

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

MURILLO DA SILVA ARRUDA

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO ARGILOSO
LATERÍTICO EMPREGADO EM SUBLEITO DE PAVIMENTOS A
PARTIR DA METODOLOGIA MULTISTÁGIOS**

Santa Maria, RS
2022

Murillo da Silva Arruda

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO
EMPREGADO EM SUBLEITO DE PAVIMENTOS A PARTIR DA METODOLOGIA
MULTIESTÁGIOS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como parte dos requisitos para obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Magnos Baroni
Coorientadora: Ma. Paula Taiane Pascoal

Santa Maria, RS
2022

Murillo da Silva Arruda

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO
EMPREGADO EM SUBLEITO DE PAVIMENTOS A PARTIR DA METODOLOGIA
MULTIESTÁGIOS**

Trabalho de conclusão de curso apresentado ao curso de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), como parte dos requisitos parcial para obtenção do grau de **Engenheiro Civil**.

Aprovado em 16 de agosto de 2022

Magnos Baroni, Dr. (UFSM)

(Presidente/Orientador)

Paula Taiane Pascoal, Ma.

(Coorientadora)

Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)

Amanda Vielmo Sagrilo, Ma.

Santa Maria, RS

2022

RESUMO

ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE SOLO ARGILOSO LATERÍTICO EMPREGADO EM SUBLEITO DE PAVIMENTOS A PARTIR DA METODOLOGIA MULTIESTÁGIOS

AUTOR: Murillo da Silva Arruda
ORIENTADOR: Prof. Dr. Magnos Baroni
COORIENTADORA: Ma. Paula Taiane Pascoal

Os métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos se encontram em evolução nos últimos anos. Acompanhando esse desenvolvimento, é de grande relevância que novos métodos de caracterização dos materiais que são utilizados para esse fim também sejam avaliados. Nesse cenário, o protocolo de multiestágios surge como uma ferramenta na avaliação da deformação permanente, visto que demanda um menor consumo de material e redução do tempo de ensaio. Nessa pesquisa, essa metodologia foi utilizada nos ensaios triaxiais de cargas repetidas para um solo argiloso de comportamento laterítico empregado em subleito. Esse material foi submetido a duas diferentes condições de aplicações de ciclos de cargas, sendo a primeira delas realizadas para seis diferentes pares de tensões variando as tensões confinante e desvio, e a segunda com a tensão confinante fixada e variando apenas a tensão de desvio. A partir disso, verificou-se que as deformações permanentes acumuladas crescem à medida que as tensões aplicadas aumentam e que elas apresentam uma tendência ao acomodamento. Ainda, a primeira condição de ensaio, realizada para seis diferentes pares de tensões, obteve resultados mais próximos da metodologia convencional, quando comparados a segunda metodologia avaliada.

Palavras-chave: Deformação Permanente, Multiestágios, Solo Argiloso Laterítico, Subleito, Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas.

ABSTRACT

STUDY OF THE PERMANENT DEFORMATION OF LATERITIC CLAY SOIL USED IN SUBGRADE OF PAVEMENTS BASED ON THE MULTI-STAGE METHODOLOGY

AUTHOR: Murillo da Silva Arruda
SUPERVISOR: Prof. Dr. Magnos Baroni
JOINT SUPERVISOR: Ma. Paula Taiane Pascoal

Asphalt pavement design methods have been evolving in recent years. Following this development, it is of great importance that new methods of characterization of the materials that are used for this purpose are also evaluated. In this scenario, the multistage protocol appears as a tool in the evaluation of permanent deformation, since it demands less material consumption and reduced testing time. In this research, this methodology was used in the repeated load triaxial tests for a clayey soil with lateritic behavior used in subgrade. This material was subjected to two different load cycle application conditions, the first being performed for six different pairs of tensions varying the confining and deviation tensions, and the second with the confining tension fixed and varying only the deviation tension. From this, it was found that the accumulated permanent deformations grow as the applied tensions increase and that they have a tendency to settle. Still, the first test condition, performed for six different pairs of tensions, obtained results closer to the conventional methodology, when compared to the second evaluated methodology.

Keywords: Permanent Deformation, Multistage, Lateritic Clay Soil, Subgrade, Repeated Load Triaxial Tests.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Fluxograma de Dimensionamento	17
Figura 2 - Equipamento triaxial de cargas repetidas.....	22
Figura 3 - Fluxograma das etapas realizadas na pesquisa.....	29
Figura 4 - Curvas Granulométricas das amostras do horizonte B.....	31
Figura 5 - DP acumulada do horizonte B.....	35
Figura 6 - Ocorrência do <i>shakedown</i> no horizonte B	36
Figura 7 - Sacos hermeticamente fechados com a amostra de solo.....	38
Figura 8 - Determinação da umidade higroscópica do solo	38
Figura 9 - Ensaio de Compactação do solo e amostra compactada.....	40
Figura 10 - Montagem do Equipamento Triaxial	41
Figura 11 - DP acumulada da amostra 01 – Condição 1.....	44
Figura 12 - DP acumulada da amostra 02 – Condição 1.....	45
Figura 13 - DP acumulada da amostra 03 – Condição 1.....	45
Figura 14 - DP acumulada das amostras 01, 02 e 03 – Condição 1	46
Figura 15 - DP acumulada das amostras 04, 05 e 06 – Condição 2	51
Figura 16 - Comparativo da DP acumulada das amostras 01, 02 e 03 com o ensaio convencional	52
Figura 17 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 40kPa.....	53
Figura 18 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 40kPa – multiestágios.....	53
Figura 19 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 80kPa.....	54
Figura 20 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 80kPa - multiestágios.....	54
Figura 21 - Ocorrência de <i>Shakedown</i> na Amostra 01.....	56
Figura 22 - Ocorrência de <i>Shakedown</i> na Amostra 02.....	56
Figura 23 - Ocorrência de <i>Shakedown</i> na Amostra 03.....	57
Figura 24 - Ocorrência de <i>Shakedown</i> do Horizonte B, Energia Intermediária	57

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Critérios devido ao tipo de via	19
Tabela 2 - Condições de Ensaio do Protocolo Multiestágios	28
Tabela 3 - Ensaio de caracterização física do horizonte B.....	30
Tabela 4 - Classificação MCT do horizonte B	31
Tabela 5 - Resultado da fluorescência de raio-X para o horizonte B	32
Tabela 6 - Resultado da análise química do horizonte B	32
Tabela 7 - Padrão adotado para cada condição e energia de compactação	33
Tabela 8 - Resultado das curvas de compactação do horizonte B.....	33
Tabela 9 - Características das amostras do horizonte B, energia intermediária, submetidas ao ensaio de DP	34
Tabela 10 - Resultado do ensaio de DP do horizonte B com energia intermediária	35
Tabela 11 - Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009).....	36
Tabela 12 - Estados de tensões indicados para deformação permanente.....	37
Tabela 13 - Características das amostras submetidas ao ensaio de DP – Condição 1	42
Tabela 14 - Resultados do ensaio de DP – Condição 1	43
Tabela 15 - Resultados da DP ao final de cada par de tensões – Condição 1	47
Tabela 16 - Características das amostras submetidas ao ensaio de DP – Condição 2.....	48
Tabela 17 - Resultados do ensaio de DP – Condição 2	49
Tabela 18 - Resultado DP acumulada ao final de cada par de tensões – Condição 2.....	50

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ATR	Afundamento em Trilha De Roda
BGS	Brita Graduada Simples
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia
Cm	Centímetros
CP	Corpo de prova
CNT	Confederação Nacional de Transportes
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
EI	Energia Intermediária
ETCR	Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas
FV	Fator de Veículo
FWD	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
GEPPASV	Grupo de Estudos em Pavimentação e Segurança Viária
Hz	Hertz
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
ISC	Índice de Suporte Califórnia
Km	Quilômetros
kPa	Quilo Pascal
LG'	Solo Argiloso Laterítico
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
LMCC	Laboratório de Materiais de Construção Civil
MCT	Miniatura, Compactada, Tropical
MCT-M	Miniatura, Compactada, Tropical – Modificado
MEDINA	Método de Dimensionamento Nacional
Mm	Milímetros
Mpa	Mega Pascal
MR	Módulo de Resiliência
N	Número de Repetições do Eixo Padrão
N _{SD}	Número de ciclos do <i>shakedown</i>
RDT	<i>Rectilinear Displacement Transducer</i>
RS	Rio Grande do Sul

SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
USACE	United States Army Corps of Engineers (USACE)
VDM	Volume Médio Diário
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	10
1.1	OBJETIVOS.....	11
1.1.1	Objetivos Específicos	11
1.2	ESTRUTURA DO TRABALHO	11
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
2.1	DEGRADAÇÕES NOS PAVIMENTOS	13
2.2	MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS	15
2.2.1	Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa)	17
2.3	CAMADAS COMPOSTAS POR SOLO OU MATERIAIS BRITADOS	19
2.3.1	Seleção de materiais	20
2.4	ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS.....	21
2.4.1	Módulo de Resiliência	23
2.4.2	Deformação Permanente	24
3	METODOLOGIA	28
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	28
3.2	DEFINIÇÃO DO MATERIAL E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, QUÍMICA E MECÂNICA	29
3.2.1	Caracterização física e química	30
3.2.2	Ensaio de Compactação	33
3.2.3	Deformação Permanente	34
3.3	MÉTODOS	37
3.3.1	Condições do Ensaio	37
3.3.2	Preparo do Material	38
3.3.3	Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas para Deformação Permanente	40
4	ANÁLISE DE RESULTADOS	42
4.1	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	42
4.1.1	Condição 1	42
4.1.2	Condição 2	48
4.1.3	Protocolo Multiestágios e Protocolo Convencional	51
4.1.4	Análise da Ocorrência de <i>Shakedown</i>	55
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	59
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	61

1 INTRODUÇÃO

O modo rodoviário é o de maior destaque no Brasil, seja para o transporte de cargas ou de passageiros. Segundo o Anuário de Transporte da Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2021), a malha rodoviária do país tem uma extensão de 1.720.700,00 km, da qual apenas 213.452,00 km (12,4%) é pavimentada. Das rodovias que foram avaliadas, 61,9% apresentam algum defeito em geral, o que permite ter um panorama da situação das rodovias no Brasil.

A pavimentação rodoviária tem como intuito principal proporcionar boas condições de trafegabilidade, garantindo segurança e conforto no rolamento ao usuário. Ainda, busca-se chegar a esses objetivos com o menor custo, por meio do emprego de técnicas e materiais adequados ao local em que será trabalhado. O pavimento deve possuir a capacidade de resistir os esforços na qual é submetido e as condições climáticas na qual é exposto, acumulando os defeitos causados por essas ações, ao longo da sua vida útil (BERNUCCI et al., 2010).

Ao realizar o estudo para a execução de uma rodovia, é importante compreender que o perfil de um pavimento é composto por diferentes camadas de materiais e espessuras, e cada uma delas possui características próprias (BALBO, 2007; BERNUCCI et al., 2010). Do revestimento até o subleito, passando pela base, sub-base e reforços, por exemplo, esses horizontes recebem os esforços gerados pelo tráfego e os distribuem horizontalmente e verticalmente.

O dimensionamento eficiente deve garantir que a repetição da passagem dos veículos não ocasione o trincamento excessivo do revestimento por fadiga e que as camadas do pavimento reduzam ao máximo os efeitos do afundamento de trilha de roda (ATR). Estes efeitos estão associados as deformações resiliente e permanente, respectivamente. No Brasil, o dimensionamento de pavimentos flexíveis está em um processo de transição entre o método comumente conhecido como Método do CBR (DNER, 1981) e o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), que utiliza a metodologia mecanística-empírica. Com isso, é necessário realizar uma caracterização dos materiais que serão empregados, sobretudo quanto ao seu módulo de resiliência e a deformação permanente dos materiais adjacentes ao revestimento asfáltico. A partir dessa caracterização torna-se possível realizar uma previsão do comportamento desses materiais ao serem considerados em uma estrutura de pavimento.

O equipamento utilizado para aferir as deformações permanentes, para solos e materiais granulares, é o triaxial de cargas repetidas. No Brasil, o procedimento consiste na aplicação de um número de ciclos em um estado de tensão em uma amostra, avaliando as deformações acumuladas no decorrer do processo, necessitando pelo menos seis amostras para aplicação de

150.000 ciclos de um estado de tensões (DNIT, 2018). Por outro lado, em outros países, vem sendo empregada a metodologia dos múltiplos estágios para o estudo da deformação permanente. Essa técnica, compreende a execução do ensaio por meio de carregamentos cíclicos com diferentes magnitudes, em um mesmo corpo de prova (CP) (CABRAL, BARROSO, TORQUATO, 2021).

Diante do exposto, na presente pesquisa, busca-se avaliar diferentes metodologias de ensaio de deformação permanente, visando a utilização de menor quantidade de material e buscando reduzir o tempo para conclusão do protocolo de ensaios. Desta forma, será estudada a metodologia de multiestágios e seus resultados serão comparados e analisados com os ensaios de estágio único da normativa do DNIT (2018), que foram obtidos por Pascoal (2020). Para isso, foram utilizadas amostras com material de mesma origem, energia de compactação, umidade e granulometria.

1.1 OBJETIVOS

O presente estudo tem como objetivo principal investigar a utilização de diferentes protocolos multiestágios para avaliação da deformação permanente de um solo argiloso com comportamento laterítico empregado em um subleito.

1.1.1 Objetivos Específicos

- Avaliar a viabilidade de dois protocolos distintos de aplicação de tensões em múltiplos estágios para caracterizar um solo argiloso;
- Analisar a ocorrência de *shakedown* e o tipo de acomodamento do material;
- Verificar se as deformações encontradas nos protocolos de multiestágios são semelhantes às do protocolo de estágio único, realizados por PASCOAL (2020), e qual dos protocolos se assemelha mais ao protocolo de estágio único.

1.2 ESTRUTURA DO TRABALHO

Essa pesquisa está dividida em cinco capítulos, além das referências bibliográficas usadas para a sua elaboração. Cada capítulo apresenta os seguintes conteúdos:

No primeiro capítulo, é apresentada uma pequena contextualização do assunto, o propósito do trabalho e seus objetivos gerais e específicos.

Já no segundo capítulo, são enunciados conceitos que serão importantes para o entendimento deste estudo. Primeiramente, é realizada uma abordagem a respeito dos defeitos que sofrem os pavimentos asfálticos, como eles são originados, como podem ser evitados, e quais são os tipos de deformações mais comuns. A seguir, é citado como surgiram, quais parâmetros são levados em consideração e como são aplicados os métodos de dimensionamento do DNER e do MeDiNa. Na sequência, é abordado sobre a deformação permanente, demonstrando o estado da arte no âmbito nacional.

No terceiro capítulo é detalhada a metodologia que foi considerada na presente pesquisa. É abordado sobre a origem do material que já foi caracterizado por Pascoal (2020), e as etapas que foram seguidas para a realização de protocolo de multiestágios, para as diferentes condições analisadas.

No quarto capítulo, que envolve a análise de resultados, são enunciadas as resoluções encontradas pelos ensaios das diferentes condições. Esses valores, são comparados com os que foram obtidos por Pascoal (2020), por meio do protocolo convencional. A partir disso, é realizada uma análise de ambos os comportamentos, visando investigar qual procedimento é mais próximo ao vigente no Brasil.

Por fim, no quinto capítulo é feita uma breve análise que demonstra as principais conclusões obtidas, além da apresentação de sugestões para futuros trabalhos.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo, serão abordados os conceitos fundamentais para a compreensão do presente trabalho. Será realizada uma análise da situação em que se encontram as rodovias brasileiras e serão apresentados os principais defeitos que sofrem os pavimentos asfálticos. Na sequência, será tratado sobre o método de dimensionamento do DNER, a respeito da sua origem e importância na pavimentação. Ainda, será discutido o surgimento do método de dimensionamento do MeDiNa, como ele é executado e como tem sido cada vez mais atuante.

No tópico seguinte, a será feita uma síntese da estrutura de um pavimento, quais são as camadas, materiais utilizados, propriedades e funções. A seguir, será discorrido a respeito dos ensaios triaxiais de cargas repetidas (ETCR), que são aplicados para a determinação do módulo de resiliência e deformação permanente. Por último, é retratado sobre protocolo de múltiplos estágios, como ele funciona, qual seu propósito e quais as diferenças frente ao procedimento convencional. Além disso, é exposto como funciona o ETCR.

2.1 DEGRADAÇÕES NOS PAVIMENTOS

O pavimento asfáltico é uma estrutura composta por múltiplas camadas, construída sobre uma superfície final de terraplanagem, com a função de trazer ao usuário boas condições de tráfego, com conforto, segurança e economia (BERNUCCI et al, 2010).

Ainda conforme Bernucci et al. (2010), os pavimentos são tradicionalmente divididos em pavimentos rígidos e flexíveis, em que, este último comumente conhecido como pavimento de asfáltico. Os pavimentos de concreto são aqueles em que o revestimento é uma placa de cimento Portland. Os pavimentos asfálticos são aqueles em que o revestimento é basicamente constituído por uma mistura de agregados e ligantes asfálticos, e é composto por revestimento asfáltico, base, sub-base, reforço do subleito (se necessário) e subleito.

No Brasil, a maior parte da malha rodoviária pavimentada é composta por pavimentos flexíveis, e de acordo com os dados do Anuário de Transporte da CNT (2021), encontram-se com baixa qualidade. Os problemas encontrados vão desde a deficiência na sinalização até defeitos na geometria do traçado e na pavimentação.

