



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ**  
**DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES**  
**PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE TRANSPORTES**

**WENDEL SILVA CABRAL**

**EXPLORAÇÃO, ANÁLISE COMPARATIVA E MODELAGEM DA DEFORMAÇÃO  
PERMANENTE DE MATERIAIS GRANULARES DA MICROREGIÃO DE  
MOSSORÓ/RN**

**FORTALEZA**

**2021**

WENDEL SILVA CABRAL

EXPLORAÇÃO, ANÁLISE COMPARATIVA E MODELAGEM DA DEFORMAÇÃO  
PERMANENTE DE MATERIAIS GRANULARES DA MICROREGIÃO DE  
MOSSORÓ/RN

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientador: Profa. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso

FORTALEZA  
2021

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação  
Universidade Federal do Ceará  
Biblioteca Universitária

Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

---

C122e Cabral, Wendel Silva.  
EXPLORAÇÃO, ANÁLISE COMPARATIVA E MODELAGEM DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE  
DE MATERIAIS GRANULARES DA MICROREGIÃO DE MOSSORÓ/RN / Wendel Silva Cabral. – 2021.  
181 f. : il. color.

Tese (doutorado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2021.  
Orientação: Profª. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso .

1. Deformação Permanente. 2. Ensaio Triaxial. 3. Solo. 4. Pavimentação. 5. Redes Neurais Artificiais. I.  
Título.

CDD 388

---

WENDEL SILVA CABRAL

EXPLORAÇÃO, ANÁLISE COMPARATIVA E MODELAGEM DA DEFORMAÇÃO  
PERMANENTE DE MATERIAIS GRANULARES DA MICROREGIÃO DE  
MOSSORÓ/RN

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutor em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Aprovada em: 23 / 02 / 2021

BANCA EXAMINADORA

---

Prof<sup>a</sup>. D. Eng. Suelly Helena de Araújo Barroso (Orientadora)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. D. Eng. Carlos Augusto Uchôa da Silva (Examinador Interno)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Ph.D. Jorge Barbosa Soares (Examinador Interno)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. D. Eng. Antônio Júnior Alves Ribeiro (Examinador Externo)  
Instituto Federal do Ceará (IFCE)

---

Prof. D. Eng. Michéle Dal Toé Casagrande (Examinadora Externo)  
Universidade de Brasília (UnB)

## DEDICATÓRIA

*A Deus, nosso pai.*

*À minha família, Sarah, André e Helena.*

*Aos meus pais, Braz e Lúcia.*

*Aos meus pais de adoção Sônia e M. Vinícius.*

## AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus pela proteção e força contra todos os obstáculos e dificuldades ocorridas nessa caminhada, revelando que era possível essa conquista. O senhor vem pavimentando toda a minha trajetória e me guiando e abrindo oportunidades para meu crescimento profissional.

À minha família por acreditarem em meu potencial, pelo incentivo, amor, carinho, paciência e generosidade, além de abdicarem de outros planos nesse período. Pela compreensão dos dias e noites ausentes do nosso lar. Por entenderem que do primeiro ao último dia todo esse sacrifício seria para um bem maior que será nosso crescimento e fortalecimento como família. À minha esposa Sarah e aos nossos filhos André e Helena, muito obrigado.

Aos meus pais Braz e Lúcia pelo incentivo, torcida e desejo pelo nosso crescimento. Aos meus sogros Marcus Vinícius e Sônia por todo carinho, auxílio e apoio tanto presencial, quanto nos diversos votos de confiança e a certeza do nosso sucesso.

À minha orientadora, professora Suelly Helena de Araújo Barroso, pela oportunidade concedida, pela confiança em nossa proposta, pela experiência, desafios, conhecimentos e ensinamentos compartilhados durante nossas reuniões. Pela ajuda, auxílio e incentivo nos momentos de maiores dificuldades. Pelas críticas e questionamentos sempre construtivos. Por fim, agradeço também pelas conversas que me fizeram crescer como pai, filho e esposo.

À Universidade Federal do Ceará (UFC), através do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) e a todos os demais docentes do DET/PETTRAN, em especial aos professores Carlos Uchôa, Jorge Soares e Ernesto Nobre por toda contribuição à minha formação tanto acadêmica/profissional, quanto pelas experiências de vida compartilhadas que auxiliaram na formação quanto cidadão.

Sem exceção, agradeço aos funcionários do DET e do LMP pela atenção e dedicação em nos auxiliar durante esse período, bem como aos colegas que tive o prazer de conviver, pela ajuda de todos em minhas atividades e compromissos, aprendendo com cada um deles e fazendo com que eu evolua como estudante, profissional e pessoa. Um obrigado especial ao Boris pelos treinamentos, ensinamentos e dicas de procedimentos laboratoriais de maneira atenciosa e paciente.

À Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), por meio do laboratório de solos e pavimentação, pela disponibilização de toda sua estrutura para a realização de

ensaios importantes ao trabalho. Grato ao laboratorista Marcelo pelo auxílio na execução de ensaios nesse espaço.

À FUNCAP pela bolsa de doutorado concedida e à Petrobras pelo apoio financeiro através da Rede Tecnológica de Asfaltos.

Por fim, agradecer a importante contribuição do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte (DNIT) e do Departamento de Estradas e Rodagem do estado do Rio Grande do Norte.

E a todos que contribuíram de alguma maneira para que eu alcançasse mais essa vitória.

Obrigado a todos!!!

## RESUMO

Devido às novas exigências de análises mecânicas dos pavimentos brasileiros motivadas pelo desenvolvimento de novos métodos de dimensionamento, torna-se importante promover pesquisas para conhecimento e controle da ocorrência da Deformação Permanente (DP) em solos. A análise do comportamento de materiais regionais utilizados nas camadas do pavimento, quanto às deformações irreversíveis, fornece informações imprescindíveis para dimensionamentos mecanístico-empíricos, bem como otimiza recursos e atende às necessidades estruturais do pavimento. A partir disso, a presente tese apresenta como objetivo geral analisar a DP de solos utilizados em pavimentos da microrregião de Mossoró para o desenvolvimento de modelos a serem usados em métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos de pavimentos à luz de ensaios mais rápidos e da técnica de Redes Neurais Artificiais (RNA). Para tanto, o programa experimental foi desenvolvido em três etapas: (i) a etapa 1 constou de pesquisa e aquisição de dados na região de estudo; definição do esforço amostral; seleção e coleta dos materiais; realização dos ensaios de caracterização e mecânicos nas amostras selecionadas, bem como avaliação preliminar do método de ensaio de DP a ser utilizado usando as normas brasileira (DNIT 179/2018) e europeia (CEN 13286-7/2004); (ii) a etapa 2 abrangeu um pré-processamento dos dados obtidos nos ensaios e o desenvolvimento dos modelos de previsão da DP e do MR utilizando-se RNA e softwares como LAB Fit; e (iii) a etapa 3 compreendeu a análise dos dimensionamentos empírico (através do método do CBR) e mecanístico-empírico (pelos programas computacionais MeDiNa e CAP 3D-D). Os resultados mostraram que o ensaio triaxial de múltiplos estágios, baseada na norma europeia, apresentou vantagens operacionais e foi recomendado como método para obtenção de DP das amostras. Além disso, os modelos desenvolvidos através da técnica de RNA foram considerados satisfatórios para prever a DP dos solos, bem como as equações geradas para prever o módulo de resiliência. Considerou-se que os pavimentos dimensionados pelos métodos mecanístico-empírico foram capazes de prever o desempenho das estruturas considerando as ocorrências e influências das tensões no aparecimento de rupturas por deformação permanente e área trincada. Percebeu-se, com exceção do pavimento com baixo volume de tráfego, o subdimensionamento das estruturas pelo método do DNIT, o que ficou comprovado na deterioração precoce observada nas rodovias da região. Sendo assim, recomenda-se que a técnica europeia de ensaio da DP e os modelos desenvolvidos com base em inteligência artificial possam ser atualizados e testados para dimensionar pavimentos na microrregião de Mossoró/RN.



**Palavras-chave:** Deformação Permanente. Ensaio Triaxial. Redes Neurais Artificiais. Solo. Pavimentação

## ABSTRACT

Due to the new requirements of mechanical analysis of Brazilian pavements motivated by the development of new sizing methods, becomes important to promote research for knowledge and control of the occurrence of Permanent Deformation (PD) in soils. The analysis of the behavior of regional materials used in the layers of the pavement, as for irreversible deformations, provides essential information for mechanistic-empirical dimensioning, as well as optimizes resources and meets the structural needs of the pavement. From this, the present thesis presents as general objective to analyze the PD of soils used in pavements in Mossoró microregion for the development of models to be used in methods of mechanistic-empirical sizing of pavements in the light of faster tests and the artificial neural networks (RNA) technique. Thus, the experimental program was developed in three stages: (i) step 1 consisted of research and data acquisition in the study region; definition of the sampling effort; selection and collection of materials; performance of characterization and mechanical tests on the selected samples, as well as preliminary evaluation of the PD test method to be used using the Brazilian (DNIT 179/2018) and European (CEN 13286-7/2004) standards; (ii) step 2 covered a pre-processing of the data obtained in the tests and the development of the dp and MR forecastmodels using RNA and software such as LAB Fit; and (iii) step 3 understood the analysis of empirical (through the CBR) and mechanistic-empirical (by the medina and cap 3D-D) computational programs. The results showed that the multi-stage triaxial assay, based on the European standard, presented operational advantages and was recommended as a method to obtain PD from the samples. In addition, the models developed using the RNA technique were considered satisfactory to predict soil PD, as well as the equations generated to predict the resilience module. It was considered that the pavements dimensioned by the mechanistic-empirical methods were able to predict the performance of the structures considering the occurrences and influences of stresses in the appearance of ruptures by permanent deformation and cracked area. It was noticed, with the exception of the pavement with low traffic volume, the undersizing of the structures by the DNIT method, which was proven in the early deterioration observed in the highways of the region. Therefore, it is recommended that the European PD testing technique and models developed based on artificial intelligence can be updated and tested to scale pavements in the Mossoró/RN microregion.

**Keywords:** Permanent Deformation. Triaxial Tests. Artificial Neural Networks. Soil. Paving

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Deformação permanente por camada do pavimento.....	24
Figura 2 – Valor da tensão desvio em elemento qualquer do solo na camada do pavimento.....	26
Figura 3 – Equipamento para a realização do ensaio triaxial.....	34
Figura 4 – Comportamento típico de um solo quanto à DP.....	35
Figura 5 – Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas.....	38
Figura 6 – Local de estudo – Microrregião de Mossoró.....	46
Figura 7 – Malha rodoviária da microrregião de Mossoró.....	47
Figura 8 – Hidrografia da microrregião de Mossoró.....	51
Figura 9 – Geomorfologia da microrregião de Mossoró.....	52
Figura 10 – Geologia da microrregião de Mossoró.....	55
Figura 11 – Pedologia da microrregião de Mossoró.....	56
Figura 12 – Áreas agrícolas da microrregião de Mossoró.....	58
Figura 13 – Localização das jazidas onde os solos foram coletados.....	60
Figura 14 – Localização das jazidas de coleta em função da caracterização biofísica realizada..	61
Figura 15 – Aspectos visuais dos solos coletados.....	62
Figura 16 – Brita e a mistura utilizada em camada de base de rodovias locais.....	64
Figura 17 – Fluxograma resumido da metodologia proposta.....	65
Figura 18 – Detalhes de preparação de amostras para a realização dos ensaios de DP.....	69
Figura 19 – Aspecto do CP e as etapas da montagem do equipamento triaxial.....	70
Figura 20 – Programa de controle de ensaios da DP do LMP/UFC.....	70
Figura 21 – Curvas granulométricas por peneiramento dos materiais coletados.....	80
Figura 22 – Acúmulo de DP no solo SM realizados com a norma DNIT 179/2018 – IE.....	86
Figura 23 – Acúmulo de DP Axial nos ensaios realizados para amostras do solo SM.....	87
Figura 24 – Pesquisa de ocorrência do Shakedown no solo SM.....	88
Figura 25 – Acúmulo de DP no solo AB realizados com a norma DNIT 179/2018 – IE.....	90
Figura 26 – Pesquisa de ocorrência do Shakedown do solo AB.....	91
Figura 27 – DP Total para a Laterita do Acre para ensaios até 250.000 ciclos de carga.....	92
Figura 28 – DP Total para a Laterita do Acre para ensaios até 10.000 ciclos de carga.....	93
Figura 29 – Contribuição do afundamento numa camada de base com solo SM.....	97
Figura 30 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M1.....	99
Figura 31 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra AB.....	102

Figura 32 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra mistura AB + Brita.....	103
Figura 33 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M2.....	106
Figura 34 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M3.....	107
Figura 35 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M4.....	109
Figura 36 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra B.....	111
Figura 37 – Deformação elástica total dos solos da Microrregião para 10.000 cargas.....	112
Figura 38 – Gráfico do modelo de regressão múltipla dos valores de DP da microrregião.....	122
Figura 39 – Gráficos calculado × ensaiado do modelo de estimativa de DP.....	124
Figura 40 – Gráfico da evolução do MSE com as interações do Modelo para o DP total.....	124
Figura 41 – Gráfico de correlação dos valores da DPE calculado x ensaiado.....	125
Figura 42 – Distribuição das tensões verticais no pavimento.....	133
Figura 43 – Distribuição das tensões horizontais no pavimento.....	133
Figura 44 – Deflexão no topo do pavimento.....	134
Figura 45 – Comparação das espessuras das camadas (em cm) dos pavimentos dimensionados pelos métodos descritos.....	134
Figura 46 – Vida útil dos pavimentos com estrutura calculada pelo método DNIT (2006).....	136

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Contribuição de cada camada na deformação permanente.....	23
Tabela 2 – Principais modelos de deformação permanente.....	30
Tabela 3 – Estados de tensões indicados para determinação da DP.....	33
Tabela 4 – Dados dos projetos das rodovias da região de estudo.....	48
Tabela 5 – Resultados obtidos dos ensaios de Proctor e da classificação AASTHO dos solos da região.....	48
Tabela 6 – Nomenclatura dos solos coletados.....	60
Tabela 7 – Resumo da caracterização biofísica dos solos coletados.....	61
Tabela 8 – Ensaio e normas utilizados para o conhecimento dos materiais.....	68
Tabela 9 – Relação de tensões utilizadas nos ensaios triaxiais.....	72
Tabela 10 – Relação de tensões utilizadas nos ensaios triaxiais da norma EN. 13286–7, 2004.	73
Tabela 11 – Modelos avaliados de estimativa do MR.....	77
Tabela 12 – Resumo da composição granulométrica (%) dos materiais em estudo.....	81
Tabela 13 – Resultado dos limites de consistência e da classificação da AASTHO dos materiais investigados.....	82
Tabela 14 – Resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão dos materiais coletados.....	82
Tabela 15 – Deformação Permanente total e suas relações de acúmulo para o solo SM.....	85
Tabela 16 – Deformação Permanente total e suas relações de acúmulo para o solo AB.....	89
Tabela 17 – DP total e suas relações de acúmulo para ensaios de ciclo curto da amostra SM...	94
Tabela 18 – DP total da amostra M1 e suas relações de acúmulo.....	98
Tabela 19 – DP total da amostra AB e suas relações de acúmulo.....	100
Tabela 20 – DP total da mistura AB + Brita e suas relações de acúmulo.....	102
Tabela 21 – DP total da amostra M2 e suas relações de acúmulo.....	104
Tabela 22 – DP total da amostra M3 e suas relações de acúmulo.....	106
Tabela 23 – DP total da amostra M4 e suas relações de acúmulo.....	108
Tabela 24 – DP total da amostra B e suas relações de acúmulo.....	110
Tabela 25 – Parâmetros do ensaio de MR (MPa) dos materiais pesquisados.....	114
Tabela 26 – Parâmetros dos modelos de resiliência dos materiais da microrregião de Mossoró.....	116
Tabela 27 – Melhores modelos avaliados dos materiais da microrregião de Mossoró.....	117

Tabela 28 – Modelos de MR avaliados para todos os solos da microrregião de Mossoró.....	118
Tabela 29 – Desempenho da RNA gerada para o modelo de DP.....	123
Tabela 30 – Topologia e desempenho de modelos neurais para o conjunto de teste da DP.....	125
Tabela 31 – Parâmetros dos modelos gerados de DP dos solos da microrregião de Mossoró....	127
Tabela 32 – Dados dos materiais utilizados no dimensionamento.....	128
Tabela 33 – Resultados do dimensionamento pelo método DNIT (2006).....	129
Tabela 34 – Dados de entrada para os dimensionamentos referentes mecanístico-empíricos....	130
Tabela 35 – Espessuras das camadas dos pavimentos obtidas pelos programas MeDiNa e CAP3D-D.....	130
Tabela 36 – Valores totais de DP e AT obtidos nas análises com o CAP3D-D e MeDiNa.....	131
Tabela 37 – Resultados das tensões verticais, horizontais e deflexão dos pavimentos.....	132
Tabela 38 – Valores dos pesos sinápticos e dos biases entre a camada de entrada e a camada intermediária do modelo (MN1).....	138
Tabela 39 – Valores dos pesos sinápticos e dos biases entre a camada intermediária e camada de saída do modelo (MN1).....	139

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANA	Agência Nacional de Águas
ATR	Afundamentos de Trilha de Roda
BS EN	British Standard European
CBR	California Bearing Ratio
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CE	Ceará
CP	Corpo de Prova
CPRM	Serviço Geológico do Brasil
CO	Monóxido de Carbono
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
DER – RN	Departamento de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Norte
DNER	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNPM	Departamento Nacional de Pesquisa Mineral
DP	Deformação Permanente
DPE	Deformação Permanente Específica
EUA	Estados Unidos da América
FUNASA	Fundação Nacional de Saúde
Hz	Hertz
IA	Inteligência Artificial
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDEMA	Instituto de Desenvolvimento Econômico e Meio Ambiente
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MEAS	Massa Específica Aparente Seca
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MMA	Ministério do Meio Ambiente
MR	Módulo de Resiliência
MSE	Erro do Quadrado Médio
RBVT	Rodovias de Baixo Volume de Tráfego

RN	Rio Grande do Norte
RNA	Redes Neurais Artificiais
RTA	Rede Temática de Asfalto
SIG	Sistema de Informações Geográficas
SP	São Paulo
STD	Sólidos Totais Dissolvidos
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TSD	Tratamento Superficial Duplo
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFERSA	Universidade Federal Rural do Semi-Árido
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro



## LISTA DE SÍMBOLOS

AT	Área trincada
$D_{atm}$	Deflexão máxima total admissível
$\varepsilon_p$	Deformação permanente
$\varepsilon_r$	Deformação resiliente
IP	Índice de plasticidade
k	Constante determinada experimentalmente
K	Coefficientes de equivalência estrutural
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
N	Número de repetições de cargas
$P_a$	Pressão atmosférica
$R^2$	Coefficientes de correlação
$X_m$	Entradas da rede
$X_{max}$	Maior valor da variável
$X_{min}$	Menor valor da variável
$X_n$	Valor normalizado
$X_i$	Valor decimal
$W_{ót}$	Umidade ótima
$\sigma_3$	Tensão confinante
$\sigma_d$	Tensão desvio
$\sigma_1$	Tensão vertical
$\sigma_{adm}$	Tração admissíveis
$\tau_{oct}$	Tensão octaédrica cisalhante
$\theta$	Primeiro invariante de tensão
$\rho_d$	Massa específica aparente seca
$\delta p$	Deformação permanente total
v	Coefficientes de Poisson

## SUMÁRIO

<b>CAPÍTULO 1.....</b>	<b>14</b>
<b>1 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>14</b>
<b>1.1 Considerações iniciais.....</b>	<b>14</b>
<b>1.2 Problema e justificativa de pesquisa.....</b>	<b>17</b>
<b>1.3 Objetivos.....</b>	<b>19</b>
<i>1.3.1 Objetivo geral.....</i>	<i>19</i>
<i>1.3.2 Objetivos específicos.....</i>	<i>19</i>
<b>1.4 Estrutura do trabalho.....</b>	<b>20</b>
<b>CAPÍTULO 2.....</b>	<b>22</b>
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>22</b>
<b>2.1 Considerações iniciais.....</b>	<b>22</b>
<b>2.2 Considerações gerais acerca da deformação permanente.....</b>	<b>22</b>
<b>2.3 Fatores que influenciam a deformação permanente em camadas granulares.....</b>	<b>24</b>
<i>2.3.1 Características do carregamento.....</i>	<i>24</i>
<i>2.3.2 Estado de tensões.....</i>	<i>25</i>
<i>2.3.3 Condição de umidade.....</i>	<i>26</i>
<i>2.3.4 Características geotécnicas.....</i>	<i>27</i>
<b>2.4 Principais modelos de previsão da deformação permanente em solos.....</b>	<b>28</b>
<b>2.5 Obtenção da deformação permanente em laboratório.....</b>	<b>32</b>
<i>2.5.1 Ensaio de deformação permanente conforme norma brasileira DNIT 179/2018 –</i> <i>IE.....</i>	<i>32</i>
<i>2.5.2 Ensaio de deformação permanente conforme norma europeia CEN EN. 13286 –</i> <i>13287 (2004).....</i>	<i>35</i>
<b>2.6 Análise do comportamento <i>Shakedown</i> dos materiais.....</b>	<b>37</b>
<b>2.7 Resiliência.....</b>	<b>39</b>
<b>2.8 Alguns trabalhos do uso das redes neurais artificiais na área de pavimentação.....</b>	<b>41</b>
<b>2.9 Considerações Finais.....</b>	<b>44</b>
<b>CAPÍTULO 3.....</b>	<b>46</b>
<b>3 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO – MICRORREGIÃO DE</b>	

<b>MOSSORÓ</b> .....	46
<b>3.1 Informações gerais e fisiográficas</b> .....	46
<b>3.2 Perfil da malha viária e informações dos projetos rodoviários</b> .....	47
<b>3.3 Características biofísicas</b> .....	49
<b>3.3.1 Hidrografia</b> .....	50
3.3.1.1 <i>Águas superficiais</i> .....	50
3.3.1.2 <i>Águas subterrâneas</i> .....	51
<b>3.3.2 Geomorfologia</b> .....	52
3.3.2.1 <i>Tabuleiros costeiros</i> .....	53
3.3.2.2 <i>Planícies marinhas, fluviomarinhas e/ou fluviolacustres</i> .....	53
3.3.2.3 <i>Planícies fluviais e/ou fluviolacustres</i> .....	53
<b>3.3.3 Geologia</b> .....	53
<b>3.3.4 Pedologia</b> .....	55
<b>3.3.5 Vegetação</b> .....	56
<b>3.3.6 Áreas agrícolas</b> .....	57
<b>3.4 Considerações Finais</b> .....	58
<b>CAPÍTULO 4</b> .....	59
<b>4 MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	59
<b>4.1 Considerações iniciais</b> .....	59
<b>4.2 Materiais</b> .....	59
4.2.1 <i>Coleta dos materiais</i> .....	59
4.2.2 <i>Programas computacionais empregados</i> .....	64
<b>4.3 Metodologia adotada</b> .....	65
4.3.1 <i>Revisão da literatura</i> .....	66
4.3.2 <i>Pesquisa e aquisição de dados</i> .....	66
4.3.3 <i>Definição do esforço amostral</i> .....	66
4.3.4 <i>Seleção e coleta de materiais</i> .....	67
4.3.5 <i>Dados utilizados para elaboração de modelos de MR e DP</i> .....	67
4.3.6 <i>Execução do programa experimental</i> .....	67
4.3.6.1 <i>Ensaio usuais</i> .....	68
4.3.6.2 <i>Preparação das amostras e dos CPs para os ensaios de DP</i> .....	68
4.3.6.3 <i>Avaliação preliminar da metodologia de ensaio de DP</i> .....	71

4.3.7	<i>Pré-processamento de dados para a modelagem neural</i> .....	74
4.3.8	<i>Modelos de previsão de DP e MR</i> .....	75
4.3.8.1	<i>Previsão da deformação permanente</i> .....	75
4.3.8.2	<i>Previsão do Módulo de Resiliência</i> .....	77
4.3.9	<i>Dimensionamento e análises do pavimento</i> .....	77
4.3.10	<i>Considerações finais</i> .....	78
CAPÍTULO 5	.....	80
5	<b>APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b> .....	80
5.1	<b>Considerações iniciais</b> .....	80
5.2	<b>Resultados dos ensaios de caracterização, compactação, CBR e expansão</b> .....	80
5.3	<b>Avaliação preliminar do método de ensaio de DP a ser utilizado a partir da realização dos ensaios com as normas brasileira e europeia</b> .....	83
5.3.1	<b><i>Avaliação da DP pela norma brasileira (DNIT 179/2018 – IE) para os solos SM e AB</i></b> .....	84
5.3.1.1	<i>Solo SM</i> .....	84
5.3.1.2	<i>Solo AB</i> .....	89
5.3.2	<b><i>Avaliação inicial da DP pela norma europeia (CEN EN. 13286 – 13287, 2004) Para o solo SM</i></b> .....	94
5.4	<b>Avaliação da DP para todos os solos coletados conforme a norma europeia</b> .....	96
5.4.1	<b><i>Deformação Permanente do Solo SM</i></b> .....	96
5.4.2	<b><i>Deformação Permanente do Solo M1</i></b> .....	98
5.4.3	<b><i>Deformação Permanente do Solo AB</i></b> .....	100
5.4.4	<b><i>Deformação Permanente da Mistura AB + Brita</i></b> .....	102
5.4.5	<b><i>Deformação Permanente do Solo M2</i></b> .....	104
5.4.6	<b><i>Deformação Permanente do Solo M3</i></b> .....	106
5.4.7	<b><i>Deformação Permanente do Solo M4</i></b> .....	108
5.4.8	<b><i>Deformação Permanente do Solo B</i></b> .....	110
5.5	<b>Avaliação dos resultados do módulo de resiliência</b> .....	112
5.5.1	<b><i>Avaliação do módulo resiliente obtido a partir dos ensaios de carga repetida</i></b> .....	112
5.5.2	<b><i>Avaliação do módulo resiliente obtido pelo ensaio de MR (DNIT 134/2018 – ME)</i></b>	114
5.6	<b>Modelo de previsão da DP a partir do uso das técnicas de regressão linear</b> .....	119
5.7	<b>Modelos de previsão da DP a partir do uso da técnica de modelagem neural</b> .....	122

5.7.1 <i>Parâmetros de modelos de previsão de DP dos solos da microrregião de Mossoró usando o modelo de Guimarães (2009)</i> .....	126
5.8 Dimensionamento de estrutura de pavimento.....	128
5.8.1 <i>Dimensionamento empírico do DNIT</i> .....	128
5.8.2 <i>Dimensionamento mecanístico-empírico</i> .....	129
5.8.3 <i>Comparação dos dimensionamentos empírico e mecanístico-empírico</i> .....	134
5.9 Proposta de norma de instrução de ensaios acelerado para determinação da DP em solos para pavimentação.....	137
5.10 Apresentação dos principais dados de uso e aplicação do modelo neural escolhido.....	137
5.11 Considerações finais.....	141
CAPÍTULO 6.....	142
6 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	142
6.1 Resumo das Principais Contribuições da Tese.....	142
6.2 Principais Considerações.....	142
6.2.1 <i>Quanto à metodologia de ensaios de DP</i> .....	142
6.2.2 <i>Quanto aos modelos de DP e MR</i> .....	143
6.2.3 <i>Quanto à modelagem neural</i> .....	144
6.2.4 <i>Quanto às variáveis explicativas dos modelos</i> .....	144
6.2.5 <i>Quanto à modelagem de previsão de DP por regressão linear</i> .....	144
6.2.6 <i>Quanto ao dimensionamento e análises empíricas e mecanística-empírica das estruturas do pavimento</i> .....	145
6.3 Recomendações para pesquisas futuras.....	146
REFERÊNCIAS.....	148
APÊNDICE A – PROPOSTA DE NORMA DE ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM SOLOS.....	159

## CAPÍTULO 1

### 1. INTRODUÇÃO

#### 1.1 Considerações iniciais

O crescente desenvolvimento da sociedade e a necessidade de investimentos na infraestrutura rodoviária tanto nas micros, quanto nas macrorregiões socioeconômicas e a decrescente oferta de matérias-primas (solos) apropriadas, são fatores a serem considerados nos projetos de pavimentação. Outro impacto desse crescimento acentuado é o surgimento de novos veículos de carga mais pesados aumentando as solicitações impostas às estruturas, exigindo projetos mais racionais dos pavimentos adaptados às novas configurações de carregamento. Do mesmo modo, a escassez de materiais adequados e o desconhecimento de parâmetros de rigidez também impacta na execução de vias de alto, médio e baixo volume de tráfego.

Em rodovias com revestimentos delgados, caso das Rodovias de Baixo Volume de Tráfego (RBVT) que representam de parcela significativa das rodovias no Brasil, as camadas granulares têm uma importante função no comportamento global da estrutura do pavimento. Para estabelecer métodos de dimensionamento mais eficientes e critérios construtivos adequados, é indispensável o entendimento do desempenho das camadas subjacentes ao revestimento sob a ação do tráfego para a implementação de pavimentos.

No Brasil, os pavimentos ainda são dimensionados, na sua grande maioria, empiricamente levando-se em consideração informações pouco representativas da realidade estrutural das camadas de solo frente às solicitações das cargas dos veículos, haja vista que esses dados são obtidos por ensaios de aplicação de cargas estáticas. Contudo, esforços têm sido empreendidos no desenvolvimento, validação e uso de técnicas mais racionais. O método MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional), recentemente apresentado pelo DNIT, permite dimensionar pavimentos incluindo dados mecânicos obtidos em ensaios dinâmicos.

Segundo Santiago (2017) o método MeDiNa, iniciado por Motta (1991) e atualizado por Medina e Motta (2015), representou um grande avanço para o Brasil, pois leva em consideração dados como o valor de Módulo de Resiliência (MR) dos solos e da camada asfáltica; a análise estrutural através de programa em Elementos Finitos (MEF); análise de desempenho em função da fadiga; a tensão vertical no topo do subleito, dentre outros. Medina e Motta (2015) apresentaram o método a partir de pesquisas também desenvolvidas na Rede

Tecnológica de Asfaltos (RTA) e com a inclusão de parâmetros de deformabilidade plástica no pavimento asfáltico em todas as camadas, possibilitando o entendimento do comportamento da estrutura com suas deformações permanentes totais.

É importante destacar que o projeto RTA, financiado pela Petrobras, também fomentou o desenvolvimento do método MeDiNa a partir da contribuição de pesquisas de universidades e centros tecnológicos, além da cooperação do DNIT/IPR. A concepção desse estudo foi baseada na mecânica dos pavimentos realizada através da obtenção de informações sistematizadas sobre as vias nacionais com base em parâmetros obtidos do comportamento dos materiais em campo/laboratório. O desempenho do pavimento é bastante variável tanto pelas cargas atuantes, quanto pela velocidade com a qual os veículos trafegam. A partir disso, há a necessidade da implementação de metodologias mecanística-empíricas que possibilitem a previsão do comportamento dos materiais frente às diversas solicitações e repetições de carga.

Um dos fenômenos relevantes no estudo do comportamento estrutural do pavimento é a deformação permanente (DP), cujo somatório acumulado nas camadas favorece a análise do defeito de afundamento de trilha de roda (ATR), um dos principais processos de deterioração dos pavimentos flexíveis, além do trincamento por fadiga. O estudo da DP em camadas granulares ainda é pouco difundido no Brasil, haja vista que suas instruções de ensaios são processos longos e onerosos conforme consta em DNIT 179/2018 – IE. Segundo Guimarães (2009), o estudo da DP deve ser feito para as diferentes configurações de cargas que solicitam o pavimento incluindo-se os veículos pesados.

A deformação do material consiste em duas partes: deformação recuperável (resiliente) e a plástica (permanente). O afundamento recuperável é a ocorrência mais estudada e utilizada em alguns modelos de dimensionamento mecanístico-empíricos, onde o MR é obtido pelo ensaio no Brasil especificado pela norma DNIT 134/2018 – ME. Já a deformação plástica apresenta o afundamento não recuperável ocorrido nas camadas do pavimento, causando danos definitivos na estrutura.

A acumulação da deformação depende de muitas variáveis com diferentes graus de importância. Os principais fatores que influenciam são: estado de tensão, número de ciclos de cargas, reorientação das tensões principais, teor de umidade, distribuição e tamanho dos grãos e grau de compactação (LEKARP *et al*, 2000).

Para a obtenção dos valores de deformação, os materiais do pavimento são geralmente caracterizados através de estudos em laboratório nos quais as condições de carga e ambientais frequentemente experimentadas pelo material no campo são simuladas a partir dos ensaios triaxiais de carga repetida, em que condições representativas de compactação do

material, teor de umidade ótima ( $W_{ót}$ ) e uma ampla variedade de condições de tensões é reproduzida. Os dados obtidos a partir desses estudos são utilizados para desenvolver equações constitutivas e modelos matemáticos, que podem prever o comportamento mecânico dos materiais conforme citado em Salour e Erlingsson (2015).

Segundo Lima *et al.* (2020), solos de granulação fina quando analisados em equipamentos de teste triaxial de carga repetida (RLT), que é o dispositivo mais frequentemente usado para analisar o comportamento mecânico de materiais de pavimentação, podem apresentar indicação ao uso em camadas de base e sub-base de pavimento, porém quando a seleção é baseada em métodos tradicionais (CBR) os mesmos materiais são frequentemente considerados inadequados para essas camadas. Sendo assim, recomenda-se fortemente que os solos brasileiros possam ser investigados e analisados através de ensaios que possam prever melhor a ocorrência das deformações resilientes e permanentes.

Os ensaios de DP em solos, regulamentado pela norma DNIT 179/2018 – IE e realizado por meio de ensaios triaxiais, são conduzidos utilizando-se pares de tensões (confinamento constante e desvio variável) sujeitos a um determinado número de ciclos de carga (mínimo de 150.000). Devido ao perfil do tráfego, o solo é ensaiado com tensões de diferentes magnitudes requerendo o preparo de diversas amostras fazendo com que haja a necessidade de dispêndio de tempo em torno de 9 a 18 dias a depender da frequência aplicada.

Porém, para melhor simular as condições do tráfego, foi desenvolvido o teste triaxial de carga repetida de múltiplos estágios na qual uma única amostra é submetida a uma série de aplicações de ciclos de até 10.000 cargas com tensões consecutivas de magnitudes variáveis. Embora as especificações e procedimentos de testes triaxiais de múltiplos estágios sejam explicitados na norma europeia CEN – EN. 13286–7 (2004), a obtenção de dados tem sido um desafio.

Tem-se observado que a maioria das pesquisas são realizadas em camada de revestimento e em solos mais granulares, em detrimento de estudos com materiais com granulometria mais fina. Internacionalmente, podem-se citar alguns estudos que direcionaram os trabalhos para análise da DP em solos com granulometria mais fina, tais como: Hornyh e El Abd (2004), Erlingsson e Rahman (2013), Rahman e Erlingsson (2015), Rasul *et al.* (2015), Salour e Erlingsson (2016), Gu *et al.* (2017) e Nie *et al.* (2020). Esses autores observaram possíveis comprometimentos ao pavimento decorrente do uso dos materiais analisados em camadas de base e sub-base, dentre os quais destacaram-se as deformações plásticas excessivas ocorridos na estrutura. Ainda de acordo com as pesquisas mencionadas, os pesquisadores observaram tais comportamentos através de modelos de previsão que



refletiram o comportamento dos solos através da análise dos parâmetros estudados.

A modelagem matemática também apresenta dificuldade em obter as estimativas da DP dos solos, haja vista os diversos parâmetros envolvidos nessa análise. A literatura apresenta várias formulações distintas que incluem um conjunto de variáveis, nem sempre as mesmas em cada caso. Os modelos de Monismith (1975), Uzan (1981), Tseng e Lytton (1989) e Guimarães (2009) se destacam por serem referências no tocante à aquisição de parâmetros de deformabilidade, cada modelo com suas peculiaridades, métodos de obtenção, nível de certeza e poder de comparação de resultados.

Para o cálculo das estimativas de MR e DP, os programas computacionais de estatísticas apresentam-se satisfatoriamente como ferramentas utilizadas na obtenção dos índices de deformabilidade dos solos. Porém, além de técnicas como a de regressão múltipla não-linear, o uso de Redes Neurais Artificiais (RNA) também permite a obtenção dos valores de DP, com baixo nível de incerteza, a partir de resultados de ensaios de cargas repetidas podendo modelar o comportamento de tal fenômeno.

Ribeiro (2016) mostrou que as RNA têm sido utilizadas com sucesso na previsão do MR do solo, modelagem do seu comportamento, permeabilidade, caracterização *in situ*, estruturas de contenção de terras, condutividade hidráulica, compactação e classificação dos solos. No tocante à ocorrência de DP, Alnedawi *et al.* (2019) desenvolveram um modelo preditivo para materiais granulares finos, utilizados em bases e sub-bases, sob múltiplos estágios de cargas e tensões com respostas rápida e eficientes da previsão desse parâmetro.

Pelo exposto, na tese aqui apresentada, pretende-se investir na aquisição de parâmetros de DP a partir do uso de inteligência artificial e realização dos ensaios com redução no número de ciclos. A expectativa é que esses resultados possam ampliar o uso de procedimentos mais racionais para dimensionar pavimentos na região Nordeste onde os estudos ainda são incipientes.

## **1.2 Problema e justificativa de pesquisa**

A evidente carência de materiais com características adequadas para aplicação em infraestrutura rodoviária somada às novas exigências impostas das novas configurações de carregamento, complexidade na aquisição de variáveis explicativas mais significativas, bem como no uso apropriado de ferramentas construtivas, causam dificuldades na elaboração de novos projetos. Essa problemática desperta a necessidade do desenvolvimento de novas

técnicas para um entendimento mais racional do comportamento de materiais constituintes do pavimento, a previsão de seu desempenho e a obtenção de projetos mais otimizados.

A ocorrência da DP e suas implicações nas camadas do pavimento contribuem significativamente nesse contexto. Embora a obtenção desse parâmetro seja dispendiosa e ainda pouco difundida, estudos para conhecimento dessa propriedade são fundamentais para a utilização de novos métodos de dimensionamento mecanístico-empírico. O desenvolvimento de uma norma nacional (DNIT 179/2018 – IE), na qual especifica os procedimentos de ensaio para determinação da DP foi um marco na expansão de pesquisas sobre os afundamentos permanentes.

A metodologia nacional envolve um tempo de experimento considerado alto a partir da necessidade da aplicação de elevados ciclos de carga (mínimo 150.000). Todavia, há técnicas de ensaio de DP mais otimizadas com exigências tanto na aplicação dos ciclos de cargas (10.000), quanto na confecção de corpos de prova inferiores ao praticado no método DNIT. A possibilidade do uso de métodos mais rápidos para a análise de projetos de pavimentos mais racionais pode gerar economia de tempo, além de tornar o processo de obtenção de dados, análises das tensões/deformações e entendimento do desempenho mais célere.

Outro aspecto importante nesse cenário é o desenvolvimento de modelos matemáticos de previsão da DP. Diversas equações são encontradas na literatura com suas respectivas particularidades, porém é claro a necessidade de avaliação acerca das formulações que melhor representem as condições e materiais voltados para cada região, haja vista que aspectos biofísicos locais podem alterar o desempenho de um determinado modelo, quando utilizado em ambientes com características distintas.

O uso de ferramentas computacionais, inteligência artificial e técnicas estatísticas podem auxiliar na modelagem da DP. A literatura investigada tem indicado que o emprego da técnica de redes neurais permite elaborar equações matemáticas capaz de prever o comportamento do afundamento em solos, com baixo nível de incerteza. Embora a literatura nacional não apresente estudos específicos acerca do uso de RNA na modelagem da DP, experiências com o emprego dessa técnica no estudo de outros parâmetros demonstraram rapidez e eficiência do modelo gerado.

Com modelos e indicadores obtidos, a utilização dos parâmetros de rigidez de MR e DP se dará de modo mais acelerado no processo de dimensionamento de estruturas de vias. No Brasil destaca-se o software MeDiNa, resultado do novo método de dimensionamento nacional de pavimentos, além do CAP 3D-D desenvolvido pelo Laboratório de Mecânica dos

Pavimentos da Universidade Federal do Ceará (LMP/UFC). Ambos os programas se baseiam nas propriedades mecânicas dos materiais constituintes (MR e DP) como dados de entrada para análise, disponibilizando resposta estrutural do pavimento, bem como prevendo falhas ao longo do período de projeto.

Por todos esses aspectos, este trabalho propõe fornecer subsídios para o entendimento do comportamento mecânico de solos da mesorregião do oeste potiguar, gerando ferramentas de estimativas da deformação permanente. Utilizou-se a técnica de RNA para o desenvolvimento de modelos de previsão da DP, contribuindo na elaboração de dimensionamentos mecanístico-empíricos de pavimentos para a região estudada.

### **1.3 Objetivos**

#### ***1.3.1 Objetivo geral***

Analisar a deformação permanente de solos utilizados em pavimentos da microrregião de Mossoró para o desenvolvimento de modelos a serem usados em métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos de pavimentos à luz de ensaios mais rápidos e da técnica de Redes Neurais Artificiais.

#### ***1.3.2 Objetivos específicos***

- Avaliar projetos rodoviários existentes na microrregião de Mossoró para levantamento de informações geológicas, de tráfego (número N) e geotécnicas (granulometria, classificação AASHTO, compactação, CBR e expansão) importantes para a caracterização da pavimentação da área de estudo.
- Elaborar diversos mapas (malha rodoviária, hidrografia, geomorfologia, geologia, pedologia, além das áreas agrícolas) da microrregião de Mossoró/RN para dar suporte à área de pavimentação a partir do geoprocessamento e de informações existentes.
- Definir e testar uma metodologia de laboratório alternativa para a avaliação da DP de solos que ocorrem na microrregião de Mossoró/RN.

- Propor, validar e testar modelos de previsão de módulo de resiliência e deformação permanente para solos que ocorrem na microrregião de Mossoró/RN.
- Investigar se as Redes Neurais Artificiais podem ser usadas como técnica de modelagem de estimação de DP dos solos para a região estudada.
- Utilizar os parâmetros estimados de DP da microrregião de Mossoró/RN para análise dos métodos de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos flexíveis.
- Propor um método mais rápido, preliminar e alternativo para execução dos ensaios de DP para alguns solos específicos com as mesmas características aos estudados nesta pesquisa.

#### **1.4 Estrutura do trabalho**

Este trabalho está estruturado em seis capítulos.

- **Capítulo 1 – INTRODUÇÃO**

Neste capítulo são apresentados um breve contexto do tema desenvolvido, problema, as justificativas e os objetivos da pesquisa, além da estrutura do trabalho.

- **Capítulo 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Este capítulo trata dos principais parâmetros que afetam a DP, principais modelos e estudos realizados, relata as experiências brasileiras e internacionais, além do histórico e do estado da arte sobre deformação permanente em pavimentos. Apresenta também o uso de redes neurais artificiais na modelagem de solos e na determinação das características resilientes dos materiais.

- **Capítulo 3 – CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO**

Este capítulo apresenta uma caracterização geral da área da microrregião de Mossoró. Foi realizado um mapeamento, necessário para o conhecimento das condições

locais, por meio das técnicas de geoprocessamento que resultou em informações pedológicas, geológicas, vegetação, morfológicas, hidrológicas e áreas agrícolas. Além disso, informações referentes ao perfil do tráfego e dados geotécnicos das rodovias da área estudada também foram expostas.

- **Capítulo 4 – MATERIAIS E MÉTODOS**

Neste capítulo foram descritos os materiais utilizados no estudo (locais de coleta, características pedológicas, físicas e geotécnicas), bem como foi apresentado o programa experimental empregado para o desenvolvimento da presente tese. Definiu-se uma metodologia de ensaio para obtenção dos valores de deformação permanente, indicaram-se os programas computacionais empregados para a modelagem da DP e MR, além dos métodos de dimensionamentos de pavimento.

- **Capítulo 5 – APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

Neste capítulo foram apresentadas as análises dos dados obtidos nos ensaios realizados, os parâmetros de deformabilidade pesquisados, os modelos de estimativas desenvolvidos para a DP e MR, bem como os resultados dos dimensionamentos empírico e mecanístico-empíricos dos pavimentos e as respectivas avaliações da vida útil estimada.

- **Capítulo 6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

Neste capítulo são apresentadas a principal contribuição da tese, as importantes conclusões e constatações sobre os resultados obtidos no estudo realizado, bem como recomendações para novas pesquisas, incluindo a possibilidade da obtenção de novos parâmetros de deformabilidade de solos utilizados em camadas granulares de pavimentos.

## CAPÍTULO 2

### 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

#### 2.1 Considerações iniciais

Neste capítulo foi realizado um levantamento acerca dos trabalhos, em âmbito nacional e internacional, sobre os principais estudos realizados acerca de deformação permanente em camadas granulares de pavimento, bem como de modelos de previsão de desempenho e técnicas de cálculos e determinação de estimativas da DP para subsidiar as investigações acerca dessa propriedade nos solos em estudo.

#### 2.2 Considerações gerais acerca da deformação permanente

Entende-se por Deformação Permanente (DP) os afundamentos verticais não recuperáveis no revestimento e em camadas subjacentes causados pelo carregamento (tensão) aplicado na superfície do pavimento. De acordo com Lima (2016), a DP, também conhecida como deformação plástica, é a parcela da deformação total em que a camada ao sofrer solicitação de carga não retorna à sua posição original, ocorrendo deslocamentos não-recuperáveis acumulados ao longo da vida útil do pavimento.

Os resultados da DP se configuram como um importante parâmetro em projetos de pavimentos flexíveis. Em decorrência das irregularidades na superfície do pavimento causadas pelos Afundamentos de Trilha de Roda (ATR) nas rodovias, há a dificuldade de drenagem e o conseqüente aumento no risco de aquaplanagem, além da inevitável deterioração da estrutura do pavimento. Esses defeitos influenciam diretamente na redução dos níveis de segurança e conforto das estradas, aeroportos, ruas e avenidas, como também elevam os custos de manutenção e reabilitação do revestimento e das camadas subjacentes dos pavimentos.

A deformação total que ocorre nos pavimentos flexíveis devido à ação de cargas repetidas pode ser dividida em duas parcelas. Uma parcela resiliente, conhecida como deformação elástica e outra permanente, decorrente das deformações plásticas que se desenvolvem nas diferentes camadas que constituem a estrutura. O controle da deformação pode se dar através da limitação da tensão ou deformação vertical máxima atuante no topo do subleito, considerada a camada mais deformável e de menor resistência.

As camadas do pavimento contribuem com alguma parcela para a DP total da estrutura e, portanto, para estimar a profundidade dos ATR é necessário se conhecer o mecanismo da deformação de cada uma das camadas (MOTTA, 1991). Huang (1993) apresenta, percentualmente, a contribuição de cada camada para a DP total medida na superfície do pavimento, determinados em pista experimental da AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials), conforme apresentado na Tabela 1. De acordo com o estudo, 68% da DP ocorre nas camadas granulares da estrutura do pavimento.

Tabela 1 – Contribuição de cada camada na deformação permanente

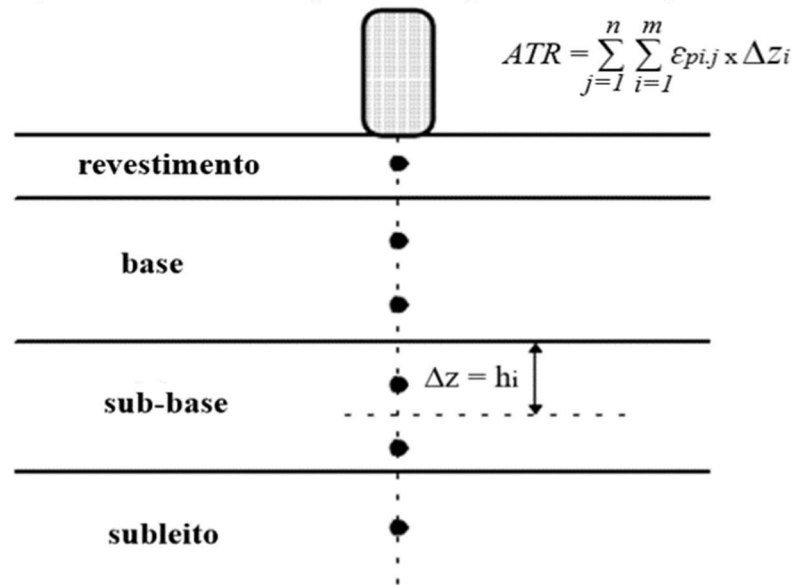
<b>Camada do pavimento</b>	<b>Contribuição na deformação permanente total (%)</b>
Revestimento em concreto asfáltico	32
Base de brita graduada	14
Sub-base	45
Subleito	9

Fonte: Huang (1993).

Segundo Huang (1993) foram realizados testes em duas pistas idênticas apresentando diversas combinações de espessuras, porém apresentando a mesma espessura total. No revestimento foi utilizado uma mistura betuminosa a quente e a base uma brita graduada. O subleito foi do tipo A-4 na classificação AASTHO.

Conforme Rodrigues (1997), um modo de se obter um dimensionamento menos conservador contra deformações plásticas que o proposto por métodos tradicionais é prever o ATR que deve ocorrer durante o período de projeto através do somatório das deformações em cada camada ou subcamada, de acordo com o ilustrado na Figura 1. As deformações plásticas específicas ( $\epsilon_{pi,j}$ ) produzidas pela carga  $i$  na subcamada  $j$  podem ser previstas por modelos que sintetizam resultados dos ensaios de cargas repetidas em diversos materiais.

Figura 1 – Deformação permanente por camada do pavimento



Fonte: Rodrigues (1997).

### 2.3 Fatores que influenciam a deformação permanente em camadas granulares

A ocorrência de danos no pavimento devido às rupturas em sua estrutura é causada por um conjunto de fatores quando esse é sujeito à ação do tráfego de veículos. Conforme diversos autores, tais como Werkmeister *et al.* (2004), Guimarães (2009), Acikgöz e Rauf (2010) e Lima (2016) os principais fatores que influenciam no surgimento e na intensificação das DP são: (a) características do carregamento; (b) estado de tensão; (c) características geotécnicas dos materiais e (d) condições de umidade dos materiais.

#### 2.3.1 Características do carregamento

As deformações permanentes e resilientes do solo são fortemente influenciadas pela magnitude do carregamento, ou seja, pelo estado de tensões presente. Os danos ocorridos no pavimento quando submetidas ao carregamento repetitivo são acumulativos e graduais em pequenos incrementos. O número de ciclos de aplicação de carga também contribui para o aumento da DP e é importante quando está associada à magnitude das cargas, permitindo o estudo da tendência ao acomodamento ou à ruptura, exercendo especial influência no comportamento dos materiais e na determinação dos parâmetros dos modelos de DP.

Tais conclusões foram relatadas por Barksdale (1972) quando observou que a DP acumulada apresentada por um determinado material granular, ainda pode proporcionar um



aumento expressivo mesmo após um elevado número nas repetições de carga, e que esse acréscimo variou linearmente com o número de ciclos  $N$  de aplicação. De acordo com Paute *et al.* (1996), o acúmulo da DP em materiais granulares sujeitos às cargas repetidas estabiliza-se, de modo que é possível determinar um valor limite para a deformação permanente total.

Estabelecer o número de ciclos de aplicação de cargas para o término do ensaio de deformação consiste numa definição difícil devido à dependência de diversos fatores (condição de umidade, compactação, tipos de agregado, dentre outros), envolvidos no experimento, que podem alterar o efeito do carregamento repetido sobre a DP. Motta (1991) indica que quando a taxa de acréscimo da DP se aproximar de zero, o ensaio poderá ser concluído.

### **2.3.2 Estado de tensões**

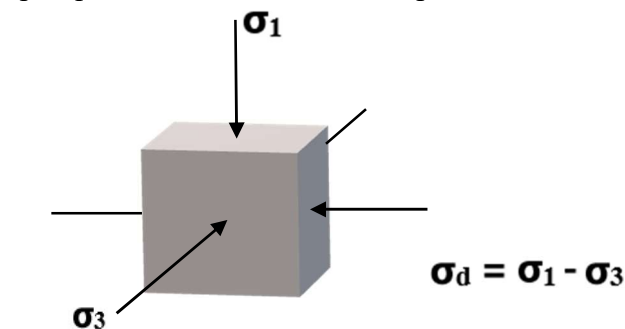
O estado de tensões ou a ordem de aplicação da carga relaciona-se com a magnitude e com o número de ciclos, podendo ser observado após cada ciclo de carregamento pelo acúmulo da DP. O efeito dessa condição tem impacto significativo no desenvolvimento das deformações influenciando primordialmente esse fenômeno nos solos. Os ensaios de laboratório simulam a ação das tensões nas diversas camadas do pavimento, buscando reproduzir efeitos similares aos do campo, obtendo parâmetros que possam ser utilizados em análises mecânicas.

Um aspecto importante refere-se à sequência de tensões no qual o solo é submetido. Essa configuração influencia no comportamento quanto à DP e a definição dessa condição deve ser levada em consideração na análise da deformabilidade acumulada das camadas granulares do pavimento. Nesse sentido, por exemplo, Monismith *et al.* (1975) indicaram que uma série de aplicações de tensões (desvio e confinantes) na argila siltosa pode produzir um considerável efeito de enrijecimento do material.

Quanto às tensões presentes no ensaio triaxial, essas exercem influência nas deformações axiais tanto na análise do comportamento resiliente quanto na DP de solos. Segundo Odermatt (2000) e Guimarães (2001), pode-se considerar que o acréscimo da tensão desvio gera um aumento da DP total. Porém, considerando apenas a influência da tensão confinante, observa-se um aumento da deformação apenas na diminuição dessa. Pinto (2006) relata que a influência da tensão confinante no comportamento dos materiais granulares depende principalmente das características geotécnicas.

A Figura 2 apresenta um elemento qualquer do solo na camada do pavimento e mostra a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) que é medida através dos valores da tensão vertical ( $\sigma_1$ ) e confinante ( $\sigma_3$ ), cuja relação está diretamente associada à tensão cisalhante e sua inversão está relacionada à ação do movimento horizontal dos veículos (GUIMARÃES, 2009). Ainda na Figura 2, a tensão confinante é a maior tensão ocorrida horizontalmente no elemento, segundo Ribeiro (2013).

