serão apresentados os resultados das amostras indeformadas da CFT e do horizonte B.

4.2.1 Amostras indeformadas da CFT

Para obter seis corpos de prova válidos entre as amostras indeformadas da camada final de terraplanagem, foram esculpidas 12 amostras. O procedimento de esculpimento foi minucioso e demorado, tendo em vista a compactação na energia intermediária e a junta de compactação no meio das amostras. A presença de frações de brita foi observada com frequência, o que ocasionou pontos de fragilidade e dificultou a redução das dimensões da amostra. Na Tabela 17 estão apresentadas as características das seis amostras indeformadas da CFT que foram submetidas ao ensaio de DP. A Figura 25 mostra um dos corpos de prova indeformados posicionado no ETCR.

Ressalta-se que devido ao procedimento de esculpimento, a umidade apresentada como “W antes ETCR (%)” refere-se ao valor da umidade obtido em amostras das partes desbastadas do corpo de prova, no momento da moldagem do CP. Já a umidade intitulada “W após ETCR (%)” diz respeito a umidade do interior do corpo de prova, após a realização dos ensaios. Esse processo justifica umidades maiores (centro do CP) após os ensaios de ETCR.

Tabela 17 – Características das amostras indeformadas da CFT que foram submetidas à DP

Amostra	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	D. médio (cm)	Alt. antes (cm)	Alt. após (cm)	W antes ETCR (%)	W após ETCR (%)
CFT 1	40	40	10,03	20,13	20,10	20,11	22,39
CFT 2	40	120	10,19	19,64	19,54	20,59	21,73
CFT 3	80	80	10,08	19,82	19,75	20,79	21,41
CFT 4	80	240	10,30	20,22	20,11	20,46	21,61
CFT 5	120	240	10,18	20,12	20,00	20,61	21,53
CFT 6	120	360	10,05	20,03	19,90	20,74	21,50

Figura 25 – Amostra indeformada da CFT antes de ser submetida à DP



Fonte: Autor

Os resultados de deformação permanente acumulada das seis amostras ensaiadas estão apresentados na Tabela 18, bem como o par de tensões no qual cada amostra foi submetida e a razão entre esses pares. Todas as amostras foram submetidas a 150.000 ciclos, conforme o protocolo de ensaio presente na normativa DNIT 179/2018.

Tabela 18 – Resultado do ensaio de DP para as amostras indeformadas da CFT

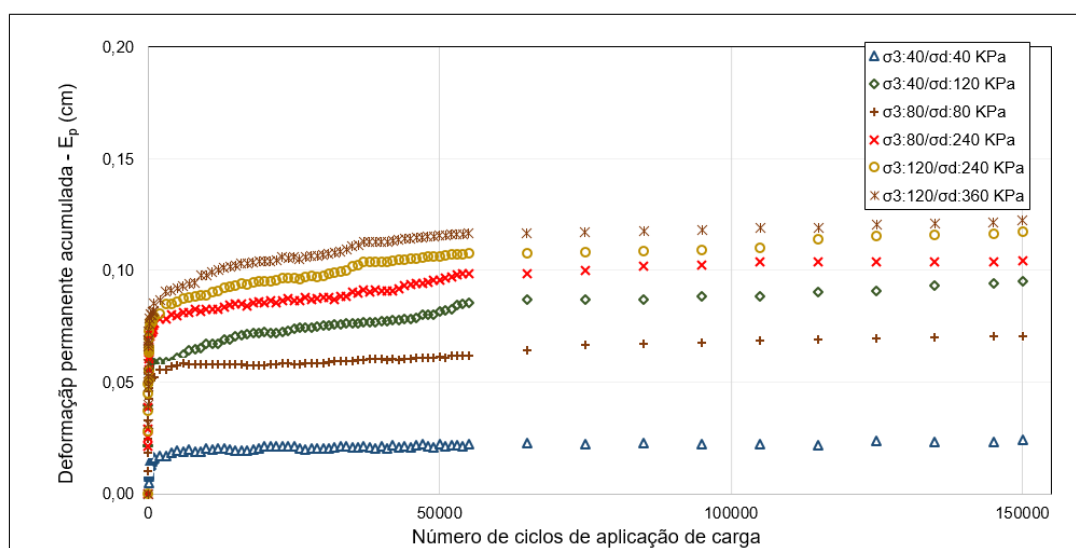
Condição	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	σ_1/σ_d	Deformação (cm)					
				E ¹⁰	E ^{1.000}	E ^{10.000}	E ^{50.000}	E ^{100.000}	E ^{150.000}
CFT 1	40	40	2	0,002	0,016	0,020	0,022	0,022	0,024
CFT 2	40	120	4	0,021	0,058	0,067	0,081	0,088	0,095
CFT 3	80	80	2	0,010	0,052	0,058	0,061	0,068	0,071
CFT 4	80	240	4	0,021	0,076	0,083	0,096	0,104	0,104
CFT 5	120	240	3	0,028	0,079	0,089	0,106	0,110	0,117
CFT 6	120	360	4	0,031	0,082	0,092	0,109	0,120	0,129

Fonte: Autor

A maior deformação que este conjunto apresentou foi de 0,129 cm, obtida no par sexto par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 KPa). À medida em que as tensões se elevavam, as deformações também aumentavam. Ao comparar as amostras 2 e 3, observa-se que a amostra 2 apresentou deformações permanentes superiores. Isso se justifica devido à razão entre σ_1/σ_d para este caso ser 4, e para a amostra 3, a razão ser 2. Assim, afere-se que a tensão desvio apresenta maior relevância nas deformações plásticas deste material. No item 4.2.3 são apresentadas análises referentes à deformação em relação ao aumento das tensões.

A fim de visualizar melhor o comportamento do conjunto de amostras, a Figura 26 apresenta um gráfico da deformação permanente acumulada com base no número de ciclos de repetição de cargas. É notório que ocorre uma tendência ao acomodamento das deformações a partir de determinados números de ciclos.

Figura 26 – Deformação permanente acumulada das indeformadas da CFT



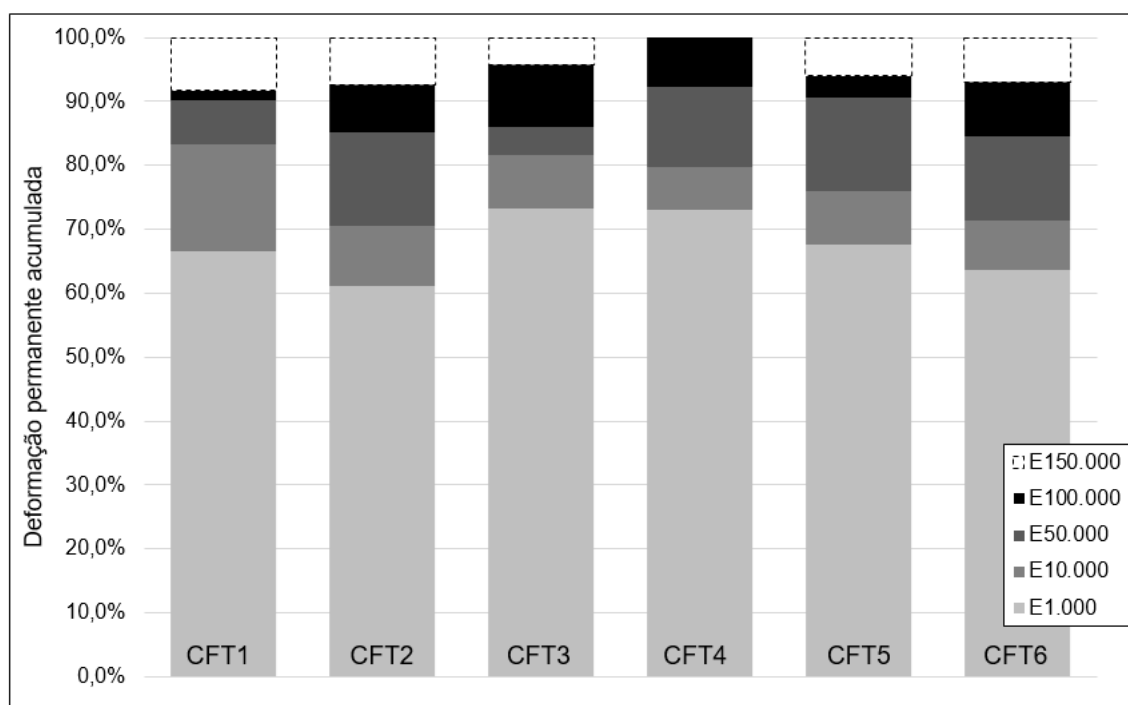
Fonte: Autor

Assim, a Figura 27 apresenta um gráfico onde é possível visualizar a porcentagem de deformação permanente acumulada à medida em que os ciclos aumentam. É possível observar que ao finalizar os mil primeiros ciclos de carregamento repetido, os corpos de prova deformaram de 61% a 73% da deformação permanente total. Ao encerrar 50.000 ciclos, eles já haviam deformado 85% a 92% da DP total. Isso indica que, para este material compactado na energia intermediária,

50.000 ciclos são necessários para atingir cerca de 90% da deformação permanente total obtida com 150.000 ciclos.

Todas as amostras foram submetidas ao ensaio de módulo de resiliência logo após o ensaio de deformação permanente. Os resultados destes ensaios são apresentados no item 4.3.6.

Figura 27 – DP das amostras da CFT à medida em que os ciclos aumentam



Fonte: Autor

4.2.2 Horizonte B

Na Tabela 19 estão apresentados os pares de tensão confinante e desvio que cada corpo de prova foi submetido, as dimensões das amostras antes de serem submetidas ao ensaio, com a respectiva unidade de moldagem (W antes ETCR (%)) e grau de compactação (CG em %). Ainda, constam a altura média e a umidade após o ensaio de DP.

A umidade ótima dos CPs compactados na energia normal é 28,90%, desta forma, todas as amostras foram consideradas válidas. Observa-se que ocorreu redução da umidade após o ensaio de DP em todas os casos compactadas na EN, com a perda variando de 0,33 a 0,65%. Ao realizar essa análise para a umidade das

amostras EI, a redução girou entre 0,28 a 0,51%. Para as amostras compactadas na energia modificada a redução foi de 0,22 a 0,67%.

Tabela 19 – Características das amostras B submetidas ao ensaio de DP

Amostra	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	D. médio (cm)	Alt. antes (cm)	GC (%)	W antes ETCR (%)	Alt. após (cm)	W após ETCR (%)
B EN1	40	40	9,98	20,01	99,96	28,95	19,98	28,30
B EN2	40	120	10,00	20,04	99,77	29,21	19,92	28,80
B EN3	80	80	9,99	20,03	99,80	29,14	19,97	28,62
B EN4	80	240	10,00	20,06	100,15	28,70	19,77	28,37
B EN5	120	240	10,00	20,05	100,32	28,48	19,70	28,15
B EN6	120	360	10,01	20,08	100,35	28,43	19,25	28,07
B EI1	40	40	10,00	20,06	100,40	25,19	20,03	24,91
B EI2	40	120	9,99	20,07	100,28	25,53	20,04	25,25
B EI3	80	80	10,00	20,09	100,11	25,74	20,04	25,24
B EI4	80	240	9,98	19,99	100,24	25,61	19,92	25,10
B EI5	120	240	10,00	20,08	100,24	25,57	19,99	25,27
B EI6	120	360	9,99	20,09	99,84	25,80	19,97	25,45
B EM1	40	40	9,98	20,09	100,46	22,04	20,08	21,58
B EM2	40	120	10,00	20,10	99,72	22,97	20,08	22,67
B EM3	80	80	10,00	20,07	100,38	22,14	20,03	21,90
B EM4	80	240	9,99	20,03	100,17	22,44	19,99	22,22
B EM5	120	240	10,01	20,03	100,25	22,19	19,99	21,52
B EM6	120	360	10,00	20,05	100,10	22,50	20,00	21,88

Fonte: Autor

Na Tabela 20 estão demonstrados alguns resultados dos ensaios de deformação permanente para as três condições de compactação do horizonte B. Optou-se por apresentar um resumo da deformação permanente acumulada em alguns ciclos estratégicos, sendo eles: 10 ciclos de repetição de cargas, 1.000, 10.000, 50.000, 100.000 e o resultado final do ensaio (150.000 ciclos de repetição de carga).

Tabela 20 – Resultado do ensaio de DP para o horizonte B

Condição	σ_3 (KPa)	σ_d (KPa)	σ_1/σ_d	Deformação (cm)					
				E ¹⁰	E ^{1.000}	E ^{10.000}	E ^{50.000}	E ^{100.000}	E ^{150.000}
B EN1	40	40	2	0,0010	0,0129	0,0195	0,0255	0,0288	0,0308
B EN2	40	120	4	0,0186	0,0908	0,1050	0,1130	0,1180	0,1200
B EN3	80	80	2	0,0119	0,0455	0,0468	0,0513	0,0539	0,0562
B EN4	80	240	4	0,0932	0,2300	0,2620	0,2770	0,2820	0,2860
B EN5	120	240	3	0,0595	0,2750	0,3130	0,3340	0,3410	0,3450
B EN6	120	360	4	0,2080	0,7160	0,7890	0,8150	0,8260	0,8280
B EI1	40	40	2	0,0002	0,0138	0,0210	0,0246	0,0261	0,0271
B EI2	40	120	4	0,0023	0,0223	0,0255	0,0302	0,0304	0,0305
B EI3	80	80	2	0,0099	0,0330	0,0371	0,0438	0,0470	0,0484
B EI4	80	240	4	0,0042	0,0435	0,0538	0,0610	0,0642	0,0652
B EI5	120	240	3	0,0057	0,0651	0,0731	0,0815	0,0826	0,0861
B EI6	120	360	4	0,0082	0,0910	0,1130	0,1210	0,1220	0,1220
B EM1	40	40	2	0,0005	0,0043	0,0053	0,0076	0,0080	0,0098
B EM2	40	120	4	0,0004	0,0083	0,0135	0,0181	0,0195	0,0219
B EM3	80	80	2	0,0119	0,0209	0,0248	0,0303	0,0312	0,0352
B EM4	80	240	4	0,0106	0,0275	0,0334	0,0342	0,0343	0,0360
B EM5	120	240	3	0,0103	0,0330	0,0351	0,0385	0,0430	0,0450
B EM6	120	360	4	0,0078	0,0386	0,0418	0,0465	0,0501	0,0515

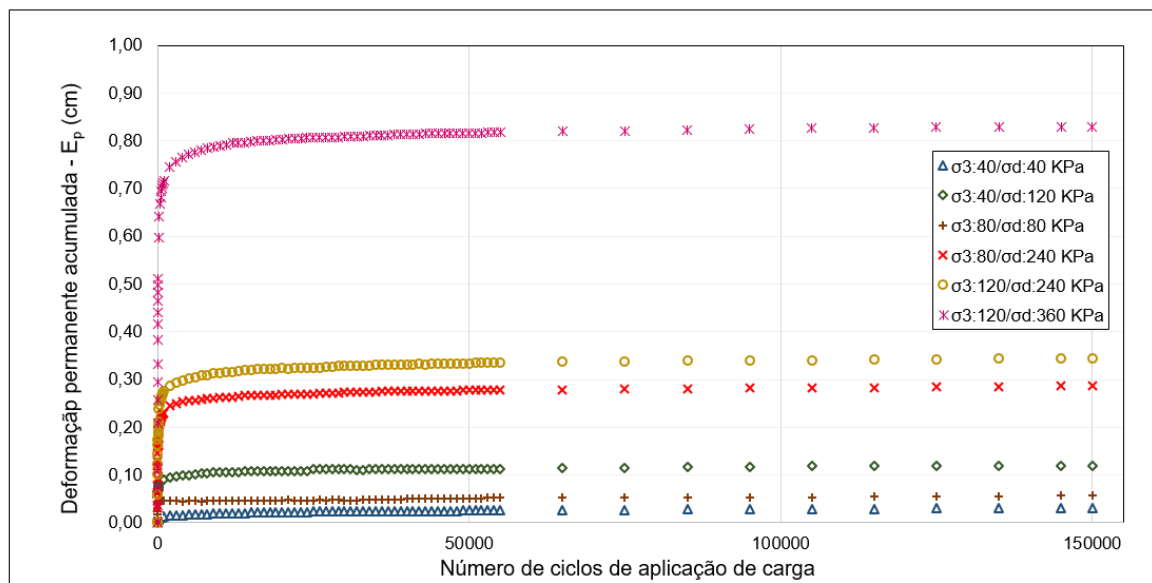
Fonte: Autor

À medida em que se elevaram as tensões que os corpos de prova foram submetidos, as deformações aumentaram. Nenhum dos ensaios precisou ser encerrado em virtude de deformações excessivas. Em todas as condições de compactação, a maior deformação ocorreu para o par de tensões σ_3 : 120 e σ_d : 360 KPa, conforme esperado, devido à magnitude e ao fato de que quanto maior a relação σ_1/σ_d , maiores as deformações.

As alturas médias após ensaio, obtidas por meio de paquímetro digital, apresentadas na Tabela 19 são condizentes com a altura inicial subtraída da deformação específica final indicada pelo *software* de aquisição de dados utilizado.

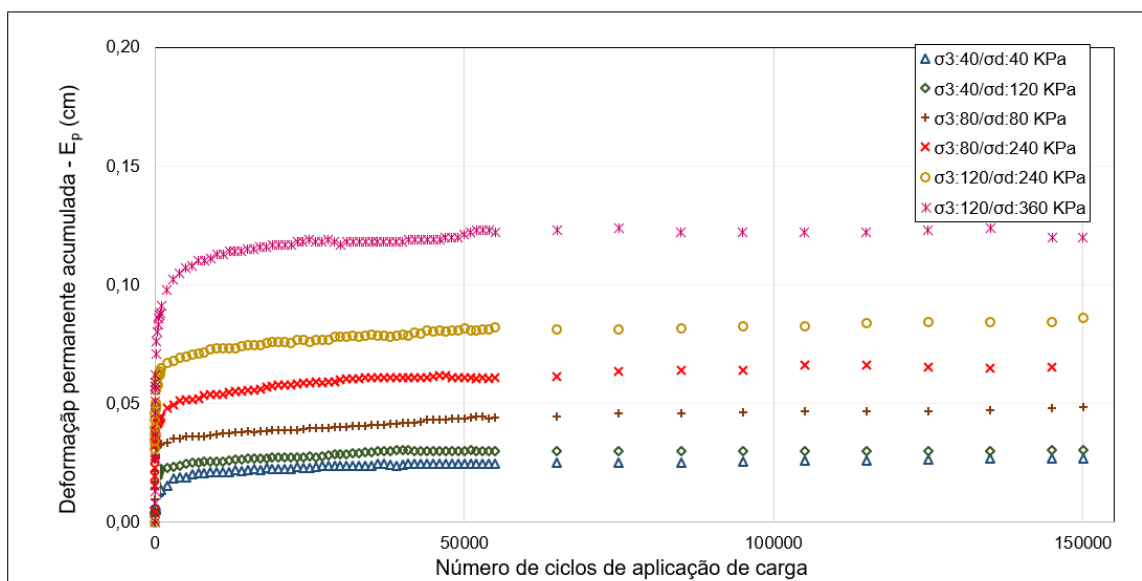
A Figura 28 apresenta a deformação permanente acumulada dos corpos de prova compactados na energia normal. Na sequência são apresentadas as Figura 29 e Figura 30 que demonstram as deformações permanentes acumuladas para os corpos de prova moldados nas energias intermediária e modificada, respectivamente.

Figura 28 – DP acumulada do horizonte B – E. Normal



Fonte: Autor

Figura 29 – DP acumulada do horizonte B – E. Intermediária

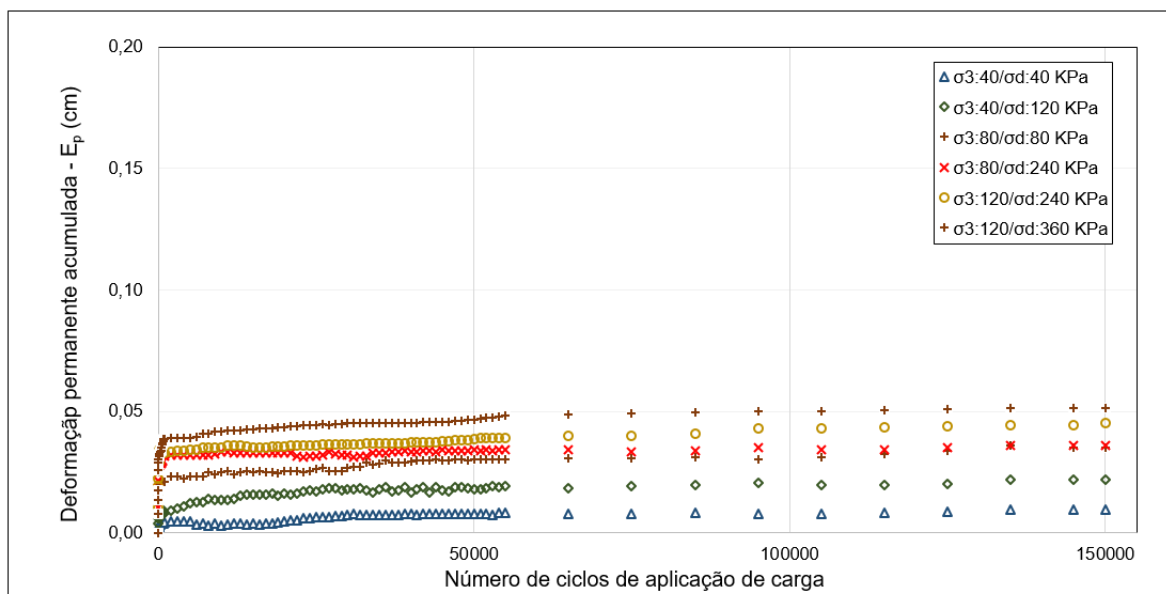


Fonte: Autor

À medida em que as tensões de confinamento e desvio aumentam, as deformações se elevam também. Para o conjunto de CPs compactados na energia normal, as menores deformações foram oriundas da tensão confinante de 40 KPa e tensão desvio de 40 kPa. O segundo CP que menos deformou foi o par confinante de 80 e desvio de 80 kPa, onde a razão entre σ_1/σ_d é 2. Conforme o esperado, no maior

par de tensões ocorreram as maiores deformações, apresentando deformação permanente acumulada de 0,828 cm.

Figura 30 – DP ente acumulada do horizonte B – E. Modificada



Fonte: Autor

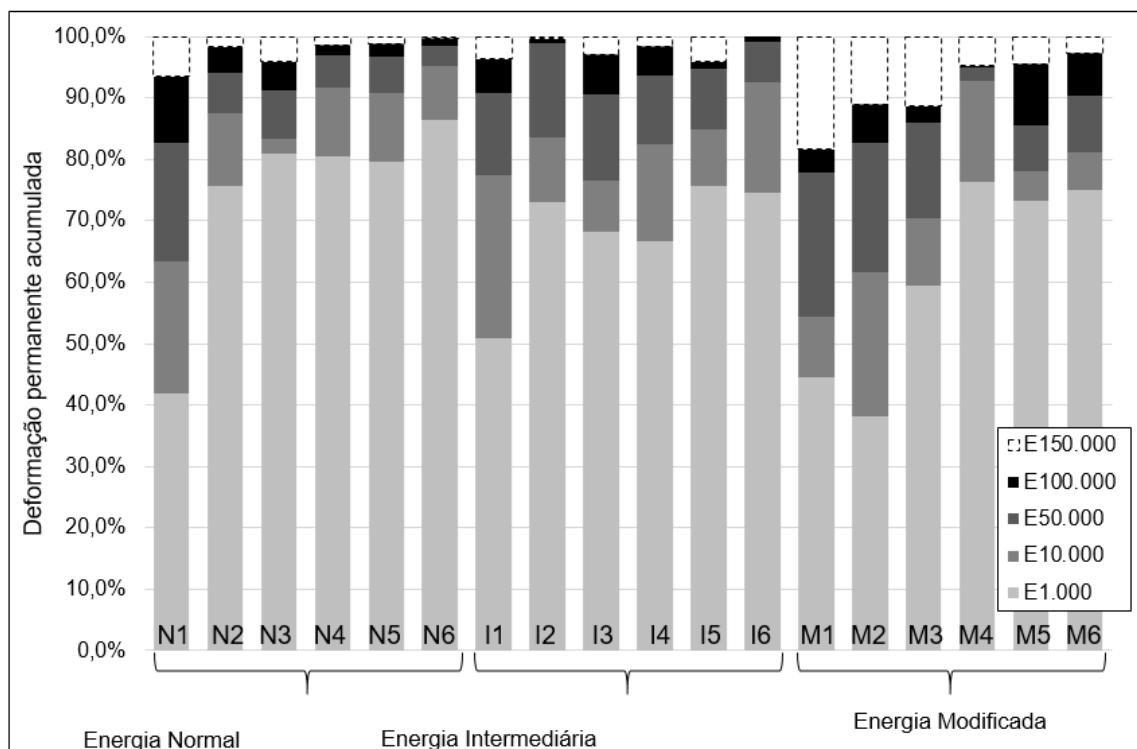
Para os conjuntos de amostras moldados nas energias intermediária e modificada, as deformações permanentes acumuladas foram bem inferiores à energia normal. Na energia intermediária, a maior deformação foi 0,122 cm, ao passo que na energia modificada foi 0,051 cm, uma redução respectivamente de 85% e 94%, se comparadas à deformação máxima obtida na energia normal.

Ao analisar o gráfico da deformação permanente acumulada para as três condições de compactação, observa-se comportamento semelhante em todas, onde as amostras mostram tendência ao acomodamento das deformações permanentes, enquadrando-se no Tipo I ou Tipo II, de acordo com a norma do DNIT 179/2018. Guimarães (2009) explica que a taxa de variação da DP pode ser nula com o acréscimo de ciclos de carga ou tende a diminuir bastante quando o material está próximo do acomodamento.

Constata-se que, a partir de determinado número de ciclos de aplicação de cargas, as deformações tendem a se tornar constantes, apresentando variações pequenas. A fim de investigar esse acontecimento, a Figura 31 apresenta um gráfico

que demonstra a porcentagem de deformação total para cada corpo de prova aos 1.000, 10.000, 50.000 e 100.000 ciclos de repetição de cargas.

Figura 31 – DP no horizonte B à medida em que os ciclos aumentam



Fonte: Autor

No que tange às amostras compactadas na energia normal, observa-se que, com exceção da amostra B EN1, ao finalizar os 1.000 ciclos iniciais, o corpo de prova já havia deformado de 75% a 85% da deformação final dele. Ao atingir 10.000 ciclos de repetição de carga, a deformação permanente acumulada já se aproximava de 90%. Ao chegarem aos 100.000 ciclos com a deformação permanente acumulada, as amostras deste conjunto apresentaram de 93,5 a 99,8% da deformação total do CP.

Fato semelhante ocorreu para as amostras moldadas na energia intermediária, que ao atingir 1.000 ciclos de ensaio de DP, atingiram de 66,7% a 75,6% da deformação acumulada total, com exceção das amostras B EI1, que foi submetida a baixos pares de tensões e atingiu 51% da deformação total aos 1.000 ciclos. Contudo, ao atingir 50.000 ciclos, os CPs apresentaram de 90,5% a 99,2% da deformação total das amostras.

Para as amostras compactadas na energia modificada, ao finalizar os 1.000 ciclos iniciais, os CPs M1, M2 e M3 apresentaram 44,5%, 38,1% e 59,4% da deformação final das amostras. Se comparada com o conjunto das outras energias, essa taxa de deformação permanente associada à deformação permanente final foi inferior, fato ocorrido devido à elevada energia de compactação aplicada nestes corpos de prova. Porém, ao atingir os 50.000 ciclos, o conjunto de amostras modificadas apresentou de 77,9% a 95,0% da deformação total de cada CP.

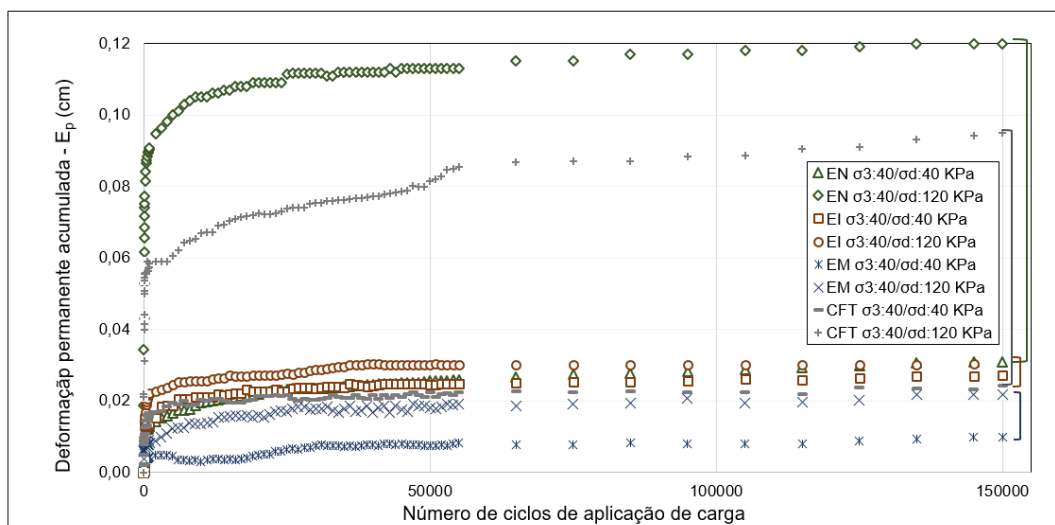
Todas as amostras do horizonte B em que foram utilizadas no ensaio de DP, foram submetidas ao ensaio de módulo de resiliência logo após o término da DP. Os resultados destes ensaios são apresentados no item 4.3.6.

4.2.3 Influência das tensões desvio e confinante na DP

Em posse dos resultados supracitados para os quatro grupos de amostras ensaiadas, buscou-se avaliar a influência das tensões no comportamento do solo. Para isso, foram plotados os gráficos a seguir, onde levou-se em consideração os resultados obtidos por todas amostras. Na Figura 32 estão apresentados os resultados dos pares de tensão confinante σ_3 : 40 KPa e tensão desvio variável, sendo σ_d : 40 KPa ou σ_d : 120 KPa, ao passo que na Figura 33 a tensão confinante está fixada em σ_3 : 80 KPa e a tensão desvio variando de 80 a 240 KPa. E, por fim, na Figura 34, estão alocados os resultados dos pares de tensão σ_3 :120 KPa/ σ_d : 240 KPa e σ_3 :120 KPa/ σ_d :360 KPa.