De acordo com o manual de conservação rodoviária do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2005), as deteriorações nos pavimentos podem ser classificadas em três principais grupos: trincamentos, deformações e desagregações. As suas causas são listadas conforme o Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Deteriorações de Pavimento

Categoria do Defeito	Causa Genérica	Causa Específica
Trincamento	Associada com o tráfego	Cargas repetidas (Fadiga) Carga excessiva Escorregamento de capa
	Não associada com o tráfego	Mudanças de umidade Mudanças térmicas Retração (Propagação)
Deformação	Associada com o tráfego	Carga excessiva (Cisalhamento) Fluência plástica Densificação (Compactação)
	Não associada com o tráfego	Expansão Consolidação de substratos
Desagregação	Associada com o tráfego	Desagregação do agregado
	Não associada com o tráfego	Falta de qualidade dos materiais

Fonte: DNIT (2005, p. 307)

As categorias de deteriorações, podem ser associadas ou não ao tráfego, e possuem inúmeras causas específicas. Nesse trabalho, o foco será nas deteriorações provocadas pelas cargas repetidas e nas deformações, logo, é importante uma análise detalhada das causas e a identificação dos exemplos destas últimas, que seguem enunciados no Quadro 2.2.

Quadro 2.2 - Resumo de causas e tipos de deformação permanente

Causa Geral	Causa específica	Exemplo de defeito
Associada com o carregamento	Carregamento concentrado ou em excesso	Fluência plástica (ruptura por cisalhamento)
	Carregamento de longa duração ou estático	Deformações ao longo do tempo (creep)
	Grande número de repetições de carga	Afundamento nas trilhas de roda
Não associada com o carregamento	Subleito de solo expansivo	Inchamento ou empolamento
	Solos compressíveis na fundação do pavimento	Recalque diferencial

Fonte: DNIT (2005, p.309)

No Brasil, o afundamento nas trilhas de roda é um defeito encontrado com grande incidência, e compromete os aspectos funcionais e estruturais das rodovias. De acordo com Bernucci et al. (2010), a avaliação estrutural está ligada a capacidade de cargas, em que depois de muitas repetições de solicitações de cargas, surgem os defeitos a partir de deformações elásticas e permanentes.

As deformações elásticas acarretam trincas na superfície do pavimento, podendo levar em certos casos a fadiga dele. Por outro lado, as deformações permanentes são irreversíveis, e ocasionam afundamentos localizados ou em trilhas de rodas (PAPAGIANNAKIS E MASAD, 2008; BERNUCCI et al., 2010; CERNI ET AL., 2012).

2.2 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS

O método de dimensionamento para pavimentos flexíveis conhecido como método do CBR ou método do engenheiro Murilo, foi introduzido no país pelo engenheiro Murilo Lopes de Souza em 1966 e atualizado em 1981. O desenvolvimento desse método foi embasado no *Design of Flexible Pavements Considering Mixed Loads and Traffic Volume*, desenvolvido pela *United States Army Corps of Engineers - USACE*, e posteriormente adaptado para a realidade rodoviária brasileira. O estudo base da USACE utilizado por Murilo, teve suas conclusões obtidas nas pistas experimentais da *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*. A partir desses resultados, os materiais que fazem parte da composição do pavimento devem considerar a aplicação de coeficientes de equivalência estrutural. O método de dimensionamento do DNER é regulamentado pela 3ª Edição do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006).

O procedimento leva em consideração a capacidade suporte do subleito, a partir do ensaio de Índice de Suporte Califórnia - ISC (NBR,1987) com corpos de prova indeformados ou moldados em laboratório. O material do subleito deve ter expansão inferior ou igual a 2% e ISC superior ou igual a 2%, (DNIT, 2006). Após o ensaio de ISC, com o estudo do tráfego solicitante, é calculada a espessura total do pavimento. Posteriormente, com a escolha dos materiais para cada camada e seus respectivos coeficientes de equivalência estrutural, a espessura total do pavimento é separada.

O principal propósito da metodologia em questão é a proteção da camada do subleito frente a ruptura por cisalhamento e deformações permanentes excessivas. Isso só alcançado pela capacidade suporte das camadas superiores, que distribuem e reduzem os esforços até o subleito. Para o dimensionamento do pavimento, é necessária a consideração do Número de

Equivalência de Eixos (N), que nada mais é que o Número de Repetições do Eixo Padrão. O seu cálculo é feito considerando veículos com Eixos Simples de Rodas Duplas (ESRD), que possui 8,2 tf e 0,56 Kgf/cm² de pressão de inflação dos pneus. Além disso, também é feita uma correção do número N, devidas as grandes variações de umidade e temperatura. Esta correção é realizada por meio do chamado Fator Regional (FR). No Brasil, o valor que é adotado para FR é 1,0, baseado em estudos realizados no Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR).

Em resumo, o método do DNER tem como intuito proteger a camada final, o subleito, dimensionando as camadas acima com espessuras e características que impeçam a ruptura por cisalhamento do pavimento. Os critérios de ruptura considerados são o cisalhamento das camadas granulares e solos e a deformação por ATR. Por outro lado, não são levadas em conta as rupturas por fadiga, que podem aparecer devido as repetições de passagem de veículos (PINTO, 1991; MEDINA E MOTTA, 2015).

O método do DNER passou a ser aplicado no Brasil desde meados da década de 60, e cumpriu seu propósito ao longo desse período (BEZERRA NETO, 2004; FERNANDES, 2016). Porém, embora tenham sido feitas adaptações, a base da metodologia em questão tem como ponto de partida solos e aspectos climáticos dos EUA, que por sua vez possuem características distintas dos brasileiros, sem contar ainda certas peculiaridades do clima tropical.

Com o surgimento de novas técnicas e materiais na área da pavimentação, possibilitando também avaliações mais precisas a respeito do desempenho estrutural do pavimento ao longo do seu período de vida útil, torna-se necessária a implantação de metodologias mecánísticas-empíricas.

Assim, as metodologias mecánísticas-empíricas estão cada vez mais recebendo destaque, por realizarem uma análise mais próxima a realidade do comportamento estrutural de um pavimento (VENDRUSCOLO et al., 2018; SANTOS, 2020; GRACIOLI, 2022). Essa evolução que vem sendo feita, deve-se ao fato também que a análise vigente no país, não contempla os novos veículos (cargas e eixos) e se restringe a determinação das espessuras das camadas, por exemplo. Com isso, desde dezembro de 2020, o método de dimensionamento de pavimentos asfálticos brasileiros encontra-se em transição, em que, aos poucos o novo Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) passa a ocupar espaço no âmbito rodoviário. (DNIT, 2020).

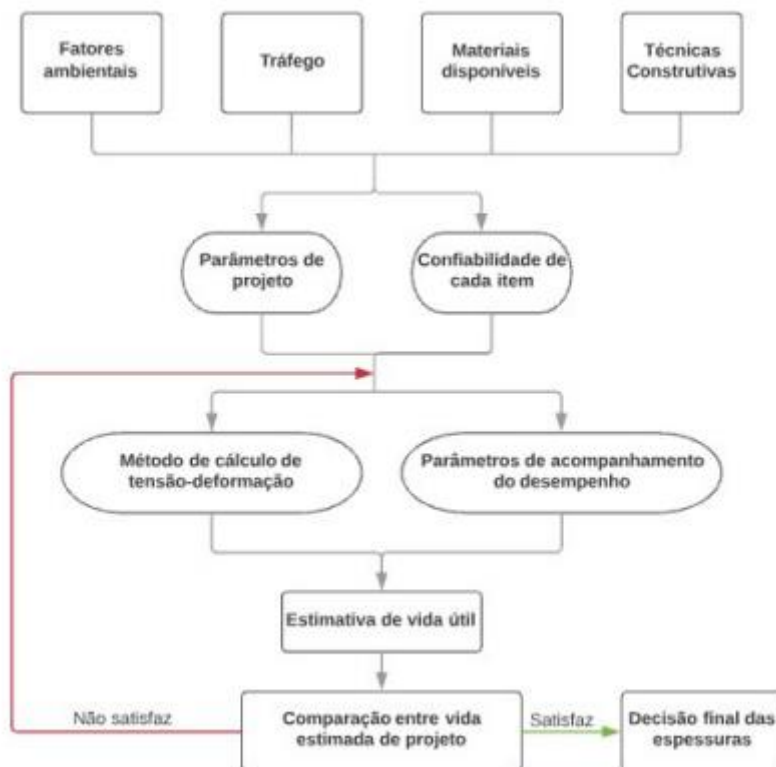
2.2.1 Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa)

A relevância de se buscar pavimentos que proporcionem mais satisfação ao usuário e qualidade de rolamento, está diretamente ligada ao avanço no desenvolvimento de procedimentos mais precisos de dimensionamento, proporcionando rodovias de melhor qualidade e eficiência (ABNT, 1982; DNIT, 2006c).

Assim, é importante que os novos pavimentos passem a considerar os diferentes tipos de degradação como a ruptura plástica, a fadiga das camadas de maior rigidez e o ATR (MEDINA E MOTTA, 2003), os fatores climáticos, as cargas aplicadas, a velocidade da via, as configurações de eixos dos veículos, as propriedades de cada material, e entre outros fatores que devem ser trabalhados.

A partir da necessidade de implementar a metodologia mecânica-empírica, a aplicação de conceitos teve início na década de 90, em que Motta (1991) apresentou um esquema para o dimensionamento de pavimentos para o tipo de procedimento citado anteriormente, conforme a Figura 1.

Figura 1 - Fluxograma de Dimensionamento



Fonte: Medina e Motta (2003)

O Método de Dimensionamento Nacional segue essa metodologia mecânica-empírica e teve seu surgimento a partir de um programa outro programa computacional chamado de SisPav. Esta ferramenta, foi criada e apresentada na tese de doutorado de Franco (2007), e tem como objetivo fazer o cálculo de tensões no conjunto de um pavimento, avaliando o desempenho de materiais. O SisPav passou por muitas modificações até chegar na versão atual, denominada como MeDiNa.

No MeDiNa é realizada uma análise correlacionando os materiais empregados, as condições de tráfego e as técnicas construtivas com o procedimento enunciado no fluxograma da Figura 1. Segundo Franco (2007), o *software* considera a deflexão máxima na superfície, a deformação permanente e a fadiga do revestimento como critérios para a ruptura.

Assim, é necessário para os materiais granulares e solos, a realização dos ensaios regulamentados para suas caracterizações e classificações Miniatura Compactada Tropical - MCT (DNER CLA 259/1996), o de Módulo de Resiliência (DNIT 134/2018) e a Deformação Permanente (DNIT 179/2018). Também são fundamentais os dados referentes ao tráfego, como o número N e a taxa de crescimento anual. Além disso, quando tratamos da camada de revestimento, é relevante ter a informação do coeficiente de Poisson, da abrasão Los Angeles do agregado (ASTM C 131/2006), da faixa granulométrica (NBR NM 248/2003), dos ensaios de *Flow Number* (ABNT NBR 16505/2016), do teor de asfalto (NBR 12891/1993) e da curva de fadiga do material originada pelo ensaio de compressão diametral (EN 12697-24/2004).

O MeDiNa pode ser empregado tanto para recuperações quanto para novos projetos de rodovias. Na configuração inicial do *software*, a estrutura do pavimento possui quatro camadas, que podem ser aumentadas até oito ou reduzidas até três, que é a quantidade mínima de acordo com o DNIT (2018). Essas camadas, podem ter de 5 a 15 cm para os materiais betuminosos e entre 10 e 40 cm para os materiais granulosos e solos. Em relação as condições de aderência entre as camadas, é possível apenas informar as condições “não aderido” ou “aderido” (DNIT, 2018).

Após o lançamento das informações no programa, é possível dimensionar ou apenas analisar a estrutura. Enquanto a função análise apenas realiza os cálculos conforme os critérios do software, sem alterar a espessura da camada. A função dimensionar por sua vez, dimensiona a camada selecionada (uma a cada vez), inclusive alterando a sua espessura.

Ainda, o MeDiNa consta em sua base de dados, parâmetros de materiais já ensaiados (DNIT, 2018), mas permite a inserção de novos com seus respectivos valores, se assim for necessário para o projetista. Quanto ao tráfego, o programa utiliza o eixo padrão rodoviário para o cálculo do número N anual, este último que por sua vez pode ser inserido manualmente ou

calculado automaticamente pela ferramenta, caso sejam informados o Volume Médio Diário (VDM) e o fator de veículo (FV).

Também é necessário informar o tipo de via da qual se trata o projeto e elas estão classificadas segundo a hierarquia preconizada pelo DNIT. A partir do tipo de rodovia, são definidos o limite de deformação permanente aceitos e o grau de confiabilidade do estudo (DNIT, 2018). Os critérios devido ao tipo de vida estão listados na Tabela 1.

Tabela 1 - Critérios devido ao tipo de via

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

Fonte: MeDiNa (2020).

Após serem inseridos todos os dados de projeto no MeDiNa e o dimensionamento ou análise serem realizados, o programa fornece os resultados. Esses por sua vez, podem ser exibidos de diferentes formas. Uma delas é por meio das bacias de deflexões, que simulam os ensaios da Viga Benkelmann e do *Falling Weight Deflectometer* (FWD), sendo que os valores são expressos em 10^{-2} mm a partir do topo de cada camada. Também é possível ter um acompanhamento mensal da deformação permanente total e da área trincada, além de obter um resumo da contribuição de deformação correspondente a cada camada. Por fim, é possível gerar um relatório completo, que expressa todos os parâmetros inseridos pelo projetista e os resultados calculados pelo *software*.

2.3 CAMADAS COMPOSTAS POR SOLO OU MATERIAIS BRITADOS

O pavimento é uma estrutura de diferentes camadas que sobrepostas e compactadas, trabalham sobre uma fundação denominada subleito. O comportamento estrutural desse

conjunto, se deve as diferentes espessuras, materiais e rigidez dessas camadas e da interação entre as mesmas. Elas são dimensionadas de modo a resistir aos esforços impostos pelo tráfego, durante o período de vida útil do projeto, com um baixo custo, desde que respeitadas as obras de manutenção (BALBO, 2007).

O revestimento asfáltico recebe diretamente a ação dos veículos e está ligado a qualidade do subleito, sendo que quanto melhor for a qualidade deste solo, menor será necessária a espessura do revestimento. Este ainda deve proporcionar boas condições de rolamento com conforto e segurança, sendo impermeável e com deformações plásticas e elásticas que não sejam excessivas (RAMALHO, 2010; RODRIGUES, 2007).

A base e a sub-base trabalham com o objetivo de suportar as ações verticais oriundas do tráfego e transmiti-las com menor intensidade as camadas adjacentes. A camada de base deve possuir materiais de qualidade superior ao da sub-base, da mesma forma que esta deve ter em sua composição elementos de características superiores ao reforço do subleito (BALBO, 2007).

O subleito faz parte da fundação do pavimento, sendo considerado um maciço teoricamente de profundidade infinita. Os esforços atuantes sobre ele, são aliviados à medida que uma maior profundidade é atingida (BALBO, 2007). De acordo com (DNIT, 2005), a ação das cargas aplicadas pelo tráfego é expressiva de 0,6 m a 1,5 m abaixo do topo da estrutura. Medina e Motta (2015) avaliam a relação do subleito com as ações impostas sobre ele como sendo ainda maior, uma vez que em uma pista experimental da AASHTO, essa camada contribuiu com 19% da deformação permanente. Fritzen (2005) e Moura (2010), também realizaram estudos tendo como um dos objetivos, verificar a influência do subleito na deformação permanente de pavimentos asfálticos, através de simuladores de tráfego.

2.3.1 Seleção de materiais

Na escolha dos materiais de base, sub-base, reforço do subleito e subleito é feita uma seleção preliminar dos elementos disponíveis na região que podem ser empregados nas obras de pavimentação. Também é feita uma caracterização desses materiais, a fim de saber como atuam após a compactação. De modo geral, os materiais utilizados devem ser resistentes, pouco deformáveis e com permeabilidade condizente a sua participação na estrutura (BERNUCCI et al., 2010). Em síntese, são utilizados agregados, solos e aditivos.

Para os agregados, emprega-se uma metodologia tradicional para a seleção dos materiais, pautada sobretudo na distribuição granulométrica, resistência, durabilidade e forma dos grãos (BERNUCCI et al., 2010). Quando se trata dos materiais granulares, com frações

muito finas (passantes na peneira nº 200), é comumente limitado o emprego dessas frações de solo em obras rodoviárias, devido a plasticidade. Essa característica, reduz a permeabilidade e a rigidez, mas principalmente permite uma maior expansão volumétrica quando em contato com a água, sendo prejudicial a obras dessa natureza, visto que há um decréscimo na resistência do conjunto (BERNUCCI et al., 2010). Nos países de clima tropical, como o Brasil, essas características indesejadas dos solos finos, muitas vezes não são encontradas como em países de clima temperado e frio. Assim, a partir de estudos e com o desenvolvimento da tecnologia na área, foi possível constatar essas diferenças dos solos dependendo das condições climáticas nas quais se encontram.

Nogami e Villibor (1981) desenvolveram uma classificação para solos tropicais para as obras rodoviárias. A classificação é chamada de Miniatura Compactada Tropical (MCT), e tem como propósito separar os solos lateríticos (divididos em 3 grupos), dos solos não-lateríticos (divididos em 4 grupos). Essa separação é feita visto que os solos de comportamento laterítico apresentam elevada resistência, baixa deformabilidade e baixa expansibilidade frente aos solos de comportamento não-laterítico (CAMAPUM DE CARVALHO, 2004; NOGAMI E VILLIBOR, 2007; CAMAPUM DE CARVALHO et al., 2005).

No Brasil, os materiais granulares e solos mais empregados na para as camadas de base, sub-base e reforço do subleito são: brita graduada simples (BGS), macadame hidráulico, macadame seco, misturas estabilizadas granulometricamente, solo-agregado, solo natural compactado, solo melhorado com cimento ou cal (BERNUCCI et al., 2010).