Figura 2 – Valor da tensão desvio em elemento qualquer do solo na camada do pavimento



Fonte: O autor.

### 2.3.3 Condição de umidade

A influência do teor de umidade no processo de ocorrência da DP também é relevante, haja vista que a ação de inserir o volume de água incorreto no material utilizado na execução das camadas, pode causar consequências danosas à estrutura por comprometer a obtenção da compactação desejada. Ribeiro (2013) relata que a presença da quantidade adequada de água no solo pode influenciar positivamente na coesão dos materiais, contudo, um pequeno aumento na quantidade pode gerar, dentre outras consequências, um aumento importante na DP e uma diminuição no MR.

De acordo com Guimarães (2009), o teor de umidade de um solo das camadas de reforço do subleito, sub-base e base no campo, depende da umidade de compactação e da variação da umidade após compactação. A partir disso, adota-se o teor de umidade próximo da ótima para execução dos ensaios de laboratório para determinação das propriedades tecnológicas dos solos. A experiência de campo mostra que quando não se obedece a essa recomendação há uma aceleração na deterioração do trecho executado, gerando custos não previstos na reexecução.

Ainda que seja admitida uma variação de dois pontos percentuais em torno da umidade ótima, independente da natureza do solo, há o risco de se alterar o comportamento dos materiais que apresentam a curva de compactação mais acentuada e, conseqüentemente, comprometer o grau de compactação e o desempenho pós-execução. Conforme Guimarães (2009) a pesquisa da influência do teor de umidade de compactação, variando em torno da umidade ótima, sobre a DP acumulada é desejável, assim como o controle de qualidade do processo de compactação.

Um segundo aspecto importante da quantidade de água numa camada de solo é em relação à possibilidade de ganho ou perda de umidade de um eventual material já compactado na umidade ótima ou similar, no ambiente no qual está inserido. Considerando-se que a umidade ótima da camada é a adequada ou de equilíbrio, essa variação dependerá de outras condicionantes como fatores climáticos, ambientais e técnicos (drenagem). Essas alterações, sejam em laboratório ou no campo, podem modificar o comportamento tensão *versus* deformação de certos materiais granulares. Segundo Lekarp (1999), um pequeno acréscimo no teor de água pode causar um elevado acréscimo na taxa de DP.

#### ***2.3.4 Características geotécnicas***

As características geotécnicas do solo também influenciam no comportamento das estruturas do pavimento quanto à deformação permanente a partir da ação de cargas repetidas. Os principais parâmetros que indicam maiores efeitos no fenômeno de deformabilidade de uma camada de material granular são: massa específica, método de compactação, curva granulométrica e porcentagem de finos.

Segundo Guimarães (2009), a massa específica aparente seca,  $\rho_d$  ou MEAS, e o grau de compactação exercem importante influência no comportamento de solos submetidos à ação de cargas repetidas. A resistência à DP dos solos tende a se elevar com o aumento da massa específica do material. Barksdale (1972) estudou o comportamento de vários materiais granulares e observou um acréscimo médio de 185% na DP total quando o material atingiu um grau de compactado de 95%, em vez de 100%.

Barksdale (1972) e Lekarp (1999) citam que a mudança da compactação, aumentando a energia aplicada, reduz consideravelmente a DP. Esses mesmos autores citam que o maior contato entre as partículas que constituem o material e seu intertravamento, devido ao aumento da massa específica aparente seca, é a maior razão para essa redução. Outro detalhe importante é o processo de compactação na amostra, pois cada método (por

impacto, vibração ou amassamento) pode apresentar deformações diferentes. Ressalte-se aqui que a melhor energia de compactação precisa ser investigada para alguns solos brasileiros que podem apresentar um limite de compactação característico conforme apresentado por Souza Júnior (2005).

Hoff *et al.* (2004) pesquisaram a influência do método de compactação das amostras para ensaios triaxiais de cargas repetidas adotados em diversos laboratórios da Europa, tendo por finalidade analisar a possibilidade de uniformização. Os autores verificaram que para a avaliação da DP acumulada as diferenças foram consideradas como significativas, quando se considerou os métodos de compactação por vibração e por impacto. As amostras compactadas pelo método vibratório apresentaram cerca de 20 a 25% maior resistência ao colapso, ou seja, a recalques ou afundamentos. Além disso, os autores também mostraram um acomodamento das deformações que um material de pavimento desenvolve quando submetido à ação de cargas repetidas (*shakedown*), entre 40 a 50% superior ao obtido na compactação pelo método Proctor.

A influência da granulometria e da porcentagem de finos, ou seja, partículas com dimensões inferiores a 0,074 mm, na ocorrência da DP acumulada podem ser consideradas bastante relevantes, pois possuem a capacidade de alterar diretamente a intensidade das deformações. Lekarp (1999) cita alguns estudos que constataram um aumento na DP acumulada à medida que se aumenta a porcentagem de finos. Tal conclusão não deve ser considerada para solos finos lateríticos brasileiros que podem apresentar excesso de finos na sua composição e ter excelente comportamento para a pavimentação.

Silva Filho (2018) utilizou ensaios cíclicos de cargas repetidas para o estudo das propriedades mecânicas de solo arenoso fino laterítico empregado em sublastro de ferrovia. Os resultados indicaram um excelente comportamento frente às cargas ferroviárias, com desempenho melhor que em segmento executado com sublastro tradicional.

## **2.4 Principais modelos de previsão da deformação permanente em solos**

Os modelos de previsão da deformação permanente específica dos materiais de pavimentação têm sido desenvolvidos a partir de dados obtidos em laboratório, através de ensaios triaxiais de cargas repetidas, além de simuladores de campo. Esses modelos apresentam diversas informações no tocante às condições do pavimento conforme dimensionamento realizado, como variáveis de resistência ao cisalhamento de solos e britas.

Os parâmetros obtidos para compor os modelos dependem dos procedimentos utilizados para moldar os corpos de prova e dos métodos de ensaio. Essas variações, unidas às incertezas na previsão do tráfego e das condições climáticas, tornam muito difícil a estimativa da profundidade dos afundamentos. Portanto, justifica-se a utilização de modelos mais simplificados (HUANG, 1993).

As propostas de modelo de previsão relacionam e incluem diversos estados de tensões, tipos diferentes de materiais e suas propriedades, número de ciclos (N) de aplicações de carga, dentre outros. Portanto, é importante o estudo e o desenvolvimento de modelos referentes ao conjunto de fatores pertencentes às rodovias inseridas em regiões específicas em análise. Para isso é necessário tanto uma avaliação das condicionantes regionais, quanto da evolução da deterioração do pavimento com o tráfego/tempo característicos.

Diante da análise dos principais modelos de previsão propostos ao longo das últimas décadas, é notória a problemática em representar adequadamente o comportamento de um solo no tocante à DP, devido ao conjunto de fatores, condições, formulações matemáticas envolvidas nesse processo, quase sempre com variáveis diferentes em cada caso. Guimarães (2009) descreveu que a preocupação com a perfeita modelagem do comportamento obtido em ensaios não garante a implementação prática de um modelo desenvolvido, caso essas formulações não possam ser associadas aos métodos de dimensionamento.

Assim como o método convencional do Eng. Murilo Lopes de Sousa utilizado para dimensionamento dos pavimentos no Brasil, foi baseado nos resultados obtidos nos trechos experimentais construídos no estado de Illinois nos Estados Unidos (SANTIAGO, 2017), em sua grande maioria, os modelos propostos desenvolvidos foram em países com condições climáticas totalmente diferentes das brasileiras. Portanto, as ferramentas obtidas ao longo das últimas décadas não atendem à realidade dos materiais ocorrentes no Brasil.

Na Tabela 2 são apresentados de forma resumida os principais modelos de previsão da DP, propostos na literatura consultada, para os materiais que compõem as camadas granulares da estrutura do pavimento, com algumas de suas características, atributos e condições para validação dessa ferramenta.

Tabela 2 – Principais modelos de deformação permanente para materiais granulares

<b>Autores</b>	<b>Modelos</b>	<b>Parâmetros</b>
MONISMITH (1975)	$\epsilon_p = A.N^B$	$A$ e $B$
MAJIDZADEH <i>et al.</i> (1976)	$\epsilon_p/N = A(D,w).N^m$	$A$ e $m$
LENTZ e BALADI (1981)	$\epsilon_{1,p} = \epsilon_{0,95} \cdot \ln(1-q/S)^{-0,15} + \left\{ \frac{n \cdot \left(\frac{q}{S}\right)}{[1 - m \cdot \left(\frac{q}{S}\right)]} \right\} \cdot \ln(N)$	$n$ e $m$
UZAN (1981)	$\epsilon_p(N)/\epsilon_r = \mu.N^{-\alpha}$	$\alpha$ e $\mu$
BARKSDALE (1984)	$\epsilon_{1,p} = a + b \cdot \log(N)$	$a$ e $b$
TSENG e LYTTON (1989)	$\delta_{\alpha(N)} = (\epsilon_0/\epsilon_r) \cdot e^{-(\rho/N)^\beta} \cdot \epsilon_v \cdot h$	$\rho$ e $\beta$
GUIMARÃES (2009)	$\epsilon_p^{esp} = \Psi_1 \cdot \sigma_3^{\Psi_2} \cdot \sigma_d^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4}$	$\Psi_1 \Psi_2 \Psi_3 \Psi_4$

Fonte: O autor.

No modelo de Monismith *et al.* (1975) os parâmetros A e B são calculados com auxílio de algum software básico de estatística, porém também podem ser obtidos na literatura, por comparação. Seus dados são gerados a partir de ensaios triaxiais, com aplicação de ciclos de carga (N) inferiores a 100.000 ciclos.

O estudo do modelo de Majidzadeh *et al.* (1976) foi desenvolvido com a fração granular de solos siltsos e argilosos, oriundos do estado de Ohio/EUA. O parâmetro “m” varia normalmente entre 0,82 e 0,95, sendo que para solos com módulo dinâmico maior que 40MPa, “m” pode ser considerado constante. O parâmetro “A” é função da umidade, densidade e tensão desvio.

As areias foram ensaiadas no modelo de Lentz e Baladi (1981), onde os parâmetros (m e n) de regressão variam com a tensão confinante. Os autores relataram que os resultados foram obtidos para um único solo arenoso de subleito, com boa correlação entre a deformação calculada e a ensaiada, porém necessitando a realização de mais pesquisas com outros materiais para um banco de dados mais consistente.

Na proposição de Uzan (1982), considerado limitado pela obrigatoriedade da deformação elástica ser constante ao longo do ensaio, o parâmetro  $\alpha$  é definido tal que  $\alpha = 1 - B$ , e o parâmetro  $\mu$ , é tal que  $\mu = A.B / \varepsilon_r$ , onde  $\varepsilon_r$  é a deformação resiliente ou elástica. Esses parâmetros também são “abertos” podendo ser obtidos na literatura. Uzan (1982) apresenta uma tabela organizada por camadas de pavimento e parâmetros de deformabilidade extraídas a partir de pesquisas de outros autores.

Barksdale (1972) desenvolveu seus estudos com variados materiais de bases, usando ensaios triaxiais de cargas repetidas para N superior a  $10^5$  ciclos, propondo o modelo com “a” e “b” sendo constantes para um determinado nível de tensão e a deformação permanente axial proporcional ao logaritmo do número N de aplicações de cargas.

A expressão matemática do modelo de Tseng e Lytton (1989), concebido a partir de um banco de dados é “fechada” não permitindo a adição de novas informações, e seus parâmetros  $\rho$  e  $\beta$  e a relação  $\varepsilon_0/\varepsilon_r$  são derivados a partir dos ensaios de DP. A aplicação desse modelo não é recomendada para pavimentos brasileiros, pois não inclui solos tropicais no banco de dados. Todos os modelos citados são para solos utilizados em camadas granulares do pavimento, além do subleito.

A proposta de Guimarães (2009) para prever o efeito da DP relaciona a deformação com as tensões desvio e confinante, em  $\text{kgf/cm}^2$ , bem como o número N de aplicações de carga repetida. Esse modelo foi considerado satisfatório com uma correlação de 0,91 e foi testado para 8 solos brasileiros, além de uma brita graduada simples de basáltico típico da região sul do país. Contudo, quando se adota a tensão confinante constante dificulta a obtenção dos parâmetros de regressão ( $\Psi_1$ ,  $\Psi_2$ ,  $\Psi_3$  e  $\Psi_4$ ), sendo considerado como um fator limitante. Esse modelo foi utilizado como referência para o desenvolvimento da norma DNIT 179/2018 – IE, na qual especifica os procedimentos de ensaio para determinação da DP para materiais granulares utilizados nas camadas dos pavimentos.

Verifica-se que a pesquisa nacional se concentrou nos últimos anos em analisar comportamentos de diversos materiais, desempenho de estruturas, métodos construtivos, obtenção de parâmetros de deformabilidade, dentre outros fatores no tocante ao estudo da DP. Entretanto, não houve contribuição significativa na proposição de novos modelos matemáticos de previsão. Como o modelo de Guimarães (2009), que contém um banco de dados considerável de solos, é considerado uma referência no novo método de dimensionamento de pavimentos no Brasil, sua equação serviu como norte nas pesquisas desenvolvidas.

## **2.5 Obtenção da deformação permanente em laboratório**

Para o estudo da DP e obtenção de suas estimativas são realizados ensaios mais sofisticados e demorados que necessitam conhecimentos práticos e técnicos mais consolidados. Tanto os equipamentos utilizados, quanto os demais procedimentos como preparo do solo, moldagem do corpo-de-prova, dentre outros é o mesmo usado para os ensaios de MR. Destaque-se que na época da realização da fase de laboratório desta pesquisa não existia no Brasil nenhuma norma estabelecida oficialmente para DP, mas somente um projeto em discussão. Sendo assim, o autor deste trabalho iniciou estudos acerca de métodos alternativos para se obter a propriedade da deformação permanente de modo mais rápido.

A nova norma DNIT 179/2018 – IE foi publicada em maio de 2018 e descreve o método de ensaio de DP, além de indicar o critério para verificação do acomodamento. Verificou-se ainda a existência de outras normas no âmbito internacional, tais como CEN EN. 13286 – 13287 (2004) e Austroads (2007), ambas com procedimento de aplicação de ciclos de carga repetidas de múltiplo estágios (RLT – Repeated Load Triaxial Tests) e instruções de ensaios diferentes da norma nacional publicada pelo DNIT em 2018.

### ***2.5.1 Ensaio de deformação permanente conforme norma brasileira DNIT 179/2018 – IE***

Embora durante o ensaio de MR haja possibilidade de leitura de parcela da DP, para se determinar sua estimativa e respectivo modelo de previsão é necessário realizar ensaios específicos com maiores ciclos de carga. Detalhes como o número de ciclos e análise de tendência ao acomodamento são particulares do ensaio de deformação permanente. Segundo a norma DNIT ME 134/2018, para a execução do ensaio de MR, indica-se uma aplicação de 500 repetições para cada par de tensões durante a fase de condicionamento e 10 ciclos de carga para 18 pares diferentes de tensões na fase de registro das deformações.

Já as instruções de ensaios da DP recomendam necessariamente a aplicação de no mínimo 150.000 pulsos de carga, ou seja, um número bem elevado de repetições para avaliação da deformabilidade do solo. A norma que descreve as instruções de ensaio para determinação da deformação permanente no Brasil é a DNIT 179/2018 – IE. Essa norma permite ensaios em solos, brita graduada, além de materiais não estabilizados quimicamente. Para cada corpo de prova são aplicados no mínimo 150.000 ciclos de carga para cada par de tensões, descrito na Tabela 3.



Tabela 3 – Estados de tensões indicados para determinação da DP

$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1/\sigma_3$
	40	2
40	80	3
	120	4
80	80	2
	160	3
	240	4
120	120	2
	240	3
	360	4

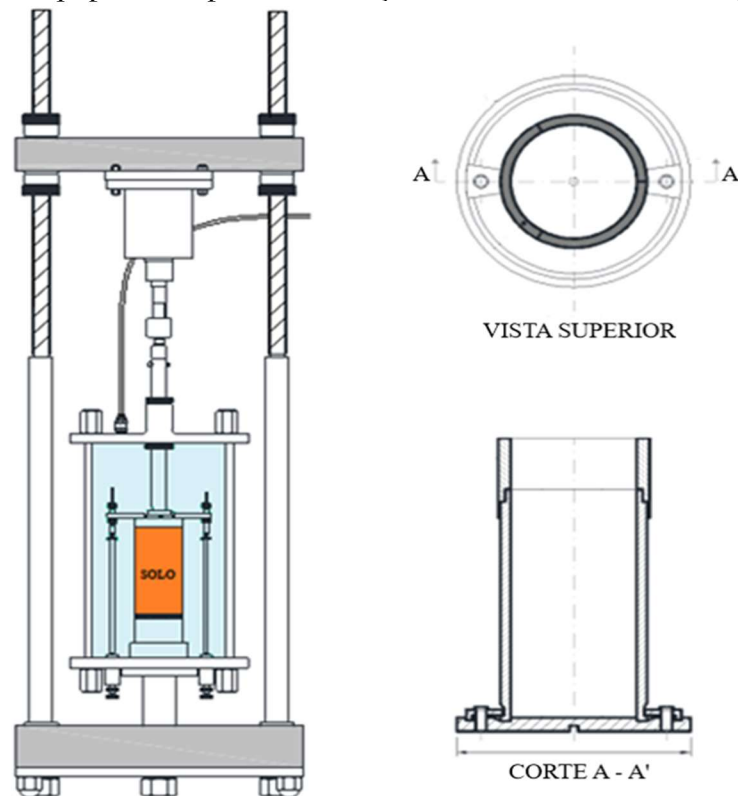
Fonte: Adaptado da norma DNIT 179/2018 – IE.

Os pares de tensões indicados são considerados típicos para o ensaio de DP, admitindo-se outros pares caso o objetivo seja a verificação de limite de tensões admissíveis para subleito ou outra camada do pavimento. De acordo com a norma, se o objetivo do ensaio for a determinação do modelo de comportamento à deformação permanente é necessário utilizar vários corpos de prova e, em cada um, a aplicação de um par de tensões específico.

A Figura 3 ilustra os principais equipamentos para a realização do ensaio de DP em materiais granulares para pavimentação. A aparelhagem é composta por prensa pneumática, célula ou câmara triaxial, transdutor de carga axial e sistema de medição do deslocamento vertical (LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*), além do molde cilíndrico tripartido com base e duas braçadeiras de aço, bem como um anel complementar (colarinho) devidamente apresentado em vista superior e em corte.

O tamanho do cilindro tripartido está condicionado à granulometria da amostra de solo a ser ensaiada. No caso de solo ou material sem pedregulho (material totalmente passante na peneira 4,8 mm) as dimensões internas são de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, porém para solo pedregulhoso e brita o cilindro deve ter 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura, obedecendo à relação de diâmetro máximo das partículas para diâmetro do corpo de prova de 1:4.

Figura 3 – Equipamento para a realização do ensaio triaxial de carga repetida

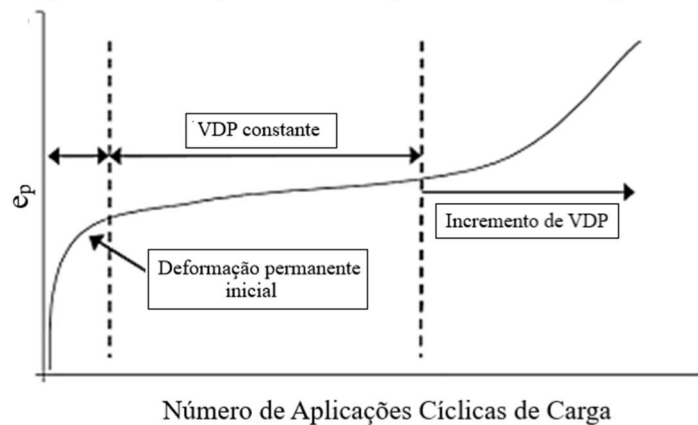


Fonte: Adaptado da norma DNIT 179/2018 – IE.

O equipamento mostrado na Figura 3 ainda necessita de alguns acessórios complementares como pedra porosa. O CP fica envolto em membrana de borracha propiciando proteção contra a entrada de ar; dentre outros. Toda a regulação de pressão para as tensões desvio e confinante por intermédio de ar comprimido é automatizada por um software específico, a partir de condições pré-estabelecidas. A frequência de aplicação de cargas recomendada é de 2Hz (120 ciclos/minuto), porém, esse sistema pneumático de carregamento permite aplicar tensões repetidas com frequências de carga de 1 a 5Hz, a depender do tipo de equipamento, com tempo de carregamento de 0,1s e 0,9s para o intervalo de repouso.

O estudo do comportamento do solo é realizado através dos dados obtidos dos ensaios que consistem no afundamento total permanente da amostra após aplicação do ciclo de carga e de variados valores dos pares de tensões pré-determinados. Essa deformação irreversível acontece basicamente em três etapas no transcorrer do experimento conforme apresentado na Figura 4.

Figura 4 – Comportamento típico de um solo quanto à DP



Fonte: Malysz (2004).

No primeiro momento há uma ocorrência crescente da deformação, atingindo uma constância na segunda etapa e apresentando um possível acréscimo na parte final da aplicação das cargas. Como mostra Malysz (2004) na Figura 4, os resultados para os valores da DP desses ensaios são expressos em gráficos onde podem ser observadas as três fases de comportamento do solo durante a aplicação das cargas no decorrer do experimento.

O início da última etapa desse comportamento, o incremento de VDP (Valor de Deformação Permanente), caracteriza-se como o começo do processo de ruptura do pavimento a partir da formação de ATR. Esse incremento da velocidade de DP é mais observado quando os materiais são solicitados por tensões desvios elevadas, caracterizando o comportamento do tipo “colapso incremental” (WERKMEISTER *et al.*, 2001).

### 2.5.2 Ensaio de deformação permanente de carga repetidas de múltiplos estágios (RLT)

A norma publicada pelo Comitê Europeu de Normalização CEN – EN. 13286–7 (2004) especifica procedimentos de ensaio para determinar o comportamento resiliente e permanente de materiais granulares, sob cenários que simulam as condições físicas e estados de tensão desses materiais em camadas de pavimento sujeitas às cargas móveis. Esse método utiliza o equipamento triaxial de carga repetidas de múltiplos estágios (RLT – Repeated Load Triaxial Tests) permitindo uma avaliação rápida da DP produzida por carregamentos cíclicos de magnitudes variáveis, conduzidas em um único corpo de prova. Observar que na norma brasileira, explicitada no subitem anterior, para cada par de tensão deve-se ter diferentes CPs.

Segundo Nguyen e Ahn (2019) o teste RLT permite investigar o comportamento de um material agregado sob múltiplas pressões de confinamento e desvio com uma única

amostra. O teste triaxial de carga repetida (RLT) é considerado um ensaio de laboratório eficaz para avaliar as deformações permanentes de materiais granulares (ERLINGSSON e RAHMAN, 2013; LI *et al.*, 2019; LI *et al.*, 2019a; LI *et al.*, 2019b; SAEED *et al.*, 2001).

A metodologia europeia determina a aplicação de 10.000 ciclos de carga em cada combinação de tensão adotada, numa sequência de múltiplas combinações pré-estabelecidas numa mesma amostra em experimento, sendo que para uma análise adequada a norma recomenda no mínimo testes com três pares de tensões (30.000 cargas aplicadas) no mesmo corpo de prova. De acordo com essa metodologia, o afundamento determinante que gera danos ao pavimento ocorre antes das 10.000 cargas recebidas e, após esse período, o material não apresenta deformações relevantes para o entendimento do seu comportamento, percepção observada pela constância nos valores de DP obtidos nos ensaios indicando sua estabilização.

Estudos de Jing *et al.*(2019), Jing *et al.* (2018) e Sormunen e Kolisoja (2018), usando a norma europeia, para entendimento do comportamento mecânico de materiais em relação à DP foram considerados satisfatórios. Esses autores verificaram que os valores de deformação obtidos atenderam aos critérios técnicos normativos mostrando que aplicações de cargas até 10.000 ciclos foram suficientes para a compreensão da ocorrência e consequências da DP no pavimento.

Esse procedimento, segundo alguns pesquisadores, possibilita uma avaliação de uma simulação mais real do tráfego que o pavimento é submetido, reproduzindo os efeitos variáveis dos diferentes tipos de veículos, bem como seu crescimento ao longo do período de projeto. Além disso, é possível prever o desempenho dos materiais através da concepção de modelos de estimativas com menor esforço laboratorial. Em uma pesquisa de Rahman e Erlingsson (2015), modelos de DP foram adaptados para dados de teste RLT de múltiplos estágios para vários materiais granulares, apresentando estimativas de afundamento satisfatórios para os materiais estudados.

A agência de transporte rodoviário e de trânsito da Austrália (Austroads) utiliza a norma AG:PT/T053 (2007) para determinar as características de DP e MR de materiais granulares. Os procedimentos dessa norma assemelham-se aos da norma europeia, utilizando o ensaio triaxial de carga repetidas de múltiplo estágios (RLT), reduzindo consideravelmente o tempo e os esforços necessários para caracterizar os materiais, em comparação ao método do DNIT. Arulrajah *et al.* (2020) em seus estudos de caracterização mecânica em misturas de materiais granulares reciclados para uso em pavimentação, observou resultados satisfatórios no tocante ao entendimento do comportamento dos materiais, a partir dos ensaios adotados.

Ao simular a execução de ensaios de DP utilizando os métodos de carga repetidas de múltiplo estágios (10.000 ciclos de carga) e o procedimento normatizado pelo DNIT (150.000 ciclos no mínimo), para uma mesma frequência (1Hz), observa-se que a técnica RLT necessita de apenas 6% do tempo para concluir o experimento em um par de tensão pré-estabelecido em comparação ao período demandado pelos procedimentos indicados pelo DNIT. Programando testes com quantidades mínimas de pares de tensões indicada na norma (30.000 ciclos), será necessário cerca de 1/5 do tempo para o encerramento do ensaio.

## 2.6 Análise do comportamento *Shakedown* dos materiais

A pesquisa de Shakedown, desenvolvida na Universidade de Nottingham na Inglaterra, é um método que possibilita a análise do comportamento da DP de materiais submetidos aos ensaios de cargas repetidas a partir do conceito do acomodamento. Segundo Guimarães (2001), a teoria do Shakedown verifica se a DP ocorrida na estrutura pode conduzi-la a ruptura ou se tende à estabilização após a aplicação dos ciclos de cargas no material.

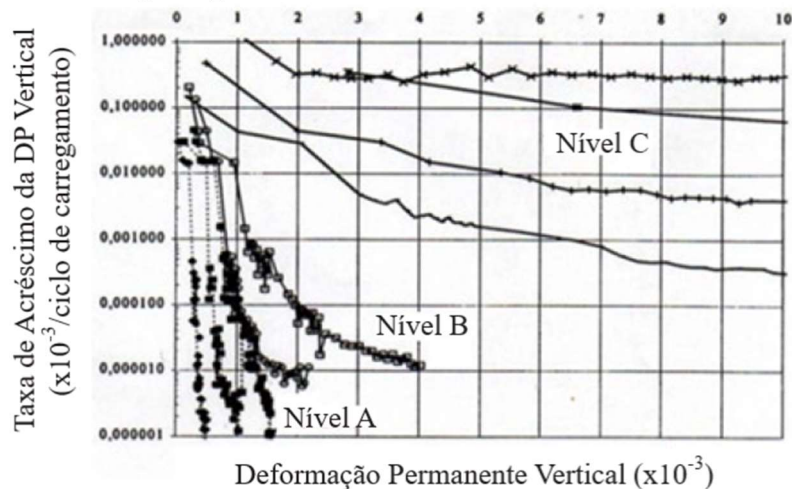
Assim, pode-se entender que a teoria do Shakedown é a estabilização da deformação permanente depois de determinado número de ciclos onde o material apresenta somente comportamento elástico (SHARP e BROOKER, 1984 e WERKMEISTER *et al.*, 2001). Leite (2007), por exemplo, mostrou que no material ensaiado, após determinado número de ciclos de aplicação de cargas, a DP tendeu a estabilizar, ou seja, o material indicou a apresentar comportamento elástico, entrando em Shakedown. Faria (1999) considera que uma amostra entrou em Shakedown quando cessam as DP, a partir de um determinado número de aplicação de cargas a que esta é submetida em carregamentos cíclicos.

A definição do limite de Shakedown depende da relação das tensões ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) a qual a amostra foi submetida. Segundo Paute *et al.* (1996) para que os níveis de tensão aplicados não levem o material à ruptura, quando submetidos ao carregamento cíclico, o solo manifesta dois estágios: (i) início do carregamento, quando a DP aumenta rapidamente e a deformação elástica diminui (aumento da rigidez) e (ii) após certo número de aplicação de carga, quando a deformação plástica tende a estabilizar (acomodação) e o comportamento do material pode ser considerado elástico.

Através da modelagem gráfica indicado por DAWSON e WELLNER (1999) e os diferentes formatos das curvas propostas por WERKMEISTER *et al.* (2001) para representar os diversos comportamentos de solos e materiais granulares em função dos níveis de tensão, é

possível realizar a classificação pelo tipo de acomodamento, quanto à DP, em diferentes níveis. A representação gráfica que caracteriza as respostas do acomodamento do material é apresentada na Figura 5, com o eixo das abcissas indicando os dados de deformação permanente acumulada vertical em metros e a ordenada representando a taxa de acréscimo da DP vertical por cada ciclo.

Figura 5 – Tipos de comportamento quanto ao acomodamento sob cargas repetidas



Fonte: Adaptado de Werkmeister *et al.* (2001).

De acordo com os gráficos apresentados na Figura 5, observa-se que há três níveis de acomodamento da DP ao longo da aplicação de carregamento. O Nível A (acomodamento plástico) é quando o material apresenta resposta plástica decrescente quando submetido a um número finito de aplicações de carga. Norback (2018) afirma que após esse período de aplicação do carregamento, considerado pós-compactação, ocorre o acomodamento das partículas, onde o comportamento do material passa a ser puramente elástico e as deformações permanente cessam.

O Nível B (limite plástico) considerado como um acomodamento intermediário com o material apresentando um comportamento que não atinge nem o colapso, nem o shakedown. Nesse nível, a ocorrência de DP apresenta uma taxa de acréscimo muito elevada nos ciclos iniciais da aplicação de carga, porém decresce em níveis constantes durante o período do carregamento.

O comportamento do Nível C (colapso incremental) indica que o material apresenta uma elevada DP em poucos ciclos de carga, devido à ação de altas tensões empregadas, podendo resultar em ATR excessivos e na ruptura do pavimento. Guimarães

(2009) ainda observou, em pesquisas com solos finos, comportamento com significativas deformações iniciais seguidas de acomodamento plástico, classificando como Nível AB.

## 2.7 Resiliência

O primeiro estudo sistemático acerca da deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem em 1955, o qual dizia que:

*[...] entendia que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia a deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial o subleito. Hveem preferiu usar este termo ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos com que lida o engenheiro – concreto, aço, etc. Na verdade, o termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; corresponde à energia potencial de deformação. (MEDINA, 1997).*

De acordo com o dicionário Aurélio Básica da Língua Portuguesa, o termo resiliência significa a propriedade pela qual a energia armazenada em um corpo deformado é devolvida quando cessa a tensão causadora de uma deformação elástica. Esse conceito adequa-se também em ocorrências observadas em materiais e estruturas integrantes do pavimento. Sendo assim, o parâmetro considerado para análise do comportamento de camadas granulares no que diz respeito às suas deformabilidades é o Módulo de Resiliência (MR), obtido pelo chamado ensaio triaxial dinâmico.

O MR tem fornecido uma melhor compreensão a respeito da rigidez dos solos e tem sido incorporado frequentemente em análises mecânicas dos materiais usados na pavimentação. Os métodos mecânicos-empírico de dimensionamento de pavimentos flexíveis requerem que os materiais das camadas, do revestimento até o subleito, sejam caracterizados mecanicamente considerando o MR que é influenciado diretamente pelo estado de tensões aplicado aos diferentes materiais.

Segundo Uzan (1985), geralmente o MR apresenta um comportamento não linear com a variação do estado de tensão atuante no solo. A diferença nas espessuras das seções transversais das camadas, acréscimo ou redução no carregamento externo, dentre outros, causam mudanças do estado de tensão. O módulo de resiliência de um material granular típico

é afetado por vários fatores, como teor de umidade, grau de compactação, gradação e estado de tensão (ATTIA e ABDELRAHMAN, 2011; NG *et al.*, 2019; PLATI e CLIATT, 2019).

O ensaio utilizado para obtenção dos valores de MR é o triaxial cíclico de cargas repetidas, o qual busca simular em laboratório as condições de tráfego em um pavimento, como: seus carregamentos, tensões submetidas, situação da estrutura, parâmetros construtivos e, conseqüentemente, comportamentos dos materiais provenientes de todas essas condicionantes impostas. O método de ensaio para materiais granulares é regido pela norma DNIT 134/2018 – ME. Já para materiais estabilizados quimicamente, a norma para determinação do módulo de resiliência é a DNIT 181/2018 – ME.

O ensaio de MR apresenta duas etapas: (i) fase de condicionamento que é importante na tentativa de garantir que o ensaio seja realizado em regime elástico buscando eliminar a influência de significativas deformações plásticas e (ii) fase do ensaio propriamente dito quando ocorre a medição da deformação resiliente recuperável. Determina-se o MR como a razão entre a tensão desvio, aplicada repetidamente, e a deformação específica resiliente correspondente, conforme mostra a Equação 1.

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

onde:

MR = Módulo de Resiliência (MPa);

$\sigma_d$  = tensão desvio (MPa);

$\epsilon_r$  = deformação específica resiliente correspondente

Diversos esforços foram realizados para avaliar os parâmetros dos principais modelos de MR baseados em estudos experimentais (NG *et al.*, 2019; PLATI e CLIATT, 2019). A literatura destaca ainda vários modelos de estimativas dos valores do MR que buscam determinar as condições de deformação resiliente de materiais granulares. Destacam-se os trabalhos de Duncan *et al.* (1968); Svenson (1980); Thompson e Elliott (1985); modelo combinado proposto por Aranovich (1985); Pezo (1993); Ni *et al.* (2002); Takeda (2006) e Ribeiro (2016), além dos métodos de dimensionamento da AASTHO (2004) e AASTHO (2008) que usam modelos que incluem o parâmetro da pressão atmosférica.

Com a publicação do método MeDiNa de dimensionamento de pavimento, o projetista pode utilizar um modelo constitutivo de estimativa do MR que melhor representa o



comportamento do material granular. Os modelos podem ser reunidos em uma única equação matemática constituído pelo modelo composto proposto por Pezo (1993) incluído um invariante de tensão ( $\theta$ ) e uma constantes de deformabilidade ( $k^4$ ), apresentado na Equação 2.

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \times \sigma_d^{k_3} \times \theta^{k_4} \quad (2)$$

As expressões que propõem a obtenção dos valores de MR utilizam diferentes variáveis em suas equações para a determinação das constantes de deformabilidade ( $k$ ). As variáveis mais empregadas são as tensões desvio ( $\sigma_d$ ), confinante ( $\sigma_3$ ) e octaédrica cisalhante ( $\tau_{oct}$ ), o primeiro invariante de tensão ( $\theta$ ) e da pressão atmosférica ( $P_a$ ), além de dados de outros ensaios como de caracterização de material, de pavimentação, dentre outros.

Ribeiro (2016) desenvolveu um modelo utilizando, além de dados de tensões, os principais parâmetros geotécnicos (umidade ótima, CBR, limites de consistência, granulometria, etc.) de solos estudados do estado no Ceará. Outro destaque desse trabalho foi o emprego de redes neurais artificiais para o desenvolvimento de modelos de estimativas, ferramenta considerada eficaz no processo de obtenção de equações matemáticas.

## 2.8 Alguns trabalhos do uso das redes neurais artificiais na área de pavimentação

As Redes Neurais Artificiais (RNA) se apresentam como uma eficiente ferramenta computacional para a obtenção de soluções de problemas complexos não lineares, com várias aplicações em praticamente todas as áreas do conhecimento. Basicamente trata-se de técnicas de Inteligência Artificial (IA) que possuem a propriedade essencial de serem capazes de aprender uma função a partir de processos que simulam sistemas nervosos biológicos. Atualmente um dos principais usos são aplicações que trabalham com simulação de dados (RIBEIRO, 2016).

O procedimento básico operacional consiste em ensinar ou treinar a RNA até que essa aprenda a função desejada. O aprendizado consiste no aproveitamento das informações mais importantes de dados apresentados a ela, ocorrendo um processo repetido de ajustes aplicados aos pesos das conexões. Embora existam diversos tipos de aprendizagem, destacam-se o processo supervisionado e não supervisionado como sendo os métodos mais empregados na implementação de RNA (BRAGA *et al.*, 2000).

O método supervisionado fundamenta-se na presença de um supervisor externo que fornece para a rede neural um conjunto de informações de entradas e saída desejadas, onde o erro médio do processo do treinamento é avaliado sofrendo alterações ou não para minimizar esse erro. Entretanto, no processo não supervisionado há introdução apenas de padrões de entrada com os dados de saída processado pela rede. De acordo com Silva *et al.* (2004), tal técnica só é aplicável se houver uma grande quantidade de dados, haja vista que para seu processamento a RNA procura “características estatisticamente relevantes” entre os dados apresentados.

Após a fase de aprendizado o conhecimento é obtido pela rede a partir de processamentos simples e, a partir disso, o sistema consegue solucionar problemas que envolvem reconhecimento de padrões como, por exemplo, cálculos de determinadas funções matemáticas. Um tipo de treinamento mais intuitivo possível consiste no treinamento através de exemplos. Por esse método são apresentados à rede exemplos de comportamento. Os exemplos são repassados até que a rede aprenda o comportamento correto, ou seja, até que programe corretamente a função para todos os exemplos (KOVÁCS, 1996; BORUVKA e PENIZEK, 2007).

As RNAs são constituídas por unidades de processamentos de informações denominadas neurônios artificiais, sendo compostos por três partes: (a) o conjunto ou pesos sinápticos, que possui um padrão ou informação de entrada, é responsável por todo o conhecimento adquirido pela rede, ou seja, são as variáveis ajustáveis que mudam e se adaptam na medida em que a rede neural é submetida a um conjunto de treinamento; (b) o somador ( $\Sigma$ ) que recebe as informações provenientes dos pesos sinápticos e então realiza, para cada sinapse conectada, uma soma ponderada de sinais de entrada pelos respectivos pesos e (c) a função de ativação que tem o papel de gerenciar a resposta de saída do neurônio restringindo o intervalo permissível para liberação dessa informação.

O uso de redes neurais tem sido investigado na área de pavimentação, especialmente nas últimas décadas. Essa constatação mostra a relevância e confiabilidade da técnica na busca de respostas aos principais parâmetros pesquisados do setor. De acordo com Ceylan *et al.* (2014) áreas como: previsão da condição e desempenho do pavimento; estratégias de gestão e manutenção, previsão de desgaste; avaliação estrutural de sistemas; análise do pavimento e classificação de imagens; modelagem de materiais de pavimentação e outras aplicações diversas de infraestrutura de transporte mostra que a Inteligência Artificial (IA) é amplamente explorada com sucesso nesse âmbito.

Alguns trabalhos internacionais como os de Attoh-Okine (1994), Chou *et al.* (1994), Eldin e Senouci (1995), George *et al.* (1998), Choi *et al.* (2004), Gajewski e Sadowski (2014) demonstraram que o emprego da RNA confere aos modelos desenvolvidos, respostas efetivas dos comportamentos e características de elementos integrantes do pavimento, bem como da estrutura na via. Tanto a área de infraestrutura, quanto à de planejamento e gestão de uma rodovia podem ser contemplados com o uso das redes neurais, conforme mostram as pesquisas citadas.

A utilização dessa ferramenta computacional em trabalhos que envolvem a previsão de variáveis respostas a partir de um amplo conjunto de parâmetros explicativos, que, muitas vezes não são modelados a partir de métodos estatísticos tradicionais, tem sido considerada um sucesso. Segundo Ghasemi *et al.* (2019), a extrapolação usando modelos preditivos empíricos é altamente arriscada e desencorajada por profissionais experientes, necessitando-se o desenvolvimento de métodos a partir de múltiplas variáveis de entrada suficientes para apoiar um algoritmo de otimização para encontrar o parâmetro estudado.

A deformação permanente em camadas de pavimento está inclusa nesse contexto, haja vista a grande quantidade de elementos que pode influenciar em sua ocorrência. Autores internacionais como Ceylan *et al.* (2005), Shafabakhsh *et al.* (2015), Plati *et al.* (2016), Ghasemi *et al.* (2019), Ullah *et al.* (2020), desenvolveram modelos baseados em RNA para estimar a DP de camadas do pavimento com elevada precisão em comparação aos modelos de regressão tradicionais. Entretanto, a literatura nacional ainda não contempla pesquisas com o uso de RNA no desenvolvimento de modelos de previsão de DP em solos utilizados na pavimentação, embora existam trabalhos para a predição do MR.

As pesquisas no desenvolvimento de modelos de estimativas do parâmetro resiliente de materiais granulares com base nas características mecânicas e geotécnicas dos solos, dentre outros fatores explicativos, utilizando RNA, resultaram em ferramentas eficazes no processo de obtenção do MR. Trabalho como os de Ren *et al.*, (2019) e Hanandeh *et al.* (2020) constataram o potencial de utilização da técnica de IA na determinação das deformações resilientes.

Nacionalmente com o uso de redes neurais, pode-se citar a pesquisa de Ribeiro (2016) que gerou modelos destinados a prever o MR de solos do estado do Ceará por meio da análise de dados de ensaios geotécnicos convencionais (análise granulométrica e compactação), bem como os pares de tensões usados no ensaio de MR. Conforme esse autor, os resultados mostraram que as RNA foram capazes de realizar estimativas com boa precisão, com coeficiente de correlação de 0,984, dos valores de MR dos solos, revelando assim ser

promissor o uso de modelos neurais para prever o MR. Os estudos brasileiros de Ferreira (2002), Ferreira (2008) e Celeste e Oliveira (2019) também obtiveram resultados satisfatórios com alta precisão de seus respectivos modelos.

Rodgher *et al.* (1998), realizaram a previsão de atividade de manutenção e reabilitação de estradas não pavimentadas. Esse trabalho usou dados de mais de 100 km de estradas não pavimentadas do município de São Carlos–SP, onde as variáveis de entrada de rede foram o tráfego, as condições climáticas, severidade e tipos de defeitos. Os dados de saída da rede foram: necessidade de camada de revestimento primário sob o subleito, necessidade de cravação de material granular sob o subleito, limpeza das valetas e aplicação de estabilizantes. Segundo os autores, os resultados obtidos com o trabalho reforçam o potencial e a aplicabilidade da RNA dentro do contexto de um sistema de gerenciamento de vias, haja vista que essa técnica serviu satisfatoriamente para auxiliar na seleção de atividades de manutenção e reabilitação.

Ribeiro, da Silva e Barroso (2015) também utilizaram RNA para prever a classificação da AASHTO nos solos da Região Metropolitana de Fortaleza-CE, tendo como dados de entrada a geologia, pedologia, vegetação, geomorfologia, altimetria da área de estudo, além de valores dos ensaios de pavimentação e MR. A qualidade dos modelos de previsão baseados em RNA no trabalho citado foi considerada satisfatória, pois é possível obter informações para a classificação AASHTO como dados de saída dos modelos neurais desenvolvidos com precisão de 93%.

Dragana e Milica *et al.* (2015) mostraram a aplicação de uma rede perceptron de multicamadas para prever as vendas de bilhetes para três linhas ferroviárias durante o período de férias escolares. Com entrada na rede composta de 7 variáveis (atributos), 7 neurônios na camada escondida e 1 na camada de saída, e tendo a previsão de vendas de bilhetes como variável alvo, a RNA apresentou resultados satisfatórios, haja vista que alcançou uma média de 96% de precisão permitindo a melhor adequação da oferta de lugares.

## **2.9 Considerações Finais**

Embora a maioria das pesquisas acerca da análise mecânica concentram-se no revestimento, o estudo dos materiais que compõem a base e sub-base são essenciais para o entendimento do comportamento global do pavimento, bem como a compreensão das características dos solos dos subleitos contribuindo para dimensionamentos de novos pavimentos e na previsão de seu desempenho. Uma parte também integrante desse processo é

o aproveitamento adequado de ferramentas laboratoriais e computacionais para a obtenção, análise e previsão de parâmetros de rigidez desses materiais.

Diante das experiências nacionais e internacionais mostradas neste capítulo, o uso de técnicas de inteligência artificial no desenvolvimento de modelos de estimativas de DP, como de outros parâmetros como o módulo de resiliência, deve ser encorajado. Equações matemáticas obtidas por RNA podem responder com precisão significativa a previsão de ocorrência de DP e, portanto, devem ser testadas nos estudos da área de pavimentação.

Nesse contexto, demonstra-se a necessidade de desenvolvimento de pesquisas voltadas ao entendimento das características e comportamento mecânicos dos solos, técnicas e melhores metodologias de ensaios e modelagem, obtenção de modelos de DP, bem como análises de dados e aplicação dos resultados em métodos de dimensionamento de pavimentos. Destaque-se aqui a necessidade das investigações serem regionalizadas de modo a se conhecer com maiores detalhes a realidade de cada local como a que será apresentada no próximo capítulo.

## CAPÍTULO 3

### 3. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO – MICRORREGIÃO DE MOSSORÓ

#### 3.1 Informações gerais e fisiográficas

A microrregião de Mossoró está localizada na mesorregião do oeste potiguar, com latitude  $5^{\circ} 11' 17''$  Sul e longitude  $37^{\circ} 20' 39''$  Oeste e está a 281 km da capital do Rio Grande do Norte (Natal) e 260 km da cidade de Fortaleza, capital do estado do Ceará. Essa área possui localização privilegiada entre centros com grande potencialidade produtiva tornando-se um “caminho obrigatório” de bens, matérias-primas, mercadorias e pessoas circulantes na região. Essa área é banhada pelo oceano atlântico ao norte faz divisa com a Chapada do Apodi ao sul (S), com o Vale do Açu a leste (E) e a oeste (O) faz fronteira com o estado do Ceará (Baixo Jaguaribe), conforme mostra a Figura 6.

Figura 6 – Local de estudo – Microrregião de Mossoró



Fonte: O autor.

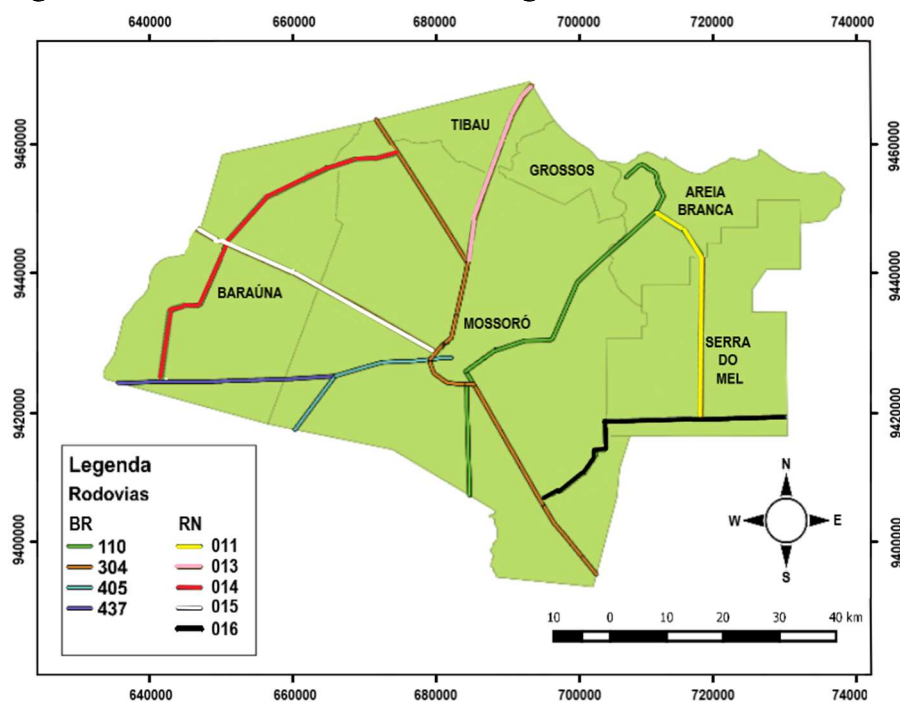
Essa microrregião é formada pela união de seis municípios, Mossoró, Baraúna, Tibau, Serra do Mel, Grossos e Areia Branca, com extensão territorial de 4.198,951 km<sup>2</sup> e população de 384.018 habitantes conforme dados do IBGE (2020). Nos últimos anos constatou-se um crescimento socioeconômico acima da média nacional. Essa área possui um clima muito quente e semi-árido provocando grande evaporação e concentração de sais na parte superficial do terreno. A microrregião de Mossoró apresenta precipitação pluviométrica média anual de 695,8 mm, período chuvoso de fevereiro a abril, temperatura média anual em

torno de 27,4 °C, umidade relativa média anual de 70%, além de altitude média de 100 metros conforme IDEMA (1999).

### 3.2 Perfil da malha viária e informações dos projetos rodoviários

A rede viária é ampla com quatro rodovias de grande porte cruzando toda a área. A rodovia federal BR 304 se destaca por atravessar toda a região, bem como todo o território potiguar, interligando quase que na totalidade do percurso as capitais do estado do RN e do CE. Além dessa, ainda estão inseridas nesse local as BR's 110, 405 e 437. Para melhor visualização da malha viária da microrregião de Mossoró, elaborou-se a Figura 7 que ilustra as principais rodovias federais e estaduais com uso para fins diversos como escoamento da produção industrial, agrícola e turismo. Observam-se que as RN's 013, 014, 015, 016 e 011 interligam outras localidades importantes da região auxiliando na circulação da população entre municípios e comunidades.

Figura 7 – Malha rodoviária da microrregião de Mossoró



Fonte: O autor.

Os principais dados apresentados neste item acerca das rodovias citadas tais como: (i) número (N) adotado nos dimensionamentos dos pavimentos; (ii) energia de compactação; (iii) umidade ótima; (iv) classificação AASHTO e (v) CBR (California Bearing Ratio) foram colhidos pelo autor do presente trabalho a partir da análise de relatórios de 09

(nove) projetos rodoviários realizados no local entre 2004 e 2013. Esses projetos foram disponibilizados pelo DNIT (Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes) e pelo DER – RN (Departamento de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Norte).

As informações apresentadas nas Tabelas 4 e 5 são a média dos principais dados dos estudos de tráfego e geotécnicos descritos nos quadros resumos presentes nos relatórios dos projetos avaliados. Tanto os dados de CBR, de umidade ótima ( $W_{ót}$ ), quanto os da classificação AASHTO das camadas de base e sub-base das rodovias estaduais RN 013 e RN 016, além do trecho urbano da BR 304 (17 km) são referentes tanto aos pavimentos já existentes, quanto aos novos projetos da duplicação dessas rodovias. Para o dimensionamento dessas duplicações utilizou-se o mesmo N e dados acerca do subleito do projeto antigo. A energia de compactação utilizada no subleito para todas as rodovias foi a normal.

Tabela 4 – Dados dos projetos das rodovias da região de estudo

RODOVIAS	TRÁFEGO ( $N_{10}$ USACE)	CBR (%)			ENERGIA COMPACTAÇÃO BASE/SUB-BASE
		BASE	SUB-BASE	SUBLEITO	
BR 437	$2,5 \times 10^6$	80,0	31,0	9,0	Modificada
BR 304	-	84,0/96,6	40,0/32,9	19,7	Intermediária
BR 405	-	80,5	43	15,8	Intermediária
BR 110	$6,41 \times 10^6$	71,0	52,5	6,8	Intermediária
RN 014	-	60,0	26,0	10,0	Intermediária
RN 015	$3,54 \times 10^6$	70,0	31,0	11,7	Intermediária
RN 011	$5,1 \times 10^6$	67,5	32,0	22,2	Intermediária
RN 013	$5,0 \times 10^6$	70,6/67,5	45,2/30,5	20,9	Intermediária
RN 016	$5,1 \times 10^6$	57,5/72,3	23,7/33,6	18,7	Intermediária

Fonte: O autor.

Tabela 5 – Resultados obtidos dos ensaios de Proctor e da classificação AASTHO dos solos da região

RODOVIAS	UMIDADE ÓTIMA			CLASSIFICAÇÃO AASTHO		
	BASE	SUB-BASE	SUBLEITO	BASE	SUB-BASE	SUBLEITO
BR 437	7,9	7,1	13,7	A-2-4	A-2-4	A-6
BR 304	6,2/7,4	8,7/11,6	10,3	A-2-4/A-2-4	A-2-4/A-2-6	A-2-4
BR 405	7,3	6,0	10,4	A-2-7	A-2-4	A-2-4
BR 110	7,0	7,8	9,1	A-2-4	A-2-4	A-2-4
RN 014	13,7	10,9	13,7	A-2-4	A-4	A-6
RN 015	6,2	9,2	13,6	A-4	A-2-4	A-4
RN 011	9,5	7,0	6,4	A-1-b	A-2-4	A-2-4
RN 013	7,5/9,5	8,5/8,4	8,8	A-1-b/A-1-b	A-2-4/A-1-b	A-2-4
RN 016	7,0/7,3	7,9/7,4	8,2	A-1-b/A-1-b	A-2-4/A-2-4	A-2-4

Fonte: O autor.



As informações contidas na Tabela 5 revelam a predominância e a boa distribuição na área da microrregião de solos do tipo A-2-4 onde, segundo a classificação da AASHTO, são caracterizadas como solos granulares com presença de pedregulhos e areias siltosas ou argilosas. Esse tipo de solo apresenta uma previsão de boa resistência e baixa compressibilidade quando compactado, entretanto, com regular a más características de drenagem.

De acordo com Guilherme (2016), na microrregião em estudo a classe AASHTO que predomina é do tipo A-2-4 no subleito com 58% aproximadamente, seguida da A-6, A-4 e A-2-6 com 22%, 10% e 8%, respectivamente. Os principais projetos consultados revelam que dos 80 km da BR 304, 62% do trecho ocorrem solos do tipo A-2-4 em seu subleito. Esse mesmo solo está presente em 70% dos 28km de extensão da BR 405, 45% nos 70km da BR110, 78% nos 42,5km da rodovia RN016, bem como 100% de ocorrência nos 27,8km da RN013. Além disso, a RN 015 apresenta 53% em toda sua extensão (4,2km) de solo do tipo A-4.