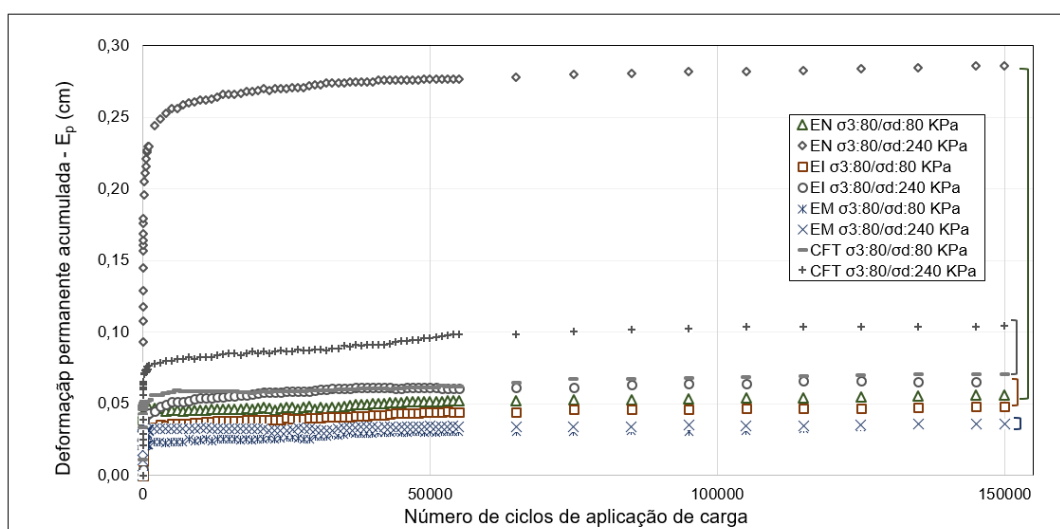
Visualiza-se que, as condições que sofreram maiores deformações em função do acréscimo da tensão desvio de 40 a 120 KPa, de 80 a 240 KPa, e de 240 a 360 KPa foram as amostras indeformadas da CFT e o horizonte B compactado na energia normal. As amostras compactadas em laboratório na energia intermediária e modificada também apresentaram um acréscimo nas deformações, mas em escala muito inferior às outras.

Em relação a Figura 32, é possível constatar que o acréscimo de deformação com o aumento da tensão desvio foi de aproximadamente 0,09 cm para a energia normal, 0,003 cm para a energia intermediária e 0,001 cm para a energia modificada. No que tange às amostras indeformadas, a variação de deformação permanente acumulada foi de 0,07 cm.

Figura 32 – Influência da tensão desvio na DP considerando a σ_3 : 40 KPa

Fonte: Autor

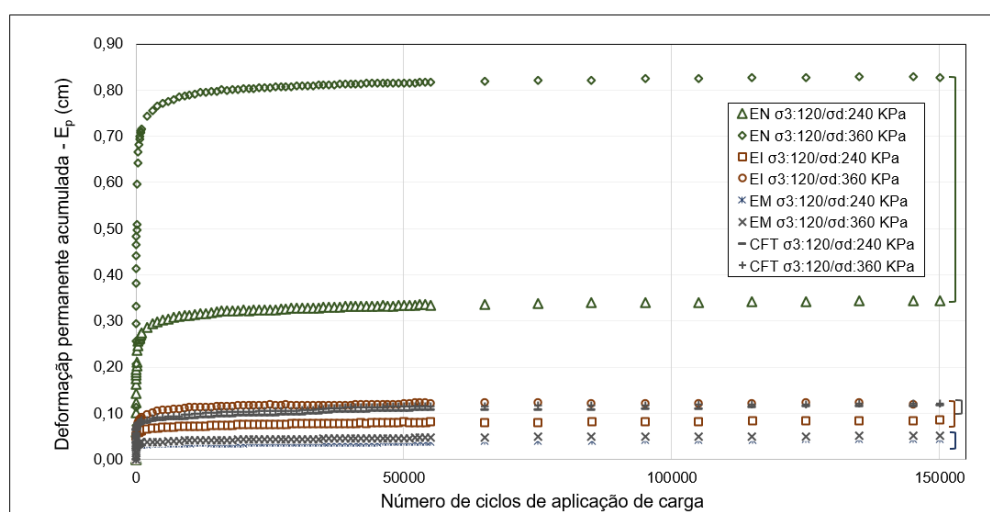
Referente a Figura 33, que demonstra os dados oriundos da tensão confinante de 120 KPa, nota-se que com o acréscimo da tensão desvio, as amostras compactadas na energia normal apresentaram 0,23 cm de diferença na DP acumulada, ao passo que para a energia intermediária essa diferença foi de 0,017 cm, considerada muito pequena, assim como para a energia modificada, que foi praticamente nula. As amostras indeformadas apresentaram uma diferença de 0,03 cm.

Figura 33 – Influência da tensão desvio na DP considerando a σ_3 : 80 KPa

Fonte: Autor

Por fim, a influência da tensão desvio na DP quanto fixada a tensão confinante de 120 KPa, também ocasionou maiores valores de DP acumulada para os CPs moldados na energia normal (variou 0,48 cm com o acréscimo da tensão desvio). Para a energia intermediária, modificada e amostras indeformadas da CFT, estes valores foram praticamente nulos, sendo 0,04, 0,006 cm e 0,01 cm, respectivamente.

Figura 34 – Influência da tensão desvio na DP considerando a σ_3 : 120 KPa



Fonte: Autor

Desta forma, evidencia-se que a maior sensibilidade ao acréscimo da tensão desvio ocorre para as amostras moldadas à energia normal, conforme já constatado por Zago (2016).

4.2.4 Parâmetros de Guimarães (2009) e pesquisa da ocorrência de *shakedown*

Os conjuntos de cada energia de compactação e amostras indeformadas da CFT, tiveram seus dados submetidos a uma regressão não linear no *Statistica*, utilizando o método de minimização da soma dos quadrados dos resíduos, a fim de obter os parâmetros de Guimarães (2009), apresentado na equação 02. Ressalta-se que os conjuntos foram analisados de forma separada.

Para o cálculo dos parâmetros, foi considerado o valor de p_0 igual a 0,1 MPa e todas as tensões foram calculadas em MPa. Ainda, foram considerados todas as deformações permanentes com os seus respectivos pares de tensão e ciclos de

repetição de cargas. A Tabela 21 indica os parâmetros de DP conforme preconiza a normativa do DNIT 179/2018.

Tabela 21 – Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009)

Condição	Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	R ²
Indeformadas CFT	0,023	-0,090	0,590	0,089	0,839
	$E_p \text{ CFT} (\%) = 0,023 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{-0,090} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,590} \cdot N^{0,089}$				
Horizonte B – EN	0,089	0,225	2,161	0,095	0,963
	$E_p \text{ B EN} (\%) = 0,089 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,225} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{2,161} \cdot N^{0,095}$				
Horizonte B – EI	0,017	0,699	0,517	0,103	0,933
	$E_p \text{ B EI} (\%) = 0,017 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,699} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,517} \cdot N^{0,103}$				
Horizonte B – EM	0,013	0,663	0,027	0,078	0,891
	$E_p \text{ B EM} (\%) = 0,013 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,663} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,027} \cdot N^{0,078}$				

Fonte: Autor

Guimarães (2009) apresentou os parâmetros ψ_i para diversos materiais caracterizados. Os parâmetros atualizados de deformação permanente de alguns solos finos de diversas regiões do país, considerando a análise pelo modelo de Guimarães (2009) estão apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Parâmetros ψ_i para diversos solos, atualizado de Guimarães (2009)

Material	Estado	MCT	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$				Autor
			Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	
Argila de Ribeirão Preto	SP	LG'	0,21	-0,24	1,34	0,04	Guimarães (2009)*
Areia Argilosa	ES	LG'	0,64	0,09	1,58	0,06	Guimarães (2009)
Solos Siltoso Papucaia	RJ	NS'	0,24	0,42	1,31	0,07	
Laterita de Porto Velho	RO	-	0,18	0,47	0,33	0,04	
Areia Fina de Campo Azul	MG	NA	0,05	-1,58	1,88	0,06	

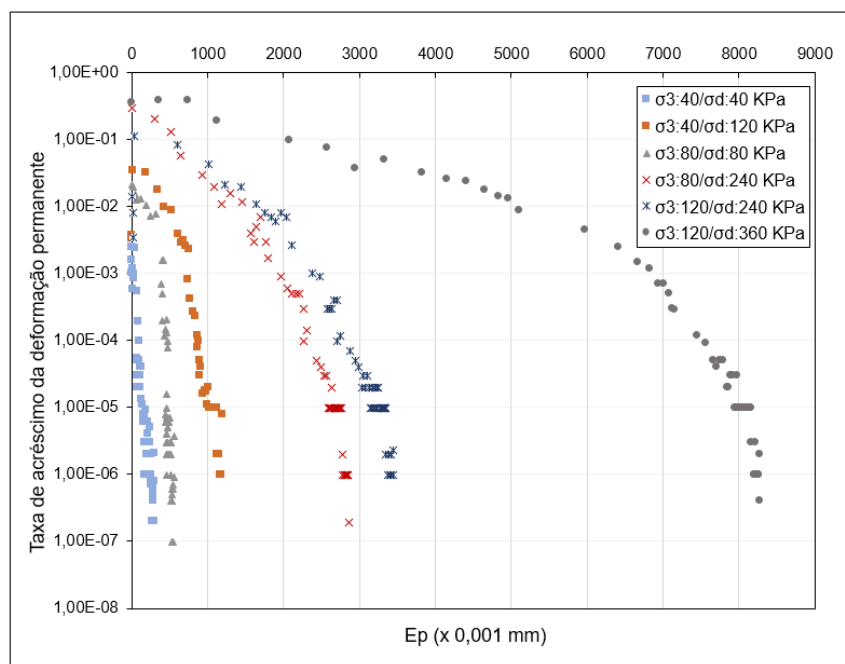
Solo Arenoso Fino Laterítico	MG	LA'	0,02	-0,09	1,37	0,12	Medrado (2012)
Solo Argiloso	MA	LG'	0,09	-0,15	1,62	0,06	Von der Osten (2012)
Solo Argiloso	MA	LG'	0,05	0,03	2,15	0,045	Von der Osten (2012)*
Solo Argiloso – Estrada de Ferro Carajás	MA	LG'	0,02	0,61	2,05	0,09	Delgado et al. (2013)*
Areia Argilosa do CI SM	RS	NA'/NG'	0,59	-0,20	1,33	0,04	Zago (2016)
Argila Arenosa do Distrito Industrial SM	RS	LG'	0,39	-0,86	1,52	0,08	
Argila Arenosa Jazida Canabarro SM	RS	LG'	0,87	0,01	1,21	0,04	
Solo Argiloso Eco Ambiental	RJ	LG'	0,32	-0,09	1,21	0,05	Norback (2018)*
Solo Arenoso	RJ	NA'	0,57	0,71	0,27	0,05	
Solo Argiloso	RJ	NG'	0,39	0,84	0,54	0,06	
Solo Laterítico Argiloso	RJ	LG'	0,09	0,38	0,94	0,04	Lima et al. (2018)*
Nova Mutum	MT	NS'	0,11	-1,15	2,15	0,06	Dalla Roza (2018)*
Lucas do Rio Verde – Buritis	MT	NG'	0,13	1,07	1,21	0,05	
Sorriso – Parque dos Poderes	MT	NG'	0,17	0,37	1,64	0,08	
Sorriso – Mont Serrat SR	MT	LG'	0,14	0,54	0,94	0,05	
Sinop – Supermassa	MT	LG'	0,18	-0,57	2,13	0,02	
Sinop – Villa Verde	MT	NG'	0,05	-0,27	2,05	0,05	
Sinop – Terra Rica	MT	LG'	0,18	-0,60	1,72	0,04	
Sinop – Curitiba	MT	LG'	0,11	0,05	1,76	0,05	
Sinop – Aquarela das artes	MT	LG'	0,08	-0,22	1,90	0,04	
Sinop – Panambi	MT	LG'	0,21	0,45	1,93	0,04	
Sinop – Belberde	MT	LG'	0,18	0,00	1,40	0,05	
Alta Floresta	MT	NG'	0,25	0,35	0,87	0,04	
RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte B	RS	LG'	0,09	0,225	2,16	0,09	
RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte B	RS	LG'	0,02	0,70	0,52	0,10	Pascoal (2020)*
RS – Cruz Alta – RS 343 – Amostra indeformada	RS	LG'	0,02	-0,09	0,59	0,09	
RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte B	RS	LG'	0,01	0,66	0,03	0,08	Pascoal (2020)**

* Compactado na energia intermediária. ** Compactado na energia modificada. Demais materiais foram compactados na energia normal.

Fonte: Autor

Em posse dos valores de deformação permanente e dos ciclos de aplicação de cargas, foi possível calcular a taxa de variação da deformação permanente e plotar os gráficos a fim de analisar a ocorrência das condições de *shakedown* no solo em estudo. A Figura 35 mostra a taxa de crescimento da DP resultante de cada ensaio realizado para o horizonte B moldado na energia normal. Para o material ser considerado acomodado ou *shakedown*, é necessário apresentar taxa de acréscimo da DP na ordem de 10^{-7} a 10^{-3} metros por ciclo de aplicação de carga. Assim, para este caso, apenas a amostra que foi submetida ao terceiro par de tensões entrou em *shakedown*. Com isso, a amostra nível 3 enquadra-se no nível A, de acordo com a classificação Dawson e Wellner (1999) e apresentada na Figura 3 de Guimarães (2001). A amostra submetida ao sexto par de tensões, enquadra-se no domínio AB, onde inclui o material que apresentou deformações iniciais bem significativas e na sequência, o acomodamento plástico.

Figura 35 – Ocorrência do *shakedown* do horizonte B – E. Normal

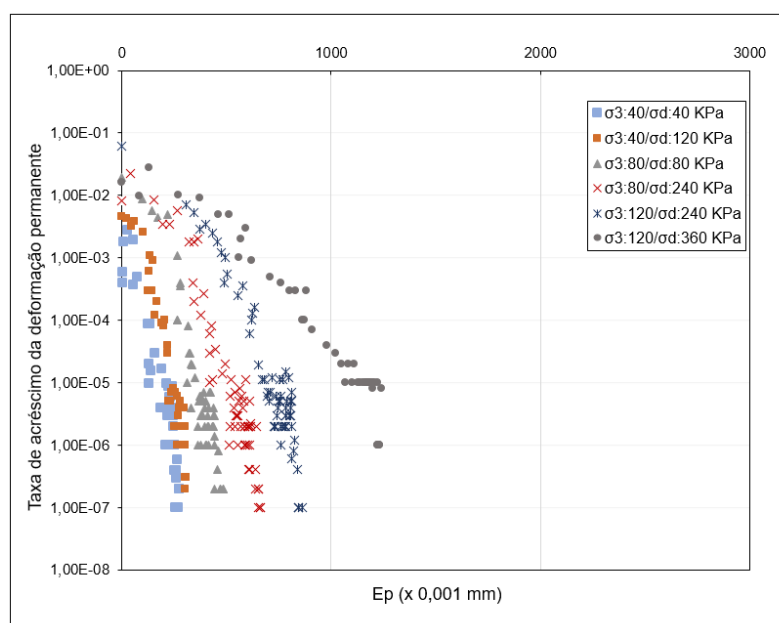


Fonte: Autor

A Figura 36 ilustra o gráfico da taxa de crescimento da DP do solo compactado na energia intermediária. Para este caso, as amostras 1, 4 e 5 atingiram a taxa de acréscimo da DP na ordem de 10^{-7} a 10^{-3} metros por ciclo de aplicação de carga. As amostras 2 e 3 ficaram com a ordem entre 10^{-6} a 10^{-3} . Neste caso, com a

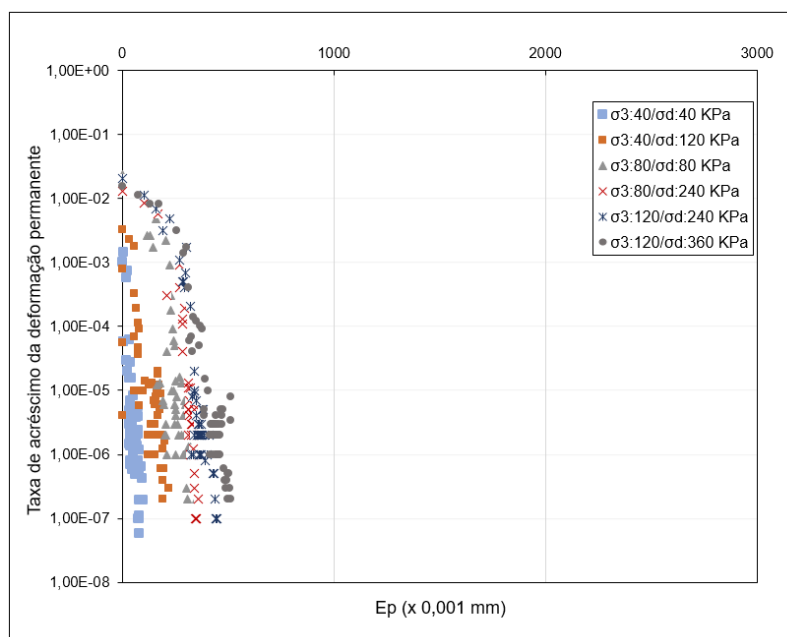
compactação intermediária, não haverá problema de afundamento deste material na camada do pavimento. O mesmo aconteceu para as amostras compactadas na energia modificada, apresentado na Figura 37, onde o nível A prevaleceu entre elas.

Figura 36 – Ocorrência do *shakedown* do horizonte B – E. Intermediária



Fonte: Autor

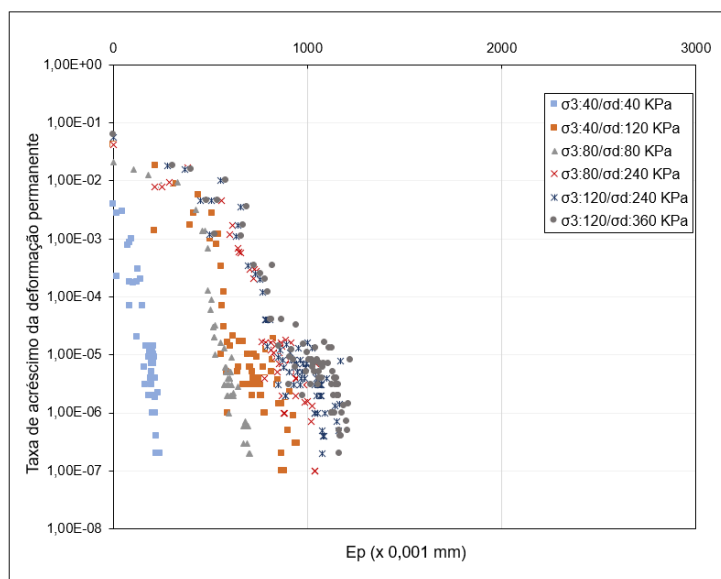
Figura 37 – Ocorrência de *shakedown* do horizonte B – E. Modificada



Fonte: Autor

Referente às amostras indeformadas, apenas os corpos de prova submetidos ao 2º e ao 4º par de tensões atingiram o acomodamento plástico. Contudo, todas as amostras tiveram a sua taxa de acréscimo da deformação permanente próximas de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo.

Figura 38 – Ocorrência de *shakedown* das indeformadas da CFT



Fonte: Autor

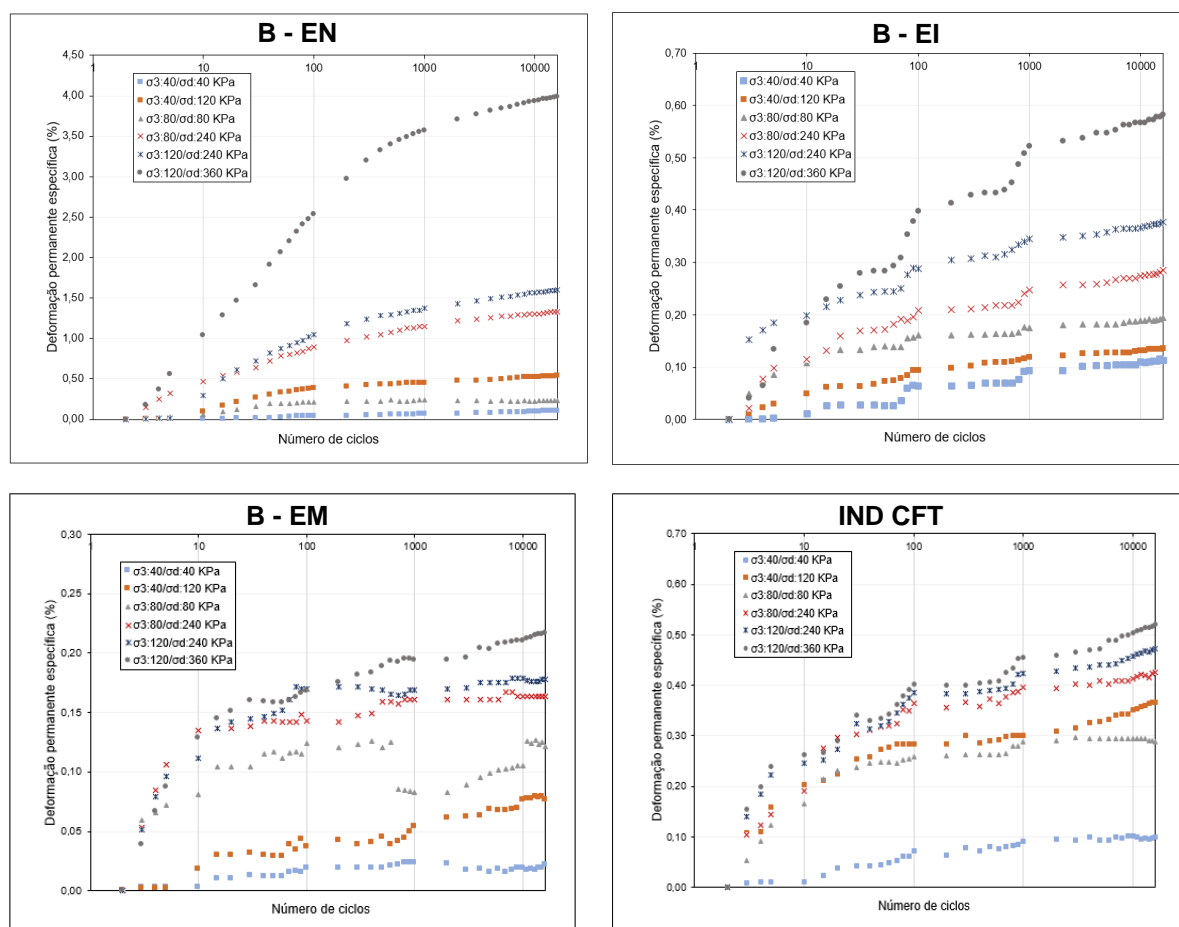
Embora todos os casos aparentaram entrar em *shakedown*, a maioria das amostras não atingiram a taxa de DP requerida pela normativa do DNIT 179/2018. Possivelmente, com a aplicação de um número maior de ciclos de repetição de cargas, todas as amostras atingiriam da taxa de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo. Contudo, julga-se não ser necessário aplicar um maior número de ciclos, visto que, cerca de 90% da deformação total ocorreu nos 50 mil ciclos.

Alnedawi et al. (2019) propuseram um novo critério para verificar o *shakedown* e as propriedades de deformação permanente. Contudo, os autores apresentaram dados apenas para britas. De modo a confrontar com os resultados supracitados, plotou-se gráficos da deformação permanente específica, em %, e o número de ciclos, conforme apresentado na Figura 39.

Para averiguar em qual nível de *shakedown* se enquadra cada amostra, é necessário traçar uma reta sobre o comportamento apresentado em cada amostra e verificar o ângulo da curva da DP *versus* o número de ciclos de carregamento em

logaritmo. Assim, o ângulo compreendido entre 0° e $22,5^\circ$, remete que o material está contido no nível A. Se resultar na angulação de $22,5^\circ$ a 45° , o comportamento está dentro do nível B, ao passo que de 45° a 90° , o material pode se enquadrar no nível C. Os resultados da angulação para cada amostra estão apresentados na Tabela 22.

Figura 39 – Averiguação do critério do *shakedown* de acordo com os preceitos de Alnedawi et al. (2019)



Fonte: Autor

Tabela 22 – Ângulo das amostras seguindo os preceitos de Alnedawi et al.(2019)

Amostra	B - EN	B - EI	B - EM	IND. CFT
01	01°	03°	01°	01°
02	01°	04°	17°	00°
03	03°	05°	20°	18°
04	06°	10°	05°	14°
05	08°	08°	03°	19°
06	11°	14°	14°	20°

Fonte: Autor

Desta forma, todas as amostras em estudo enquadraram-se no nível A. Embora não tenha sido testado para solos tropicais brasileiros, os resultados obtidos foram semelhantes ao serem comparados pelos resultados obtidos segundo Dawson e Wellner (1999), que está na normativa do DNIT 179/2018. O que difere um resultado do outro, é o fato de que, na metodologia proposta por Alnedawi et al. (2019), não é necessário atingir a taxa de deformação permanente de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo, assim, constata-se que mesmo as amostras que chegaram próximas a taxa de deformação permanente requerida, podem ser consideradas em acomodamento plástico.

4.3 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Para a realização dos ensaios de MR em amostras indeformadas foram esculpidos três corpos de prova válidos da camada final de terraplanagem e três do corpo de aterro. Os ensaios em solos compactados, foram realizados com base nos valores de densidade máxima e umidade ótima, sendo moldados três corpos de prova para cada condição de compactação e horizonte, levando em consideração a variação de $\pm 0,5\%$ da umidade ótima e $\pm 1,0\%$ na densidade máxima como critérios de aceitação dos corpos de prova.

A seguir, são apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência que foram obtidos a partir do ensaio triaxial dinâmico de cargas repetidas, nas condições de umidade ótima para as amostras moldadas e na condição da umidade de compactação para as amostras indeformadas.

4.3.1 Amostras indeformadas do corpo do aterro

Ao coletar as amostras indeformadas do corpo do aterro, verificou-se a umidade de compactação em campo com a retirada de cinco amostras. A umidade média no momento de coleta foi 46,07%.

A Tabela 23 apresenta as características das três amostras do corpo do aterro antes de serem submetidas ao ETCR. Para verificar as dimensões das amostras, foram retiradas nove medidas de diâmetro do corpo de prova e cinco medidas de altura, em diferentes partes do CP. A umidade apresentada como “W antes MR (%)” é referente às parcelas de solo retiradas no processo de redução da amostra. A

umidade “W após MR (%)” é o valor médio de umidade obtido da parcela interna do corpo de prova após o ensaio.

Tabela 23 – Características das amostras indeformadas CA que foram submetidas ao ensaio de MR

Amostra	Diâmetro médio (cm)	Altura média (cm)	W antes MR (%)	W após MR (%)
CA1	9,95	19,98	50,25	50,99
CA2	10,25	20,21	51,80	51,47
CA3	10,15	20,06	50,26	51,36

Fonte: Autor

Os resultados dos ensaios de MR das amostras do CA estão apresentadas na Tabela 24.

Tabela 24 – Resultado do ensaio de MR das indeformadas do corpo do aterro

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Módulo de Resiliência		
		CA1 (MPa)	CA2 (MPa)	CA3 (MPa)
0,020	0,020	83,813	90,426	77,686
0,020	0,040	63,154	74,468	56,578
0,020	0,060	52,045	62,993	44,987
0,035	0,035	74,387	81,464	62,440
0,035	0,070	54,060	63,202	44,543
0,035	0,105	41,696	49,347	32,236
0,050	0,050	67,141	73,548	54,453
0,050	0,100	45,397	52,315	34,568
0,050	0,150	38,440	37,484	24,604
0,070	0,070	59,390	66,586	46,263
0,070	0,140	35,771	42,246	27,796
0,070	0,210	-	38,789	-

Fonte: Autor

Percebe-se que as umidades encontradas em campo para o corpo de aterro variam consideravelmente em relação aos valores ótimos encontrados em ensaios laboratoriais. O fato das umidades após o ensaio de MR serem superiores a umidade antes do ensaio, pode ser justificado devido às amostras após o MR terem sido retiradas do centro do corpo de prova, ao passo que na verificação antes do MR, eram retiradas parcelas das extremidades, no momento de esculpimento destes.

A umidade de campo, de aproximadamente 46%, difere das umidades ótimas de moldagem dos horizontes compactados na energia normal (conforme constam nas Tabela 14, Tabela 15 e Tabela 16). Como as amostras foram retiradas, imediatamente após a compactação do aterro, a elevada umidade encontrada demonstra que em campo, a massa específica aparente seca está abaixo da máxima, de forma que a compactação não está na sua condição ideal. O fato de a umidade estar acima da ótima justifica os módulos de resiliência baixos apresentados na Tabela 24.

O ensaio realizado nas amostras CA1 e CA3 foi finalizado no décimo primeiro par de tensões (σ_3 : 0,07 e σ_d : 0,21 MPa), pois o curso do LVDT se encerrou e optou-se por finalizar o ensaio.

Tendo em vista os modelos demonstrados no item 2.4.1, comumente utilizados na análise do módulo de resiliência de solos, foram realizadas regressões a partir dos resultados obtidos para cada CP, com base na quantidade de pares resistidos pela mesma. Os CPs foram analisadas individualmente e ainda, analisadas em conjunto (CA 1+2+3), os parâmetros k1, k2 e k3 apresentados na Tabela 25, obtidos a partir da regressão não linear múltipla de pontos, através do software *Statistica*.

O critério utilizado para analisar os resultados foi o melhor enquadramento do coeficiente de correlação (R^2), também chamado de coeficiente de determinação. A utilização do conjunto das três amostras apresenta um coeficiente de correlação inferior às amostras individuais, contudo, ao considerar os parâmetros do conjunto, aumenta a quantidade de dados analisados visando eliminar a possibilidade de erros em relação a rigidez do material.

Tabela 25 – Parâmetros resilientes obtidos para as indeformadas CA

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R ²
Svenson (σ_d)	CA1	18,179	-0,401	-	0,924
	CA2	21,713	-0,381	-	0,937
	CA3	10,828	-0,514	-	0,971
	CA 1+2+3	17,122	-0,418	-	0,776
Biarez (σ_3)	CA1	22,119	-0,280	-	0,236
	CA2	19,411	-0,351	-	0,380
	CA3	10,831	-0,435	-	0,350
	CA 1+2+3	17,699	-0,341	-	0,262
Invariante de tensões (θ)	CA1	26,859	-0,419	-	0,567
	CA2	29,142	-0,428	-	0,591
	CA3	16,293	-0,588	-	0,697
	CA 1+2+3	24,455	-0,463	-	0,534

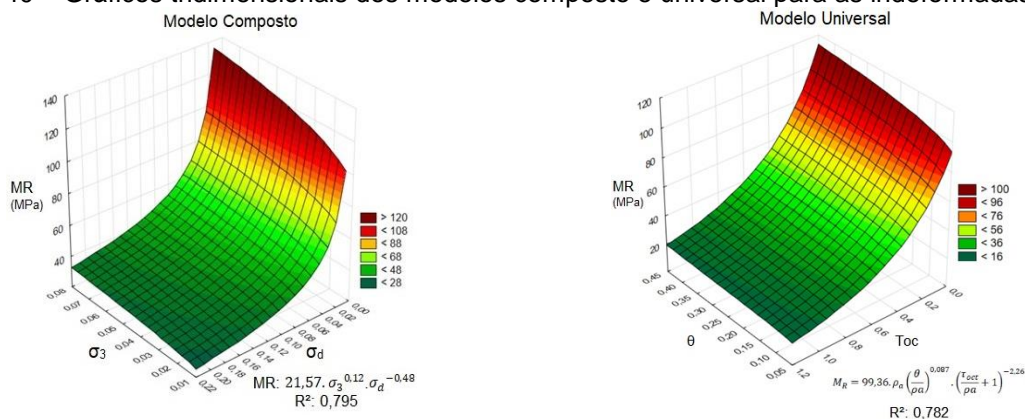
Composto	CA1	24,966	0,172	-0,491	0,974
	CA2	26,264	0,102	-0,434	0,952
	CA3	12,983	0,090	-0,564	0,981
	CA 1+2+3	21,573	0,124	-0,482	0,795
Universal	CA1	148,259	0,162	-2,477	0,958
	CA2	127,019	0,078	-1,961	0,969
	CA3	107,560	0,052	-2,768	0,981
	CA 1+2+3	99,36	0,087	-2,265	0,782

Fonte: Autor

Ao analisar os resultados de maneira geral é possível observar que os modelos $k-\sigma_3$ e $k-\theta$ foram os que apresentaram o pior desempenho, tendo como critério o R^2 , seja ao avaliar as amostras individuais ou o conjunto. O modelo de Svenson (1980), o qual considera a tensão desvio atuante, o modelo composto e o universal, apresentaram excelentes correlações para as amostras analisadas individualmente. O R^2 para o conjunto de pontos das amostras também demonstrou um bom desempenho, sendo 0,776 para o modelo $k-\sigma_d$, 0,782 para o modelo universal e 0,795 para o modelo composto.