2.4 ENSAIOS TRIAXIAIS DE CARGAS REPETIDAS

O ensaio triaxial de cargas repetidas passou a ser empregado em pesquisas na pavimentação em meados da década de 50, a partir de estudos do professor H. Bolton Seed, na Universidade da Califórnia, Berkeley. No entanto, no Brasil o equipamento começou a ser utilizado em 1977, por meio de pesquisas laboratoriais na COPPE/UFRJ, com corpos de prova (CP) de solo com 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura.

Com a evolução do equipamento, na década de 80 foi possível o uso de corpos de prova com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Posteriormente, o procedimento passou a ser automatizado, minimizando a influência do operador e permitindo mais pesquisas em universidades (MOTTA E MEDINA, 2006).

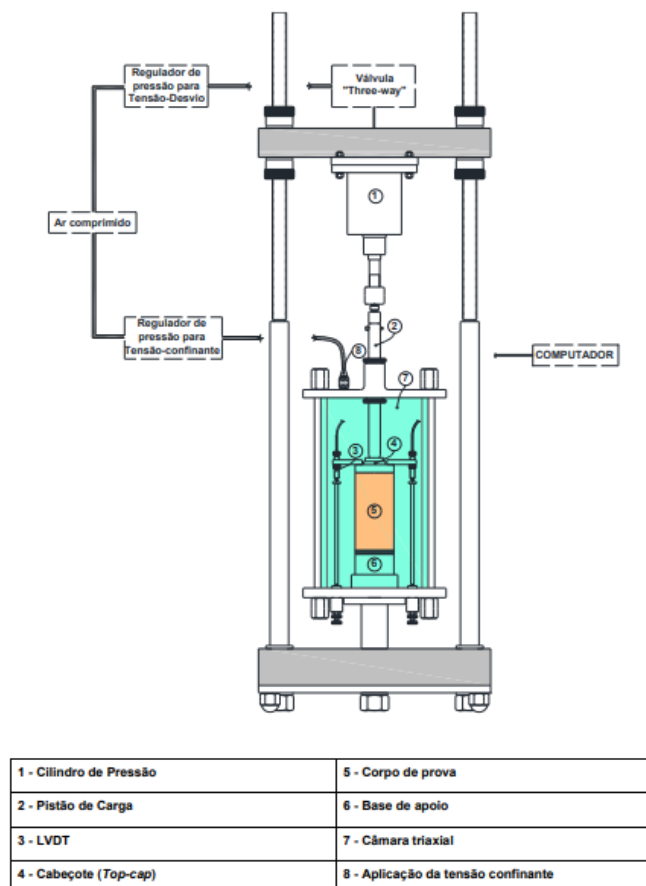
O princípio geral do equipamento consiste na aplicação de duas forças geradas pela ação do ar comprimido, a tensão confinante (σ_3) e a tensão de desvio (σ_d). A primeira delas é estática

e a segunda é cíclica, sendo que ambas são controladas por um sistema responsável por regular pressões.

A tensão de desvio é aplicada por meio de um pistão, que aplica as cargas com uma frequência controlada por uma válvula presente no interior de um cilindro de pressões. O CP utilizado no ensaio, é colocado sobre uma base de apoio, no interior de uma câmara triaxial. Para as medições das deformações do CP, na parte superior do equipamento existe o *Rectilinear Displacement Transducer* (RDT) para aferição da deformação permanente (DP) e os *Linear Variable Differential Transformers* (LVDTs) para adquirir os valores de deformações axiais.

Um sistema de aquisição de dados registra e faz a média dos valores obtidos pelos transdutores LVDTs, que por sua vez transformam as deformações axiais em potencial elétrico, durante o carregamento. A Figura 2 apresenta os componentes do equipamento triaxial de cargas repetidas.

Figura 2 - Equipamento triaxial de cargas repetidas



Fonte: DNIT (2018).

2.4.1 Módulo de Resiliência

Os primeiros ensaios de módulo de resiliência relacionados à pavimentação, tiveram início em meados dos anos 60, na Universidade de Berkeley, Califórnia, com o objetivo de observar o comportamento de materiais com a aplicação de cargas repetidas, na relação tensão *versus* deformação (MEDINA E MOTTA, 2015). No Brasil, os estudos na área começaram no final da década de 70, de acordo com Macêdo (1996), através do convênio entre Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa em Engenharia (COPPE) e o IPR, que a partir de ensaios triaxiais de cargas repetidas (ETCR), conseguiram chegar a conclusões sobre as propriedades resilientes.

De acordo com Medina (1997), a resiliência é a capacidade que determinado material possui de após receber a aplicação de uma tensão, devolver essa energia sem sofrer deformações quando essa ação é interrompida. Balbo (2007) define o módulo de resiliência (MR), como o parâmetro que caracteriza o material do ponto de vista de seu comportamento elástico, como a capacidade de que um corpo deformado elasticamente tem de guardar e devolver a energia absorvida durante um carregamento, sem manter essas deformações após o fim da aplicação.

O cálculo do módulo de resiliência é dado por meio da Equação 01.

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

Onde:

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

ϵ_r : deformação específica axial resiliente ($\epsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0}$)

Δh : deslocamento vertical máximo;

h_0 : comprimento inicial de referência do CP cilíndrico.

Por meio do módulo de resiliência, é possível fazer uma caracterização de inúmeros materiais comumente utilizados em obras de pavimentação, considerando que a frequência e duração das cargas aplicadas para finos e materiais granulares, utiliza valores aproximados aos que são vistos nas rodovias. O mesmo também apresenta um comportamento não linear frente a variação do estado de tensões, quando tratamos de solo, sofrendo com a influência de outros diversos fatores como: origem do material, condições de carregamento, o método de compactação, grau de saturação, e entre outros (SEED et al., 1967; HICKS E MONISHMITH, 1971; MEDINA E PREUSSLER, 1980; UZAN, 1985; BAYOMY E AL-SANAD, 1993; LI E

SELING, 1994; GUIMARÃES et al., 2001; BUTTANAPORAMAKUL et al., 2014; RAZOUKI E IBRAHIM, 2017; LIMA et al., 2018; SANTOS et al., 2019; CHU, 2020).

Os solos de comportamento laterítico apresentam um bom comportamento resiliente, com um valor superior de MR, quando comparamos com os solos de comportamento não-laterítico (TAKEDA, 2006).

Pezo et al. (1992) elaboraram um modelo de regressão não linear, considerando as tensões confinante e de desvio, a partir de pesquisas feitas em rodovias de São Paulo, por meio da Equação 02, amplamente conhecido como modelo composto.

$$M_R = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (2)$$

Onde:

M_R : módulo de resiliência;

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão de desvio;

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

2.4.2 Deformação Permanente

A deformação permanente consiste na soma de pequenas deformações, não recuperáveis, durante o tempo de serviço do pavimento, que foi submetido a ciclos de cargas externas repetidas. A deterioração ocasionada pela deformação permanente está relacionada à ruptura funcional do pavimento, que por sua vez ocasiona na perda da qualidade de rolamento. Camadas constituídas de materiais de baixa resistência ou sofrem com o acúmulo de cargas excessivas, são algumas das principais causas da DP (ULLIDTZ, 1987; LEKARPE E DAWSON, 1998).

Os defeitos classificados como deformação permanente podem estar associados ao carregamento, como o ATR, a ruptura por cisalhamento e as deformações ao longo do tempo. Ainda, existem deformações que não são ligadas ao carregamento e que geralmente acontecem em subleitos com solos compressíveis ou expansivos.

No Brasil, as pesquisas que envolvem DP estão sendo cada vez mais desenvolvidas devido à importância de sua compreensão para o MeDiNa. Assim, muitos autores estão desenvolvendo estudos na área, por meio dos ensaios triaxiais de cargas repetidas (REZENDE,

2009; GUIMARÃES, 2009; ZAGO, 2016; PASCOAL, 2020; SAGRILO, 2020; SANTOS, 2020).

Conforme Guimarães (2009), o modelo mais utilizado para o cálculo da DP é o idealizado por Monismith, desenvolvido por Monismith et al. (1975), que é um procedimento simplificado, mas que apresenta um comportamento satisfatório para solos argilosos e granulares. Uma vez que esse método consiste na aplicação de poucos ciclos de carga, Guimarães et al. (2004) propôs a sua utilização apenas enquanto a taxa de deformação for nula, limitando-o até o número de ciclos do *shakedown* (N_{SD}).

De acordo com Medina e Motta (2015), o modelo de Uzan (1982), correlata o acúmulo das deformações resilientes com as deformações permanentes. Guimarães (2009) desenvolveu um modelo para a determinação da DP para solos tropicais e materiais granulares, que inclusive consta na normativa DNIT (2018), apresentando bons resultados para os mesmos quando empregados nas camadas de base, sub-base ou subleito de obras rodoviárias.

A Equação 03, proposta por Guimarães (2009) é utilizada para o cálculo da deformação permanente de cada camada da estrutura, sendo o somatório entre as camadas, a deformação permanente total.

$$\varepsilon_p^{esp} = \psi_1 \cdot (\sigma_3)^{\psi_2} \cdot (\sigma_d)^{\psi_3} \cdot (N)^{\psi_4} \quad (3)$$

Onde:

ε_p (%): deformação específica plástica;

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

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

ρ_0 : tensão de referência (tensão atmosférica);

N: número de ciclos de aplicação de carga.

Guimarães (2009), considera que 100.000 ciclos é um valor que faz uma boa caracterização do material, contudo, o DNIT (2018) preconiza a realização de 150.000 ciclos de repetições de cada par de tensões. Ainda, pela normativa, é necessário realizar nove pares de tensão confinante e desvio para se efetuar uma caracterização plástica dos materiais granulares e solos, embora permita ser realizado o procedimento com 6 pares de tensões aplicados com uma frequência de 1 Hz a 5 Hz, para 150.000 ciclos de repetição. Para a realização do ensaio

com seis pares de tensões, Lima et al. (2019) selecionaram as melhores combinações entre os nove pares indicados pela norma.

Ainda, através do ensaio de deformação permanente do DNIT (2018), é possível distinguir tipos de comportamento dos materiais quanto a resistência a ruptura plástica, em função dos graus de tensões aplicados. Esse comportamento pode ser: Tipo I e II, que considera um acomodamento plástico (*shakedown*) do material, indicando uma tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamentos; Tipo III, quando a deformação permanente não se acomoda; Tipo IV, no qual o material atinge a ruptura com baixos números de repetições de ciclos de carga. Para atingir o *shakedown*, a taxa de acréscimo das deformações permanentes por ciclo de aplicação de carga deve estar na ordem de $10^{-7} \times 10^{-3}$ m.

Mesmo sendo utilizado o ensaio com esse número reduzido de pares de tensões, ele acaba possuindo uma grande duração e demanda uma grande quantidade de material. Assim, o protocolo de multiestágios vem sendo utilizado pela normativa europeia (BS, 2004). e por pesquisadores como Song e Ooi (2010), Delongui et al. (2018), Ngueyen e Ahn (2019), Nazzal et. Al (2020), que investigaram o procedimento de múltiplos estágios para DP, com diferentes materiais aplicados em obras de pavimentação, a partir de normas internacionais ou adaptações das mesmas.

Os ensaios multiestágios surgem como um protocolo a ser realizado no ensaio triaxial de cargas repetidas, com o intuito de realizar um estudo mais rápido, que demande menor quantidade de matéria-prima e que tenha uma melhor caracterização dos materiais utilizados. Em suma, o ensaio busca a aplicação de vários pares de tensões em uma única amostra, simulando de maneira mais próxima a realidade das cargas impostas sobre o pavimento.

Song e Ooi (2010) comparam testes de estágio único e múltiplos estágios em agregados e materiais reciclados, com o objetivo de identificar o limite de *shakedown* desses materiais. Por meio dessa nova metodologia, eles obtiveram resultados significativos na previsão do comportamento dos materiais testados.

Delongui et al. (2018) realizaram ensaios multiestágios em diferentes resíduos da construção civil, que por sua vez podem ser empregados em novas obras. Os autores obtiveram, parâmetros de módulo de resiliência e o comportamento frente a deformação permanente desses materiais, comprovando que os mesmos eram aptos para bases de pavimentos de baixo e médio tráfego.

Ngueyen e Ahn (2019) investigaram a deformação permanente em materiais de granulometria aberta com uso do protocolo de multiestágios. Três diferentes gradações distintas foram trabalhadas, sendo que cada CP sofreu a aplicação de cinco sequências de carregamento, compostas por seis combinações de tensões de 10.000 ciclos cada. Com os parâmetros encontrados a partir do ensaio, foi possível constatar que o material de granulometria intermediária apresentava maior resistência à DP.

Nazzal et al. (2020) realizaram um estudo com o foco na especificação de materiais para pavimentação baseados em desempenho. Com três materiais diferentes escolhidos, a base de calcário, arenito e granito, foram capazes de obter parâmetros importantes dos mesmos por meio do ETCR, sendo que a metodologia de multiestágios se mostrou uma ferramenta interessante para a previsão do comportamento a longo prazo desses materiais.

A Norma Europeia EN 13286-7 (BS, 2004) vem sendo empregada com destaque internacionalmente (SONG E OOI, 2010; NGUEYEN E AHN, 2019). Ela regulamenta a realização de ensaios para deformação permanente e para a ocorrência do fenômeno do *shakedown*. Na mesma adota-se a frequência de carregamento o valor de 0,2 Hz a 10 Hz, com a aplicação de 10.000 ciclos para cada estado de tensão aplicado no corpo de prova, com a manutenção da tensão confinante. Além disso, o ensaio deve ser interrompido sempre que o número de ciclos de carregamento for finalizado ou quando a deformação axial chegar a 0,5% de deformação para cada um dos pares de tensão.

No Brasil, o protocolo multiestágios está em avanço, por conseguinte os pesquisadores vêm buscando compreender sua eficácia frente ao ensaio de estágio único, para a deformação permanente em diferentes materiais. Cabral et al. (2021) e Ben et al. (2022), atingiram resultados satisfatórios para DP nos seus respectivos materiais utilizados, contudo, Ben et al. (2022) indica que uma investigação detalhada para cada tipo de material deve ser realizada no que tange a utilização de protocolos multiestágios.

3 METODOLOGIA

Neste capítulo será apresentado o material analisado, sua origem, características e parâmetros, e o procedimento para a compactação das amostras. Ainda, será enunciado o ensaio triaxial de cargas repetidas, para a deformação permanente e o módulo de resiliência, com os pares de tensões a serem utilizados no protocolo multiestágios. Por último, serão comparados os valores obtidos nesses ensaios com os encontrados pelo procedimento convencional, por Pascoal (2020), com o intuito de verificar a viabilidade dessa nova metodologia na caracterização de materiais empregados em pavimentos asfálticos.

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

O objetivo desta pesquisa é avaliar o protocolo de multiestágios na determinação da deformação permanente de um solo argiloso de comportamento laterítico, aplicado em um subleito. O mesmo, se justifica pelo fato da busca uma metodologia que demanda uma menor quantidade de material e tempo de ensaio, e que seja eficaz na caracterização do material. Assim, foram ensaiadas amostras para duas condições diferentes que estão descritas na Tabela 2.

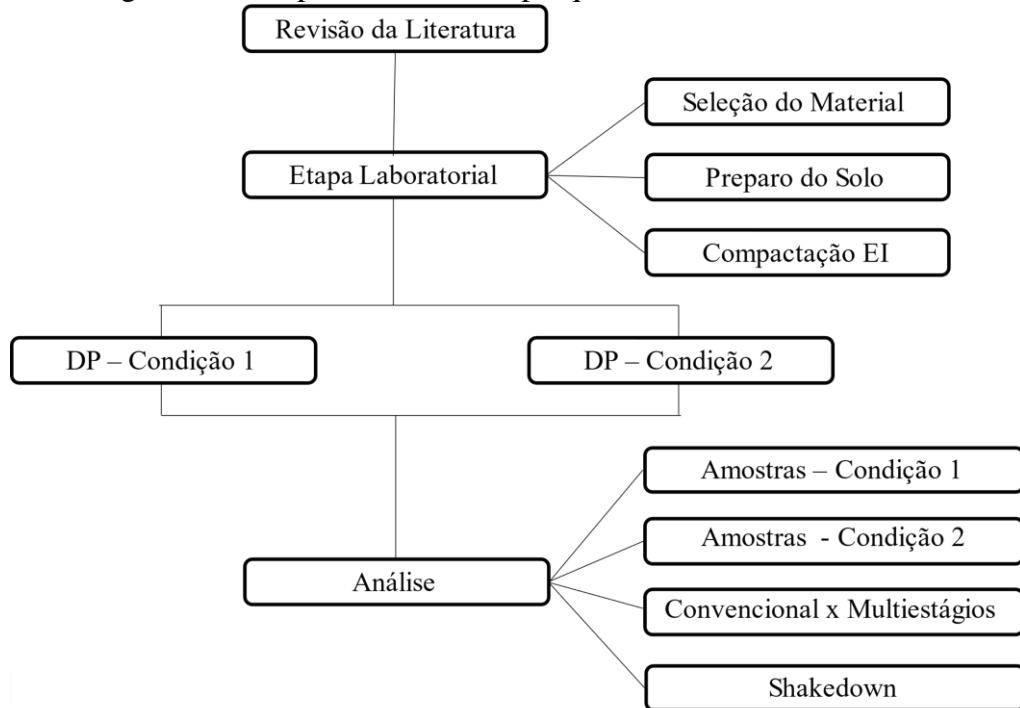
Tabela 2 - Condições de Ensaio do Protocolo Multiestágios

Condição	Amostras	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d / σ_3
Condição 1	AM 01, 02, 03	40	40	1
		40	120	3
		80	80	1
		80	240	3
		120	240	2
		120	360	3
Condição 2	AM 04	40	40	1
		40	80	2
		40	120	3
	AM 05	80	80	1
		80	160	2
		80	240	3
	AM 06	120	120	1
		120	240	2
		120	360	3

Fonte: Autor.