### **3.3 Características biofísicas**

Para a elaboração de adequados projetos de engenharia se faz necessário o conhecimento das características físicas do meio no qual será executado. Em diversos setores produtivos as informações que compõem o conglomerado técnico de um determinado empreendimento, além de processos e produtos, podem levar ao sucesso como também ao fracasso de projetos sejam no momento do planejamento, bem como nas etapas executivas.

Como por exemplo, em se tratando de projetos de infraestrutura, as características geotécnicas e topográficas são de grande importância para elaboração dos projetos rodoviários. Essas informações vêm se tornando cada vez mais fundamentais, diante da dificuldade de se encontrar solos com características apropriadas para atividades de execução de pavimentos em regiões semiáridas, pois os projetos e empreendimentos precisam evitar fatores mais agravantes no uso de materiais inadequados, além de otimizar os limitados recursos disponíveis na correção de propriedades geotécnicas essenciais para o dimensionamento.

Nesse tipo de investigação algumas ferramentas, como mapeamentos cartográficos através do uso de um Sistema de Informações Geográficas – SIG auxiliam na identificação das informações mais pertinentes na avaliação das características de interesse a

partir de variáveis biofísicas, tais como: pedologia, geologia, vegetação, morfologia, hidrológicos e áreas agrícolas.

As variáveis aqui apresentadas foram obtidas em órgãos competentes específicos e detentores dos dados e características necessárias para construção dos mapas da área em estudo contendo as informações dos parâmetros relacionados, seus atributos e localização. Os principais órgãos consultados foram o DNIT, o MMA (Ministério do Meio Ambiente), a Embrapa (Empresa Brasileira de Pesquisas Agropecuárias), a ANA (Agência Nacional de Águas), o CPRM (Serviço Geológico do Brasil) e o IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística).

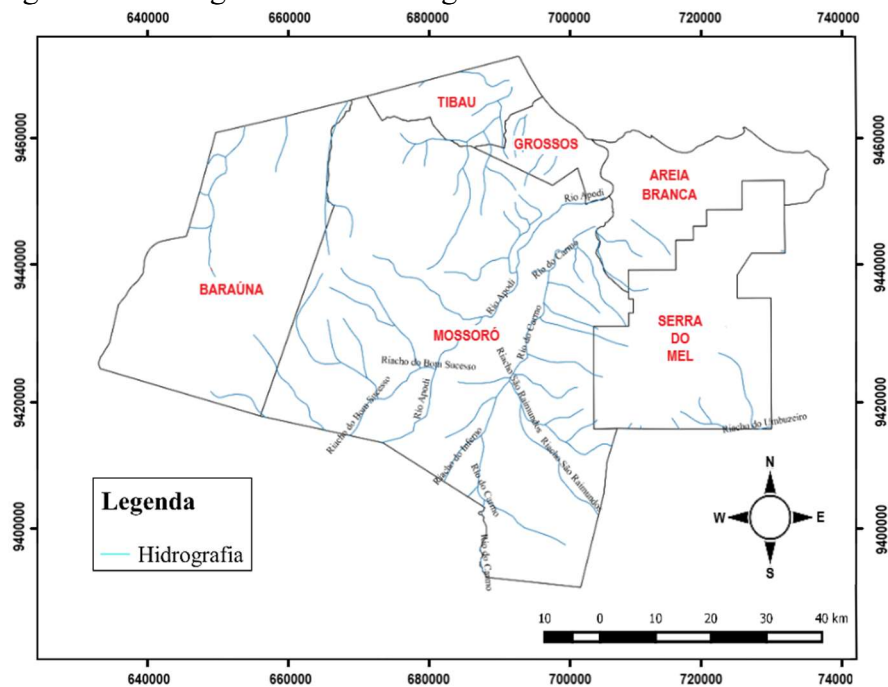
Para Miranda (2008) em uma obra rodoviária, a cartografia geotécnica serve como ferramenta para a caracterização geral do meio físico, permitindo o estabelecimento de critérios mais seguros para a amostragem dos materiais. Também auxilia na avaliação preliminar qualitativa do comportamento mecânico dos solos, para a previsão de riscos ambientais e na identificação dos impactos potenciais das obras. Com isso, o mapeamento permite a adequação do projeto às condicionantes imposto pelo meio físico.

### ***3.3.1 Hidrografia***

#### *3.3.1.1 Águas superficiais*

A microrregião de Mossoró encontra-se totalmente inserida nos domínios da bacia hidrográfica Apodi-Mossoró, sendo banhada pela sub-bacia do Rio Apodi, que a atravessa no sentido sudoeste/nordeste (SO/NE), tendo como principais afluentes: (i) ao norte o córrego Gangorra; (ii) ao sul o Rio do Carmo e os riachos: do Inferno, do Bonsucesso, do Nogueira e Olho d' Água; (iii) ao leste, os riachos: São Raimundo, da Suçuarana, Poço dos Bois, Xique Xique e Passagem Velha e (iv) ao oeste os riachos Campo do Junco e Cabelo Negro, conforme mostra a Figura 8.

Figura 8 – Hidrografia da microrregião de Mossoró



Fonte: O autor.

Os principais corpos de acumulação são os seguintes açúdes públicos: Barragem Passagem de Pedras, Barragem de Baixo (250.000m<sup>3</sup>), Barragem do Saco, Barragem Lagoa de Paus, Barragem Mossoró (100.000m<sup>3</sup>), além dos reservatórios comunitários: Barragem Santana e Dos Pintos (100.000m<sup>3</sup>) e açude Favela com aproximado de 500.000m<sup>3</sup>. O padrão de drenagem é do tipo dendrítico e os cursos d'água têm regime intermitente conforme IDEMA (2005).

Os efeitos negativos da qualidade das águas ocasionados por atividades antrópicas como desmatamentos, aceleração dos processos erosivos, assoreamento de rios e açúdes, contaminação tanto em razão da inexistência de sistemas de coletas e deficiências no tratamento de esgoto, quanto por metais pesados (chumbo, níquel e zinco) decorrentes de lançamentos de resíduos industriais, é decorrente da junção principalmente de dois fatores: a escassez e a má distribuição da pluviosidade. Essa condição, associada à extensão do solo e ao embasamento cristalino, é também responsável pela intermitência da maioria dos rios.

### 3.3.1.2 Águas subterrâneas

A microrregião está situada no domínio hidrogeológico Intersticial e no Karstico-fissural. O Intersticial é composto de rochas sedimentares com os aquíferos Barreiras presentes predominantemente na porção nordeste mossoroense com níveis mediantemente

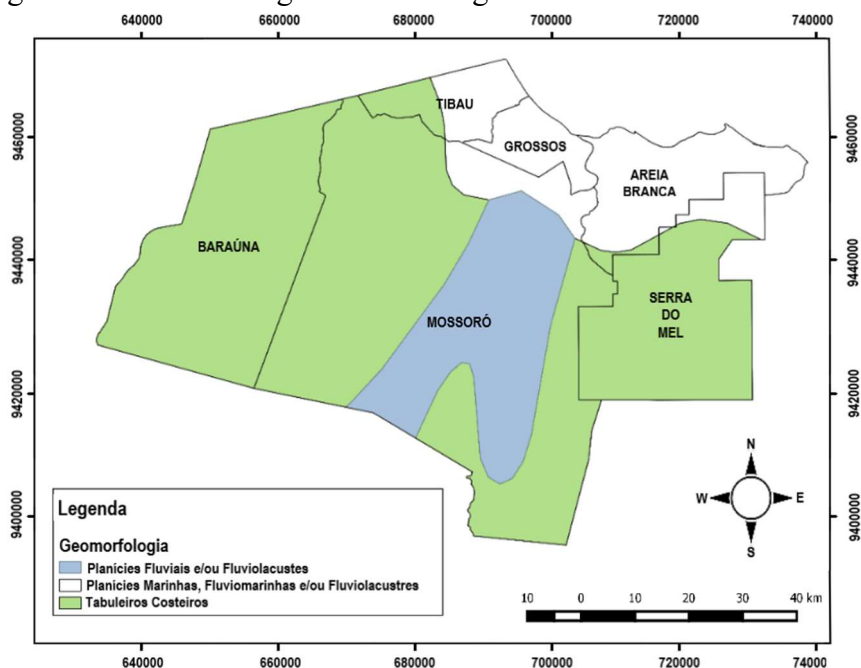
permeáveis, além de faixas dispersas de aluviões com os sedimentos depositados nos leitos e terraços dos rios e riachos de maior porte. O domínio Karstico-fissural é constituído pelos calcários da formação Jandaíra, aquífero que abrange o restante do subsolo da região apresentando grande permeabilidade desses depósitos, com uma maior altura pluviométrica.

Sob o aspecto qualitativo, essas águas apresentam elevados teores de STD (Sólidos Totais Dissolvidos) indicando condutividade elétrica alta, estando diretamente ligada ao teor de sais dissolvidos sob a forma de íons. Portanto, as águas provenientes das jazidas subterrâneas dessa região são consideradas salobras e salinas por apresentarem concentração de sais entre 1 a 5g/l conforme IDEMA (2005). De acordo com a Portaria nº 1.469/FUNASA, que estabelece os padrões de potabilidade da água para consumo humano, o valor máximo permitido para os sólidos dissolvidos (STD) é 1g/l.

### 3.3.2 Geomorfologia

Verificou-se que na região em estudo há predominância de três formas de relevo, destacando-se: Tabuleiros Costeiros com ocorrência de aproximadamente 66% da área total, Planícies Marinhas ou Fluviomarinhas presentes em 18% da microrregião e Planícies Fluviais e/ou Fluvialacustres ocupando cerca de 16% da área. A Figura 9 mostra a geomorfologia da região estudada.

Figura 9 – Geomorfologia da microrregião de Mossoró



Fonte: O autor.

### 3.3.2.1 *Tabuleiros costeiros*

Os tabuleiros costeiros representam um tipo de relevo que compõe uma cobertura sedimentar terrígena continental depositada por sistemas fluviais entrelaçados e associados aos leques aluviais. No Estado do Rio Grande do Norte, a formação Barreiras pode ser encontrada ao longo de toda a faixa costeira, sendo áreas de marcante ocupação antrópica como atividades agropastoris e expansão do turismo. Os sedimentos dela são também fontes consideráveis de materiais de construção e de cerâmica, além de constituírem, em alguns locais, aquíferos importantes, responsáveis pelo abastecimento de água de algumas cidades e localidades (IBGE, 2014).

### 3.3.2.2 *Planícies marinhas, fluviomarinhas e/ou fluviolacustres*

A planície flúvio-marinha é um ambiente complexo, que sofre influência das oscilações das marés e dos processos continentais. É formada pela deposição de sedimentos argilosos, ricos em matéria orgânica em suas áreas de inundação, e vegetação de mangue. Os manguezais têm uma grande importância na manutenção da linha de costa, sendo ao mesmo tempo um berçário para o repovoamento de várias espécies de crustáceos e peixes. Nos municípios de Tibau, Grossos e Areia Branca os manguezais representam uma pequena área que deve ser preservada de ocupação e uso.

### 3.3.2.3 *Planícies fluviais e/ou fluviolacustres*

As planícies fluviais são áreas de grande importância econômica em função da fertilidade dos seus solos, com potencial de aproveitamento agrícola, e da disponibilidade hídrica circundante. Essas planícies são constituídas de sedimentos aluviais em formas planas e baixadas inundáveis, possuem reservas hídricas superficiais revestidas por matas ciliares onde predomina a carnaúba. Suas limitações ambientais decorrem dos processos de salinização, das inundações periódicas e deficiência de drenagem.

## 3.3.3 *Geologia*

De acordo com DNPM *et al.* (1998), a zona noroeste potiguar é composta por um tipo de unidade geológica, constituída por rochas e terrenos sedimentares de formação mais

recente, datando de eras geológicas chamadas mesozóica e cenozóica. Nessa zona encontram-se minérios importantes, a exemplo do petróleo, água subterrânea, calcário, argila e diatomito.

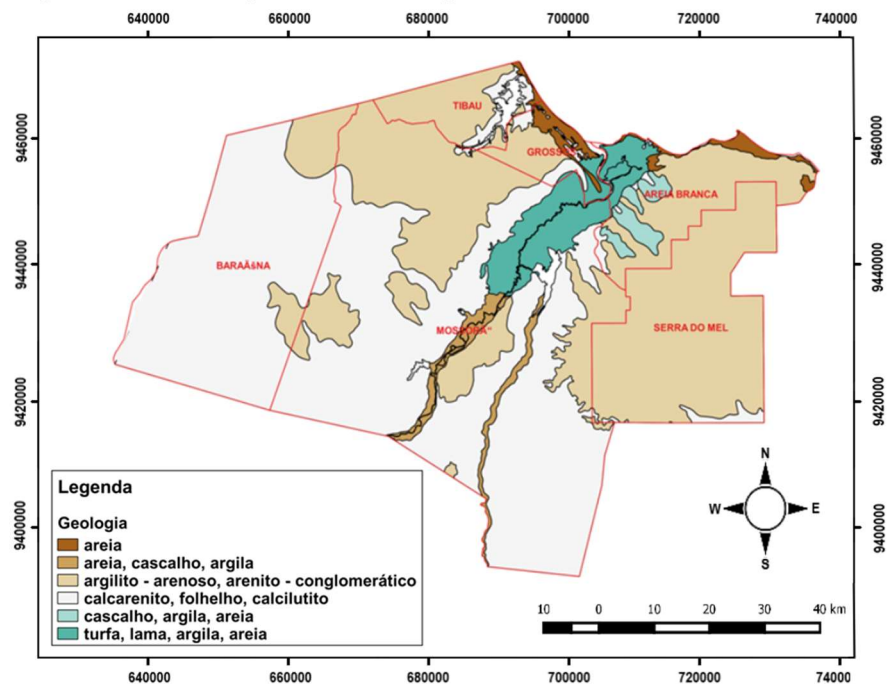
Esse ambiente está subdividido principalmente por: (i) Grupo Barreiras, presente na porção norte/nordeste/leste da região formado por arenitos finos a médios ou conglomeráticos, com intercalações de siltitos e argilitos, predominantemente associados aos sistemas fluviais e (ii) Formação Jandaíra (encontrada em cerca da metade da área em estudo, englobando a parte central, sul e oeste) rica em calcarenitos e calcilitos bioclásticos, cinza a amarelados, com níveis evaporíticos na base, depositados em extensa planície de maré e numa plataforma rasa, carbonática.

De acordo com a Figura 10, as maiores predominâncias no aspecto litológico na área estudada, são as presenças de calcarenito/folhelho localizado quase que na totalidade do município de Baraúna e em grande parte de Mossoró ocorrendo em 48% da microrregião, indicando uma rocha com perfil arenítico, constituída por grãos de areia (2 a 0,062mm) de carbonatos calcíticos. Esse calcarenito é um arenito carbonático produzido por precipitação química com conseqüente retrabalhamento no interior da bacia ou resultante da erosão de calcários mais antigos situados fora da bacia de deposição (ROCHA e AZEVEDO, 2009).

Além disso, destaca-se também a alta incidência (39% da área total), principalmente nos municípios de Serra do Mel, Areia Branca, Tibau, grossos e norte de Mossoró de argilito/arenoso, mineral com características sedimentares maciças e compactas (granulação de argila, menor que 0,004 mm), sendo compostas por argilas litificadas, ou seja, argilas compactadas e exibindo orientação dos minerais foliados. Além de possuir granulação finíssima, esse material apresenta coloração cinza até preta, amarela, verde ou avermelhada, bastante untuosa ao tato e firmemente endurecida.

Os demais elementos geológicos encontrados nessa área, em menor quantidade, são areias, argilas, cascalhos, lamas e turfas. Devido à faixa litorânea ao norte, ocorre a presença em grande quantidade de areia nessa porção da microrregião, bem como na faixa central diagonalmente de norte ao sul, onde há as maiores concentrações dos rios desse local.

Figura 10 – Geologia da microrregião de Mossoró



Fonte: O autor.

### 3.3.4 Pedologia

A pedologia apresenta variedades em classes de solos ocasionadas por uma grande diversidade em litologia e material originário, além de mudanças no relevo e no regime de umidade do solo. As principais manchas pedológicas encontradas nessa região são: Latossolo/Gleissolo presente ao norte, nordeste e leste da área e, preponderantemente, Cambissolo/Chernossolo na parte sul, sudoeste e oeste, compreendendo os municípios de Baraúnas e metade do território de Mossoró, como ilustra a Figura 11.

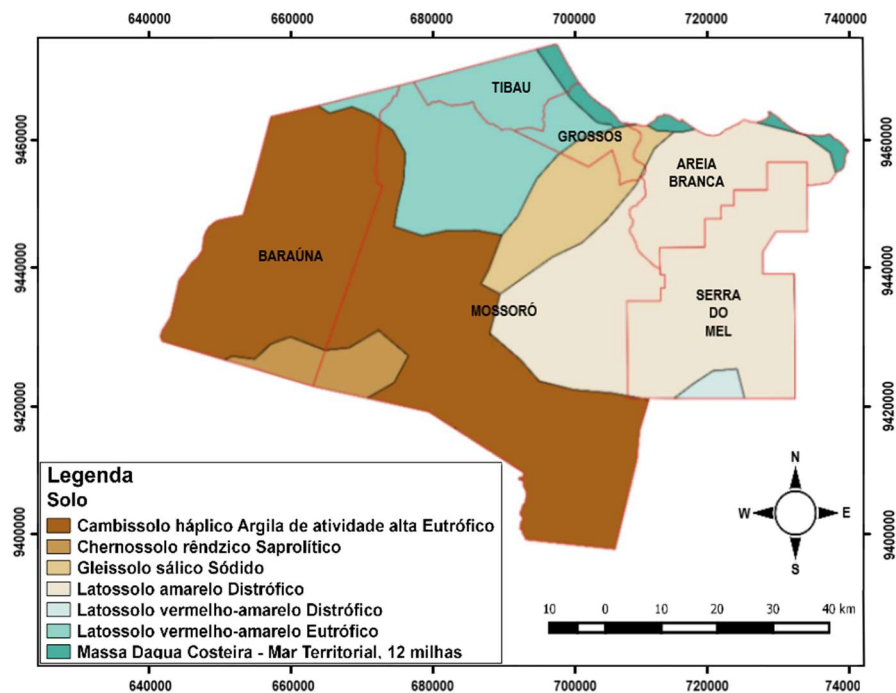
Os latossolos encontrados nesse levantamento (tipo amarelo distrófico e vermelho amarelo eutrófico – 31% e 14% da área total, respectivamente) são solos com características arenosas ou tabuleiros. Eles ocupam quase todo o litoral e a parte central dessa microrregião, caracteriza-se por serem solos com profundidades maiores que um metro, bem drenados, porosos, friáveis, com baixos teores de matéria orgânica e predominantemente ácidos. Os latossolos possuem níveis de fertilidade entre médio a alto e textura média.

Há, também, ocorrência de solo característico de terrenos sedimentares presente em 42% da região, conhecido cientificamente como Cambissolo Eutrófico. São solos rasos a profundos, bem drenados, desenvolvidos a partir de diversas rochas, destacando-se os calcários, granitos e migmatitos, em áreas de relevo plano a forte ondulada com textura de argila, localizando-se entre os municípios de Mossoró e Baraúnas. Ainda nesses trechos, são

encontrados Chernossolos (Rendzina), solos derivados de calcários, alcalinos e constituídos a partir de solos rasos moderados a imperfeitamente drenados.

Uma pequena porção localizada entre os municípios de Grossos e parte do NE mossoroense apresenta características de solos argilosos, denominados de Gleissolos. São solos medianamente profundos (50 cm), proporcionando condições de má drenagem, com baixos teores de matéria orgânica apresentando, normalmente, grande potencial agropecuário.

Figura 11 – Pedologia da microrregião de Mossoró



Fonte: O autor.

### 3.3.5 Vegetação

A vegetação predominante da microrregião é a caatinga. Esse tipo de formação vegetal totaliza cerca de 95% da área, ocorrendo uma pequena porção de zona costeira entre os municípios de Grossos e Areia Branca, segundo IDEMA (2005). Sua fisiologia é interessante, pois durante o período de seca (julho a dezembro) aparenta estar totalmente morta, porém aos primeiros sinais de chuva torna-se exuberante.

A biomassa caatinga dessa localização é do tipo hiperxerófila, constituída por plantas de baixo porte adaptadas à seca (herbáceo), como o faveleiro, a jurema preta e o mofumbo. Ainda são observadas vegetação arbustiva, com espécies de 2 a 5 metros, além de



arbórea, com árvores de 8 a 12 metros de altura com ocorrência em locais onde os solos são rasos, pedregulhosos e com afloramentos rochosos.

Na extensão de zona costeira, há ocorrência de vegetação de restinga presente na linha de praia em planícies litorâneas de forma adaptada às condições salinas e arenosas sobre influências de marés (brejo e o pirixiu), denominada halófila-psamófila, com espécies herbáceas e sistemas radiculares amplos, além dos carnaubais, vegetação que possui a carnaubeira como espécies predominantes.

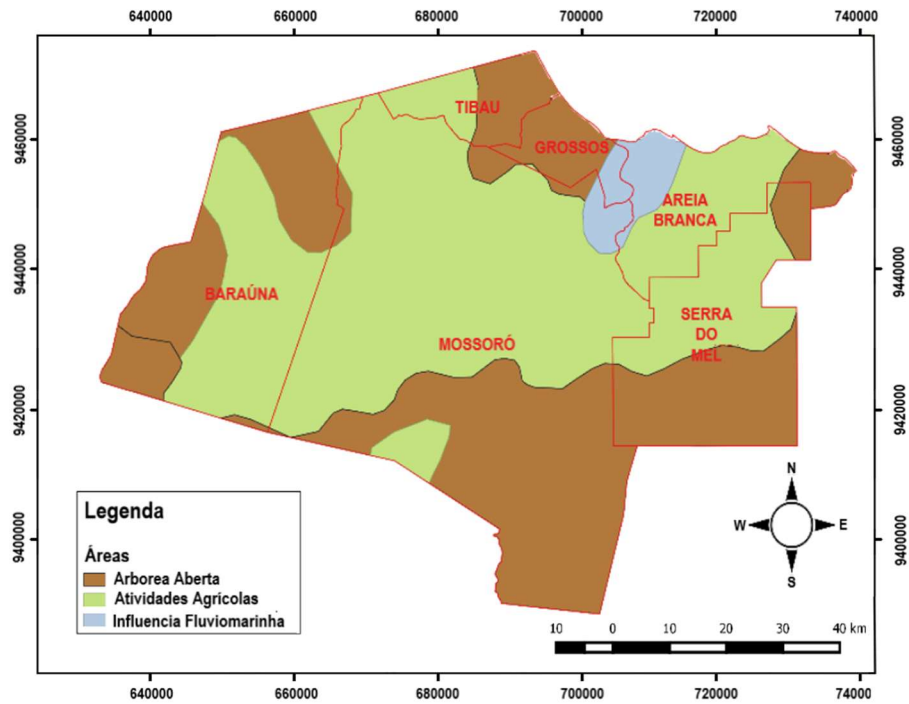
Atualmente, a caatinga vem sofrendo fortes impactos ao longo do tempo sendo destruída em queimadas para dar lugar às áreas de plantação ou pastagem, bem como no aproveitamento da madeira das árvores, na construção civil, na produção de carvão e, ainda, para alimentar os fornos das cerâmicas, olarias, caieiras ou padarias. Esse importante bioma, tem provido grande parte da energia necessária às atividades produtivas do estado e à subsistência das populações locais conforme citado por IDEMA (2005).

### ***3.3.6 Áreas agrícolas***

Como ilustra a Figura 12, com exceção do município de Grossos por apresentar características inadequadas do solo, as demais cidades da microrregião possuem atividades agrícolas bem desenvolvidas totalizando aproximadamente 55% da área total da microrregião. Mossoró e a parte leste/sul de Baraúnas são um dos maiores produtores de melão do Brasil posicionando-se como um forte exportador do fruto. Produtos como a castanha de caju, mamão, manga, feijão e milho também são bastante cultivadas e distribuídas para todas as mesorregiões do estado.

Quanto à área agrícola destinada à exportação, a microrregião apresenta uma extensão de aproximadamente 24.000 ha, destacando-se como maiores cultivos, o melão plantado em 11.123 ha gerando 160.354 toneladas de frutos e melancia cultivada em 2.620 ha com colheita de 102.728 toneladas por ano. Essas culturas representam 91,4% e 54,0%, respectivamente, da produção estadual conforme dados do IBGE (2017).

Figura 12 – Áreas agrícolas da microrregião de Mossoró



Fonte: O autor.

### 3.4 Considerações finais

Detalharam-se neste capítulo as características fisiográficas e biofísicas de toda a microrregião de Mossoró, bem como o perfil da malha viária. Somado a isso, toda a fundamentação teórica realizada no capítulo de Revisão Bibliográfica permitiu determinar o processo de escolha dos materiais para ensaio, além da elaboração do programa experimental utilizado para a presente pesquisa que será apresentado no capítulo seguinte.

## CAPÍTULO 4

### 4. MATERIAIS E MÉTODOS

#### 4.1 Considerações iniciais

Neste capítulo estão apresentados os materiais utilizados para a realização do programa experimental e todos os métodos de ensaios de caracterização e de pavimentação realizados. Estão também indicadas as ferramentas computacionais para análise e geração de modelos de previsão de DP e MR, bem como de dimensionamento mecanístico-empírico de uma estrutura de pavimento com os materiais granulares aqui estudados.

As etapas metodológicas também estão expostas, desde a realização dos ensaios testes e avaliações preliminares de normas de experimentos (procedimentos práticos e técnicos) em um único solo, passando pela análise e obtenção dos valores de DP nos demais materiais a partir dos procedimentos de ensaios simplificados adotados.

#### 4.2 Materiais

A área em análise selecionada, descrita no capítulo 3, para a modelagem da deformação permanente foi a microrregião de Mossoró. Essa localidade abrange seis municípios e está situada na porção oeste do estado do Rio Grande do Norte, divisa com o estado do Ceará.

Para a definição dos materiais, levaram-se em consideração as características biofísicas (geomorfologia, geologia e pedologia predominantes), perfil da malha viária, classificação AASHTO dos solos utilizados, além dos dados extraídos de trabalhos acadêmicos desenvolvidos. A partir disso, para caracterizar de forma satisfatória a área em estudo foram coletadas amostras de sete jazidas de solos exploradas para uso em obras de rodovias presentes na microrregião, além de uma brita utilizada na estabilização de camadas de bases de rodovias dessa localidade.

##### 4.2.1 Coleta dos materiais

A seleção e coleta dos materiais (7 solos e brita) levaram em consideração aqueles com maiores ocorrências na região e materiais usados na estrutura dos pavimentos locais. No

caso dos solos, procurou-se fazer as coletas em jazidas exploradas por órgãos e empresas responsáveis pelos projetos e construção das rodovias, citadas no Capítulo 3, localizadas em quatro municípios (Mossoró, Baraúnas, Serra do Mel e Areia Branca) da microrregião. A Tabela 6 mostra a nomenclatura usada para os sete solos coletados.

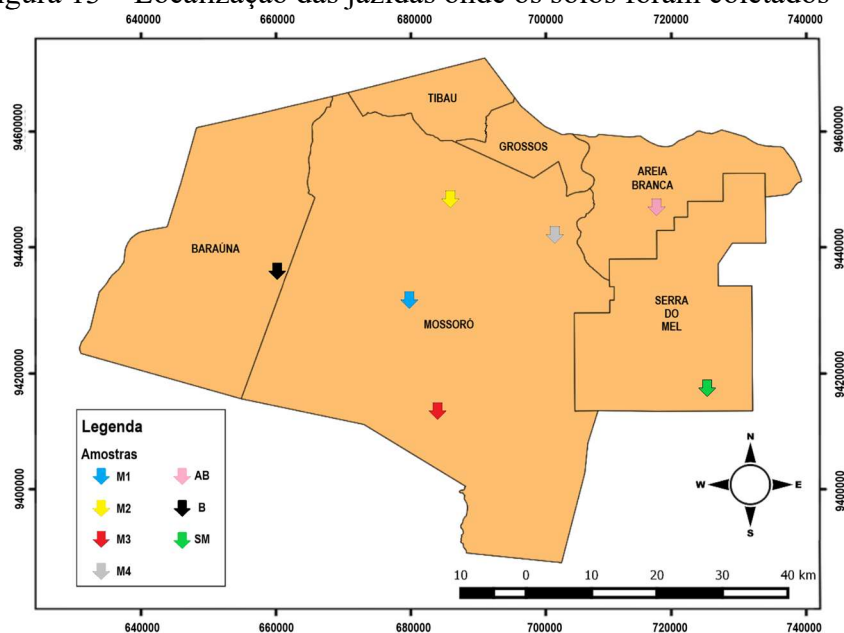
Tabela 6 – Nomenclatura dos solos coletados

Municípios	Nomenclatura
Areia Branca	AB
Baraúnas	B
Mossoró	M1
	M2
	M3
	M4
Serra do Mel	SM

Fonte: O autor.

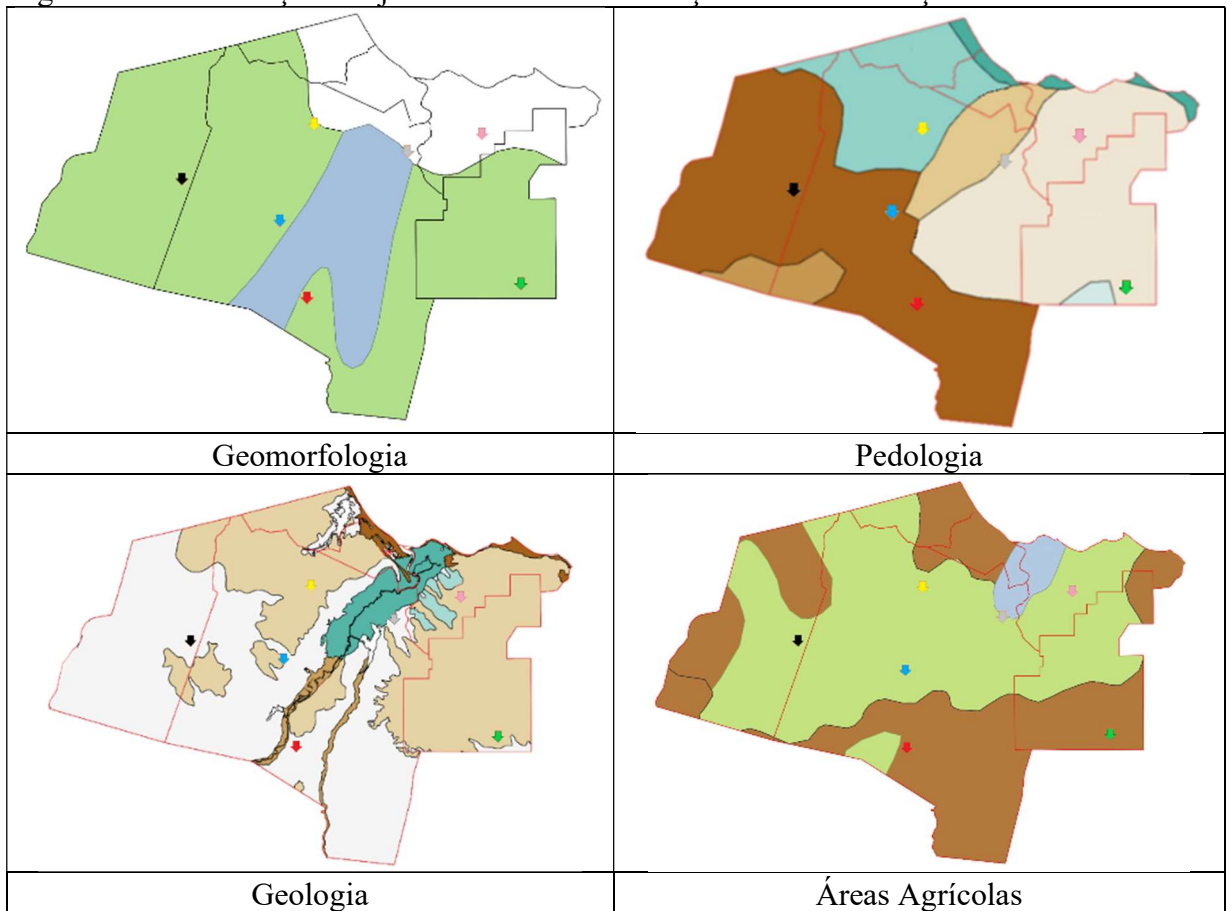
A Figura 13 apresenta a localização das jazidas onde os solos foram coletados. Elaborou-se também a Figura 14 que, a partir das informações apresentadas no Capítulo 3, mostra a localização dos pontos de coleta em função da caracterização biofísica realizada. O resumo das informações levantadas (geologia, pedologia, vegetação e geomorfologia) dos solos explorados está mostrado na Tabela 7, tendo em vista que essas informações são importantes para se analisar melhor cada solo e sua formação.

Figura 13 – Localização das jazidas onde os solos foram coletados



Fonte: O autor.

Figura 14 – Localização das jazidas de coleta em função da caracterização biofísica realizada



Fonte: O autor.

Tabela 7 – Resumo da caracterização biofísica dos solos coletados

Amostras	Geomorfologia	Geologia	Pedologia	Vegetação
AB	Planícies Marinhas	Argilito/Arenoso	Latossolo Amarelo Distrófico	Caatinga
B	Tabuleiros Costeiros	Calcarenito	Cambissolo Háptico	Caatinga
SM	Tabuleiros Costeiros	Argilito/Arenoso	Latossolo Amarelo Distrófico	Caatinga
M1	Tabuleiros Costeiros	Calcarenito	Cambissolo Háptico	Caatinga
M2	Tabuleiros Costeiros	Argilito/Arenoso	Latossolo Vermelho-Amarelo Eutrófico	Caatinga
M3	Tabuleiros Costeiros	Calcarenito	Cambissolo Háptico	Caatinga
M4	Planícies Fluviais	Argilito/Arenoso	Latossolo Amarelo Distrófico	Zona Costeira

Fonte: O autor.

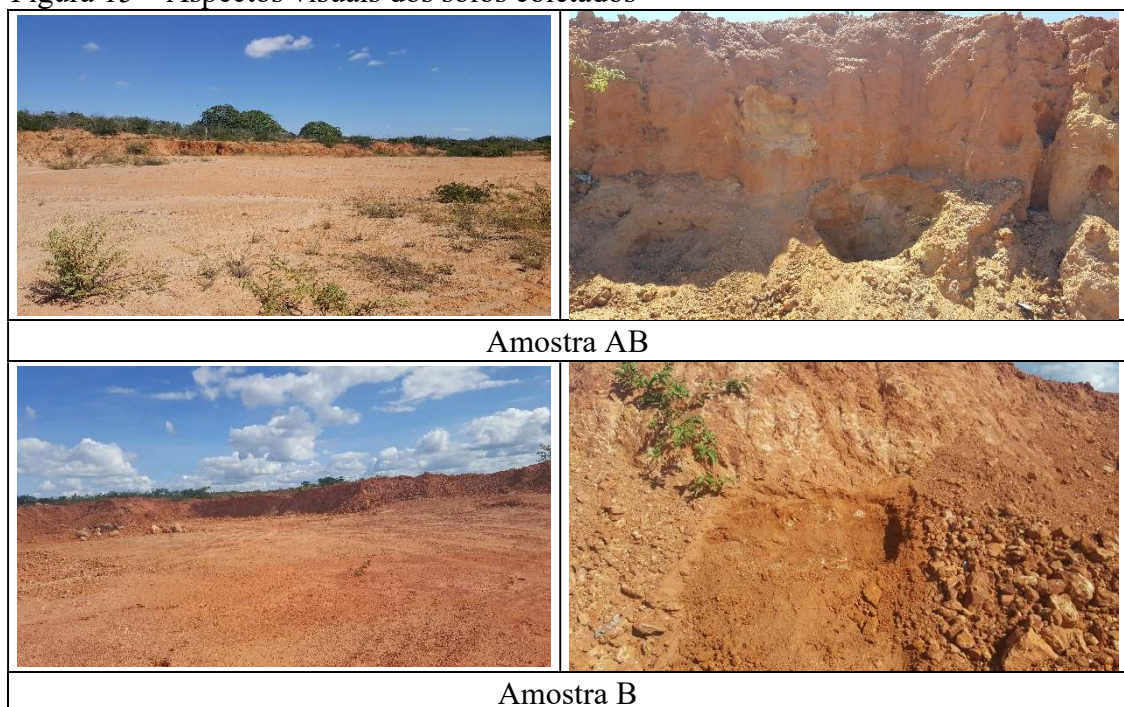
O solo Latossolo está presente em cerca de 39% da área em estudo, segundo tratamento dos mapas gerados pelo QGIS quando se analisa o mapa pedológico (ver Figura

10) que foi elaborado no Capítulo 3. Conforme levantamentos realizados nos nove projetos rodoviários obtidos, verificou-se que esse tipo de solo está presente em aproximadamente 48% do subleito das rodovias que cruzam a área pesquisada, especialmente parte da BR 304, quase que a totalidade da BR 110, além das RN's 011, 013 e 016. Verificou-se que esse solo normalmente se enquadra no grupo A-2-4 da classificação AASHTO M145 (1973).

O cambissolo ocorre aproximadamente em 42% do território da microrregião, porém aparece em cerca de 40% nos subleitos das rodovias estaduais RN014 e RN015, além da BR's 437, parte da BR 405 e BR 304, incluindo a duplicação do trecho urbano do município de Mossoró. Após análise constatou-se que esse solo está inserido geralmente no grupo A-2-6, segundo o sistema de classificação dos solos da AASHTO.

Diante das análises efetivadas, verifica-se que os solos selecionados, 4 do grupo dos latossolos e 3 do grupo dos cambissolos, representam materiais típicos de região semiárida. Os aspectos visuais das jazidas onde esses solos foram coletados e seus perfis são apresentados na Figura 15.

Figura 15 – Aspectos visuais dos solos coletados





Amostra M1



Amostra M2



Amostra M3



Amostra M4



Amostra SM

Fonte: O autor.

Destaca-se que os Solos M3 e M2 apresentaram, em seus perfis, formações de concreções ferro-magnesianas, não condizendo com as informações pedológicas obtidas pelos mapas. Esse acúmulo de ferro em profundidade neste horizonte B, é comum em áreas próximas a microrregião de Mossoró, como por exemplo a chapada do Apodi.

Uma brita foi utilizada para estabilizar o solo local AB e apresenta origem granítica. Essa brita já foi usada em estabilização de bases de diversas rodovias da região em estudo de acordo com projetos analisados pelo presente autor. Esse material foi coletado na pedreira Coelho de Brito Comercial, localizado às margens da rodovia RN233, município de Caraúbas distante 75 km de Mossoró. A mistura (AB + Brita) é composta de 50% do solo AB (A-2-4), também utilizado na sub-base, mais 50% de brita. A Figura 16 apresenta tanto a brita coletada, quanto a mistura (AB + Brita) citada.

Figura 16 – Brita e a mistura utilizada em camada de base de rodovias locais



Fonte: O autor.

#### 4.2.2 Programas computacionais empregados

Para desenvolver as RNA e tentar prever DP, a ferramenta de linguagem de programação utilizada foi o MATLAB (*MATrix LABoratory*) em uma rede neural de múltiplas camadas. Para o treinamento, validação e teste do modelo, utilizou-se o NNTOOL (Neural Network Tool) que consiste em um módulo de ferramentas denominado Toolboxes. O software para realização dos cálculos e determinação do modelo que representou mais satisfatoriamente os solos ensaiados foi o LAB Fit ajustes de curvas.

O Excel foi utilizado no pré-processamento dos dados que antecedeu a modelagem neural, assim como análise dos resultados após a saída dos dados da rede neural. Para a elaboração dos mapas temáticos com as principais características biofísicas do local, foram coletados dados georreferenciados com a edição e produção, usando várias camadas, através do QGIS.



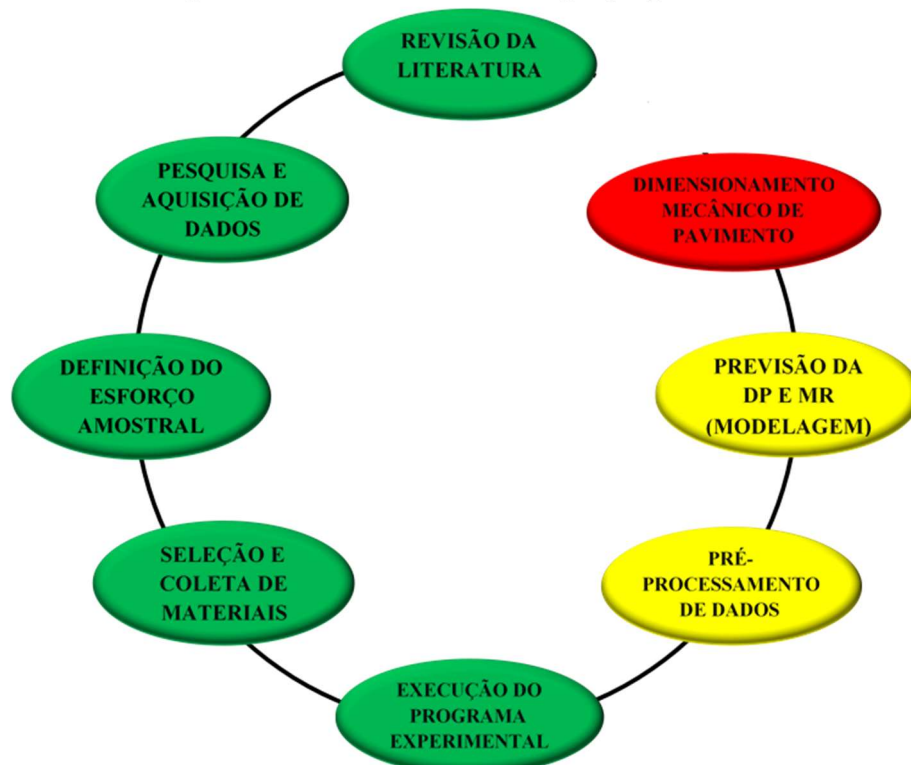
Os dimensionamentos de estruturas de pavimento foram realizados através do método empírico do DNIT (2006), usando-se o critério do CBR do subleito e o número N (tráfego), além dos programas computacionais MeDiNa e CAP 3D-D, métodos mecanístico-empíricos utilizando-se parâmetros dos modelos de MR e DP obtidos.

### 4.3 Metodologia adotada

O programa experimental foi resumido em três fases, como descrito no fluxograma da Figura 17. A Etapa 1 (mostrada na cor verde) constou da revisão da literatura, pesquisa e aquisição de dados na região de estudo, definição do esforço amostral, seleção e coleta dos materiais, além da execução do programa experimental (realização de ensaios).

A Etapa 2 (apresentada na cor amarela) versou de um pré-processamento dos dados obtidos nos ensaios, bem como do desenvolvimento dos modelos de previsão da DP e do MR, a partir dos respectivos programas computacionais. Por último, a Etapa 3 (apresentada na cor vermelha) constou do dimensionamento mecanístico-empírico através dos modelos desenvolvidos.

Figura 17 – Fluxograma resumido da metodologia proposta



Fonte: O autor.

#### ***4.3.1 Revisão da literatura***

A revisão bibliográfica do presente trabalho abrangeu diferentes tópicos, tendo em vista que a pesquisa envolveu assuntos variados, materiais distintos, diversos equipamentos e normatizações, entre outros aspectos. Foram realizados estudos acerca da DP e MR em materiais granulares, técnicas de modelagens, ensaios dinâmicos, mapas georreferenciados, RNA, dimensionamentos mecanístico-empírico, dentre outros.

Dessa forma, a investigação das informações para o aprofundamento teórico acerca dos temas abordados, através de variadas fontes, foi importante e auxiliou no entendimento do estado da arte e da prática dos estudos de DP em solos aplicados à pavimentação. Além disso, auxiliou também na busca de respostas para algumas questões de pesquisa.

#### ***4.3.2 Pesquisa e aquisição de dados***

Informações essenciais acerca da área de estudo foram obtidas nesta etapa da pesquisa. Realizou-se investigação sobre resultados de ensaios (caracterização, pavimentação e dinâmicos) em trabalhos acadêmicos, periódicos e projetos rodoviários para auxiliar na elaboração do banco de dados. Tais fontes forneceram elementos importantes para o conhecimento da insuficiência de informações sobre a microrregião e, conseqüentemente, das necessidades da realização de novos levantamentos e ensaios para compor satisfatoriamente o conjunto de dados para alcançar os objetivos propostos neste trabalho.

#### ***4.3.3 Definição do esforço amostral***

A definição do esforço amostral da área de estudo serviu para determinar a quantidade de amostras de solo necessárias para uma representatividade satisfatória do local como um todo. Além disso, observou-se também a espacialização dos pontos de coletas, sua distribuição e abrangência da área.

Para subsidiar essa definição, realizaram-se consultas nos principais trabalhos que usaram métodos de estimativas do comportamento da DP em determinadas áreas. Guimarães (2009), por exemplo, que procurou diversificar os materiais estudados (9 no total), selecionou um tipo de solo por localidade (estados de Acre, Rondônia, Santa Catarina, Espírito Santo,

São Paulo, Rio de Janeiro, Goiás e Minas Gerais) pesquisando diversas regiões do país com características distintas gerando um modelo para cada material.

Portanto, a definição por estudar solos de sete jazidas, embora haja ocorrência de quantidade maior na microrregião de Mossoró, permitiu obter um banco de dados representativo e preliminar para o desenvolvimento de modelos de previsão da DP para essa localidade.

#### ***4.3.4 Seleção e coleta de materiais***

Essa etapa consistiu no processo da definição das jazidas e, conseqüentemente, dos materiais que foram utilizados na realização dos trabalhos laboratoriais para o estudo da DP e MR. Levaram-se em consideração nessa seleção e coleta os solos com maiores ocorrências na área, além do uso em obras de pavimentação, conforme explicado no item 4.1.1 deste presente trabalho.

Para o auxílio nessa etapa da pesquisa, realizaram-se estudos acerca das principais características biofísicas do local através da elaboração de mapas temáticos conforme mostrado no Capítulo 3. Nessa análise foram coletados dados georreferenciados com a edição e produção, usando várias camadas, através do QGIS. Esse programa é livre e com multiplataforma de Sistemas de Informação Geográficas (SIG).

#### ***4.3.5 Dados utilizados para elaboração de modelos de MR e DP***

Os modelos de estimativas de DP e MR foram desenvolvidos a partir de um banco de dados geotécnicos obtidos por ensaios realizados nas amostras coletadas na microrregião. Para aplicar, testar e validar tais modelos foram usadas informações resultantes dos ensaios de CBR, classificação dos solos pela AASHTO, além dos valores de DP e MR para todos os solos ensaiados.

#### ***4.3.6 Execução do programa experimental***

Para a elaboração do banco de dados e posteriormente a modelagem da ocorrência da deformação permanente e resiliente, executou-se o programa experimental composto por todos os ensaios necessários para a obtenção dos valores das propriedades estudadas. Nessa etapa, houve também uma avaliação preliminar da metodologia do ensaio de DP a ser

utilizada no decorrer da pesquisa, ensaiando-se amostras de um mesmo solo a partir do uso das normas europeia e brasileira.

#### 4.3.6.1 Ensaio usuais

Para a caracterização dos solos foram realizados os ensaios de massa específica, análise granulométrica por peneiramento, bem como a determinação dos limites de consistência (liquidez e plasticidade). Após a caracterização, os materiais foram submetidos aos ensaios de compactação, bem como os de pavimentação como CBR e expansão, conforme normas apresentadas na Tabela 8. Para o caso da brita coletada foram realizados os ensaios apresentados na mesma tabela.

Tabela 8 – Ensaio e normas utilizados para o conhecimento dos materiais

<b>Materiais</b>	<b>Ensaio</b>	<b>Normas</b>
Solos	Massa Específica	NBR 6508
	Granulometria	NBR 7181
	Limite de Plasticidade	NBR 7180
	Limite de Liquidez	NBR 6459
	Compactação	NBR 7182
	ISC e Expansão	DNIT – 172 ME
Brita	Abrasão Los Angeles	NBR NM 51
	Granulometria	NBR NM 248
	Índice de Forma	NBR 7809
	Massa Esp./Absorção	NBR NM 53

Fonte: O autor.

#### 4.3.6.2 Preparação das amostras e dos CPs para os ensaios de DP

Após a coleta, os materiais foram preparados e armazenados para a realização de ensaios de caracterização, conforme a norma DNER–ME 041/94, no Laboratório de Solos e Pavimentação da Universidade Federal Rural do Semi-Árido (UFERSA), localizado no município de Mossoró. Em seguida, amostras para a execução dos ensaios dinâmicos também foram preparadas segundo as recomendações da norma DNIT 134/2018 – ME.

Seguindo os procedimentos de preparo de amostras para os ensaios de DP e MR, realizou-se a homogeneização das porções de material (4 kg) e o acondicionamento em sacos plásticos fechados e armazenados em baldes hermeticamente vedados envolvidos em tecido

levemente úmido para simular uma câmara úmida. Aguardou-se por um período mínimo de 24 horas até a data de realização do ensaio de carga repetida que foi realizado no Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará (UFC), como mostra a Figura 18.

Figura 18 – Detalhes da preparação das amostras para a realização dos ensaios de DP

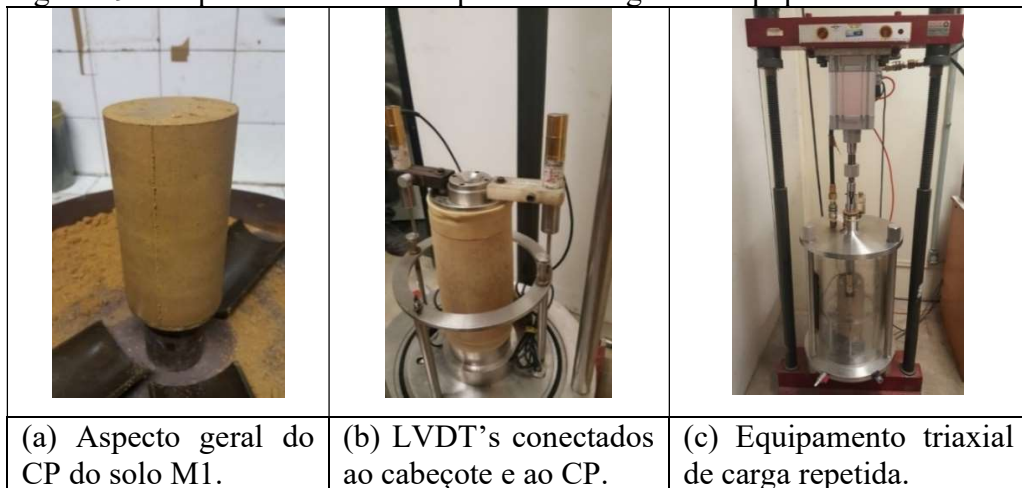


Fonte: O autor.

O objetivo desse procedimento foi de impedir variações significativas de umidade de compactação entre as amostras homogeneizadas. No momento previsto do ensaio o balde era aberto, uma amostra era retirada e levada imediatamente para compactação mecânica em cilindro tripartido de dimensões de 10 cm de largura e 20 cm de altura, na energia intermediária de compactação. O balde era novamente lacrado e reaberto apenas quando houvesse a necessidade de utilização de novas amostras.

As Figuras 19a, 19b e 19c mostram o aspecto do CP após todos os procedimentos para sua composição, os LVDT's devidamente conectados para leituras e registros dos golpes, além do equipamento triaxial de carga repetida, respectivamente.

Figura 19 – Aspecto do CP e as etapas da montagem do equipamento triaxial

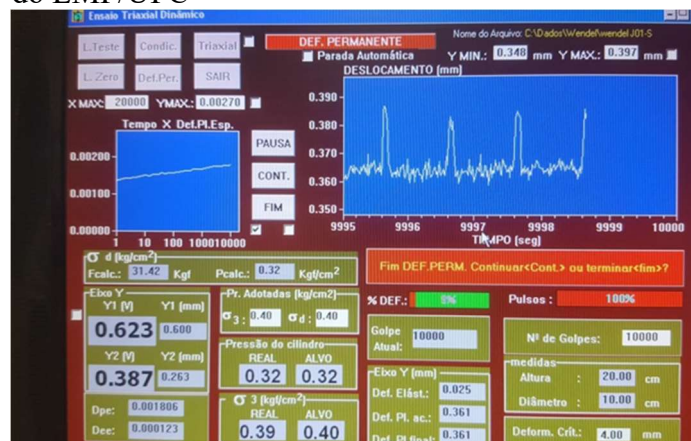


Fonte: O autor.

Após a eliminação da folga entre o pistão e o cabeçote no topo do CP garantindo total contato, os LVDT's (Transdutores de Deslocamentos) iniciam o registro dessas leituras automaticamente em um intervalo previamente fixado caracterizando o acúmulo das deformações permanentes e resilientes, ao longo do ensaio. A Figura 20 apresenta o programa de controle de ensaios da DP do LMP/UFC.

Embora a indicação pela aplicação de um ciclo mínimo de carga de 150.000 golpes (DNIT 179/2018 – IE) seja considerada adequada para análises e conclusões, alguns ensaios tiveram que ser interrompidos com número de ciclos inferiores a esse. O principal motivo das interrupções foi o rompimento de alguns CP na medida em que aumentava a intensidade das tensões a que o solo era submetido. Esses eventos ocorreram apenas para o solo identificado como SM quando foi testado nos dois métodos de ensaios utilizados para DP explicados no item 4.3.6.3 que se segue.

Figura 20 – Programa de controle de ensaios da DP do LMP/UFC



Fonte: O autor.

#### 4.3.6.3 Avaliação preliminar da metodologia de ensaio de DP

Após pesquisa na literatura, identificaram-se duas metodologias de ensaio, uma rápida (a europeia com aplicação de 10.000 ciclos) e a outra mais demorada (a brasileira com aplicação de no mínimo 150.000 golpes), para obtenção de dados da DP em solos com ensaios triaxiais de carga repetida. Em uma etapa preliminar, com o intuito de analisar e entender os diferentes procedimentos, somente os solos identificados como SM e AB foram testados pelas duas normas. Posteriormente, decidiu-se prosseguir somente com a aplicação da norma europeia (CEN – EN. 13286–7, 2004) para todas as amostras aqui coletadas. Destaque-se que em ambas as normas, as técnicas de moldagem dos Corpos de Prova (CP) e arranjo do equipamento de ensaio são os mesmos do ensaio de MR.