Analisando os parâmetros do conjunto das amostras obtidos a partir do modelo composto, verifica-se que o valor negativo no parâmetro k_3 , vinculado à tensão desvio, indica que ocorre uma diminuição do módulo de resiliência com o aumento dessa tensão. Os valores positivos do parâmetro k_2 indicam que com o incremento da tensão confinante, há um aumento do módulo de resiliência. Para esclarecer o comportamento das amostras indeformadas retiradas do corpo do aterro, a Figura 40 apresenta os gráficos tridimensionais do conjunto das amostras para os modelos composto e universal.

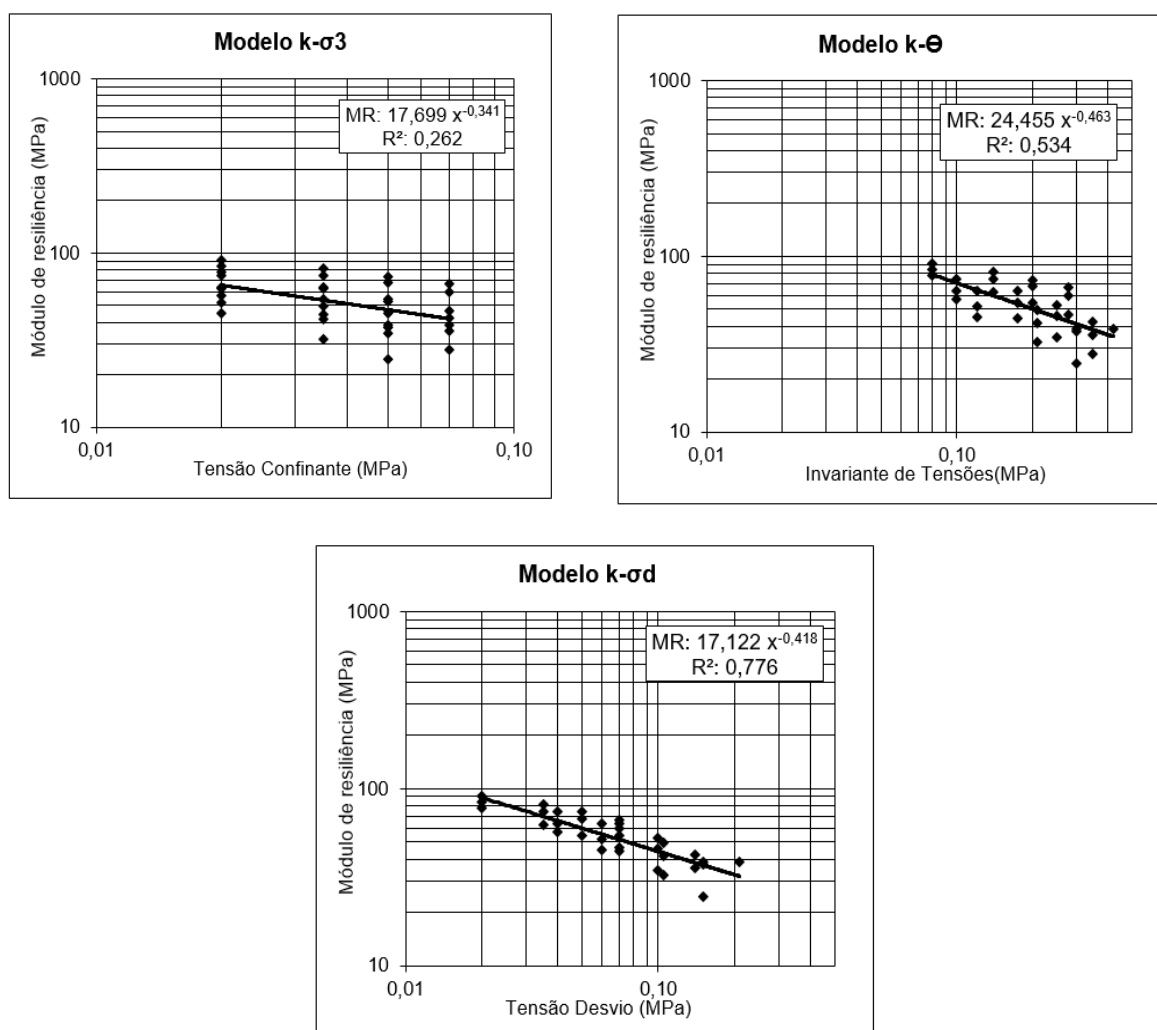
Figura 40 – Gráficos tridimensionais dos modelos composto e universal para as indeformadas CA



Fonte: Autor

A Figura 41 ilustra o comportamento do módulo de resiliência para o conjunto de amostras indeformadas do corpo do aterro a partir da tensão confinante, tensões principais e da tensão desvio, analisados de acordo com os modelos $k-\sigma_3$, $k-\Theta$ e $k-\sigma_d$.

Figura 41 – Gráficos dos modelos $k-\sigma_3$, $k-\Theta$ e $k-\sigma_d$ para as indeformadas CA



Fonte: Autor

Nota-se que à medida que a tensão desvio e a tensão confinante aumentam, o valor do módulo de resiliência diminui. Apesar do comportamento não linear, optou-se por traçar uma tendência para cada conjunto de amostras, de modo a verificar a dispersão dos resultados das amostras.

De maneira geral, os valores de módulo de resiliência obtidos para as amostras indeformadas do corpo do aterro foram abaixo do esperado. Solos argilosos com comportamento laterítico costumam ter um bom comportamento quanto à resiliência.

O mau desempenho, neste caso, pode estar ligado ao elevado teor de umidade contido nos CPs.

4.3.2 Amostras indeformadas da camada final

A coleta das amostras indeformadas da camada final terraplanagem (CFT) e o procedimento de moldagem, ocorreram da mesma forma que para as amostras do corpo do aterro. Foram esculpidas 11 amostras até obter cinco amostras com diâmetro e altura média aproximados ao desejado (10 cm de diâmetro e 20 cm de altura). Conforme explanado anteriormente, o procedimento de esculpimento foi minucioso e demorado, tendo em vista a compactação na energia intermediária e a junta de compactação no meio das amostras.

As dimensões das amostras consideradas válidas que foram submetidas ao ETCR de módulo de resiliência estão apresentadas na Tabela 26, bem como a umidade antes e após o ensaio. A umidade apresentada como “W antes MR (%)” é referente às parcelas de solo retiradas no processo de redução da amostra. A umidade “W após MR (%)” é a média da umidade obtida na parcela interna do corpo de prova após o ensaio. As três amostras da CFT tiveram a sua umidade reduzida após o ensaio de MR. Cabe ressaltar que a umidade média no momento de coleta era 21,52% e a densidade média em campo era 1645,33 kg/m³.

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência de cada amostra estão apresentados na Tabela 27. Com base nos resultados e utilizando os modelos matemáticos para previsão do comportamento resiliente, foram realizadas as regressões não lineares das amostras individuais e do conjunto das amostras indeformadas da CFT. Os resultados estão demonstrados na Tabela 28.

Tabela 26 – Características das amostras indeformadas CFT submetidas ao ensaio de MR

Amostra	Diâmetro médio (cm)	Altura média (cm)	W antes MR (%)	W após MR (%)
CFT1	10,03	19,79	20,03	19,96
CFT2	10,00	19,96	20,08	20,04
CFT3	10,05	20,02	20,15	20,09

Fonte: Autor

Tabela 27 – Resultado do ensaio de MR das amostras indeformadas CFT

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Módulo de Resiliência		
		CFT1 (MPa)	CFT2 (MPa)	CFT3 (MPa)
0,020	0,020	267,692	207,510	245,439
0,020	0,040	277,930	212,832	255,983
0,020	0,060	283,093	224,482	268,965
0,035	0,035	331,882	251,811	291,362
0,035	0,070	333,651	267,765	300,518
0,035	0,105	327662	270,475	315,287
0,050	0,050	379,211	319,069	341,598
0,050	0,100	363,152	310,093	334,153
0,050	0,150	339,788	284,517	309,724
0,070	0,070	402,121	341,796	378,209
0,070	0,140	389,359	328,793	360,736
0,070	0,210	363,282	312,421	348,020

Fonte: Autor

Tabela 28 – Parâmetros resilientes dos modelos para as indeformadas CFT

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R ²
Svenson (σ_d)	CFT1	448,667	0,108	-	0,322
	CFT2	415,869	0,155	-	0,407
	CFT3	436,023	0,128	-	0,421
	CFT1+2+3	433,036	0,129	-	0,283
Biarez (σ_3)	CFT1	778,322	0,260	-	0,907
	CFT2	817,502	0,338	-	0,927
	CFT3	744,367	0,271	-	0,917
	CFT1+2+3	775,59	0,287	-	0,681
Invariante de tensões (θ)	CFT1	474,994	0,211	-	0,696
	CFT2	436,696	0,283	-	0,765
	CFT3	452,131	0,229	-	0,771
	CFT1+2+3	454,158	0,239	-	0,552
Composto	CFT1	803,614	0,309	-0,048	0,938
	CFT2	834,483	0,369	-0,030	0,935
	CFT3	753,737	0,289	-0,018	0,921
	CFT1+2+3	792,869	0,320	-0,032	0,689
Universal	CFT1	928,627	0,454	-0,787	0,987
	CFT2	906,491	0,561	-0,846	0,977
	CFT3	803,711	0,447	-0,671	0,969
	CFT1+2+3	875,113	0,487	0,765	0,724

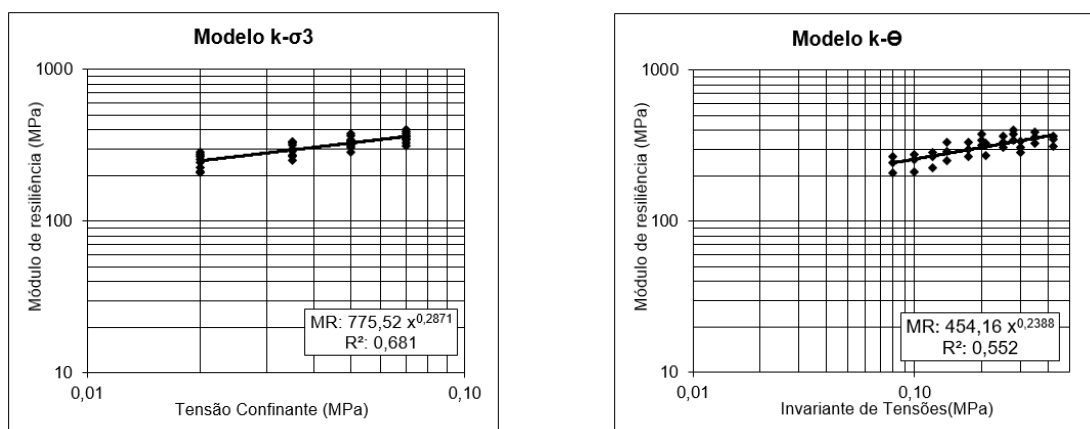
Fonte: Autor

Diferindo das indeformadas do corpo de aterro, a CFT apresentou um acréscimo no módulo de resiliência à medida em que as tensões aumentavam. Assim, o comportamento do parâmetro k_2 para os modelos $k-\sigma_3$, $k-\Theta$ e $k-\sigma_d$ foi positivo, evidenciando que à medida em que a tensão confinante, tensões principais ou tensão desvio aumentou, o módulo de resiliência também se elevou. Este comportamento pode ser observado na Figura 42.

Pelo fato do modelo $k-\sigma_3$ ter apresentado R^2 superior ao modelo $k-\sigma_d$, conclui-se que, para este caso, a tensão confinante exerceu maior influência no comportamento resiliente das amostras se comparado a tensão desvio.

O modelo que demonstrou um melhor enquadramento para o conjunto das indeformadas da CFT foi o Universal, com um R^2 de 0,724. O modelo composto apresentou R^2 elevados para as amostras individuais, contudo, ao analisar o conjunto, este valor baixou e ficou aproximado ao modelo de $k-\sigma_3$.

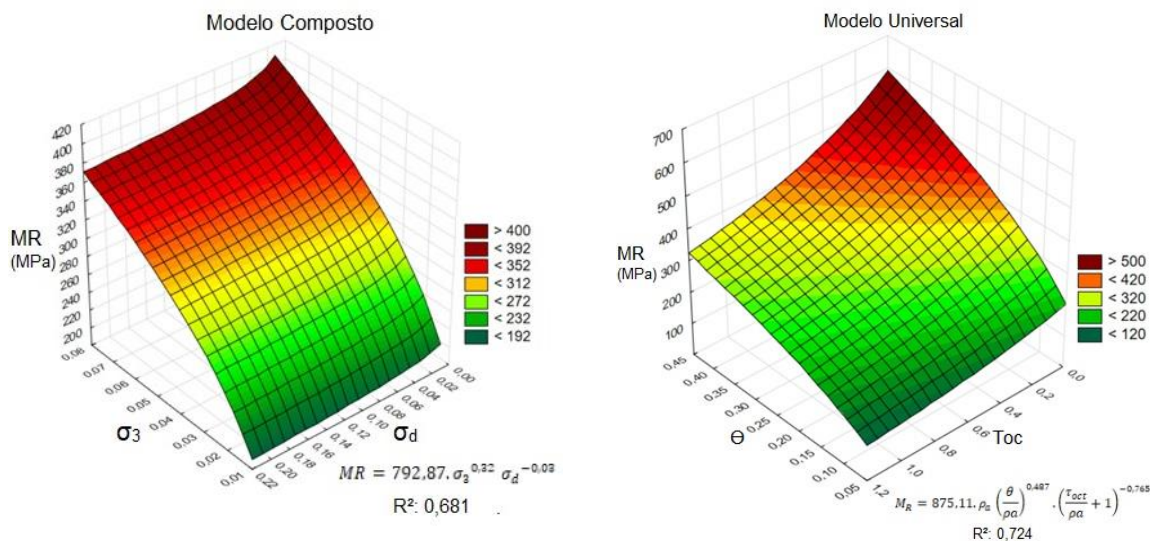
Figura 42 – Gráficos dos modelos $k-\sigma_3$ e $k-\Theta$ para as indeformadas CFT



Fonte: Autor

A Figura 43 apresenta os gráficos tridimensionais dos modelos composto e universal para o conjunto das indeformadas da CFT. Nos resultados do modelo composto, nota-se que à medida em que a tensão confinante aumenta, o módulo de resiliência também se eleva.

Figura 43 – Gráficos tridimensionais dos modelos composto e universal das indeformadas CFT



Fonte: Autor

4.3.3 Horizonte A

O horizonte A foi submetido ao ensaio de módulo de resiliência no ETCR em três condições distintas, sendo compactado na energia normal, intermediária e na modificada, conforme apresentado na Tabela 14.

Para realização do ensaio de MR, seguiu-se fidedignamente os preceitos descritos no item 3.4.3. Na Tabela 29 constam informações de densidade máxima, grau de compactação (GC), umidade antes do ensaio, que equivale à umidade de compactação, e a umidade após o ensaio de MR.

Tabela 29 – Características das amostras do horizonte A submetidas ao MR

Amostra	Diâmetro médio (cm)	Altura média (cm)	Densidade máxima (kg/m ³)	GC (%)	W antes ETCR (%)	W após ETCR (%)
A EN1	9,95	19,99	1613,0	99,86	21,94	22,11
A EN2	9,98	20,00	1612,6	99,84	22,02	21,89
A EN3	9,95	20,07	1619,3	99,43	21,89	21,53
A E11	10,02	20,05	1701,2	99,84	21,43	20,82
A E12	9,98	20,04	1702,6	99,92	21,29	20,76
A E13	9,98	20,06	1701,9	99,88	21,33	20,73
A EM1	10,02	20,09	1721,2	100,13	17,35	17,27
A EM2	10,01	20,08	1716,8	99,87	17,61	17,19
A EM3	10,03	20,01	1720,3	100,08	17,43	17,23

Fonte: Autor

Apenas uma das amostras (A EN1) ensaiadas sofreu acréscimo de umidade após o ensaio. As oito amostras restantes perderam umidade no decorrer da ação do carregamento dinâmico, conforme esperado. Todas as amostras submetidas ao ensaio de MR atenderam os critérios de umidade de moldagem e densidade máxima.

Os valores de módulo de resiliência obtidos a partir do ensaio no ETCR para todas condições de compactação do horizonte A, estão apresentados no Apêndice 1.

Referente às amostras compactada na energia normal, após o ensaio de MR, foram obtidos os parâmetros resilientes dos CPs individuais e do conjunto, para os cinco modelos matemáticos de previsão de desempenho, conforme consta na Tabela 30.

Tabela 30 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte A – EN

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R²
Svenson (σ_d)	A EN1	59,822	-0,291	-	0,819
	A EN2	73,090	-0,209	-	0,514
	A EN3	82,767	-0,206	-	0,649
	A EN1+2+3	71,548	-0,234	-	0,618
Biarez (σ_3)	A EN1	59,511	-0,242	-	0,267
	A EN2	87,914	-0,115	-	0,072
	A EN3	95,565	-0,125	-	0,223
	A EN1+2+3	79,721	-0,160	-	0,135
Invariante de tensões (θ)	A EN1	76,659	-0,319	-	0,553
	A EN2	92,112	-0,198	-	0,257
	A EN3	102,840	-0,201	-	0,347
	A EN1+2+3	90,213	-0,238	-	0,357
Composto	A EN1	79,081	0,149	-0,367	0,868
	A EN2	117,110	0,253	-0,339	0,673
	A EN3	122,026	0,207	-0,312	0,795
	A EN1+2+3	104,461	0,202	-0,338	0,719
Universal	A EN1	331,994	0,202	-1,902	0,982
	A EN2	375,115	0,394	-2,084	0,921
	A EN3	416,363	0,303	-1,772	0,986
	A EN1+2+3	401,814	0,298	-1,909	0,884

Fonte: Autor

O modelo $k-\sigma_3$ e o $k-\theta$ foram os que apresentaram piores desempenhos, tiveram o R^2 de 0,135 e 0,357, respectivamente. O modelo de $k-\sigma_d$ obteve um comportamento satisfatório, bem como o modelo composto. Para este caso, o modelo universal foi o

que demonstrou um melhor enquadramento (R^2 : 0,884). No Apêndice 1, estão ilustrados os gráficos dos quatro modelos que melhor representam o conjunto de amostras do horizonte A compactados à energia normal.

Ao analisar o modelo $k-\sigma_d$, é possível observar que à medida em que a tensão desvio aumenta, o módulo de resiliência diminui. O valor negativo do parâmetro k_2 , típico deste tipo de material, indica que ocorre uma diminuição do módulo de resiliência com o aumento da tensão desvio. O mesmo pode ser constatado no gráfico tridimensional do modelo composto.

O comportamento do horizonte A compactado na energia normal foi semelhante ao comportamento das amostras indeformadas do corpo do aterro, que também foram compactadas na energia normal, sendo completamente distinto do comportamento das amostras indeformadas da CFT.

A Tabela 31 demonstra os resultados das modelagens das amostras compactadas na energia intermediária.

Tabela 31 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte A – EI

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R²
Svenson (σ_d)	A EI1	139,312	-0,173	-	0,662
	A EI2	147,524	-0,134	-	0,442
	A EI3	143,920	-0,128	-	0,468
	A EI1+2+3	143,388	-0,146	-	0,488
Biarez (σ_3)	A EI1	157,920	-0,104	-	0,114
	A EI2	185,139	-0,039	-	0,018
	A EI3	176,759	-0,038	-	0,020
	A EI1+2+3	173,099	-0,061	-	0,042
Invariante de tensões (θ)	A EI1	167,382	-0,168	-	0,253
	A EI2	176,175	-0,108	-	0,163
	A EI3	170,505	-0,104	-	0,174
	A EI1+2+3	171,174	0,128	-	0,212
Composto	A EI1	191,596	0,170	-0,260	0,808
	A EI2	223,826	0,222	-0,248	0,717
	A EI3	212,637	0,208	-0,234	0,748
	A EI1+2+3	208,426	0,199	-0,247	0,696
Universal	A EI1	529,783	0,248	-1,448	0,986
	A EI2	602,418	0,339	-1,531	0,981
	A EI3	526,537	0,307	-1,399	0,968
	A EI1+2+3	551,135	0,297	-1,459	0,897

Fonte: Autor

A partir dos resultados apresentados na Tabela 31, foi possível verificar que o comportamento das amostras A EI foi semelhante ao das amostras A EN. O modelo que não representou bem o comportamento do conjunto destas amostras foi o $k-\sigma_3$. Os modelos têm seus gráficos apresentados no Apêndice 1. Através do Universal obteve-se um R^2 de 0,897, considerado excelente para representar os parâmetros resilientes do material. Novamente, observou-se que a partir do acréscimo da tensão desvio, o módulo de resiliência decresceu. Assim, os maiores módulos de resiliência foram obtidos a partir dos pares de tensões σ_3 : 0,05 MPa/ σ_d : 0,05 MPa e σ_3 : 0,07/ σ_d : 0,07 MPa.

As amostras moldadas a partir da energia modificada tem seus resultados de modelagens apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte A – EM

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R²
Svenson (σ_d)	A EM1	495,317	0,182	-	0,605
	A EM2	607,512	0,152	-	0,707
	A EM3	601,729	0,169	-	0,607
	A EM1+2+3	557,696	0,135	-	0,487
Biarez (σ_3)	A EM1	809,674	0,301	-	0,833
	A EM2	869,640	0,235	-	0,867
	A EM3	800,631	0,296	-	0,938
	A EM1+2+3	736,827	0,209	-	0,604
Invariante de tensões (θ)	A EM1	488,442	0,287	-	0,851
	A EM2	591,572	0,230	-	0,928
	A EM3	601,779	0,274	-	0,912
	A EM1+2+3	541,849	0,204	-	0,640
Composto	A EM1	738,270	0,239	0,063	0,871
	A EM2	839,905	0,271	0,065	0,935
	A EM3	978,417	0,256	0,041	0,057
	A EM1+2+3	740,797	0,154	0,056	0,646
Universal	A EM1	497,648	0,294	-0,021	0,852
	A EM2	575,361	0,219	-0,032	0,928
	A EM3	705,904	0,335	-0,184	0,925
	A EM1+2+3	588,422	0,280	-0,057	0,502

Fonte: Autor

Diferindo das amostras moldadas apresentadas anteriormente, este conjunto (A EM) demonstrou um comportamento semelhante das amostras indeformadas da CFT para os modelos em questão, com exceção do modelo composto. Os modelos

que apresentaram piores desempenhos foram o $k-\sigma_d$ e o universal, R^2 de 0,487 e 0,502, respectivamente. O que apresentou o melhor R^2 para o conjunto de amostras A EM foi o composto, que considera a ação da tensão desvio e tensão confinante. No Apêndice 1 estão alocados os gráficos dos modelos que melhor representam as amostras A EM.

No que tange ao $k-\sigma_3$, observa-se que à medida em que a tensão confinante se eleva, o módulo de resiliência também aumenta, fato este, confirmado pelo sinal positivo no parâmetro k_2 . O mesmo ocorre para o modelo $k-\theta$.

A partir dos resultados do modelo composto e do universal é possível observar o quanto este conjunto se difere dos conjuntos apresentados anteriormente. Este comportamento pode ser explicado devido à elevada rigidez, fruto da energia de compactação modificada.

No item 4.3.6 será apresentado um comparativo sobre as energias de compactação e os horizontes. Ainda, são apresentados valores médios de módulo de resiliência para o conjunto de amostras analisadas.

4.3.4 Horizonte B

O horizonte B teve suas propriedades resilientes determinadas a partir do ensaio de módulo de resiliência no ETCR, na condição compactado na umidade ótima e densidade máxima para as três energias Proctor. A Tabela 33 apresenta as características das nove amostras que foram submetidas ao ensaio de MR.

Tabela 33 – Características das amostras do horizonte B submetidas ao MR

Amostra	Diâmetro médio (cm)	Altura média (cm)	Densidade máxima (kg/m ³)	GC (%)	W antes ETCR (%)	W após ETCR (%)
B EN1	9,97	20,03	1545,80	99,73	29,25	28,82
B EN2	10,01	20,04	1556,60	100,42	28,42	28,35
B EN3	9,99	20,04	1555,50	100,35	28,58	28,47
B EI1	9,99	20,08	1626,90	100,12	25,70	25,57
B EI2	10,00	20,06	1631,50	100,40	25,10	24,91
B EI3	10,00	20,07	1628,90	100,28	25,31	24,59
B EM1	10,02	20,07	1655,30	100,20	22,33	22,25
B EM2	10,02	20,11	1646,60	99,67	23,01	22,55
B EM3	10,01	20,10	1654,00	100,12	22,48	22,26

Os valores de módulo de resiliência obtidos a partir do ensaio, estão apresentados no Apêndice 2.

No que tange à umidade após ensaio, todas as amostras em questão tiveram sua umidade reduzida com o ETCR finalizado. Tanto a densidade máxima, quanto a umidade ótima de todos os corpos de prova ficaram de acordo com os requisitos da norma do DNIT 134/2018 e com os adotados inicialmente.

A Tabela 34 demonstra os parâmetros resilientes obtidos a partir da regressão múltipla não linear das amostras individuais e do conjunto de amostras do horizonte B compactado na energia normal, para os cinco modelos matemáticos.

Tabela 34 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte B – EN

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R²
Svenson (σ_d)	B EN1	109,145	-0,143	-	0,452
	B EN2	115,453	-0,130	-	0,519
	B EN3	84,805	-0,180	-	0,652
	B EN1+2+3	102,983	-0,149	-	0,412
Biarez (σ_3)	B EN1	131,188	-0,060	-	0,038
	B EN2	132,804	-0,064	-	0,060
	B EN3	96,049	-0,109	-	0,115
	B EN1+2+3	109,759	-0,076	-	0,051
Invariante de tensões (θ)	B EN1	129,769	-0,125	-	0,196
	B EN2	134,192	-0,119	-	0,246
	B EN3	102,367	-0,177	-	0,352
	B EN 1+2+3	122,031	-0,138	-	0,199
Composto	B EN1	160,097	0,204	-0,247	0,655
	B EN2	155,644	0,159	-0,212	0,695
	B EN3	117,980	0,176	-0,269	0,791
	B EN1+2+3	144,296	0,180	-0,241	0,546
Universal	B EN1	456,450	0,333	-1,566	0,953
	B EN2	380,954	0,260	-1,298	0,968
	B EN3	341,875	0,259	-1,517	0,978
	B EN1+2+3	391,497	0,285	-1,455	0,740

Fonte: Autor

A modelagem individual das amostras, considerando todos os modelos, sempre apresentou um coeficiente de determinação superior se comparado ao conjunto de amostras. Isso se justifica por considerar um número maior de dados em análise. Os modelos que melhor representaram as amostras do horizonte B EN foram o universal e o composto, ambos modelos que consideram as duas tensões atuantes na amostra.

Tanto o $k-\sigma_3$, quanto o $k-\theta$, apresentaram R^2 muito inferior aos outros. No gráfico do $k-\theta$ (Apêndice 2) é possível observar a dispersão entre os resultados. No que se refere ao modelo composto, verifica-se que à medida que a tensão desvio aumenta, o MR diminui. O contrário acontece para a tensão confinante, que ao ser acrescida, aumenta o valor MR. No Apêndice 2 estão ilustrados os gráficos dos modelos que melhor representaram o conjunto de amostras B EN.

A Tabela 35 apresenta os parâmetros resilientes para as amostras moldadas na energia intermediária. Observa-se que todos os modelos se comportaram de maneira distinta das amostras B EN, com exceção do universal. Assim, estas amostras apresentaram ótimos coeficientes de correlação.

Tabela 35 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte B – EI

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R²
Svenson (σ_d)	B EI1	411,804	0,198	-	0,567
	B EI2	379,945	0,164	-	0,415
	B EI3	373,398	0,161	-	0,460
	B EI1+2+3	387,895	0,174	-	0,478
Biarez (σ_3)	B EI1	792,520	0,366	-	0,938
	B EI2	755,509	0,348	-	0,895
	B EI3	680,323	0,318	-	0,862
	B EI1+2+3	751,378	0,344	-	0,897
Invariante de tensões (θ)	B EI1	415,602	0,327	-	0,877
	B EI2	396,803	0,293	-	0,750
	B EI3	382,363	0,276	-	0,763
	B EI 1+2+3	397,976	0,299	-	0,795
Composto	B EI1	776,648	0,335	0,030	0,945
	B EI2	766,608	0,370	0,021	0,899
	B EI3	578,504	0,315	0,004	0,862
	B EI1+2+3	739,201	0,340	0,004	0,897
Universal	B EI1	677,929	0,516	-0,558	0,958
	B EI2	822,709	0,573	-0,838	0,943
	B EI3	687,882	0,501	-0,674	0,904
	B EI1+2+3	727,293	0,530	-0,691	0,928

Fonte: Autor

O modelo que apresentou o pior R^2 foi o $k-\sigma_d$. No Apêndice 2 estão apresentados os gráficos para os modelos de melhor desempenho. Visualiza-se que tanto para o $k-\theta$ quanto para o $k-\sigma_3$, quase não ocorre dispersão dos resultados. Ao analisar o modelo composto, verifica-se que o parâmetro k_3 apresenta um valor

positivo, fato este que constata que à medida que a tensão desvio se eleva, o módulo de resiliência também cresce.

Qualquer uma das equações dos modelos pode ser considerada para representar o comportamento do conjunto de amostras B EI, contudo, indica-se a utilização do composto, visto que este considera a tensão desvio e a tensão confinante que atuam diretamente na amostra.

As amostras do horizonte B compactadas na energia modificada, tem seus resultados expressos no Apêndice 2. As modelagens realizadas estão demonstradas na Tabela 36.