A partir disso, a pesquisa foi planejada de modo a atingir os objetivos citados, sendo divididas em etapas que se apresentam sintetizadas no fluxograma exposto na Figura 3.

Figura 3 - Fluxograma das etapas realizadas na pesquisa



Fonte: Autor.

3.2 DEFINIÇÃO DO MATERIAL E CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, QUÍMICA E MECÂNICA

Nesta seção, será apresentado o material que foi utilizado na presente pesquisa, com sua origem, sua caracterização química e física, e entre outras características.

O solo analisado é argiloso, apresenta comportamento laterítico e foi empregado em um subleito de pavimento asfálticos. O mesmo foi coletado por Pascoal (2020) e encontrava-se nas dependências do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM).

O material em questão, foi coletado nas obras da rodovia RS 342, nas proximidades da cidade de Cruz Alta – RS, em 2018. Essa área, apresenta latossolos vermelho-escuros de textura média argilosa, do ponto de vista geológico (LEMOS, 1973). Este latossolo apresenta os horizontes A, B e C com uma transição não definida entre eles.

A partir da retirada dessas amostras deformadas, Pascoal (2020) fez os ensaios e as etapas necessárias para classificar o solo quanto à metodologia MCT, a classificação do Sistema

Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e da AASHTO. Para a realização dos ensaios, foram preparadas amostras segundo a norma da NBR 6457 (ABNT, 2016). Este processo, foi realizado para os três horizontes de solo existentes, porém o foco no presente trabalho será no horizonte B, que foi escolhido por ser um material mais maduro, sem a presença de compostos orgânicos.

3.2.1 Caracterização física e química

Para a caracterização física do solo analisado foram feitos ensaios de análise granulométrica por peneiramento e sedimentação, seguindo os preceitos da NBR 7181 (ABNT, 2016), com e sem defloculante (hexametáfosfato de sódio), limites de Atterberg de acordo com as normas NBR 6459 (ABNT, 2016) e NBR 7180 (ABNT, 2016) e massa específica real dos grãos NBR 6508 (ABNT, 2016).

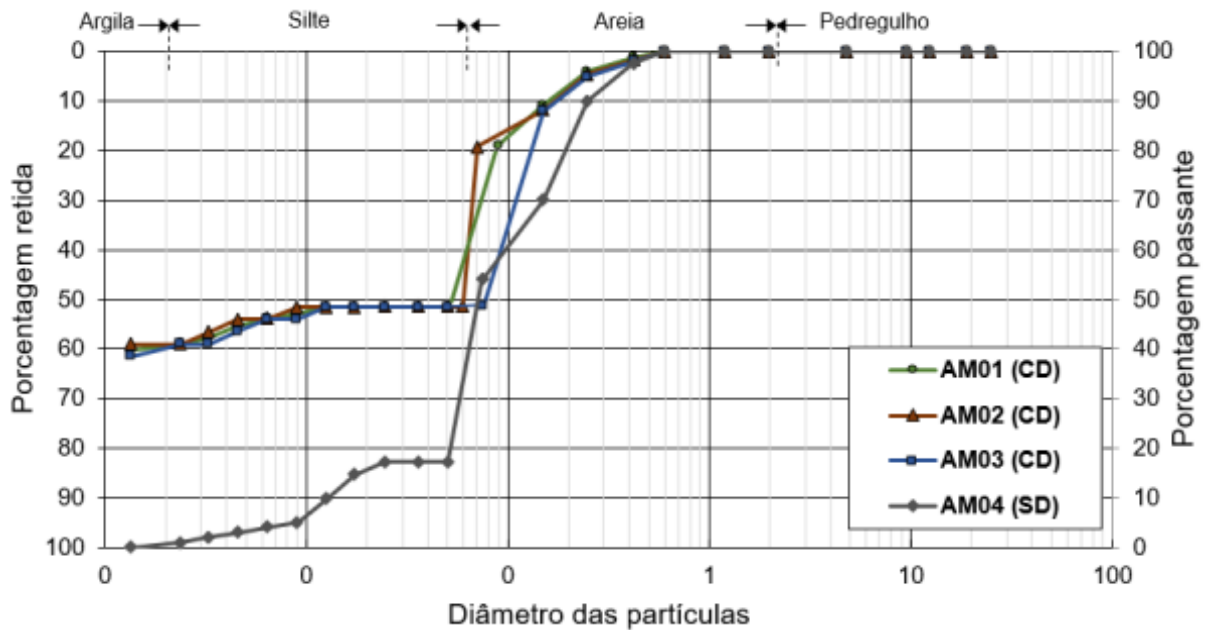
A Tabela 3 apresenta os parâmetros físicos encontrados por Pascoal (2020) para o horizonte B do solo, sendo que os ensaios realizados em sua pesquisa foram realizados em triplicata, e os resultados são determinados pela média dessas repetições. A Figura 4 representa a curva granulométrica do mesmo horizonte de solo.

Tabela 3 - Ensaio de caracterização física do horizonte B

HORIZONTE B	AM 01	AM02	AM03	AM04	MÉDIA	
	CD	CD	CD	SD	CD	SD
% pedregulho (>2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia grossa (0,6 - 2,0mm)	0	0	0	0	0	0
% areia média (0,2 – 0,6mm)	7	8	9	20	8	20
% areia fina (0,06 – 0,2mm)	22	27	26	45	25	45
% silte (2 µm - 0,06mm)	28	24	25	35	26	35
% argila (%< 2 µm)	43	41	40	0	41	0
Massa específica (kN/m³)	27,01	28,25	28,14	-	27,8	
LL (%)	55	56	53	-	55	
LP (%)	44	44	43	-	44	
IP (%)	11	11	10	-	11	

Fonte: Pascoal (2020).

Figura 4 - Curvas Granulométricas das amostras do horizonte B



Fonte: Pascoal (2020).

Ainda, de acordo com a classificação MCT, a Tabela 4 evidencia em qual grupo faz parte o solo de horizonte B. O solo faz parte do grupo LG', que constitui solos argilosos e apresentam comportamento laterítico. Além disso, do ponto de vista pedológico, são conhecidos como latossolos. Esta categoria, é composta por materiais que possuem elevada capacidade suporte, baixa expansibilidade e baixa deformabilidade, embora com alta ou média plasticidade. Por fim, o comportamento laterítico da jazida, quando compactado na densidade máxima e umidade ótima, pode ser empregado de forma satisfatória no subleito de pavimentos (PASCOAL, 2020).

Tabela 4 - Classificação MCT do horizonte B

Horizonte	Índices classificatórios			Classificação MCT
	c'	d'	e'	
B	2,35	67,0	0,69	LG'

Fonte: Adaptado de Pascoal (2020).

Para realizar a caracterização química do material, Pascoal (2020) fez uma análise por meio da técnica de Fluorescência de Raio-X por Energia Dispersiva, realizada no equipamento

S2 Ranger Bruker. Essa análise química tem sua relevância uma vez que o comportamento dos solos finos muitas vezes não é justificado exclusivamente pela curva granulométrica do material. A Tabela 5 apresenta os valores encontrados nesse procedimento de Fluorescência de Raio-X, e a Tabela 6 expõe a análise química, ambos referentes ao horizonte B do solo trabalhado.

Tabela 5 - Resultado da fluorescência de raio-X para o horizonte B

Componentes	Horizonte B
SiO ₂	32,45
Fe ₂ O ₃	36,88
Al ₂ O ₃	22,38
Na ₂ O	0,00
TiO ₂	4,72
Outros	0,37

Fonte: Adaptado de Pascoal (2020).

Tabela 6 - Resultado da análise química do horizonte B

Solo	CTC	Acidez Potencial		Cátions Básicos			Saturação		MO	pH
		Al	H+Al	Ca	K	Mg	Al	Bases		
		Cmolcdm ³					(%)			
B	1,8	1,0	7,7	0,3	0,02	0,4	55,6	9,2	0,2	5,8

Fonte: Adaptado de Pascoal (2020).

É possível constatar que 91,7% dos compostos químicos presentes nessa amostra são de dióxido de silício (SiO₂), óxido de ferro (Fe₂O₃) e óxido de alumínio (Al₂O₃). Em relação a matéria orgânica (MO), a parcela é bem reduzida, sendo de apenas 0,2%. Esses valores de MO são pequenos em virtude de estarem relacionados com a capacidade de troca iônica (CTC), que nesse caso é inferior a 6%, caracterizando argilas com baixa atividade de matéria orgânica. A jazida de onde o material foi retirado, possui solos ácidos, em virtude do seu potencial hidrogênio (pH) de 5,8 (PASCOAL, 2020).

3.2.2 Ensaios de Compactação

Os ensaios de compactação foram elaborados conforme o Procedimento Rede 04 (PETROBRAS, 2010), em conjunto com a normativa do DNIT 134 (DNIT, 2018). Esses ensaios possuem o intuito de obter a massa específica aparente seca máxima do solo (MEAS) e o seu teor de água, conhecido como umidade ótima ($W_{ót}$). Com isso, foi considerado o uso do cilindro tripartido de 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura para essa análise. A Tabela 7 mostra as condições para os ensaios de compactação para as diferentes modalidades.

Tabela 7 - Padrão adotado para cada condição e energia de compactação

Padrão de ensaio	REDE 04 e DNIT (2018)		
	Molde	EM	EI
Molde	Tripartido		
Soquete	Proctor		
Massa (g)	2500		
Altura de queda (mm)	305		
Nº de camadas	10		
Nº de golpes por camada	12	27	56

Fonte: Pascoal (2020).

A Tabela 8, apresenta os resultados das curvas de compactação do horizonte B pela metodologia da Petrobras (2010) e de acordo com as indicações da normativa do DNIT (2018).

Tabela 8 - Resultado das curvas de compactação do horizonte B

Metodologia	Horizonte B	MEAS (kN/m ³)	$W_{ót}$ (%)
Petrobras (2010)	Energia Normal	1550	28,9
	Energia Intermediária	1625	25,6
	Energia Modificada	1652	22,6

Fonte: Pascoal (2020).

3.2.3 Deformação Permanente

O solo caracterizado por Pascoal (2020) foi submetido ao ensaio de deformação permanente pelo protocolo convencional (DNIT, 2018). As análises foram realizadas conforme o modelo de Guimarães (2009), e os ensaios seguiram os preceitos da normativa DNIT (2018), com os corpos de prova sendo submetidos a 150.000 ciclos na frequência de 2 Hz. Na Tabela 9 estão os valores correspondentes das tensões de desvio, tensões confinantes, dimensões das amostras, com seu grau de compactação (GC) e umidade de moldagem. Na Tabela 10, estão apresentados os resultados obtidos no ensaio de deformação permanente que também estão expostos na Figura 5.

Tabela 9 - Características das amostras do horizonte B, energia intermediária, submetidas ao ensaio de DP

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	D. médio (cm)	Alt. antes (cm)	GC (%)	W antes (%)	Alt. após (cm)	W após (%)
B EI 1	40	40	10,00	20,06	100,40	25,19	20,03	24,91
B EI 2	40	120	9,99	20,07	100,28	25,53	20,04	25,25
B EI 3	80	80	10,00	20,09	100,11	25,74	20,04	25,24
B EI 4	80	240	9,98	19,99	100,24	25,61	19,92	25,10
B EI 5	120	240	10,00	20,08	100,24	25,57	19,99	25,27
B EI 6	120	360	9,99	20,09	99,84	25,80	19,97	25,45

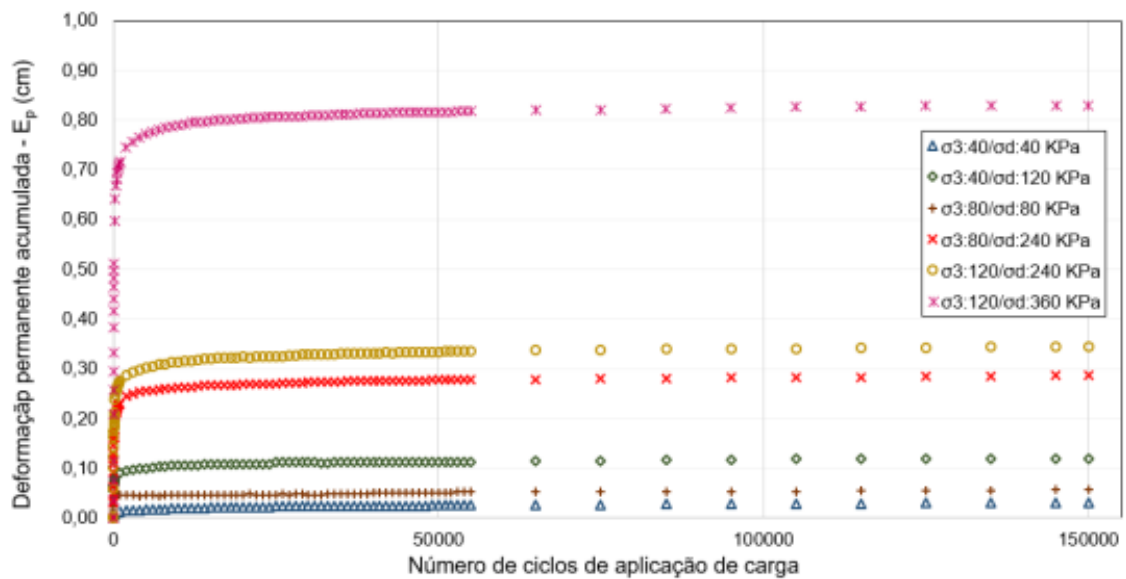
Fonte: Adaptado de Pascoal (2020).

Tabela 10 - Resultado do ensaio de DP do horizonte B com energia intermediária

Condição	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deformação (cm)					
			E^{10}	$E^{1.000}$	$E^{10.000}$	$E^{50.000}$	$E^{100.000}$	$E^{150.000}$
B EI1	40	40	0,0002	0,0138	0,0210	0,0246	0,0261	0,0271
B EI2	40	120	0,0023	0,0223	0,0255	0,0302	0,0304	0,0305
B EI3	80	80	0,0099	0,0330	0,0371	0,0438	0,0470	0,0484
B EI4	80	240	0,0042	0,0435	0,0538	0,0610	0,0642	0,0652
B EI5	120	240	0,0057	0,0651	0,0731	0,0815	0,0826	0,0861
B EI6	120	360	0,0082	0,0910	0,1130	0,1210	0,1220	0,1220

Fonte: Adaptado de Pascoal (2020).

Figura 5 - DP acumulada do horizonte B



Fonte: Adaptado de Pascoal (2020).

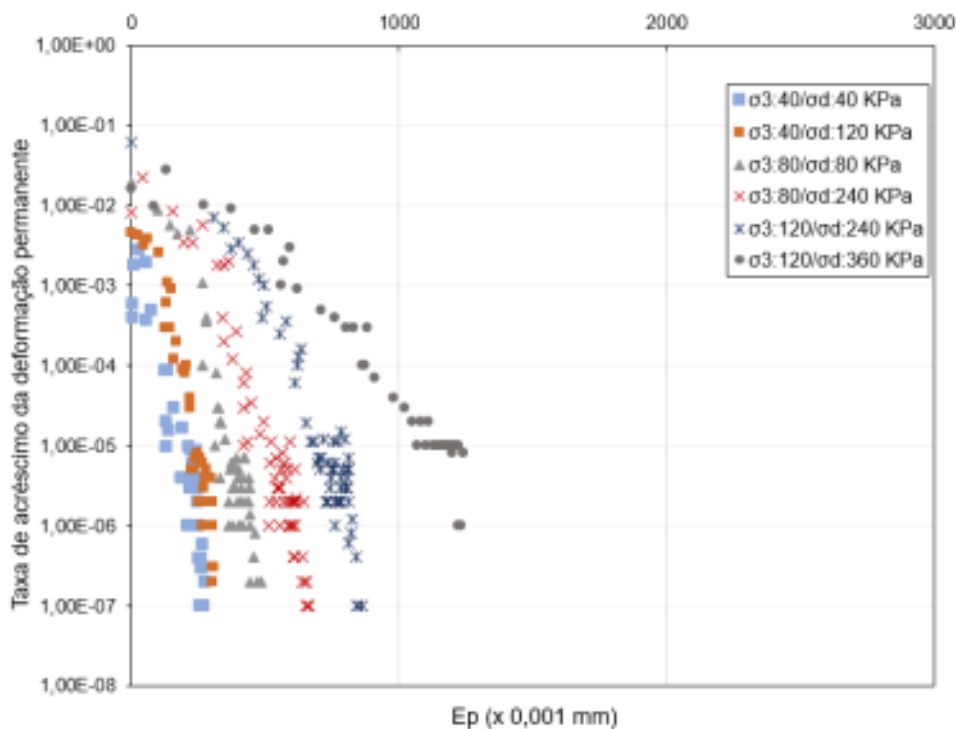
Por meio de uma regressão linear no *software Statistica*, a fim de obter os parâmetros de Guimarães (2009), Pascoal (2020) considerou para esse cálculo, a p_0 de 0,1 MPa, resultando nos parâmetros enunciados na Tabela 11.

Tabela 11 - Parâmetros de DP pelo modelo de Guimarães (2009)

Condição	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R^2
Horizonte B-EI	0,017	0,699	0,517	0,103	0,933
$E_p B EI = 0,017 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{0,699} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{0,517} N^{0,103}$					

Fonte: Adaptado de Pascoal (2020).

A Figura 6 demonstra a pesquisa de ocorrência de *shakedown* e apresenta o crescimento da taxa de deformação permanente do solo proveniente do horizonte B, que foi compactado na energia intermediária. Pelas deformações encontradas, ao empregar esse solo no subleito de pavimentos, as deformações serão de pequena magnitude, e conseqüentemente acarretará no afundamento dessa camada do pavimento (PASCOAL, 2020).

Figura 6 - Ocorrência do *shakedown* no horizonte B

Fonte: Pascoal (2020).