Na etapa preliminar apontou-se qual das metodologias seria escolhida para a realização dos demais ensaios. Ressalta-se que a amostra SM foi submetida a 160.000 ciclos de carga, porém aplicou-se 150.000 no material AB, pois o solo AB foi ensaiado após a publicação da norma do DNIT 179/2018 – IE e o solo SM antes dessa publicação. As instruções do método brasileiro indicam uma aplicação no mínimo de 150.000 ciclos nos ensaios triaxiais de cargas repetidas. Neste trabalho também foram utilizados 160.000 ciclos conforme preconizado por Guimarães (2009) cujo trabalho foi referência para o desenvolvimento da norma brasileira. Portanto, os procedimentos seguidos nesta pesquisa estão nos padrões recomendados pelo DNIT.

Embora a norma brasileira apresente valores típicos de pares de tensão a serem empregados nos ensaios, admite-se também o uso de outros valores dentro desse intervalo, ou maiores, caso o objetivo seja a verificação de limite de tensões admissíveis para subleito ou outra camada do pavimento. Diante disso, optou-se por incluir uma quarta relação de tensões (ensaio 4) para simular uma ação mais intensa do tráfego e obter os limites de deformabilidade do material experimentado. Para cada ensaio foi utilizado uma amostra diferente, segundo indicação da norma do DNIT, totalizando quatro corpos de prova submetidos a 160.000 ciclos. A Tabela 9 apresenta os valores de pares de tensão (confinante e desvio) empregados.

Tabela 9 – Relação de tensões utilizadas nos ensaios triaxiais

Ensaio	Tensão (kPa)		N
	$\sigma_d$	$\sigma_3$	
1	40		
2	80		
3	120	40	160.000
4	140		

Fonte: O autor.

A escolha por utilizar essas relações de tensões (Tabela 9) nessa etapa preliminar da pesquisa foi apenas para obter dados para subsidiar uma avaliação do método de ensaio no tocante aos valores ocorridos, os limites admissíveis, ao comportamento do material ao longo das cargas aplicadas e, a partir disso, entender os dados necessários e significativos para uma análise coerente da DP, não objetivando a modelagem da deformação. Para esse fim, não há a necessidade de realizar ensaios com mais pares de tensões, pois as condições empregadas para avaliação do método apresentam dados suficientes para tal compreensão.

A norma do DNIT recomenda que pode ser utilizada frequência de 1 até 5 Hz, desde que todos os ensaios para uma mesma amostra sejam realizados com a mesma frequência. A frequência de carregamento aplicada foi de 1Hz em função do modelo de equipamento usado que só permitia se trabalhar com 1Hz. A duração do pulso de carga para qualquer frequência é de 0,1 segundo. A compactação foi realizada num molde tripartido de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura em 10 camadas com Wót na energia intermediária.

O segundo método utilizado constou da determinação dos níveis máximos de tensão que não devem ser excedidos para evitar o desenvolvimento de DP excessivas. Esse procedimento, baseado na norma europeia, consiste em utilizar diferentes níveis de pares de tensão com a aplicação de 10.000 ciclos de carga (N) em cada par, no mesmo corpo de prova, ou seja, em um único ensaio o material é submetido mais de uma vez às simulações de tráfego com diferentes pares de tensões adotadas no processo.

Conhecido como ensaio triaxial de carga repetidas de múltiplos estágios (RLT), o procedimento europeu (CEN – EN. 13286–7, 2004) estabelece a interrupção do teste quando a DP axial atinge 0,5% em cada estágio antes do carregamento total, prosseguindo com o par de tensão seguinte. Isto é, se ocorrer um afundamento de 0,5% da espessura inicial do CP durante o ensaio, o teste deve ser paralisado e recomeçado com o par de tensão seguinte programado. Uma vez concluída a aplicação dos primeiros 10.000 ciclos de cargas (estágio 1), o ensaio segue sendo realizado de acordo com os estágios planejados restantes.



A Tabela 10 apresenta os ensaios realizados nas amostras dos solos conforme o procedimento europeu (CEN – EN. 13286–7, 2004). Em todos os ensaios, as amostras foram submetidas a quatro pares de tensões, ou seja, quatro estágios, simulando condições de pequenos, médios e grandes níveis de carregamentos as quais o material poderá ser submetido no pavimento, com solicitações de 10.000 pulsos de carga para cada par, totalizando uma sequência de 40.000 ciclos por ensaio realizado.

Tabela 10 – Relação de tensões utilizadas nos ensaios triaxiais da norma EN. 13286–7, 2004

Ensaio	Tensão (kPa)		N
	$\sigma_d$	$\sigma_3$	
1	40	40	10.000
	80		
	120		
	160		
2	80	80	10.000
	120		
	240		
	320		
3	120	120	10.000
	240		
	360		
	480		

Fonte: O autor.

A norma CEN – EN. 13286–7, 2004, especifica que em cada sequência de ensaios o CP seja submetido a pelo menos três estágios (pares de tensão) ou seja a 30.000 ciclos. Segundo a Tabela 10, foi adotado uma relação  $\sigma_d/\sigma_3$  de 1, 2, 3 e 4, respectivamente, mantendo-se a tensão confinante constante para uma sequência com quatro estágios por ensaios, com o intuito de verificar mais detalhadamente a influência do estado de tensões no comportamento do material. Assim, observe-se que para cada ensaio o CP foi submetido a 40.000 ciclos.

De acordo com Guimarães (2009), a quantidade total de nove ensaios por amostra de solo, é aquela considerada mínima para uma eficaz modelagem da influência do estado de tensão na DP. Porém, nesta pesquisa experimentaram-se três corpos de provas, com quatro estágios de níveis de tensão, por material. Portanto, foram doze condições de carregamento na respectiva umidade ótima, com ciclos de 10.000 golpes para obtenção de valores de DP para

cada amostra no caso do uso da norma europeia. No caso do uso da norma brasileira foram aplicadas as cargas programadas em quatro CP diferentes nas duas amostras (SM e AB).

Outra etapa da presente tese compreendeu na busca do entendimento de ocorrência do shakedown através da metodologia desenvolvida na universidade de Nottingham, bem como da possibilidade de classificação do comportamento dos dois solos estudados (SM e AB) para obter o limite do shakedown. Para realização dessa análise foi elaborada a apresentação dos resultados seguindo o método desenvolvido por DAWSON e WELLNER (1999 apud WERKMEISTER 2003), representado pela mesma forma gráfica relacionando a DP vertical (eixo “x”, em metros) com a taxa de acréscimo de deformação permanente (eixo “y”,  $[10^{-3}]/N$ ).

Realizou-se essa análise para constatar se o comportamento dos solos estudados condiz com o tipo A por meio de uma aproximação com as tendências observadas por WERKMEISTER (2003), para certificar que o solo entrou em shakedown, haja vista que o material que se enquadra nesse tipo de comportamento, apresenta deformações elásticas e plásticas até uma determinada aplicação de carga (N) finita na qual, a partir desse momento, ocorre apenas deformações elásticas, havendo, portanto, um acomodamento das deformações plásticas.

#### ***4.3.7 Pré-processamento de dados para a modelagem neural***

O uso de dados dos ensaios geotécnicos em modelagem, a partir de RNA, exige um ajustamento em seus valores para poderem ser utilizados como elementos de entrada em uma rede. De acordo com Zanetti (2008), por apresentarem ordens de grandezas distintas, realiza-se uma adequação em todos os parâmetros individualmente para evitar que uma variável tenha mais peso que a outra. Por isso, submeteram-se tais dados a um pré-processamento a fim de se ajustarem às restrições impostas pela modelagem neural, a partir das técnicas de *Numerização e Normalização* dos dados.

O processo de Numerização consistiu em atribuir um valor decimal aos dados que possuem valores alfanuméricos (variáveis qualitativas) provenientes dos ensaios geotécnicos de CBR, de Classificação da AASHTO, de compactação e limites de consistências para que pudessem ser utilizados como variáveis de entrada na rede.

Na técnica de Normalização dos dados modificaram-se os valores decimais em limitantes de uma função, compreendidos entre -1 e 1, para que os valores de grandezas

diferentes não influenciem os ajustes dos pesos da rede durante o treinamento. Segundo Gambogi (2013), normalizam-se dados também para evitar que os neurônios da camada escondida com funções de ativação, não operem na região de saturação da rede. Nessa operação utilizou-se a expressão de normalização apresentada na Equação 4.1.

$$X_n = \frac{(X_{nmax} - X_{nmin})(X_i - X_{min})}{(X_{max} - X_{min})} + X_{nmin} \quad (4.1)$$

onde:

$X_n$  = Valor normalizado;

$X_i$  = Valor decimal;

$X_{nmax}$  e  $X_{nmin}$  = São iguais ao extremo do intervalo da normalização, +1 e -1;

$X_{max}$  = Maior valor da variável;

$X_{min}$  = Menor valor da variável.

#### **4.3.8 Modelos de previsão de DP e MR**

##### *4.3.8.1 Previsão da Deformação Permanente*

Após a obtenção dos valores dos afundamentos totais nas amostras coletadas, bem como de uma mistura AB + Brita utilizada em obras rodoviárias locais, foram desenvolvidos modelos de estimativas de deformação para os solos da microrregião de Mossoró. Essa ação possibilitou simular o comportamento plástico dos materiais estudados, permitindo o entendimento dessa propriedade, conseqüentemente, o desempenho das camadas do pavimento quanto à DP.

Para tanto, utilizou-se a técnica de Redes Neurais Artificiais como ferramenta de desenvolvimento e obtenção dos modelos. Para prever a magnitude das deformações permanentes específicas ocorridas nos materiais utilizados no pavimento, foram realizados testes em diferentes topologias na busca do maior nível de confiança possível, ou seja, um modelo com o menor erro.

A ferramenta de programação utilizada foi o MATLAB em uma rede neural de múltiplas camadas. Para o treinamento, validação e teste do modelo, utilizou-se o NNTOOL. Esse mecanismo permitiu o desenvolvimento de diversas topologias e diferentes algoritmos e parâmetros de treinamentos das RNA. A partir disso foi construída uma rede que

representasse mais adequadamente o problema apresentado, disponibilizando resultados de saídas mais próximas dos valores reais.

Os dados de entrada das RNA foram os valores adotados nos ensaios de carga repetida como a tensão desvio ( $\sigma_d$ ) e confinante ( $\sigma_3$ ), o número de aplicação de carga (N), o Módulo de Resiliência (MR), além de dados de CBR, da classificação pelo sistema AASTHO, da umidade ótima ( $W_{ót}$ ) e índice de plasticidade (IP) dos solos. Os valores obtidos de saída da rede foram os de DP. Com isso pôde-se treinar a rede para cada material especificamente, bem como obter um modelo para os solos da microrregião utilizando informações de todos os solos.

Desse conjunto de dados selecionados aleatoriamente sem repetição, 60% foram utilizados para o treinamento dos modelos construídos, 20% para a criação da regra de parada do algoritmo de aprendizagem (validação), além de 20% para realização de teste do modelo. Os modelos desenvolvidos por Ribeiro (2016) também foram treinados a partir dos mesmos percentuais nas três etapas da aprendizagem da rede, selecionados randomicamente.

Foram realizados testes com diferentes valores de entrada  $\sigma_d$ ,  $\sigma_3$ , MR, CBR, de classificação do solo,  $W_{ót}$  e IP nos algoritmos criados para se obter um modelo que represente o fenômeno estudado com o melhor desempenho possível, independentemente da magnitude das variáveis adicionadas na rede. O dado N não foi alterado em nenhum teste, pois os valores do número de carga foram os mesmos em todos os ensaios.

Para se obter o modelo mais representativo, através dos treinamentos de rede, buscou-se a melhor topologia em função do fenômeno modelado, variando-se alguns parâmetros como quantidade de neurônios, taxa de aprendizagem, dentre outros. Após a série de testes realizados o algoritmo selecionado foi o *Levenberg-Marquardt backpropagation* com *trainlm* como termo de momento. Esse algoritmo de treinamento é considerado rápido para uma quantidade média de treinamento, além de apresentar resultados de generalização satisfatórios para a maioria dos casos.

Realizou-se o confronto entre os valores obtidos de DP a partir do algoritmo da RNA testado e os adquiridos nos ensaios, com o intuito de atestar a precisão do modelo neural utilizado. Para tal, foram efetuados testes estatísticos de correlação de verificação e comparação dos valores estimados, bem como através do erro quadrático médio ou *Mean of Squared Error* (MSE).

#### 4.3.8.2 Previsão do Módulo de Resiliência

Foram avaliadas as características resilientes dos solos, a fim de se compreender o comportamento elástico das camadas granulares dos pavimentos da região em estudo. Os valores de deformação reversível foram obtidos por meio do ensaio triaxial de carga repetida conforme a norma do DNIT 134/2018 – ME. Os dados experimentais foram analisados através da técnica de regressão não linear.

O software para realização dos cálculos e análise de modelos de MR dos solos ensaiados foi o LAB Fit ajustes de curvas. Esse programa desenvolvido para Windows permite o tratamento, ajuste e análise de dados experimentais disponibilizando sistemas de equações com até seis variáveis independentes.

Utilizando essa mesma ferramenta foi avaliado o enquadramento de modelos, apresentados na Tabela 11, às características geotécnicas dos materiais ensaiados para conferir se alguns desses poderia estimar, de maneira aceitável, o comportamento do MR dos solos da região. Observou-se esse enquadramento por meio dos coeficientes de correlação ( $R^2$ ) dos modelos com relação aos dados reais de deformação elástica obtidos nos ensaios.

Tabela 11 – Modelos avaliados de estimativa do MR

<b>Modelos</b>	<b>Equações</b>
Composto (Pezo, 1993)	$MR = k_1 \cdot \sigma^3 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$
Guimarães (2009)	$MR = k_1 \cdot \sigma^3 \cdot \sigma_d^{k_2} \cdot N^{k_4}$
Combinado (Aranovich, 1985)	$MR = [k_1 + k_2 \cdot (k_3 - \sigma_d^{k_2})] \cdot \sigma^3$
AASHTO (2004)	$MR = k_1 \cdot \theta^{k_2} \cdot \tau_{oct}^{k_3}$
AASHTO (2008)	$MR = k_1 \cdot Pa \cdot [\theta/Pa]^{k_2} \cdot [(\tau_{oct}/Pa) + 1]^{k_3}$

Fonte: O autor.

#### 4.3.9 Dimensionamento e análises do pavimento

Nessa etapa, realizou-se um dimensionamento de estrutura de pavimento através do método empírico do DNIT (2006), usando-se o critério do CBR do subleito e o número N (tráfego), bem como dois outros por métodos mecanístico-empíricos utilizando-se parâmetros dos modelos de MR e DP obtidos, com o propósito de comparar as estruturas calculadas. Os

dimensionamentos mecanístico-empíricos foram realizados com o auxílio dos programas computacionais MeDiNa e CAP 3D-D (HOLANDA *et al.*, 2006; TORQUATO e SILVA, 2014). Esses softwares dimensionam e analisam pavimentos considerando a previsão de deformações permanentes, bem como o critério de ruptura de área trincada por fadiga da estrutura.

Além dos cálculos das espessuras das camadas, o CAP 3D-D (*Computational Analysis of Pavements 3D – D*) também possibilitou a análise numérica, baseado no Método de Elementos Finitos (MEF), no regime elástico-linear do comportamento da estrutura. O uso desse programa, desenvolvido pelo grupo do LMP/UFC, para cálculos de tensões, deformações e deslocamentos ocorridas nos pavimentos dimensionados gerou economia de tempo e mais versatilidade.

A estrutura dos pavimentos propostos é composta de uma camada de base estabilizada granulometricamente (50% Brita + 50% solo AB), uma sub-base constituída de solo do tipo AB, além de um subleito com o solo M1. Adotou-se um revestimento em Tratamento Superficial Duplo (TSD) e dois em Concreto Asfáltico (CA), um com 5 cm e outro com 7,5 cm de espessura, bem como valores de níveis de solicitação “N” também diferentes, sendo  $1 \times 10^6$  para estrutura com TSD,  $5 \times 10^6$  com CA de 5cm e  $1 \times 10^7$  para a estrutura com revestimento CA com 7,5 cm de espessura.

Considerou-se o tempo de projeto de 10 anos e uma taxa de 2% de crescimento do tráfego. Segundo projetos rodoviários consultados, o perfil das estruturas das vias, bem como os dados dos estudos de tráfego característicos da microrregião estudada, assemelham-se as informações utilizadas no dimensionamento dos pavimentos propostos, justificando o uso dos dados citados.

Ressalta-se que as estruturas obtidas tanto pelo CAP 3D-D quanto pelo MeDiNa incluíram ainda o uso dos coeficientes de regressão dos modelos de deformação permanente e módulo de resiliência obtidos dos materiais estudados, bem como coeficientes de Poisson ( $\nu$ ) extraídos de Bastos (2013). Já os dados de rigidez, parâmetros da curva de fadiga e deformação permanente da mistura asfáltica adotado nos programas, para uma análise viscoelástico linear, foram extraídos de Santiago (2017).

#### **4.3.10 Considerações finais**

A obtenção de parâmetros mecânicos em materiais granulares, especialmente a deformação permanente, utilizados em infraestrutura de pavimentos e o desenvolvimento de

modelos para estimá-los se apresentam como investigações ainda em estágio inicial nos órgãos rodoviários nacionais. Devido à necessidade do desenvolvimento de técnicas de dimensionamento de estruturas mais racionais, bem como de novos métodos de obtenção e análises de dados visando obter o entendimento do comportamento desses materiais, há a necessidade da realização de mais pesquisas para auxiliar o setor, haja vista a publicação de novas normas e procedimentos de projetos apresentados nos últimos anos no Brasil.

Diante desse cenário, o capítulo exposto apresentou o estudo da DP seguindo uma metodologia descrita em procedimentos normativos e técnicos. Todas as etapas descritas foram realizadas de forma que os resultados adquiridos pudessem disponibilizar um entendimento adequado acerca da ocorrência das deformações nos materiais investigados e no pavimento e, conseqüentemente, produzisse discussões sobre uso dessas informações na construção de mecanismos de estimativas, bem como em projetos de pavimentos rodoviários, conforme será exposto no capítulo seguinte.

## CAPÍTULO 5

### 5. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

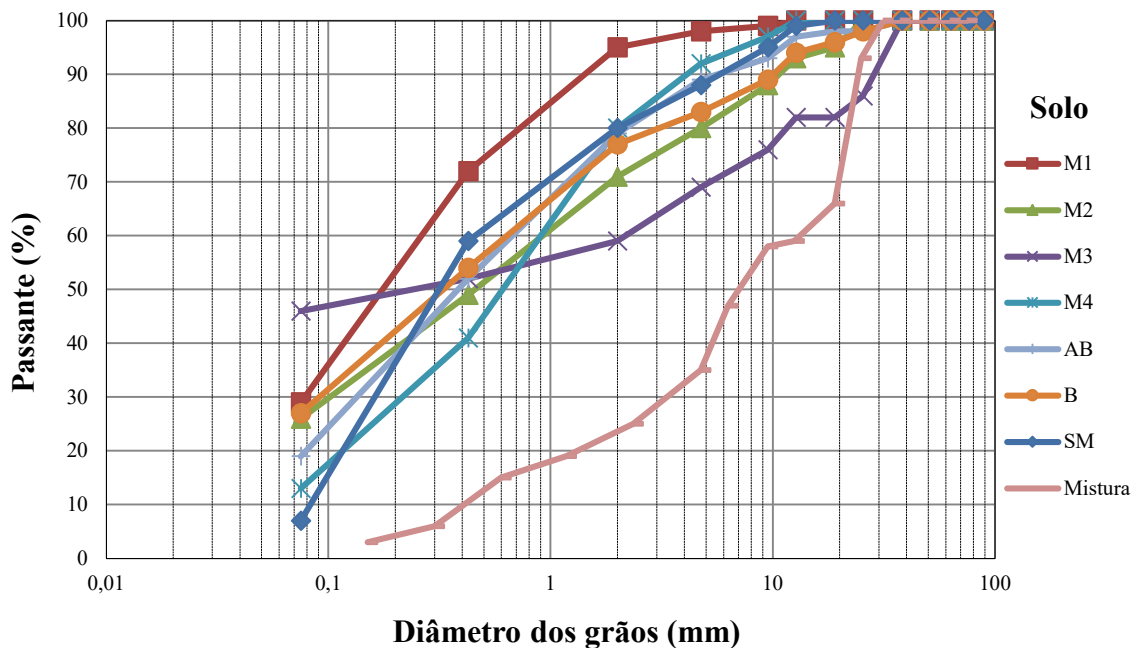
#### 5.1. Considerações iniciais

Neste capítulo são apresentados os dados obtidos através dos ensaios geotécnicos tradicionais e dinâmicos realizados, assim como a definição do método de ensaio triaxial a ser adotado para os materiais coletados e investigado à luz da deformação permanente. Também são avaliados todos os dados experimentais para o desenvolvimento dos modelos de previsão de DP e MR, suas respectivas equações e desempenhos, bem como os dimensionamentos empíricos e mecanístico-empíricos de pavimentos.

#### 5.2 Resultados dos ensaios de caracterização, compactação, CBR e expansão

As curvas granulométricas por peneiramento dos materiais coletados neste estudo são apresentadas na Figura 21, bem como os respectivos resumos de suas composições que são mostrados na Tabela 12.

Figura 21 – Curvas granulométricas por peneiramento dos materiais coletados



Fonte: O autor.



Tabela 12 – Resumo da composição granulométrica (%) dos materiais em estudo

Materiais	Argila + Silte	Areia			Pedregulho
		Fina	Média	Grossa	
M1	29,0	43,0	23,0	3,0	2,0
M2	26,0	23,0	22,0	9,0	20,0
M3	46,0	6,0	7,0	10,0	31,0
M4	13,0	28,0	39,0	12,0	8,0
AB	19,0	33,0	27,0	10,0	11,0
B	27,0	27,0	23,0	6,0	17,0
SM	7,0	52,0	21,0	8,0	12,0
(AB + Brita)	2,9	3,1	13,3	15,8	65,0

Fonte: O autor.

As curvas granulométricas obtidas mostram que os grãos dos materiais são finos e médios, com exceção da mistura com a presença de brita em sua composição, indicando que o subleito da microrregião apresenta um perfil geológico argilo-arenoso. Ainda de acordo com essas curvas, as partículas dos solos concentram-se na faixa que apresentam uma granulometria que corrobora com as informações do mapa litológico mostrado no capítulo 3 deste trabalho, ou seja, rocha com perfil arenítico e argilito/arenoso.

Os valores obtidos dos coeficientes de uniformidade (Cu) para os solos M2, M4, AB e B apresentaram valores menores que 5 indicando boa uniformidade e bem graduados, pois mostraram valores do coeficiente de curvatura (Cc) entre 1 e 3 segundo a norma NBR 7181/84. As amostras SM, M1 e M3 apresentam uma descontinuidade entre os grãos, com um Cc acima de 3 e um Cu entre 5 e 15, caracterizando-se como mal graduados e medianamente uniformes.

O material utilizado na camada de base (mistura AB + Brita) apresentou uma curva granulométrica contínua entre os diâmetros dos grãos, bem graduado segundo o coeficiente de curvatura de 1,5 calculado, embora mostre uma escassez de partículas com dimensões menores e concentrações altas de pedregulhos (65%). O material apresenta desuniformidade, haja vista que o coeficiente de uniformidade indica um valor superior ao limite ( $Cu > 15$ ). Essa má graduação com distribuição irregular dos grãos é devido à presença de 50% de brita em sua composição.

A Tabela 13 apresenta os valores de LL, LP e IP, bem como da classificação da AASTHO do restante dos solos. Observa-se que o solo SM (classificado na AASTHO como A-3) não apresentou limites de consistência devido à sua granulometria excessivamente arenosa, com 81% de areia em sua composição, além de 12% de pedregulho.

Tabela 13 – Resultados dos limites de consistência e da classificação da AASTHO dos materiais investigados

<b>Solos</b>	<b>LL (%)</b>	<b>LP (%)</b>	<b>IP (%)</b>	<b>AASTHO</b>
SM	NL	NP	0	A-3
M1	24,2	15,61	8,55	A-2-4
M2	20,8	12,60	8,21	A-2-4
M3	44,2	27,91	16,33	A-7-6
M4	19,9	12,76	7,00	A-1-b
AB	20,2	12,31	7,85	A-2-4
B	24,0	21,52	2,44	A-2-4

Fonte: O autor.

As especificações de consistência exigidas de um solo para execução de bases e sub-bases de pavimentos rodoviários são  $LL \leq 25\%$  e  $IP \leq 6\%$ . Portanto, a amostra B é a única que se enquadra nas especificações de uso. De acordo com Nogami e Villibor (1995) e reafirmado por Gondim (2008), sabe-se que os ensaios para determinação dos limites de Atterberg são de difícil repetibilidade e reprodutibilidade e seus resultados não devem ser usados para caracterizar solos tropicais em função das suas limitações. Tomou-se a decisão aqui de continuar os experimentos para se verificar os valores de expansão, CBR, MR e DP dos solos para se analisar se realmente esses solos devem ser excluídos para aplicação na área da pavimentação.

Em relação à classificação AASTHO, o solo M3 está enquadrado na classe A-7-6 apresentando previsão de comportamento geral como subleito de regular a mau. Tanto a amostra M4 classificado na classe A-1-b, quanto M1, M2, AB e B, inseridos em A-2-4, apresentam previsão de comportamento com desempenho de excelente a bom como material para subleito.

Os resultados dos ensaios de compactação, com os valores de umidade ótima e densidade aparente seca máxima, CBR e expansão se encontram apresentados na Tabela 14.

Tabela 14 – Resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão dos materiais coletados (continua)

<b>Materiais</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>Expansão (%)</b>	<b><math>\rho_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Wót (%)</b>
M1	11,30	0,07	1,89	12,50
M2	6,20	0,02	1,70	8,20
M3	7,80	0,00	1,81	11,20
M4	30,30	0,02	2,14	5,70
AB	41,90	0,00	1,97	6,00
B	12,10	0,22	1,37	9,70

Tabela 14 – Resultados dos ensaios de compactação, CBR e expansão dos materiais coletados (conclusão)

<b>Materiais</b>	<b>CBR (%)</b>	<b>Expansão (%)</b>	<b><math>\rho_d</math> (g/cm<sup>3</sup>)</b>	<b>Wót (%)</b>
SM	9,80	0,10	1,41	7,20
(AB + Brita)	69,30	0,00	2,12	6,50

Fonte: O autor.

Pode-se perceber que todos os valores das expansões dos solos são inferiores a 0,5%, critério usado do DNIT para aceitação dos materiais em bases de pavimentos, o que significa que as amostras não deverão apresentar variações volumétricas através da ação da água. Contrapondo esses resultados com os valores de consistência dos solos, apresentados na Tabela 13, comprova-se para esses materiais que tais ensaios podem excluir amostras que apresentam potencial para emprego em pavimentação.

À luz dos critérios empíricos, os resultados dos ensaios de CBR mostram que os solos naturais M4 (30,3%) e AB (41,9%) apresentaram tendências de boa resistência ao carregamento se utilizados como materiais de camadas mais nobres dos pavimentos. Com esses valores, segundo o manual de pavimentação DNIT (2006) os solos são indicados para o uso em sub-bases. Para uma rodovia de baixo volume de tráfego, o solo AB poderia ser empregado na camada de base a depender das especificações locais.

Devido à estabilização granulométrica, o material AB + Brita apresentou CBR elevado (69,3%), e, embora a norma do DNIT recomende um CBR maior que 80%, esse material poderá ser aproveitado em camadas de base para um tráfego de até  $N = 10^6$ .

A brita utilizada na mistura ainda apresentou uma perda por abrasão Los Angeles de 36,67%, índice de forma de 0,91 pelo método do paquímetro, além de uma adesividade (sem DOPE) satisfatória. Portanto, esse material possui boa resistência ao desgaste superficial quando submetido ao atrito, pois a norma de ensaio estabelece que o índice de desgaste por abrasão não deve ser superior a 50% em massa do material inicial. Quanto à forma, a brita apresenta previsão de boa qualidade para uso, já que a norma (NBR 7809) indica que valores próximos de 1 são considerados como ótimos para agregados britados.

### **5.3 Avaliação preliminar do método de ensaio de DP a ser utilizado a partir da realização dos ensaios com as normas brasileira e europeia**

A execução dessa experiência teve como intuito avaliar o melhor procedimento de ensaio, suas vantagens e desvantagens, as técnicas laboratoriais, bem como os dados coletados

da deformação do material para uma análise comparativa dos métodos. A partir dessa avaliação, buscou-se o entendimento das duas técnicas para poder optar por ensaiar o restante dos materiais coletados que fizeram parte desta pesquisa, a partir do método escolhido.

### **5.3.1 Avaliação da DP pela norma brasileira (DNIT 179/2018 – IE) para os solos SM e AB**

#### *5.3.1.1. Solo SM*

Inicialmente foi testado o solo SM e, em seguida, o material AB conforme os procedimentos indicados pelo DNIT (DNIT 179/2018 – IE). O experimento com o solo AB teve a finalidade de comparar os resultados do comportamento do afundamento, ao longo da aplicação dos ciclos de carga, aos dados obtidos no ensaio do solo SM atestando seu efetivo desempenho. Desse modo, evitou-se o risco de uma análise através somente da observação de apenas uma única amostra.

Para uma análise mais detalhada do desempenho dos materiais aqui analisados, seria necessário à aplicação de mais tensões simulando outras configurações de tráfego que atuam numa estrutura típica de pavimentos da região, conforme as instruções da norma DNIT 179/2018. Entretanto, foi utilizada uma análise mais reduzida na etapa preliminar, aplicando cargas apenas em quatro pares de tensão com uma única tensão confinante (40kPa), com o objetivo exclusivamente de avaliar a resposta do material, no tocante à ocorrência da DP, após a submissão de determinado número de cargas para verificação dos procedimentos dos ensaios das normas aqui citadas.

A Tabela 15 mostra os pares de tensões com relações ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) de 1, 2, 3 e 3,5 além dos respectivos valores de DP, em mm, acumulada da primeira carga aplicada considerada do ensaio ( $\varepsilon^1$ ), com 10.000 ( $\varepsilon^{10}$ ), 80.000 ( $\varepsilon^{80}$ ) e 160.000 ( $\varepsilon^{160}$ ) ciclos (N) para o solo SM. Ainda na mesma tabela, são apresentados os dados do acúmulo percentual do afundamento por períodos no qual o corpo de prova foi submetido em relação ao estágio final com 160.000 ciclos, de modo que: (a)  $\varepsilon^1 - \varepsilon^{10}$  [ $100 \times \varepsilon^{10} / \varepsilon^{160}$ ] representa o acúmulo nos primeiros 10.000 ciclos de carga; (b)  $\varepsilon^{10} - \varepsilon^{80}$  [ $100 \times (\varepsilon^{80} - \varepsilon^{10}) / \varepsilon^{160}$ ] representa o acúmulo entre 10.000 e 80.000 e (c)  $\varepsilon^{80} - \varepsilon^{160}$  [ $100 \times (\varepsilon^{160} - \varepsilon^{80}) / \varepsilon^{160}$ ] identifica a DP total ocorrida, em percentual, a partir das 80.000 cargas aplicadas até a conclusão do ensaio.

Tabela 15 – Deformação Permanente total e suas relações de acúmulo para o solo SM

Ensaio	Tensão (kPa)		$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{10}$ (mm)	$\epsilon^{80}$ (mm)	$\epsilon^{160}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{10}$ (%)	$\epsilon^{10} - \epsilon^{80}$ (%)	$\epsilon^{80} - \epsilon^{160}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$							
1	40	40	0,072	0,294	0,378	0,423	69,50	19,86	10,64
2	80		0,240	1,568	1,889	2,039	76,90	15,74	7,36
3	120		0,434	5,845	6,181	6,452	90,59	5,21	4,20
4	140		0,012	6,045	6,836	7,289	82,93	10,85	6,21

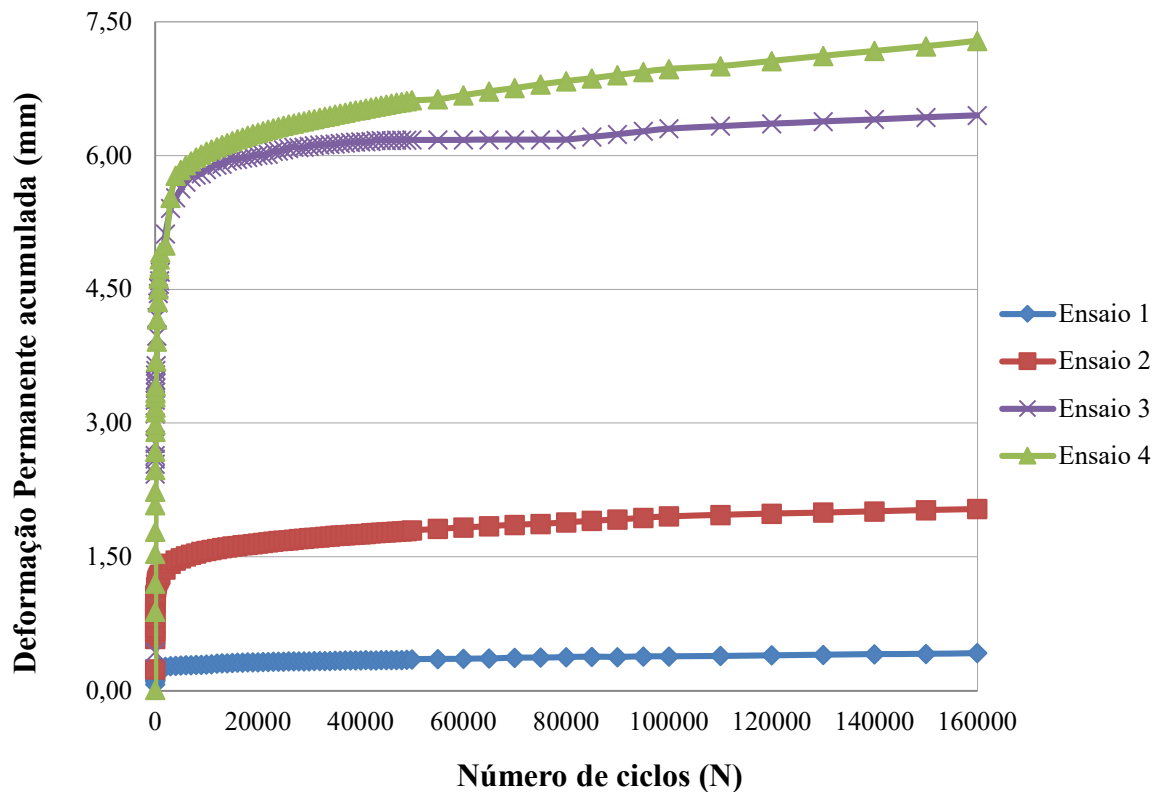
Fonte O autor.

Analisando os dados obtidos, percebe-se que esse material não apresenta rigidez suficiente para suportar o carregamento submetido, haja vista o afundamento excessivo principalmente nos ensaios 3 e 4. Fica evidente que se tivesse usado todo o padrão de aplicação de tensões da norma do DNIT, o solo ensaiado apresentaria deformações além dos limites aceitáveis (12,5 mm) para um pavimento. Contudo, a avaliação desejada com esses experimentos é de tentar demonstrar que o acúmulo mais significativo do afundamento na camada ocorre antes dos 10.000 ciclos aplicados, onde o restante dessa deformação é um incremento ocorrido pelo excesso de carregamento.

Observa-se que o maior acúmulo da DP total nessa amostra ocorre quando o carregamento atinge 10.000 ciclos ( $\epsilon^{10}$ ), ou seja, com 6,25% das cargas programadas aplicadas o corpo de prova apresenta uma parcela significativa da deformabilidade irreversível total em sua estrutura original. Com exceção do par de tensão desvio igual a confinante (ensaio 1), todos os cenários mostraram uma deformação acumulada superior a 75% da ocorrência total, mostrando que esse período é o de comportamento mais crítico acerca do aparecimento de DP e que após esse carregamento de 10.000 ciclos os resultados tendem a se tornarem lineares com o uso de uma escala aritmética.

A Figura 22 apresenta o comportamento do solo SM no tocante à ocorrência de DP em função do carregamento. Os gráficos indicam uma tendência de estabilização do afundamento antes de 10.000 cargas aplicadas, independentemente do ensaio executado. Observa-se que as deformações do corpo de prova, ocorridas após 10.000, não são significativas no acúmulo total de DP, conseqüentemente, pouco devem influenciar no processo de manifestação de ATR no pavimento.

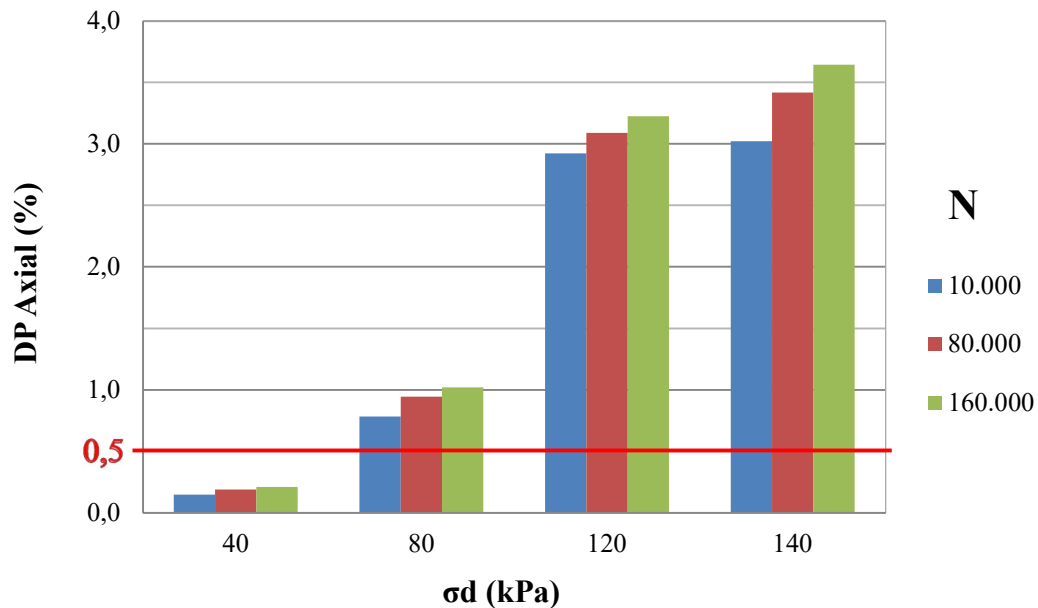
Figura 22 – Acúmulo de DP no solo SM realizados com a norma DNIT 179/2018 – IE



Fonte: O autor.

Além disso, com exceção do ensaio 1, o afundamento acumulado final ocorrido em relação à espessura inicial do CP (200 mm), ou seja, a DP axial acumulada, apresentou um valor total acima de 0,5% ao fim do experimento, valor limite para a interrupção do ensaio de acordo com a norma europeia CEN – EN. 13286–7 (2004). A Figura 23 mostra que nos ensaios com aplicação de tensão desvio superiores a 40 kPa, as amostras de solo comportaram-se de tal forma que uma aplicação de 10.000 ciclos será suficiente para uma avaliação da DP conforme esse procedimento.

Figura 23 – Acúmulo de DP Axial nos ensaios realizados para amostras do solo SM

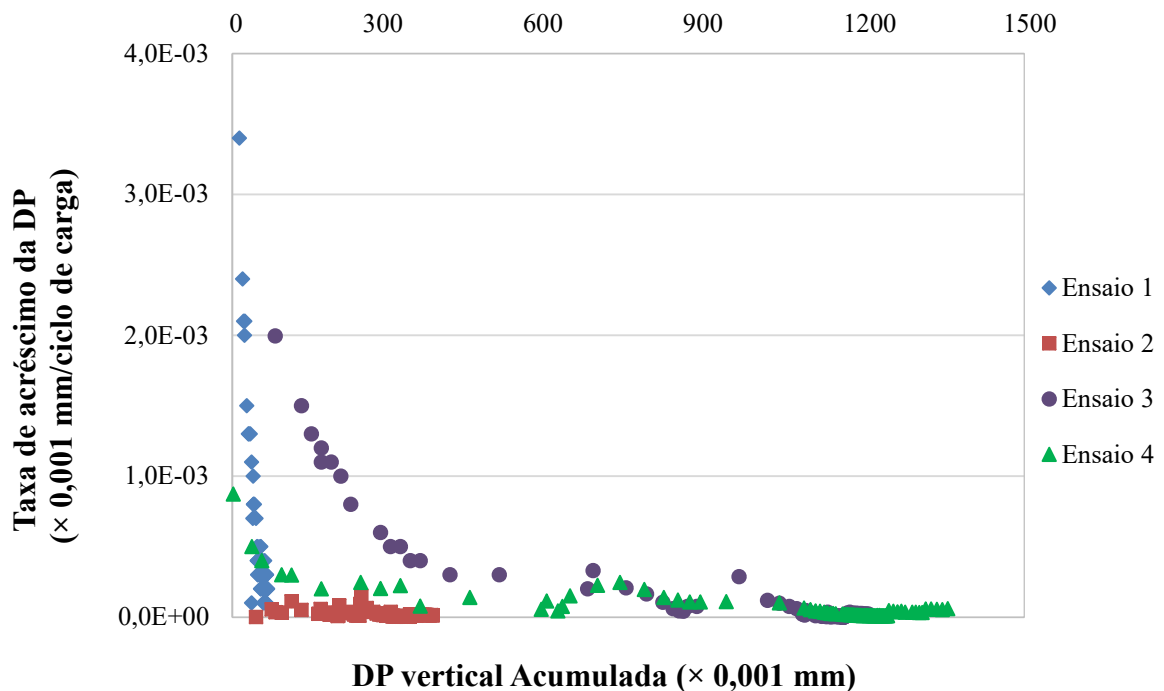


Fonte: O autor.

Observa-se que esse material apresenta tendência ao acomodamento, após um reduzido ciclo de cargas aplicadas, se enquadrando na teoria do shakedown para algumas condições de tensões aplicadas, ou seja, se os pavimentos tipo locais forem solicitados por um carregamento pertencente ao conjunto de estado de tensão reduzidas, essas estruturas apresentaram apenas deformações elásticas a partir de um determinado número de aplicação de cargas, cessando as deformações plásticas ou permanentes, indicando que o uso desse solo provavelmente teria um bom desempenho apenas em RBVT.

A pesquisa de ocorrência do shakedown consistiu em se pesquisar a variação da taxa de acréscimo da DP, onde esse acomodamento da DP é representado pelas tendências das curvas das ocorrências das deformações plásticas ao longo do experimento. Na Figura 24 são apresentados os resultados da pesquisa de ocorrência do shakedown a partir da análise da taxa de acréscimo da deformação permanente, tal como proposto por WERKMEISTER (2003).

Figura 24 – Pesquisa de ocorrência do Shakedown no solo SM



Fonte: O autor.

Observa-se que os resultados dos ensaios 2 e 4 apresentaram comportamento mais compatível com o nível C proposto por WERKMEISTER (2003) correspondendo à situação de ruptura, pois tenderam a ser paralelos ao eixo horizontal. Esse desempenho é explicado pela incapacidade do material resistir a elevadas tensões, acarretando em uma DP resultante de forma rápida e intensa.

O ensaio 3 indicou um comportamento do tipo B, pois a análise nos ciclos iniciais de aplicação de carga mostra uma taxa de acréscimo da DP muito elevada, porém ao longo do tempo foi decrescendo, tornando-se muito baixa, próximo ao nível constante. Essa ocorrência pode ter sido influenciada pelo número de ciclos de aplicação de cargas não ter sido suficientemente alto. No ensaio 1 o estado de tensões empregados foram baixos e por isso o modelo de comportamento apresentado foi do tipo A, de acomodamento das deformações permanentes, ou seja, de ocorrência de shakedown.

Diante do exposto, constata-se que o solo SM possui tensões limites de shakedown de baixa intensidade, apresentando grande tendência de ocorrência de deformações permanentes significativas. Portanto, sua utilização nos pavimentos locais requer maiores cuidados quanto à contribuição para o afundamento de trilha de roda.



### 5.3.1.2. Solo AB

Os resultados do afundamento no solo AB são apresentados na Tabela 16, porém, com 150.000 cargas aplicadas e a adoção de 160 kPa de tensão desvio no ensaio 4. Isso ocorreu porque o solo AB foi ensaiado após a publicação da norma do DNIT e o solo SM antes dessa publicação. São mostrados os valores de DP, em mm, acumulada da primeira carga aplicada ( $\epsilon^1$ ), com 10.000 ciclos ( $\epsilon^{10}$ ), 80.000 ( $\epsilon^{80}$ ) e 150.000 ( $\epsilon^{150}$ ) ciclos (N) para o solo AB.

Na Tabela 16 também são apresentados os dados do acúmulo percentual do afundamento por períodos no qual o corpo de prova foi submetido em relação ao estágio final com 150.000 ciclos, de modo que: (a)  $\epsilon^1 - \epsilon^{10}$  [ $100 \times \epsilon^{10} / \epsilon^{150}$ ] representa o acúmulo nos primeiros 10.000 ciclos de carga; (b)  $\epsilon^{10} - \epsilon^{80}$  [ $100 \times (\epsilon^{80} - \epsilon^{10}) / \epsilon^{150}$ ] representa o acúmulo entre 10.000 e 80.000 e (c)  $\epsilon^{80} - \epsilon^{150}$  [ $100 \times (\epsilon^{150} - \epsilon^{80}) / \epsilon^{150}$ ] identifica a DP total ocorrida, em percentual, a partir das 80.000 cargas aplicadas até a conclusão do ensaio.

Tabela 16 – Deformação Permanente total e suas relações de acúmulo para o solo AB

Ensaio	Tensão (kPa)		$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{10}$ (mm)	$\epsilon^{80}$ (mm)	$\epsilon^{150}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{10}$ (%)	$\epsilon^{10} - \epsilon^{80}$ (%)	$\epsilon^{80} - \epsilon^{150}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$							
1	40	40	0,082	0,155	0,165	0,171	90,64	5,85	3,51
2	80		0,121	0,630	0,732	0,769	81,92	13,26	4,81
3	120		0,176	0,915	0,951	0,975	93,85	3,69	2,46
4	160		0,117	0,048	0,064	0,066	72,73	24,24	3,03

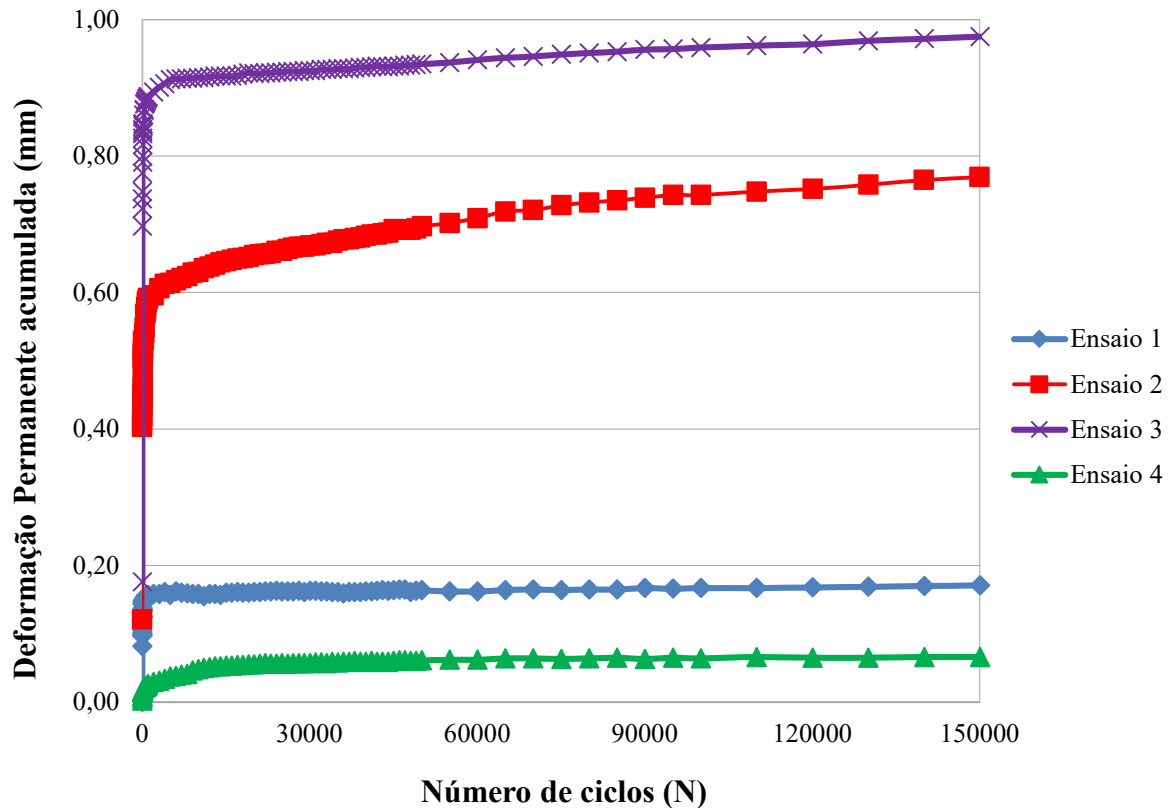
Fonte: O autor.

Constata-se que o período de ocorrência da DP na amostra AB, quando submetida aos ciclos de carregamento longos, assemelha-se ao desempenho do solo SM. O maior acúmulo do afundamento ocorreu até 10.000 ciclos ( $\epsilon^{10}$ ), indicando um acomodamento do corpo de prova após esse carregamento. Nos ensaios 1 e 3, a amostra deformou mais de 90%, enquanto que no ensaio 2 o afundamento acumulou 81,92%. Mesmo com um acúmulo de quase 25% no período entre 10.000 e 80.000 dos pulsos recebidos ( $\epsilon^{10} - \epsilon^{80}$ ), o solo apresentou uma linearidade quando submetido às condições do ensaio 4 após 10.000 cargas.

O comportamento do afundamento no solo AB corrobora com a premissa de que não há necessidade da aplicação de elevado carregamento para a obtenção da DP para o caso deste solo, haja vista que após 10.000 ciclos o material já terá experimentado a deformação que causará o ATR no pavimento. A Figura 25 exhibe o desempenho da amostra AB durante o

carregamento programado, apontando para uma estabilização do afundamento antes de 10.000 cargas aplicadas.

Figura 25 – Acúmulo de DP no solo AB realizados com a norma DNIT 179/2018 – IE

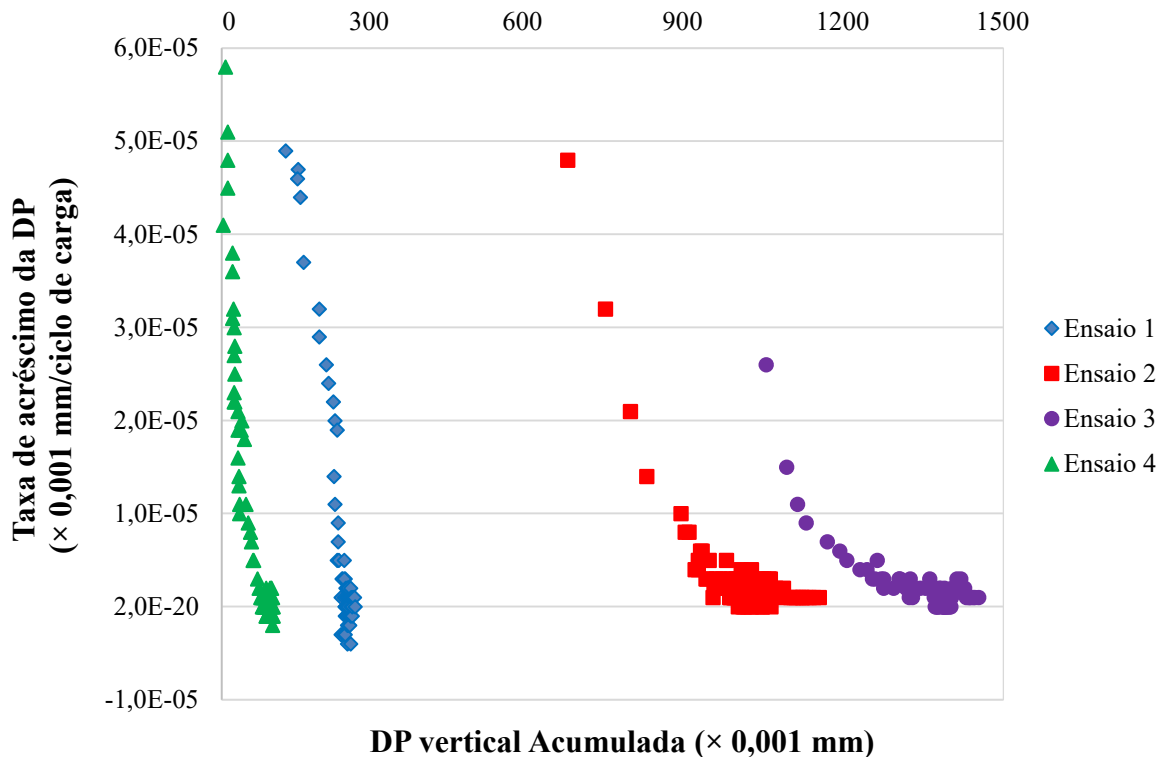


Fonte: O autor.

Para o solo AB também buscou-se um enquadramento no modelo de DAWSON e WELLNER (1999) para a pesquisa de ocorrência do shakedown. A análise indicou que o comportamento ao acomodamento do material variou de muito baixa, nos ciclos iniciais de aplicação de carga até muito alta, para os ciclos finais. A Figura 26 indica um comportamento quase tipo A nos ciclos iniciais e tipo B nos ciclos finais, nos ensaios 2 e 3, representando um nível chamado intermediário de acomodamento, ou seja, não entrando nem em colapso, nem em shakedown.

Diante da representação gráfica dos ensaios 1 e 4, pode-se concluir que as tensões empregadas de fato correspondem aos estados de acomodamento plástico ou shakedown (tipo A). Após o período submetido à aplicação do carregamento, considerado pós-compactação, o solo AB apresentou um acomodamento das partículas, onde seu comportamento passou a ser simplesmente elástico e as deformações permanentes cessaram.