Tabela 36 – Parâmetros resilientes dos modelos do horizonte B – EM

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R²
Svenson (σ_d)	B EM1	736,972	0,302	-	0,605
	B EM2	706,543	0,295	-	0,718
	B EM3	720,817	0,263	-	0,616
	B EM1+2+3	729,834	0,286	-	0,619
Biarez (σ_3)	B EM1	2017,248	0,551	-	0,943
	B EM2	1517,637	0,479	-	0,919
	B EM3	1668,232	0,477	-	0,967
	B EM1+2+3	1724,197	0,503	-	0,910
Invariante de tensões (θ)	B EM1	736,290	0,492	-	0,899
	B EM2	678,664	0,455	-	0,959
	B EM3	722,279	0,429	-	0,922
	B EM1+2+3	721,031	0,459	-	0,892
Composto	B EM1	1931,350	0,487	0,062	0,956
	B EM2	1414,030	0,360	0,114	0,976
	B EM3	1610,660	0,423	0,053	0,980
	B EM1+2+3	1640,160	0,426	0,076	0,932
Universal	B EM1	1502,940	0,760	-0,750	0,971
	B EM2	877,026	0,555	-0,286	0,972
	B EM3	1243,200	0,641	-0,610	0,984
	B EM1+2+3	1185,260	0,653	-0,554	0,936

Fonte: Autor

Da mesma forma que ocorreu para as amostras B EI, todas as modelagens do B EM apresentaram excelentes correlações. Entre elas, a que apresentou o pior R² foi o modelo k- σ_d (R²: 0,619). Os gráficos dos modelos analisados estão apresentados no Apêndice 2 bem como as equações para o conjunto das amostras.

O acréscimo do módulo de resiliência em função da energia de compactação é algo notório. O ganho de MR à medida em que a compactação se eleva, é abordado no item 4.3.6.

A fim de avaliar o comportamento resiliente do horizonte B ao ser submetido a saturação, Custódio (2019) contribui no desenvolvimento da presente pesquisa e compactou três corpos de prova do horizonte B na energia intermediária. Os corpos de prova permaneceram imersos por quatro dias (Figura 44), seguindo o procedimento realizado por Medina et al. (2006), e após, foram submetidos ao ETCR.

A Tabela 37 apresenta as características de compactação e após a imersão das três amostras, bem como a modelagem realizada para o modelo composto.

Figura 44 – Corpos de prova do horizonte B na EI imersos em água



Fonte: Autor

Tabela 37 – Características dos CPs imersos e parâmetros resilientes dessas amostras B – EI

Características e Parâmetros	B EI im 01	B EI im 02	B EI im 03
Umidade de compactação (%)	25,2	25,30	25,10
Densidade (kg/m ³)	1630,20	1628,90	1631,50
Grau de compactação (%)	100,32	100,24	100,40
Diâmetro médio após imersão (cm)	10,09	10,11	10,11
Altura média após imersão (cm)	20,27	20,61	20,40
Umidade após imersão (%)	31,93	32,38	33,36
Diâmetro médio após ETCR (cm)	10,20	10,19	10,27
Altura média após ETCR (cm)	20,18	20,37	20,07
Umidade após ETCR (%)	30,17	30,04	30,47

Modelo composto – k_1	116,142
Modelo composto – k_2	0,4615
Modelo composto – k_3	-0,3312
Modelo composto - R^2	0,8392
Equação do Modelo Composto	$MR = 116,142 \cdot \sigma_3^{0,4615} \cdot \sigma_d^{-0,3312}$

Fonte: Adaptado de Custódio (2019)

Por fins de comparação da condição B EI com a condição B EI saturado por quatro dias, ao analisar a equação do modelo composto considerando o par de tensão confinante 0,05 e tensão desvio 0,10 MPa (determinado a fins comparativos), obtém-se um MR de 63,39 MPa, valor 74,31% menor que o MR encontrado na condição não saturada do horizonte B EI (266 MPa). Essa redução do comportamento resiliente do solo condiz com os estudos desenvolvidos por Thadkamalla e George (1995), onde foi constatado uma redução de 50 a 75% do módulo de resiliência para solos saturados, a depender do grau de saturação.

4.3.5 Horizonte C

Da mesma forma que para as condições apresentadas anteriormente, o horizonte C foi caracterizado nas três energias de compactação e tem as características das amostras apresentadas na Tabela 38.

Tabela 38 – Características das amostras do horizonte C submetidas ao MR

Amostra	Diâmetro médio (cm)	Altura média (cm)	Densidade máxima (kg/m ³)	GC (%)	W antes ETCR (%)	W após ETCR (%)
C EN1	9,98	20,01	1262,60	99,89	34,87	34,65
C EN2	9,97	20,06	1259,80	99,67	35,14	35,13
C EN3	10,00	20,04	1266,80	100,22	34,55	34,42
C EI1	9,99	20,03	1452,60	99,63	34,41	34,30
C EI2	10,00	20,04	1452,70	99,70	34,44	34,32
C EI3	10,01	20,02	1459,20	100,08	34,20	34,13
C EM1	10,01	20,06	1526,40	100,22	31,69	31,49
C EM2	10,00	20,09	1523,50	100,03	32,00	31,96
C EM3	10,01	20,07	1520,10	99,81	32,26	32,05

Fonte: Autor

Conforme já constatado, os CPs sofreram perda de umidade após o ensaio de MR. Todas as amostras apresentadas anteriormente foram consideradas válidas dentro dos critérios pré-estabelecidos.

Os resultados dos ensaios de módulo de resiliência para cada amostra estão demonstrados no Apêndice 3. A Tabela 39 apresenta o resultado das modelagens realizadas para as amostras do horizonte C compactados na energia normal.

Assim como ocorreu com os CPs dos outros horizontes compactados na energia normal, os coeficientes de correlação das amostras C EN foram baixos, com exceção dos modelos composto e universal. No Apêndice 3 são apresentados os gráficos dos modelos com melhor correlação.

Tabela 39 – Parâmetros resilientes dos modelos para o horizonte C – EN

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R²
Svenson (σ_d)	C EN1	131,409	-0,132	-	0,521
	C EN2	111,456	-0,160	-	0,613
	C EN3	143,213	-0,099	-	0,312
	C EN1+2+3	128,425	-0,129	-	0,431
Biarez (σ_3)	C EN1	141,048	-0,087	-	0,108
	C EN2	115,942	-0,119	-	0,165
	C EN3	168,196	-0,032	-	0,015
	C EN1+2+3	140,774	-0,078	-	0,075
Invariante de tensões (θ)	C EN1	150,106	-0,133	-	0,298
	C EN2	129,336	-0,168	-	0,384
	C EN3	163,033	-0,081	-	0,120
	C EN 1+2+3	147,267	-0,126	-	0,232
Composto	C EN1	163,289	0,116	-0,192	0,611
	C EN2	136,679	0,109	-0,216	0,677
	C EN3	193,614	0,162	-0,183	0,498
	C EN1+2+3	163,577	0,129	-0,196	0,528
Universal	C EN1	400,064	0,223	-1,219	0,911
	C EN2	363,909	0,207	-1,299	0,934
	C EN3	459,392	0,297	-1,279	0,862
	C EN1+2+3	406,906	0,243	-1,264	0,803

Fonte: Autor

Devido ao baixo R² no modelo k- σ_3 , contata-se a baixa influência da tensão confinante no módulo de resiliência das amostras C EN. Em contrapartida, a tensão desvio prevalece nos resultados de MR, visto que o valor negativo no parâmetro k2 no modelo k- σ_d , indica que o módulo de resiliência diminui à medida que a tensão

desvio se eleva. O modelo universal foi o que apresentou menor dispersão de resultados, logo, o melhor R^2 : 0,803.

As amostras do horizonte C compactadas na energia intermediária, tem seus resultados apresentados na Tabela 40.

Tabela 40 – Parâmetros resilientes dos modelos para o horizonte C – EI

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R ²
Svenson (σ_d)	C EI1	290,696	0,109	-	0,483
	C EI2	294,364	0,139	-	0,429
	C EI3	331,421	0,227	-	0,614
	C EI1+2+3	302,978	0,155	-	0,401
Biarez (σ_3)	C EI1	442,603	0,202	-	0,980
	C EI2	521,696	0,343	-	0,927
	C EI3	652,173	0,396	-	0,918
	C EI1+2+3	523,953	0,297	-	0,731
Invariante de tensões (θ)	C EI1	297,871	0,192	-	0,853
	C EI2	305,902	0,251	-	0,788
	C EI3	329,377	0,365	-	0,898
	C EI 1+2+3	309,025	0,264	-	0,662
Composto	C EI1	443,374	0,223	0,003	0,980
	C EI2	526,459	0,307	0,015	0,929
	C EI3	629,444	0,336	0,060	0,940
	C EI1+2+3	520,119	0,285	0,012	0,732
Universal	C EI1	401,126	0,304	-0,348	0,938
	C EI2	505,317	0,442	-0,581	0,919
	C EI3	338,689	0,484	-0,349	0,926
	C EI1+2+3	444,987	0,402	-0,421	0,715

Fonte: Autor

Ao comparar as amostras C EI com as C EN, é notória a melhora dos coeficientes de correlação, visto que devido ao aumento da energia de compactação, tende-se a obter amostras com menor índice de vazios. Assim, os gráficos dos modelos que melhor correlacionaram os parâmetros resilientes do conjunto de amostras C EI estão alocados no Apêndice 3.

Observa-se que o sinal positivo no parâmetro k3 do modelo composto representa um comportamento distinto das amostras, ao serem comparadas com a C EN. Diante disso, conclui-se que à medida em que se eleva a tensão desvio, o MR aumenta junto. O mesmo ocorre para as amostras C EM, que tem seus resultados

apresentados na Tabela 41. Os coeficientes de correlação obtidos para as amostras C EM foram elevados, com exceção do modelo $k-\sigma_d$.

Visualiza-se no modelo $k-\sigma_3$ que a dispersão entre as amostras foi mínima, ocasionando uma modelagem ideal e bem representativa (gráficos no Apêndice 3). O comportamento das amostras C EM foi semelhante às amostras C EI, diferindo na magnitude dos valores de módulo de resiliência. No item 4.3.6 são apresentados valores médios de MR para cada condição de energia.

Tabela 41 – Parâmetros resilientes dos modelos para o horizonte C – EM

Modelo	Amostra	k1	k2	k3	R ²
Svenson (σ_d)	C EM1	592,969	0,216	-	0,527
	C EM2	575,695	0,214	-	0,564
	C EM3	476,264	0,183	-	0,429
	C EM1+2+3	546,446	0,196	-	0,492
Biarez (σ_3)	C EM1	1291,456	0,412	-	0,945
	C EM2	1171,774	0,397	-	0,934
	C EM3	905,551	0,328	-	0,906
	C EM1+2+3	1113,886	0,383	-	0,897
Invariante de tensões (θ)	C EM1	606,798	0,367	-	0,852
	C EM2	580,929	0,355	-	0,874
	C EM3	495,028	0,278	-	0,767
	C EM1+2+3	559,736	0,334	-	0,806
Composto	C EM1	1277,631	0,405	0,015	0,946
	C EM2	1146,428	0,364	0,033	0,941
	C EM3	916,163	0,346	0,017	0,909
	C EM1+2+3	1105,768	0,372	0,011	0,899
Universal	C EM1	1180,571	0,625	-0,755	0,969
	C EM2	977,417	0,556	-0,590	0,952
	C EM3	978,941	0,539	-0,786	0,957
	C EM1+2+3	1041,900	0,573	-0,708	0,921

Fonte: Autor

4.3.6 Ensaio de MR nas amostras submetidas ao ensaio de deformação permanente

A fim de averiguar as possíveis deformações elásticas que os corpos de prova submetidos ao ensaio de deformação permanente poderiam sofrer, ao término do protocolo de DP, estes foram submetidos ao ensaio de MR de acordo com os preceitos do DNIT 134/2018, utilizando a frequência de 1 Hz. A Tabela 42 apresenta os

parâmetros resilientes do modelo composto para cada amostra submetida ao ensaio de DP.

Tabela 42 – Parâmetros resilientes do modelo composto para os CPs após DP

Modelo COMPOSTO	Amostra	k1	k2	k3	R²
Indeformada da CFT	CFT 1	384,697	0,216	-0,059	0,718
	CFT 2	319,583	0,166	-0,108	0,839
	CFT 3	642,138	0,247	0,007	0,919
	CFT 4	850,515	0,273	0,048	0,969
	CFT 5	815,995	0,254	0,0468	0,980
Horizonte B – Energia Normal	B EN1	110,141	0,108	-0,203	0,695
	B EN2	137,086	0,130	-0,187	0,606
	B EN3	187,234	0,154	-0,120	0,628
	B EN4	136,118	0,097	-0,162	0,728
	B EN5	171,195	0,136	-0,122	0,765
	B EN6	234,029	0,178	-0,126	0,526
Horizonte B – Energia Intermediária	B EI1	1106,558	0,490	-0,021	0,826
	B EI2	779,155	0,288	0,105	0,936
	B EI3	575,757	0,297	0,035	0,897
	B EI4	797,890	0,307	0,068	0,979
	B EI5	812,824	0,290	0,053	0,974
	B EI6	919,498	0,347	0,033	0,952
Horizonte B – Energia Modificada	B EM1	1265,662	0,340	0,111	0,972
	B EM2	3080,765	0,563	0,146	0,966
	B EM3	1355,732	0,339	0,196	0,954
	B EM4	2873,026	0,535	0,193	0,979
	B EM5	3657,653	0,462	0,170	0,974
	B EM6	3715,013	0,476	0,151	0,971

Fonte: Autor

Com poucas exceções, os coeficientes de regressão foram excelentes. A medida em que aumentava a energia de compactação, o R² também se elevava. De maneira geral, o comportamento do parâmetro k3 foi semelhante ao respectivo conjunto de amostras que não foram submetidas à DP.

A fim de facilitar a visualização do comportamento das amostras e do ganho de rigidez em virtude da ação repetida de cargas, no item a seguir, 4.3.7, serão apresentados comparativos entre as amostras submetidas apenas ao ensaio de MR e os corpos de prova que, após o ensaio de DP, tiveram o seu MR averiguado.

4.3.7 Comparativo entre todas amostras submetidas ao ensaio de MR

Os modelos composto e universal foram os que apresentaram melhores correlações para todas as amostras em estudo. Ambos modelos são amplamente utilizados para obtenção de parâmetros resilientes, seja para solos ou para materiais britados. Contudo, as análises a seguir são realizadas, principalmente, com base no modelo composto, visto que este considera diretamente as tensões desvio e confinante que atuam no solo, e devido ao fato do *software* MeDiNa aceitar a utilização destes parâmetros para avaliação e dimensionamento de camadas de solos e/ou materiais britados.

Desta forma, a Tabela 43 apresenta as equações finais do modelo composto para os onze grupos de análises realizados. Ainda, mostra os valores de módulo de resiliência, considerando o modelo composto, para os pares de tensão σ_3 de 0,05 MPa e tensão desvio σ_d de 0,10 MPa, par de tensões definidos por Santos et al. (2019).

Tabela 43 – Equações finais de MR para o modelo composto

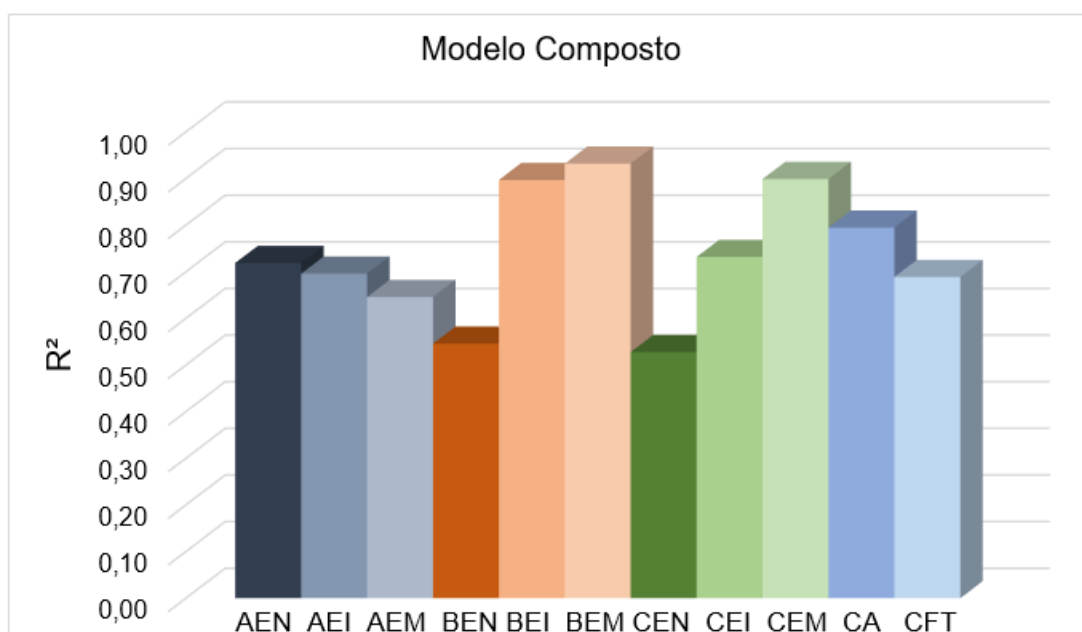
Amostras/Condição		Equação do modelo composto	MR para o par $\sigma_3: 0,05$ e $\sigma_d: 0,10$ MPa
Indeformadas	CA	$MR = 21,57. \sigma_3^{0,12}. \sigma_d^{-0,48}$	$MR = 45,14$ MPa
	CFT	$MR = 792,87. \sigma_3^{0,32}. \sigma_d^{-0,03}$	$MR = 309,40$ MPa
Horizonte A	EN	$MR = 104,46. \sigma_3^{0,20}. \sigma_d^{-0,34}$	$MR = 123,83$ MPa
	EI	$MR = 208,43. \sigma_3^{0,20}. \sigma_d^{-0,25}$	$MR = 203,26$ MPa
	EM	$MR = 740,80. \sigma_3^{0,15}. \sigma_d^{0,05}$	$MR = 412,42$ MPa
Horizonte B	EN	$MR = 144,30. \sigma_3^{0,18}. \sigma_d^{-0,24}$	$MR = 146,91$ MPa
	EI	$MR = 738,20. \sigma_3^{0,34}. \sigma_d^{0,00}$	$MR = 264,13$ MPa
	EM	$MR = 1640,16. \sigma_3^{0,43}. \sigma_d^{0,08}$	$MR = 384,28$ MPa
Horizonte C	EN	$MR = 163,58. \sigma_3^{0,13}. \sigma_d^{-0,20}$	$MR = 174,94$ MPa
	EI	$MR = 520,12. \sigma_3^{0,29}. \sigma_d^{0,01}$	$MR = 215,43$ MPa
	EM	$MR = 1105,77. \sigma_3^{0,37}. \sigma_d^{0,01}$	$MR = 353,73$ MPa

Fonte: Autor

Conforme abordado anteriormente, o modelo composto apresentou boas regressões para todos os conjuntos de amostras. Para tanto, buscou-se encontrar alguma relação entre as energias de compactação com este coeficiente, conforme apresentado na Figura 45.

Para as amostras do horizonte A o maior R^2 foi para a amostra A (EN) e o pior para a A (EM), desta forma, à medida em que a energia aumentou, o coeficiente reduziu. Contudo, para as amostras dos horizontes B e C, aconteceu o oposto. Assim, à medida em que a energia aumentou, o R^2 também se elevou. No que tange as amostras indeformadas, o maior R^2 foi para o conjunto do corpo do aterro, seguindo a mesma tendência que o horizonte A apresentou.

Figura 45 – R^2 do modelo composto para todas amostras analisadas



Fonte: Autor

Em virtude da não ocorrência de uma tendência de comportamento para o R^2 do modelo composto, realizaram-se as mesmas análises para os outros modelos. Os gráficos dos modelos universal, $k-\sigma_d$, $k-\sigma_3$ e $k-\theta$ estão apresentados no Apêndice 4.

Referente ao modelo universal, cada amostra se comportou de uma forma, não demonstrando nenhuma tendência. Os modelo $k-\sigma_3$ e $k-\theta$ foram os únicos que demonstraram um comportamento semelhante, onde, para baixas energias, não apresentaram boas correlações, ao passo que para a energia modificada, os valores de R^2 foram elevados.

A partir destas constatações, a utilização do modelo composto ou do modelo universal são as melhores opções, quando se trabalha com diferentes energias e diferentes materiais, e deseja padronizar o modelo a ser utilizado.

A fim de facilitar a visualização de valores de MR para as amostras, a Tabela 44 apresenta valores médios obtidos para cada grupo de amostras em todos os modelos abordados. A Figura 46 mostra o resumo dos valores de módulo de resiliência para os três horizontes compactados nas três energias de compactação e para as camadas indeformadas, considerando as equações propostas para o modelo composto.

Tabela 44 – Valores médios de MR para todos conjuntos de amostras

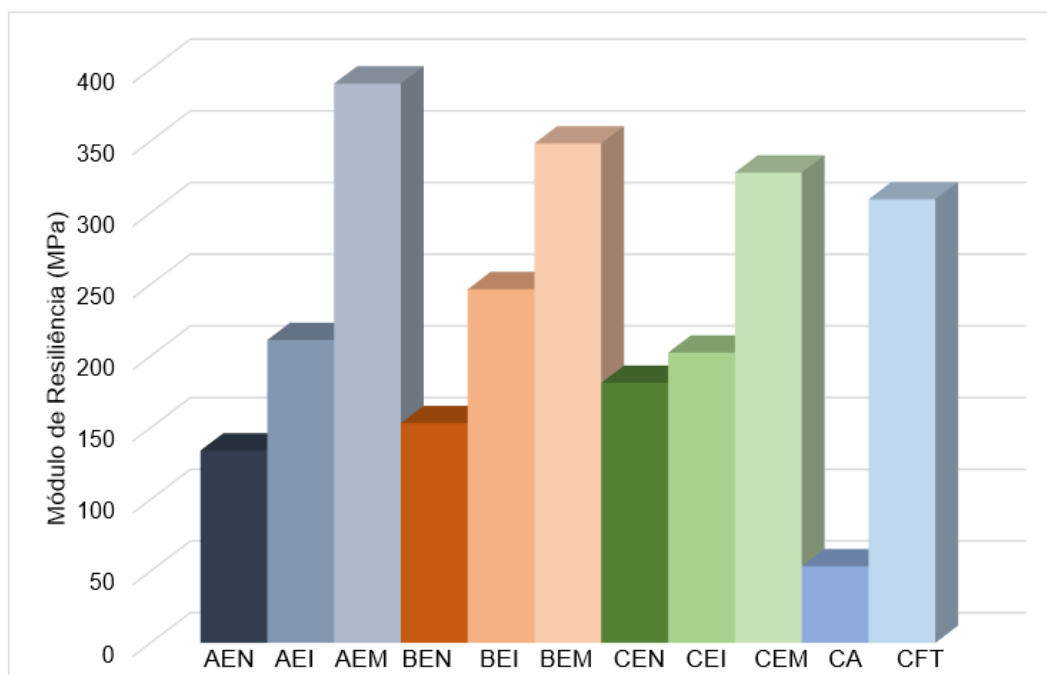
Amostras/ Condição	$k-\sigma_d$	$k-\sigma_3$	$k-\theta$ (MPa)	Universal	Composto
CA	53,42	53,93	53,50	43,13	53,42
CFT	309,50	309,51	309,54	309,61	309,40
A EN	134,21	134,03	134,11	134,13	134,27
A EI	211,37	211,36	211,35	211,43	211,37
A EM	391,97	376,41	390,32	368,29	390,16
B EN	153,42	140,52	153,36	138,29	153,35
B EI	246,77	250,07	246,82	246,77	246,73
B EM	349,27	348,74	349,30	349,27	348,44
C EN	181,43	181,40	181,41	181,51	181,46
C EI	202,47	202,46	202,49	202,44	202,46
C EM	328,46	328,33	328,51	328,68	328,09

Fonte: Autor

Ao analisar o horizonte B, contata-se um ganho de MR de 60,2% das amostras compactadas na energia intermediária se comparadas às moldadas na energia normal. Da mesma forma, devido ao acréscimo da compactação normal à modificada, tem-se um ganho de 127,11% de resiliência. Se comparar a energia intermediária com modificada, contata-se um aumento de 41,8%.

Para os dois casos, EI e EM do horizonte B, o modelo da tensão confinante apresentou uma boa representatividade, com R^2 de 0,90 e 0,91, respectivamente, bem como o modelo universal que apresentou coeficiente de correlação de 0,93 para ambas energias. Para as amostras moldadas na energia normal, o segundo modelo que melhor se enquadrou foi o modelo universal.

Figura 46 – MR médio obtido através do modelo composto para todos conjuntos analisados



Fonte: Autor

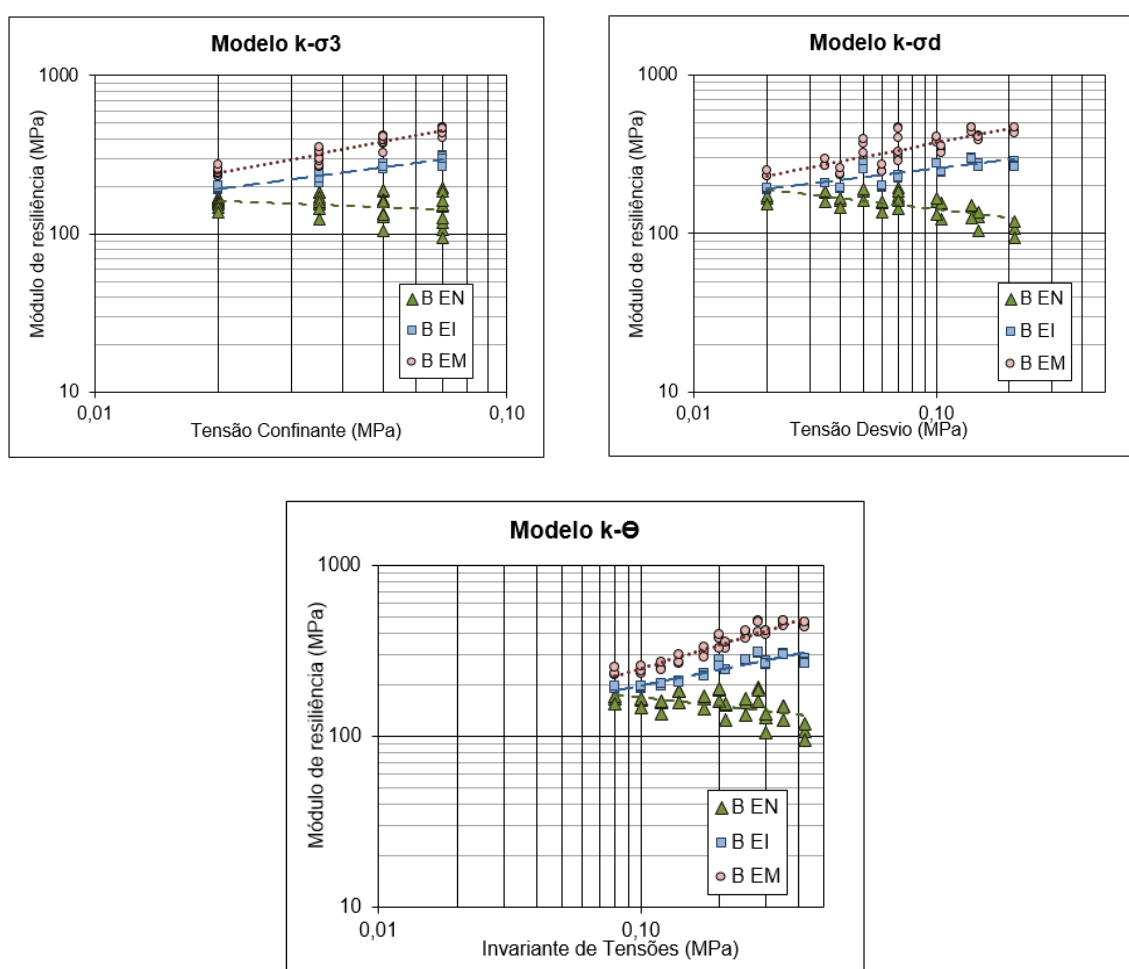
Entre os três horizontes, o horizonte C foi o que apresentou os menores ganhos de resiliência à medida em que se elevou a energia de compactação. Ao elevar a energia de normal para intermediária, ocorreu um ganho de 11,57% no valor de MR. Quando comparada a energia modificada com a intermediária, o ganho foi de 62%, e energia modificada a normal, o ganho foi de 80,8%. O comportamento deste horizonte foi semelhante ao horizonte B, no que se refere a modelos que melhor se enquadraram em cada energia de compactação. Em todas energias, o modelo universal foi o que apresentou melhor desempenho para o horizonte C, seguido do modelo composto. Na energia de compactação normal, o modelo da tensão desvio apresentou um R^2 de 0,43, evidenciando as constatações já apresentadas anteriormente. Contudo, ao elevar a energia de compactação, nota-se que o modelo da tensão confinante representou bem o comportamento do horizonte C compactado na energia intermediária e modificada.

Ao comparar às amostras indeformadas do CA com o restante das amostras, verifica-se que, provavelmente, esta camada tenha sido executada em condições distintas da ótima. Contudo, a CFT, compactada na energia intermediária, apresentou resultados acima do esperado, visto que seus MRs foram superiores às amostras

moldadas na energia intermediária em laboratório. Os seus resultados foram próximos dos obtidos pela energia modificada.

Devido ao fato do horizonte B ser objeto de estudo da deformação permanente, estão apresentados alguns gráficos resumos que facilitam a visualização do que ocorre com as amostras ao variar a energia de compactação, ao serem analisadas pelos modelos $k-\sigma_d$, $k-\sigma_3$ e $k-\theta$ (Figura 47). Observa-se que o comportamento da energia normal se difere das outras duas energias.