3.3 MÉTODOS

3.3.1 Condições do Ensaio

Para o ensaio de deformação permanente são recomendados os estados de tensões demonstrados na Tabela 12, sendo que Lima et al. (2019), analisou os melhores pares de tensões a serem aplicados para o ensaio de seis amostras, e que foram utilizados no presente trabalho.

Tabela 12 - Estados de tensões indicados para deformação permanente

N° Par	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d / σ_3
01*	40	40	1
02		80	2
03*		120	3
04*	80	80	1
05		160	2
06*		240	3
07	120	120	1
08*		240	2
09*		360	3

Fonte: Adaptado DNIT (2018)

*Pares de tensões selecionados no ensaio de DP (Lima et al., 2019)

Serão realizados os ensaios triaxiais de cargas repetidas, através de dois protocolos multiestágios diferentes, variando o número de repetições por ciclos de cargas, as tensões de desvio e as tensões confinantes, de acordo com as seguintes condições:

- Condição 1: 10.000 ciclos para cada um dos pares 1, 3, 4, 6, 8 e 9 da Tabela 12 (ensaio realizado em triplicata);
- Condição 2: 10.000 ciclos para todos os pares da Tabela 12, em três amostras diferentes, fixando a tensão confinante e variando a tensão de desvio da seguinte forma:
 - Tensão confinante fixada em 40 kPa e tensão de desvio variando em 40, 80, 120 kPa;
 - Tensão confinante fixada em 80 kPa e tensão de desvio variando em 80, 160, 240 kPa;
 - Tensão confinante fixada em 120 kPa e tensão de desvio variando em 120, 240, 360 kPa.

Após a realização dos ensaios sob as três condições enunciadas acima, será feita uma análise dos resultados, comparando-os com os obtidos por Pascoal (2020), que foram realizados com o mesmo material, mas com a metodologia de estágio único.

3.3.2 Preparo do Material

Para o preparo das amostras, foram utilizados cerca de 3,30 kg de solo passante na peneira n° 4 (#4,75mm), que foram condicionados em sacos hermeticamente fechados (Figura 7).

A seguir, uma parcela de solo de cada uma das amostras foi retirada para a determinação da umidade higroscópica. Esse material foi pesado em cápsulas, que permaneceram em uma estufa por 24h, com temperatura controlada em $\pm 105^{\circ}\text{C}$, como pode ser visto nas Figura 8.

Figura 7 - Sacos hermeticamente fechados com a amostra de solo



Fonte: Autor.

Figura 8 - Determinação da umidade higroscópica do solo



Fonte: Autor.

Com os valores dos pesos úmidos e secos encontrados após os recipientes permanecerem 24 horas em estufa, e em posse da umidade ótima e densidade máxima, foi possível verificar a quantidade de água necessária a ser adicionada previamente à compactação.

A compactação das amostras foi realizada na energia intermediária, conforme o Procedimento REDE 04 (PETROBRAS, 2010) associado a normativa do DNIT 134 (DNIT, 2018), utilizando o cilindro tripartido 10 x 20 cm. A compactação foi realizada em 10 camadas, com 27 golpes por camada, com altura de queda de 30,5 cm e um soquete de 2,5 kg.

Para a aprovação de umidade para as amostras, o DNIT (2018) admite uma tolerância de $\pm 0,5\%$ em relação a umidade ótima. Como essa mesma normativa não indica critério de variação da densidade máxima, foi adotado uma variação de $\pm 1\%$ em relação ao grau de compactação ($GC: 100\% \pm 1\%$), para a validação do corpo de prova. As Figuras 9 (a) e (b) exibem o equipamento utilizado e as amostras de solo compactadas. Após a moldagem do corpo de prova, foi feita a desmoldagem do cilindro tripartido, e com o mesmo pesado, determinou-se o diâmetro e altura deste, a partir da média aritmética de três medições para cada uma dessas dimensões.

Figura 9 - Ensaio de Compactação do solo e amostra compactada



Fonte: Autor.

3.3.3 Ensaio Triaxiais de Cargas Repetidas para Deformação Permanente

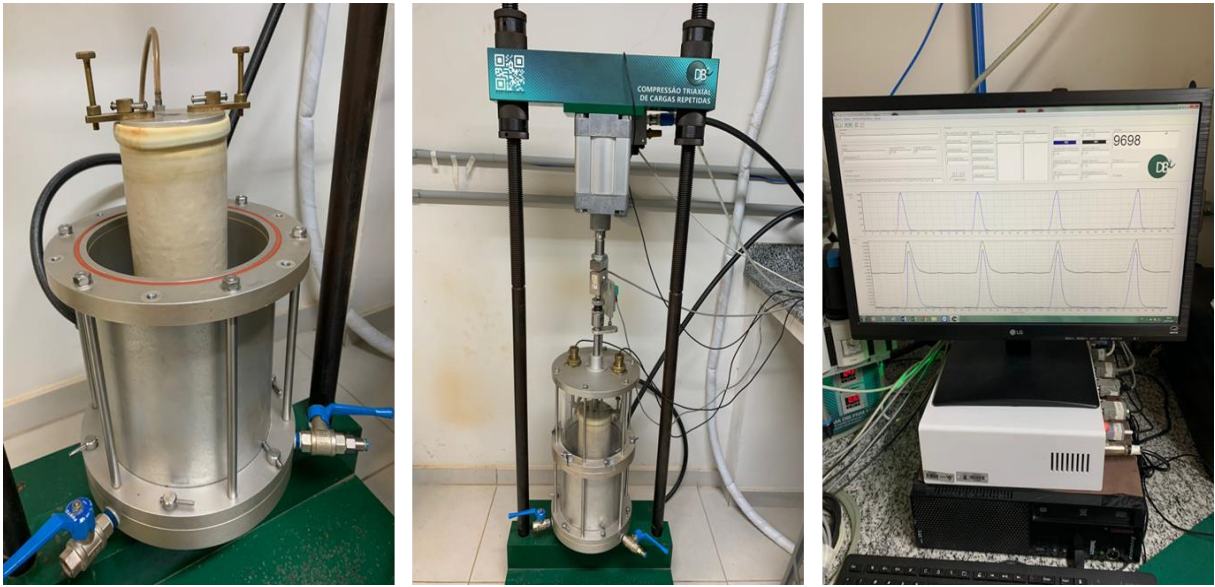
O equipamento triaxial de cargas repetidas utilizado no presente trabalho, se encontra no GEPPASV da UFSM, e através dele é possível simular a passagem de um veículo sobre a superfície do pavimento, posteriormente verificando o efeito gerado nas camadas da estrutura adjacentes ao revestimento asfáltico.

No equipamento, uma força de compressão atua sempre no mesmo sentido, uma vez que uma tensão principal varia de zero até um valor pré-estabelecido, depois é reduzida, e posteriormente seguida de um tempo de repouso. Esse procedimento é repetido pela quantidade de vezes pré-estabelecidas pelo operador. Para a aferição da deformação permanente, o aparelho conta com o *Rectilinear Displacement Transducer* (RDT) que faz medições de até 25 mm. O SEEPAV 14200, produzido pela DBI Indústria de Equipamentos Eletrônicos LTDA, é o *software* utilizado para a geração de dados.

Após a moldagem do corpo de prova descrita em 3.3.2, ele foi posicionado no equipamento triaxial, sobre uma pedra porosa, envolto de uma membrana de borracha, por meio do auxílio de um encamisador. Essa membrana é fixada nas partes superior e inferior do corpo

de prova, com anéis de borracha (*o-ring*). Sobre o corpo de prova, foi colocado o *topcap* que serve de apoio para os *Linear Variable Differential Transformer* (LVDTs), conforme demonstrado na Figura 10.

Figura 10 - Montagem do Equipamento Triaxial



Fonte: Autor.

Para verificar a deformação permanente, a norma do DNIT (2018) indica a utilização de 2 Hz de frequência de aplicação de cargas, embora seja aceitável valores no intervalo de 1 até 5 Hz. Nesta pesquisa, considerou-se a frequência de 2 Hz para a realização dos ensaios de deformação permanente. Para garantir que o aparelho estava corretamente montado, foi realizada a aplicação de 100 ciclos iniciais das tensões confinante e desvio de 0,03 MPa. Após esse procedimento inicial, cada corpo de prova, foi submetido ao ensaio de deformação permanente do protocolo multiestágios, com a variação do número de ciclos, e da magnitude das tensões confinante e desvio, como citado em 3.3.1.

Após a obtenção dos resultados de deformação permanente, foi possível fazer o estudo da ocorrência do *shakedown*. Estes valores, foram analisados correlacionando a deformação permanente vertical acumulada, com a taxa de acréscimo da deformação para cada ciclo de cargas que foi aplicado, de acordo com o modelo de Dawson e Wellner (1999).

4 ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste capítulo, serão apresentados os resultados obtidos em laboratório para os ensaios dinâmicos de cargas repetidas, para o solo do horizonte caracterizado por Pascoal (2020), na energia intermediária, de acordo com o protocolo multiestágios. Primeiramente, serão enunciados os resultados encontrados nos ensaios triaxiais de cargas repetidas, para as diferentes condições que foram descritas no Capítulo 3. Na sequência, eles serão comparados com os valores atingidos por Pascoal (2020), que realizou os ETCR com esse material, sob o protocolo convencional. Por fim, será feita uma análise da ocorrência do *shakedown*.

4.1 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Neste item serão apresentados os resultados encontrados para os ensaios triaxiais de cargas repetidas aplicados. Para os ensaios, foi utilizado o horizonte B do solo, compactado na energia intermediária.

4.1.1 Condição 1

Para a condição 1 do protocolo multiestágios, em que os seis pares selecionados da norma foram aplicados num mesmo corpo de prova, realizou-se os ensaios em triplicata. Na Tabela 13, estão apresentadas as dimensões das amostras, com a sua umidade de moldagem (W em %) e grau de compactação (GC em %), antes da realização do ensaio de DP para os seis pares de tensões. Também constam a altura média e a umidade das amostras após o ensaio de deformação permanente.

Tabela 13 - Características das amostras submetidas ao ensaio de DP – Condição 1

Amostra	D. médio (cm)	Alt. antes (cm)	GC (%)	W antes ETCR (%)	Alt. após (cm)	W após ETCR (%)
Amostra 01	10,00	20,11	100,36	25,20	19,54	25,00
Amostra 02	10,00	19,97	100,40	25,10	19,34	25,10
Amostra 03	10,00	20,04	100,48	25,00	19,43	25,20

Fonte: Autor

A umidade ótima que os CPs compactados devem atingir, na energia intermediária, é de 25,60%. É verificado que após o ensaio de DP, as amostras compactadas obtiveram perda de umidade em alguns casos e acréscimo de umidade em outros, variando de 0,20 a 0,10%.

Na Tabela 14, estão descritos os resultados do ensaio de DP para a Condição 1, das amostras compactadas na energia intermediária. Foi escolhido representar um resumo da deformação acumulada nos seguintes ciclos de repetição de cargas: 50, 100, 500, 1.000, 5.000, 10.000, para cada par de tensão aplicado, totalizando os 60.000 ciclos.

Tabela 14 - Resultados do ensaio de DP – Condição 1

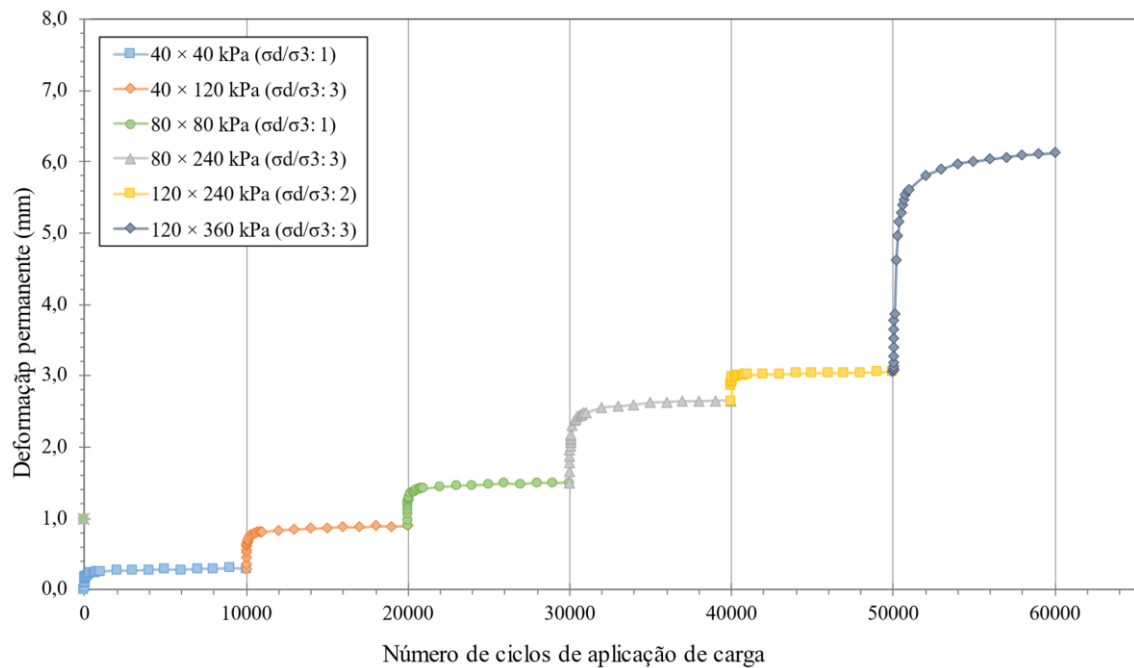
Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d/σ_3	Deformação (cm)					
				E ⁵⁰	E ¹⁰⁰	E ⁵⁰⁰	E ^{1.000}	E ^{5.000}	E ^{10.000}
AM 01	40	40	1	0,0163	0,0191	0,0237	0,0256	0,0284	0,0297
	40	120	3	0,0309	0,0400	0,0493	0,0516	0,0572	0,0603
	80	80	1	0,0063	0,0069	0,0081	0,0083	0,0101	0,0115
	80	240	3	0,0515	0,0675	0,0923	0,0978	0,1120	0,1150
	120	240	2	0,0311	0,0329	0,0344	0,0361	0,0386	0,0403
	120	360	3	0,0215	0,0809	0,2240	0,2560	0,2950	0,3070
AM 02	40	40	1	0,0503	0,0627	0,0651	0,0657	0,0694	0,0712
	40	120	3	0,0292	0,0363	0,0443	0,0463	0,0512	0,0552
	80	80	1	0,0068	0,0078	0,0082	0,0093	0,0101	0,0104
	80	240	3	0,0586	0,0758	0,1020	0,1110	0,1280	0,1340
	120	240	2	0,0072	0,0081	0,0097	0,0111	0,0149	0,0175
	120	360	3	0,0620	0,1150	0,2150	0,2420	0,2950	0,3140
AM 03	40	40	1	0,0188	0,0261	0,0318	0,0328	0,0380	0,0390
	40	120	3	0,0373	0,0458	0,0568	0,0598	0,0671	0,0694
	80	80	1	0,0065	0,0078	0,0086	0,0099	0,0117	0,0132
	80	240	3	0,0496	0,0715	0,1040	0,1150	0,1370	0,1480
	120	240	2	0,0801	0,0140	0,0220	0,0257	0,0358	0,0399
	120	360	3	0,0601	0,1010	0,2030	0,2310	0,2790	0,2930

Fonte: Autor

A partir da análise da Tabela 14, constata-se que para todas as amostras, à medida que as tensões nas quais os corpos de prova são submetidos aumentam, as deformações também crescem. Além disso, em todos os casos o par de tensão que ocasionou maiores deformações foi o σ_3 : 120 kPa, σ_d : 360 kPa, devido à sua magnitude e a sua relação σ_d/σ_3 ser elevada. Os ensaios não necessitaram ser interrompidos em virtude de deformações excessivas.

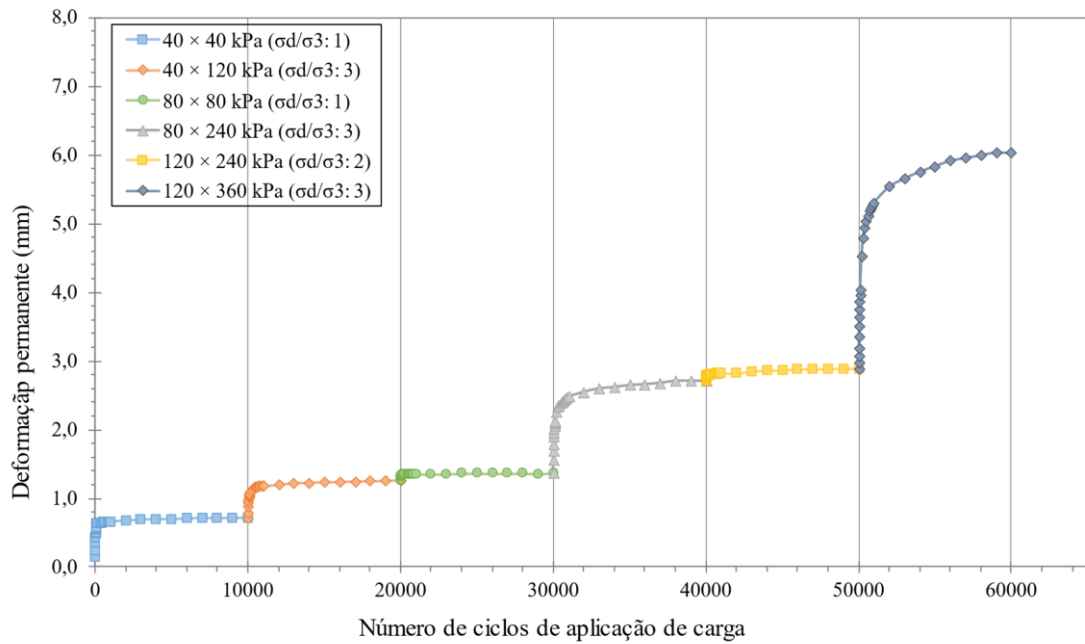
As alturas médias após os ensaios, foram realizadas com um paquímetro digital, e conferem com a altura inicial subtraída da deformação final indicada pelo equipamento de geração de dados utilizado. As Figuras 11, 12 e 13 apresentam as deformações permanentes acumuladas dos corpos de prova das amostras 01, 02 e 03, respectivamente.