Figura 26 – Pesquisa de ocorrência do Shakedown do solo AB



Fonte: O autor.

Devido à dificuldade em realizar ensaios com elevados estados de tensões, não foi possível obter expressões matemática que descrevessem os limites de shakedown dos materiais estudados. Contudo, observou-se que na maioria dos experimentos realizados ficou bem definido que ocorreu o acomodamento das deformações permanentes ao longo dos ciclos de aplicação de cargas, fato também constatado nos materiais pesquisados por Guimarães (2009).

Guimarães (2009) apresentou resultados do estudo sobre DP em nove materiais granulares de diversas regiões do país, com aspectos geológicos e pedológicos, além de composições granulométricas distintas. Os ensaios foram realizados no equipamento triaxial de carga repetida, adotando a mesma relação de tensões do presente trabalho. O número de ciclos de aplicação de carga variou bastante, sendo quase sempre superior a 100.000 ciclos.

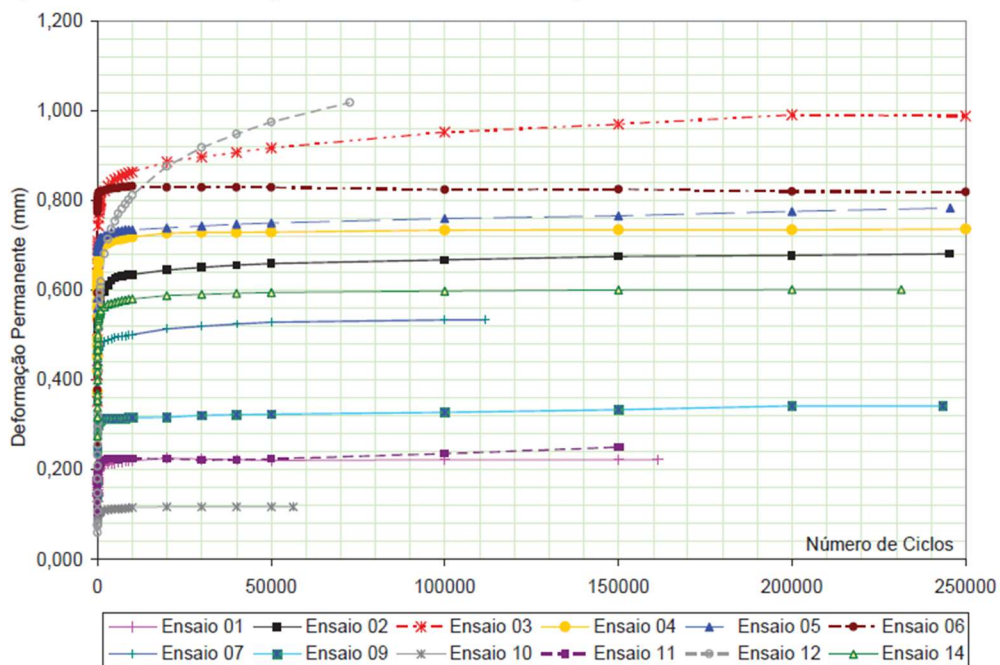
Os valores mostrados em tabelas e gráficos de comportamento descrevem uma linearidade no afundamento dos CP antes dos 10.000 ciclos de cargas aplicados em todas as amostras pesquisadas. Observou-se que em alguns casos, como no Cascalho Laterita do Acre, cascalho Laterita de Rondônia, Areia-Argilosa do ES, Argila Ribeirão Preto, dentre outros, a

DP acumulada até 10.000 ciclos permaneceu constante até 100.000 ciclos ou diminuiu ligeiramente (GUIMARÃES, 2009).

Segundo Guimarães (2009), tal fato ocorreu porque o corpo-de-prova apresentou acomodamento da deformação permanente, ou shakedown, para os respectivos estados de tensões utilizados, e a contínua repetição das cargas provocou um ligeiro deslocamento elástico do corpo-de-prova em relação à haste que serviu de nível. Portanto, no tocante ao conceito ao acomodamento, o comportamento do material estudado apresenta baixas DP acumuladas e taxa de acréscimo de DP, e, conseqüentemente, o material no estado de tensão empregado não contribui muito para os afundamentos no pavimento.

Analisando-se o solo Laterita do Acre como exemplo, os dados obtidos por Guimarães (2009) mostram que houve acomodação do material já nos primeiros ciclos de carregamento. A Figura 27 e 28 apresentam os valores de DP totais com 250.000 e 10.000 ciclos de carga do solo Laterita do Acre. Os dados mostrados nessa figura corroboram com o princípio de que a aplicação de até 10.000 ciclos é suficiente para o entendimento do comportamento dos materiais granulares e a conseqüente análise da ocorrência da DP.

Figura 27 – DP Total para a Laterita do Acre para ensaios até 250.000 ciclos de carga

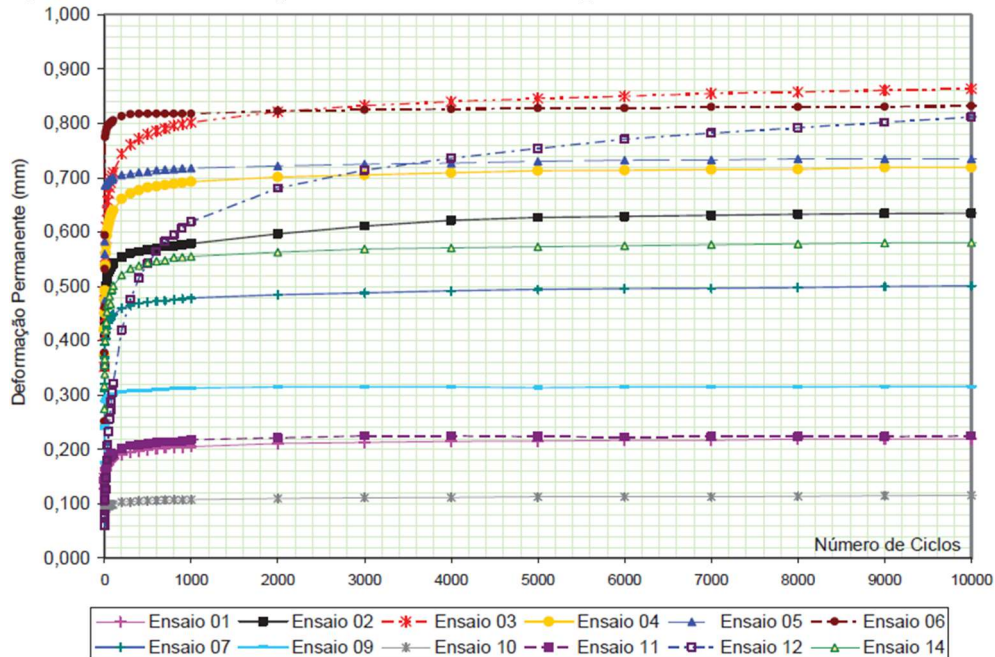


Fonte: Guimarães, 2009.

De acordo com a Figura 27, o ensaio 12 foi o único em que não foi possível identificar uma situação clara de acomodamento da DP, devido exclusivamente a um número

reduzido de ciclos de aplicação de carga (72.658). Nos demais ensaios se observa uma nítida tendência de acomodamento da deformação permanente total, ou acumulada, à medida que se prolonga o número de ciclos de aplicação de cargas (GUIMARÃES, 2009).

Figura 28 – DP Total para a Laterita do Acre para ensaios até 10.000 ciclos de carga



Fonte: Guimarães, 2009.

O comportamento do afundamento da Laterita do Acre observado na Figura 28 mostra que esse material atinge o acomodamento antes de 10.000 ciclos de carga, ou seja, o aumento da DP após esse período do experimento não influenciará no entendimento da deformação ocorrida nesse material. Segundo Guimarães (2009), o ensaio 12 foi o único com tendência de acomodamento diferente devido ao estado de tensões utilizado no ensaio, valores considerados altos para uma situação de campo ( $\sigma_d = 400$  kPa e  $\sigma_3 = 150$  kPa).

Na mesma pesquisa, ensaiando outro material, Guimarães (2009) observou que é possível notar que as curvas que descrevem a DP acumulada ao longo dos ciclos de aplicação de cargas apresentaram uma elevada taxa de crescimento nos ciclos iniciais, e nos demais ciclos apresentaram uma taxa bem menor de crescimento, porém não nula, a partir de um número N de aplicação de cargas entre 1.000 e 5.000, dependendo do ensaio realizado.

Importante informar que os materiais citados são pedologicamente do tipo latossolo e classificados no método MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) como lateríticos. Segundo o autor, o comportamento laterítico, obtido para a classificação MCT do solo, é determinante para descrever o comportamento do material, porque os solos lateríticos

apresentaram acomodamento das deformações permanentes – tipo A – enquanto que os não lateríticos apresentaram no caso de ensaios com os níveis mais altos de tensões comportamento de outros níveis de acomodamento.

### 5.3.2 Avaliação inicial da DP pela norma europeia (CEN EN. 13286 – 13287, 2004) para o solo SM

Utilizando a norma europeia, ensaiou-se primeiramente para um teste rápido o solo SM. Para tanto, utilizou-se mais um conjunto de corpos de prova adotando-se diversos níveis de tensão e aplicando 10.000 ciclos de carga para cada par de tensão. Do ensaio 5 ao 8, manteve-se um nível constante de tensão confinante ( $\sigma_3$ ) igual a 40 kPa variando-se a tensão desvio nas razões ( $\sigma_d/\sigma_3$ ) 1, 2, 3 e 3,5. Nos demais ensaios foram adotadas as mesmas condições, porém, com 80 kPa de tensão confinante nos ensaios de 9 a 12 e 120kPa entre os ensaios de 13 a 16.

A Tabela 17 apresenta os valores da DP total após a primeira carga ( $\epsilon^1$ ), bem como os dados de até 6.000 ( $\epsilon^{6000}$ ) e 10.000 ciclos ( $\epsilon^{10000}$ ) acumulados no ensaio. Além disso, essa tabela mostra o acúmulo de deformação irreversível até 60% das cargas aplicadas ( $\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ ) e no período de carregamento entre 6.000 e 10.000 ( $\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ ).

Tabela 17 – DP total e suas relações de acúmulo para ensaios de ciclo curto da amostra SM

Ensaio	Tensão (kPa)		$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{6000}$ (mm)	$\epsilon^{10000}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$					
5	40	40	0,275	0,356	0,361	98,6	1,4
6	80		0,013	0,772	0,815	94,7	5,3
7	120		0,010	1,350	1,458	92,6	7,4
8	160		0,007	0,801	0,980	81,7	18,3
9	80	80	0,209	0,515	0,532	96,8	3,2
10	160		0,033	0,749	0,810	92,5	7,5
11	240		0,026	2,199	2,435	90,3	9,7
12	320		0,023	6,566	7,378	89,0	11,0
13	120	120	0,048	0,209	0,243	86,0	14,0
14	240		0,060	1,224	1,325	92,4	7,6
15	360		0,057	2,374	2,629	90,3	9,7
16	480		0,066	6,019	6,461	93,2	6,8

Fonte: O autor.

A partir dos dados coletados, observa-se que os corpos de prova apresentaram afundamento quase que completo antes da conclusão do ensaio, onde, os materiais submetidos aos 10.000 pulsos da carga atingiram a deformação constante logo após 60% ( $\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ ) de aplicação. Segundo Malysz (2004) após o material concluir a etapa da ocorrência constante de DP, inicia-se o período do incremento do afundamento aproximando-se da carga de ruptura da estrutura a partir da continuidade do carregamento no pavimento.

Com exceção dos ensaios 8, 12 e 13 o acúmulo total de DP concentrou-se nas primeiras 6.000 aplicações de carga com valores acima de 90%, indicando que após esse período o solo tende a estabilizar quanto à DP. Nos ensaios 5 e 9 a ocorrência de DP na segunda parte do experimento tende a uma constância, ou seja, pouca contribuição na ocorrência total tendendo a iniciar o processo de incremento de DP.

Houve interrupções em alguns ensaios tanto na norma europeia, quanto na nacional. O principal motivo das interrupções foi o rompimento de alguns CP na medida em que aumentava a intensidade das tensões a que o solo era submetido, demonstrando que esse material não apresenta comportamento de rigidez adequado para resistir às elevadas cargas. Malysz (2004) observou que para altos níveis de carregamento a resposta estrutural é sempre plástica e cada aplicação de carga resulta em um progressivo aumento das DP.

Após esse período de experiência, com a realização dos ensaios com os métodos citados (DNIT 179/2018 e CEN 13286-7/2004), e, de acordo com a avaliação realizada a partir de observações das instruções dos ensaios de cada técnica executada, bem como os resultados obtidos, decidiu-se utilizar as técnicas de ensaio triaxial de carga cíclica baseada na norma europeia (múltiplos estágios).

Constatou-se que a metodologia europeia oferece significativa redução no tempo de ensaio, em detrimento ao normatizado pelo DNIT. Na técnica de múltiplos estágios, um experimento demanda 2 horas e 27 minutos para a aplicação total das cargas repetidas (10.000 ciclos). Nesta pesquisa foi adotado quatro estágios por ensaio em cada amostra, portanto, aproximadamente 9 horas e 35 minutos para a aplicação de 40.000 pulsos de carga, adotando-se uma frequência de 1Hz (60 ciclos/minuto).

Acredita-se que a técnica de múltiplos estágios pode ser considerada como um método de ensaio acelerado e preliminar, haja vista que a quantidade de ciclos aplicados no procedimento brasileiro é de no mínimo 150.000 carregamentos por par de tensão, que, nesta presente pesquisa, demandou cerca de 44 horas para a conclusão de cada ensaio totalizando aproximadamente 352 horas para a realização dos 8 ensaios nos solos SM e AB. Caso fosse

aplicado os 9 pares de tensão recomendados pela norma DNIT 179/2018, sem nenhum tipo de interrupção, se gastaria cerca de 17 dias para cada solo ensaiado.

De acordo com o manual do DNIT (2006), para investigação da qualidade da fundação de uma rodovia, à luz do método empírico do CBR, o subleito deve ser subdividido em trechos homogêneos, com extensão de no máximo 20 km e o espaçamento máximo entre dois furos de sondagens pode variar de 100 m a 200 m. Com base nessa recomendação, e considerando-se um trecho de 1 km de extensão e coletas a cada 200 m, são necessários 5 furos de sondagens o que resulta na análise de laboratório de 5 CBRs. Extrapolando esse mesmo raciocínio para o método MeDiNa, devem ser executados 5 ensaios de DP para cada 1 km de rodovia. Isso faria com que o tempo investido para essa análise seria de 83 dias o que limita demasiadamente a investigação geotécnica.

Devem-se pensar também na economia de consumo elétrico, insumos, acessórios, material de coleta (solo), dentre outros. Segundo pesquisas realizadas por Chow (2014); Rasul, *et al.* (2015) e Salour, *et al.* (2016), a norma CEN – EN. 13286–7 (2004) disponibiliza dados coerentes e válidos para as análises de DP. Deve-se frisar aqui que essa norma precisa ser ainda mais testada para vários outros materiais, bem como para solos tropicais brasileiros que apresentam comportamento peculiar conforme explicado por Nogami e Villibor (1995).

Diante dessa avaliação, as observações aqui relatadas encorajaram na decisão de submeter as demais amostras desta pesquisa aos ensaios de carga repetida de acordo com as instruções indicadas na norma europeia. As instruções adotadas, de múltiplas aplicações de 10.000 ciclos de cargas em corpos de prova de cada material estudado, otimizaram recursos e possibilitaram a realização de uma quantidade maior de ensaios.

#### **5.4 Avaliação da DP para todos os solos coletados conforme a norma europeia**

Com as condições de pares de tensões citados na Tabela 9 e utilizando-se o padrão da norma europeia, pôde-se analisar a ocorrência da DP em diferentes níveis de carregamento para todos os solos coletados. De posse dos valores de DP das amostras pôde-se justificar o uso de cada material pesquisado em determinados tipos de estruturas ou camada de um pavimento.

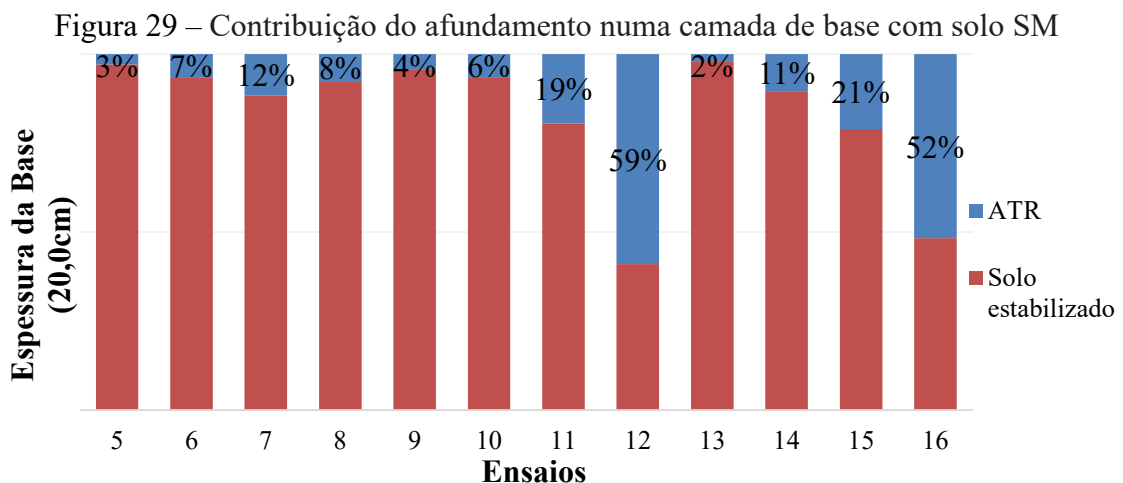
##### **5.4.1 Deformação Permanente do Solo SM**



Os dados que representam a ocorrência da DP do solo da jazida SM foram apresentados no item anterior. Percebe-se que o comportamento desse solo quando submetido a elevados níveis de tensão (ensaios 12 e 16) podem comprometer a estrutura de uma camada construída com esse material. Os dados dos ensaios com estágios reduzidos de tensão mostraram que o solo pode apresentar melhor desempenho em função da baixa sollicitação do carregamento proveniente do tráfego.

Os valores admissíveis para o ATR total, de acordo com Franco (2018) e Norback (2018), são 13,0 mm e 12,5 mm, respectivamente. O índice usualmente utilizado em projetos de rodovias brasileiras é de 12,5 mm (GUIMARÃES, 2009), portanto, tomando-se esse valor como referência, para um ensaio realizado com um corpo de prova de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura, se o material da jazida SM for utilizado na base de um pavimento com 20 cm de espessura e submetido às tensões dos ensaios 12 e 16, elevadas tensões simulando tráfego de médio a grande intensidade, pode-se considerar que somente essa camada vai contribuir com 7,378 e 6,461 mm para o ATR total do pavimento, ou seja, 59% e 52% respectivamente, valores considerados altos.

A Figura 29 mostra a ocorrência do afundamento em todos os ensaios do solo SM numa camada de base com 20 cm, em relação ao valor admissível (12,5 mm). Considerando as deformações nas outras camadas, observa-se que, com exceção dos ensaios 12 e 16, a DP da base provavelmente não contribuirá para atingir o ATR total admissível de um pavimento. Segundo Guimarães (2009), a partir de 5,0 mm (40% do valor admissível) de contribuição da camada de base no afundamento total do pavimento é considerado ruim, ou seja, tido como um índice elevado que somado as deformações das demais camadas, provavelmente atingirá o valor limite aceitável de ATR de uma rodovia.



Fonte: O autor.

#### 5.4.2 Deformação Permanente do Solo M1

Os dados obtidos da previsão de deformabilidade ao longo do carregamento do solo M1 são apresentados na Tabela 18. Observa-se que os pares de tensões foram diferentes dos adotados nos ensaios do solo SM. Essa alteração foi realizada apenas nesse material devido ao rompimento precoce dos corpos de prova durante o experimento quando submetido a tensões desvios elevados (acima de 240 kPa) que inviabilizava a conclusão dos ensaios e, em razão disso, não foi possível a repetição dos mesmos pares de tensão.

Contudo, os pares de tensões adotados também simulam satisfatoriamente condições reais de tráfego no pavimento. De acordo com Guimarães (2009), estas tensões utilizadas são perfeitamente compatíveis com as tensões teóricas esperadas para camadas de sub-base ou subleito de pavimentos típicos do Brasil mesmo considerando cargas de roda na ordem de 8,2 tf.

Segundo a norma CEN 13286-7 (2004), a combinação variável dos pares de tensões adotados no ensaio é permitida em um determinado intervalo de valores que variam entre 20 a 150 kPa para a tensão confinante e de 20 a 600 kPa para a tensão desvio, de acordo com a necessidade ou critério de simulação de carregamento empregado. A Figura 24 apresenta graficamente o comportamento da DP desse material.

Tabela 18 – DP total da amostra M1 e suas relações de acúmulo

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\varepsilon^1$ (mm)	$\varepsilon^{5000}$ (mm)	$\varepsilon^{10000}$ (mm)	$\varepsilon^1 - \varepsilon^{5000}$ (%)	$\varepsilon^{5000} - \varepsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
1	40	40	1	1,288	2,941	2,962	99,3	0,7
2	80		2	0,026	2,276	2,309	98,6	1,4
3	120		3	0,015	3,497	3,555	98,4	1,6
4	160		4	0,010	3,868	3,973	97,4	2,6
5	80	80	1	0,499	1,279	1,299	98,5	1,5
6	120		1,5	0,043	0,345	0,368	93,8	6,3
7	160		2	0,043	0,486	0,524	92,7	7,3
8	200		2,5	0,034	0,439	0,490	89,6	10,4
9	60	120	0,5	0,501	1,157	1,163	99,5	0,5
10	120		1	0,063	0,179	0,204	87,7	12,3
11	180		1,5	0,052	0,531	0,563	94,3	5,7
12	240		2	0,025	0,806	0,859	93,8	6,2

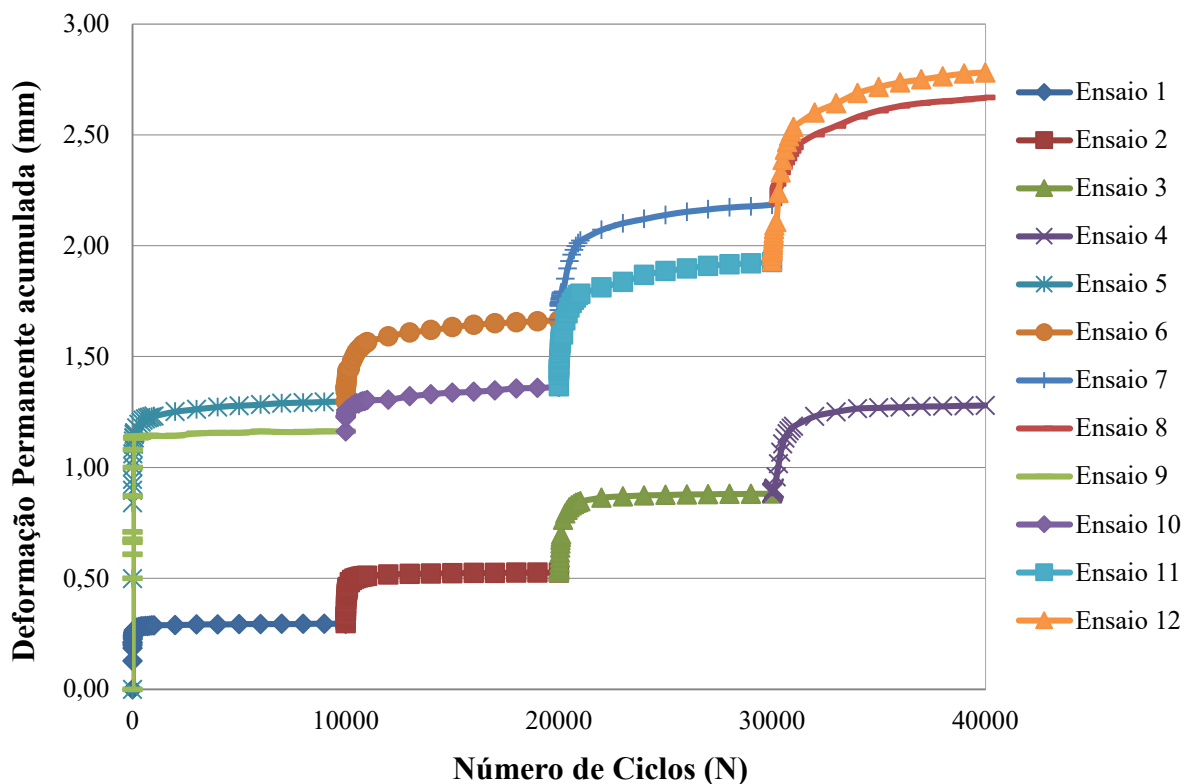
Fonte: O autor.

Os dados mostram que o acúmulo de deformação irreversível com 50% dos pulsos aplicados ( $\varepsilon^1 - \varepsilon^{5000}$ ) aponta para uma estabilização do afundamento da amostra de solo diante da aplicação das cargas. Apenas os ensaios 8 e 10 tendem a apresentar algum incremento no afundamento após 5.000 ciclos de carga.

Comparando com os valores admissíveis de afundamento total indicados por Franco (2018) (13,0 mm) e Norback (2018) (12,5 mm), os experimentos 1 e 9 apresentaram inexpressiva deformação na segunda metade do ensaio  $\varepsilon^{5000} - \varepsilon^{10000}$  (acumulado entre o período de aplicação de 5.000 e 10.000 cargas), 0,7% e 0,5%, respectivamente. Portanto, para as condições de tensões adotadas no experimento, o solo M1 tende a um rápido acomodamento em sua estrutura, além de proporcionar boa resistência por não apresentar afundamentos excessivos, indicando a ocorrência apenas de deformações elásticas após a estabilidade atingida.

A Figura 30 apresenta a sequência de ensaios (múltiplos estágios) e os respectivos valores de DP obtidos para o solo M1, mostrando o desempenho do afundamento. Adotaram-se três estágios de tensões (1 a 4 com  $\sigma_3 = 40$  kPa, 5 a 8 com  $\sigma_3 = 80$  kPa e 9 a 12 com  $\sigma_3 = 120$  kPa), com 10.000 pulsos de cargas por estágio, totalizando 40.000 carregamentos no ensaio.

Figura 30 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M1



Fonte: O autor.

De acordo com os valores da Figura 30, para o solo M1, nas condições de combinações de tensões empregadas e diante dos afundamentos totais acumulados obtidos no experimento, há a previsão que o solo ofereça boa resistência quando submetido ao acúmulo de cargas, proporcionando desempenho apropriado na utilização em camadas de pavimento. A evolução do afundamento nos múltiplos estágios de cargas e seu acúmulo total mostram que o risco de danos na estrutura do pavimento constituído desse solo é bastante reduzido quando a tensão confinante é elevada, indicando sua forte influência no comportamento desse material.

No tocante aos valores admissíveis para o afundamento total do pavimento a deformação irreversível final da terceira sequência de testes (somatório das deformações dos ensaios 9, 10, 11 e 12) totalizou 2,789 mm, representando 22,3% do afundamento total na estrutura, quando adotado 12,5 mm de deformação limite. Portanto, se esse material for utilizado em camadas de um pavimento tipo que apresente 20 cm de espessura, submetido às condições de tensões adotados nessa sequência, pode-se considerar que todo o somatório de afundamentos nas superfícies das camadas não comprometerá a qualidade do pavimento, devido aos baixos valores de DP.

#### 5.4.3 Deformação Permanente do Solo AB

Os ensaios realizados com o material coletado na jazida AB apresentaram bons comportamentos acerca da ocorrência de deformação, pois os afundamentos obtidos são significativamente baixos em relação ao considerado como admissíveis (12,5 mm). Segundo a Tabela 19, com exceção do experimento 7 ( $\sigma_3$  e  $\sigma_d$  com 80 e 240 kPa, respectivamente), os demais ensaios apresentaram tendência de acomodamento após 60% ( $\epsilon^{6000}$ ) do carregamento aplicado. Esse cenário mostra que o solo AB pode ser utilizado em camadas granulares de pavimentos em todos os perfis de tráfego, haja vista os baixos valores de DP obtidos.

Tabela 19 – DP total da amostra AB e suas relações de acúmulo (continua)

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{6000}$ (mm)	$\epsilon^{10000}$ (mm)	$\epsilon^1/\epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000}/\epsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
1	40	40	1	0,324	0,362	0,365	99,2	0,8
2	80		2	0,066	0,213	0,215	99,1	0,9
3	120		3	0,101	0,159	0,163	97,5	2,5
4	160		4	0,019	0,096	0,099	97,0	3,0

Tabela 19 – DP total da amostra AB e suas relações de acúmulo (conclusão)

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\varepsilon^1$ (mm)	$\varepsilon^{6000}$ (mm)	$\varepsilon^{10000}$ (mm)	$\varepsilon^1/\varepsilon^{6000}$ (%)	$\varepsilon^{6000}/\varepsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
5	80	80	1	0,247	0,420	0,427	98,4	1,6
6	120		1,5	0,033	0,071	0,073	97,3	2,7
7	240		3	0,034	0,115	0,149	77,2	22,8
8	320		4	0,027	0,081	0,100	81,0	19,0
9	120	120	1	0,446	0,939	0,976	96,2	3,8
10	240		2	0,031	0,142	0,164	86,6	13,4
11	360		3	0,028	0,101	0,119	84,9	15,1
12	480		4	0,026	0,076	0,087	87,4	12,6

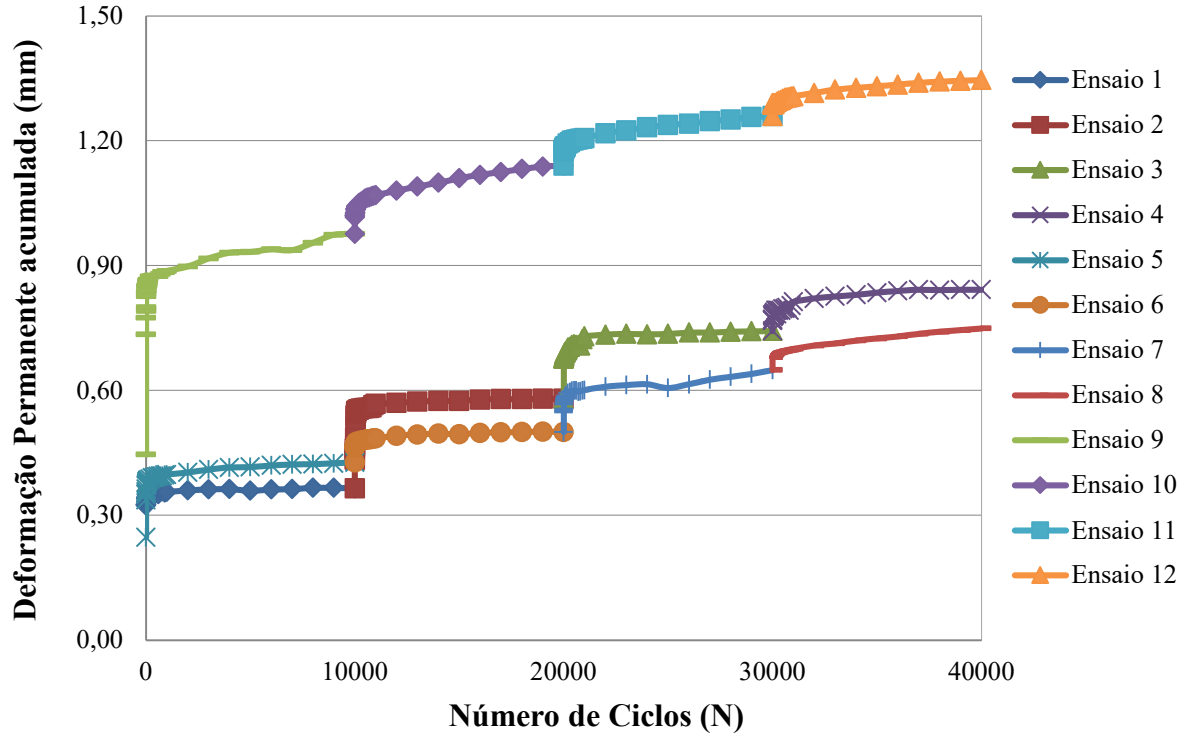
Fonte: O autor.

Observa-se que os maiores acúmulos da deformação plástica ocorreram nos ensaios 1, 5 e 9 com 0,365; 0,427 e 0,976 mm, respectivamente, desempenho esperado por se tratarem dos primeiros carregamentos em seus respectivos ensaios em cada corpo de prova. Esse comportamento mostra a estabilização do material devido ao efeito da compactação causada pelo tráfego, após o acomodamento inicial do material.

Conforme a Figura 31, o solo AB apresenta comportamento adequado para utilização em camadas de um pavimento quando submetida a altas e médias intensidades de cargas, indicando tratar-se de um material de alta resistência à DP. De acordo com Guimarães (2009), combinações de tensões desvio com aproximadamente 400kPa e confinantes com 150kPa, podem ser consideradas altas para uma situação de campo em relação ao eixo padrão de carregamento.

Tanto na segunda sequência de ensaios (ensaios 5, 6, 7 e 8), quanto na terceira (9, 10, 11 e 12) adotando pares de tensões elevadas, os afundamentos totais são considerados baixos, 0,749 mm e 1,346 mm, respectivamente. Diante disso, o solo AB é indicado para utilização em camadas de pavimento por apresentar elevada resistência à deformação permanente.

Figura 31 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra AB



Fonte: O autor.

**5.4.4 Deformação Permanente da Mistura AB + Brita**

Por apresentar bons resultados nos ensaios de pavimentação e por ser uma solução (mistura de solo AB+Brita) utilizada com frequência em camadas de base das rodovias da microrregião, já se esperava uma resposta satisfatória dessa mistura quanto às avaliações de deformabilidade. A Tabela 20 mostra a tendência da ocorrência da DP, indicando um rápido acomodamento, bem como uma alta resistência ao aparecimento da deformação para o caso dessa mistura.

Tabela 20 – DP total da mistura AB + Brita e suas relações de acúmulo (continua)

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{6000}$ (mm)	$\epsilon^{10000}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
1	40	40	1	0,081	0,355	0,366	97,0	3,0
2	80		2	0,013	0,331	0,337	98,2	1,8
3	120		3	0,012	0,278	0,311	89,4	10,6
4	160		4	0,015	0,304	0,328	92,7	7,3

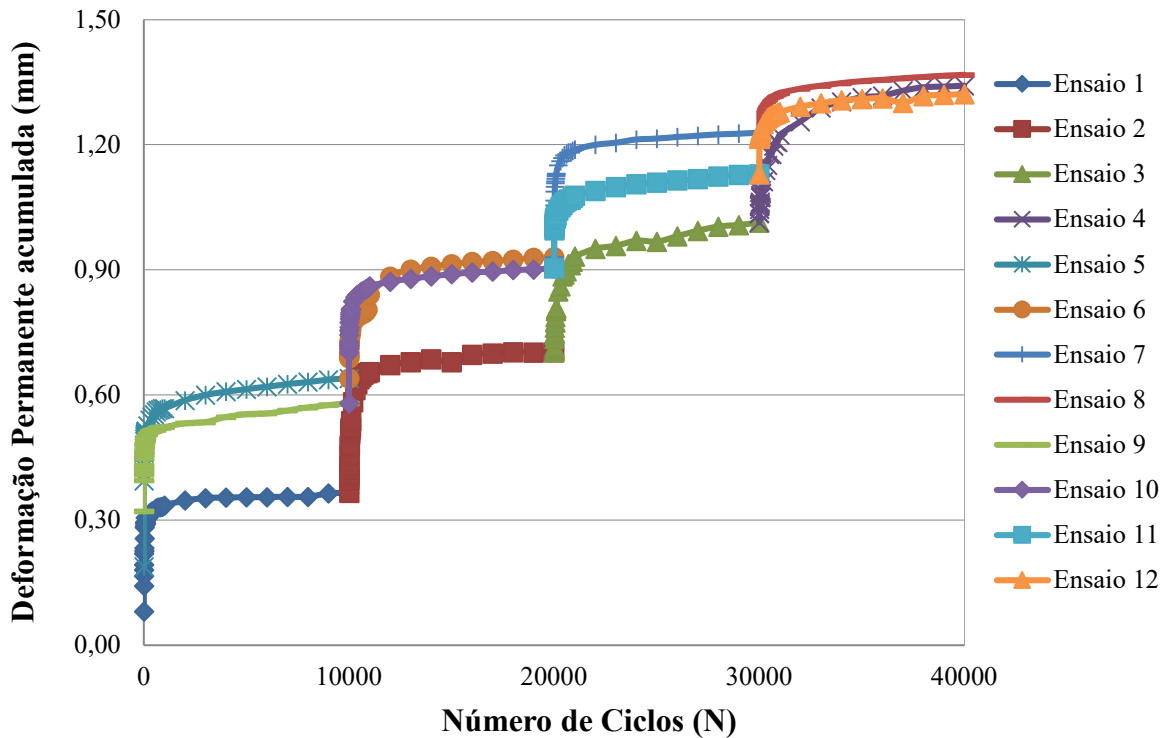
Tabela 20 – DP total da mistura AB + Brita e suas relações de acúmulo (conclusão)

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{6000}$ (mm)	$\epsilon^{10000}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
5	80	80	1	0,188	0,620	0,640	96,9	3,1
6	120		1,5	0,031	0,279	0,291	95,9	4,1
7	240		3	0,013	0,288	0,298	96,6	3,4
8	320		4	0,021	0,127	0,139	91,4	8,6
9	120	120	1	0,321	0,556	0,580	95,9	4,1
10	240		2	0,082	0,314	0,324	96,9	3,1
11	360		3	0,087	0,211	0,226	93,4	6,6
12	480		4	0,067	0,182	0,192	94,8	5,2

Fonte: O autor.

No tocante à deformabilidade plástica, em todos os estágios de carregamento o material apresentou comportamento que indica baixa tendência em causar danos à estrutura do pavimento, e por isso, sendo recomendável o seu uso em bases. Com exceção do ensaio 3, a mistura não apresentou incrementos significativos nos últimos 4.000 ciclos, indicando uma estabilização contínua do afundamento. A Figura 32 mostra o resultado dos ensaios com múltiplos estágios de tensões para o material estabilizado.

Figura 32 – DP total acumulada nos estágios de tensões da mistura AB + Brita



Fonte: O autor.

O estado de tensões utilizado na terceira sequência de ensaios (9, 10, 11 e 12) pode ser considerado elevado para uma condição de campo. Se em uma situação real o revestimento asfáltico é submetido a um nível de tensão vertical aproximadamente de 560 kPa induzida por uma carga padrão de 8,2 tf no topo do revestimento de um pavimento qualquer, as camadas de base ou sub-base sofrem tensões mais baixas, possivelmente inferiores às tensões de 120; 240; 360 e 480 kPa como tensão desvio e 120 kPa como confinante utilizadas no ensaio.

O solo AB foi estabilizado granulometricamente para que parâmetros mecânicos adequados fossem obtidos, e, com isso, poder utilizar o material em camada de base. Mesmo diante dos piores cenários (carga, níveis de tensões, compactação, dentre outros), a mistura apresentou comportamento satisfatório em toda simulação realizada, estando apto ao uso em obras de pavimentação.

#### 5.4.5 Deformação Permanente do Solo M2

Os resultados da DP dos solos provenientes das jazidas M2 são apresentados na Tabela 21. Observa-se um bom comportamento, no tocante à ocorrência de DP, haja vista os baixos valores obtidos nos experimentos. Com exceção dos ensaios 11 e 12, a estabilização iniciou após 60% das cargas aplicadas ( $\varepsilon^1 - \varepsilon^{6000}$ ), pois o corpo de prova apresentou 80% de seu afundamento total nesse período.

Embora o material indique uma previsão de um rápido acomodamento para médias e baixas combinações de tensões, mesmo no pior cenário de tensões elevadas o solo atingiu boa resistência após as 10.000 cargas aplicadas, como observado na terceira sequência (ensaios 9, 10, 11 e 12) para um afundamento total de 1,388 mm. Entende-se que uma maior compactação talvez possa ajudar na obtenção de uma resistência mais elevada quando esse material for submetido a condições mais intensas (tensões elevadas).

Tabela 21 – DP total da amostra M2 e suas relações de acúmulo (continua)

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\varepsilon^1$ (mm)	$\varepsilon^{6000}$ (mm)	$\varepsilon^{10000}$ (mm)	$\varepsilon^1 - \varepsilon^{6000}$ (%)	$\varepsilon^{6000} - \varepsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
1	40	40	1	0,063	0,207	0,236	87,7	12,3
2	80		2	0,012	0,121	0,141	85,8	14,2
3	120		3	0,005	0,075	0,093	80,6	19,4
4	160		4	0,012	0,069	0,086	80,2	19,8



Tabela 21 – DP total da amostra M2 e suas relações de acúmulo (conclusão)

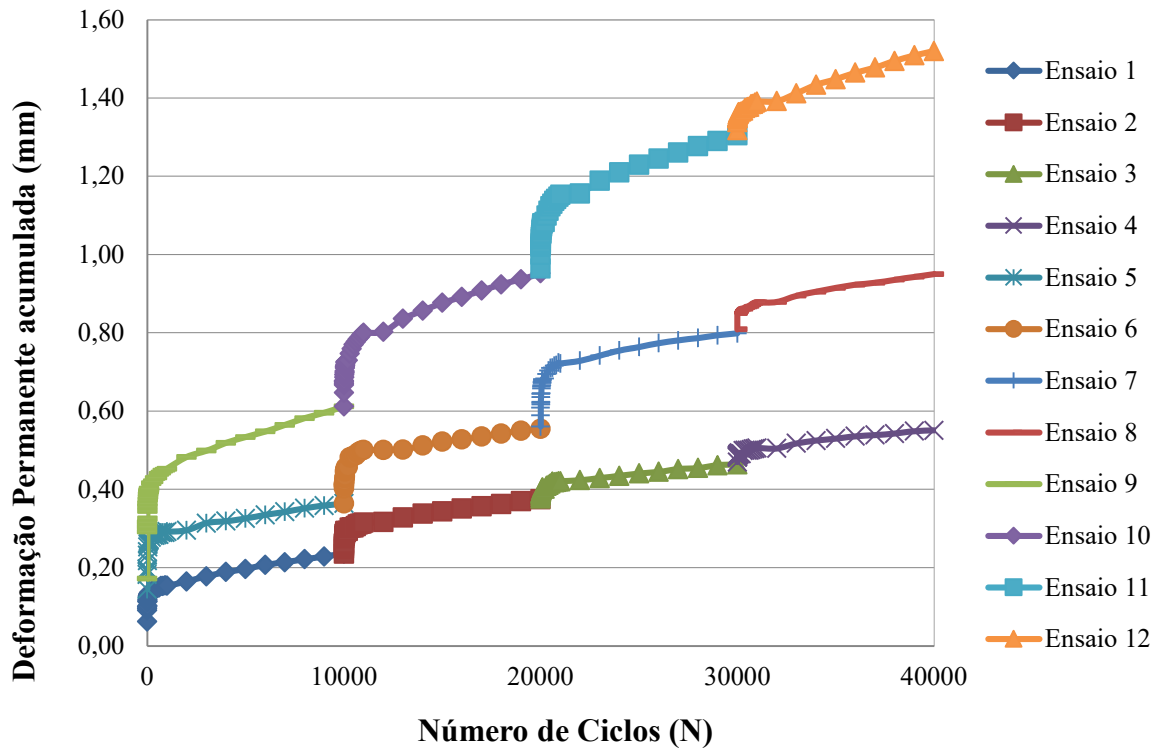
Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\varepsilon^1$ (mm)	$\varepsilon^{6000}$ (mm)	$\varepsilon^{10000}$ (mm)	$\varepsilon^1 - \varepsilon^{6000}$ (%)	$\varepsilon^{6000} - \varepsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
5	80	80	1	0,145	0,335	0,364	92,0	8,0
6	120		1,5	0,039	0,171	0,197	86,8	13,2
7	240		3	0,028	0,220	0,248	88,7	11,3
8	320		4	0,043	0,119	0,147	81,0	19,0
9	120	120	1	0,172	0,548	0,612	89,5	10,5
10	240		2	0,035	0,296	0,353	83,9	16,1
11	360		3	0,020	0,160	0,208	76,9	23,1
12	480		4	0,020	0,160	0,215	74,4	25,6

Fonte: O autor.

A evolução da ocorrência da deformação nesse material é observada na Figura 33, na qual percebe-se que não foi atingido uma linearidade mesmo após o carregamento total, nas três sequências de ensaios. A forma da curva indica, claramente, que essa deformação acumulada tende a crescer continuamente e, por isso, apresentando um acomodamento com grande tendência de ocorrer DP ao longo do carregamento, possuindo tensões limites de shakedown de baixa intensidade de acordo com o proposto por WERKMEISTER (2003).

Esse comportamento mostra que o solo M2 tende a receber incrementos de DP significativos, quando for submetido a maiores carregamentos, tornando-o susceptível ao rompimento. Portanto, sua utilização em pavimentos merece maiores cuidados quanto à contribuição para o afundamento de trilha de roda, tendo sua recomendação de uso condicionada à uma situação de trabalho com baixas tensões, em camadas de reforço, ou em base e sub-base após um tipo específico de estabilização, para melhorar seus parâmetros mecânicos.

Figura 33 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M2



Fonte: O autor.

#### 5.4.6 Deformação Permanente do Solo M3

Após a simulação do tráfego nas sequências dos ensaios realizados com o solo M3, observou-se que o afundamento total nos quatro primeiros ensaios (0,891 mm), nos ensaios 5 ao 8 (2,0 mm) e a deformação total nos testes 9, 10, 11 e 12 (1,156 mm) são considerados baixos, pois são expressivamente baixos com relação ao valor admissível de referência (12,5 mm). Embora o ensaio de CBR tenha mostrado um valor baixo (7,8%), do tocante à deformabilidade, o material tende a apresentar comportamento satisfatório. Os valores de DP e suas relações de acúmulo são expostos na Tabela 22.

Tabela 22 – DP total da amostra M3 e suas relações de acúmulo (continua)

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{6000}$ (mm)	$\epsilon^{10000}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
1	40	40	1	0,111	0,347	0,366	94,8	5,2
2	80		2	0,005	0,135	0,154	87,7	12,3
3	120		3	0,011	0,156	0,179	87,2	12,8
4	160		4	0,011	0,161	0,192	83,9	16,1

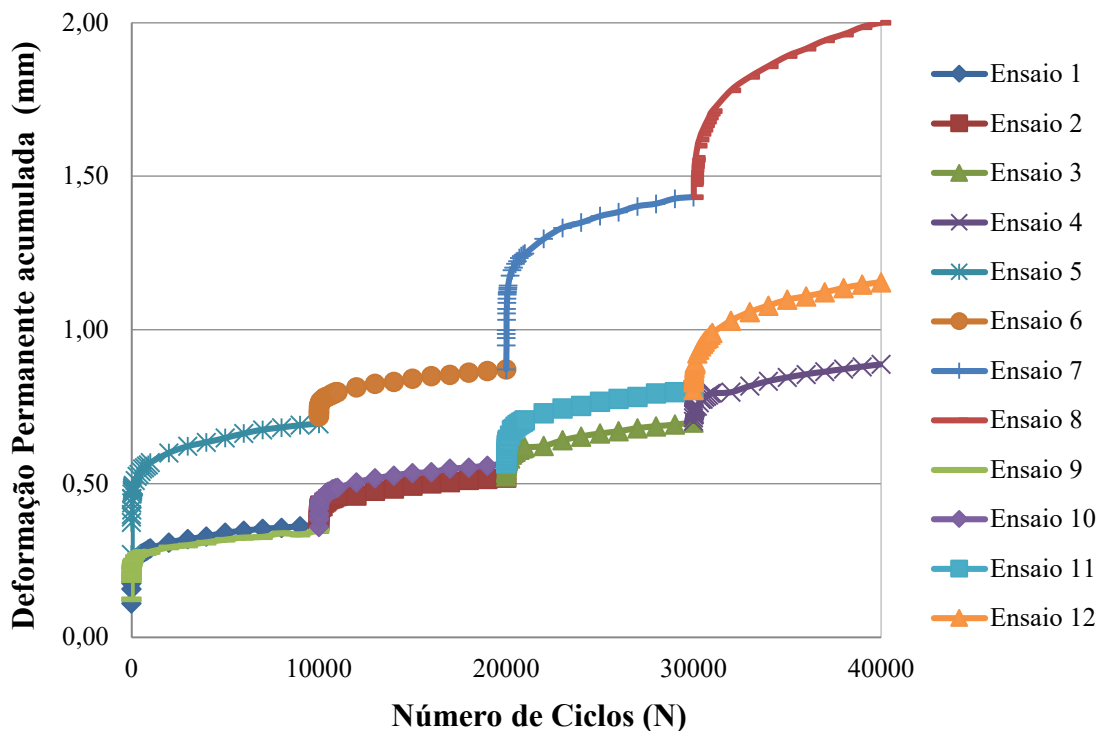
Tabela 22 – DP total da amostra M3 e suas relações de acúmulo (conclusão)

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\varepsilon^1$ (mm)	$\varepsilon^{6000}$ (mm)	$\varepsilon^{10000}$ (mm)	$\varepsilon^1 - \varepsilon^{6000}$ (%)	$\varepsilon^{6000} - \varepsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
5	80	80	1	0,270	0,664	0,695	95,5	4,5
6	120		1,5	0,024	0,155	0,177	87,6	12,4
7	240		3	0,022	0,512	0,561	91,3	8,7
8	320		4	0,017	0,483	0,567	85,2	14,8
9	120	120	1	0,124	0,325	0,348	93,4	6,6
10	240		2	0,012	0,190	0,218	87,2	12,8
11	360		3	0,002	0,211	0,240	87,9	12,1
12	480		4	0,007	0,304	0,350	86,9	13,1

Fonte: O autor.

Como no solo M2, o material da jazida M3 também apresenta comportamento com tendência ao rompimento por ainda demonstrar instabilidade na ocorrência de DP após excessivos ciclos de carga, indicando uma predisposição a ocorrer acréscimos de deformação no decorrer do carregamento, conforme mostra a Figura 34. Este comportamento é explicado pelo início de formação de um horizonte plíntico com concreções sólidas de ferro acumulado em seu perfil, influenciando na não estabilização do material sob aplicação de cargas.

Figura 34 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M3



Fonte: O autor.

De acordo com Guimarães (2009), a análise dos resultados através da variação da taxa de acréscimo da deformação permanente desse tipo de acomodamento, permite uma melhor compreensão do comportamento desse material quando submetido à ação de cargas repetidas. Segundo o autor citado, o material que apresenta tendência em acumular DP sem cessar ao longo do ciclo de carga indica um comportamento do tipo B clássico, conforme avaliação apresentada por WERKMEISTER (2003).

Diante dessa predisposição, o solo M3 não é indicado para ser utilizado em camada de base, pois essa camada exige elevada resistência desde os primeiros carregamentos solicitados. Em virtude de seu baixo desempenho em condições de elevadas intensidades de tensões, recomenda-se seu uso em situações com baixas demandas de cargas para que não possa comprometer a estrutura do pavimento no tocante à ocorrência de ATR.

#### 5.4.7 Deformação Permanente do Solo M4

A Tabela 23 mostra a deformação total e os seus acúmulos em 60% da aplicação de carga ( $\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ ), bem como entre 6.000 e 10.000 carregamentos ( $\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ ). Os valores apresentados retratam um solo com boa resistência ao afundamento, devido aos baixos valores da DP. O maior afundamento ocorrido foi na segunda sequência de ensaios (5, 6, 7 e 8) com 2,492 mm, ou seja, 20% do valor admissível de deformação ocorrida em uma camada (12,5 mm).

Tabela 23 – DP total da amostra M4 e suas relações de acúmulo

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{6000}$ (mm)	$\epsilon^{10000}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
1	40	40	1	0,411	0,793	0,810	97,9	2,1
2	80		2	0,005	0,204	0,222	91,9	8,1
3	120		3	0,005	0,083	0,095	87,4	12,6
4	160		4	0,006	0,041	0,053	77,4	22,6
5	80	80	1	0,448	1,018	1,038	98,1	1,9
6	120		1,5	0,002	0,278	0,296	93,9	6,1
7	240		3	0,003	0,854	0,886	96,4	3,6
8	320		4	0,002	0,243	0,272	89,3	10,7
9	120	120	1	0,145	0,361	0,367	98,4	1,6
10	240		2	0,057	0,283	0,299	94,6	5,4
11	360		3	0,055	0,275	0,299	92,0	8,0
12	480		4	0,059	0,312	0,344	90,7	9,3

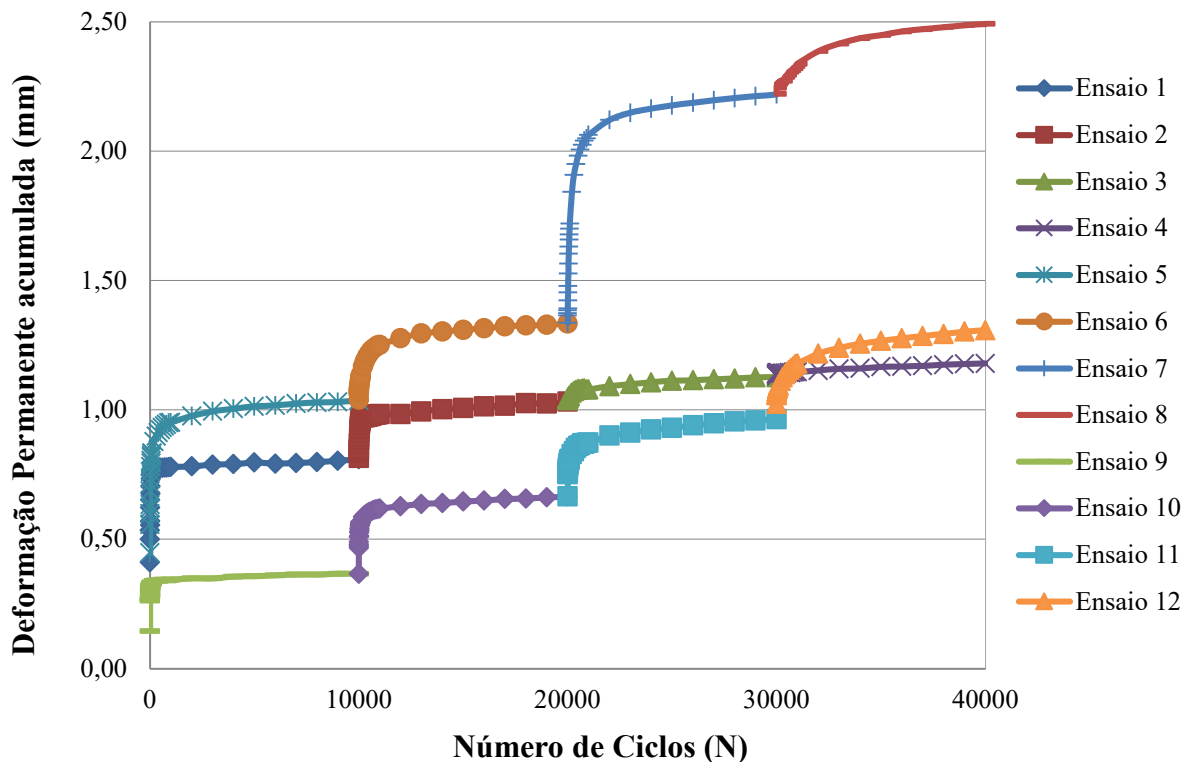
Fonte: O autor.