Figura 47 – Modelos $k-\sigma_d$, $k-\sigma_3$ e $k-\theta$ para o horizonte B e as três energias de compactação



Fonte: Autor

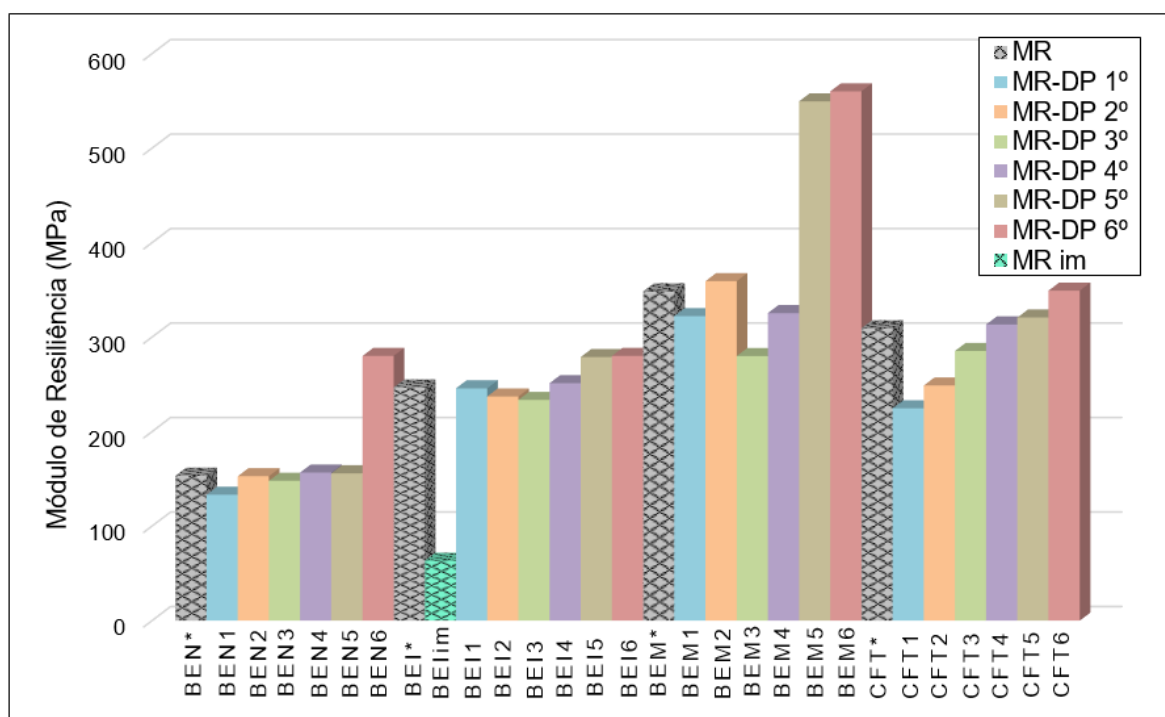
No modelo $k-\sigma_3$ as amostras compactadas EI e EM se comportaram da seguinte forma: à medida em que era acrescentado a tensão confinante, o módulo de resiliência se elevava. O contrário acontecia para as amostras da EN. A dispersão dos

resultados de MR das amostras da energia normal fica bem mais visível do que das outras amostras.

No que tange ao modelo $k-\sigma_d$, as amostras na energia normal tiveram seus MR reduzidos com o acréscimo da tensão desvio. O oposto ocorreu para as amostras da EI e EM, onde o MR era acrescido no momento que a tensão desvio também era.

Referente às amostras que foram submetidas inicialmente ao ensaio de deformação permanente e, na sequência, ao protocolo de módulo de resiliência, conforme os resultados de parâmetros resilientes apresentados na Tabela 42, buscou-se analisar em valores médios de MR, o comportamento destas se comparado às suas referências. Neste caso, as referências são os valores de MR médio, obtidos a partir do modelo composto, das amostras que apenas foram submetidas ao ensaio de MR. Ainda, inseriu-se o valor de MR médio obtido para as amostras compactadas na energia intermediária e imersas em água por quatro dias. A Figura 48 apresenta esse comparativo entre as amostras do horizonte B e as amostras indeformadas da CFT.

Figura 48 – Comparativo entre os MRs do protocolo DP+MR, e apenas MR



Fonte: Autor

A fim de quantificar o ganho ou a perda de resiliência após o ensaio de deformação permanente, a Tabela 45 apresenta o comparativo, tomando como base a referência para cada conjunto de amostras.

Tabela 45 – Ganho ou perda de resiliência das amostras submetidas à DP

Amostra	Par de tensões de DP ao qual foi submetido	MR médio obtido pelo Modelo Composto (MPa)	Ganho/Perda de MR comparado à referência
CFT 1	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:40$ KPa	224,8	-27,35%
CFT 2	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:120$ KPa	248,9	-19,55%
CFT 3	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:80$ KPa	285,5	-7,73%
CFT 4	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:240$ KPa	313,5	+1,32%
CFT 5	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:240$ KPa	320,8	+3,69%
CFT 6	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:360$ KPa	349,3	+12,88%
CFT*	-	309,4	-
B EN1	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:40$ KPa	133,3	-13,08%
B EN2	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:120$ KPa	152,9	-0,31%
B EN3	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:80$ KPa	148,0	-3,48%
B EN4	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:240$ KPa	156,7	+2,17%
B EN5	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:240$ KPa	155,9	+1,68%
B EN6	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:360$ KPa	280,1	+82,67%
B EN*	-	153,4	-
B EI1	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:40$ KPa	245,9	-0,35%
B EI2	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:120$ KPa	237,2	-3,85%
B EI3	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:80$ KPa	233,6	-5,32%
B EI4	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:240$ KPa	251,3	+1,85%
B EI5	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:240$ KPa	280,1	+13,53%
B EI6	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:360$ KPa	279,0	+13,07%
B EI*	-	246,7	-
B EI im	-	63,4	-74,31%
B EM1	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:40$ KPa	322,3	-7,49%
B EM2	$\sigma_3:40$ e $\sigma_d:120$ KPa	359,3	+3,11%
B EM3	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:80$ KPa	280,0	-19,63%
B EM4	$\sigma_3:80$ e $\sigma_d:240$ KPa	325,5	-6,58%
B EM5	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:240$ KPa	549,6	+57,72%
B EM6	$\sigma_3:120$ e $\sigma_d:360$ KPa	560,2	+60,77%
B EM*	-	348,4	-

* Média das amostras de referência (apenas ensaio de MR); B EI im: média das amostras submetidas ao MR que permaneceram submersas por quatro dias.

Fonte: Autor

Para as baixas tensões do ensaio de deformação permanente, não houve um ganho de resiliência após os CPs serem submetidos aos 150.000 ciclos. Contudo, para os pares elevados (por exemplo, o 5^o e 6^o par de tensões desvio e confinante do

ensaio de DP), houve um ganho considerado de resiliência, principalmente nas amostras compactadas na energia modificada e nas amostras da energia normal.

Nota-se que a perda de resiliência da amostra B EI im, submersa por 4 dias em água, foi aproximadamente 74%. Com base neste valor elevado, salienta-se que, se não houver um controle ideal da sucção ou um projeto/execução de drenagem adequado, o material perde, quase na sua totalidade, a capacidade de suporte às deformações elásticas.

Com intuito de formar um banco de dados de diversos solos estudados a nível de Brasil, o Quadro 2 apresenta valores médios de módulos de resiliência para diversos tipos de solos brasileiros. Estes valores foram obtidos a partir de ensaios laboratoriais, avaliados pelo modelo composto e apresentados considerando a utilização de uma tensão confinante de 0,02 MPa e tensão desvio de 0,04 MPa. Os solos apresentados neste Quadro 2 foram compactados em corpos de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura.

Quadro 2 – Resumo dos parâmetros de MR de diversos solos brasileiros

MCT	Procedência	AASHTO	W ót (%)	k1	k2	k3	MR (MPa)	Autor
LG'	SP - SP 333 – Ribeirão Preto	-	24,0	446,50	0,26	-0,08	209	Guimarães (2009)*
LG'	ES – BR 101 – Posto Viscal	-	18,0	102,50	-0,09	-0,26	336	Guimarães (2009)
NS'	RJ – BR 116 – Papucaia	-	13,0	177,00	0,24	-0,35	207	
Areia	RS – Jazida Gomes - Osório	A-3	13,5	526,58	0,33	-0,13	220	Bonzanini (2011)
NA'/LA'	RS – RS 506 – Santa Bárb. do Sul	A-2-4	11,2	292,82	0,33	-0,24	174	
LG'/NG'	RS – BR 377 – Cruz Alta	A-7-6	22,8	28,00	0,33	-0,82	108	
Saibro	RS – RS 711 – Mariana Pimentel	A-6	16,8	13,23	0,02	-0,58	79	
LG'	RS – BR 116 – Pelotas	A-7-6	17,1	215,02	0,254	-0,131	122	Santos (2016)
LG'	RS – BR 285 – Coronel Barros	A-7-6	28,7	76,37	0,311	-0,252	51	
LG'	RS – BR 287 – Santa Maria	A-6	15,1	624,31	0,644	-0,202	114	
LG'	RS – RS 509 – Santa Maria	A-7-6	19,9	484,39	0,488	0,065	58	
NA'/NG'	RS - Jazida CISM de Santa Maria	A-6	15,4	239,51	0,98	-0,72	53	Zago (2016)
LG'	RS – BR 287 – Santa Maria	A-6	15,1	181,01	0,32	-0,53	285	
LG'	RS – RS 509 – Santa Maria	A-7-6	19,9	215,02	0,23	-0,29	222	

LG'	RJ – Jazida Eco Ambiental	-	20,5	109,40	0,17	-0,68	502	Norback (2018)*
NA'	RJ – Jazida Magé Mineração	-	13,5	51,80	0,36	-0,79	161	
NG'	RJ - Jazida Magé Mineração	-	19,5	135,20	0,26	-0,65	396	
LG'	RJ	-	17,8	531,5	0,61	-0,73	512	Lima et al. (2018)*
NS'	MT – Nova Mutum	-	7,75	976,26	0,44	-0,05	205	Dalla Roza (2018)*
NG'	MT – Lucas do Rio Verde – Buritis	-	25,13	248,88	0,32	-0,54	405	
NG'	MT – Sorriso – Parq. Dos Poderes	-	23,42	149,4	0,30	-0,58	299	
LG'	MT – Sorriso – Mont Serrat SR	-	19,85	315,45	0,32	-0,43	360	
LG'	MT – Sinop – Supermassa	-	20,60	207,60	0,15	-0,40	418	
NG'	MT – Sinop – Villa Verde	-	23,20	289,00	0,18	-0,32	400	
LG'	MT – Sinop – Terra Rica	-	20,50	309,97	0,34	-0,46	360	
LG'	MT – Sinop – Curitiba	-	22,50	147,52	0,19	-0,56	425	
LG'	MT – Sinop – Aquarela das artes	-	22,50	370,71	0,30	-0,46	504	
LG'	MT – Sinop – Panambi	-	28,70	123,74	0,36	-0,66	253	
LG'	MT – Sinop – Belberde	-	23,45	283,04	0,28	-0,49	458	
NG'	MT – Alta Floresta	-	20,33	44,04	0,01	-0,52	225	
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte A	A-7-5	22,20	104,46	0,20	-0,34	143	Pascoal (2020)
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte B	A-7-6	28,90	144,29	0,18	-0,24	155	
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte C	A-7-5	34,70	163,57	0,13	-0,19	181	
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte A	A-7-5	21,00	208,43	0,20	-0,25	213	Pascoal (2020)*
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte B	A-7-6	25,60	739,20	0,34	0,004	193	
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte C	A-7-5	34,10	520,12	0,29	0,01	162	
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte A	A-7-5	17,50	740,79	0,15	0,05	351	Pascoal (2020)**
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte B	A-7-6	22,60	1640,1	0,42	0,07	254	
LG'	RS – Cruz Alta – RS 343 - Horizonte C	A-7-5	32,0	1105,7	0,37	0,01	251	

* Solos compactados na energia intermediária. ** Solos compactados na energia modificada. Foi considerado os pares de tensões confinante: 0,02 MPa e desvio: 0,04 MPa.

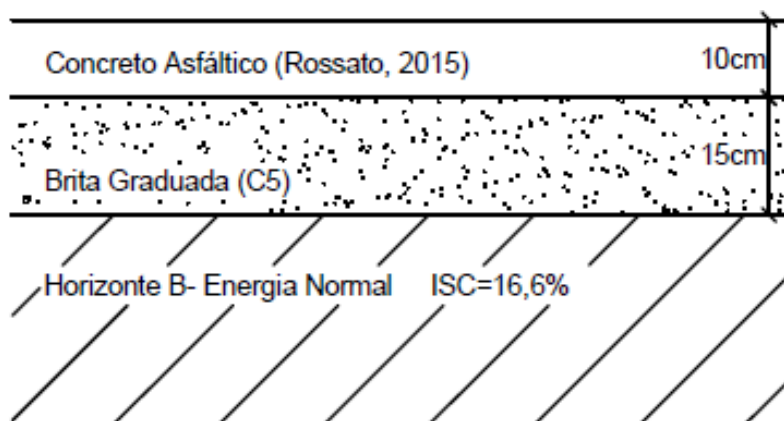
Fonte: Autor

4.4 ANÁLISE MECANICISTA

Neste capítulo serão apresentadas e analisadas as estruturas de pavimentos propostas, dimensionadas pelo método do DNER (1981) e seguindo os preceitos da metodologia macanística-empírica presente no MeDiNa. Os dimensionamentos foram realizados com base nas características mecânicas dos solos em estudo, apresentadas no decorrer do Capítulo 4. No Apêndice 5 estão apresentadas todas características e propriedades dos materiais que constituem o pavimento, contudo, nem todas essas informações listadas foram necessárias para realizar o dimensionamento e análises via MeDiNa.

Os objetivos destas análises foram comparar os dimensionamentos de metodologias distintas e avaliar o desempenho dos solos quanto a sua deformabilidade ao serem aplicados em base e subleito. Assim, na Figura 49 consta a Estrutura 01 dimensionada pelos preceitos do DNIT (1981), considerando o número de solicitações admissíveis (N projeto: $2,5 \times 10^7$) e o ISC do subleito: 16,6%, compactado na energia normal.

Figura 49 – Pavimento dimensionado pelo DNER (1981) – Estrutura 01



Fonte: Autor

Observa-se que foi necessário compor a estrutura com uma camada de brita graduada simples de 15 cm, além do concreto asfáltico de 10 cm. A fim de verificar o desempenho quanto a deformação permanente e a área trincada, a estrutura foi analisada no software MeDiNa. Os resultados do desempenho estão apresentados na Tabela 47.

Ainda, foram dimensionadas oito estruturas de pavimento, conforme apresentado na Tabela 9, considerando a metodologia mecanística-empírica do MeDiNa. A composição e as dimensões de cada estrutura estão apresentadas na Tabela 46. O que difere as quatro primeiras estruturas das restantes é o N ao qual elas estarão submetidas ao longo da vida de projeto. Ainda, entre as estruturas dimensionadas pelo mesmo N, há uma diferença na energia de compactação e/ou disposição dos materiais no subleito e base.

Tabela 46 – Dimensões dos pavimentos propostos pelo MeDiNa (2019)

Estrutura	N	Revestimento	Base	Subleito
Estrutura 02	$2,5 \times 10^7$	13,7	15,0 BGS C5	∞ B EN
Estrutura 03	$2,5 \times 10^7$	12,6	15,0 BGS C5	∞ B EI
Estrutura 04	$2,5 \times 10^7$	14,4	15,0 B EI	∞ B EN
Estrutura 05	$2,5 \times 10^7$	13,9	15,0 Ind. CFT	∞ B EN
Estrutura 06	$1,0 \times 10^6$	5,0	15,0 BGS C5	∞ B EN
Estrutura 07	$1,0 \times 10^6$	5,0	15,0 BGS C5	∞ B EI
Estrutura 08	$1,0 \times 10^6$	5,0	15,0 B EI	∞ B EN
Estrutura 09	$1,0 \times 10^6$	5,0	15,0 Ind. CFT	∞ B EN

Dimensões de revestimento e base dadas em centímetros.

Fonte: Autor

Ao avaliar as estruturas que foram dimensionadas para o N de $2,5 \times 10^7$, nota-se que foi necessário compor as estruturas com uma camada de revestimento, base e o subleito. O que difere a Estrutura 02 da Estrutura 03 é a energia de compactação do subleito. Assim, ao aumentar a compactação de normal para intermediária, tem-se uma redução de 1,10 cm do revestimento, tendo em vista que o restante das camadas seguiu com a mesma espessura.

Ao comparar a Estrutura 04 com a Estrutura 05, é possível observar que, o que difere elas são os materiais constituintes da sub-base, visto que a 04 é composta pelo solo compactado no laboratório na energia intermediária, e na 05 são considerados os parâmetros mecânicos da amostra indeformada da CFT. Ressalta-se que a amostra indeformada da CFT foi compactada na energia intermediária. Após dimensionadas, verificou-se que a diferença da espessura de revestimento é de 0,5 cm. Desta forma, existe uma semelhança grande entre as espessuras dos pavimentos, visto que a composição da estrutura é igual, a energia de compactação foi a mesma para sub-base e a diferença entre a espessura do revestimento é mínima.

Isso se dá devido ao sistema MeDiNa gerar pouca influência em termos de performance da estrutura no que se refere aos materiais granulares e ao solo de subleito. Assim, o revestimento asfáltico é o maior contribuindo para a diferença de desempenho da estrutura.

Analisando as estruturas dimensionadas para o N de $1,0 \times 10^6$, observou-se que em todas elas, foi necessário dispor a estrutura com a camada do subleito, a camada de base e revestimento, sempre com a mesma espessura, sendo essa, a espessura mínima requisitada pelo MeDiNa.

A Tabela 47 apresenta o comportamento das estruturas verificado para alguns tempos de projeto e para a vida útil a qual elas foram dimensionadas (10 anos), considerando o N de $2,5 \times 10^7$.

Tabela 47 – Desempenho frente ao ATR e área trincada quando N: $2,5 \times 10^7$

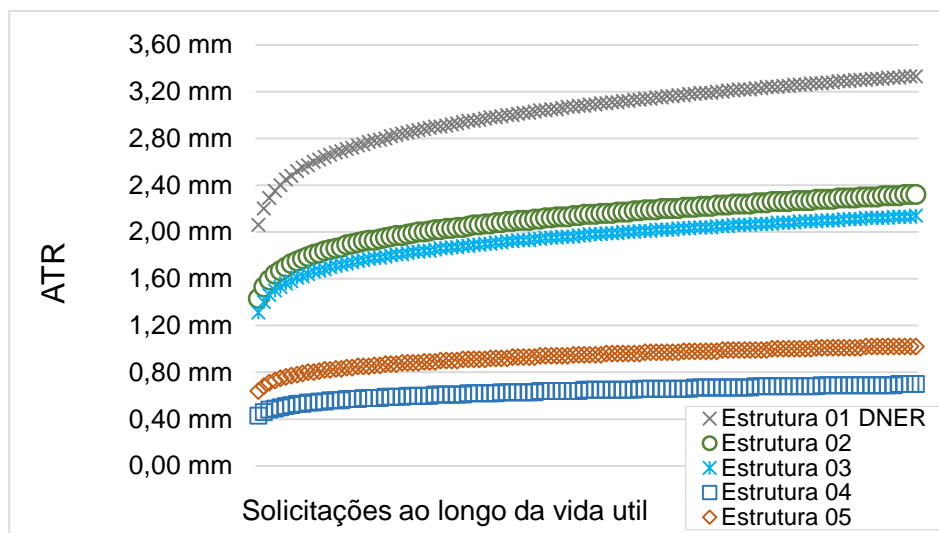
Tempo de projeto		Estrutura 01 - DNER	Estrutura 02	Estrutura 03	Estrutura 04	Estrutura 05
1º mês	N eq	1,79E+05	1,79E+05	1,79E+05	1,79E+05	1,79E+05
	ATR	2,08 mm	1,43 mm	1,31 mm	0,43 mm	0,64 mm
	A trincada	2,19%	1,70%	1,70%	1,69%	1,72%
6º mês	N eq	1,08E+06	1,08E+06	1,08E+06	1,08E+06	1,08E+06
	ATR	2,47 mm	1,70 mm	1,56 mm	0,51 mm	0,76 mm
	A trincada	4,39%	3,25%	3,25%	3,24%	3,30%
12º mês	N eq	2,18E+06	2,18E+06	2,18E+06	2,18E+06	2,18E+06
	ATR	2,64 mm	1,82 mm	1,67 mm	0,55 mm	0,81 mm
	A trincada	6,16%	4,34%	4,35%	4,43%	4,42%
24º mês	N eq	4,42E+06	4,42E+06	4,42E+06	4,42E+06	4,42E+06
	ATR	2,82 mm	1,95 mm	1,79 mm	0,59 mm	0,87 mm
	A trincada	9,56%	6,13%	6,15%	6,12%	6,27%
48º mês	N eq	9,12E+06	9,12E+06	9,12E+06	9,12E+06	9,12E+06
	ATR	3,03 mm	2,10 mm	1,93 mm	0,63 mm	0,93 mm
	A trincada	18,21%	9,73%	9,78%	9,2%	10,05%
120º mês	N eq	2,50E+07	2,50E+07	2,50E+07	2,50E+07	2,50E+07
	ATR	3,33 mm	2,32 mm	2,14 mm	0,70 mm	1,02 mm
	A trincada	67,0%	28,28%	28,54%	28,20%	29,89%

Fonte: Autor

Ao analisar a Estrutura 01, dimensionada pela metodologia do DNER (1981), composta por 10 cm de revestimento asfáltico, 15 cm de brita graduada e o subleito compactado na energia normal, verifica-se que excede o limite de fadiga para o tipo da via. No 70º mês de utilização, a estrutura ultrapassa o limite de 30% para área trincada. Contudo, a deformação permanente permanece dentro do limite nos 10 anos

de projeto. Ainda, a Figura 50 apresenta a evolução da deformação permanente, à medida em que o número de solicitações aumenta.

Figura 50 – Evolução do ATR à medida em que aumentam as solicitações ao longo dos dez anos (N: $2,5 \times 10^7$)



Fonte: Autor

Para todas as estruturas dimensionadas segundo os preceitos do MeDiNa e solicitadas a um N de $2,5 \times 10^7$, o mecanismo de ruína foi a fadiga. As quatro estruturas apresentaram um bom comportamento quanto à deformação permanente, apresentando ATR variando de 0,43 a 2,32 cm, desde o primeiro ao 120º mês.

A Tabela 48 apresenta a contribuição de cada camada ao ATR. Salienta-se que o MeDiNa não considera deformação permanente para as misturas asfálticas, assim, apenas as camadas de base e subleito contribuem a esse mecanismo de deterioração.

Tabela 48 – Contribuição das camadas ao ATR final ao finalizar 120 meses (N: $2,5 \times 10^7$)

ATR (mm)	Estrutura 01 - DNER	Estrutura 02	Estrutura 03	Estrutura 04	Estrutura 05
Revestimento	0	0	0	0	0
Base	2,01	1,59	1,85	0,07	0,32
Subleito	1,32	0,74	0,29	0,63	0,70
Total	3,33	2,33	2,14	0,70	1,02

Fonte: Autor

As mesmas análises foram realizadas para as quatro estruturas projetadas a resistir a $1,0 \times 10^6$ de solicitações ao longo da vida útil de dez anos. Assim, a Tabela 48 apresenta o desempenho das Estruturas 06, 07, 08 e 09, frente aos mecanismos de deterioração.

Tabela 49 – Desempenho frente ao ATR e área trincada quando $N: 1,0 \times 10^6$

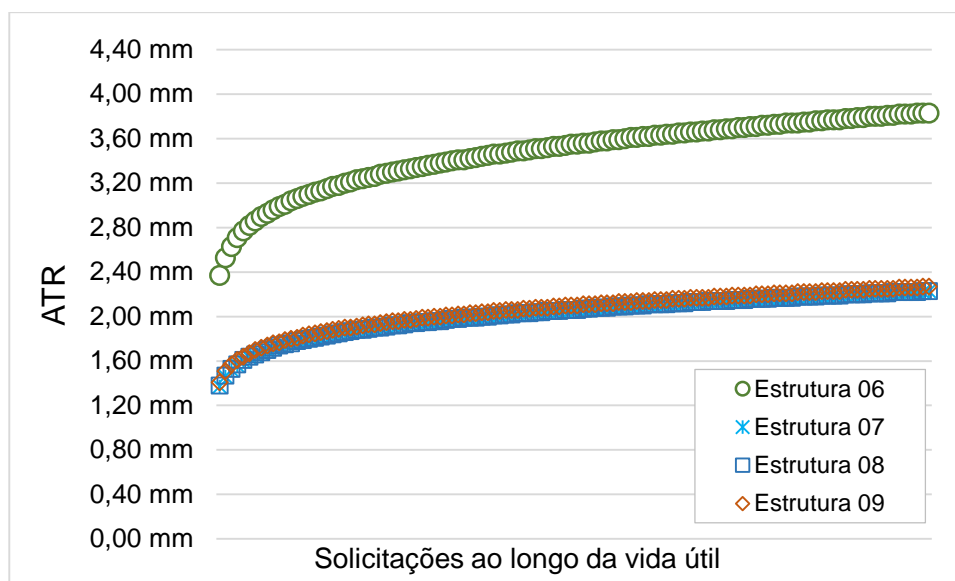
Tempo de projeto		Estrutura 06	Estrutura 07	Estrutura 08	Estrutura 09
1º mês	N eq	6,50E+03	6,40+03	6,50E+03	6,50E+03
	ATR	2,37 mm	1,37 mm	1,38 mm	1,41 mm
	A trincada	0,82%	0,80%	0,85%	0,83%
6º mês	N eq	3,95E+03	3,95E+03	3,95E+03	3,95E+03
	ATR	2,82 mm	1,63 mm	1,64 mm	1,67 mm
	A trincada	1,50%	1,45%	1,54%	1,52%
12º mês	N eq	8,00E+04	8,00E+04	8,00E+04	8,00E+04
	ATR	3,01 mm	1,74 mm	1,75 mm	1,79 mm
	A trincada	1,90%	1,84%	1,97%	1,93%
24º mês	N eq	1,64E+05	1,64E+05	1,64E+05	1,64E+05
	ATR	3,23 mm	1,87 mm	1,88 mm	1,91 mm
	A trincada	2,45%	2,37%	2,54%	2,49%
48º mês	N eq	3,44E+05	3,44E+05	3,44E+05	3,44E+05
	ATR	3,46 mm	2,01 mm	2,01 mm	2,05 mm
	A trincada	3,24%	3,13%	3,36%	3,30%
120º mês	N eq	1,00E+06	1,00E+06	1,00E+06	1,00E+06
	ATR	3,83 mm	2,22 mm	2,23 mm	2,27 mm
	A trincada	5,11%	4,89%	5,35%	5,22%

Fonte: Autor

As quatro estruturas apresentadas na Tabela 49 necessitaram espessuras mínimas em suas camadas para suportar às solicitações. O desempenho de ambas foi muito satisfatório, visto que o ATR e a área trincada, ao final da vida útil, estão bem abaixo dos limites requisitados ao tipo da vida.

Na Figura 51 é possível verificar a evolução do ATR à medida em que as solicitações aumentam ao longo da vida útil. Observa-se que, a Estrutura 06, que possui subleito compactado na energia normal e c brita graduada simples na camada de base, foi a que apresentou maiores deformações. As outras estruturas apresentaram um comportamento semelhante para o ATR. Na Tabela 50 estão apresentadas as contribuições de cada camada ao ATR total.

Figura 51 – Evolução do ATR à medida em que aumentam as solicitações ao longo dos dez anos (N: $1,0 \times 10^6$)



Fonte: Autor

Tabela 50 – Contribuição das camadas ao ATR final ao finalizar 120 (N: $1,0 \times 10^6$)

ATR (mm)	Estrutura 06	Estrutura 07	Estrutura 08	Estrutura 09
Revestimento	0	0	0	0
Base	1,86	1,95	0,13	0,24
Subleito	1,97	0,27	2,10	2,03
Total	3,83	2,22	2,23	2,27

Fonte: Autor

Embora todas as estruturas tenham atendido aos mecanismos de ruptura, julga-se a Estrutura 03, que possui o subleito compactado na energia intermediária, como a melhor estrutura entre as propostas para o N de $2,5 \times 10^7$, visto que essa necessita de uma espessura menor de revestimento asfáltico, que é o material mais oneroso dentro dessa estrutura. Em relação as estruturas dimensionadas para o N de $1,0 \times 10^6$, todas apresentarem comportamento muito semelhante, assim, qualquer uma delas poderia ser empregada para atender às necessidades.

A partir da contribuição de cada camada no ATR final das estruturas, é possível verificar que, de maneira geral, nas estruturas onde foram considerados a utilização de base granular, as deformações foram maiores, visto que entre as camadas analisadas, ela é a que recebe as maiores tensões.

Por fim, pode-se verificar que a estrutura dimensionada seguindo os preceitos DNER (1981), apresentou um bom comportamento frente à deformação permanente, contudo, o mecanismo de ruptura dela foi a fadiga, que viria a ocorrer no 70º mês de utilização. No que se refere às oito estruturas dimensionadas considerando o novo método de dimensionamento, observou-se um desempenho satisfatório frente à deformação permanente e a fadiga. Isso se dá, devido ao MeDiNa considerar as propriedades e características de todos constituintes da estrutura, não apenas a capacidade de suporte do subleito frente à ruptura por cisalhamento, como ocorre ao DNER (1981).

Ressalta-se que o bom desempenho estará associado, também, a execução correta. Para estes casos proposto, ainda, está relacionado diretamente com a mistura asfáltica proposta por Rossato (2015), que apresenta um bom comportamento no desempenho à fadiga.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Para realizar um adequado dimensionamento de pavimento flexível é necessário ter uma caracterização completa dos materiais constituintes, principalmente no que tange ao comportamento mecânico. Desta forma, conhecer e poder prever o comportamento dos materiais terrosos que compõe o pavimento, é algo imprescindível.

Partindo deste princípio, o presente trabalho teve como objetivo caracterizar física, química e mecanicamente uma jazida de solo, composta por três horizontes pedológicos, localizada no município de Cruz Alta – RS, que foi utilizada para compor um aterro rodoviário da RS 342. Ainda, objetivou a retirada de amostras indeformadas do corpo do aterro e da camada final de terraplanagem, a fim de realizar um comparativo entre o comportamento da compactação de campo e laboratório.

Para viabilizar a realização dos ensaios triaxiais dinâmicos, inicialmente, tornou-se necessário implementar a rotina de ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente no equipamento triaxial de cargas repetidas da UFSM, tendo em vista que o laboratório do GEPPASV contava com um equipamento novo, contudo, este ainda não havia sido utilizado. Assim, foram realizados diversos testes iniciais para, na sequência, caracterizar os materiais da presente pesquisa.

Diante do exposto, no presente capítulo serão expostas as principais considerações e conclusões obtidas da referida pesquisa. Na sequência, serão apresentadas algumas sugestões para trabalhos futuros.

I. Ensaio tradicionais

- À medida em que aumenta a profundidade da jazida (do horizonte A ao C), há ocorrência de maiores porcentagens de grãos finos. Assim, entre os horizontes analisados, o C é o que apresenta maiores frações de argila e silte. De modo geral, os três horizontes apresentam similaridade na porcentagem de grãos finos.
- Os resultados de peso específico dos grãos são condizentes com a literatura, compatíveis com a granulometria e mineralogia do tipo de solo em estudo.
- Ao avaliar os limites de Atterberg, verifica-se que a jazida pode ser caracterizada como alta plasticidade, corroborando com predominância da fração de grãos de argila na granulometria dos solos. Com base nos limites de consistência e

na granulometria, foi possível classificar os horizontes de acordo com a AASHTO e SUCS. Pela classificação da AASHTO, os horizontes A e C pertencem ao subgrupo A-7-5, ao passo que o horizonte B se enquadra no A-7-6. Pela classificação SUCS, o horizonte A é composto por argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade (CL). Os horizontes B e C, consistem em siltes inorgânicos (MH), de acordo com a classificação SUCS. Consoante à classificação trilinear, os horizontes A e B são considerados areia argilosa, ao passo que o horizonte C é classificado como argila siltosa.