Figura 11 - DP acumulada da amostra 01 – Condição 1



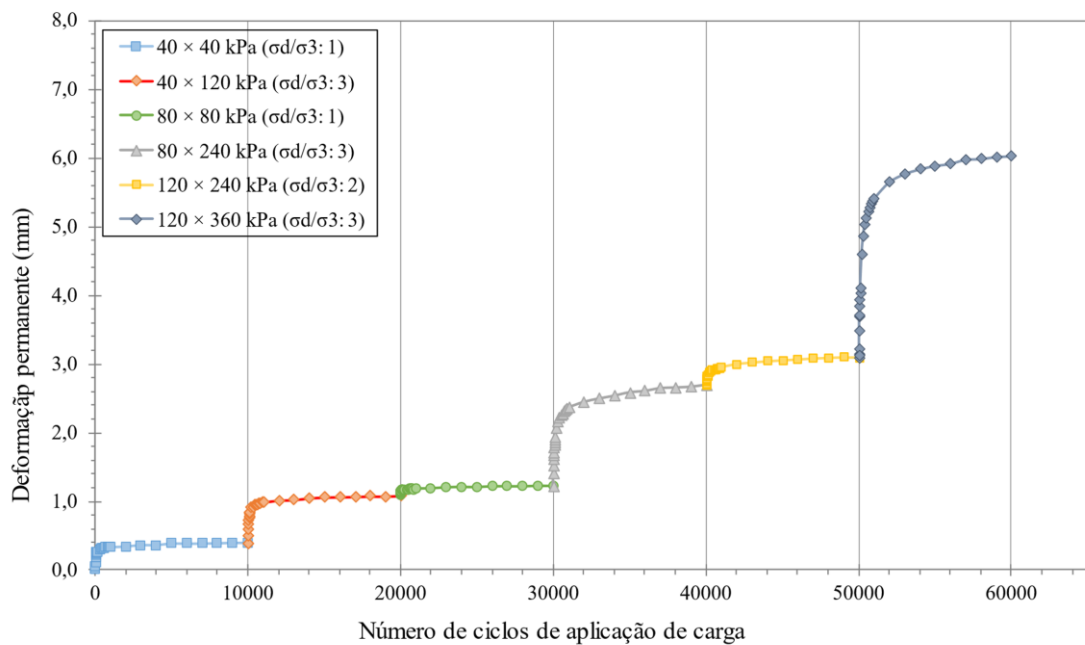
Fonte: Autor

Figura 12 - DP acumulada da amostra 02 – Condição 1



Fonte: Autor

Figura 13 - DP acumulada da amostra 03 – Condição 1

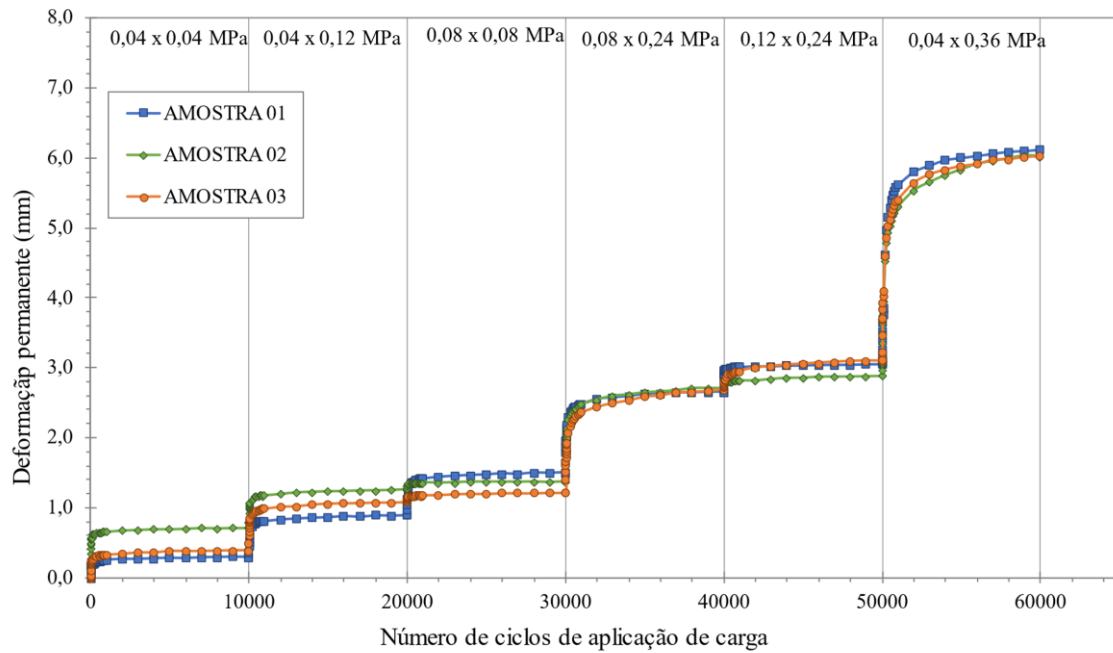


Fonte: Autor

Ao observar os gráficos referentes as deformações permanentes acumuladas das três amostras, constata-se um comportamento semelhante em todos, na qual é possível verificar uma

tendência ao acomodamento da DP, classificando-se como Tipo I ou II segundo a norma do DNIT 179/2018. Na Figura 14, verifica-se que a partir de determinado número de ciclos, as deformações vão se tornando constantes, com pequenas variações entre elas.

Figura 14 - DP acumulada das amostras 01, 02 e 03 – Condição 1



Fonte: Autor

Na Tabela 15 são indicadas as deformações encontradas ao fim da aplicação de cada par de tensões, para as três amostras ensaiadas. Também foi feita uma análise do desvio padrão, da média e do coeficiente de variação (CV) dos valores obtidos.

Tabela 15 - Resultados da DP ao final de cada par de tensões – Condição 1

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d/σ_3	$E^{10.000}$	Média	Desvio Padrão	Coef. Variação (%)
AM 01	40	40	1	0,030	0,037	0,006	17
AM 02				0,042			
AM 03				0,039			
AM 01	40	120	3	0,061	0,062	0,008	12
AM 02				0,055			
AM 03				0,070			
AM 01	80	80	1	0,012	0,012	0,002	12
AM 02				0,011			
AM 03				0,014			
AM 01	80	240	3	0,116	0,133	0,017	12
AM 02				0,135			
AM 03				0,149			
AM 01	120	240	2	0,041	0,040	0,002	4
AM 02				0,038			
AM 03				0,040			
AM 01	120	360	3	0,308	0,306	0,011	3
AM 02				0,315			
AM 03				0,294			

Fonte: Autor

A partir dos dados da Tabela 15, foi possível constatar que as amostras apresentam comportamento semelhante em relação as deformações permanentes acumuladas. Os valores encontrados após o ensaio não possuem uma grande variação em todos os pares de tensões aplicados. O coeficiente de variação variou de 3% para o par de tensões $\sigma_3 = 120$ kPa e $\sigma_d = 360$ kPa até 17% para o par de tensões $\sigma_3 = 40$ kPa e $\sigma_d = 40$ kPa. Com isso, observa-se que há uma pequena dispersão nos resultados, e pode se considerar as amostras como homogêneas de acordo com PIMENTEL-GOMES (1987).

4.1.2 Condição 2

Para a condição 2 de protocolo multiestágios, os ensaios foram realizados fixando a tensão confinante e variando a tensão de desvio aplicadas ao corpo de prova. Na Tabela 16, estão apresentadas as dimensões das amostras, com a sua umidade de moldagem e grau de compactação antes da realização do ensaio de DP. Também constam a altura média e a umidade das amostras após o ensaio de deformação permanente.

A umidade ótima que os CPs compactados devem atingir, na energia intermediária, é de 25,60%. Foi verificado que após o ensaio de DP, as amostras compactadas obtiveram perda de umidade em todos os casos, variando de 0,40 a 0,20%.

Tabela 16 - Características das amostras submetidas ao ensaio de DP – Condição 2

Amostra	D. médio (cm)	Alt. Antes (cm)	GC (%)	W antes ETCR (%)	Alt. Após (cm)	W após ETCR (%)
Amostra 04	10,00	20,06	100,24	25,30	19,90	25,10
Amostra 05	10,00	20,02	100,43	25,10	19,66	25,00
Amostra 06	10,00	20,02	99,60	26,10	19,41*	25,70

Fonte: Autor

*Ensaio interrompido devido a deformações excessivas

Na Tabela 17, estão descritos os resultados do ensaio de DP para a Condição 2, das amostras compactadas na energia intermediária. Nesse procedimento, a amostra que foi submetida a uma tensão confinante fixada em 120 MPa, sofreu deformações de elevada magnitude, e como o equipamento não era capaz de continuar aferindo as deformações devido ao fim de curso de RDT, optou-se por encerrar o ensaio no último par de tensões.

A seguir está apresentado um resumo da deformação acumulada nos seguintes ciclos de repetição de cargas: 50, 100, 500, 1.000, 5.000, 10.000, para cada par de tensão aplicado, totalizando os 30.000 ciclos, sendo 10.000 ciclos de cada um dos três pares de tensão aplicado na norma.

Tabela 17 - Resultados do ensaio de DP – Condição 2

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d/σ_3	Deformação (cm)					
				E ⁵⁰	E ¹⁰⁰	E ⁵⁰⁰	E ^{1.000}	E ^{5.000}	E ^{10.000}
AM 04	40	40	1	0,0136	0,0241	0,0301	0,0328	0,0383	0,0393
	40	80	2	0,0200	0,0276	0,0354	0,0391	0,0455	0,0475
	40	120	3	0,0140	0,0258	0,0427	0,0505	0,0622	0,0636
AM 05	80	80	1	0,0407	0,0480	0,0565	0,0588	0,0637	0,0641
	80	160	2	0,0433	0,0577	0,0744	0,0789	0,0886	0,0908
	80	240	3	0,0547	0,0926	0,1450	0,1580	0,1790	0,1840
AM 06	120	120	1	0,2780	0,2920	0,3130	0,3270	0,3430	0,3470
	120	240	2	0,1470	0,1980	0,2740	0,2980	0,3120	0,3080
	120	360	3	0,2150	0,2390	0,2390	-	-	-

Fonte: Autor

Através dos resultados descritos na Tabela 17, evidencia-se que para as amostras 04 e 05, as deformações aumentam à medida que as tensões de desvio nas quais os corpos de prova são submetidos aumentam, devido ao crescimento da relação σ_d/σ_3 . Além disso, as deformações também crescem devido a magnitude da tensão confinante. O ensaio realizado na amostra 06, apresentou resultado distinto uma vez que após determinado número de aplicação de ciclos de cargas, em virtude das deformações excessivas, o curso do RDT terminou e impossibilitou a sequência do ensaio. Na tabela 18, as deformações permanentes acumuladas ao final de 10.000 ciclos são apresentadas.

Tabela 18 - Resultado DP acumulada ao final de cada par de tensões – Condição 2

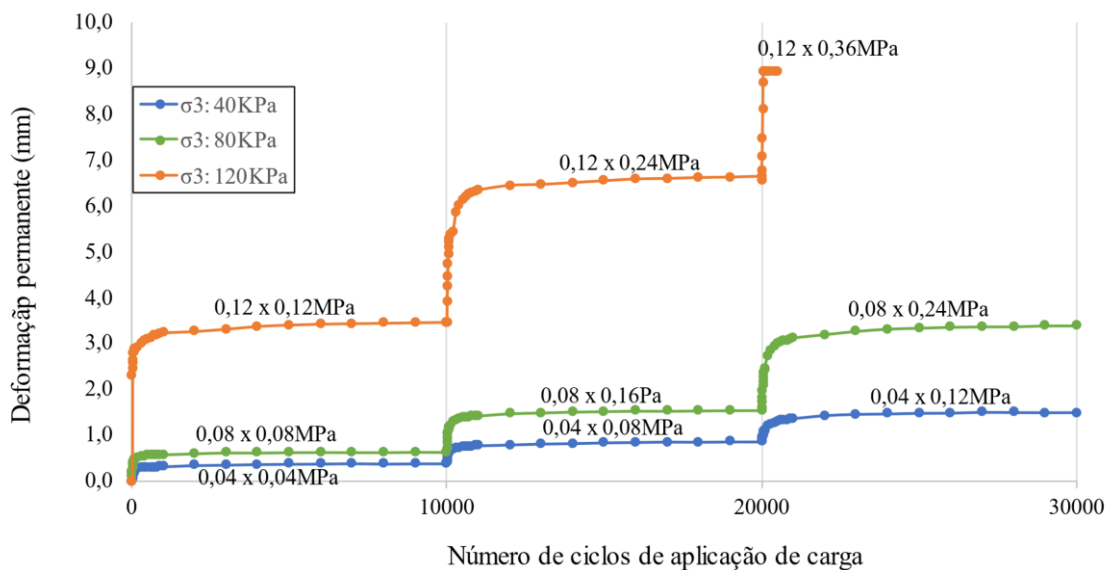
Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_d/σ_3	Deformação	Alt Inicial (cm)	Alt Final (cm)
				(cm) $E^{10.000}$		
AM 04	40	40	1	0,041	20,060	20,019
	40	80	2	0,048	20,019	19,971
	40	120	3	0,064	19,971	19,907
AM 05	80	80	1	0,083	20,020	19,937
	80	160	2	0,091	19,937	19,846
	80	240	3	0,184	19,846	19,662
AM 06	120	120	1	0,443	-	-
	120	240	2	0,309	-	-
	120	360	3	-	-	-

Fonte: Autor

A partir dos valores encontrados descritos na Tabela 18, ao final da aplicação de cada par de tensões, foi possível constatar que nas amostras 04 e 05, com o acréscimo da tensão de desvio, a DP aumenta em ambos os casos, inclusive com significativo crescimento no caso da relação $\sigma_d/\sigma_3 = 3$, a maior ensaiada. Na amostra 06, ele não pode se afirmar uma vez que o ensaio precisou ser interrompido. Porém, nota-se que a para o par de tensões $\sigma_3 = 120$ kPa $\sigma_d = 120$ kPa o CP teve deformações inferiores ao par $\sigma_3 = 120$ kPa $\sigma_d = 240$ kPa. Assim, caso esses resultados não tenham sido comprometidos, assim como os do último par de tensões, é constatada uma menor influência na tensão de desvio com tensões confinantes de elevada magnitude, sendo importante uma futura análise para esses casos.

Para as amostras 04 e 05, as alturas médias após os ensaios, foram realizadas com um paquímetro digital, e conferem com a altura inicial subtraída da deformação final indicada pelo equipamento de geração de dados utilizado. A Figura 15 apresenta as deformações permanentes acumuladas dos corpos de prova das amostras 04, 05 e 06.

Figura 15 - DP acumulada das amostras 04, 05 e 06 – Condição 2



Fonte: Autor

Ao analisar os gráficos referentes as deformações permanentes acumuladas das amostras com $\sigma_3 = 40\text{kPa}$ e $\sigma_3 = 80\text{kPa}$, constata-se um comportamento semelhante em ambas, no qual é possível verificar uma tendência ao acomodamento da DP até existir uma alteração da tensão confinante aplicada, enquadrando-se como Tipo I ou II na classificação da norma do DNIT (2018). Na amostra com $\sigma_3 = 120\text{kPa}$, esse comportamento apenas não é evidenciado quando $\sigma_d = 120\text{kPa}$ é aplicada, fazendo com que o ensaio seja interrompido devido a deformações excessivas.

4.1.3 Protocolo Multiestágios e Protocolo Convencional

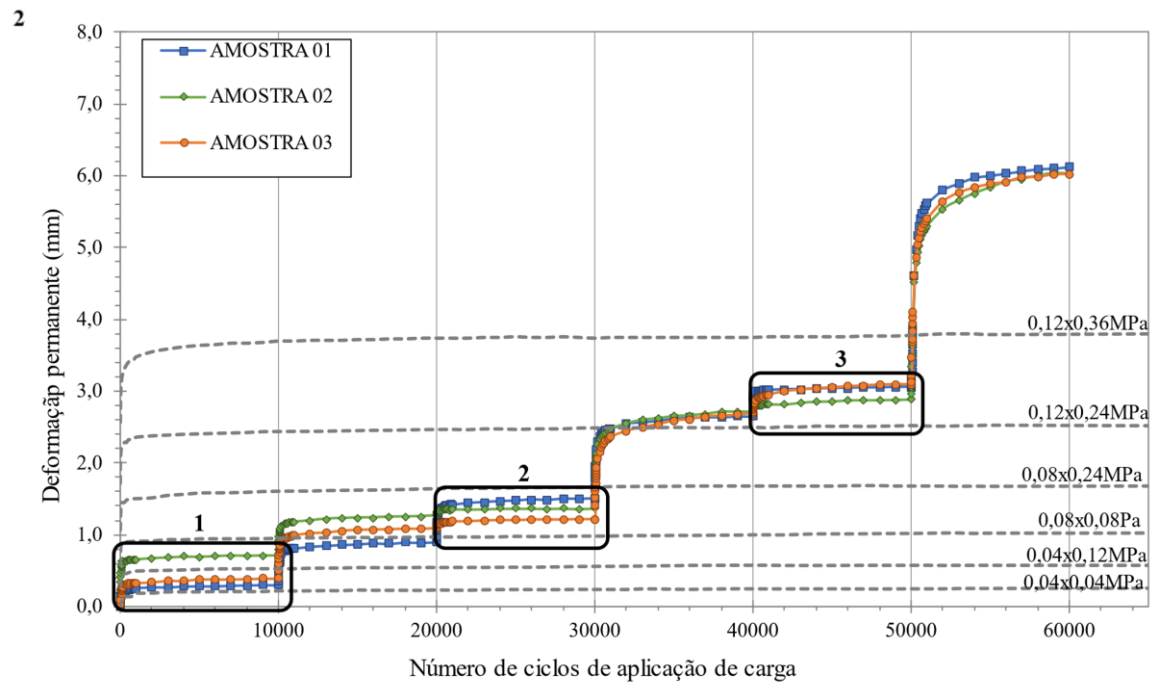
A partir dos resultados dos ensaios de estágio único, realizados por Pascoal (2020) para os seis pares de tensões selecionados por Lima et al. (2019), que foram referenciados no capítulo 3 deste trabalho, e em posse dos que foram realizados pelos protocolos de multiestágios, foram realizadas análises que serão apresentadas a seguir.