Os resultados apontam que se o solo M4 for usado como base de 20 cm de espessura, e submetido às tensões descritas na Tabela 23, então se pode considerar que somente essa camada vai contribuir com 2,492 mm em  $1,0 \times 10^4$  ciclos de carga para o afundamento de trilha de roda, ou seja, 19,9% no afundamento total do pavimento, tomando-se como referência o valor admissível de 12,5 mm usualmente considerado em projetos de rodovias. Essa ocorrência trata-se de um valor muito baixo significando a recomendação do uso desse material.

A jazida M4 apresenta um material com CBR acima de 30%, valor indicado para uso em camada de sub-base. Porém, em rodovias de baixo volume de tráfego esse material, estabilizado granulometricamente, apresentou comportamento satisfatório quando utilizado em camada de base em rodovias estaduais da microrregião de Mossoró, conforme afirmação dos técnicos locais.

A Figura 35 mostra o comportamento do afundamento do solo M4 com seus respectivos estágios de tensões, simulando diferentes níveis de tráfego, a partir dos ensaios triaxiais realizados. As três sequencias de ensaios mostram a tendência de estabilização da DP do material durante a solicitação de carga.

Figura 35 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra M4



Fonte: O autor.

A estabilização demonstrada com a tendência de invariabilidade da DP nos testes realizados reflete a boa resistência proporcionada por esse material quando submetido às ações do tráfego. Essa tendência indica que as combinações de tensões praticadas nos ensaios, não serão suficientes para causar a ruptura da camada dimensionada com o solo M4.

#### 5.4.8 Deformação Permanente do Solo B

De acordo com os baixos valores de deformação permanente obtidos nos ensaios para o solo B, observa-se uma tendência de um bom comportamento do material, portanto, apto ao uso em obras rodoviárias. Todo afundamento que surgirá no pavimento, que possui esse solo em sua estrutura, não comprometerá seu desempenho em decorrência do carregamento dos veículos.

A contribuição da deformação das camadas será desprezível e, conseqüentemente, não terá relação direta com o surgimento de afundamento de trilha de roda. Os resultados de deformação permanente do solo B são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – DP total da amostra B e suas relações de acúmulo

Ensaio	Tensão (kPa)		$\sigma_d/\sigma_3$	$\epsilon^1$ (mm)	$\epsilon^{6000}$ (mm)	$\epsilon^{10000}$ (mm)	$\epsilon^1 - \epsilon^{6000}$ (%)	$\epsilon^{6000} - \epsilon^{10000}$ (%)
	$\sigma_d$	$\sigma_3$						
1	40	40	1	0,074	0,364	0,371	98,1	1,9
2	80		2	0,019	0,095	0,098	96,9	3,1
3	120		3	0,003	0,099	0,106	93,4	6,6
4	160		4	0,006	0,125	0,134	93,3	6,7
5	80	80	1	0,138	0,296	0,299	99,0	1,0
6	120		1,5	0,004	0,072	0,078	92,3	7,7
7	240		3	0,035	0,303	0,312	97,1	2,9
8	320		4	0,025	0,175	0,194	90,2	9,8
9	120	120	1	0,376	0,695	0,701	99,1	0,9
10	240		2	0,055	0,391	0,411	95,1	4,9
11	360		3	0,041	0,461	0,50	92,2	7,8
12	480		4	0,024	0,351	0,413	85,0	15,0

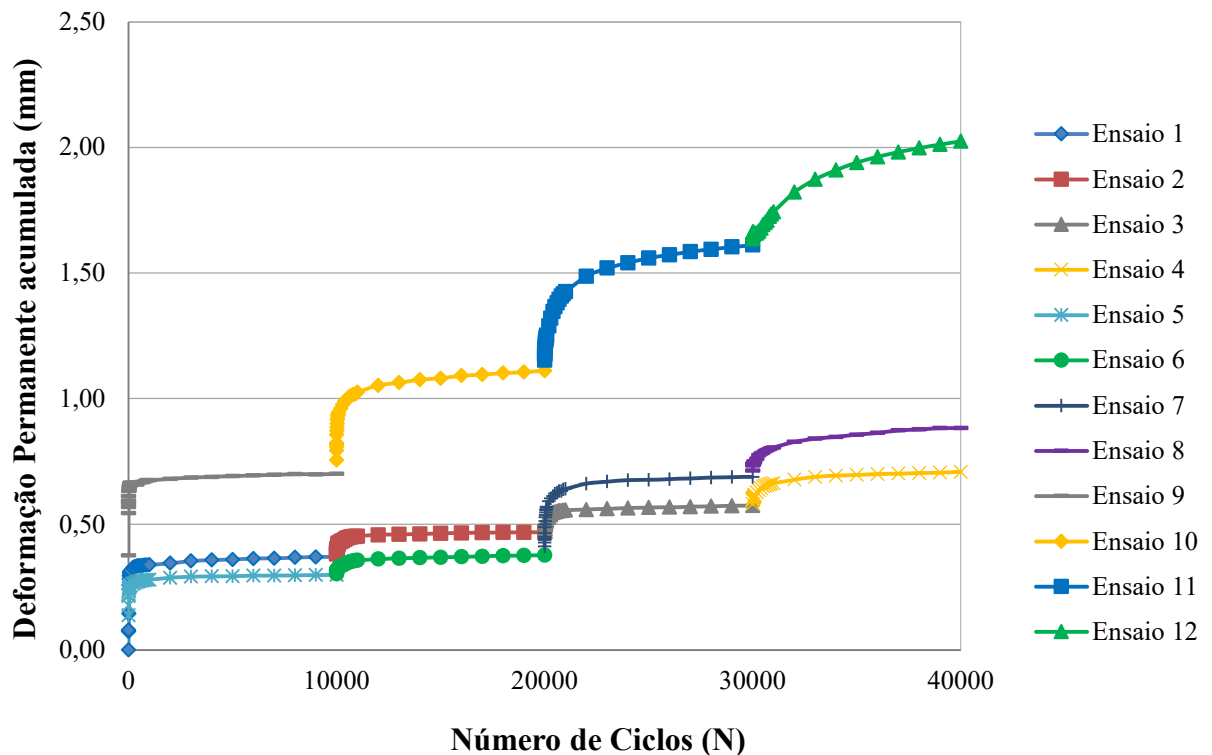
Fonte: O autor.

Porém, vale salientar que ao associar essa avaliação com os resultados dos ensaios de pavimentação (CBR de 12,1%), considerado baixo para camadas de base e sub-base segundo DNIT (2006), é preciso incluir outros parâmetros na análise para a indicação desse

solo em camadas de pavimento citadas. Ainda de acordo com DNIT (2006), o valor de CBR de 12,1% é recomendado para o uso em camadas de reforço.

De acordo com o formato das curvas apresentadas na Figura 36, com exceção do ensaio 12 ( $\sigma_d=480$  kPa e  $\sigma_3=120$ kPa), fica explícito que o afundamento tende a tornar-se constante ou apresentar uma taxa de acréscimo muito pequena. Esse desempenho indica que as cargas aplicadas no experimento não serão capazes de causar danos ao pavimento que utilizará de material para sua infraestrutura.

Figura 36 – DP total acumulada nos estágios de tensões da amostra B



Fonte: O autor.

O comportamento desse solo mostra que não haverá danos significativos na estrutura do pavimento, pois diante da evolução das deformações observada na Figura 36 o solo utilizado atenderá satisfatoriamente as exigências do carregamento da rodovia. Percebe-se que mesmo com o aumento da intensidade de carga, ensaios 9, 10, 11 e 12, os corpos de prova apresentaram baixa deformação, não exibindo sinais de deterioração até a conclusão do ensaio, mesmo com o acúmulo de todo o carregamento dos ensaios anteriores executados na mesma amostra.

## 5.5. Avaliação dos resultados do módulo de resiliência

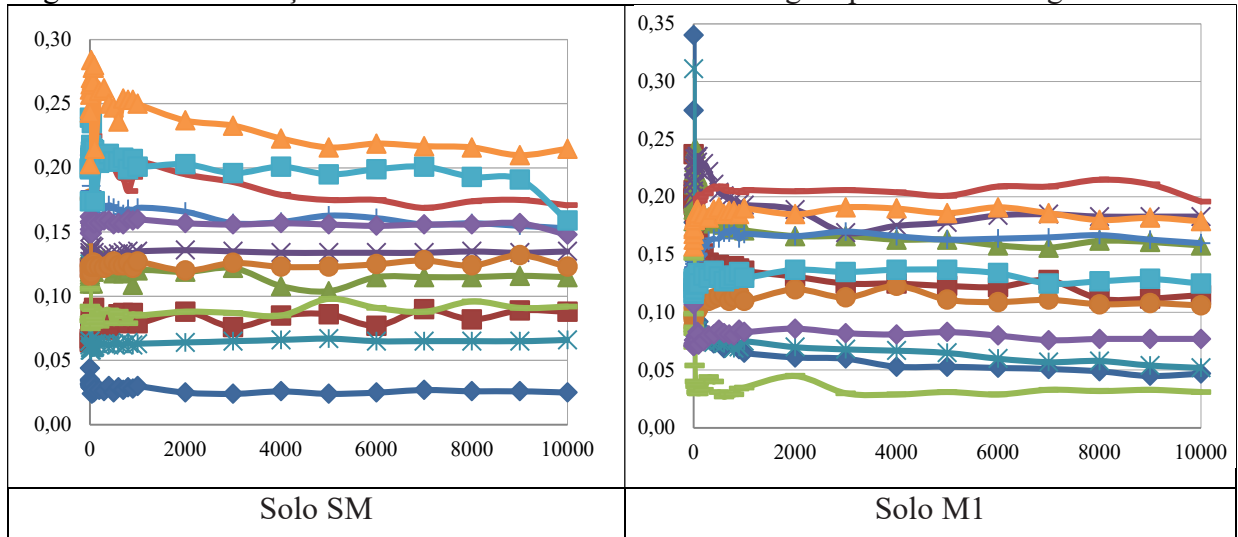
Os ensaios triaxiais de cargas repetidas, realizados para obter dados acerca da DP, também foram utilizados para estimar os valores de deformação resiliente ocorridas nas amostras com sua variabilidade observada durante a aplicação dos ciclos de carga (N), através da razão entre tensão desvio ( $\sigma_d$ ) e a deformação elástica específica obtida. Além disso, as características resilientes também foram determinadas através de ensaio do módulo resiliente (DNIT 134/2018 – ME) em todos os materiais da microrregião em estudo.

### 5.5.1 Avaliação do módulo resiliente obtido a partir dos ensaios de carga repetida

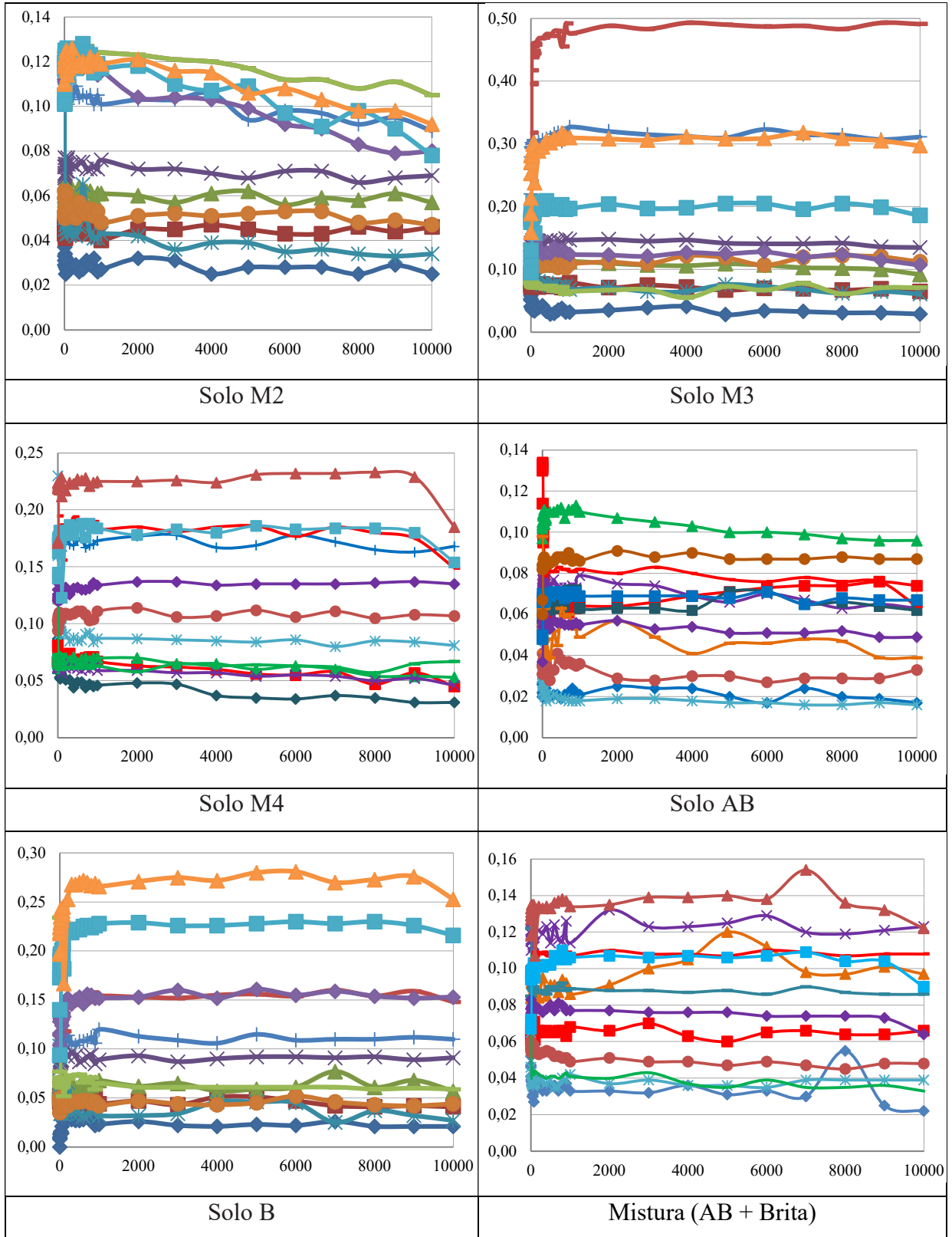
As variações da deformação elástica em todos os materiais pesquisados apresentaram desempenho, características e tendências semelhantes durante todo período de aplicação de cargas. Essa constatação indica que as amostras pesquisadas da microrregião de Mossoró demonstram ter um comportamento homogêneo no tocante ao comportamento resiliente, independentemente do tipo do material granular coletado na área.

Os gráficos da deformação elástica (mm) (eixo Y) pelo número de ciclos (N) (eixo X) que representam os comportamentos resilientes dos materiais demonstraram uma significativa variação nos primeiros ciclos e um acomodamento após 2.000 cargas aplicadas, conforme mostra a Figura 37. Os dados apresentados nessa figura são os valores das deformações elásticas totais obtidas nos ensaios de DP, tanto dos solos quanto da mistura (AB + Brita), durante a aplicação das 10.000 cargas em cada estágio de tensão.

Figura 37 – Deformação elástica total dos solos da Microrregião para 10.000 cargas







◆ Ensaio 1    ▲ Ensaio 3    ✱ Ensaio 5    ◆ Ensaio 7    ▲ Ensaio 9    ■ Ensaio 11  
■ Ensaio 2    ✱ Ensaio 4    ● Ensaio 6    ■ Ensaio 8    ◆ Ensaio 10    ▲ Ensaio 12

Fonte: O autor.

Esse desempenho reflete uma situação próxima da realidade quando as camadas do pavimento são submetidas à ação das cargas, evidenciando que durante o uso o revestimento e ou as camadas granulares absorverão tais tensões até um determinado período, passando por uma estabilização resiliente com tendência a um enrijecimento ao longo do período de operação.

Alguns pesquisadores como Guimarães (2001) e Malisys (2004) também constataram essa tendência através da identificação de uma pequena variação nos valores resilientes no material pesquisado, podendo ser consideradas constantes, após um pequeno número de ciclos de aplicação de cargas.

Segundo Guimarães (2009), caso o enrijecimento do material que constitui a camada de base ou sub-base seja significativo, representado pelo aumento do valor de MR à medida que o tráfego atue sobre o pavimento, esse pode ser responsável pela eventual diminuição da deflexão total do pavimento.

### 5.5.2 Avaliação do módulo resiliente obtido pelo ensaio de MR (DNIT 134/2018 – ME)

Além da obtenção dos módulos resilientes por meio dos ensaios de DP, também foi realizado o ensaio convencional de MR conforme a norma DNIT 134/2018 – ME. Nesses ensaios, com aplicações de 500 golpes na fase de condicionamento e com aplicação de sequência de 18 pares das tensões indicadas pela norma, obtiveram-se os valores de MR, a média, o desvio padrão ( $\sigma$ ), a mediana ( $M_d$ ) e a variância ( $S^2$ ) de cada material estudado na presente tese, conforme apresentados na Tabela 25.

Tabela 25 – Parâmetros do ensaio de MR (MPa) dos materiais pesquisados (continua)

Dados (MPa)	Materiais								
	SM	M1	M2	M3	M4	B	AB	Microrregião	AB+Brita
MR	832	894	226	431	173	296	287	448	339
	291	711	289	344	171	314	279	343	307
	243	860	333	289	168	322	254	353	290
	513	467	330	493	219	319	304	378	333
	276	383	336	256	174	335	253	288	338
	236	627	340	203	187	318	275	312	311
	453	395	391	354	237	506	313	378	344
	277	360	337	200	198	325	267	281	324
	258	654	334	166	224	314	287	320	341
	361	394	395	270	205	376	300	329	390
	299	301	342	176	223	350	279	281	367

Tabela 25 – Parâmetros do ensaio de MR (MPa) dos materiais pesquisados (conclusão)

Dados (MPa)	Materiais								
	SM	M1	M2	M3	M4	B	AB	Microrregião	AB+Brita
MR	300	454	333	141	258	326	300	302	385
	393	355	421	203	238	557	261	347	462
	376	279	350	141	271	376	293	298	440
	376	538	358	132	325	380	349	351	468
	435	321	384	174	280	481	301	339	519
	425	279	368	127	313	412	338	323	499
	408	279	366	119	376	407	379	333	542
Média	375	475	346	234	236	373	296	334	389
$\sigma$	139	197	43	110	59	74	33	41	79
M <sub>d</sub>	368	394	341	202	224	343	290	331	356
S <sup>2</sup>	19410	38670	1832	12014	3480	5522	1102	1696	6264

Fonte: O autor.

Vasconcelos (2018) ensaiou um solo (areia-siltosa) coletado na região metropolitana de Fortaleza classificado, pela AASTHO, como material arenoso do tipo A-2-4, e apresentou um MR médio de 161 MPa. De acordo com Bernucci *et al.* (2010), valores médios de MR para solos lateríticos estão entre 100 e 500 MPa para aplicação em camada de base de pavimento. Balbo (2007) relata que para solos não lateríticos, o MR médio para NA' ficam entre 32 e 80 MPa, e solos NG' aproximadamente 125 MPa.

Diante dos valores expostos na Tabela 25, observa-se que há significativa variabilidade do comportamento resiliente nos solos locais, especialmente nos solos SM, M1 e M3 que apresentam desvio padrão bem superior as demais amostras. Em comparação aos dados obtidos na literatura, as amostras pesquisadas indicaram um MR médio superior à de materiais granulares com características semelhantes, conseqüentemente, apresentando propriedades mecânicas também superiores.

Os solos da presente pesquisa mostraram valores médios de MR maiores ou entre os limites indicados nessas referências. Assim sendo, os solos da microrregião de Mossoró tendem a apresentar comportamento com rigidez um pouco mais elevado quando submetidos à ação das cargas provenientes do tráfego.

Quanto à mistura (AB + Brita), o MR médio obtido foi de 389 MPa compatível com o encontrado na literatura. Norback (2018) experimentou misturas solo-brita obtendo valores médios entre 156 e 433MPa e, segundo o autor, esses resultados foram considerados bons em relação ao seu comportamento mecânico quando submetidos às cargas. Desse modo,

no tocante à deformação elástica, a mistura (AB + Brita) tem possibilidade de ser indicada ao uso em camadas de pavimento.

No tocante à previsibilidade da ocorrência de MR foram analisados modelos já consagrados, citados na Tabela 11 no capítulo 4, em todos os materiais da microrregião para poder constatar qual o melhor para retratar com a maior precisão possível o comportamento resiliente dos solos locais, bem como para uma adequada avaliação da deformação elástica desses materiais.

Todos os parâmetros de deformabilidade (k), bem como os coeficientes de correlação ( $R^2$ ) para os modelos desenvolvidos foram obtidos por meio do programa LAB Fit ajustes de curvas que permitiu o tratamento, ajuste e análise de dados obtidos do módulo de resiliência dos materiais. A Tabela 26 apresenta os valores calculados para cada equação matemática utilizada.

Tabela 26 – Parâmetros dos modelos de resiliência dos materiais da microrregião de Mossoró

Modelo		Material							
		SM	M1	M2	M3	M4	AB	B	Mistura
Composto (Pezo, 1993)	k1	202,1	141,8	334,2	72,57	439,1	590,8	395,4	935,8
	k2	0,001	0,020	0,181	0,079	0,198	0,217	0,119	0,326
	k3	-0,291	-0,557	-0,46	-0,578	-0,05	0,143	-0,01	-0,017
	R <sup>2</sup>	0,436	0,863	0,531	0,912	0,642	0,845	0,621	0,887
Guimarães (2009)	k1	260,2	198,6	248,1	301,1	356,3	342,9	420,9	198,4
	k2	1,086	0,811	0,774	1,152	0,893	0,699	0,936	1,001
	k3	-0,985	-1,067	-0,564	-0,859	-0,774	-1,001	-1,024	-0,893
	R <sup>2</sup>	0,917	0,633	0,689	0,599	0,641	0,598	0,714	0,675
Combinado (Aranovich, 1985)	k1	412,3	306,1	356,2	299,4	307,1	275,8	552,2	367,5
	k2	0,132	0,094	0,201	0,112	0,085	0,099	0,291	0,155
	k3	0,002	0,004	0,019	0,401	0,078	0,003	0,071	0,003
	R <sup>2</sup>	0,315	0,333	0,455	0,439	0,521	0,398	0,544	0,379
AASHTO (2004)	k1	155,2	198,5	280,3	265,3	369,6	352,2	299,1	301,3
	k2	0,012	0,107	0,291	0,199	0,352	0,294	0,211	0,199
	k3	0,110	0,098	0,022	0,37	0,010	0,008	0,012	0,007
	R <sup>2</sup>	0,355	0,367	0,539	0,499	0,852	0,611	0,556	0,502
AASHTO (2008)	k1	391,1	284,3	295,5	303,8	272,5	310,3	446,3	255,6
	k2	0,442	0,391	0,211	0,088	1,009	0,971	0,995	0,412
	k3	0,193	0,021	0,007	0,039	0,351	0,099	0,104	0,008
	R <sup>2</sup>	0,292	0,322	0,433	0,415	0,399	0,422	0,498	0,356

Fonte: O autor.

Diante dos dados apresentados na Tabela 26, observa-se que para os solos M1, M3, AB, além da mistura (AB+BGS) o modelo proposto por Pezo (1993) realiza a estimativa mais satisfatória do MR, em comparação aos demais modelos. A equação de Guimarães (2009) prevê melhor o MR nos solos M2, B e SM. A expressão indicada pela AASTHO (2004) apresenta a melhor correlação apenas no solo M4, enquanto que o modelo que inclui o parâmetro da pressão atmosférica (AASTHO, 2008) não conseguiu representar significativamente nenhum material, mostrando que esse modelo não é indicado para avaliar os solos dessa microrregião.

A Tabela 27 mostra um resumo dessa análise com as melhores correlações ( $R^2$ ) obtidas de cada material testado neste trabalho, bem como seus respectivos modelos. Os dados mostram que há uma diversificação da melhor expressão matemática que pode representar com confiabilidade o comportamento resiliente das amostras. Esse fato pode ser explicado a partir das significativas diferenças biofísicas tais como: pedologia, geologia, vegetação, morfologia e hidrológicas ocorridas na microrregião estudada, bem como dos comportamentos mecânicos analisados por meio dos dados resultantes de ensaios realizados. Portanto, recomenda-se realizar o teste do melhor modelo antes de se proceder ao dimensionamento mecânico-empírico.

Tabela 27 – Melhores modelos avaliados dos materiais da microrregião de Mossoró

Material	Modelo	Equação	$R^2$
M1	Composto (Pezo, 1993)	$MR = 141,79\sigma_3^{0,0197} \cdot \sigma_d^{-0,5567}$	0,863
M2	Guimarães (2009)	$MR = 248,1\sigma_3^{0,7744} \cdot \sigma_d^{-0,5641} \cdot N^{0,0384}$	0,689
M3	Composto (Pezo, 1993)	$MR = 72,57\sigma_3^{0,0792} \cdot \sigma_d^{-0,5784}$	0,912
M4	AASTHO (2004)	$MR = 369,6 \cdot \theta^{0,3522} \cdot \tau_{oct}^{0,0101}$	0,852
AB	Composto (Pezo, 1993)	$MR = 590,77\sigma_3^{0,2169} \cdot \sigma_d^{0,1431}$	0,845
B	Guimarães (2009)	$MR = 420,9\sigma_3^{0,9359} \cdot \sigma_d^{-1,0244} \cdot N^{0,015}$	0,714
SM	Guimarães (2009)	$MR = 260,2\sigma_3^{1,0858} \cdot \sigma_d^{-0,9846} \cdot N^{0,0085}$	0,917
AB + Brita	Composto (Pezo, 1993)	$MR = 935,81\sigma_3^{0,3261} \cdot \sigma_d^{-0,0168}$	0,887

Fonte: O autor.

Foi avaliado, também por meio dos coeficientes de correlação ( $R^2$ ), qual dos modelos utilizados neste estudo apresentou o melhor comportamento do MR do solo da microrregião de Mossoró, ou seja, a equação que melhor representa a ocorrência resiliente incluindo os valores de MR de todos os solos ensaiados. A Tabela 28 mostra a avaliação dos

modelos testados com os parâmetros de deformabilidade (k), bem como os coeficientes de correlação, no qual mostra qual equação prever mais apropriadamente a deformação elástica global do solo local.

Tabela 28 – Modelos de MR avaliados para todos os solos da microrregião de Mossoró

Modelos	Parâmetros				R <sup>2</sup>
	k1	k2	k3	k4	
Composto MR = K <sub>1</sub> .σ <sub>3</sub> <sup>k2</sup> .σ <sub>d</sub> <sup>k3</sup>	296,9	0,0729	-0,1418	-	0,3627
Guimarães (2009) MR = K <sub>1</sub> .σ <sub>3</sub> <sup>k2</sup> .σ <sub>d</sub> <sup>k3</sup> .N <sup>k4</sup>	46110	1,0731	1,0159	0,8399	0,8697
Combinado MR = [k <sub>1</sub> +k <sub>2</sub> .(k <sub>3</sub> -σ <sub>d</sub> <sup>k2</sup> )].σ <sub>3</sub> <sup>k3</sup>	377,96	-1,352	0,0861	-	0,6597
AASHTO MR = k <sub>1</sub> .θ <sup>k2</sup> .τ <sub>oct</sub> <sup>k3</sup>	217,66	0,128	-0,1938	-	0,3753
Pressão atmosférica MR = k <sub>1</sub> .Pa.[θ/Pa] <sup>k2</sup> .[(τ <sub>oct</sub> /Pa)+1] <sup>k3</sup>	356,3	0,4159	-0,5319	-	0,4366

Fonte: O autor.

De acordo com a Tabela 28, dentre os modelos avaliados a equação proposta por Guimarães (2009) representou mais adequadamente o efeito resiliente do solo da área total da microrregião de Mossoró, com um coeficiente de correlação de 86,97%, ou seja, apresentou um valor estatístico satisfatório e por isso podem simular melhor o comportamento de MR da dessa localidade.

Percebe-se que embora o modelo composto indicado por Pezo (1993) tenha apresentado melhores desempenhos em prever o MR na maioria dos materiais (M1, M3, AB e a mistura), essa equação mostra-se com a pior correlação (0,3627) quando se considera todos os solos. O modelo, embora bastante utilizado em solos com características semelhantes aos da microrregião, não foi capaz de estimar com exatidão quando incluído todas as propriedades típicas desses materiais. Segundo Gondim (2008), o emprego de diferentes modelos resilientes para prever o comportamento do MR pode conduzir a uma grande variação nos resultados.

O modelo de Guimarães (2009) foi capaz de traduzir melhor todos os parâmetros estudados, bem como as propriedades dos sete materiais coletados nesta pesquisa (R<sup>2</sup> de 0,8697). Em comparação a equação proposta por Pezo (1993), amplamente estudado na literatura e empregado em solos de localidades vizinhas (SOUZA JUNIOR, 2005), a inclusão da propriedade N (ação do tráfego) e de seu respectivo parâmetro de deformabilidade (k4),

influenciou significativamente a obtenção de estimativas com maior precisão que o modelo composto.

## **5.6 Modelo de previsão da DP a partir do uso das técnicas de regressão linear**

Para prever a ocorrência de deformação irreversível dos solos da microrregião estudada foram desenvolvidas expressões para tentar indicar o comportamento dos materiais quando empregados em obras de pavimentação.

O banco de dados que deu suporte aos cálculos dos modelos para a predição dos valores de DP foi obtido por meio dos ensaios geotécnicos tradicionais e dinâmicos dos materiais, bem como os parâmetros de tensões e os números N adotados para os ensaios mecânicos. Os dados foram submetidos às análises estatísticas para adequação de uso em todas as etapas do desenvolvimento dos modelos aqui expostos.

A técnica de regressão linear simples foi usada para gerar os modelos lineares de predição dos valores do ensaio de DP. Inicialmente, dividiram-se os valores de deformação por solo, em seguida foram realizados testes estatísticos de correlação de verificação e comparação dos valores estimados para a averiguação se cada grupo de DP seguia uma distribuição normal. A partir disso, gerou-se para o conjunto de dados os modelos da DP, para um intervalo de confiança de 95%. Admite-se como um modelo aceitável aquele que apresente pelo menos 60% de coeficiente correlação ( $R^2$ ), bom índice explicativo do modelo conforme Souza Júnior (2018).

Sabe-se que o CBR é um dos principais parâmetros usados nos processos de dimensionamento de pavimentos tradicionais e tem sido bastante criticado nos últimos anos em função de suas limitações conforme pode ser visto em Franco (2007). Atualmente, o emprego de camadas granulares em pavimentos ainda é avaliado pelo ensaio de CBR, embora seja sempre preferível realizar projetos com dados de rigidez dos materiais.

Neste trabalho, tentou-se somente investigar a geração de um modelo de estimativa da deformação permanente em função do CBR para o conjunto de dados dos solos estudados. Embora se reconheça aqui a limitação do ensaio CBR, esse parâmetro exige poucos recursos laboratoriais para sua obtenção e ainda é difundido em órgãos rodoviários. Atualmente, o DNIT tem iniciado os procedimentos para a transição do novo método de dimensionamento de pavimentos à luz de análises mecanística-empíricas. A Equação 5.1 mostra o modelo de predição para o banco de dados obtido, incluindo os valores de CBR, com  $R^2 = 0,24$ .

$$DP = -0,60 + 0,078CBR \quad (R^2 = 0,24) \quad (5.1)$$

O coeficiente de determinação de apenas 0,24 indica um elevado nível de incerteza, portanto esse modelo não é recomendado para estimar a DP. Percebe-se que a relação entre DP e CBR mostrou uma alta dispersão de dados impedindo uma boa correlação entre esses parâmetros. Outro aspecto relevante foi o número pequeno de amostras trabalhadas, que impediu uma melhor análise devido ao banco de dados reduzido. Não foi encontrado na literatura publicações acerca de modelos de previsão de DP utilizando o CBR como fator explicativo.

Outra informação geotécnica de solos selecionada para gerar um modelo de predição da DP, por meio de regressão simples, foram os valores do MR médio. Optou-se por esse parâmetro por ser um importante fator utilizado no desenvolvimento de projetos novos de pavimentação. Além disso, diversas pesquisas referentes ao MR foram desenvolvidas em larga escala ao longo de vários anos, com o objetivo de utilizá-lo em relações com outras características dos solos para estimar parâmetros mecânicos utilizados em projetos de pavimentação. Autores como Zaman *et al.*, (1994), Çöleri (2007), Guimarães (2009), Behiry (2014) e Ribeiro (2016) utilizaram técnica de regressão para obter variáveis de modelos de previsão. O modelo de estimativa de DP relacionada com o MR médio realizado no presente trabalho é apresentado pela Equação 5.2, com um r-quadrado ( $R^2$ ) de 0,39.

$$DP = 6,81 - 0,018MR \quad (R^2 = 0,39) \quad (5.2)$$

A Equação 5.2 também não apresentou um bom coeficiente de correlação (0,39), mínimo ajuste de 60%, demonstrando que a relação que envolve diretamente DP e MR não aponta para um modelo confiável. A inclusão de apenas o parâmetro de MR não foi suficiente para obter uma expressão satisfatória, sendo necessária a introdução de outras propriedades.

Diante dos resultados dos coeficientes de correlação obtidos nos modelos lineares simples, valores de medida de ajuste considerados ruins, ou seja, os dados são pouco explicados pelos modelos, decidiu-se usar modelos de regressão múltipla com as mesmas variáveis de CBR e MR do conjunto de dados, para verificar se esses dois parâmetros explicam satisfatoriamente a ocorrência de DP dos solos da microrregião. A Equação 5.3 mostra o modelo de predição apresentando um  $R^2 = 0,40$ .



$$DP = 6,11 + 0,018CBR - 0,017MR \quad (R^2 = 0,40) \quad (5.3)$$

Mesmo utilizando mais variáveis explicativas para tentar prever a ocorrência da deformação plástica dos solos da microrregião, o modelo desenvolvido não atendeu o índice mínimo aceitável de 60% de representatividade dos materiais. Entende-se que a inclusão de dados oriundos de outros ensaios (mecânicos, pavimentação e caracterização de solos) possa otimizar a obtenção de melhores modelos de DP. Ribeiro (2016) relata que para elaborar um modelo com boa capacidade de predição, há a necessidade de considerar o estado de tensões que atua no material.

Como os modelos gerados para estimativa da DP apresentados nas equações 5.1, 5.2 e 5.3 não apresentaram um r-quadrado satisfatórios, abaixo de 0,60, decidiu-se usar modelos de regressão linear múltipla incluindo outras variáveis do conjunto de dados para o desenvolvimento de um modelo mais representativo dos solos da microrregião.

A técnica de inferência estatística, regressão linear múltipla, utilizada para a obtenção do modelo geral foi realizada através do programa MATLAB. As variáveis explicativas incluídas nessa análise foram as  $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$ , N, MR, a classificação AASTHO, umidade ótima ( $W_{ót}$ ) e o índice de plasticidade (IP) dos solos. Inicialmente não foi incluído o parâmetro de CBR, visto que é um ensaio criticado e demora no mínimo 4 dias para sua obtenção.

Além do mesmo conjunto de variáveis explicativas citadas anteriormente, Ribeiro (2016) ainda incluiu valores de densidade (DEN), expansão (EXP), limites de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP) dos solos, além dos percentuais que passam em peneiras como (P25,4; P9,5; P4,76; P2; P0,42 e P0,074) para desenvolver um modelo para prever o MR ( $MR = 696,05 + 21OT + 130,73DEN + 2,8CBR - 135,72EXP + 6,88LL + 13,53IP - 8,14(P25,4) + 10,76(P9,5) - 26,30(P4,76) + 20,85(P2) - 7(P0,42) - 6,63(P0,074) + 3135,97\sigma_3 - 522,52\sigma_d - 34,26Class$ ) de solos para fins de pavimentação, com resultados confiáveis ( $R^2 = 0,74$ ).

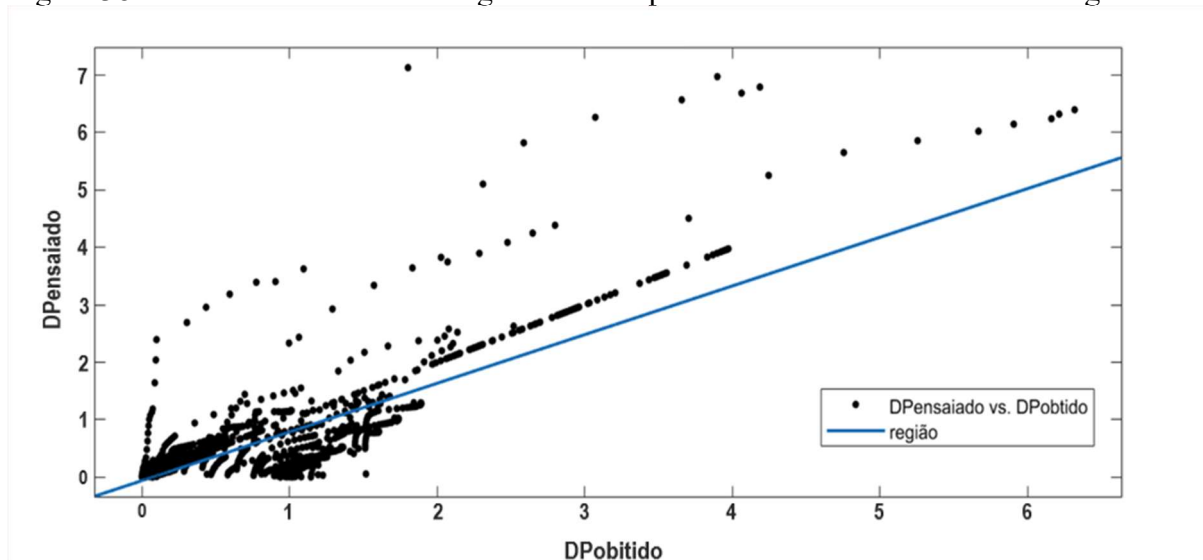
O modelo obtido não gerou um  $R^2$  mínimo aceitável (56%) que represente satisfatoriamente uma medida descritiva de qualidade do ajuste dos dados ao modelo. Como a Equação 5.4 não se ajustou bem à amostra, decidiu-se adicionar os valores de CBR no intuito de desenvolver um modelo mais explicativo em relação aos valores observados.

$$DP = 4,2171 - 0,6219 \times \sigma_3 - 0,3321 \times \sigma_d + 0,0001 \times N - 0,0108 \times MR - 0,5263 \times AASTHO + 0,4941 \times W_{ót} - 0,0289 \times IP \quad (R^2 = 0,56) \quad (5.4)$$

Após diversas configurações realizadas na estrutura do modelo, operações e observações estatísticas executadas pelo MATLAB, a expressão que apresentou o melhor desempenho para a predição dos valores de DP na área em estudo foi o da Equação 5.5. O gráfico da Figura 38 apresenta um ajuste ( $R^2$ ) de 0,64 entre os dados de DP dos ensaios triaxiais de carga repetida e os obtidos dos cálculos realizados.

$$DP = 5,3847 - 0,5249 \times \sigma_3 - 0,3949 \times \sigma_d + 0,0001 \times N - 0,0094 \times MR - 0,0546 \times CBR - 0,5813 \times AASTHO + 0,2183 \times W_{ot} - 0,0241 \times IP \quad (R^2 = 0,64) \quad (5.5)$$

Figura 38 – Gráfico do modelo de regressão múltipla dos valores de DP da microrregião



Fonte: O autor.

O modelo de previsão da ocorrência de DP desenvolvido para os solos da microrregião de Mossoró apresentou um coeficiente  $R^2$  de 0,64, índice considerado limitado para que as variáveis dependentes presentes no modelo consigam explicar o fenômeno em estudo. Porém, esse modelo pode ser usado para estimar a DP para o conhecimento prévio do comportamento mecânico de solos dessa região, haja vista que não há registros de dados referentes à ocorrência de deformações, consequentemente, equação para essa previsão, bem como equipamentos adequados para a obtenção das informações.

### 5.7 Modelos de previsão da DP a partir do uso da técnica de modelagem neural

A variável resposta da modelagem neural estimada nesta pesquisa foi a DP total ocorrida nos solos utilizados em pavimentos na microrregião mossoroense. As variáveis

explicativas usadas, cujos valores afetaram a resposta da rede (dados de saída), foram:  $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$ , N, MR, CBR, além da classificação AASTHO dos solos. Durante o desenvolvimento da rede foram avaliadas diferentes configurações de dados de entrada para poder se obter o melhor modelo para a otimização dos recursos e diminuição de erros.

Após executar todos os procedimentos para o desenvolvimento da modelagem neural, obtiveram-se algumas redes de estimativas de DP. Dentre as RNA geradas, a topologia que apresentou melhor desempenho (MN1) teve o TRAINLM (*Levenberg-Marquardt*) como o algoritmo produzindo os resultados dos parâmetros de saída das redes para a estimativa da DP nos solos, mais satisfatórios.

A composição da RNA que demonstrou o melhor desempenho (MN1) com as variáveis explicativas já citadas, no tocante ao coeficiente de correlação ( $R^2$ ) e da convergência do MSE (*Mean of Squared Error* ou Quadrado Médio dos Erros), apresentou uma camada intermediária com teste de variação de números de neurônios resultando numa rede com 6 neurônios na camada de entrada, 31 neurônios na camada intermediária e 1 neurônio na camada de saída (6:31:1). A função de ativação utilizada foi a Tangente Sigmoidal (*tansig*) nos neurônios da(s) camada(s) de entrada e saída, com intervalo de ativação [-1; 1] para as camadas intermediárias.

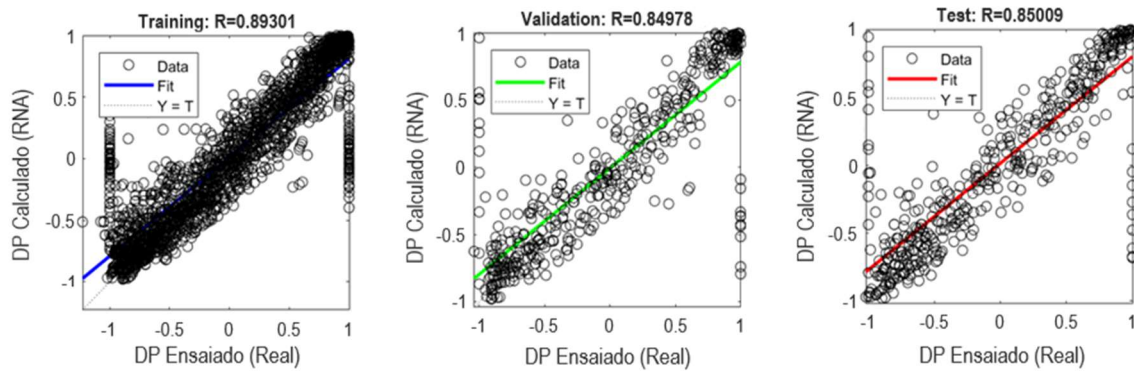
O resultado da análise do desempenho (MSE) da topologia do modelo neural mais confiável desenvolvido, além do coeficiente de correlação ( $R^2$ ), considerando os conjuntos de treinamento, validação e teste, para esse conjunto de dados, são apresentados na Tabela 29 e na Figura 39 e 40.

Tabela 29 – Desempenho da RNA gerada para o modelo de DP

Modelo	$\delta p$			
	Conjunto	Treinamento	Validade	Teste
R		0,89	0,85	0,85
MSE		0,04	0,05	0,04

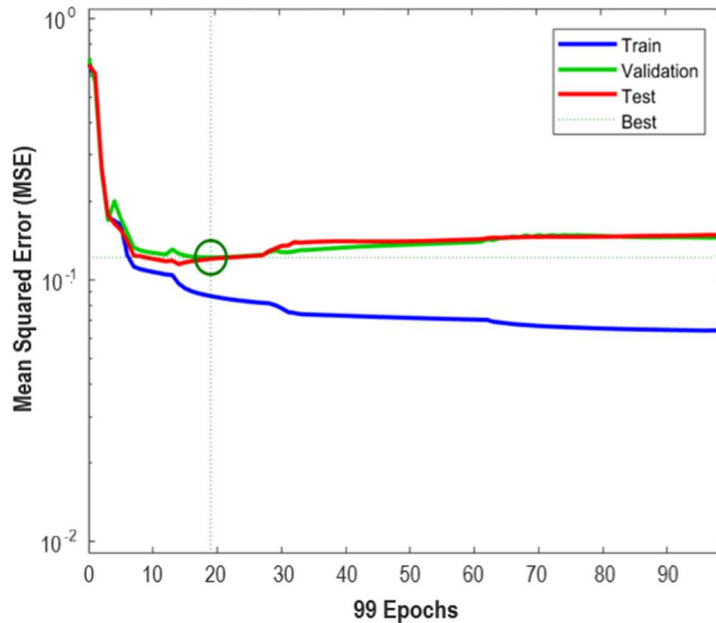
Fonte: O autor.

Figura 39 – Gráficos calculado × ensaiado do modelo de estimativa de DP



Fonte: O autor.

Figura 40 – Gráfico da evolução do MSE com as interações do Modelo para o DP total



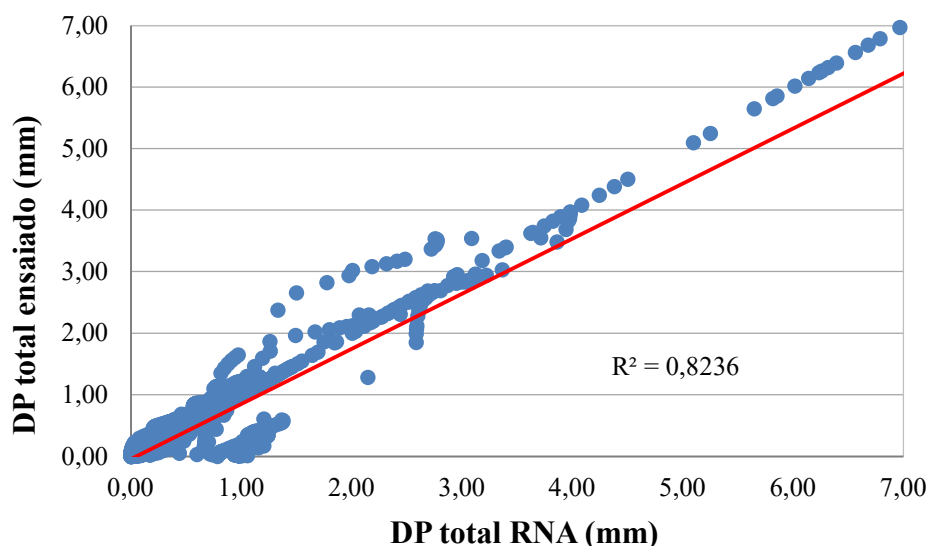
Fonte: O autor.

Com a topologia e seu desempenho apresentado, é possível realizar o cálculo de resposta da RNA ajustada através dos pesos sinápticos ( $w_{ij}$ ) e os biases ( $b_k$ ) gerados das camadas intermediária e de saída da rede neural. Como as variáveis de entrada foram normalizados com valores entre -1 e 1, os dados de saída passaram por processo oposto, ou seja, desnormalização do valor resposta obtido através da utilização da Equação 4.1 invertida. O modelo neural desenvolvido gerou um valor resposta do neurônio da camada da saída ( $y_1$ ) de 0,15324567, equivalendo a 5,46863 mm de DP desnormalizada.

Os valores calculados pelo modelo puderam ser comparados com os dados obtidos nos ensaios. Na Figura 41 é apresentado o coeficiente de correlação dos valores de

Deformação Permanente total, onde o valor de  $R^2$  (0,82) mostra que o modelo neural prevê com melhor adequação os efeitos da DP para os solos da microrregião de Mossoró.

Figura 41 – Gráfico de correlação dos valores da DPE calculado × ensaiado



Fonte: O autor.

Observa-se que a RNA desenvolvida apresenta um bom ajuste do conjunto de testes do modelo de predição de deformação permanente, gerando valores que representam bem a ocorrência da deformação para o solo da microrregião. Outras estruturas neurais foram trabalhadas, porém com resultados inferiores quanto à correlação da DP ensaiada com a calculada. Resumidamente, a topologia e os resultados de desempenho das demais redes desenvolvidas são mostras na Tabela 30.

Tabela 30 – Topologia e desempenho de modelos neurais para o conjunto de teste da DP

Modelos	Topologias	$R^2$	MSE
MN1	6:31:1	0,8500	0,005
MN2	7:23:1	0,6452	0,004
MN3	7:17:1	0,4976	0,005
MN4	6:19:1	0,4812	0,005
MN5	5:26:1	0,3991	0,005

Fonte: O autor.

Todos os modelos neurais mostrados na Tabela 30 tiveram a mesma estrutura (algoritmo, função de ativação e 1 neurônio na camada de saída). Entretanto, MN2 não utilizou o dado de CBR como variável explicativa, preservando os outros parâmetros no teste.

No teste com o MN 3 excluiu-se o valor do carregamento (N). Foram retirados os valores de IP e de N para análise do modelo neural MN4. Por fim, utilizando-se as demais variáveis, testou-se a MN5 sem os dados de N, Wót e da classificação AASTHO dos solos (5:26:1). O modelo neural MN2 indicou uma correlação razoável (0,65) sem a presença dos dados de CBR no teste. Os demais modelos neurais obtiveram resultados ruins, portanto incapazes de estimar as deformações ocorridas.

Assim sendo, o modelo neural que envolve todas as variáveis de entrada nos testes (MN1) demonstrou ser o mais eficiente para calcular as estimativas do afundamento dos solos, mesmo necessitando de mais atividades laboratoriais para a obtenção de dados. Além disso, a ausência de outros mecanismos para tentar entender o comportamento dos materiais granulares do Estado do Rio Grande do Norte, acerca da DP, reforça ainda mais a importância do modelo desenvolvido para ser testado em novos projetos de pavimentos locais.

### ***5.7.1 Parâmetros de modelos de previsão de DP dos solos da microrregião de Mossoró usando o modelo de Guimarães (2009)***

Os parâmetros ( $k$ ) dos modelos de previsão de DP utilizados nos programas de dimensionamento de pavimentos empregados neste trabalho foram obtidos através da expressão ( $\delta p = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot N^{k_4}$ ) desenvolvido por Guimarães (2009). Usando a referida expressão, obtiveram-se os parâmetros de modelos preliminares para prever a DP total ( $\delta p$ ) de cada material da microrregião de Mossoró, por meio da correlação entre as variáveis  $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$  e N através da técnica de regressão não linear.

Apresentando como exemplo, foi possível disponibilizar a expressão do modelo da mistura AB + Brita, material utilizado como base em pavimentos de rodovias localizadas na microrregião mossoroense, representado pela Equação 5.6, a partir dos parâmetros obtidos. O valor de  $R^2$  apresentado (0,76) pela equação obtida atende, em um bom nível de precisão, aos objetivos de prever a DP para o material pesquisado.

$$\delta p = 1,1464\sigma_3^{0,246}\sigma_d^{-0,1518}N^{0,0191} \quad (R^2 = 0,76) \quad (5.6)$$

A Tabela 31 apresenta os parâmetros dos modelos de predição da DP do restante dos materiais pesquisados, utilizando o modelo proposto por Guimarães (2009). Os parâmetros de deformabilidade obtidos no solo AB registou o maior enquadramento dos dados ( $R^2 = 0,82$ ), indicando que a expressão pode explicar satisfatoriamente o afundamento

desse material. Além desse, o modelo também é indicado para estimar a ocorrência de DP nos solos M1 (0,72) e M3 (0,73). A equação apresentou uma capacidade limitada de prever a deformação nos solos M3, M4, B e SM.

Tabela 31 – Parâmetros dos modelos gerados de DP dos solos da microrregião de Mossoró

Parâmetros	Jazida						
	M1	M2	M3	M4	AB	B	SM
k1	0,3156	1,0317	0,0500	1,1950	0,7227	0,1381	0,1700
k2	0,5433	0,1274	0,4253	0,2300	0,1770	1,4586	-0,2471
k3	-0,3740	-0,0932	-0,1900	-0,2764	-0,2117	-0,4932	0,7173
k4	0,1970	0,0171	0,2136	0,0247	0,0887	0,1329	0,2264
R <sup>2</sup>	0,72	0,73	0,58	0,65	0,82	0,56	0,56

Fonte: O autor.

Percebem-se quais tensões (confinante ou desvio) apresentam mais influência na ocorrência da DP, de acordo com o sinal apresentado em seus respectivos parâmetros (*k*). Para Guimarães (2009), o parâmetro k2 com valor negativo aponta que a tensão confinante é inversamente proporcional ao aumento de DP. Entretanto, o parâmetro referente à tensão desvio (k3), exerce a maior influência no aumento dos afundamentos acumulados. Nesse contexto, apenas o solo SM demonstra que a tensão de confinamento não influenciará no aumento da DP.