- Ao avaliar todas as classificações supracitadas, é constatado que o solo da jazida tende a apresentar um comportamento sofrível a mau ao ser empregada em pavimentos. Contudo, conforme à classificação MCT, a jazida é composta por solo argiloso com comportamento laterítico (LG'), o que indica ser um material com baixa perda por imersão, baixa expansão, baixa permeabilidade, média a alta plasticidade e alta capacidade de suporte. Desta forma, esse material pode ser considerado bom à aplicação em estruturas de pavimentos, desde que bem executado.
- Referente à caracterização química, a partir do ensaio de fluorescência de raio-x, constatou-se que nos três horizontes ocorre a predominância de dióxido de silício, óxido de ferro e óxido de alumínio. A presença destes componentes químicos é característica de solos tropicais, o que corrobora com os resultados da classificação MCT.
- Ainda em relação à caracterização química, constatou-se que o horizonte A apresenta maior presença de matéria orgânica, devido ao fato deste estar mais próximo da superfície. Os valores de pH indicam que a jazida apresenta solos ácidos.
- Em relação aos ensaios de compactação, os horizontes se comportaram conforme o esperado. Os menores teores de umidade ótima foram para o horizonte A, ao passo que, esses apresentaram maior densidade máxima. À medida em que ocorreu um aumento da energia de compactação, a umidade ótima reduziu e a massa específica aparente seca máxima aumentou.
- Ao confrontar os resultados das curvas de compactação construídas a partir dos preceitos da Rede (PETROBRAS, 2010) e da ABNT (2016) para o horizonte B, constatou-se que, para realizar o ensaio triaxial de cargas repetidas e obter o módulo de resiliência e/ou deformação permanente, que é necessário construí-las a partir da metodologia da Petrobras (2010), considerando o uso do molde tripartido. A utilização

dos resultados obtidos pelos preceitos da ABNT (2016) para moldagem de CPs voltados à pavimentação, pode resultar a valores de MR menores e DP maiores, visto que o comportamento do material quanto às deformações está associado a umidade de compactação.

- Foi realizado o ensaio de mini-CBR apenas na energia normal para o horizonte B. Ao considerar o método das correlações, o ISC foi 16,6%, com expansão de 0,26%. Os valores obtidos para essa condição são significativamente superiores aos requisitados para aplicação do solo em subleito rodoviário (ISC \geq 2% e Expansão \leq 2%).

II. Deformação permanente

- No que diz respeito aos ensaios de deformação permanente para as amostras indeformadas da camada final, verificou-se que à medida em que as tensões se elevaram, as deformações também aumentaram. A maior deformação ocorreu para o sexto par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa). Constatou-se que a tensão desvio apresenta maior relevância nas deformações plásticas das amostras indeformadas da CFT. Ao final dos 50.000 ciclos, os corpos de prova já haviam atingido cerca de 90% da deformação permanente total.
- Em relação às amostras do horizonte B moldadas em laboratório, as mais elevadas deformações ocorreram com as maiores relações de σ_1/σ_d . As menores deformações ocorreram para o par σ_3 : 40 e σ_d : 40 KPa. Ao comparar as grandezas, a maior deformação para o conjunto B-EN foi de 0,828 cm, ao passo que para o conjunto B-EI: 0,122 cm e B-EM: 0,051 cm, ou seja, uma redução de 85% e 94%, respectivamente, ao serem comparadas à deformação máxima obtida pela EN.
- As amostras compactadas na energia normal apresentaram, com o término dos 1.000 ciclos iniciais, de 75% a 85% da deformação permanente final. Ao atingirem 100.000 ciclos, a DP acumulada ultrapassava 93,5%. Para as amostras da energia intermediária, ao atingir 50.000 ciclos, os CPs apresentaram de 90,5% a 99,2% da DP total. O mesmo ocorreu para as amostras da energia modificada, contudo, a DPs acumuladas nos 50.000 estavam entre 77,9% e 95% da DP total.

- Quando classificadas em relação ao exposto na norma do DNIT 179/2018, verifica-se que as amostras do horizonte B apresentam tendência ao acomodamento da deformação permanente, enquadrando-se no Tipo I ou Tipo II.
- Conforme já constatado por Zago (2016), que analisou solos semelhantes a esses, as deformações permanentes são mais sensíveis ao acréscimo da tensão desvio.
- Ao obter os parâmetros de Guimarães (2009), encontrou-se uma boa correlação para os quatro conjuntos de amostras, onde o R^2 variou de 0,839 a 0,963.
- Quanto considerado o proposto por Dawson e Wellner (1999) e levado em conta a necessidade de atingir a taxa de deformação permanente de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo para considerar que o material entrou em *shakedown*, verificou-se que apenas dois ou três CPs de cada conjunto puderam ser considerados em *shakedown*. Desta forma, tendo em vista às elevadas deformações até os 50.000 ciclos de aplicação de cargas, buscou-se outra metodologia para verificar a ocorrência. Em concordância com o novo critério de *shakedown*, proposto por Alnedawi et al. (2019), todos os CPs em estudo atingiram o acomodamento plástico (nível A).

III. Módulo de resiliência

- Em relação às amostras indeformadas do corpo do aterro, verificou-se que à proporção que as tensões desvio e a confinante aumentaram, o módulo de resiliência diminuiu. Os modelos $k-\sigma_d$, composto e universal apresentaram boas correlações para estas amostras. O MR médio, considerando o modelo composto, foi 53 MPa.
- Diferindo das amostras indeformadas CA, as amostras da CFT apresentaram um acréscimo no MR ao passo que as tensões aumentaram. Para este caso, a tensão confinante exerceu maior influência se comparada às amostras CA. O modelo que apresentou um melhor enquadramento para o conjunto CFT foi o universal, seguido do modelo composto. O MR médio, considerando o modelo composto, foi 309 MPa.
- De maneira geral, o modelo composto e o modelo universal foram os que apresentaram melhores correlações para todas amostras em questão.
- Referente ao horizonte A, ao analisar os resultados entre as energias, constatou-se que à medida que aumentou a energia de compactação, o R^2 para o modelo composto diminuiu. Assim, para as amostras compactadas na EN, com o

aumento tensão desvio, o MR diminuiu. O contrário ocorreu para as amostras compactadas na EM, em que com o acréscimo das tensões desvio e confinante, o MR aumentou. Houve um ganho de 57% no MR ao aumentar a energia de normal para a intermediária e 189% ao elevar de normal à modificada. Os MR médios, de acordo com o modelo composto, foram 134 MPa para A-EN, 211 MPa para A-EI e 390 MPa para A-EM.

- O horizonte B apresentou um ganho de 60% no MR ao elevar a energia de compactação de normal para intermediária. Ainda, teve um acréscimo de 127% de resiliência na energia modificada, ao comparar com a normal. As amostras EI e EM tiveram comportamento diferente dos CPs compactados na EN, porém, semelhantes às indeformadas da CFT. Os MR médios, de acordo com o modelo composto, foram 153 MPa para B-EN, 246 MPa para B-EI e 348 MPa para B-EM.
- Ao deixar os corpos de prova B-EI submersos por quatro dias em água, e na sequência, realizar o ensaio de MR, constatou-se uma perda de 75% de MR. Desta forma, conclui-se que, se não projetado e executado corretamente, a drenagem pode prejudicar o desempenho do material, pois ao entrar em contato com a água, sua capacidade de suporte fica comprometida.
- Entre os três horizontes, o C foi o que apresentou menores ganhos de resiliência à medida em que se elevava a energia de compactação. O comportamento desse foi semelhante ao horizonte B, no que se refere aos modelos que apresentam melhores R^2 . Ao elevar a energia, foi notória a melhora do modelo da tensão confinante. Este horizonte apresentou MR médio de C-EN: 181 MPa, C-EI: 202 MPa e C-EM: 328 MPa, de acordo com o modelo composto.
- Ao comparar os resultados das amostras indeformadas do CA com todos outros conjuntos, supõe-se que esta camada tenha sido executada em condições distintas à ótima, devido ao seu comportamento inferior às amostras compactadas na EN. Porém, quando comparado os resultados da CFT com o restante, verifica-se que os seus MRs foram superiores às amostras moldadas na EI em laboratório, ficando próximos dos obtidos para a EM.
- Por fim, a respeito das amostras que foram inicialmente submetidas ao protocolo de DP e em seguida, ao ensaio de MR, verificou-se que para as baixas tensões do ensaio de DP, não houve um ganho de resiliência após o protocolo. Contudo, ao avaliar os pares de tensões elevados, como por exemplo o 5º e o 6º par,

houve um considerado de resiliência, principalmente nas amostras compactadas na EN e na EM.

IV. Análise mecanicista

- Ao realizar o dimensionamento de um pavimento frente às premissas do método vigente no Brasil e avaliar o desempenho no MeDiNa, constatou-se que a estrutura resistiria até o 70º mês de utilização. Após, sofreria ruptura por fadiga. Ao verificar o desempenho ao final dos 10 anos, foi averiguado que o ATR estaria dentro do aceitável, com 3,33 mm de deformação, contudo, a área trincada seria 67%, muito superior ao limite para o tipo da via.
- Ainda, foram dimensionadas oito estruturas no MeDiNa, variando os materiais na base e no subleito, bem como o número de solicitações ao longo da vida útil. Tendo em vista que as quatro dimensionadas para o N de $2,5 \times 10^7$ apresentaram desempenho satisfatório quanto aos mecanismos de ruptura, julga-se que a melhor estrutura proposta foi a 03, devido a sua menor espessura de revestimento asfáltico, material mais oneroso entre os constituintes. As estruturas dimensionadas para o N de $1,0 \times 10^6$ apresentaram comportamento satisfatório e muito semelhante. Desta forma, qualquer uma das quatro estruturas poderia ser implementada para satisfazer as necessidades.
- Para as estruturas dimensionadas no MeDiNa com o número de solicitações de $2,50 \times 10^7$, o mecanismo de ruptura foi a fadiga. O comportamento frente à deformação permanente foi adequado, corroborando aos resultados supracitados, evidenciando o bom comportamento deste solo quando empregado em subleito e sub-base de pavimentos. As estruturas dimensionadas a resistir a $1,0 \times 10^6$ ao longo dos dez anos, não sofreriam com nenhum dos mecanismos de deterioração.
- Desta forma fica evidente que o método do DNER (1981), desenvolvido pelo Engenheiro Murilo Lopes de Souza, cumpriu brilhantemente o seu propósito no setor de projetos rodoviários. Entretanto, devido às necessidades do setor e a introdução de novas tecnologias na concepção dos materiais que constituem as camadas, entende-se que a inserção do MeDiNa e substituição desse método será benéfica para o setor.

V. Sugestões para trabalhos futuros

Como sugestões para trabalhos futuros e complementares a este, sugere-se:

- Aumentar a frequência de ensaio de deformação permanente para 3 Hz, de modo a tentar reduzir o tempo de ensaio e o protocolo em geral.
- Avaliar a influência da variação da umidade de compactação, em relação à umidade ótima, nos ensaios de MR e DP, e confrontar os resultados com a sucção dos mesmos, obtida a partir do método do papel filtro.
- Verificar o comportamento resiliente dos horizontes A e C, quanto submetidos à saturação.
- Avaliar o comportamento resiliente do horizonte B estabilizado quimicamente ou granulometricamente, a fim de verificar o ganho de resiliência.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES – ANTT. **Concessões Rodoviárias**. 2018. Disponível em: <http://www.antt.gov.br/rodovias/Concessoes_Rodoviarias/index.html>. Acesso em: 5 out. 2018.

ALNEDAWI, A.; NEPAL, K. P.; AL-AMERI, R. **New shakedown criterion and permanent deformation properties of unbound granular materials**. Journal of Modern Transportation, v. 27, p. 108-119, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12891**: Dosagem de misturas betuminosas pelo Método Marshall. Rio de Janeiro, 1993.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016. 5 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016. 16 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 2016. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16505**: Misturas Asfálticas: resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de cargas repetidas. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR NM 248**: Agregados: determinação da composição granulométrica. Rio de Janeiro, 2003.

BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projetos e restauração. 1 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 558 p.

BARKSDALE, R. D. **Laboratory evaluation of rutting in base course materials**. In: Conferente on the Structure Design of Asphalt Pavements. London, p. 161-174, 1972.

BASTOS, J. B. S. **Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico**. 2016. 221 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2016.

BAYOMY, F. M.; AL-SANAD, H. A. **Deformation characteristics of subgrade soils in Kuwait**. Transportation Research Record, v. 1406, p. 77-87, 2013.

BERNUCCI, et al. **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2010. 504 f.

BEHAK, L.; NÚNEZ, W. P. **Mechanistic behaviour under traffic load of clayey silt modified with lime**. Road Materials and Pavement Design, 2017.

BHUVANESHWARI, S.; ROBINSON, R. G.; GANDHI, S. R. **Resilient modulus of lime treated expansive soil**. Geotechnical and Geological Engineering, 2018.

BONZANINI, J. A. F. **Estudos dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos**. 2011. 135 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2011.

CARDOSO, S, H. **Produce for flexible airfield deformation pavement deformation**. Univerity of Maryland, Maryland, 1987.

CARMO, C. A. T. **A avaliação do modulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e sua estimative a partir de ensaios rotineiros**.1998. 154 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escla de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 1998.

CARVALHO, J. B. Q. de. **Fundamentos da mecânica dos solos**. 1. ed. Campina Grande, PB: Ed. Marconi, 310 p, 1997.

CARVALHO, J. C.; REZENDE, L. R.; CARDOSO, F. B. F.; LUCENA, L. C. F. L.; GUIMARÃES, R. C.; VALENCIA, Y. G. **Tropical soils for highway construction: Peculiarities and considerations**. Transportation Geotechnics, p. 3-19, 2015.

CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; NÚNEZ, W. P. **A influência da sucção no módulo de resiliência de um solo de comportamento laterítico**. In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Anais... Salvador, Bahia, 1996.

CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y.; NÚNEZ, W. P. **Seasonal variations of subgrade soil resilient modulus in Southern Brazil**. Transportation Research Record, v. 1874, p. 165-173, 2004.

CERATTI, J. A. P. et al. **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação**. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2015. 146 p.

CHIARELLO, G. P.; PASCOAL, P. T.; SANTOS, T. A.; PEREIRA, D. S.; BARONI, M.; GERING, R. P. Avaliação estrutural e financeira de pavimento flexível dimensionado pelo método do DNER (1981) e MEDINA (2019): estudo de caso da duplicação da BR 287 – Trecho Santa Cruz do Sul à Tabai/RS. In: 33º ANPET, Balneário Camboriú, SC. **Anais...** 2019.

COLLINS, I. F. BOULBIBANE, M. **Shakedown under moving loads with applications to pavement design and wear**. Develops in the Theoretical

Geomechanics (The J. Booker Memorial Volume). Ed by D. Smith e J. Carter, Balkema. p. 655-674. 2000.

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

CRISPIM, F. A.; LIMA, D.C.; SHAEFER, C. E. G.R.; SILVA, C. H. C.; CARVALHO, C. C. B.; BARBOSA, P. S. A.; BRANDÃO, E. H. **The influence of laboratory compaction methods on soil structure: mechanical and micromorphological analysis**. Soils and Rocks, p. 91-98, 2011.

DALLA ROZA, A. E. **Contribuição para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso**. 2018. 178 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

DALLA ROZA, A. E.; LIMA, C. D. A. de.; MOTTA, L. M. G. **Avaliação da correlação entre o módulo de resiliência e a classificação MCT de solos finos argilosos**. In: 32º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET. Anais... Gramado, Rio Grande do Sul, 2018.

DAWSON, A.; KOLISOJA, P. **Permanent Deformation**. ROADDEX II, Northern Periphery. ROADDEX II. 2004.

DAWSON, A.; WELLNER, F. **Plastic behaviour of granular materials**. Final Report ARC Project 933. University of Nottingham, 1999.

DELGADO, B. G. **Análise da deformabilidade de um solo tropical do oeste do Maranhão como material de sublastro na estrada de ferro Carajás**. 2012. 128 p. Dissertação (Mestrado Profissional em Engenharia Geotécnica) - Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 2012.

DELGADO, B. G.; MOTTA, L.; GUIMARÃES, A. C. R. **A teoria do shakedown aplicada à pavimentação com solos tropicais**. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Goiânia, Brasil. Anais... v1, 2014.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Projeto de pavimentação**. São Paulo, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. Rio de Janeiro, 1981.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER - ME 256/94: Solos compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão**. Rio de Janeiro, 1994. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER - ME 258/94**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV. Rio de Janeiro, 1994. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-CLA 259/96**: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 1996. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-ME 228/94**: Solos - compactação em equipamento miniatura. Rio de Janeiro, 1996. 15 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-ME 254/97**: Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão. Rio de Janeiro, 1997. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-PRO 002**: Coleta de amostras indeformadas de solo. Rio de Janeiro, 1994. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Norma DNER-PRO 003**: Coleta de amostras deformadas de solo. Rio de Janeiro, 1994. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Norma DNIT 006/2003** - PRO: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003. 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Norma DNIT 005/2003** – TER: defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia. Rio de Janeiro, 2003. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Publicação IPR - 710**: Manual de conservação rodoviária. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005. 564 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Publicação IPR - 719**: Manual de pavimentação. 3ed. Rio de Janeiro, 2006. 274 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Norma DNIT 134/2018**: pavimentação: solos: determinação do módulo de resiliência: método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018. 18 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Norma DNIT 179/2018**: pavimentação: solos: determinação da deformação permanente: instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018. 20 p.

ERLINGSSON, S.; RAHMAN, S.; SALOUR, F. **Characteristic of unbound granular materials and subgrades based on multi stage RLT testing**. Transportation Geotechnics, v. 13, p. 28-42, 2017.

ESPINOSA, V. R. P. **Ensaio triaxiais de carga repetida de uma brita**. 1987. 107 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1987.

FARIA, P. D. O. **Shakedown analysis in structural and geotechnical engineering**. Tese (Pós-Doutorado) – University of Wales, Swansea, EUA, 1999.

FERNANDES, W. D. **Análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil e do Método da AASHTO**. 2016. 169 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.

FERREIRA, J G. H. M. **Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ**. 2002. 130 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2002.

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

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. **MeDiNa – Método de Dimensionamento Nacional. Manual de Utilização**. Versão 1.0.0. Rio de Janeiro, 2019.

FRITZEN, M. A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimentos asfálticos com simulador de tráfego da rodovia Rio Teresópolis**. 2005. 291 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2005.

FRITZEN, M. A.; UBALDO, M. O.; LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; FRANCO, F. A. C. P. Estudo de projeto de reforço utilizando o método de dimensionamento nacional – MeDiNa. In: 9º Congresso Rodoviário Português. Lisboa, Portugal. **Anais...** v1, 2019.

GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis**. 2001. 279 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2001.

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

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J. Considerações sobre o modelo e Monismith de previsão de deformação permanente em solos sujeitos a cargas repetidas em pavimentos. In: 35ª Reunião Anual e Pavimentação. Florianópolis. **Anais...** 2004.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009.

352 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2009.

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; CASTRO, C. D. **Permanent deformation parameters of fine-grained tropical soils**. Road Materials and Pavemente Design, v. 19, p 1-18, 2018.

HICKS, R.G. **Factors Influencing the Resilient Properties of Granular Materials**. Tese (Pós-doutorado), Universidade da Califórnia, Berkeley, EUA, 1970.

HICKS, R. G.; MONISMITH, C. L. **Factors influencing the resilient response of granular materials**. Highway Research Board, p.15-31, 1971.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An introduction to geotechnical engineering**. Prentice-Hall Inc. Englewood Cliffs. New Jersey, 34 p, 1981.

HUANG, Y. H. **Pavements analysis and design**. Prentice-Hall Inc. New Jersey, 2003.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATISTICA. **Estimativas populacionais para os municípios e para as Unidades da Federação brasileiros em 01.07.2016**. 2018. Disponível em: <https://ww2.ibge.gov.br/home/estatistica/populacao/estimativa2016/estimativa_dou.shtm>. Acesso em: 7 out. 2018.

JOHNSTON, M. G. **Desempenho de pavimentos com materiais alternativos do estado do Rio Grande do Sul**. 2010. 344 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

KERN, C. **Análise de desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul – A avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático**. 2017. 167 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

KLAMT, R. A. **Influência da ação do tráfego no custo de construção e restauração de pavimentos asfálticos**. 2014. 182 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2014.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. John Wiley & Sons, 1969.

LEKARP, F.; RICHARDSON, I. R.; DAWSON, A. **Influences of permanent deformation behavior of unbound granular materials**. Transportation Research Record, Washington, D. C., n. 1547, p. 68-75, 1996.

LEKARP, F.; DAWSON. **Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials**. Construction and Building Materials, v. 12, n. 1, p. 9-18, 1998.

LEMOS, R. C. **Levantamento de reconhecimento dos solos do Rio Grande do Sul**. Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de Pesquisa Pedológica, EMBRAPA, Boletim Técnico nº 30. Recife, PE, 1973.

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

LIU, X.; ZHANG, X.; WANG, H.; JIANG, B. **Laboratory testing and analysis of dynamic and static resilient modulus of subgrade soil under various influencing factors.** *Construction and Building Materials*, 2018.

LIMA, C. D. A. de. **Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos.** 2016. 242 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2016.

LIMA, C. D. A. de.; MOTTA, L. M. G. da.; GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo da deformação permanente de britas granito-gnaiss para uso em base e sub-base de pavimentos.** *Revista Transportes*. v. 25, 2017.

LIMA, C. D. A. de.; MOTTA, L. M. G. da. **Study of permanente deformation and granulometric distribution of graded crushed stone pavement material.** *Procedia Engineering*, v. 143, p. 854-861, 2016.

LIMA, C. D. A. de.; MOTTA, L. M. G. da.; GUIMARÃES, A. C. R.; ARAGÃO, F. T. S. **Contribution to the study of brazilian tropical soils as pavement materials.** In: 13^o Conference on asphalt pavements – ISAP. Anais... Fortaleza, Ceará, 2018.

LIMA, C. D. A. de.; MOTTA, L. M. G. da.; ARAGÃO, F. T. S. **Effects of compaction moisture content on permanente deformation of soils subjected to repeated triaxial load.** In: 98^o Annual Meeting of the Transportation Research Board (TRB). Anais... Washington, D.C, EUA, 2019.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos.** 2009. 243 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2009.

MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. **Estudo da deformação permanente de alguns solos argilosos lateríticos visando o uso em pavimentos de baixo volume de tráfego.** 2006.

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

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. **Características resilientes de solos em estudos de pavimentos.** *Solos e Rochas*. Rio de Janeiro: v. 3, n.1, p. 3-26, 1980.

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

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G.; SANTOS, J. D. G. dos. **Deformability characteristics of brazilian laterites.** *Geotechnical and Geological Engineering*, p. 949-971, 2006.

MEDRADO, W. A. **Caracterização geotécnica de solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias.** 2012. 124 p. Dissertação (Mestrado

Profissional em Engenharia Geotécnica) – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, MG, 2012.

MOCELIN, D. M. **Avaliação do comportamento à fadiga de misturas asfálticas quentes e mornas através do modelo do dano contínuo**. 2018. 139 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2018.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2010.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. 1991. 366 p. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

MUSEU DE SOLOS DO RIO GRANDE DO SUL. **Perfil de solo e paisagem da unidade Cruz Alta**. 2018a. Disponível em: <<http://w3.ufsm.br/msrs/index.php/2-uncategorised/122-um-cruz-alta>>. Acesso em: 21 out. 2018.

NASCIMENTO, L.A. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. 2008. 227 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H. **Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil**. 2015. 335 p. Tese (Doutorado) – North Carolina State University, EUA, 2015.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM – NCHRP 1-37A. **Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures**. Transportation Research Board, 2004.

NERVIS, L. O. **Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário**. 2016. 267 p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2016.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995. 1 v. 240 p.

NORBACK, C. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**. 2018. 180 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A.; GEHLING, W. Y. Y. **Análise experimental de pavimentos estruturais em basalto alterado – a construção das pistas**

experimentais. In: 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Anais... Salvador, Bahia, 1996.

NÚÑEZ, W. P.; et al. **Caracterización de un material compuesto por suelo arenoso, cenizas de cáscara de arroz y cal potencialmente útil para su uso en pavimentación.** Revista de Ingeniería de Construcción. v. 23, p.34-41, 2008.

NÚÑEZ, W. P.; et al. **Caracterización de un material compuesto por suelo arenoso, cenizas de cáscara de arroz y cal potencialmente útil para su uso en pavimentación.** Revista de Ingeniería de Construcción. v. 23, p.34-41, 2008.

OLIVEIRA, J. J. **Experiência de implantação de sistema de gerência de pavimentos em cidade de médio porte: estudo de caso Anápolis-GO.** 2013. 167 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Ciência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2013.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos.** 2007. 157 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2007.

PETROBRAS, et al. **Rede temática de asfalto.** Manual de execução de trechos monitorados. [S.l.]: 2010.

PEZO, R. F.; CLAROS, G.; HUDSON, W. R.; STOKOE II, K. H. **Development of reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in toutine pavement design.** Research Report 1177, 1992.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio triaxiais dinâmicos de um solo arenoso.** 1978. 141 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 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.

RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. **A model for predicting permanent deformations of unbound granular materials.** Road Materials and Pavement Design, v. 16, p. 653-673, 2015.

RAHMAN, M. S.; GASSMAN, S. L. **Effect of resilient modulus of undisturbed subgrade soils on pavement rutting.** International Journal of Geotechnical Engineering, 2017.

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.** 2010. 261 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

RAZOUKI, S. S.; IBRAHIM, A. N. **Improving the resilient modulus of a gypsum sand roadbed soil by increased compactation**. International Journal of Pavement Engineering, 2017.

REZENDE, D. de S. V. **Comportamento mecânico de alguns tipos de solo através de ensaios triaxiais de cargas repetidas para projetos de pavimentos rodoviários**. 2009. 144 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 2009.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito**. 2013. 119 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2013.

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

RUTTANAPORAMAKUL, P.; ROUT, R.; PUPPALA, A. J.; PEDARLA, A. **Resilient behaviors of compacted and unsaturated subgrade materials**. In: Geotechnical Special Publication, Anais... 2014.

SANTOS, J. D. G. **Contribuição ao Estudo dos Solos Lateríticos Granulares Como Camada de Pavimento**. 1998. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1998.

SANTOS, T. A. dos. **Avaliação da resistência e deformabilidade de solos empregados em subleitos rodoviários do estado do Rio Grande do Sul**. 2016. 150 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

SANTOS, T. A. dos.; SPECHT, L. P.; PINHEIRO, R. J. B.; CERATTI, J. A. P.; BRITO, L. A. T. **Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul**. Revista Transportes, p. 48-54, 2019.

SEED, H. B., MITRY, F. G., MONISMITH, C. L.; CHAN, C. K. **Prediction of flexible pavement deflections from laboratory repeated load tests**. National Cooperative Highway Research Program: NCHRP, report n. 35, 1967.

SCHUSTER, S. L. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica de dano contínuo**. 2016. 268 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

SONCIM, S. P. **Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho de pavimentos asfálticos com base em dados da rede de rodovias do Estado da Bahia**. 2011. 241 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2011.

SVENSON, M. **Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos**. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1980.

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

THADKAMALLA, G. B.; GEORGE, K. P. **Characterization of subgrade soils at simulated field moisture**. Transportation Research Record, n. 1481, p. 21. 1995.

TRICHÊS, G. **Medidas de deformação lateral de amostras de solos compactados em ensaios dinâmicos de carga repetida**. 1985. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1985.

UZAN, J. **Characterization of granular material**. Transportation Research Board, p; 52-59, 1985.

VERTAMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologia MCT e resiliente**. 1988. 276 p. Tese (Doutorado em Ciências) – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, SP, 1988.

VON DER OSTEN, F. B. **Avaliação de solos tropicais para sublastro da estrada de ferro Carajás**. 2012. 140 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 2012.

WERK, S. M. S. de. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. 2000. 118 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2000.

WERKMEISTER, S.; DAWSON, A.; WELLNER, F. **Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept**. Transportation Research Record: n. 1757, p.75 - 81, 2001.

WERKMEISTER, S. **Permanent deformation behaviour of unbound granular materials in pavement constructions**. Technischen Universität Dresden, Dresden, 189 p., 2003.

YANG, S.; LIN, H.; KUNG, J. H. S.; HUANG, W. **Suction-controlled laboratory test on resilient modulus of unsaturated compacted subgrade soils**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, p.1375-1384, 2008.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design**. John Wiley e Sons, Inc. 2ed, 711 p., 1975.