Para essa primeira etapa, optou-se por realizar essa análise comparativa entre as metodologias utilizando a Condição 1 do presente trabalho, uma vez que a Condição 2 não teve seu ensaio concluído, que poderia não trazer resultados tão significativos quanto os da primeira condição.

Na Figura 16, é possível observar os resultados de DP obtidos pelos protocolos de

multiestágios e convencional, representados pelas amostras 01, 02 e 03 e pelas linhas tracejadas, respectivamente.

Figura 16 - Comparativo da DP acumulada das amostras 01, 02 e 03 com o ensaio convencional



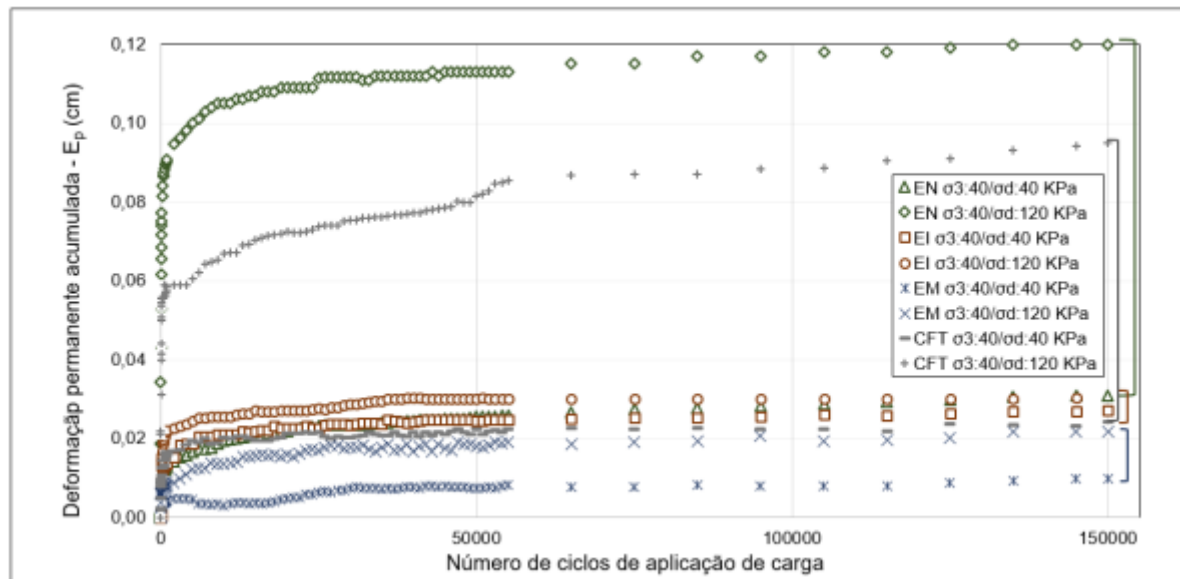
Fonte: Autor

De maneira geral, ao analisar a Figura 16, verifica-se que os ensaios de multiestágios apresentaram valores coerentes aos ensaios convencionais quando se trata dos pares de tensões com relação σ_d/σ_3 inferiores. Conforme os destaques 1, 2 e 3 da Figura 16, quando as tensões de desvio e confinante possuem magnitudes próximas, as deformações permanentes possuem um comportamento similar. Porém, quanto maiores são as tensões, e sobretudo com o acréscimo da relação σ_d/σ_3 , os resultados dos ensaios apresentam maiores diferenças, sendo importante uma nova análise para diferentes condições de ensaio.

Com relação aos resultados dos ensaios da Condição 2, constata-se diferenças significativas entre os protocolos. Pelo fato de o ensaio do CP com $\sigma_3 = 120\text{kPa}$ não ter sido finalizado, serão comparadas apenas as amostras com $\sigma_3 = 40\text{kPa}$ e com $\sigma_3 = 80\text{kPa}$.

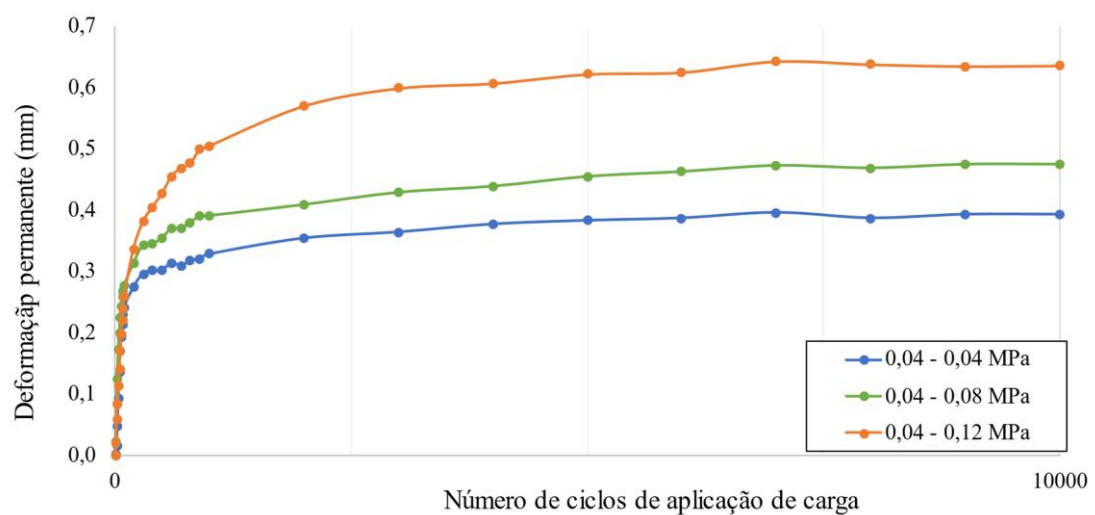
Primeiramente, assim como na pesquisa de Pascoal (2020), as amostras submetidas $\sigma_3 = 40\text{kPa}$ fixada, tiveram menor influência com a variação da tensão desvio frente as mesmas variações nas amostras com $\sigma_3 = 80\text{kPa}$. Porém, a magnitude do acréscimo nas deformações foi significativa, como pode ser observado nas Figuras 17, 18, 19 e 20.

Figura 17 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 40kPa



Fonte: Pascoal (2020)

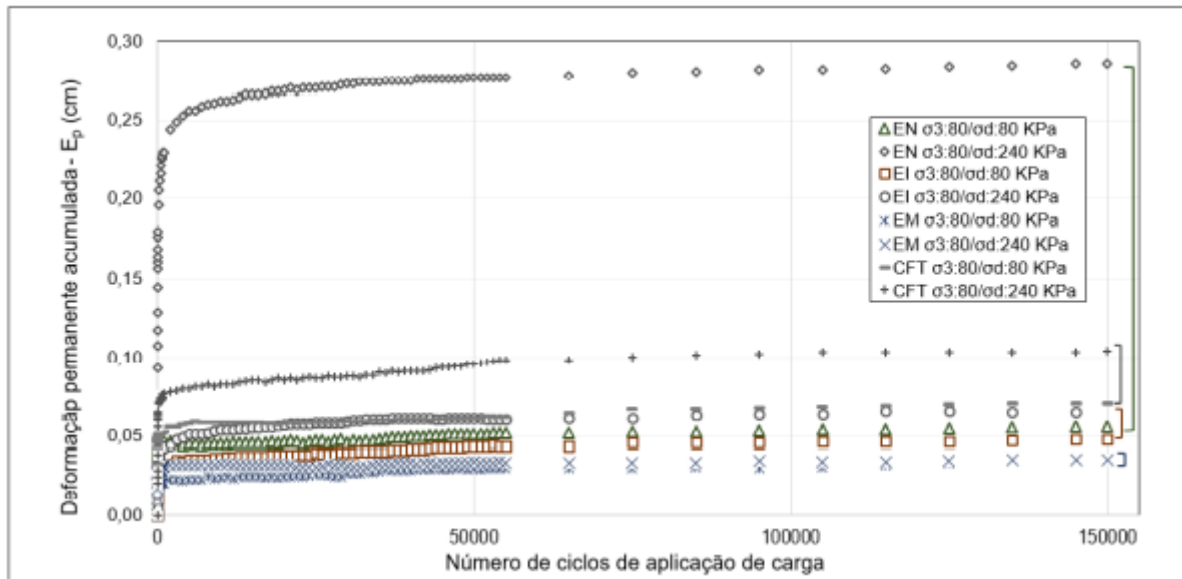
Figura 18 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 40kPa – multiestágios



Fonte: Autor

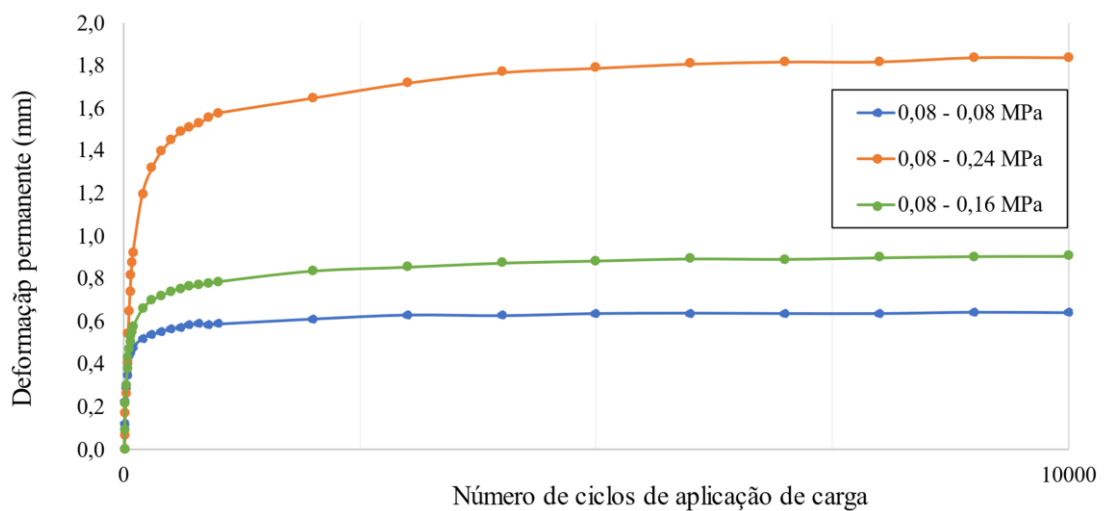
Na Figura 17, é possível verificar que o acréscimo na DP para o protocolo convencional, devido a variação da tensão de desvio na amostra compactada na energia intermediária pode ser praticamente desconsiderada (0,003 cm). Já na Figura 18, a deformação acumulada após a aplicação dos ciclos de cargas foi de 0,023 cm.

Figura 19 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 80kPa



Fonte: Pascoal (2020)

Figura 20 - Influência da tensão de desvio na DP com σ_3 80kPa - multiestágios



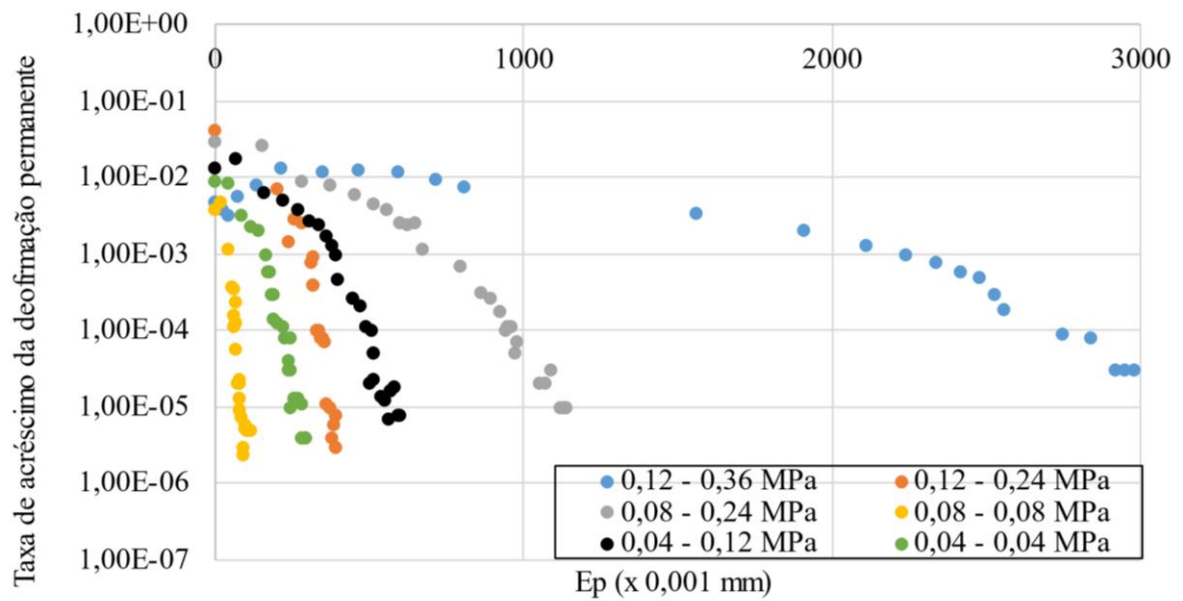
Fonte: Autor

Consideração semelhante pode ser feito para as amostras que tiveram a tensão confinante fixada em 80 kPa. Na Figura 19, constata-se que o acréscimo na DP para o protocolo convencional, devido a variação de σ_d na amostra compactada na energia intermediária é de 0,017 cm, frente a 0,101 cm para o protocolo multiestágios (Figura 20). Para esse caso, a variação na magnitude das deformações foi mais evidente, atingindo um acréscimo de 83%.

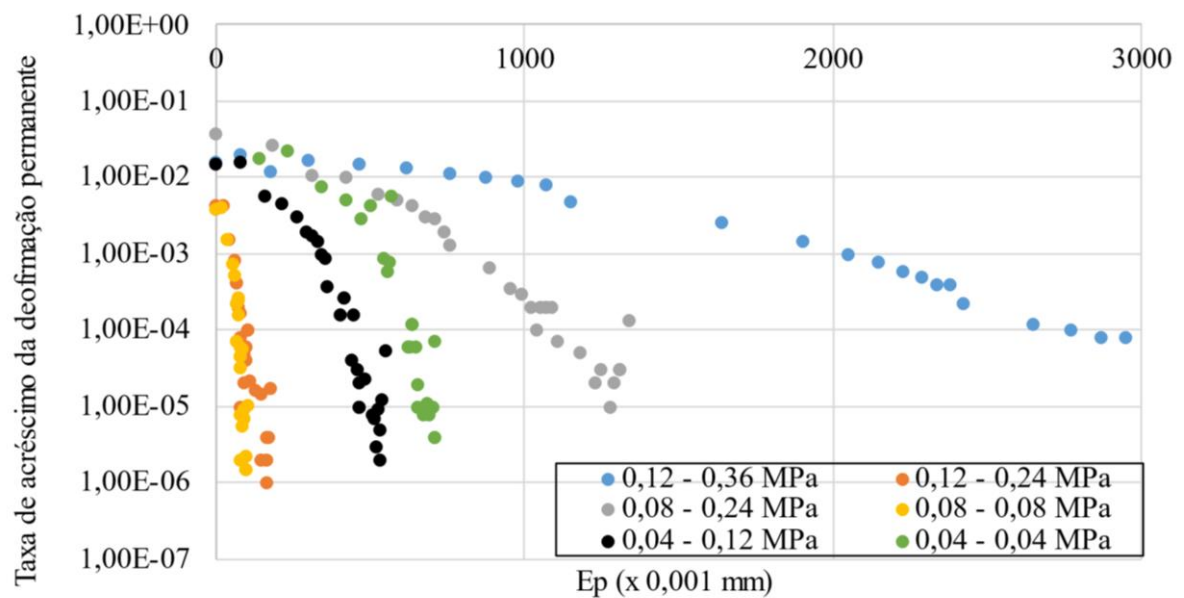
4.1.4 Análise da Ocorrência de *Shakedown*

Em posse dos valores de deformação permanente e dos ciclos de aplicação de cargas, foi calculada a taxa de acréscimo de DP e elaborados gráficos visando a análise da ocorrência de *shakedown* do solo. Foram selecionadas as amostras da Condição 1 para a realização desse estudo, em virtude que o ensaio da Condição 2 não pôde ser concluído. A partir da plotagem desses gráficos, eles foram comparados com o estudo feito por Pascoal (2020), pelo protocolo convencional.

Para o solo ser classificado como *shakedown* ou acomodado, este deve possuir uma taxa máxima de acréscimo na DP na ordem de $10^{-7} \times 10^{-3}$ m por ciclo de aplicação de carga. As Figuras 21, 22 e 23 apresentam a taxa de acréscimo de DP para as amostras 01, 02 e 03.