Ainda com relação à influência das tensões em parâmetros do modelo de Guimarães, Lima (2016) afirma que quanto maior a tensão desvio comparada à tensão confinante, maiores serão as deformações permanentes resultantes. Portanto, de acordo com os valores obtidos os menores afundamentos ocorrerão nos solos M1, M2, M3, M4, AB e B (k3 negativo), corroborando com os resultados dos ensaios realizados com esses materiais.

Os principais fatores que podem levar a essa oscilação nos parâmetros de tensão, e, conseqüentemente, no comportamento dos materiais são a qualidade e tipo de compactação aplicada. Segundo DAWSON e KOLISOJA (2004), a mudança volumétrica de uma camada, causada por uma boa compactação, eventualmente melhora a sua condição estrutural ao aumentar sua densidade e rigidez. Além disso, a diversidade biofísica da microrregião, ou seja, diferenças pedológicas, geológicas, de vegetação, morfológicas e hidrológicas presentes na área em estudo também geram uma variabilidade nas propriedades e desempenho dos solos.

## 5.8 Dimensionamento de estrutura de pavimento

Foram realizados dimensionamentos de três estruturas típicas de pavimento, utilizando o material coletado na microrregião pesquisada e seus respectivos dados obtidos. Seguindo o método tradicional empírico baseado no CBR, determinou-se a espessura das camadas obtendo-se as configurações dos pavimentos de acordo com DNIT (2006), bem como foram realizados dimensionamentos pelo método mecanístico-empírico através dos programas computacionais CAP 3D-D e MeDiNa, utilizando-se os mesmos materiais e condições do método empírico. Esse procedimento possibilitou análises mecânicas para o entendimento das tensões e deflexões ocorridas após a ação das cargas.

### 5.8.1 Dimensionamento empírico do DNIT

Seguindo o método DNIT (2006) de dimensionamento de pavimentos flexíveis, determinou-se a espessura das camadas pelo número N e pelo valor de CBR do subleito. A partir da consulta ao ábaco de dimensionamento para definição da espessura total do pavimento (H), os revestimentos das estruturas foram estabelecidos de acordo com a tabela de espessuras mínimas em função do tráfego.

Para a determinação das espessuras das camadas granulares foram obtidos os coeficientes de equivalência estrutural ( $K$ ), considerando-se os materiais disponíveis para cada uma delas, e através das inequações apresentadas pelo método realizaram-se os cálculos. Os valores de  $K$  e CBR, além dos materiais adotados nesse dimensionamento são apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 – Dados dos materiais utilizados no dimensionamento

Camadas	$K$	CBR (%)	Material
Revestimento	1,2	-	TSD
	1,2	-	CA (5,0cm)
	2,0	-	CA (7,5cm)
Base	1,0	69,3	Mistura (AB+Brita)
Sub-base	1,0	41,9	AB
Subleito	1,0	11,3	M1

Fonte: O autor.

O subleito do trecho é do tipo A-2-4 sendo um solo cambissolo háplico. Utilizou-se o material da jazida AB na sub-base e a mistura estabilizada granulometricamente (50%



solo AB + 50% Brita), na camada de base. Os revestimentos adotados foi um Tratamento Superficial Duplo (TSD) ( $N = 1 \times 10^6$ ) e dois em Concreto Asfáltico (CA), um com 5 cm ( $N = 5 \times 10^6$ ) e outro com 7,5 cm de espessura ( $N = 1 \times 10^7$ ). Todas essas condições refletem o padrão dos pavimentos locais, ou seja, após o estudo do perfil rodoviário da microrregião, a maior parte das rodovias ou projetos existentes apresentam tais estruturas com os carregamentos aqui testados.

Considerando o mesmo subleito e os materiais utilizados nas camadas de base e sub-base, porém com as condições de tráfego e revestimentos diferentes, simulando três estruturas com maiores ocorrências na microrregião, dimensionaram-se os pavimentos tipos. A Tabela 33 apresenta o dimensionamento obtido pelo método empírico do DNIT, adotando-se espessura compactada mínima de 15 cm para camada granular (SOUZA, 1981).

Tabela 33 – Resultados do dimensionamento pelo método DNIT (2006)

Estrutura do pavimento	Espessuras das camadas em função de N (cm)		
	$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$
TSD	2,5	-	-
Revestimento CA (5,0cm)	-	5,0	-
CA (7,5cm)	-	-	7,5
Base	22	19	15
Sub-base	-	15	16

Fonte: O autor.

Importante observar que, segundo DNIT (2006), mesmo que o CBR da sub-base seja superior a 20%, a espessura do pavimento necessário para protegê-la é determinada como se esse valor fosse sempre 20%, ou seja, o método empírico não tira proveito de materiais que apresentam CBR's maiores do que 20%, pois o dimensionamento vai dar o mesmo. Portanto, foi adotado CBR de 20% no material empregado (solo AB com CBR de 41,9%) na sub-base desse dimensionamento.

### 5.8.2 Dimensionamento mecânico-empírico

Os programas computacionais utilizados no dimensionamento e na análise dos pavimentos propostos foram o CAP3D-D e o MeDiNa. Os programas consideram os coeficientes de regressão de modelo de DP ( $k1, \dots, kn$ ), coeficientes de regressão dos modelos de MR, coeficientes de Poisson ( $\nu$ ), número N de tráfego, dentre outros parâmetros.

Os dados de entrada nos programas para a realização dos dimensionamentos das três estruturas verificadas (revestimento em TSD, CA com 5,0 cm e outro com 7,5 cm), referentes aos resultados dos ensaios de carga repetida e dos modelos desenvolvidos, são apresentados na Tabela 34. Destaque-se que foi adotado um carregamento aplicado em uma área de formato circular com raio de 0,108 m, com uma pressão uniforme de 550 kPa correspondente à carga da roda de um eixo padrão simples.

Tabela 34 – Dados de entrada para os dimensionamentos mecanístico-empírico

Estrutura do pavimento	Coeficientes DP				Coeficientes MR			MR (MPa)
	<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	<i>k4</i>	<i>k1</i>	<i>k2</i>	<i>k3</i>	
Revest. TSD	-	-	-	-	-	-	-	500
CA (5,0 cm)	-	-	-	-	-	-	-	3000
CA (7,5 cm)	-	-	-	-	-	-	-	3000
Base	1,1464	0,246	-0,1518	0,0191	935,81	0,3261	-0,0168	389
Sub-base	0,7227	0,1770	-0,2117	0,0887	590,77	0,2169	0,1431	296
Subleito	0,3156	0,5433	0,3740	-0,197	141,79	0,0197	-0,5567	487

Fonte: O autor.

Os modelos da DP dos materiais da base, sub-base e do subleito utilizados apresentaram um R<sup>2</sup> de 0,76 (AB + Brita), 0,82 (AB) e 0,72 (M1), respectivamente. Quanto às equações referentes ao MR, os r-quadrado foram de 0,88, 0,84 e 0,86 para as mesmas camadas e mesmos solos. Os valores dos coeficientes de Poisson utilizados nesta pesquisa foram extraídos de Bastos (2013), no qual em todos os revestimentos adotou-se 0,30, nas camadas de base e sub-base 0,35 e 0,40 para o subleito. A Tabela 35 mostra as espessuras das camadas dos três pavimentos propostos obtidas pelos programas MeDiNa e CAP3D-D.

Tabela 35 – Espessuras das camadas dos pavimentos obtidas pelos programas MeDiNa e CAP3D-D

Estrutura do pavimento	Espessuras das camadas em função de N (cm)							
	MeDiNa		CAP3D-D		MeDiNa		CAP3D-D	
	$1 \times 10^6$		$5 \times 10^6$		$1 \times 10^7$			
Revestimento TSD	2,5	2,5	-	-	-	-	-	-
CA(5,0cm)	-	-	5,0	5,0	-	-	-	-
CA(7,5cm)	-	-	-	-	7,5	7,5	-	-
Base	20	21	23	25	18	25	-	-
Sub-base	-	-	15	20	20	20	-	-

Fonte: O autor.

Com os dados de DP para obtenção do ATR e de fadiga na superfície do revestimento (AT – Área Trincada) estimados, é possível entender o provável comportamento estrutural do pavimento após submetido às condições impostas pelo tráfego. Com os dimensionamentos mecanístico-empírico realizados por meio do CAP3D-D e do MeDiNa, foi possível obter os valores desses dois parâmetros e com isso prever o desempenho dos pavimentos propostos para uma vida útil de 10 anos. A Tabela 36 apresenta os valores totais obtidos da ocorrência de DP, bem como da fadiga na superfície do revestimento na forma de Área Trincada (AT) para os pavimentos dimensionados com os diferentes programas.

Tabela 36 – Valores totais de DP e AT obtidos nas análises com o CAP3D-D e MeDiNa

Ocorrência	Tempo de projeto (anos)	Pavimentos dimensionados (tipos de revestimentos)					
		TSD		CA (5,0cm)		CA (7,5cm)	
		CAP 3D-D	MeDiNa	CAP 3D-D	MeDiNa	CAP 3D-D	MeDiNa
DP (mm)	10	8,9	9,4	10,9	11,9	11,1	11,1
AT (%)		-	-	1	21,5	13,0	23,0

Fonte: O autor.

Segundo os valores da Tabela 36, todos os pavimentos calculados apresentaram valores de DP satisfatórios, tanto pelo programa CAP3D-D, quanto pelo MeDiNa, haja vista que durante o período estabelecido de projeto as estruturas dimensionadas apresentaram valores inferiores aos admissíveis adotados em projetos rodoviários (12,5 mm). Conforme comentado anteriormente, segundo Franco (2018) e Norback (2018), os valores admissíveis para o ATR total são 13,0 mm e 12,5 mm, respectivamente.

Quanto à AT, com exceção do pavimento com revestimento em TSD que não apresenta essa ocorrência de defeito, os valores de 1% apresentados nos pavimentos com CA (5,0 cm) e 13% com revestimento em CA (7,5 cm) com o CAP3D-D, bem como 21,5% (revestimento CA com 5,0 cm) e 23% (CA com 7,5 cm) no MeDiNa, há a estimativa de que os três pavimentos calculados também terão desempenhos satisfatórios, pois apresentaram valores inferiores aos admissíveis. Conforme Santiago (2017), o valor típico para análise de AT para fins de projeto no Brasil é de 20%, enquanto que Franco (2018) determina que no uso do MeDiNa, a AT admissível utilizado é de 30%.

A partir dos resultados dos dimensionamentos com os dois programas, percebeu-se que não é recomendável a aplicação do MeDiNa em materiais que apresentem as características conhecidas dos solos aqui estudados. Observou-se que o método MeDiNa não leva em consideração parâmetros importantes dependendo do tipo do material analisado, em

detrimento do CAP 3D-D, e por esta razão a estrutura obtida pode não ter uma configuração que resulte em um pavimento que atenda a todas as exigências durante sua vida útil.

Após processamento de todos os dados, as ferramentas utilizadas para a realização tanto do dimensionamento, quanto das análises mecânicas, disponibilizaram resultados que permitiram estimar deslocamentos e tensões máximas atuantes na estrutura. Para comparação e avaliação dos valores obtidos, as deflexões e tensões máximas admitidas também foram calculadas.

As tensões verticais de compressão ( $\sigma_v$ ) atuantes no topo do subleito serviram para a análise da DP ocorridas no eixo vertical central de carregamento neste ponto da camada, bem como a fissuração por meio dos resultados das tensões horizontais ( $\sigma_t$ ). As  $\sigma_v$  máximas admitidas foram obtidas pelo método citado por Motta (1991) e utilizada por Benevides *et al.* (2000) e as  $\sigma_{tadm}$  (tração admissíveis) calculadas pela equação recomendada por Pinto (1991).

Além disto, também foi verificada a fadiga das estruturas através da deflexão (deslocamento) na superfície do pavimento. As deflexões máximas admitidas ( $D_{adm}$ ) foram calculadas pelas equações recomendadas por Preussler (1983). Todos esses resultados encontram-se na Tabela 37.

Tabela 37 – Resultados das tensões verticais, horizontais e deflexão na estrutura do pavimento

Tipo de ocorrência		Número N		
		$1 \times 10^6$	$5 \times 10^6$	$1 \times 10^7$
Tensões verticais (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{vadm}$	5,70	5,20	5,00
	$\sigma_{vcalc}$	0,51	0,54	0,43
Tensões horizontais (kgf/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{tadm}$	0,59	0,44	0,39
	$\sigma_{tcalc}$	0,00	0,03	0,03
Deflexão (0,01mm)	$D_{adm}$	105	77	68
	$D_{calc}$	47,6	26,1	30,3

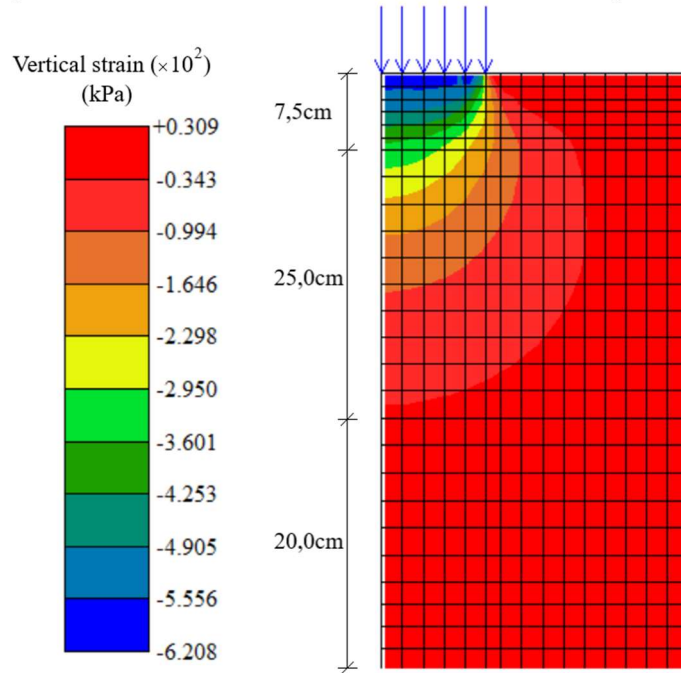
Fonte: O autor.

Observa-se na Tabela 37, que nos três pavimentos avaliados, os valores das tensões verticais de compressão atuantes no topo do subleito são inferiores às máximas admitidas, mostrando que os números de repetições adotados não causarão a ruptura por DP nessas estruturas. Verifica-se também que todos os valores tanto de deflexão, quanto de tensões horizontais de tração calculadas também ficaram abaixo das máximas admitidas pelos critérios de desempenho adotados. Sendo assim, os pavimentos não apresentarão problemas

no tocante à fadiga por deflexão no topo do pavimento, bem como também não estarão susceptíveis a sofrer fissuração na fibra inferior dos revestimentos.

A visualização da propagação das tensões e deflexões ocorridas nas estruturas dimensionadas após carregamento, são observadas nas imagens processadas pelo NIPos do CAP3D-D. A Figura 42 apresenta as tensões verticais (compressão) ocorridas no pavimento com revestimentos CA de 7,5 cm e  $N = 1 \times 10^7$ .

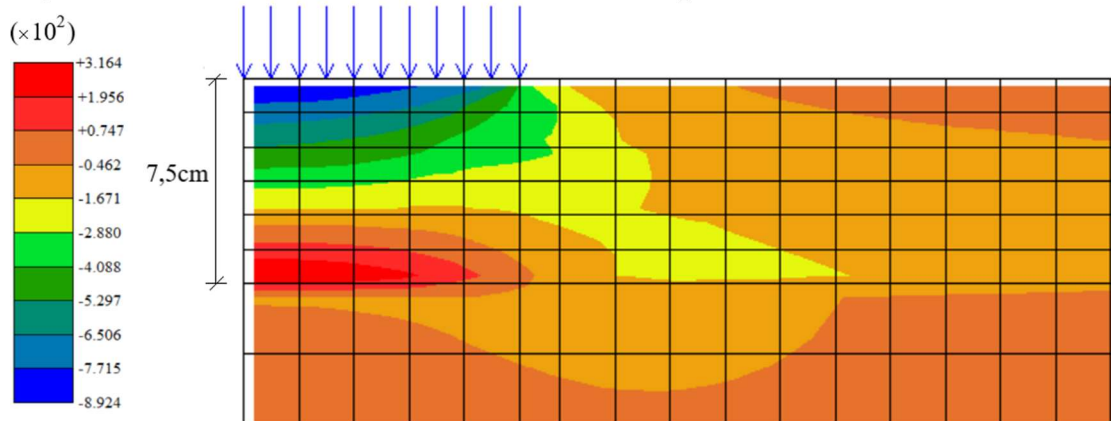
Figura 42 – Distribuição das tensões verticais no pavimento



Fonte: O autor.

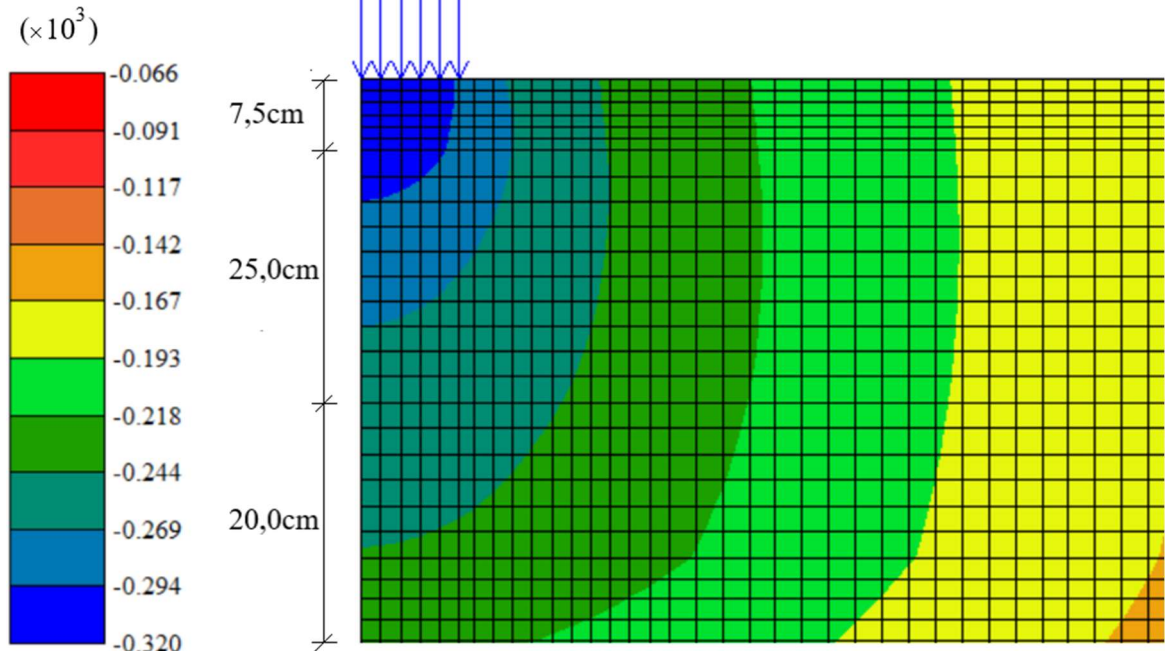
As variações das tensões horizontais (tração) e a deflexão no topo do pavimento (deslocamento vertical) com o mesmo revestimento (CA com 7,5cm de revestimento) são verificadas nas Figuras 43 e 44, respectivamente.

Figura 43 – Distribuição das tensões horizontais no pavimento



Fonte: O autor.

Figura 44 – Deflexão no topo do pavimento

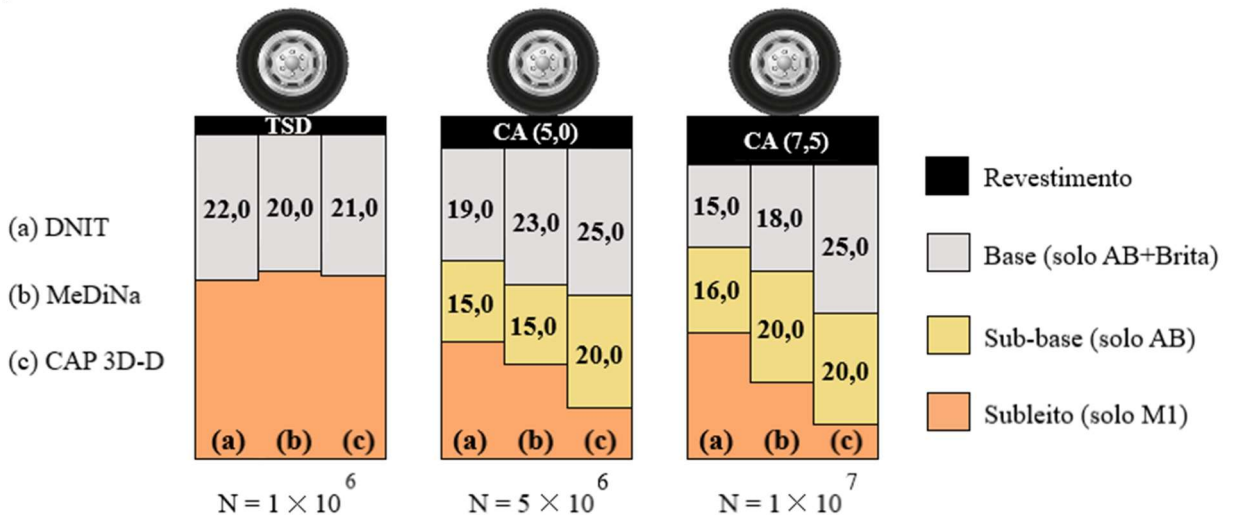


Fonte: O autor.

**5.8.3 Comparação dos dimensionamentos empírico e mecanístico-empírico**

A comparação dos resultados dos dimensionamentos, entre o método empírico do DNIT e pelos programas CAP3D-D e MeDiNa, foi realizada através das espessuras das camadas das estruturas dos pavimentos. A Figura 45 apresenta os perfis dos três dimensionamentos propostos nas respectivas condições de tráfego (N).

Figura 45 – Comparação das espessuras das camadas (em cm) dos pavimentos dimensionados pelos métodos descritos



Fonte: O autor.

Os dimensionamentos realizados resultaram em estruturas distintas conforme verificado na Figura 45. No pavimento que representa uma estrutura de rodovia de baixo volume de tráfego, com N de  $1 \times 10^6$  e revestimento de 2,5 cm, a base obtida pelo método do DNIT apresentou espessura superior de 2 cm quando calculada pelo programa MeDiNa e 1 cm pelo CAP 3D-D. Esse comportamento também foi constatado por Bastos (2013), quando nos cálculos das estruturas de pavimentos utilizando os dois métodos, observou-se espessuras de base superiores quando dimensionados empiricamente.

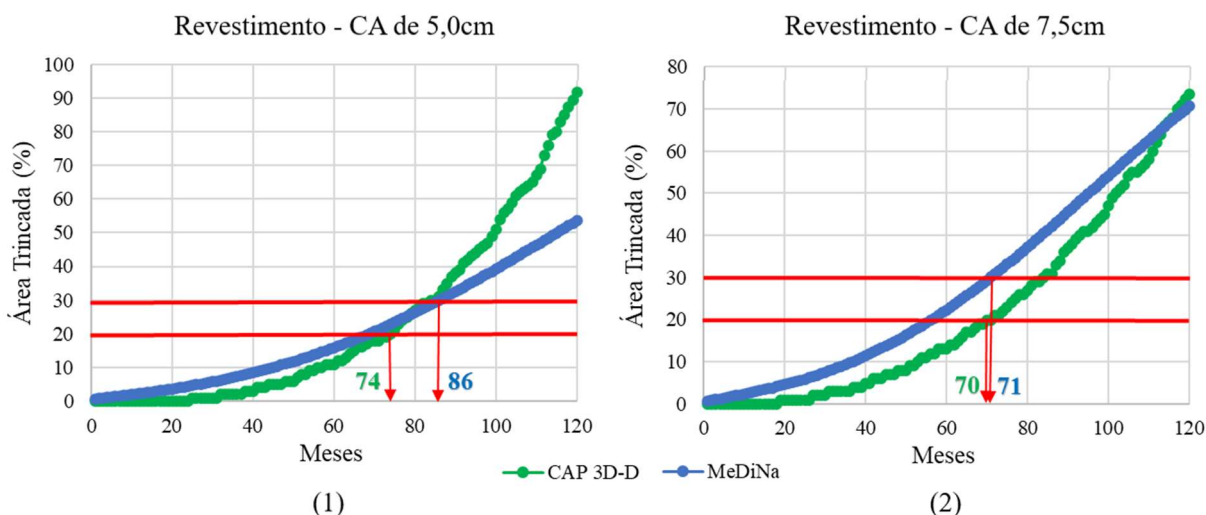
Ainda na Figura 45, observa-se espessuras totais dos pavimentos com tráfego (N) de  $5 \times 10^6$  e  $1 \times 10^7$  maiores utilizando os programas computacionais. O pavimento com revestimento em CA (5,0 cm) o MeDiNa e o CAP 3D-D calcularam estruturas com 43 cm e 50 cm, respectivamente, dimensões 10,3% e 28,2% superiores da espessura total obtida pelo método DNIT. Quando o cálculo inclui um N com  $1 \times 10^7$  e 7,5 cm de revestimento, os programas determinaram um pavimento com 45,5 cm no MeDiNa, 18,2% superior ao pavimento DNIT e 52,5 cm no CAP 3D-D, medida 36,7% acima comparado a espessura total calculado com o método nacional.

Bastos (2013) apresentou valores semelhantes ao comparar estruturas calculadas com os mesmos dados de N e espessuras de revestimentos utilizando os métodos empírico do DNIT e mecanístico-empírico (CAP 3D). Em pavimento com revestimento de 5,0 cm obteve-se a mesma espessura de sub-base, com valores superiores na camada de base. Quando os cálculos foram realizados com 7,5cm de revestimento, as medidas obtidas pelos programas foram superiores.

As camadas granulares das estruturas propostas exigiram espessuras superiores, nos métodos mecanístico-empíricos, para apresentar desempenho adequado durante todo o período de vida de projeto (10 anos). Há previsão de que os pavimentos dimensionados tradicionalmente (a) não apresentará comportamento satisfatório durante o tempo projetado, haja vista que as camadas calculadas apresentaram espessuras significativamente reduzidas em comparação às estruturas (b) e (c).

Por se tratar de um método com análises de parâmetros obtidos por ensaios simples, entende-se que ocorra um subdimensionamento de pavimentos quando utilizado o método empírico ainda em uso no Brasil. A Figura 46 apresenta a redução de vida útil dos pavimentos caso a estrutura do DNIT fosse mantida.

Figura 46 – Vida útil dos pavimentos com estrutura calculada pelo método DNIT (2006).



Fonte: O autor.

A Figura 46 apresenta o desempenho dos pavimentos propostos, dimensionados mecanisticamente, durante o tempo de projeto adotado mostrando o período a partir do qual se inicia o processo de deterioração. As curvas dos gráficos 1 e 2, informam a previsão do mês da ruptura na superfície do pavimento conforme os limites admissíveis recomendados no dimensionamento de cada método. Segundo Santiago (2017), o valor típico para análise de AT para fins de projeto no Brasil é de 20%. Franco (2018) determina que no uso do MeDiNa, a AT admissível utilizado é de 30%.

Adotando um limite de 20% de área trincada na análise do dimensionamento pelo programa CAP 3D-D e 30% para MeDiNa, observa-se que a duração das condições adequadas das rodovias seria diminuída, haja vista que a AT (%) limite seria atingida antes do tempo de projeto adotado (120 meses). Essa avaliação reforça o princípio de que uma das explicações para a deterioração precoce dos pavimentos nacionais se dá pelo empirismo do método tradicionalmente utilizado, desconsiderando análises mecânicas mais aprofundadas.

Diante disso, caso a estrutura do DNIT fosse mantida, para as estruturas com revestimento de 5,0 cm a AT limite seria atingida com 74 meses quando considerada a análise com o CAP 3D-D e 86 meses no MeDiNa, ou seja, redução de 38% e 28% do tempo de vida útil de projeto. No pavimento com revestimento de 7,5 cm, de 120 meses de período adotado, ocorreria uma diminuição para 70 e 71 meses quando determinados pelo CAP 3D-D e MeDiNa, respectivamente. Segundo o gráfico da Figura 46, o tempo com desempenho adequado da rodovia (b) da Figura 45 seria reduzido em 42% quando analisado pelo CAP 3D-D e 41% pelo MeDiNa.



## **5.9 Proposta de norma de instrução de ensaios acelerado para determinação da DP em solos para pavimentação**

Diante de todo o programa experimental aqui exposto, a metodologia utilizada de obtenção dos valores de DP em solos, bem como das discussões dos resultados obtidos, foi possível oferecer uma proposição de uma norma com método para realização de ensaio acelerado de DP de amostras de solos utilizados em obras de pavimentação. Segundo a técnica proposta, a deformação dos materiais é obtida utilizando o equipamento triaxial de carga repetida, através da aplicação de cargas em múltiplos estágios de tensão, conforme apresentado no apêndice A desta tese.

O uso desta metodologia pode suscitar uma mudança de paradigma, técnicas, cultural e procedimental, haja vista que há uma norma vigente nacional (DNIT 179/2018) concebida através de discussões e análises de metodologia já consagrada. Além disso, as instruções de ensaio do DNIT adotam detalhes processuais bem distintos das propostas nesta presente tese, impactando as atuais práticas laboratoriais conhecidas.

## **5.10 Apresentação dos principais dados de uso e aplicação do modelo neural escolhido**

Os dados de uso e aplicação do modelo da topologia determinada como a mais eficiente para previsão de DP dos solos da microrregião de Mossoró (MN1), apresentou uma camada intermediária com teste de variação de números de neurônios resultando numa rede com 6 neurônios na camada de entrada, 31 neurônios na camada intermediária e 1 neurônio na camada de saída (MN1 - 6:31:1).

A topologia desenvolvida permitiu extrair os pesos da camada intermediária e da camada de saída da rede MN1 para então viabilizar o cálculo da estimativa de DP fora do NNTOOL/MATLAB. A Tabelas 38 e 39, apresentam os pesos sinápticos ( $w_{ij}$ ) e os biases ( $b_k$ ) extraídos do software de treinamento de redes neurais e que podem ser utilizados na implementação do modelo no Excel.

Tabela 38 – Valores dos pesos sinápticos e dos biases entre a camada de entrada e a camada intermediária do modelo (MN1)

Camada Intermediária	Camada de Entrada (Variáveis)						
	$\sigma_3$	$\sigma d$	N	MR	CBR	AASTHO	bk
1	0,3417418	-0,437779	0,040248	0,1487538	-0,087593	-0,286288	-2,7407
2	-0,293565	-0,274107	-0,747392	-0,874174	-0,137454	0,6017670	2,7506
3	-0,291561	0,1215807	2,7460574	-0,87314	0,1357109	-0,600313	-3,0821
4	0,289557	0,014246	1,7447212	-0,872105	-0,13397	0,5988582	2,0757
5	-0,287554	0,1313019	-0,743384	-0,871069	-0,132231	1,5974030	1,8902
6	-0,277551	0,2299892	-0,736677	0,865866	4,1235617	-0,59012	-1,6174
7	0,2675708	0,3120792	-0,729939	-0,86063	-0,114938	-0,582826	1,8001
8	-0,257615	0,3798784	0,7231714	1,855362	-0,106362	-0,575522	-1,2501
9	-0,237782	0,4357255	-0,70955	-0,844731	0,0893527	-0,560888	-1,5656
10	1,2180679	0,4817421	-0,695821	-0,833978	1,0725403	-0,546228	0,41987
11	-0,198486	0,6744729	-0,681993	-0,823109	-0,055931	3,5315506	-0,5430
12	-0,179049	0,713468	-0,668075	-0,81213	-0,039531	-0,516864	-0,7422
13	1,15977	-0,738461	0,6540769	4,8010459	-0,023344	0,5021764	5,0146
14	-0,140660	0,79032	-0,640006	-0,789864	-0,007375	-0,487497	-0,23495
15	-0,121731	0,8614618	-0,625873	1,7785891	0,0083721	-1,472833	-0,21871
16	-0,102993	0,9158536	2,6116853	-0,767228	0,0238933	0,4581937	-0,26224
17	0,0720996	0,9337033	-0,468765	-0,650289	0,1662569	-0,314723	-0,0814
18	0,2216018	0,8726496	-0,329506	2,5316942	0,2852335	-0,18069	-0,2611
19	0,3448016	0,050532	-0,200117	-0,417029	0,3826743	-0,059928	0,3881
20	0,4441734	0,040248	-0,084225	-0,310377	0,4616454	0,0460812	-1,2031
21	0,5234666	-0,747392	0,0168326	1,2141180	0,5254289	0,1375335	-0,2562
22	0,5865342	-0,746057	0,1033373	-0,129166	0,5770223	0,215605	0,6778
23	0,6367873	-0,744721	0,176497	-0,055387	0,6189548	0,2819092	1,2684
24	0,6770303	-0,743384	0,2379248	0,0079866	-0,653272	0,3381498	-1,9897
25	-0,709479	3,7366771	-0,289309	0,0620402	0,6815889	-0,385931	0,9105
26	0,8420372	-0,729939	0,5102254	0,3103408	0,8127014	0,6217848	-1,9017
27	0,8715904	0,7231714	0,5633997	0,3978026	0,8617734	0,7084555	1,9690
28	0,8851964	-0,70955	0,6211039	0,512287	0,8964987	0,7621683	-3,3388
29	-1,905768	-0,695821	0,7211472	0,6730079	-0,926238	-2,80705	1,971
30	0,9352672	-0,681993	0,8312935	0,8200706	-0,949107	0,8476379	2,983
31	0,9594035	2,6680754	0,9032497	-1,902741	0,9611332	0,8758649	2,806

Fonte: O autor.

Tabela 39 – Valores dos pesos sinápticos e dos biases entre a camada intermediária e a camada de saída do modelo (MN1)

Camada Intermediária	Camada de Saída (w)
1	-7,1919
2	-1,8105
3	-0,7424
4	-0,9216
5	-2,2385
6	0,0775
7	0,6698
8	-8,3223
9	0,7812
10	1,0540
11	0,9785
12	0,28471
13	2,9005
14	-1,4410
15	0,3147
16	0,9802
17	-1,0804
18	0,7264
19	0,5549
20	-0,8785
21	0,5906
22	1,1997
23	0,6785
24	-0,6720
25	0,8977
26	0,6718
27	0,8002
28	-1,7837
29	-0,3705
30	-1,0220
31	1,1619
bk	-2,1089

Fonte: O autor.

Como as variáveis de entrada foram normalizados com valores entre -1 e 1, os dados de saída passaram por processo oposto, ou seja, desnormalização do valor resposta. O

modelo neural (MN1) desenvolvido gerou um valor resposta do neurônio da camada da saída ( $y_1$ ) de 0,15324567, equivalendo a 5,46863 mm de DP desnormalizada.

Resumidamente, para a executar o modelo neural aqui desenvolvido em uma planilha eletrônica ou em uma linguagem de programação, é necessário seguir os seguintes procedimentos e, assim, poder utilizar o modelo já ajustado para estimar a DP de solos:

1. Selecionar as variáveis explicativas de entrada ( $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$ , N, MR, CBR, além da classificação AASTHO dos solos) do modelo escolhido. Optou-se por estes parâmetros por se tratarem de dados intrínseco as análises e obtenção de DP (tensões e tráfego), bem como outras informações conhecida e de fácil aquisição a partir de ensaios usuais tradicionais (MR, granulometria, limites de consistência e CBR);
2. Realizar a normalização das variáveis de entrada com valores entre -1 e 1, para atender ao intervalo da função de ativação tangente sigmoideal, através da equação citada no capítulo 4;
3. Utilizar os pesos sinápticos e biases mostrados nas Tabelas 38 e 39, descritas matematicamente pelas Equações 5.7, 5.8 e 5.9, para então calcular as respostas na RNA ajustada para as variáveis de entrada.

$$u_k = \sum w_{ki} x_i \quad (5.7)$$

$$v_k = u_k + b_k \quad (5.8)$$

$$y_k = \varphi(v_k) \quad (5.9)$$

onde:

$x_m$  = entradas da rede;

$w_{km}$  = pesos, ou pesos sinápticos, associados a cada entrada;

$b_k$  = termo *bias*;

$u_k$  = combinação linear dos sinais de entrada;

$\varphi(\cdot)$  = função de ativação; e

$y_k$  = saída do neurônio.

4. Após todo o procedimento anterior, finaliza-se a execução o modelo neural realizando uma desnormalização do valor obtido invertendo a equação 4.1, citada no capítulo 4, utilizando e aplicando os valores máximos e mínimos da variável modelada do valor de DP do solo.

### **5.11 Considerações Finais**

Foram expostos neste capítulo, os resultados de diversos ensaios para o entendimento do comportamento dos materiais utilizados em obras rodoviárias na microrregião de Mossoró. Através de métodos de ensaios triaxiais de cargas repetidas foram obtidos dados de DP e MR, e, conseqüentemente, através de ferramentas computacionais foram apresentados modelos de estimativa dessas propriedades.

De posse dos resultados, dimensionaram-se estruturas de pavimentos a partir da adoção de condições específicas com ocorrências em projetos e rodovias da microrregião em estudo. Além disso, análises numéricas com os elementos mecânicos oriundos da ação do carregamento nos pavimentos dimensionados, bem como comparação das espessuras das camadas calculadas pelos métodos utilizados também foram apresentadas.

No próximo capítulo estão expostas as principais conclusões, contribuições e recomendações para estudos futuros.

## CAPÍTULO 6

### 6. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

#### 6.1. Resumo das Principais Contribuições da Tese

O objetivo principal da presente tese foi analisar a deformação permanente de solos utilizados em pavimentos da microrregião de Mossoró para o desenvolvimento de modelos a serem usados em métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos de pavimentos à luz de ensaios mais rápidos e da técnica de Redes Neurais Artificiais.

Acredita-se que os resultados produzidos neste trabalho serão de significativa contribuição para os órgãos rodoviários e profissionais da área de infraestrutura de transporte do estado do Rio Grande do Norte. A pesquisa disponibiliza informações para dimensionamentos mais racionais de projetos rodoviários locais, através de análises, métodos e obtenções de dados atuais e que serão as novas técnicas praticadas no Brasil.

Diante de todos os procedimentos, análises e avaliações desenvolvidas, esta tese demonstrou a eficiência da metodologia europeia simplificada de laboratório para obtenção e entendimento da ocorrência de DP em materiais granulares da microrregião de Mossoró. Além disso, constatou-se também que é indicado o emprego de técnicas de modelagem neural na elaboração de modelos de estimativas da deformação permanente dos solos locais a partir do uso de informações consideradas mais simples ( $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$ , N, MR, CBR, Wót, IP além da classificação AASTHO dos solos).

É importante ressaltar que todos os estudos, discussões e conclusões realizadas nesta pesquisa (acerca da deformação permanente, seus fatores de influência de desempenho, métodos de obtenção e previsão, testes, validação, bem como na utilização dos dados em metodologias de dimensionamento de estruturas de pavimento) estão restritas à região de estudo e que qualquer extrapolação deve ser investigada detalhadamente.

#### 6.2. Principais Considerações

##### 6.2.1 *Quanto à metodologia de ensaios de DP*

A metodologia de ensaios triaxiais de cargas repetidas de múltiplos estágios (RLT) com aplicações de 10.000 ciclos por estágio (CEN – EN. 13286–7, 2004) apresentou

comportamento satisfatório na obtenção dos valores da DP dos solos aqui pesquisados quando comparada a metodologia do uso de ciclos de cargas longos com 150.000 ciclos (DNIT 179/2018 – IE). Essa técnica permitiu a aquisição de resultados confiáveis para as devidas análises em aproximadamente 28 horas e 45 minutos para a conclusão do ensaio em uma amostra, em detrimento aos experimentos com ciclos longos que durariam cerca de 17 dias para finalizar todos os testes recomendados, para 1Hz de frequência de aplicação de cargas.

Além disso, a metodologia escolhida, baseada na norma europeia, proporcionou processos operacionais menos complexos, com duração reduzida de ensaio, por consequência, menos consumo elétrico, insumos, acessórios, material de coleta (solo), dentre outros recursos. Além do mais, essa norma possibilitou a obtenção de valores de DP da camada de um pavimento através de simulações de tráfego, com carregamentos diversos em um mesmo corpo de prova.

Embora a presente tese recomende a substituição da norma do DNIT pela europeia, salienta-se que a aplicação reduzida de cargas (10.000) não atingiu o acomodamento final com carregamento programado concluído em todos os materiais testados nesta pesquisa (solos M2 e M3). Tal ocorrência deve ser observada e avaliada se ainda há um incremento de DP final, caracterizando-se como o começo do processo de ruptura do pavimento observado quando os materiais são solicitados por tensões desvios elevadas, ou ocorrer a necessidade da aplicação de cargas (N) superiores para o entendimento do comportamento do material.

### **6.2.2 Quanto aos modelos de DP e MR**

O modelo de DP proposto por Guimarães (2009) ( $\delta p = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \cdot N^{k_4}$ ), demonstrou um bom desempenho ao prever a relação entre o número total de aplicações de carga, nível de tensão e resposta a ocorrência de DP, ou seja, estimando satisfatoriamente o aparecimento de ATR, em solos com diferentes características pedológicas, morfológicas e geológicas da região estudada. Portanto, essa equação apresenta uma previsão de deformação permanente satisfatória do comportamento dos materiais pesquisados.

O modelo composto ( $MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$ ), proposto por (Pezo, 1993), foi o que melhor representou, no tocante ao Módulo de Resiliência, os solos da região mossoroense sem necessitar do conhecimento prévio da característica argilosa ou granular predominante do material.

Com a obtenção dos modelos de previsão da DP e MR, foi possível utilizar os parâmetros ( $k$ ) das equações em programas de dimensionamentos mecanístico-empíricos (CAP 3D-D e MeDiNa) de pavimentos rodoviários.

### ***6.2.3 Quanto à modelagem neural***

Após diversas tentativas no desenvolvimento da melhor topologia de uma RNA, com o intuito de obter o melhor modelo neural capaz de estimar a DP dos materiais granulares pesquisados, e ciente de que outras possíveis combinações para alcançar uma rede ainda mais satisfatória podem ser realizadas, a elaboração da RNA apresentado nesta tese, mostrou-se capaz de prever parâmetros de DP para os solos estudados.

O modelo de DP desenvolvido apresentou um grau de precisão relevante, com um coeficiente de correlação de 0,89 e erro medido pelo MSE da ordem de 0,04 para o conjunto de testes. Os valores calculados pelo modelo puderam ser comparados com os dados obtidos nos ensaios, apresentando um coeficiente de correlação ( $R^2$ ) dos valores de DP total de 82%, mostrando que o modelo neural prevê satisfatoriamente os efeitos da DP nos solos testados.

### ***6.2.4 Quanto às variáveis explicativas dos modelos***

Nos primeiros testes e análises dos modelos de previsão da DP, foram inseridas as variáveis explicativas de  $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$ , N, MR, CBR e a classificação AASTHO dos solos. Esses dados não apresentaram respostas satisfatórias após treinamentos realizados na rede neural desenvolvida. Porém, ao acrescentar as variáveis de umidade ótima ( $W_{ót}$ ) e do índice de plasticidade (IP), a RNA disponibilizou variáveis de saída próximas dos valores de DP obtidas pelos ensaios. Esse processo mostrou que, para os solos em estudo, quanto mais variáveis forem inseridas no modelo neural, mais preciso será sua resposta.

### ***6.2.5 Quanto à modelagem de previsão de DP por regressão linear***

Quando utilizado a técnica de regressão linear da DP apenas com os parâmetros de CBR e MR como variáveis de entrada (explicativas), as equações desenvolvidas não apresentaram uma correlação ( $R^2$ ) satisfatória. Porém, o modelo de regressão linear múltipla gerado com diversas variáveis geotécnicas explicativas ( $\sigma_3$ ,  $\sigma_d$ , N, MR, CBR, a classificação



AASTHO, Wót e o IP), apresentou um índice de acerto com um coeficiente de ajuste ( $R^2$ ) de 0,64.

Embora essa correlação, baseada no modelo de regressão linear múltipla, seja considerada regular, a microrregião de Mossoró não apresenta outro mecanismo de prever a DP, e por isso o modelo desenvolvido pode ser utilizado para essa estimativa. Observou-se que é possível encontrar na literatura modelos com ajustes inferiores com indicação de uso para calcular parâmetros como DP e MR de solos, no caso de dimensionamentos para níveis de tensões/cargas mais baixas.

#### ***6.2.6 Quanto ao dimensionamento e análises empíricas e mecanística-empírica das estruturas do pavimento***

Foi realizado o dimensionamento de pavimentos utilizando os dados dos materiais pesquisados, por meio dos métodos empírico do DNIT e mecanístico-empírico. Comparando os métodos adotados, os programas mecanístico-empíricos, e em especial o CAP 3D-D, previram o desempenho da estrutura do pavimento ao longo de sua vida útil considerando a ocorrência e influências de tensões no aparecimento de rupturas por deformação permanente e área trincada. Vale salientar que, com exceção do pavimento com baixo nível de tráfego ( $N$  de  $1 \times 10^6$ ), tomando-se esses aspectos nas análises de desempenho estrutural, percebe-se o subdimensionamento de pavimentos pelo método DNIT, comprovado na deterioração precoce observada nas rodovias projetadas pelo método empírico.

Com a análise mecanística-empírica efetuada nas camadas dos pavimentos dimensionados, foi possível visualizar a ocorrência das tensões e deflexões na estrutura, o entendimento de seus efeitos, bem como o provável comportamento do solo após a aplicação do carregamento. Observa-se que tanto os valores das tensões verticais de compressão atuantes no topo do subleito, quanto à deflexão no topo do pavimento (deslocamento vertical) são inferiores às máximas admitidas, mostrando que os números de repetições adotados não causarão a ruptura por DP na estrutura, ou seja, o pavimento terá desempenho satisfatório durante todo o período do projeto.

Outro aspecto importante observado no estudo é que, mesmo adotando condições e características semelhantes em todos os dimensionamentos dos pavimentos realizados, o projeto desenvolvido pelo método do DNIT ofereceu uma rodovia com tempo de vida útil significativamente inferior às estruturas calculadas pelos programas computacionais. Esse fato retrata quanto o atual método de conceber um projeto rodoviário é falho e incapaz de oferecer

uma infraestrutura de pavimento condizente as necessidades do condutor e aos recursos financeiros empregados em obras dessa relevância.

### **6.3. Recomendações para Pesquisas Futuras**

1. Ampliar o levantamento de dados de DP e MR a partir de novas coletas, alimentando um banco de dados para os solos do Estado do Rio Grande do Norte, para elaboração de um mapeamento geotécnico com o intuito de auxiliar novos projetos rodoviários.
2. Testar novas variáveis explicativas, como percentuais passantes em peneiras de ensaio granulométricos, índice de expansão e densidade dos solos, dentre outros, no processo de desenvolvimento de modelos neurais para a tentativa de obtenção de variáveis respostas mais precisas.
3. Testar os resultados obtidos nesta pesquisa para auxiliar na gestão das vias pavimentadas a partir da previsão de vida útil dos pavimentos com base na obtenção de AT e DP.
4. Analisar os modelos desenvolvidos na presente tese como alternativa à realização do ensaio dinâmico de obtenção de valores de deformação permanente, para posterior dimensionamento de pavimentos, conseqüentemente, validando o modelo aqui gerado ou melhorar a sua capacidade de prever a ocorrência da DP.
5. Investigar a influência de diferentes graus de compactação e da variação dos teores de umidade, em torno da ótima, na obtenção da DP dos materiais.
6. Aprofundar a análise acerca do método “acelerado” de obtenção dos valores de deformação permanente em materiais granulares. O entendimento das instruções de ensaio, avaliação dos dados obtidos nas amostras para 10.000 ciclos aplicados, o comportamento de materiais granulares tropicais submetidos a essa técnica, bem como a realização de comparação com o método do DNIT.
7. Realizar e analisar testes com novos solos locais para validação do modelo de DP desenvolvido em função da técnica de RNA a partir da realização de ensaios de laboratório.
8. Analisar o acomodamento dos afundamentos nas amostras testadas no tocante a teoria do shakedown. O estudo da taxa de acréscimo da DP, bem como a elevada deformação acumulada nos ciclos iniciais dos materiais locais é relevante e incentivada em pesquisas futuras.

9. Investigar a DP de solos de comportamento laterítico e verificar as principais diferenças com solos que podem ser classificados pelo sistema AASHTO.
10. Efetuar análises microscópicas e ensaios químicos dos solos, para observar possíveis características que possam explicar comportamentos incomuns, no tocante ao acomodamento dos afundamentos.

## REFERÊNCIAS

- ACIKGÖZ, O. e RAUF, R., **Analysis of Parameters Affecting Permanent Deformation in Road Pavement**. Chalmers University of Technology. Göteborg, Sweden, 2010.
- AISLABIE, J.M.; BALKS, M.R.; FOGHT J.M. & WATERHOUSE, E.J. Hydrocarbon spills on Antarctic soils: effects and management. **Environ. Sci. Technol.**, 38:1265-1274, 2004.
- ALNEDAWI, A., AL-AMERI, R., NEPAL, K. P. Neural network-based model for prediction of permanent deformation of unbound granular materials. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, 11, pp. 1231-1242, <https://doi.org/10.1016/j.jrmge.2019.03.005>, 2019.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – **AASHTO. M 145**: Classification of Soils and Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. United States of America, 1973.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO. M 145**: Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide: Of New and Rehabilitated Pavement Structures – Final Report. NCHRP. United States of America, 2004.
- \_\_\_\_\_. **AASHTO. M 145**: Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide-A Manual of Practice. United States of America, 2008.
- ARANOVICH, L. A. S. **Desempenho de Pavimentos de Baixo Custo no Estado do Paraná**. 1985. Tese (Doutorado em Engenharia de Transporte) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- ARULRAJAH, A., MAGHOOL, F., MOHAMMADINIA, A., MIRZABABAEI, M, and HORPIBULSUK, S. Wheel tracker testing of recycled concrete and tyre aggregates in Australia. **Geotechnical Research** 7(1): 49–57, <https://doi.org/10.1680/jgere.19.00038>, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7207**: Terminologia e classificação de Pavimentação. Rio de Janeiro, 1982.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6459**: Solo – Determinação do Limite de Liquidez, 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6508**: Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – Determinação da Massa Específica, 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7180**: Solo – Determinação do Limite de Plasticidade, 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica, 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação, 1984.
- \_\_\_\_\_. **NBR NM 51**: Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”, 2001.
- \_\_\_\_\_. **NBR NM 248**: Agregados – Determinação de composição granulométrica, 2003.

\_\_\_\_\_. **NBR NM 53**: Agregado graúdo – Determinação de massa específica, massa específica aparente e absorção de água, 2009.

\_\_\_\_\_. **NBR ME 7809**: Agregado graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro, 2006.

ATTIA, M., and ABDELRAHMAN, M. Effect of state of stress on the resilient modulus of base layer containing reclaimed asphalt pavement. **Road Materials and Pavement Design**, 12(1), 79–97, 2011.

ATTOH-OKINE, N.O. Predicting roughness progression in flexible pavements using artificial neural networks. In **Third International Conference on Managing Pavements**. pp. 55–62, 1994.

AUSTROADS. Determination of Permanent Deformation and Resilient Modulus Characteristics of Unbound Granular Materials under Drained Conditions – Commentary to **AG:PT/T053**. Austroads, Sydney, Australia, 2007.

BALBO, José Tadeu. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de texto, 558 p., 2007.

BARKSDALE, R. D. Laboratory Evaluation of Rutting in Base Course Materials. In **Proceedings of the Third International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements**, London, 1972, pp. 161-174, 1972.

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

BENEVIDES, S. A. S.; MOTTA, L. M. G. e SOARES, J. B. Dimensionamento de pavimentos asfálticos pelos métodos empírico do DNER e da resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Ceará. In: **XIV ANPET - Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes**, Gramado. v. 1. p. 591-602, 2000.

BEHIRY A. E. M. Characterization of the Layered Pavement by Modelling and Calibration of Resilient Modulus. **American Journal of Civil Engineering**. Vol. 2, No. 3, pp. 74-86, 2014.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., et al. **Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros**. 4. ed., v.1, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Petrobrás, ABEDA, 2010.

BORUVKA, L.; PENIZEK, V. A test of an artificial neural network allocation procedure using the Czech soil survey of agricultural land data. In: Lagacherie, P.; Mcbratney, A.B.; Voltz, M. (Ed.). **Digital soil mapping: an introductory perspective**. Amsterdam: Elsevier, p.415-424, 2007.

BRAGA, A. P.; CARVALHO, A. P. L. F.; LUDERMIR, T. B. **Redes Neurais Artificiais: teoria e aplicações**. Editora LTC, Rio de Janeiro, RJ, 2000.

CELESTE, A. B., OLIVEIRA, F. H. L. Study of retroanalysis of asphaltic pavements resilience modules with the use of artificial neural networks. **Transportes**. [s.l.], v. 27, n. 4, p. 123-133, 2019.

CEN (European Committee for Standardization). **EN. 13286–13287**: Cyclic Load Triaxial Test for Unbound Mixtures. Brussels: European Standard, 2004.

CEYLAN, H., GUCLU, A., TUTUMLUER, E., THOMPSON, M. Backcalculation of full-depth asphalt pavement layer moduli considering nonlinear stress-dependent subgrade behavior. **International Journal of Pavement Engineering**, v.6(3), p.171-182, 2005.

CEYLAN, H., BAYRAK, M., GOPALAKRISHNAN, K. Neural Networks Applications in Pavement Engineering: A Recent Survey. **International Journal of Pavement Research and Technology**, v.7(6), p.434-444, 2014.

CHOI, J., ADAMS, T.M., BAHIA, H.U. Pavement roughness modeling using back-propagation neural networks. **Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering**, 19(4), pp.295–303, 2004.

CHOU, J. C., O'NEILL, W. A., CHENG, H. D. Pavement distress classification using neural networks. In *Humans, Information and Technology: 1994 IEEE International Conference on Systems, Man, and Cybernetics*. San Antonio, TX, USA, pp. 397-401, 1994.

CHOW, L. C. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials and Rutting Model Development**. Thesis (Degree of Master of Science in Civil Engineering). in the Graduate College of the University of Illinois at Urbana-Champaign, 2014.

ÇOLERI, E. **Relationship Between Resilient Modulus And Soil Index Properties Of Unbound Materials**. Thesis (Master Of Science in Civil Engineering Department). The Graduate School of Natural and Applied Sciences of Middle East Technical University, 2007.