ZAGO, J. P. **Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleito rodoviários de Santa Maria – RS**. 2016. 225 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

APÊNDICE 1 – Horizonte A

Tabela 1.1 – Ensaio de caracterização física do **horizonte A**

HORIZONTE A	AM01	AM02	AM03	AM04	MÉDIA	
	CD	CD	CD	SD	CD	SD
% pedregulho (>2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia grossa (0,6 – 2,0mm)	0	0	0	2	0	2
% areia média (0,2 – 0,6mm)	15	15	15	33	15	33
% areia fina (0,06 – 0,2mm)	20	21	21	39	21	39
% silte (2 µm – 0,06mm)	25	23	24	26	24	26
% argila (% < 2 µm)	40	41	40	0	40	0
Massa específica (kN/m³)	2,686	2,542	2,611	-	2,613	
LL (%)	43	43	43	-	43	
LP (%)	28	28	27	-	28	
IP (%)	15	15	16	-	16	

Figura 1.1 – Curvas granulométricas das amostras do **horizonte A**

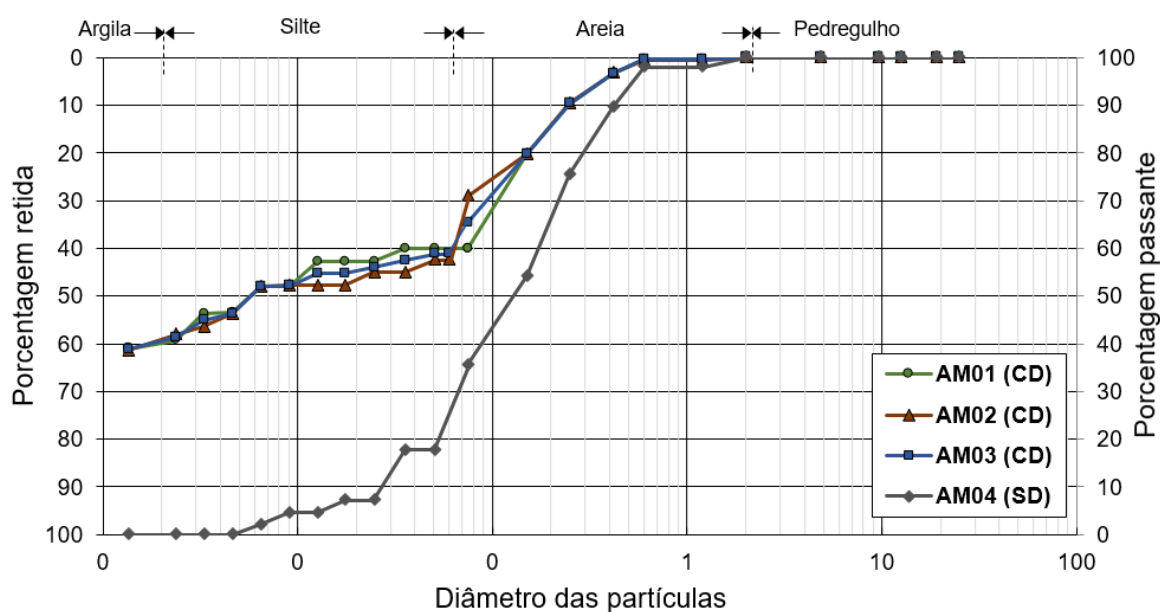


Tabela 1.2 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **A** moldado na **energia normal**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	A EN1 (MPa)	A EN2 (MPa)	A EN3 (MPa)
0,020	0,020	167,302	142,724	164,749
0,020	0,040	149,473	132,670	152,130
0,020	0,060	136,198	128,033	142,565
0,035	0,035	166,473	146,062	171,239
0,035	0,070	141,984	140,983	151,943
0,035	0,105	109,392	115,466	129,198

0,050	0,050	159,976	173,606	173,604
0,050	0,100	119,665	128,943	140,716
0,050	0,150	84,831	86,065	104,999
0,070	0,070	148,17	153,265	172,113
0,070	0,140	105,702	106,617	125,101
0,070	0,210	80,461	79,984	93,623

Figura 1.2 - Gráficos dos modelos que melhor representam as amostras do horizonte **A** moldado na **energia normal**

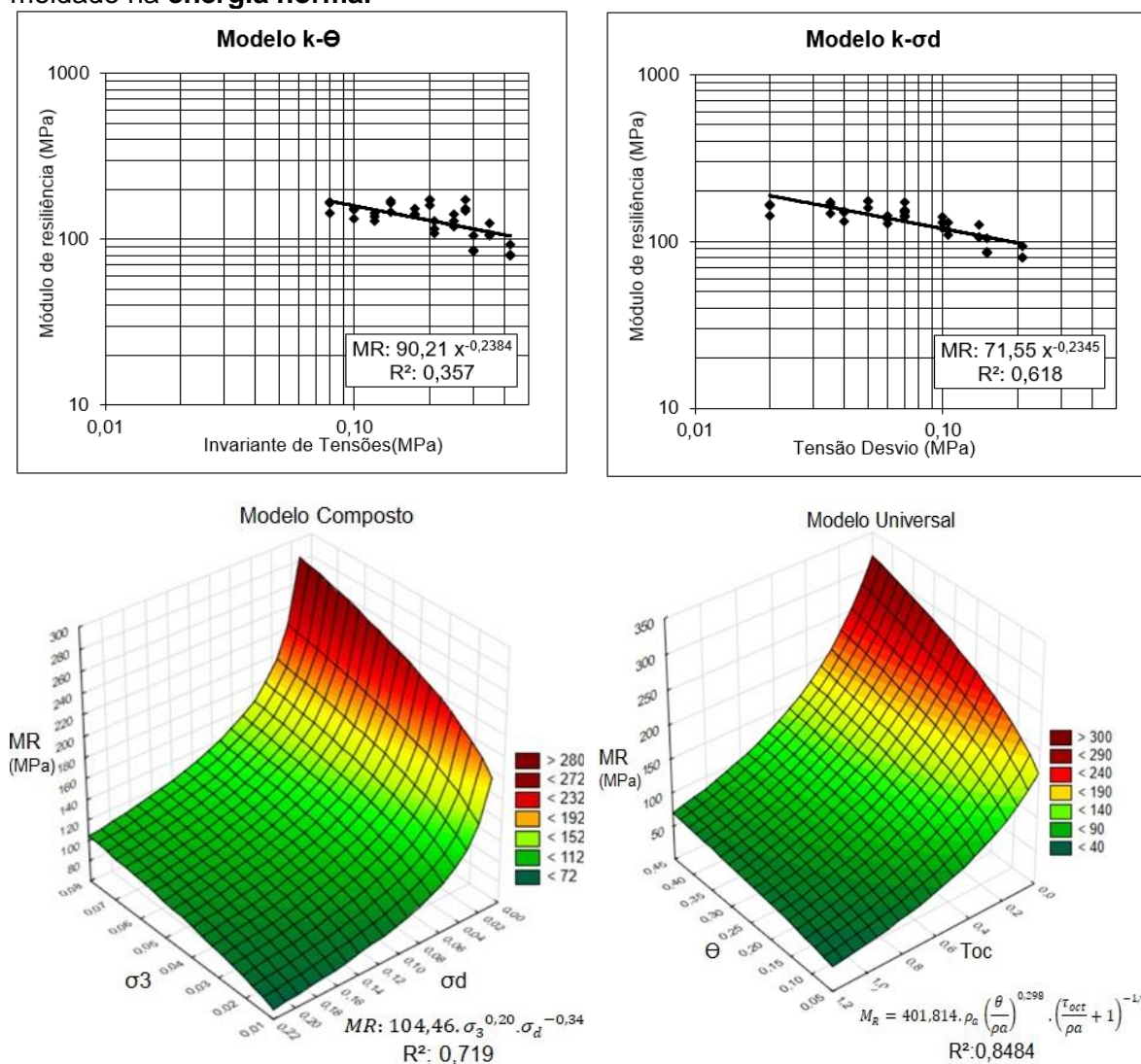


Tabela 1.3 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **A** moldado na **energia intermediária**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	A EI1 (MPa)	A EI2 (MPa)	A EI3 (MPa)
0,020	0,020	249,167	219,611	217,319
0,020	0,040	232,250	210,538	203,501
0,020	0,060	218,755	202,846	194,342

0,035	0,035	254,966	241,897	222,252
0,035	0,070	230,735	221,999	208,718
0,035	0,105	204,626	196,847	189,075
0,050	0,050	261,538	251,213	240,087
0,050	0,100	216,153	211,947	205,710
0,050	0,150	171,530	169,607	165,324
0,070	0,070	255,470	250,939	239,376
0,070	0,140	200,284	197,177	192,806
0,070	0,210	157,167	152,067	149,993

Figura 1.3 - Gráficos dos modelos que melhor representam as amostras do horizonte **A** moldado na **energia intermediária**

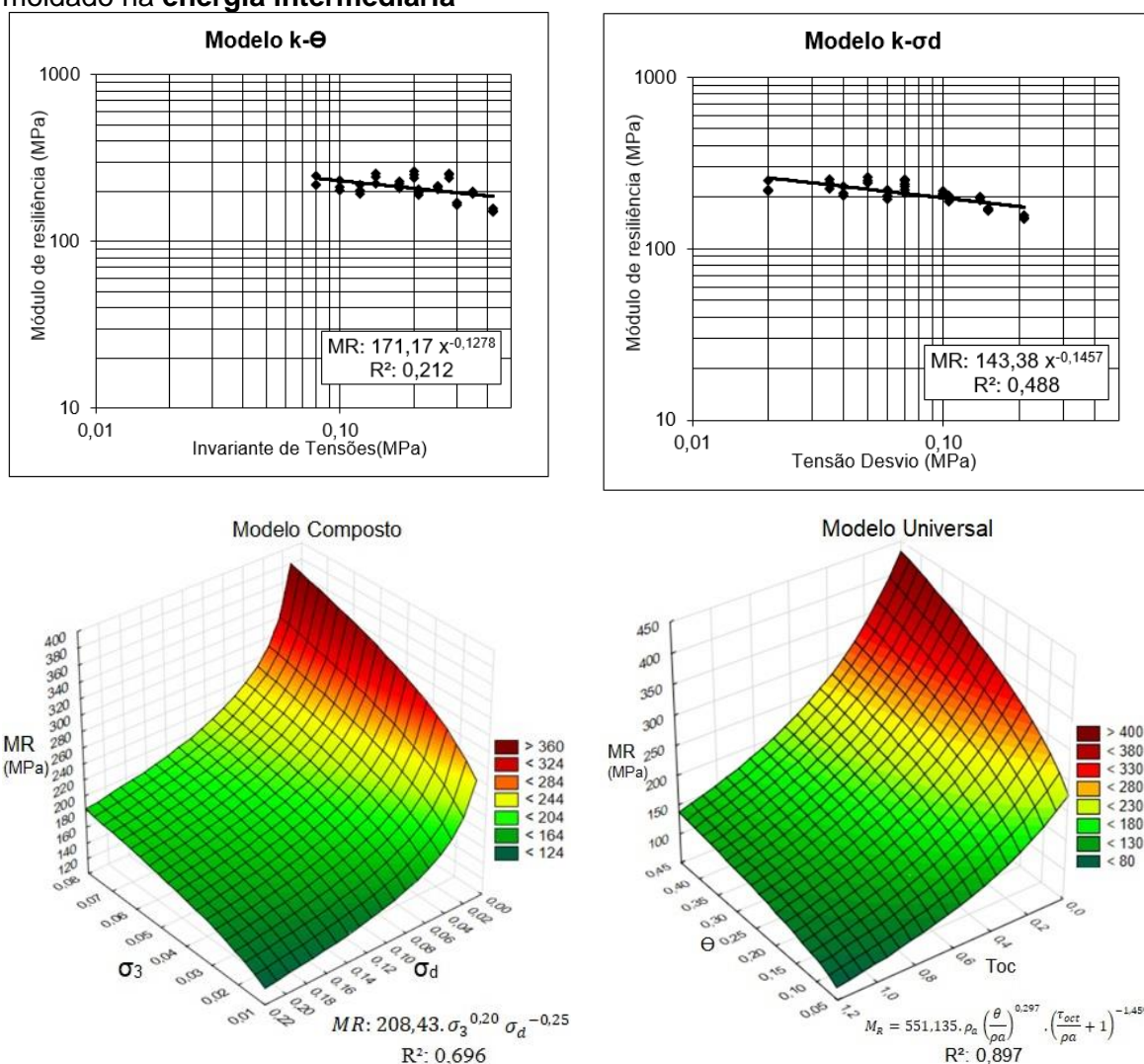
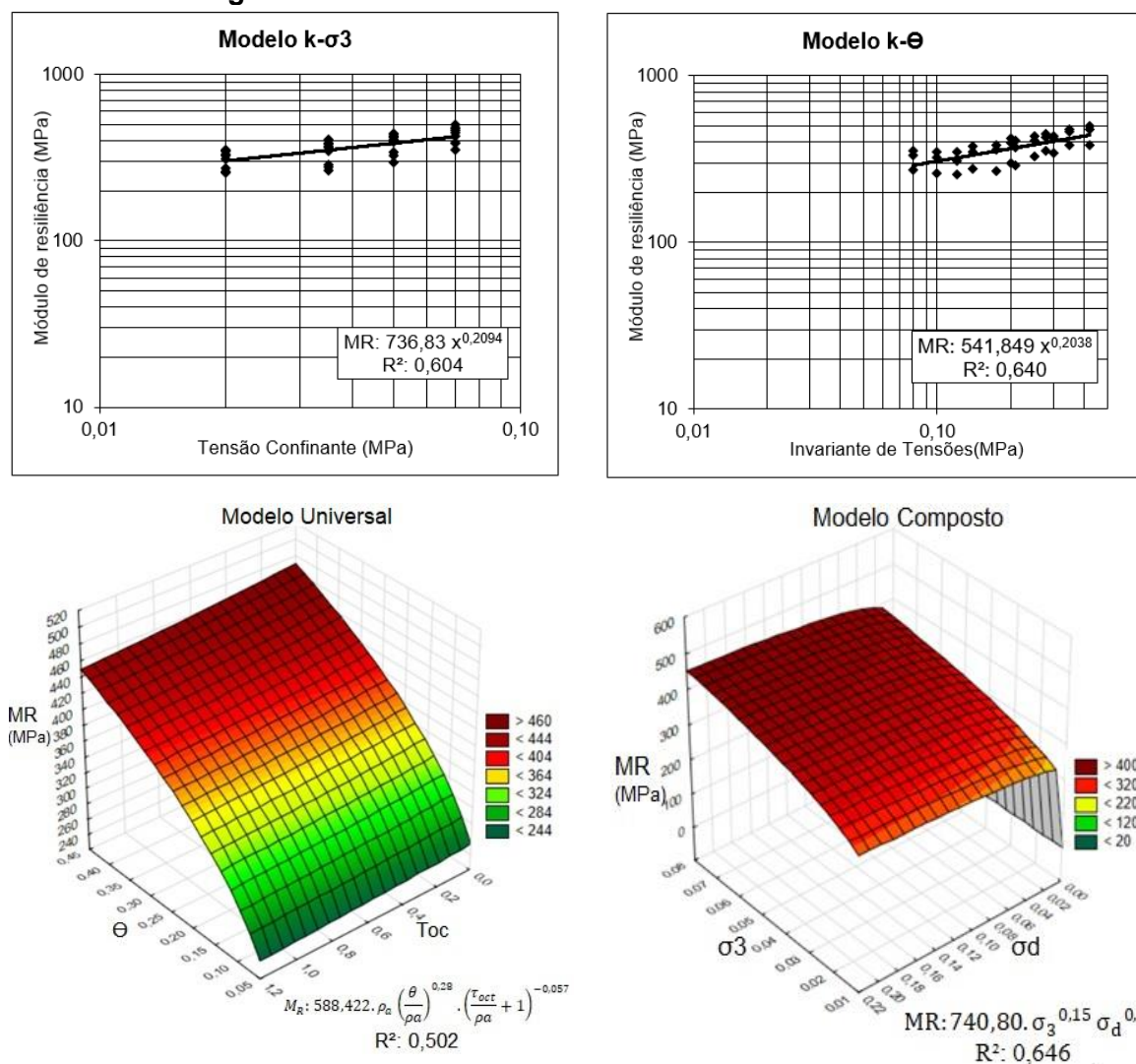


Tabela 1.4 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **A** moldado na **energia modificada**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	A EM1 (MPa)	A EM2 (MPa)	A EM3 (MPa)
------------------	------------------	-------------	-------------	-------------

0,020	0,020	271,524	352,542	331,329
0,020	0,040	260,361	346,227	324,946
0,020	0,060	255,895	347,092	309,147
0,035	0,035	275,462	379,025	348,001
0,035	0,070	266,328	384,480	361,728
0,035	0,105	288,388	404,445	370,156
0,050	0,050	296,690	421,788	393,718
0,050	0,100	327,210	435,833	407,863
0,050	0,150	342,643	436,075	422,918
0,070	0,070	351,573	423,682	444,639
0,070	0,140	384,211	474,760	461,973
0,070	0,210	384,469	497,752	476,381

Figura 1.4 - Gráficos dos modelos que melhor representam as amostras do horizonte **A** moldado na **energia modificada**



APÊNDICE 2 – Horizonte B

Tabela 2.1 – Ensaio de caracterização física do **horizonte B**

HORIZONTE B	AM01	AM02	AM03	AM04	MÉDIA	
	CD	CD	CD	SD	CD	SD
% pedregulho (>2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia grossa (0,6 – 2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia média (0,2 – 0,6mm)	7	8	9	20	8	20
% areia fina (0,06 – 0,2mm)	22	27	26	45	25	45
% silte (2 µm – 0,06mm)	28	24	25	35	26	35
% argila (%< 2 µm)	43	41	40	0	41	0
Massa específica (kN/m ³)	27,01	28,25	28,14	-	27,80	
LL (%)	55	56	53	-	55	
LP (%)	44	44	43	-	44	
IP (%)	11	11	10	-	11	

Figura 2.1 – Curvas granulométricas das amostras do **horizonte B**

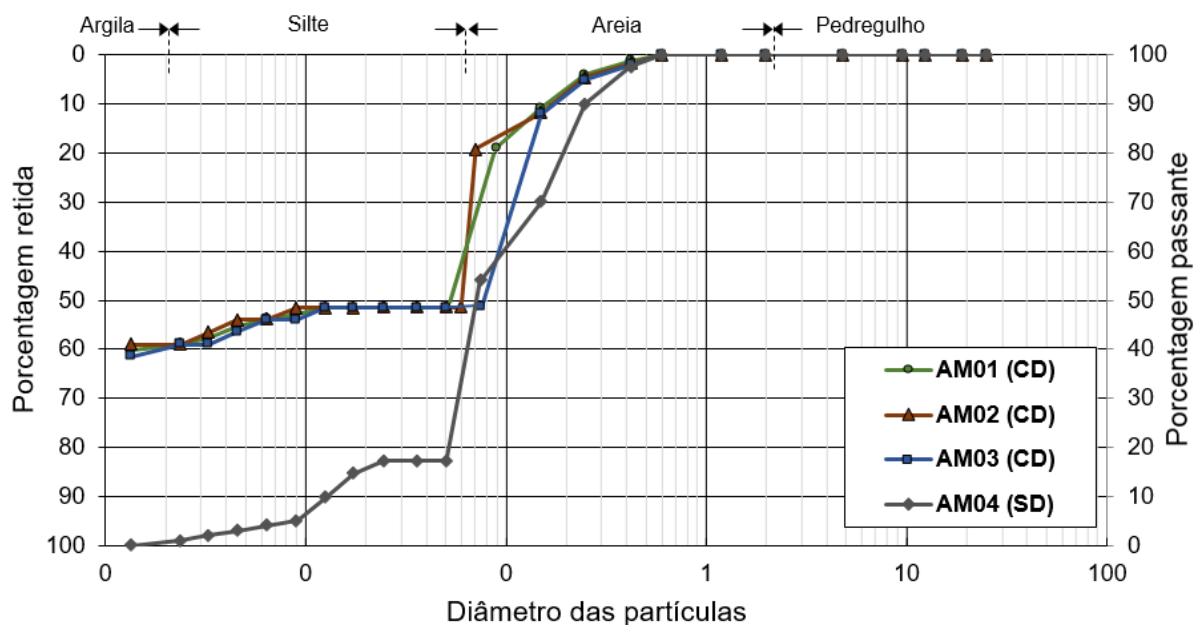


Tabela 2.2 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **B** moldado na **energia normal**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	B EN1 (MPa)	B EN2 (MPa)	B EN3 (MPa)
0,020	0,020	166,587	172,167	154,405
0,020	0,040	162,959	167,258	147,029
0,020	0,060	157,165	159,970	136,205
0,035	0,035	183,610	184,170	158,632
0,035	0,070	166,657	171,945	144,648
0,035	0,105	153,415	155,696	123,986
0,050	0,050	185,929	190,242	160,825

0,050	0,100	158,603	166,373	132,857
0,050	0,150	128,345	135,840	104,870
0,070	0,070	194,433	186,543	161,584
0,070	0,140	149,725	151,088	125,600
0,070	0,210	107,106	118,689	94,908

Figura 2.2 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **B** moldado na **energia normal**

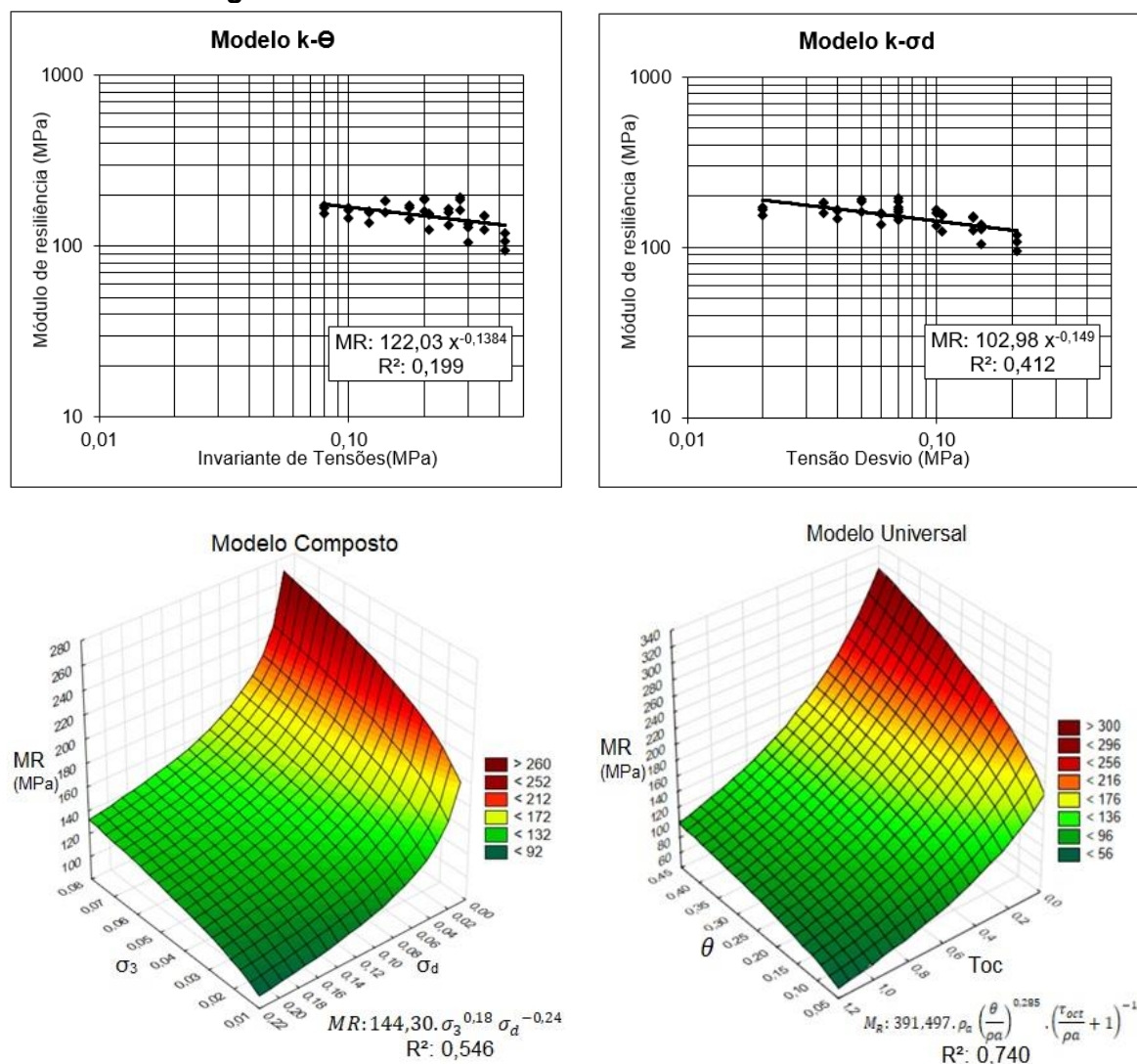


Tabela 2.3 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **B** moldado na **energia intermediária**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	B EI1 (MPa)	B EI2 (MPa)	B EI3 (MPa)
0,020	0,020	188,762	191,032	195,841
0,020	0,040	190,961	193,103	195,716
0,020	0,060	195,193	197,597	202,583
0,035	0,035	207,971	209,416	208,125

0,035	0,070	224,257	233,026	225,867
0,035	0,105	243,518	243,939	246,885
0,050	0,050	260,815	279,458	256,328
0,050	0,100	277,016	280,156	279,962
0,050	0,150	275,991	263,201	265,606
0,070	0,070	305,461	311,775	308,915
0,070	0,140	300,177	303,875	297,737
0,070	0,210	287,275	270,594	264,359

Figura 2.3 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **B** moldado na **energia intermediária**

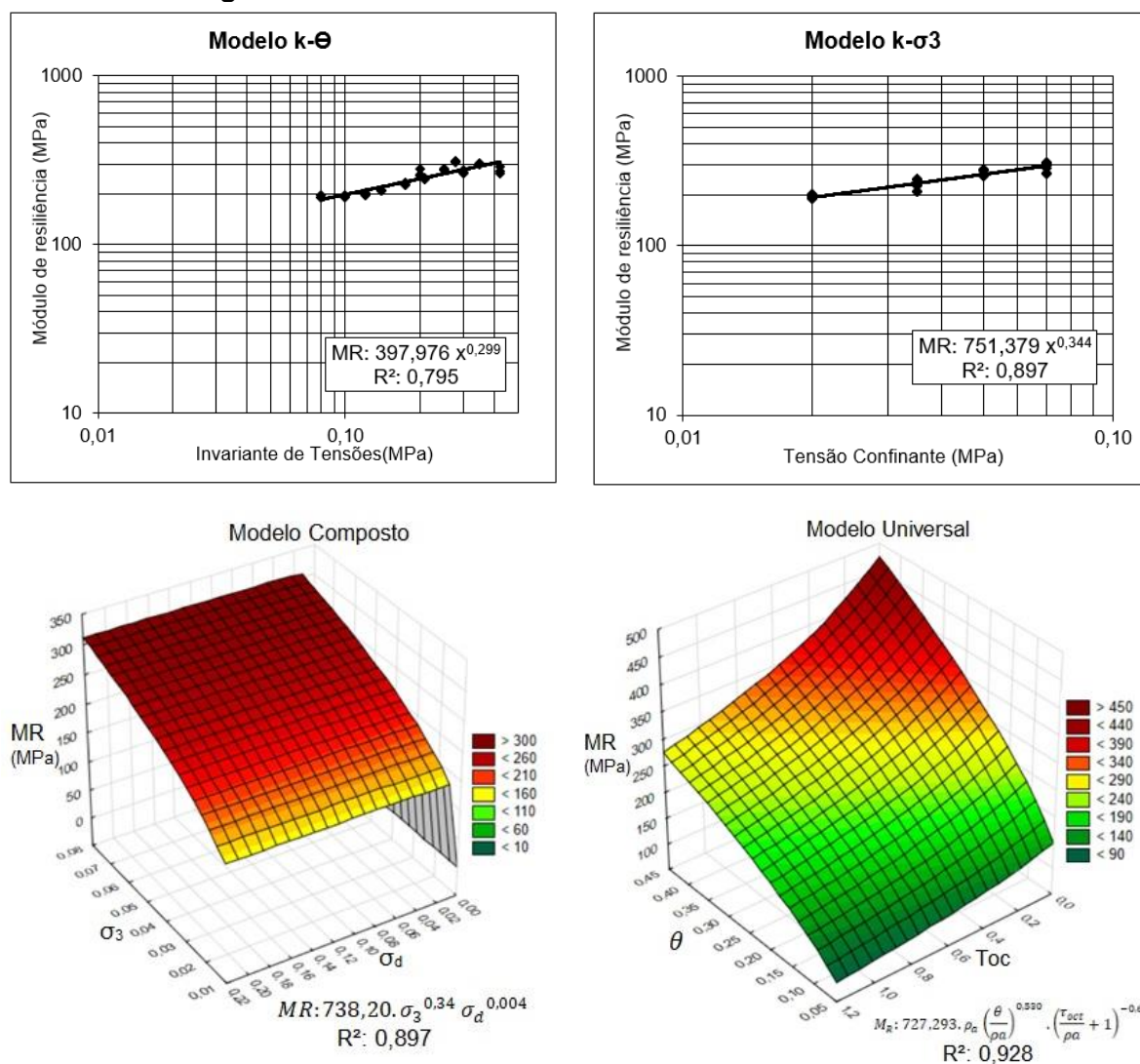
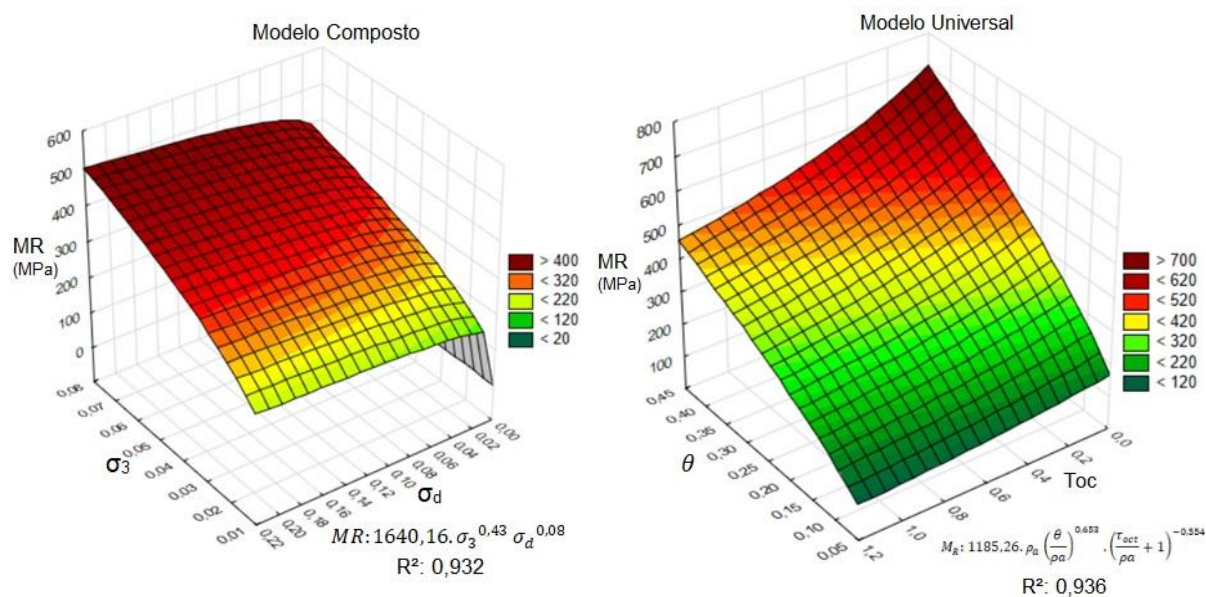
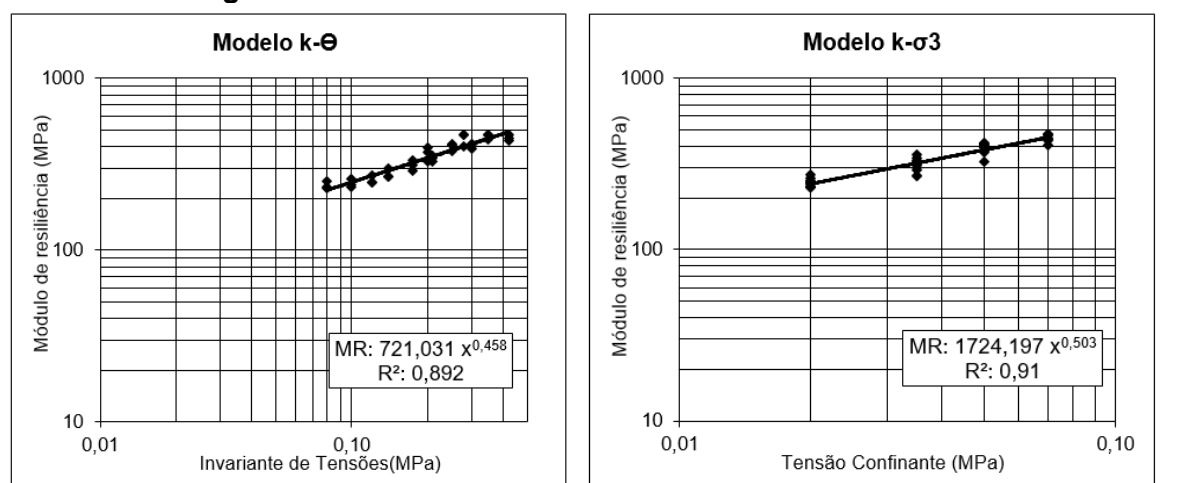


Tabela 2.4 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **B** moldado na **energia modificada**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	B EM1 (MPa)	B EM2 (MPa)	B EM3 (MPa)
0,020	0,020	230,164	231,983	252,441