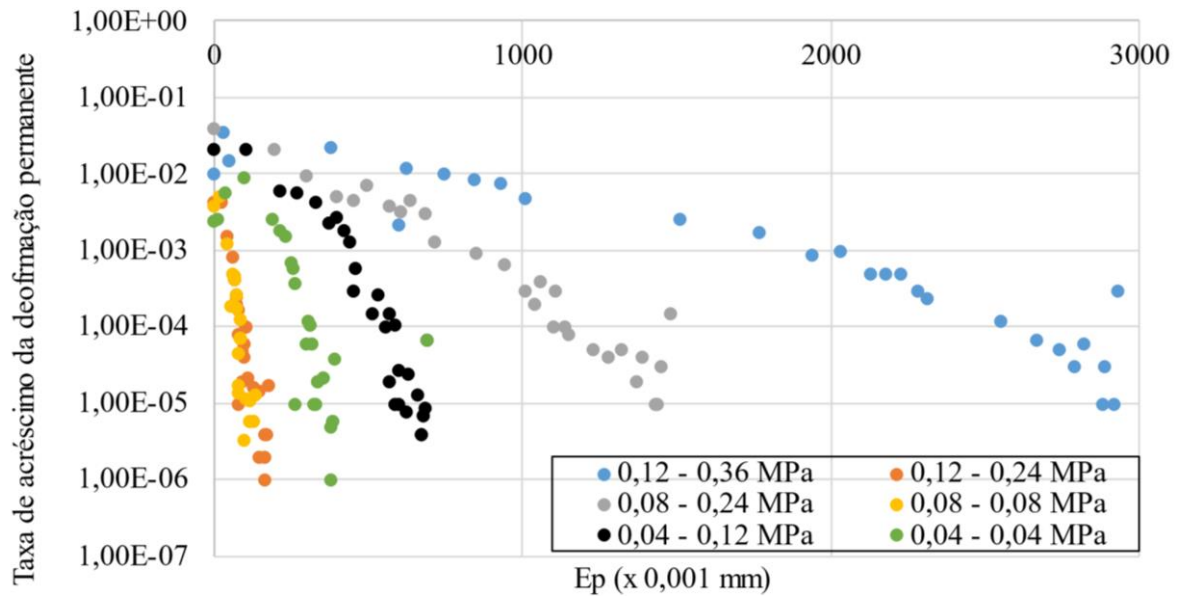
Figura 21 - Ocorrência de *Shakedown* na Amostra 01

Fonte: Autor

Figura 22 - Ocorrência de *Shakedown* na Amostra 02

Fonte: Autor

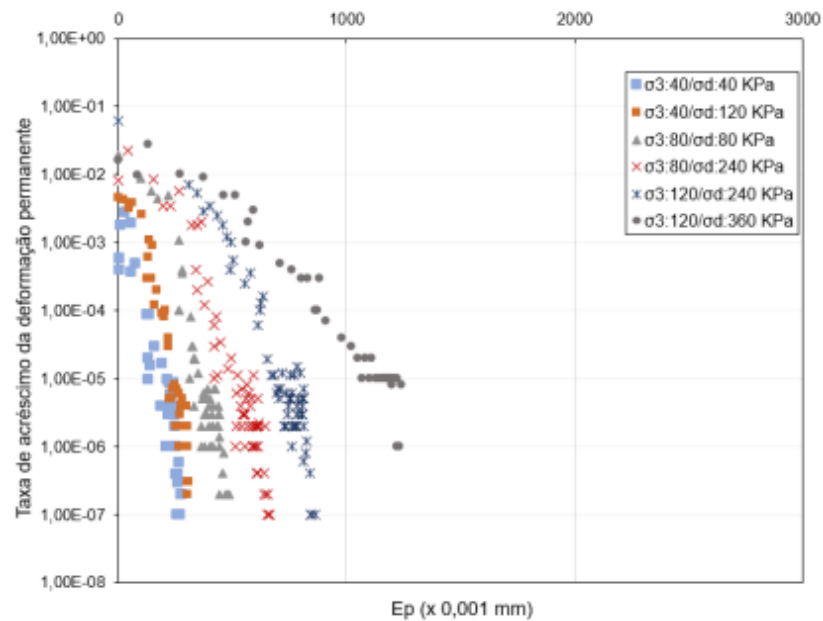
Figura 23 - Ocorrência de Shakedown na Amostra 03



Fonte: Autor

A Figura 24 apresenta a taxa de acréscimo da DP encontrada por Pascoal (2020), para a amostra ensaiada na metodologia convencional.

Figura 24 - Ocorrência de Shakedown do Horizonte B, Energia Intermediária



Fonte: Pascoal (2020)

Analisando os resultados obtidos para o protocolo multiestágios, nota-se que para os pares de tensões 4 e 8 há um de comportamento tipo A, que não acarretaria problemas de afundamento de trilha de rodas no pavimento. Nos pares 6 e 9, é apresentado um comportamento nível B, que por sua vez significa que ainda há um escoamento plástico que contribui para a deformação permanente. Já os pares 1 e 3 possuem um comportamento transicional entre os níveis A e B, fazendo com que seja importante uma análise mais aprofundada para esses pares de tensões.

Para o procedimento de estágio único, as amostras atingiram taxas de acréscimo na DP na ordem de $10^{-7} \times 10^{-3}$ m, e entre $10^{-6} \times 10^{-3}$ m e $10^{-7} \times 10^{-3}$ m para cinco das seis amostras ensaiadas. Assim, constata-se que não haverá problema de afundamento desse solo na sua aplicação em pavimentos. Ainda, para o procedimento multiestágios em cinco das seis amostras as taxas de acréscimo na DP atingem valores entre $10^{-6} \times 10^{-3}$ m e $10^{-7} \times 10^{-3}$ m, porém em ao menos duas das amostras, as deformações ainda não foram cessadas, sendo necessária uma aplicação de um maior número de ciclos para analisar esse comportamento.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A disseminação de novos métodos de avaliação de deformação permanente em materiais utilizados na pavimentação, estão sendo aprimorados em diversos países nos últimos anos. No Brasil, o procedimento de dimensionamento para pavimentos asfálticos atualmente se encontra em transição do Método do DNER para o MeDiNa, que por sua vez considera mais parâmetros dos materiais empregados e condições de tráfego, por exemplo. A implementação do Método MeDiNa denota a notória importância de compreender as diferentes metodologias de ensaio e como elas impactam nos resultados.

Acompanhando essa evolução, o presente trabalho buscou investigar o comportamento de um solo argiloso laterítico empregado em subleito frente aos ensaios triaxiais de cargas repetidas conforme a metodologia multiestágios. Este procedimento, tem como objetivo realizar a caracterização de materiais, demandando menos tempo de realização de ensaio e um consumo inferior de matéria-prima utilizada.

Assim, o solo argiloso laterítico, que teve sua caracterização química e física realizada por Pascoal (2020), foi submetido ao ensaio de deformação permanente com o protocolo de múltiplos estágios para duas diferentes condições de ciclos de aplicações de cargas.

Para a Condição 1 de ensaio, realizado em triplicata, com 10.000 ciclos de aplicação de cargas para seis pares de tensões, as deformações acumuladas condizem com a literatura, no que diz respeito ao seu aumento conforme as tensões aplicadas e a relação σ_d/σ_3 também crescem. Além disso, quando os resultados foram comparados com os obtidos por Pascoal (2020), no ensaio de estágio único, o comportamento do solo apresentou similaridades na DP acumulada. As deformações para os pares de tensões 1, 4 e 8 tiveram valores mais próximos, com um CV médio de 22% para o primeiro par, por exemplo, uma vez que a DP para os pares de tensões 3, 6 e 9 tiveram maiores discrepâncias. Quanto ao acomodamento das amostras, em ambos os estudos se percebe um comportamento tipo I ou II, segundo a norma do DNIT (2018)

Para a Condição 2, em que as amostras tiveram a tensão confinante fixada e a sua tensão de desvio oscilada, o ensaio apresentou resultados congruentes com a literatura, já que com o aumento da tensão de desvio aplicada, a DP acumulada também obteve um acréscimo nas amostras 04 e 05. Porém, a amostra 6 teve seu ensaio interrompido devido ao fim do curso do RDT, fazendo com que a análise para esse par de tensões fosse prejudicada. Ao comparar a influência da tensão de desvio na DP, a magnitude das deformações foi superior quando o ensaio foi realizado pela metodologia de multiestágios em relação ao estágio único, realizado por Pascoal (2020).

Ainda, foi elaborada uma análise da ocorrência do *shakedown*, para as amostras 01, 02 e 03. Nessa etapa da pesquisa, houve uma diferença nos resultados entre as metodologias, já que para o protocolo multiestágios, embora para os pares de tensões 4 e 8 se enquadram no nível A, que não acarretam problemas no afundamento do pavimento, para os outros pares, há uma tendência ao escoamento plástico que contribui para as deformações permanentes. Para o estudo com o estágio único de Pascoal (2020), o mesmo material compactado na energia intermediária não causa problemas de afundamento na camada do pavimento.

Logo, a partir das duas condições estudadas neste trabalho, nota-se que a condição 1 apresentou comportamento mais próximo entre os procedimentos de múltiplos estágios e o convencional. Também é possível constatar que há potencial na caracterização do material, para uma avaliação inicial do mesmo, embora seja importante novos estudos na área a fim de atestar ainda mais a viabilidade deste procedimento pesquisado.

Ainda, o ensaio de multiestágios foi realizado com a duração de aproximadamente 1h e 24min para cada par de tensões aplicado, resultando em 8h 24min para a Condição 1, por exemplo. Quando comparado com o ensaio de estágio único, para os mesmo seis pares de tensões, a caracterização do material seria feita em aproximadamente em 126h, evidenciando mais um motivo da importância da evolução dos estudos nessa área.

Por fim, são sugeridos para trabalhos futuros ensaios sob diferentes condições, aumentando a quantidade de ciclos de aplicações de cargas para as Condições 1 e 2 trabalhadas, e utilizando diferentes tensões de desvio aplicadas na Condição 2. Também é importante a realização do estudo para diferentes materiais utilizados na pavimentação, com o intuito de verificar a viabilidade deste ensaio em outras matérias-primas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

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

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

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

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

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

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

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9895: solo: índice de suporte Califórnia: método de ensaio. Rio de Janeiro: 1987, 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1982). Terminologia e classificação de pavimentação. NBR 7207/82.

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

BERNUCCI, et al. Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. Rio de Janeiro: PETROBRAS: ABEDA, 2008. 504 f.

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

BEZERRA NETO, R. S. (2004). Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecânico e proposta de um catálogo simplificado de

pavimentos para a região de Campo Grande (MS). São Carlos, 2004. 169p. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo.

BS EN 13286-7. (2004). Unbound and hydraulically bound mixtures–cyclic load triaxial test for Unbound Mixtures British Standard Institute, UK.

CERNI, G., CARDONE, F., VIRGILI, S., CAMILLI, S. Characterisation of permanent deformation behavior of unbound granular materials under repeated triaxial loading. *Construction and Building Materials*, 28, 79-87, 2012.

CABRAL, W.S., BARROSO, S.H.A.; TORQUATO, S.A.S., Consideração da deformação permanente de solos ocorridos na região nordeste na análise mecanística-empírica de pavimentos et al., revista *Matéria*, v.26, n.4, 2021.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Propriedades e comportamento de solos tropicais não saturados. In: 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, São Paulo, Anais..., vol. 2, pp. 597-616, 2004.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In: CAMAPUM DE CARVALHO, J. et al. (Orgs.) Solos não saturados no contexto geotécnico. ABMS, cap. 3, São Paulo, p. 39-78, 2015.

DAMBROS F. W., Análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis do Brasil e o método da AASHTO, Universidade Federal de Santa Maria - 2016. 169p.; 30cm

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

DELONGUI, L., MATUELLA, M., NÚÑEZ, W. P., FEDRIGO, W., SILVA FILHO, L. C. P., CERATTI, J. A. P. Construction and Demolition Waste Parameters for Rational Pavement Design. *Construction and Building Materials*. 168. p. (2018) 105-112, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.02.086>.

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

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES. **DNIT 2006b**: Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos. 2. ed. Rio de Janeiro. 310 pp. (Publ, IPR., 720)

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transporte 2020a, DNIT inicia procedimentos para transição do método de dimensionamento de pavimentos, <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/noticias/dnit-inicia-procedimentos-para-transicao-do-metodo-de-dimensionamento-de-pavimentos>, 2020.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. Manual de Estudos de Tráfego. IPR. Publ., 723. Rio de Janeiro, 2006c. 384 p

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

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

FRANCO, F. A. C. P. Método de dimensionamento mecanístico empírico de pavimentos asfálticos – SisPav. 2007. Tese de doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2007

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

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

GRACIOLI, T. D.; Dimensionamento de diferentes estruturas de pavimentos submetidos a quatro solicitações tráfego: análise pelos métodos do DNER e MeDiNa, considerando o desempenho e os custos por solicitação. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

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

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

GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. 2009. 164 352 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2009.

J.I. VENDRUSCOLO; P.T. PASCOAL; T.A. DOS SANTOS; L.D. BUENO; R.J.B PINHEIRO. Comparação entre pavimentos dimensionados com os métodos do DNER (1981) e MEDINA (2018). Estudo de caso com solos de subleito da cidade de Santa Maria/RS. 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 2018.

LEKARP, F; DAWSON, A. Modelling permanent deformation behavior of unbound granular materials. Construction and Building Materials, vol. 12, No. 1, pp. 9-18, Elsevier Science Ltd, 1998.

LEMOS, R. C. Levantamento de reconhecimento dos solos do Rio Grande do Sul. Departamento Nacional de Pesquisa Agropecuária. Divisão de Pesquisa Pedológica, EMBRAPA, Boletim Técnico nº 30. Recife, PE, 1973.

LIMA, C. D. A, MOTTA, L. M. G, ARAGÃO, F. T. S. Análise das Tensões Aplicadas nos Ensaios de Deformação Permanente de Solos e Britas para o Dimensionamento Mecânico-Empírico De Pavimentos. 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes da ANPET, 2019, 1222-1233.

MACEDO, J.A.G. Interpretação de Ensaios Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado Coordenação dos Programas de Pós-Graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 1996, 477p.

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

MEDINA, J.; PREUSSLER, E. S. Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. Solos e Rochas. Rio de Janeiro: v. 3, n.1, p. 3-26, 1980.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos Pavimentos. 3ª Ed. Ed. Interciência. Rio de Janeiro, RJ, 2015. PESQUISA, Diretoria D E Planejamento E. Adaylar (2). 2006.

MOURA, E. Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório. 2010. 299 p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2010.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M.G. Mecânica dos Pavimentos. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 638 p, 2015.

NAZZAL, M. D., MOHAMMAD, L. N., AUSTIN, A. Evaluating Laboratory Tests for Use in Specifications for Unbound Base Course Materials. Journal of Materials in Civil Engineering. 32 (4). 04020036 (2020) 1-8, [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0003042](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0003042).

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos. São Paulo: Editora Villibor, 240 p., 1995.

NGUYEN, T. H. AHN, J. Experimental Evaluation of The Permanent Strains of Open-Graded Aggregate Materials. Road Materials and Pavement Design, (22) (7) p. 1667-1678, 2019.

PAPAGIANNAKIS, A. T. E., MASAD, E. A., Pavement design and materials. Hoboken: John Wiley & Sons, 2008.

PASCOAL, P. T. Avaliação do comportamento resiliente e deformação permanente do solo empregado no pavimento rodoviário da RS 342. 2020. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

PEZO, R. F.; CLAROS, G.; HUDSON, W. R.; STOKOE II, K. H. Development of reliable resilient modulus test for subgrade and non-granular subbase materials for use in routine pavement design. Research Report 1177, 1992.

PIMENTEL-GOMES, F. Curso de estatística experimental. 12. ed. São Paulo, Nobel, 1987. 466p.

PINTO, S. Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos. 1991. Tese de Doutorado - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1991.

Publicação IPR - 710: Manual de conservação rodoviária. 2. ed. Rio de Janeiro, 2005. 564 p.

RAMALHO, A. M. C. Análise das tensões e deformações em camadas de pavimento flexível. Universidade Federal de Pernambuco, 164p., 2010.

RODRIGUES, R. L. Avaliação estrutural de segmento da Av. Floriano Peixoto na zona urbana de Campina Grande. Universidade Federal de Campina Grande, 166p., 2007.

SAGRILO, A. V. Estudo de Deformabilidade e Empacotamento de Britas com Diferentes Origens Litológicas do Estado do Rio Grande Do Sul. Universidade Federal de Santa Maria, 169 p., 2020.

SANTOS, M. D.; ROSA, T. S. C.; CUCONATO, P.; SANTOS, D. Pavimentação de Qualidade das Vias Públicas como uma das Garantias dos Direitos Constitucionais dos Cidadãos. R. Científica UBM-Barra Mansa (RJ), ano XXVI, v.23, n. 44, 1. Sem. 2021 p150 - 165. ISSN 1516 - 4071

SANTOS, T.A. A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: Efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020

SEED, H.B.; CHAN, C.K.; LEE, C.E. Resilience Characteristics of Subgrade Soil and Their Relation to Fatigue Failures in Asphalt Pavements. Internationall Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, University of Michigan, 1962.

SONG, Y., OOI, P. S. K. Interpretation of Shakedown Limit from Multistage Permanent Deformation Test. Transportation Research Record. 2167 (2010) 72-82, <https://doi.org/10.3141/2167-08>.

SOUZA, M. L. Projeto de Pavimento Flexível. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Publicação 772, Rio de Janeiro, RJ, 19813

SVENSON, M. Ensaio triaxiais dinâmicos de solos argilosos. 1980. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1980.

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

ULLIDTZ, P. Pavement analysis. Amsterdam: Elsevier Science Publishers. 1987. 318 p.

ZAGO, J. P. Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleito rodoviários de Santa Maria – RS. 2016. 225 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.