DAWSON, A. e KOLISOJA, P. “Permanent Deformation”. **ROADX II**, Northern Periphery, 2004.

DAWSON A. R. e WELLNER F. Plastic behavior of granular materials, In: **Final Report ARC Project 933, Reference PRG99014**. Universidade de Nottingham, Nottingham, Inglaterra, 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – **DNER ME 041**. Solos – Preparação de Amostras de Solos para Ensaios de Caracterização. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Brasília, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE – **DNIT ME 134**: Pavimentação: Solos: Determinação do módulo de resiliência: Método de Ensaio. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2018.

\_\_\_\_\_. **ME 181**: Pavimentação: Material Estabilizado Quimicamente: Determinação do módulo de resiliência: Método de Ensaio. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2018.

\_\_\_\_\_. **IE 179:** Pavimentação: Solos: Determinação da deformação permanente: Instrução de Ensaio. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2018.

\_\_\_\_\_. **ME 172:** Pavimentação: Solos: Determinação do índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas: Método de Ensaio. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2016.

\_\_\_\_\_. **Manual de Pavimentação.** 3.ed. – Rio de Janeiro, 274p. (Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR. Publ., 719), 2006.

DNPM / UFRN / PETROBRAS / CPRM. Mapa geológico do RN. Escala 1:500.000, projeção policônica, 1998.

DRAGANA, M.; MILICA, S.; BRANKA, D.; MILORAD, M. Neural network based model for prediction the number of sleeping cars in rail transport. **International Journal for Traffic and Transport Engineering**, p. 29 – 35, 2015.

DUCAN, J.M., MONISMITH C.L., WILSON, E.L. Finite element analyses of pavements. **Highway Research Record**, Washington, D.C., n. 228, p.18-33, 1968.

ELDIN, N. N. and SENOUCI, A. B. Condition rating of rigid pavements by neural networks. **Canadian Journal of Civil Engineering**. 22(5), pp.861-870, 1995.

ERLINGSSON, S. RAHMAN, M. S. Evaluation of permanent deformation characteristics of unbound granular materials from multi-stage repeated load triaxial test. Transport Research Records: **Journal of the Transportation Research Board**. No. 2369, 11-19, 2013.

FARIA, P.D.O. **Shakedown Analysis in Structural and Geotechnical Engineering.** Ph.D (Thesis, Department of Civil Engineering). University of Wales, Swansea, 1999.

FERREIRA, J. G. H. M. **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaios Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). PEC. COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro/RJ, 2002.

FERREIRA, J. G. H. M. **Tratamento de Dados Geotécnicos Para Predição de Módulos de Resiliência de Solos e Britas Utilizando Ferramentas de Data Mining.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, 2008.

FRANCO, F. A. C. P. MeDiNa – **Método de Dimensionamento Nacional. Manual de Utilização.** Versão 1.0.0. Rio de Janeiro, 2018.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de Pavimentos asfálticos – sispav.** Tese (Doutorado em Engenharia de Transporte). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, 2007.

GAJEWSKI, J. and SADOWSKI, T. Sensitivity analysis of crack propagation in pavement bituminous layered structures using a hybrid system integrating Artificial Neural Networks and Finite Element Method. **Computational Materials Science**, 82, pp. 114-117, 2014.

GAMBOGI, J. A. **Aplicação de redes neurais na tomada de decisão no mercado de ações.**

Dissertação (Mestrado em engenharia elétrica). Universidade de São Paulo, 2013.

GEORGE, K. P., EL-RAHIM, A. M. A, SHEKHARAN, A. R. Updates of pavement performance modeling. In **Third International Conference on Road and Airfield Pavement Technology**. Beijing, China, pp. 402-410, 1998.

GHASEMI, P., ASLANI, M., ROLLINS, D. K., WILLIAMS, R. C. Principal component analysis-based predictive modeling and optimization of permanent deformation in asphalt pavement: elimination of correlated inputs and extrapolation in modeling. **Struct Multidisc Optim** 59, pp. 1335–1353, <https://doi.org/10.1007/s00158-018-2133-x>, 2019.

GONDIM, L. M. **Estudo Experimental de Misturas Solo-Emulsão Aplicado às Rodovias do Agropólo do Baixo Jaguaribe**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2008.

GU, F., ZHANG, Y., LUO, X., SAHIN, H., LYTTON, R. L. Characterization and prediction of permanent deformation properties of unbound granular materials for Pavement ME Design. **Journal Construction and Building Materials**, 155, pp. 584–592, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.08.116>, 2017.

GUILHERME, A. T. P. **Análise comparativa de modelos para previsão e mapeamento de propriedades geotécnicas dos solos da microrregião de Mossoró-RN**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecânico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

GUIMARÃES, A. C. R. **Estudo de deformação permanente em solos e teoria do shakedown aplicada a pavimentos flexíveis**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 280 páginas, 2001.

HANANDEH, S.; ARDAH, A.; ABU-FARSAKH, M. Using artificial neural network and genetics algorithm to estimate the resilient modulus for stabilized subgrade and propose new empirical formula. **Transportation Geotechnics**, [s.l.], p. 1-15, 2020.

HOFF, I., BAKLOKK, L. J., AURSTAD, J. Influence of Laboratory Compaction Method on Unbound Granular Materials. **6º International Symposium on Pavements Unbound**, Nottingham, England, 2004.

HOLANDA, A. S.; PARENTE JR, E.; ARAÚJO, T. D. P.; MELO, L. T. B.; EVANGELISTA JR, F. e SOARES, J. B. Finite Element Modeling of flexible pavements. In **XXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)**, Belém, PA, 2006.

HORNYCH, P. EL ABD, A. Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements. Sustainable and Advanced Materials for Road Infrastructure, SAMARIS EU project, **Work Package 5**, Performance based specifications, 2004.



HUANG, Y. H. Pavement analysis and design. **Prentice-Hall**, Inc, 1993.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE: Produção Agrícola Municipal IBGE- Rio de Janeiro: IBGE - Sistema IBGE de Recuperação Automática – SIDRA, 2017. Disponível em: <<http://www.ibge.gov.br>>. Acesso em: 01/09/2020.

\_\_\_\_\_. Diretoria de Pesquisas, Coordenação de População e Indicadores Sociais 2020. Rio de Janeiro/RJ, 2020. Disponível em: <[www.ibge.gov.br](http://www.ibge.gov.br)>. Acesso em 15/01/2021.

INSTITUTO DE DESENVOLVIMENTO ECONÔMICO E MEIO AMBIENTE - IDEMA/RN. **Atlas para a promoção do investimento sustentável no Rio Grande do Norte. Módulo 1: Zona Homogênea Mossoroense**. Natal, 2005.

\_\_\_\_\_. IDEMA. **Informativo municipal: Mossoró**, Vol.05 p.1-14. Título da pesquisa, 1999. Disponível em: <<http://www.idema.rn.gov.br>>. Acesso em: 08/08/2016.

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

JING, P., NOWAMOOZ, H., CHAZALLON, C. Unsaturated mechanical behaviour of a granular material. **Road Materials and Pavement Design**, 20(6), 1429–1451, 2019.

KOVÁCS, Z. L. **Redes Neurais Artificiais: Fundamentos e Aplicações. 2. ed.** Edição Acadêmica. São Paulo/SP, 1996.

LEITE, F.C, **Comportamento mecânico de agregado reciclado de resíduo sólido da construção civil em camadas de base e sub-base de pavimentos**. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

LEKARP, F., ISACSSON, U., DAWSON, A. State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates. **Journal of Transportation Engineering ASCE**, Vol. 126 (1), Jan/Feb, pp. 76-83, 2000.

LEKARP, F. **Resilient and Permanent Deformation Behaviour of Unbound Aggregates under Repeated Loading**. Thesis (Philosophy. Royal Institute of Technology). Stockholm, Sweden, 1999.

LENTZ, R. W. e BALADI, G. Y. Constitutive Equations for Permanent Strain of Sand Subjected to Cyclic Loading. **Transportation Research Record**, 810, 50-54, 1981.

LI, N., MA, B., LI, R., SI, W. Performance of unbound aggregate materials under single-stage and multistage loading modes based on precision unbounded material analyzer. **Journal of Highway and Transportation Research and Development** (English Edition, 13(2), 1–12, 2019a.

LI, N., MA, B., WANG, H., ZHAO, J., WANG, X. (2019). Numerical simulation of dynamic repetitive load test of unbound aggregate using precision unbound material analyzer. **Road Materials and Pavement Design**, doi:10.1080/14680629.2019.1567374, 2019.

- LI, N., WANG, H., MA, B., LI, R. Investigation of unbound granular material behavior using precision unbound material analyzer and repeated load triaxial test. **Transportation Geotechnics**, 18, 1–9, 2019b.
- LIMA, C., MOTTA, L., ARAGÃO, F., GUIMARÃES, A. Mechanical Characterization of Fine-Grained Lateritic Soils for Mechanistic-Empirical Flexible Pavement Design, **Journal of Testing and Evaluation** 48, no. 1, pp. 1-17, <https://doi.org/10.1520/JTE20180890>, 2020.
- LIMA, C. D. A. **Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos**. 242p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.
- MAJIDZADEH, K., C. BURANROM, M. KARAKOMZIAN. **Applications of fracture mechanics for improved design of bituminous concrete**. Report No. 76-91, FHWA, U.S. Dept. of Transportation, 1976.
- MALYSZ, R. **Comportamento Mecânico de Britas Empregadas em Pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.
- MARTINS, K. P., DIAS, R. D., SANTOS, G. T. Geoprocessamento e Mapeamento Geotécnico dos Latossolos do Rio Grande do Sul. *In: Congresso Brasileiro de Cadastro Técnico Multifinalitário (COBRAC)*, 2000.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3. ed. Rio de Janeiro: Editora Inter Ciência, 2015. ISBN: 9788571933668.
- MEDINA, J. de. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997.
- MINISTÉRIO DA SAÚDE. Fundação Nacional de Saúde, Brasil. Portaria n. 1469, de 29 de dezembro de 2000: **estabelece os procedimentos e responsabilidades relativos ao controle e vigilância da qualidade da água destinada ao consumo humano e seu padrão de potabilidade, e dá outras providências**. Brasília, 2001.
- MIRANDA, T. C. **Mapeamento das Unidades Geotécnicas e Desenvolvimento de um Sistema de Informações Geográficas para Área de Abrangência da Rodovia BR-101/RS**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). UFRS, Porto Alegre, RS, 2008.
- MONISMITH, C. L., OGAWA, N. FREEME, C. R. Permanent Deformation Characteristics of Subgrade Soils Due to Repeated Loading. **54° Annual Meeting of TRB**. Washington, 1975.
- MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critérios de confiabilidade e ensaios de carga repetidas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ, 1991.
- NI, B. T. C., HOPKINS, L., SUN, T. L. BECKHAM. Modeling the Resilient Modulus of Soils, **Proceedings of the 6<sup>th</sup> International Conference on the Bearing Capacity of Roads**,

Railways, and Airfields, Vol. 2, A.A. Balkema Publishers, Rotterdam, the Netherlands, pp. 1131–1142, 2002.

NIE, R., LI, Y., LENG, W. Deformation characteristics of fine-grained soil under cyclic loading with intermittence. **Acta Geotech.** <https://doi.org/10.1007/s11440-020-00955-3>, 2020.

NOGAMI, J. S., VILLIBOR, D. F. **Pavimentos de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo, 213p., 1995.

NORBACK, C. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de duas misturas solo-brita**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2018.

NG, K., MEBRAHTOM, D., KSAIBATI, K., WULFF, S. S. Characterisation of crushed base for mechanistic-empirical pavement design guide. **Road Materials and Pavement Design**, doi:10.1080/14680629.2019.1614971, 2019.

NGUYEN, T. H. and AHN, J. Experimental evaluation of the permanent strains of open-graded aggregate materials. **Road Materials and Pavement Design**, DOI: 10.1080/14680629.2019.1702086, 2019.

ODERMATT, N. **Permanent Deformation in Fine-Grained Subgrade Materials – Triaxial and Accelerated Pavement Tests**. (Licentiate Thesis). Division of Highway Engineering. Royal Institute of Technology. Suécia, 2000.

PAUTE, J. L., HORNYCH, P. BENABEN, J. P. Repeated Load Triaxial Testing of Granular Materials in the French Network of Laboratories des Ponts et Chaussées. In **Flexible Pavements**, ed. A. G. Correia. Lisbon, pp. 53-64, 1996.

PEZO, R.F., A General Method of Reporting Resilient Modulus Tests of Soils: A Pavement Engineer's Point of View, Presented at the **72nd Annual Meeting of the Transportation Research Board**, Washington, D.C., Jan. 1993.

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

PINTO, C. de S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos: com exercícios resolvidos**. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

PLATI, C. e CLIATT, B. A sustainability perspective for unbound reclaimed asphalt pavement (RAP) as a pavement base material. **Sustainability**, 11(1), 78, 2019.

PLATI, C, GEORGIU P, PAPAVALIOU V. Simulating pavement structural condition using artificial neural networks. **Structure and Infrastructure Engineering**, v.12(9), pp.1127-36, 2016.

PREUSSLER, E. S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 1983.

RAHMAN, M. S.; ERLINGSSON, S. Predicting permanent deformation behaviour of unbound granular materials. **International Journal of Pavement Engineering**, 16(7), 587-601, 2015.

RASUL, J. M.; GHATAORA, G. S.; BURROW, M. P. N. Permanent deformation of stabilized subgrade soils. **Bituminous Mixtures & Pavements VI** – Nikolaidis (Ed.) Taylor & Francis Group, London, ISBN 978-1-138-02866-1, 2015.

REN, J.; VANAPALLI, S. K.; HAN, Z.; OMENOGOR, K. O.; BAI, Y. The resilient moduli of five Canadian soils under wetting and freeze-thaw conditions and their estimation by using an artificial neural network model. **Cold Regions Science And Technology**, [s.l.], v. 168, 2019.

RIBEIRO, A. J. A. **Um modelo de previsão do módulo de resiliência dos solos no estado do Ceará para fins de pavimentação**. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2016.

RIBEIRO, A. J. A.; DA SILVA, C. A. U.; BARROSO, S. H. A. Neural Estimation of Localization and Classification of Soils for Use in Low-Traffic-Volume Roads. **Transportation Research Record**, v. 2473, p. 98-106, 2015.

RIBEIRO, M. M. P. **Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito**. Dissertação (Mestrado em engenharia de Transporte). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

ROCHA, L.; AZEVEDO, C. **Projeto de Poços de Petróleo**. 2ª Ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2009.

RODGHER, S.F.; ODA, S.; FERNANDES JUNIOR, J.L.; FABRI, G.T.P.; SORIA, M.H.A. Uso de redes neurais artificiais na seleção de atividades de manutenção e reabilitação de estradas não pavimentadas. In: **Congresso Brasileiro de Pesquisa e Ensino em Transportes**, 12., 1998, Fortaleza, CE. Anais, [s.n.], p. 183-196, 1998.

RODRIGUES, R. M. Prediction of fatigue cracking on flexible highway pavements. **Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics**, Balkema, Rotterdam. pp. 381 – 385, 1997.

SAEED, A., HALL, J., BARKER, W. *NCHRP report 453: Performance-related tests of aggregates for use in unbound pavement layers*, pp. 1–56. Washington, DC: **Transportation Research Board**, National Research Council, 2001.

SALOUR, F.; ERLINGSSON, S. Permanent deformation characteristics of silty sand subgrades from multistage RLT tests. **International Journal of Pavement Engineering**, DOI:10.1080/10298436.2015.1065991, 2015.

SALOUR, F., *et al.* Characterizing Permanent Deformation of Silty Sand Subgrades by Using a Model Based on Multistage Repeated-Load Triaxial Testing. **Journal of the**

**Transportation Research Board**, No. 2578, Transportation Research Board, Washington, D.C., pp. 47–57. DOI: 10.3141/2578-06, 2016.

SANTIAGO, L. S. **Contribuições para um desenvolvimento de um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos**. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2017.

SHAFABAKHSH, G., TALEBSAFA, M., MOTAMEDI, M., BADROODI, S. Analytical evaluation of load movement on flexible pavement and selection of optimum neural network algorithm, **KSCE Journal of Civil Engineering**, v.19(6), p.1738-1746, 2015.

SHARP, R.W.; BOOKER, J.R. Shakedown of pavements under moving surface loads. **Journal Transportation Engineering**, ASCE 110(1): 1-14. 1984.

SILVA, A. N. R. D., *et al.* **SIG: Uma plataforma para introdução de técnicas emergentes no planejamento urbano, regional e de transportes - Uma ferramenta 3D para análise ambiental urbana, avaliação multicritério e redes neurais artificiais**.1: São Paulo: Ed. dos Autores. 227 p, 2004.

SILVA FILHO, J. C. **Contribuição para o desenvolvimento de um método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos ferroviários com foco nos solos tropicais**. Tese (Doutorado pelo Instituto Militar de Engenharia – IME). Rio de Janeiro, 2018.

SORMUNEN, L. A., and KOLISOJA, P. Mechanical properties of recovered municipal solid waste incineration bottom ash: The influence of ageing and changes in moisture content. **Road Materials and Pavement Design**. 19(2), 252–270, 2018.

SOUZA, M. L de. **Método de projeto de pavimentos flexíveis**. 3. ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias – IPR, 1981

SOUZA JÚNIOR, J. D. **O efeito da energia de compactação em algumas propriedades dos solos do estado do Ceará utilizados em pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2005.

SOUZA JÚNIOR, J. G. **Aplicação do Novo Método de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos a Trechos de Uma Rodovia Federal**. Dissertação (Mestrado pelo Programa de Engenharia Civil). COPPE. Rio de Janeiro, UFRJ, 2018.

SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**. Tese (Doutorado pelo Programa de Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, 1980.

TAKEDA, M.C. **A Influência da Variação de Umidade Pós-Compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista**. Tese (Doutorado pela Escola de Engenharia de São Carlos – USP). São Carlos, São Paulo, 254p., 2006.

THOMPSON, M. R. ELLIOT, R. P. ILLI-PAVE-Based Response Algorithms for Design of Conventional Flexible Pavements, **Transportation Research Record** 1043, Transportation Research Board, National Research Council, Washington, D.C. pp.50–57, 1985.

TORQUATO e SILVA, S. A. SOARES, J. B. HOLANDA, A. S. e OLIVEIRA, J. A. Utilização do método dos elementos finitos em retroanálise de pavimentos flexíveis. In: **XXVIII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes**, ANPET, Curitiba, PR, 2014.

TSENG, K. H. LYTTON, R. L. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. In: Implication of aggregates in the design, construction and performance of flexible pavements, ASTM STP 1016, **American Society for Testing and Materials**, Philadelphia, pp. 154-172, 1989.

ULLAH, S., BURAK, F., TANYU, B. Z. Development of an artificial neural network (ANN)-based model to predict permanent deformation of base course containing reclaimed asphalt pavement (RAP), **Journal Road Materials and Pavement Design**. <https://doi.org/10.1080/14680629.2020.1773304>, 2020.

UZAN, J. Characterization of granular material. **Transportations Research Record**, [S.I.], n.1022, p.52-59, 1981.

VASCONCELOS, S. D. **Avaliação das cinzas de carvão mineral produzidas em usina termelétrica para construção de camadas de pavimentos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2018.

VIANNA, A. A. D. **Contribuição para o estabelecimento de um material padrão e de metodologia para calibração de equipamentos de ensaios dinâmicos**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2002.

ZAMAN, M., CHEN, D. H., LAGUROS, J. “Resilient Modulus of Granular Materials,” **Journal of Transportation Engineering**, Vol. 120, No. 6, pp. 967–988, 1994.

ZANETTI, F. S. **Uso de redes neurais artificiais como ferramenta para auxiliar na determinação da vida útil de pavimentos flexíveis**. Dissertação (Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos – USP). São Carlos, São Paulo, 2008.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F. Pavement Design for Unbound Granular Materials. **Journal of Transportation Engineering** ©ASCE/ September/October, 2004.

WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. Tese (Doutorado). Universidade Técnica de Dresden, 189 pg., 2003.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A., WELLNER, F. Permanent Deformation Behaviour of Granular Materials and the Shakedown Concept. **Transportations Research Record** n 1757, p.75-81, 2001.

**APÊNDICE A – PROPOSTA DE NORMA DE ENSAIO DE DEFORMAÇÃO  
PERMANENTE EM SOLOS**

---

TÍTULO

**INSTRUÇÃO DE ENSAIO ACELERADO PARA DETERMINAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM SOLOS UTILIZADOS EM PAVIMENTAÇÃO**

---

ÓRGÃO

---

PALAVRAS-CHAVE

Deformação permanente. Solo. Ensaio triaxial. Pavimentação.

---

APROVAÇÃO

PROCESSO

---

DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA E USO

AUSTROADS. AG:PT T-053:2007: Determination of permanent deformation and resilient modulus characteristics of unbound granular materials under drained conditions. Sidney, 2007.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION. BS EN 13286-7:2004: Unbound and hydraulically bound mixtures - Part 7: Cyclic load triaxial test for unbound mixtures. London, 2004.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE – DNIT IE 179: Pavimentação: Solos: Determinação da deformação permanente: Instrução de Ensaio. Rio de Janeiro: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, 2018.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos pavimentos. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

REDE TEMÁTICA DE ASFALTO. Procedimento Rede nº 03/2010: Deformação permanente em solos e britas. In: \_\_\_\_\_. Manual de execução de trechos monitorados da rede temática de asfalto: Anexo digital – Procedimento Rede. p. 21-25. Rio de Janeiro: PETROBRAS, 2010.

---

OBSERVAÇÕES

REVISÃO	DATA	DISCRIMINAÇÃO

---

## 1. OBJETIVO

O método proposto apresenta técnicas para realização de ensaio acelerado de deformação permanente de amostras de solos utilizados em obras de pavimentação. Além de solos, tais técnicas também podem ser utilizadas em britas graduadas, materiais estabilizados ou melhorados granulometricamente, por adições de produtos químicos, bem como por outros materiais alternativos que não foram submetidos à estabilização química. A deformação permanente dos materiais é obtida utilizando o equipamento triaxial de carga repetida, através da aplicação de cargas em múltiplos estágios de tensão.

Com a aplicação de cargas em múltiplos estágios, busca-se simular diferentes solicitações de tráfego em um mesmo corpo de prova, determinando-se a deformação permanente de um material em estados de tensões distintos. As amostras a serem compactadas devem apresentar granulometria com tamanho máximo de partícula menor ou igual a  $\frac{1}{4}$  do diâmetro do corpo de prova. A partir deste procedimento obtém-se parâmetros de modelos de comportamento para ser usado em projeto de dimensionamento de pavimentos.

## 2. TERMINOLOGIA

- 2.1 Pulso – Tempo de duração da simulação de uma carga vertical na superfície do pavimento correspondente a uma tensão pulsante (tensão desvio -  $\sigma_d$ ) aplicada no corpo de prova durante o ensaio.
- 2.2 Ciclo da carga repetida – Período correspondente a um pulso de carregamento seguido de um tempo de repouso. No caso de frequência de 1 Hz o pulso de 0,1 segundo é seguido de um intervalo de 0,9 segundo ou 60 ciclos por minuto.
- 2.3 Frequência – Quantidade de ciclos de carga aplicados por minuto. No padrão de frequência de 2 Hz são aplicados 120 ciclos por minuto, com a duração de um ciclo de carga repetida definido como um pulso de 0,1 s seguido de intervalo de repouso de 0,4 segundo.
- 2.4 Deslocamento resiliente ou recuperável ( $\delta_r$ ) – Deslocamento axial ou vertical ocorrido no corpo de prova após submetido ao ciclo de carga repetido, medido entre o ponto onde a tensão aplicada é máxima e o fim do descarregamento.
- 2.5 Deslocamento plástico ou permanente total ( $\delta_p$ ) – Deslocamento axial ou vertical acumulado durante a aplicação de cada par de tensões, do primeiro ao último ciclo do ensaio de carga repetida.
- 2.6 Deformação resiliente ou recuperável ( $\epsilon_r$ ) – É o deslocamento resiliente vertical dividido pela altura de referência do medidor de deslocamento.
- 2.7 Deformação permanente específica ( $\epsilon_p$ ) – É o deslocamento permanente dividido pela altura de referência do medidor de deslocamento.
- 2.8 Deslocamento ou deformação permanente (DP) total do pavimento – É a parcela permanente da deformação ou deslocamento total derivada da passagem repetida das rodas dos veículos (carregamento), considerando a contribuição das camadas do



pavimento, cumulativa ao longo da vida do pavimento, também denominada de afundamento de trilha de rodas (ATR). O resultado desse ensaio se aplica ao cálculo desse defeito estrutural que é expresso pela Equação 1:

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n \varepsilon_p^i h_i \quad (1)$$

Onde:

$\delta_{total}^p$  = Profundidade total do afundamento na superfície do pavimento (afundamento de trilha de roda);

$\varepsilon_p^i$  = Deformação específica plástica da i-ésima camada;

$h_i$  = Espessura da i-ésima camada;

$n$  = Número total de camadas.

### 3. APARELHAGEM NECESSÁRIA

- 3.1 Prensa pneumática – Estrutura constituída por base e suporte vertical com cilindro de pressão a ar comprimido e pistão de carga da célula ou câmara triaxial que permita a aplicação de cargas repetidas com capacidade compatível com os níveis de tensões a serem aplicadas sem apresentar deformações que comprometam o ensaio. Pode-se usar também prensa hidráulica com estrutura que permita a aplicação de cargas repetidas;
- 3.2 Sistema pneumático de carregamento, constituído por:
  - 3.2.1 Válvulas reguladoras de pressão de ar comprimido, para aplicação da tensão confinante ( $\sigma_3$ ) e desvio ( $\sigma_d$ );
  - 3.2.2 Válvula de três vias do carregamento vertical (pressão de ar, tempo de carregamento e frequência);
  - 3.2.3 Temporizador eletrônico, para controle do tempo de abertura da válvula e frequência de aplicação do carregamento.
- 3.3 Célula ou câmara triaxial – Câmara composta de cilindro de policarbonato (corpo da câmara) ou material similar que permita a visualização do corpo de prova durante a execução do ensaio, base e tampa (placa superior de vedação) metálicas. As dimensões dessa câmara devem ser suficientes para comportar com folga corpos de prova dos tamanhos especificados nesta norma, bem como todo o sistema de medições necessário para ensaiar amostras sob a ação de cargas verticais repetidas;
- 3.4 Transdutor de carga axial – Acessório de monitoramento da carga vertical ou axial aplicada repetidamente no corpo de prova, chamado célula de carga, com sensibilidade para medir com a acurácia de  $\pm 0,5 \%$ , devendo ser colocada dentro da câmara triaxial, em contato direto com o cabeçote;
- 3.5 Sistema de medição do deslocamento vertical do corpo de prova sob o carregamento repetido, formado por:

- 3.5.1 Dois transdutores mecânico-eletromagnéticos, tipo LVDT (“linear variable differential transformer”), posicionados diametralmente opostos no corpo de prova;
- 3.5.2 Cada LVDT pode estar preso ao cabeçote superior e apoiado em haste guia, que se estende até a base onde se encontra um prolongador ajustável externamente à célula, ou fixado no terço médio da amostra;
- 3.5.3 O LVDT e o sistema de aquisição de dados usados devem garantir uma precisão na leitura do deslocamento de  $1 \times 10^{-3}$  mm. A faixa de leitura para o LVDT deve ser de até  $\pm 5$  mm;
- 3.5.4 Computador ou sistema de aquisição de dados, com placa conversora de sinal analógico/digital, capaz de medir e registrar deslocamentos cíclicos compatíveis com a sensibilidade do LVDT e a carga cíclica.
- 3.6 Sistema de vácuo – Dispositivo com a finalidade de verificar a presença de furos na membrana que envolve a amostra;
- 3.7 Membrana de borracha – Usada para encamisar o corpo de prova propiciando proteção contra a entrada de ar. Essa membrana, em repouso, deve ter diâmetro maior que 95 % do diâmetro do corpo de prova, para evitar a compressão no corpo de prova. Além disso, espessura não deve exceder 0,8 % do diâmetro do corpo de prova;
- 3.8 Pedra porosa – Disco rígido poroso, de diâmetro igual ou ligeiramente menor que o corpo de prova. O disco deve ser regularmente checado por passagem de água ou ar sob pressão para verificar a sua porosidade;
- 3.9 Molde cilíndrico tripartido – Equipamento de aço com dimensões internas de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura (usado para solo ou material sem pedregulho) ou de 150 mm de diâmetro e 300 mm de altura (usado para solo pedregulhoso e brita, com exceção da amostra passando integralmente na peneira de 25,4 mm). Esse molde possui uma base e duas braçadeiras também de aço (ou abas soldadas nas laterais do molde), apertadas por meio de parafusos e anel complementar (colarinho). Ver Anexo II.
- 3.10 Soquete para compactação por impacto – O soquete manual ou mecânico deve ser do tipo Proctor e pode ser leve (massa de 2.270 g) ou pesado (massa de 4.540 g);
- 3.11 Estufa – Deve ter capacidade de manter a temperatura entre 105 °C e 110 °C.
- 3.12 Balança de precisão – Com capacidade para determinar a massa do corpo de prova (dentro e fora do cilindro), com acurácia de  $\pm 0,2$  %;

A aparelhagem está esquematizada nos Anexos A e B:

#### **4. AMOSTRA**

Para material totalmente passante na peneira 4,8 mm (solo ou material sem pedregulho) procede-se à secagem ao ar ou em estufa, desde que a temperatura não ultrapasse 60 °C. Em

seguida, realiza-se o destorroamento em almofariz com pilão de ponta recoberta por borracha e o quarteamento da amostra.

No caso de solo pedregulhoso e brita deve-se obedecer à relação de diâmetro máximo das partículas para diâmetro do corpo de prova de 1:4.

Conhecidas as condições de umidade ótima e densidade máxima determinadas na curva de compactação, determina-se a umidade higroscópica da amostra para calcular a quantidade de água a ser acrescida. A determinação da umidade final deve ser realizada por meio de 3 cápsulas com frações da amostra após homogeneização e por meio do corpo de prova total, após ser ensaiado.

O teor de umidade medido com o corpo de prova, após o ensaio, pode variar em relação à umidade ótima até  $\pm 1$  % para material granular e  $\pm 0,5$  % para material fino.

Admite-se a execução do ensaio em outras condições de umidade e densidade que não a ótima para estudos específicos, sempre mantendo a condição de aceitação da variação da moldagem em relação ao teor pretendido. Informar essas condições de preparação do corpo de prova no relatório final do ensaio.

Para um corpo de prova, toma-se uma fração da amostra que seja suficiente para preencher o molde de compactação no volume previsto e acrescenta-se a quantidade de água necessária para atingir a umidade ótima. Após essa ação, mistura-se bem até obter uma massa homogênea, o mais rapidamente possível, a fim de evitar a evaporação da água.

Após a homogeneização o material deve ser colocado num saco plástico hermeticamente fechado e levado à câmara úmida por um prazo mínimo de 12 horas, antes da compactação, com exceção de brita, que pode ser compactada e ensaiada logo depois da homogeneização.

No tocante à preparação da amostra utilizada para a produção dos corpos de prova, após homogeneização, o material deve ser colocada em uma única caixa, de volume compatível, e misturadas manualmente até que seja obtida uma massa de solo homogênea, imediatamente subdividida em porções com quantidade de massa necessária para cada corpo de prova. Cada porção deve ser acondicionada em saco plástico hermeticamente fechado, sendo guardada em câmara úmida por um período mínimo de 12 horas e máximo de 30 dias, antes da compactação.

No caso de brita não é necessária a permanência da amostra na câmara úmida, aceitando-se sua homogeneização e a realização imediata do ensaio.

A quantidade de material para a moldagem de um corpo de prova de dimensões 100 mm por 200 mm é de, aproximadamente, 4.000 gramas para solo e 6.000 gramas para brita. Para um corpo de prova de 150 mm por 300 mm, devem ser utilizados, aproximadamente, 15.000 gramas de material.

No caso de solo pedregulhoso ou brita, a curva de compactação utilizada para definição da umidade ótima deve ser definida em cilindro de mesma dimensão da realização do ensaio de deformação permanente.

## 5. RESUMO DO MÉTODO

### 5.1 Preparação do corpo de prova

Após a preparação da amostra, compacta-se o corpo de prova que será submetido a compactação dinâmica ou por impacto de um soquete, de acordo com a energia especificada, conforme os seguintes procedimentos:

- 5.1.1 Monta-se o molde cilíndrico tripartido de aço de dimensões internas iguais às do corpo de prova a ser compactado, preso a duas braçadeiras de aço envolvendo o cilindro tripartido, apertadas por meio de parafusos, de modo que as partes do molde não se afastem durante a compactação. Para facilitar a retirada do corpo de prova pós compactação, o cilindro deve ser untado internamente com óleo ou vaselina. Anota-se a massa do cilindro com as braçadeiras (P1);
- 5.1.2 Coloca-se o cilindro tripartido com as braçadeiras preso a uma base de aço por três parafusos, acrescentando o anel complementar do cilindro para executar o complemento adequado da compactação;
- 5.1.3 Realizar a compactação do solo no molde tripartido de 100 × 200 mm ou 150 mm × 300 mm. A compactação deve ser executada em 10 camadas;
- 5.1.4 Pesquisar uma parte do solo que não foi utilizado na compactação em três cápsulas, o mais rapidamente possível, para evitar a evaporação da água, para obter uma aproximação da umidade média da amostra;
- 5.1.5 A quantidade de golpes por camada depende do tamanho do corpo de prova, da energia de compactação, da massa do soquete e da altura de queda do soquete. A Tabela do Anexo C mostra relações do número de golpes por camada, para diferentes combinações;
- 5.1.6 Pesquisar o corpo de prova, no molde, com as braçadeiras, porém sem a base de aço (P2). Calcular a massa do corpo de prova úmido (P3), por diferença entre essa massa P2 e a P1. Dividir essa massa P3 (g) pelo volume interno do cilindro (cm<sup>3</sup>), para obter a massa específica úmida do corpo de prova;
- 5.1.7 Remover o corpo de prova desapertando os parafusos das braçadeiras, retirando cada uma das partes do molde com cuidado, para que deslize pela superfície lateral.

### 5.2 Montagem do ensaio

A montagem do ensaio é composta das seguintes etapas:

- 5.2.1 Colocar o corpo de prova sobre uma pedra porosa com papel filtro;
- 5.2.2 Colocar a membrana de borracha com auxílio de um encamisador, para envolver toda a lateral do corpo de prova, que está apoiado na pedra porosa. Deve-se verificar a membrana de borracha para se detectar eventuais furos. No caso de furo, a membrana deve ser substituída para realização do ensaio;
- 5.2.3 Posicionar o corpo de prova envolvido na membrana e apoiado na pedra porosa sobre a base inferior da câmara triaxial;

- 5.2.4 Colocar o cabeçote sobre o corpo de prova. Prender a membrana de borracha na base da câmara triaxial e no cabeçote do corpo de prova com anéis de borracha (elásticos ou *oring*);
- 5.2.5 Colocar cada LVDT preso ao cabeçote superior e apoiado numa haste guia, que se estende até a base, ou fixada no terço médio da amostra;
- 5.2.6 Colocar o corpo da câmara triaxial (célula cilíndrica) e a placa superior de vedação (tampa);
- 5.2.7 Realizar o ensaio drenado abrindo a válvula de drenagem que conecta o corpo de prova na pressão atmosférica. A simulação da condição não drenada requer a saturação do corpo de prova.
- 5.2.8 Ajustar os transdutores LVDT com o auxílio do computador ou sistema de aquisição de dados, até que a leitura fique dentro do intervalo recomendado pelo programa ou sistema de aquisição de dados.

### 5.3 Aplicação das cargas repetidas

A frequência de aplicação de cargas recomendada é de 2 (dois) Hz, podendo ser utilizada frequência de 1 até 5 Hz, ajustando somente o intervalo de repouso, desde que todos os ensaios para uma mesma amostra sejam realizados com essa frequência. A duração do pulso de carga para qualquer frequência é de 0,1 segundo. Durante todo o ensaio a tensão confinante é mantida constante.

Para garantir total contato entre o pistão e o cabeçote, aplicam-se inicialmente 50 ciclos de carga evitando que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam lidos como deformação, sendo desconsideradas como as primeiras deformações do corpo de prova. Após esse procedimento a altura de referência do medidor de deslocamento deve ser corrigida, para a continuidade do ensaio. O par de tensões para esse procedimento inicial é apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 – Procedimento inicial

Tensão Confinante $\sigma_3$ (kPa)	Tensão Desvio $\sigma_d$ (kPa)	Razão de Tensão $\sigma_1/\sigma_2$
30	30	2

#### 5.3.1 Procedimentos para determinação da deformação permanente

5.3.1.1 Após o procedimento inicial, aplica-se 10.000 (dez mil) ciclos em diferentes pares de tensões (estágios) compondo sequências de carga, escolhido dentre os propostos na Tabela 2. Cada sequência é composta no mínimo por 3 (três) estágios (tensão de confinamento constante e tensões desvios ascendentes) totalizando 9 (nove) estágios aplicados no mesmo corpo de prova, ou seja, 90.000 aplicações de carga no total.

Esse ensaio deverá ser interrompido quando a deformação permanente axial atingir 0,5% em cada estágio antes do carregamento total, prosseguindo com o par de tensão

seguinte. Uma vez concluída a aplicação das 10.000 cargas iniciais (estágio 1), o ensaio segue sendo realizado de acordo com as tensões programadas restantes;

5.3.1.2 Na Tabela 2 são apresentados pares de tensões típicos para o ensaio de deformação permanente, admitindo-se outros pares dentro deste intervalo, ou maiores, caso o objetivo seja a verificação de limite de tensões admissíveis para subleito ou outra camada do pavimento. Se o objetivo do ensaio for a determinação do modelo de comportamento à deformação permanente é necessário utilizar vários corpos de prova e, em cada um, a aplicação de diferentes sequências de pares de tensões específico;

Tabela 2 – Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente

$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_d$ (kPa)	$\sigma_1/\sigma_3$
40	40	2
	80	3
	120	4
80	80	2
	120	3
	240	4
120	120	2
	240	3
	360	4

5.3.1.3 As leituras devem ser feitas de forma contínua durante os primeiros 20 ciclos, e depois nos seguintes números de ciclo (pelo menos). Em cada número de ciclo selecionado, as leituras devem ser registradas por 10 ciclos consecutivos.

$$N \in \{1 \text{ to } 20; 50; 100; 200; 400; 1000; 2500; 5000; 7500; 10000\};$$

5.3.1.4 Ao fim do ensaio, o corpo de prova deve ser pesado, sem a membrana, e levado à estufa com temperatura em torno de 110 °C, por 48 horas ou até constância de massa seca, para determinação da sua umidade, utilizando-se para o cálculo a norma DNER - ME 213/1994.

## 6. CÁLCULO

Com os valores dos deslocamentos plásticos obtidos durante o ensaio deve ser estimada a deformação específica (Equação 2) permanente do material ensaiado para o estado de tensões utilizado naquele corpo de prova.

$$\varepsilon_p = \frac{\delta_p}{H_0} \quad (2)$$

Onde:

$\varepsilon_p$  = Deformação específica plástica ou permanente acumulada;

$\delta_r$  = Deslocamento plástico ou permanente acumulado (mm);

$H_0$  = Altura de referência do medidor de deslocamento (LVDT), descontado o deslocamento plástico ou permanente acumulado correspondente ao número de ciclo anterior (mm).

## 7. RESULTADOS

Embora exista diversos modelos e equações matemáticas que buscam descrever a deformação permanente de solos para pavimentação, a presente norma de Instrução de Ensaio utiliza o modelo de Guimarães (2009), para prever a contribuição de cada material para a deformação permanente total durante o dimensionamento mecanístico-empírico do pavimento, além de permitir verificar a tendência de ruptura ou acomodação das deformações.

7.1 Modelo de deformação permanente – Como o modelo Guimarães (2009), apresentado na Equação 3, inclui as tensões atuantes, além do número de ciclos são necessários ensaios de múltiplos estágios para se definir suas constantes. A equação é uma representação do modelo que descreve de forma satisfatória o comportamento observado nos ensaios triaxiais de cargas repetidas em laboratório. Essa expressão foi obtida após a análise dos resultados de ensaios de deformação permanente, com vários níveis de tensão, em solos brasileiros.

$$\varepsilon_p(\%) = \Psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\Psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\Psi_3} \cdot N^{\Psi_4} \quad (3)$$

Onde:

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

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

$\sigma_3$  = Tensão confinante (kPa);

$\sigma_d$  = Tensão desvio (kPa);

$\rho_0$  = Tensão de referência (tensão atmosférica igual a 1 kgf/cm<sup>2</sup>);

$N$  = Número de ciclos de aplicação de carga.

Embora a técnica utilizada para obter as constantes do modelo mais usual seja a de regressão não linear múltipla, pode-se utilizar outras ferramentas estatísticas para o cálculo desses parâmetros.

7.2 Interpretação – Recomenda-se observar os preceitos de Guimarães (2009). Além disso, com base na deformação plástica acumulada ao longo das sequências dos ciclos de carga, que explica o efeito do histórico de tensão no comportamento do solo, permite a avaliação dos materiais granulares.

É possível distinguir vários tipos de comportamento dos materiais comparados entre si, ou mesmo, para cada material, os intervalos de comportamento quanto à resistência à ruptura plástica, em função dos níveis de tensão adotados. A Figura 1 mostra os tipos de comportamentos.

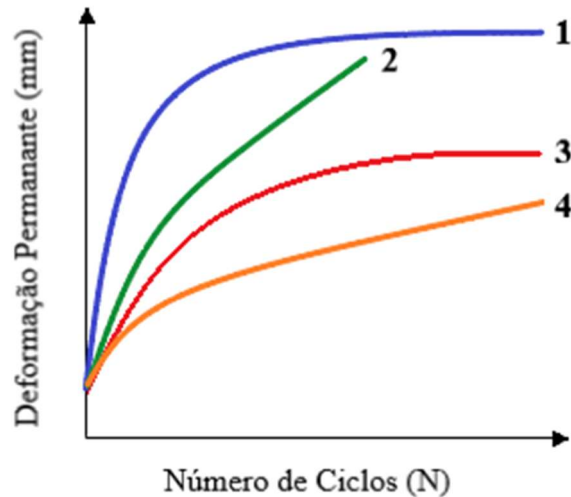
Tipo 1 – Acomodamento plástico com tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, porém com elevados valores de deslocamento permanente acumulado antes da estabilização, para um determinado nível de tensões vertical e horizontal;

Tipo 2 – Comportamento apresentando colapso incremental. O material apresenta ruptura a baixos números de repetições de ciclos de carga;

Tipo 3 – Acomodamento plástico com tendência à estabilização da deformação permanente com o número reduzido de ciclos de carregamento aplicados, para um determinado nível de tensão vertical e horizontal;

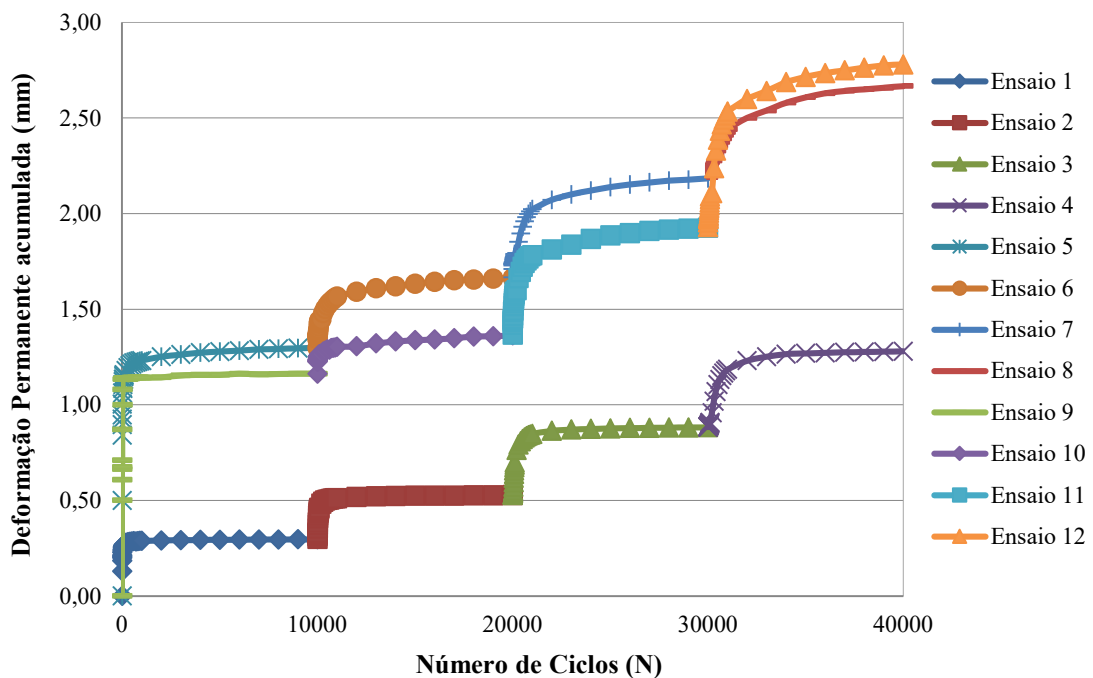
Tipo 4 – O material não se acomoda, continuando a acumular deformação permanente com o aumento do número de ciclos.

**Figura 1** – Modelos de comportamento à deformação permanente de solos submetidos à vários níveis de carregamento cíclico.



Níveis de tensões críticas podem ser definidos para classificar o material de subleito e uso na seleção de materiais para cada camada, e a expressão dos vários ensaios pelo modelo proposto nesta norma permite o cálculo da contribuição de cada camada no afundamento de trilha de rodas e a comparação das tensões verticais calculadas no dimensionamento com aquelas que levam ao comportamento de acomodação do material analisado. A Figura 2 mostra um exemplo de um ensaio triaxial de carga repetida de múltiplos estágios e os respectivos valores de DP acumulado obtidos.

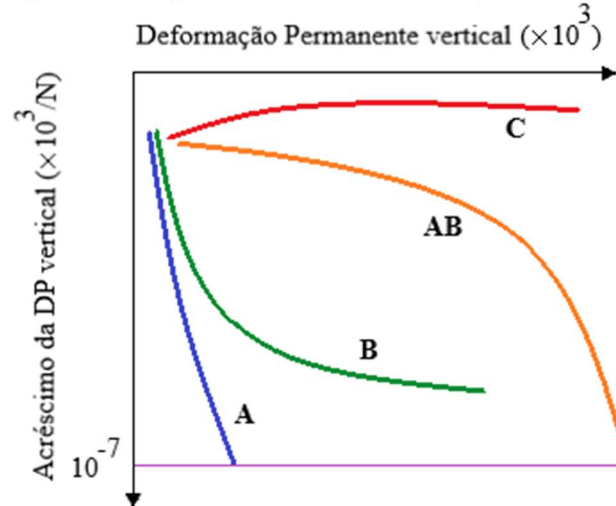
**Figura 2** – Exemplo da deformação permanente acumulada em um solo obtida a partir do ensaio triaxial de carga repetida de múltiplos estágios.





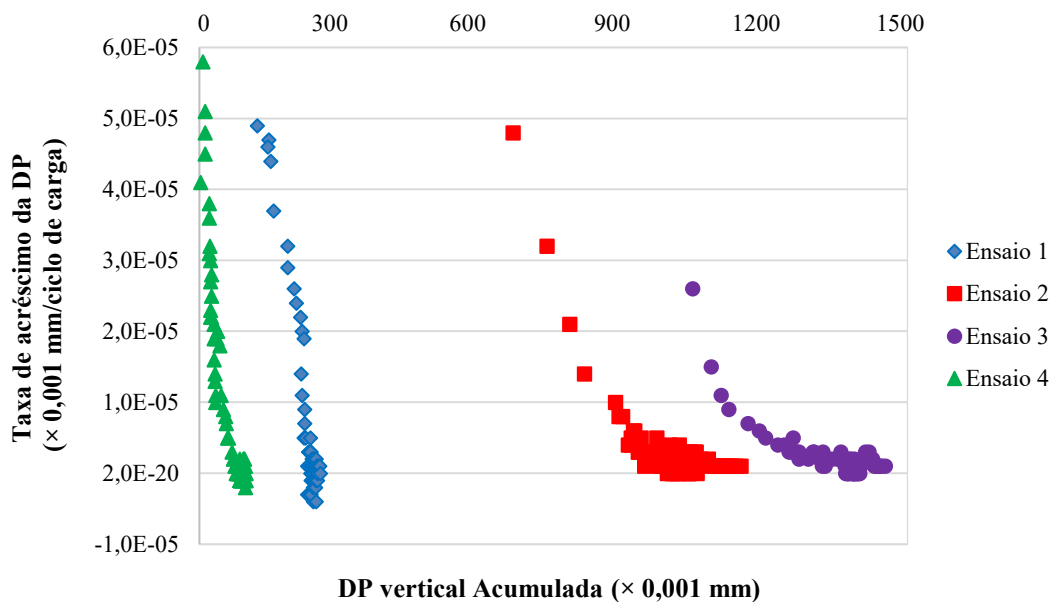
A análise do comportamento da DP de materiais submetidos aos ensaios de cargas repetidas é realizada a partir do conceito do acomodamento. A Figura 3 apresenta os possíveis comportamentos do afundamento, mostrando a tendência do solo em: (i) acomodamento plástico, apresentando estabilização da DP depois de determinado número de ciclos (Nível A); (ii) limite plástico, comportamento que não atinge nem o colapso, nem o shakedown (Nível B); (iii) colapso incremental, podendo resultar em ATR excessivos e na ruptura do pavimento (Nível C) e (iv) significativas deformações iniciais seguidas de acomodamento plástico (Nível AB).

**Figura 3** – Tipos de acomodamento (shakedown) de solos.



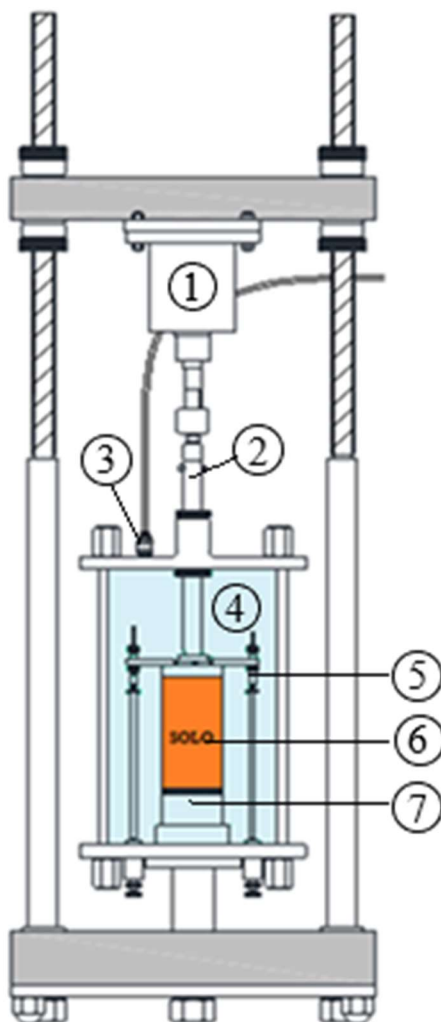
A Figura 4 apresenta um exemplo numérico do comportamento ao acomodamento de um solo após cessar todo o carregamento programado no ensaio. A representação gráfica dos ensaios 1 e 4, mostra que as tensões empregadas correspondem aos estados de acomodamento plástico ou shakedown (tipo A). Já os testes 2 e 3 indicam um comportamento quase tipo A nos ciclos iniciais e tipo B nos ciclos finais, representando um nível chamado intermediário de acomodamento, ou seja, não entrando nem em colapso, nem em shakedown.

**Figura 4** – Exemplo do comportamento ao acomodamento de um solo.



Anexo A (Normativo)  
Aparelhagem para Determinação da Deformação Permanente dos Solos

Esquema do equipamento triaxial de carga repetida, LVDTs apoiados em hastes guias.

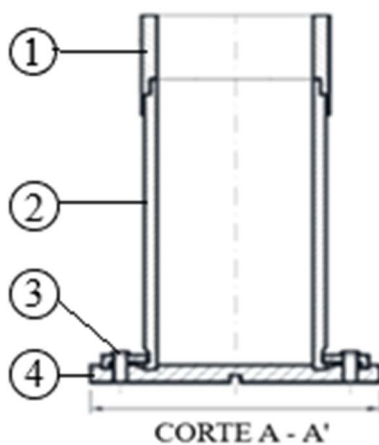
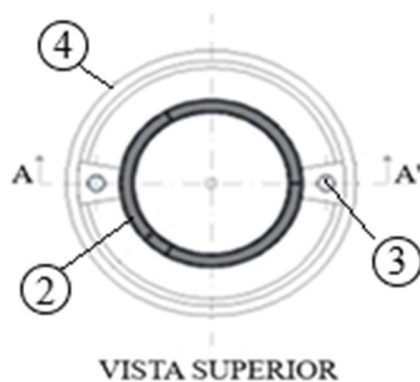


Fonte: Adaptado de DNIT 179/2018 – IE

Legenda

- 1 – Cilindro de Pressão
- 2 – Pistão de Carga
- 3 – Aplicação da tensão confinante
- 4 – Câmara triaxial
- 5 – LVDT
- 6 – Corpo de prova
- 7 – Base de apoio

## Anexo B (Normativo)



Fonte: Adaptado de DNIT 179/2018 – IE

## Legenda

- 1 – Coroa
- 2 – Cilindro tripartido
- 3 – Fixador
- 4 – Base de suporte

## Anexo C (Normativo) - Tabela

Condições de compactação de corpo de prova em cilindro tripartido para ensaio de deformação permanente.

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

Fonte: DNIT 179/2018 – IE

Anexo D (Informativo) – Fotos

Fotos com exemplo do preparo do solo até a montagem do ensaio, equipamento triaxial usado para ensaio, bem como da tela de leituras.

				
Homogeneização do solo	Armazenamento do solo em saco plástico	Desmorte do CP do molde tripartido	Instalação do CP com a membrana na base de apoio	Retirada do encamisador do CP
				
CP instalado com o Cabeçote ( <i>Top cap</i> )	Instalação dos LVDT's	LVDT's instalados apoiado numa haste guia	Instalação da câmara triaxial	Equipamento triaxial dinâmico pronto para ensaio.

	
Equipamento triaxial usado para ensaio de deformação permanente	Tela de leituras