0,020	0,040	233,474	239,162	258,516
0,020	0,060	247,340	245,797	273,396
0,035	0,035	266,780	269,414	298,617
0,035	0,070	311,689	288,751	330,086
0,035	0,105	341,844	325,552	355,794
0,050	0,050	371,368	326,148	393,741
0,050	0,100	405,307	375,830	410,603
0,050	0,150	416,019	390,435	411,237
0,070	0,070	469,632	403,753	465,245
0,070	0,140	471,596	440,281	471,389
0,070	0,210	446,457	433,804	466,673

Figura 2.4 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **B** moldado na **energia modificada**



APÊNDICE 3 – Horizonte C

Tabela 3.1 – Ensaio de caracterização física do **horizonte C**

HORIZONTE C	AM01	AM02	AM03	AM04	MÉDIA	
	CD	CD	CD	SD	CD	SD
% pedregulho (>2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia grossa (0,6 – 2,0mm)	0	0	0	1	0	1
% areia média (0,2 – 0,6mm)	7	7	7	20	7	20
% areia fina (0,06 – 0,2mm)	24	21	18	25	21	25
% silte (2 μ m – 0,06mm)	36	38	40	54	38	54
% argila (%< 2 μ m)	33	34	34	0	34	0
Massa específica (kN/m ³)	28,10	28,86	29,28	-	28,75	
LL (%)	77	76	77	-	77	
LP (%)	52	51	50	-	51	
IP (%)	25	25	27	-	26	

Figura 3.1 – Curvas granulométricas das amostras do **horizonte C**

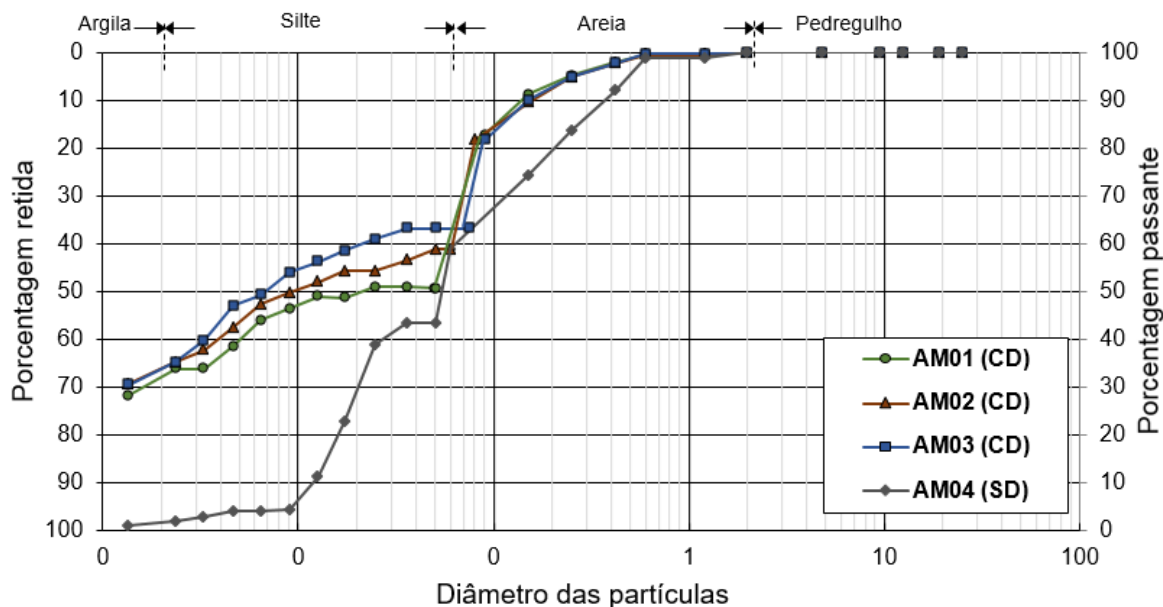


Tabela 3.2 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **C** moldado na **energia normal**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	C EN1 (MPa)	C EN2 (MPa)	C EN3 (MPa)
0,020	0,020	197,704	185,848	185,634
0,020	0,040	191,757	178,776	181,513
0,020	0,060	187,443	172,386	181,508
0,035	0,035	206,965	197,386	206,017
0,035	0,070	200,873	182,842	198,065
0,035	0,105	183,892	167,440	188,753
0,050	0,050	216,248	197,693	219,342
0,050	0,100	193,002	174,663	198,390

0,050	0,150	157,087	139,345	159,770
0,070	0,070	209,061	188,919	211,880
0,070	0,140	168,926	150,517	172,850
0,070	0,210	130,157	113,935	133,580

Figura 3.2 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **C** moldado na **energia normal**

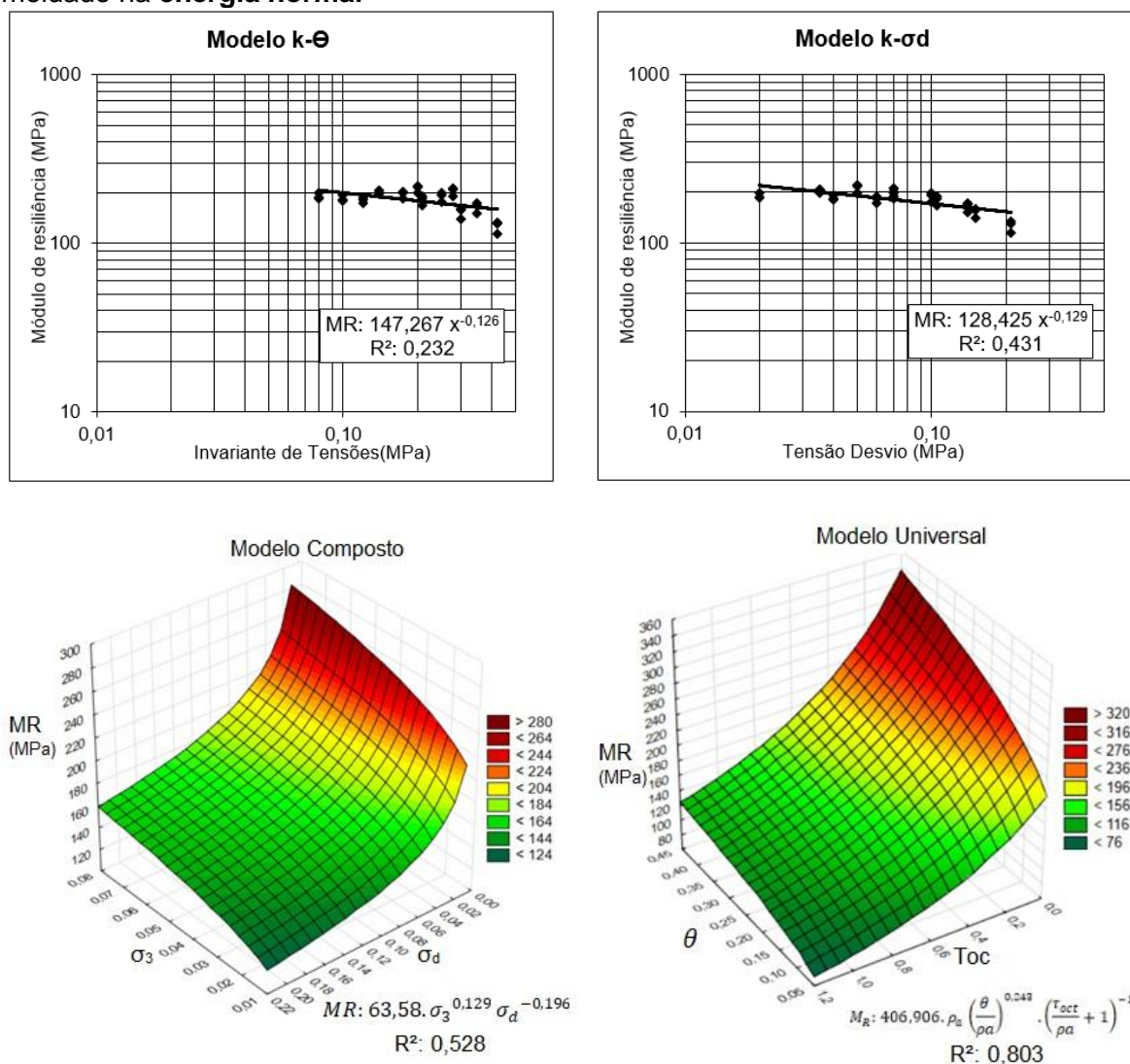


Tabela 3.3 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **C** moldado na **energia intermediária**

σ ₃ (MPa)	σ _d (MPa)	C EI1 (MPa)	C EI2 (MPa)	C EI3 (MPa)
0,020	0,020	192,431	174,037	144,933
0,020	0,040	189,021	163,971	141,792
0,020	0,060	185,989	164,298	143,300
0,035	0,035	207,614	185,875	157,980
0,035	0,070	208,160	184,168	159,371

0,035	0,105	210,097	207,822	173,307
0,050	0,050	227,727	220,298	185,928
0,050	0,100	228,837	219,739	206,312
0,050	0,150	229,298	215,380	213,884
0,070	0,070	246,622	245,455	220,676
0,070	0,140	253,139	246,132	239,819
0,070	0,210	244,008	227,481	224,391

Figura 3.3 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **C** moldado na **energia intermediária**

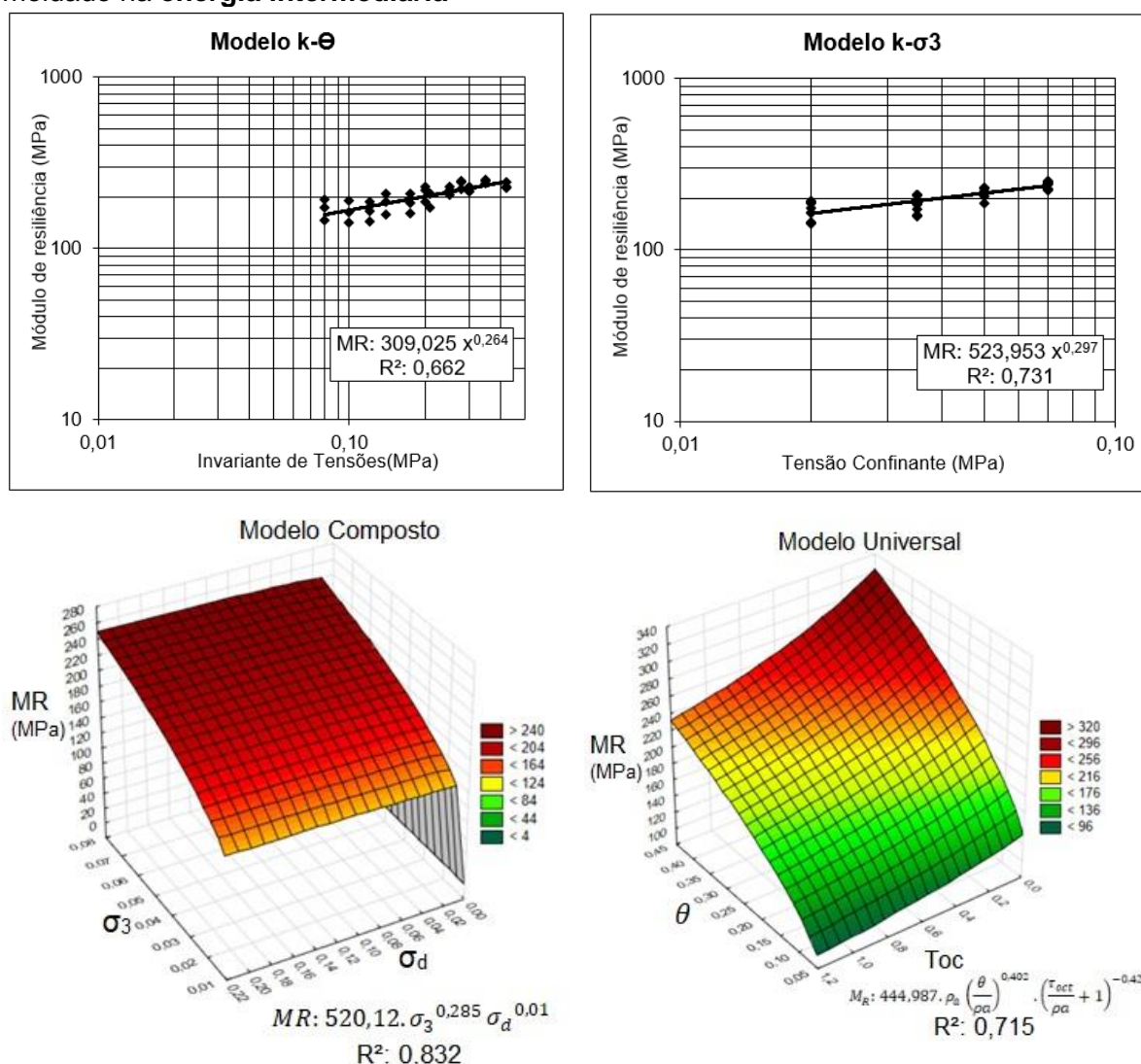
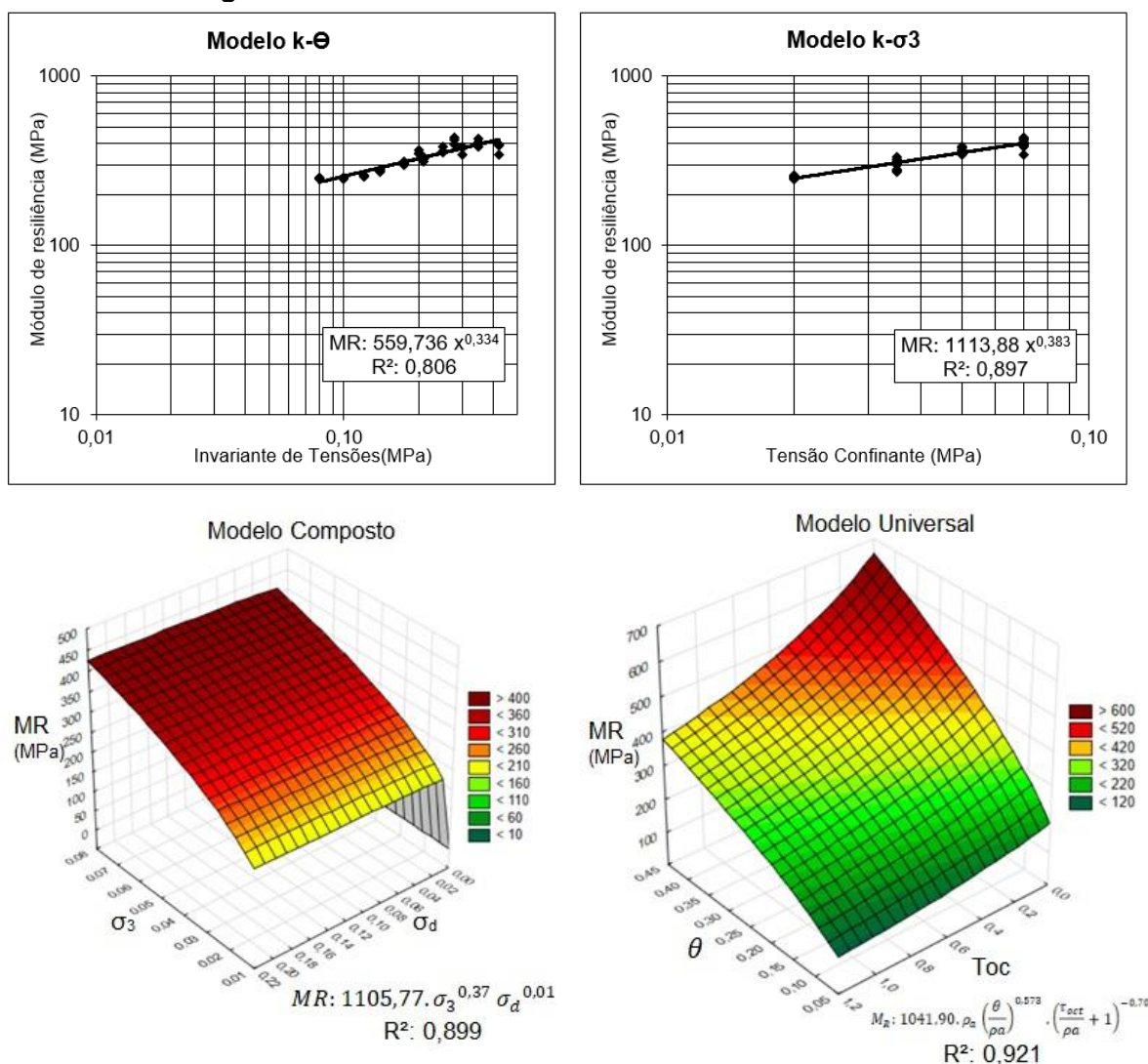


Tabela 3.4 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte **C** moldado na **energia modificada**

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	C EM1 (MPa)	C EM2 (MPa)	C EM3 (MPa)
0,020	0,020	245,692	250,812	246,426
0,020	0,040	248,847	251,119	246,754

0,020	0,060	257,437	255,972	255,028
0,035	0,035	282,000	271,327	276,260
0,035	0,070	312,429	300,644	301,230
0,035	0,105	330,563	322,763	313,330
0,050	0,050	363,717	347,100	348,668
0,050	0,100	381,596	360,818	354,761
0,050	0,150	380,109	379,571	340,885
0,070	0,070	435,995	421,095	395,511
0,070	0,140	426,368	409,226	380,440
0,070	0,210	394,090	390,441	342,610

Figura 3.4 – Valores obtidos no ensaio de MR realizado no ETCR para o horizonte C moldado na **energia modificada**



APÊNDICE 4 – Comparativo entre modelos de MR

Tabela 4.1 – Coeficiente de regressão das amostras para o modelo universal

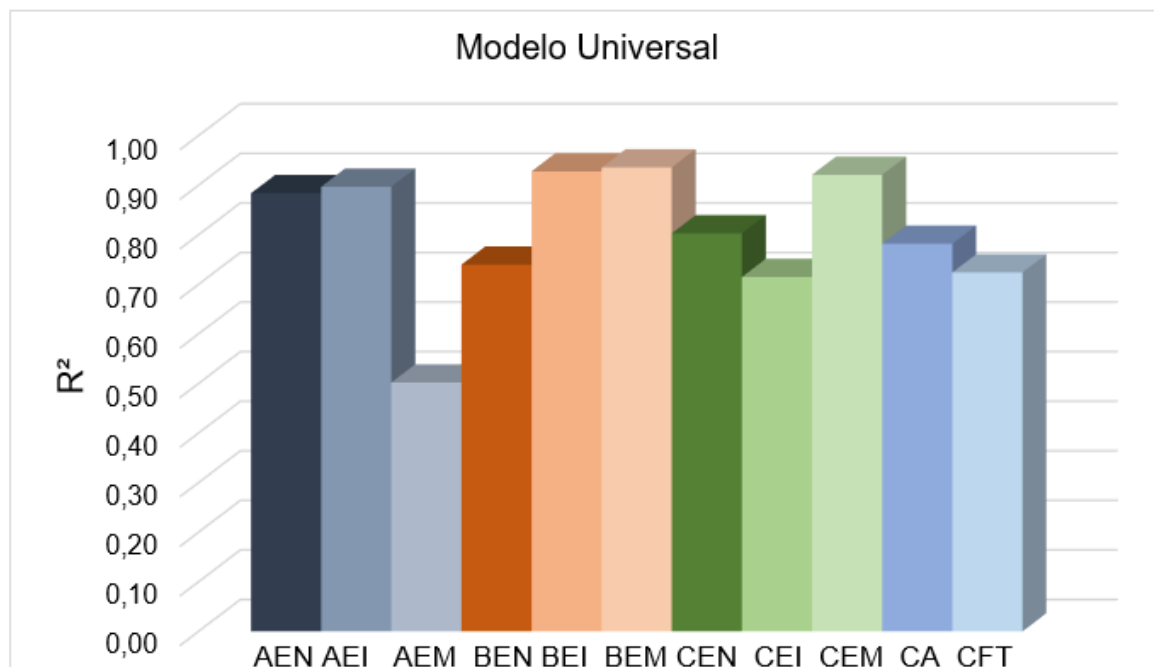


Tabela 4.2 – Coeficiente de regressão das amostras para o modelo k- σ d

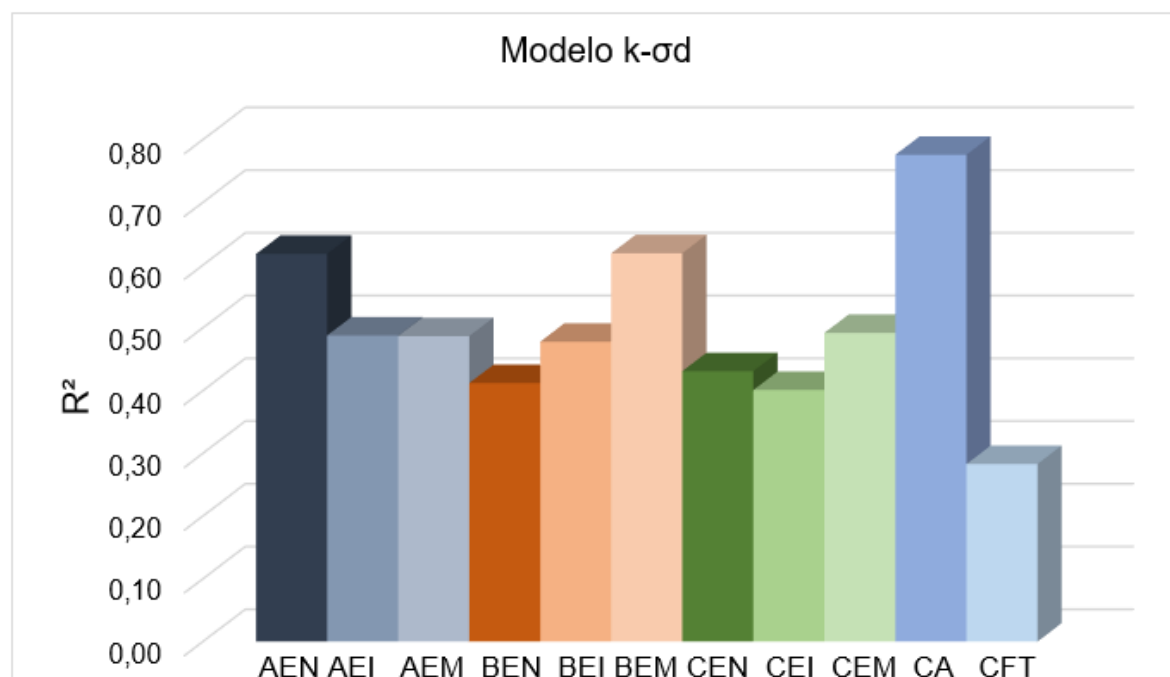
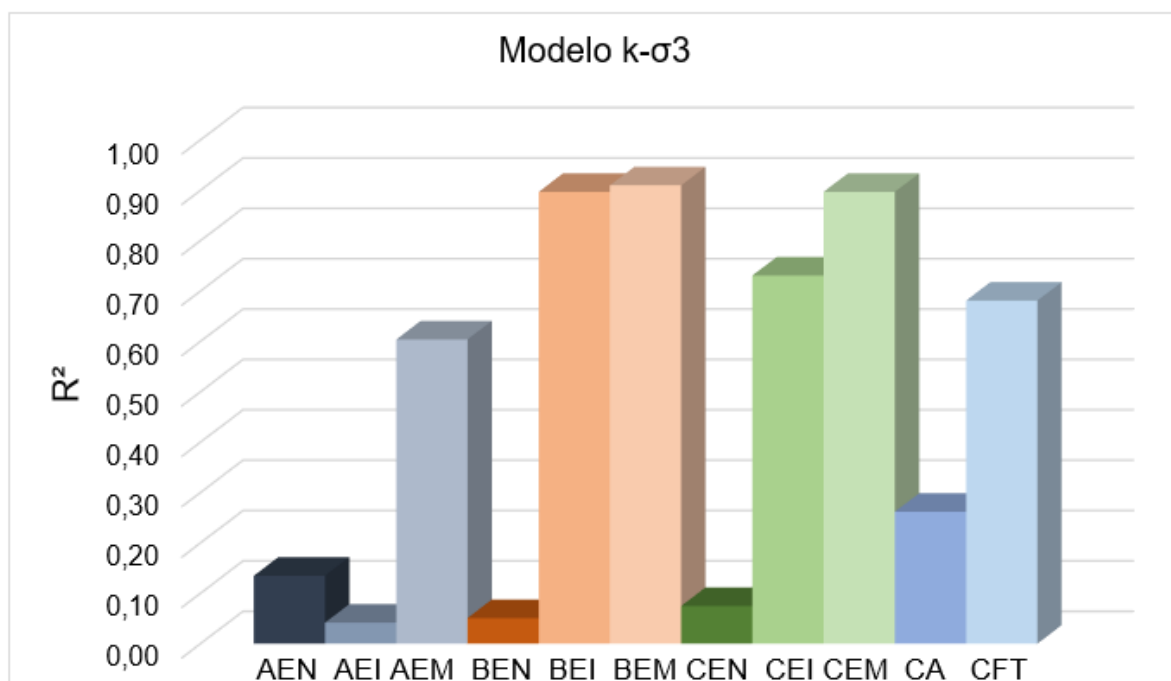
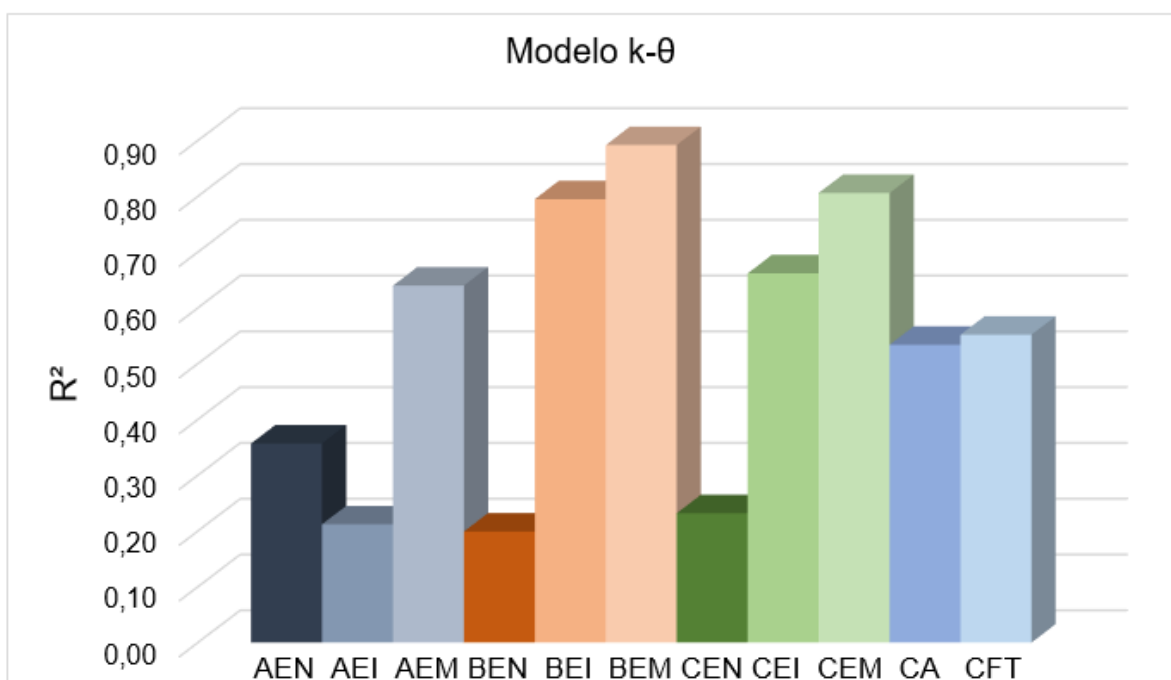


Tabela 4.3 – Coeficiente de regressão das amostras para o modelo $k-\sigma_3$ Tabela 4.4 – Coeficiente de regressão das amostras para o modelo $k-\theta$ 

APÊNDICE 5 – Dimensionamento de estruturas

Quadro 5.1 – Propriedades dos materiais que constituem as estruturas de pavimentos dimensionadas

Material	Propriedades	Modelos
Concreto Asfáltico Rossato (2015)	Massa específica (g/cm ³): 2,21 Coeficiente de Poisson: 0,30 Teor de asfalto (%): 5,90 Volume de Vazios (%): 4,00 Abrasão Los Angeles: 10,82 Módulo de Resiliência: 4901 MPa Norma ou Especificação: DNIT ES 31	Ensaio de Fadiga : Modelo: $k_1 \cdot (et \wedge k_2)$ Coeficiente de Regressão (k1): $\geq 4,0E-5$ Coeficiente de Regressão (k2): $\geq -1,99$
Material Granular Brita graduada Gnaisse C5	Descrição do Material: Brita Graduada Massa específica (g/cm ³): 2,223 Coeficiente de Poisson: 0,35 Umidade Ótima (%): 5,0 Energia Compactação: Modificada Abrasão Los Angeles (%): 43,0 Norma ou Especificação: DNIT ES 141	Deformação Permanente: Guimarães (2009) Coeficiente de Regressão (psi1): 0,0868 Coeficiente de Regressão (psi2): -0,2801 Coeficiente de Regressão (psi3): 0,8929 Coeficiente de Regressão (psi4): 0,0961 Módulo de resiliência: 381 MPa
Solo Horizonte B Energia Normal Pascoal (2020)	Descrição do Material: Solo LG' Massa específica (g/cm ³): 1,55 Umidade Ótima (%): 28,9 Coeficiente de Poisson: 0,45 Energia Compactação: Normal ISC (%): 16,6	Deformação Permanente: Guimarães (2009) Coeficiente de Regressão (psi1): 0,089 Coeficiente de Regressão (psi2): 0,225 Coeficiente de Regressão (psi3): 2,161 Coeficiente de Regressão (psi4): 0,095 Módulo de resiliência: Composto Coeficiente de Regressão (k1): 144,29 Coeficiente de Regressão (k2): 0,18 Coeficiente de Regressão (k3): -0,24
Solo Horizonte B Energia Intermediária Pascoal (2020)	Descrição do Material: Solo LG' Massa específica (g/cm ³): 1,625 Umidade Ótima (%): 25,6 Coeficiente de Poisson: 0,45 Energia Compactação: Intermediária	Deformação Permanente: Guimarães (2009) Coeficiente de Regressão (psi1): 0,017 Coeficiente de Regressão (psi2): 0,699 Coeficiente de Regressão (psi3): 0,517 Coeficiente de Regressão (psi4): 0,103 Módulo de resiliência: Composto Coeficiente de Regressão (k1): 739,20 Coeficiente de Regressão (k2): 0,34 Coeficiente de Regressão (k3): 0,004
Solo Amostras Indeformada da CFT Pascoal (2020)	Descrição do Material: Solo LG' Massa específica (g/cm ³): 1,645 Umidade Ótima (%): 21,52 Coeficiente de Poisson: 0,45 Energia Compactação: Intermediária	Deformação Permanente: Guimarães (2009) Coeficiente de Regressão (psi1): 0,023 Coeficiente de Regressão (psi2): -0,090 Coeficiente de Regressão (psi3): 0,059 Coeficiente de Regressão (psi4): 0,089 Módulo de resiliência: Composto Coeficiente de Regressão (k1): 792,87 Coeficiente de Regressão (k2): 0,32 Coeficiente de Regressão (k3): -0,03