

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

LARISSA XAVIER DE OLIVEIRA

ANÁLISE GEOMECÂNICA DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE VISANDO SUA
APLICAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO

Joinville

2022

LARISSA XAVIER DE OLIVEIRA

ANÁLISE GEOMECÂNICA DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE VISANDO SUA
APLICAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO

Trabalho apresentado como requisito para obtenção do título de bacharel no Curso de Graduação em Engenharia Civil de Infraestrutura do Centro Tecnológico de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann

Coorientador: Dr. Breno Salgado Barra

Joinville

2022

LARISSA XAVIER DE OLIVEIRA

ANÁLISE GEOMECÂNICA DE UM SOLO RESIDUAL DE GNAISSE VISANDO SUA
APLICAÇÃO EM PAVIMENTAÇÃO

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, na Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico de Joinville.

Joinville (SC), 15 de dezembro de 2022.

Banca Examinadora:

Dr. Marcelo Heidemann
Orientador(a)/Presidente

Dr. Breno Salgado Barra
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

Dr. Julian Asdrubal Buritica Garcia
Membro
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

Em primeiro lugar, agradeço a Deus, que me permitiu chegar até este momento e guiou meus passos até aqui.

Agradeço aos meus pais, Willian e Edineia, que sempre me apoiaram e fizeram de tudo que estivesse ao alcance para me proporcionar o melhor que poderiam oferecer. Agradeço por todo o cuidado recebido até aqui, pela compreensão com as rotinas de estudo e toda a motivação ao longo desses anos, sem os quais não seria possível concluir esta etapa. Agradeço também à minha irmã Sofia, que sempre esteve presente e torceu por minhas conquistas.

Agradeço ao meu namorado, Eduardo, pelo companheirismo, motivação, compreensão e por acreditar em mim, sempre me lembrando de que tudo daria certo. É um prazer poder dividir esses momentos, mesmo que à distância.

Agradeço à Universidade Federal de Santa Catarina por ter me proporcionado uma formação de qualidade que foi além do conteúdo em sala de aula durante todos esses anos. Sempre me lembrarei com carinho dos anos vividos na graduação.

Ao meu orientador, professor Dr. Marcelo Heidemann, pela orientação de excelência, pela dedicação em ensinar e por ter despertado em mim o interesse pela área da mecânica dos solos através de suas cativantes aulas. Muito obrigada!

Agradeço também ao meu coorientador, professor Dr. Breno Salgado Barra, por ter aceitado me auxiliar nessa reta final e pelas valiosas contribuições para o aperfeiçoamento deste trabalho.

Ao laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC Joinville, e a todos que lá trabalham, por todo o auxílio na realização dos ensaios.

A todos os colegas que me ajudaram e com quem foi possível trocar conhecimento. Em especial às colegas Eduarda, Beatriz e Jéssica pela amizade, auxílio e estudos em conjunto, além das risadas e boas conversas. Obrigada!

Àqueles que eventualmente eu possa ter esquecido de mencionar, mas que contribuíram de alguma forma, ofereço meus sinceros agradecimentos!

“A coisa mais indispensável a um homem é reconhecer o uso que deve
fazer de seu próprio conhecimento”
(PLATÃO).

RESUMO

Contrastando com o método empírico de dimensionamento de pavimentos instituído pelo DNER em 1981, que utiliza os resultados do ensaio de CBR, foi criado o Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa), que se trata de um método mecanístico-empírico baseado nos valores de módulo de resiliência e deformação permanente para estabelecer um processo de dimensionamento pautado no cálculo do estado de tensões e deformações da estrutura. A partir dessas considerações, foram realizados os ensaios pertinentes aos dois métodos para propor pavimentos segundo cada um deles, considerando o solo estudado neste trabalho como camada de subleito e obtendo os parâmetros das demais camadas através da base de dados do software MeDiNa. Comparando as duas estruturas propostas, observou-se que o método mecanístico-empírico proporcionou uma estrutura mais espessa e robusta, obtendo menores valores para o trincamento por fadiga do revestimento asfáltico e para o afundamento de trilha de roda. Analisando o comportamento geomecânico do solo da região de Joinville/SC e as análises acerca do pavimento, constatou-se que se trata de um material adequado para camada de subleito segundo os parâmetros estabelecidos pelo DNIT referentes ao CBR. O comportamento em relação à deformação permanente apresentou acomodamento plástico, considerando as tensões utilizadas nos ensaios, e o comportamento resiliente é pautado por elevado grau de resiliência.

Palavras-chave: Solo residual de gnaiss. Módulo de resiliência. Deformação permanente. Método empírico. Método mecanístico-empírico.

ABSTRACT

Contrasting with empiric pavement dimensioning created by DNER in 1981, which uses results of CBR tests, the National Dimensioning Method (MeDiNa) was created, which consists in a mechanistic empirical based on modulus of resilience values e permanent deformation to set a dimensioning process guided on stress state calculation and structure deformations. From those considerations, were performed the relevant tests to both methods to purpose structure pavements according to each one, considering the soil as a subgrade and obtaining the parameters of other layers from MeDiNa data base. Comparing the two structures, this analysis carried out that the mechanistic empirical method provided thicker and robust structure, obtaining lower values to fatigue cracking of asphaltic coating and permanent deformation. Analysing the geomechanical behavior of Joinville/SC soil and the analysis about the pavement, it was verified that is a suitable to be used as a subgrade considering DNIT referring parameters to CBR. The soil introduced shakedown on permanent deformation tests, considering the tensions used in the tests, and resilient behavior is guided by a high degree of resilience.

Keywords: Gneiss residual soil. Modulus of resilience. Permanent deformation. Empirical method. Mechanistic-empirical method.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Classificação resiliente de solos argilosos	20
Figura 2 - Classificação resiliente de solos granulares.....	21
Figura 3 - Níveis de acomodamento relativos ao <i>shakedown</i>	24
Figura 4 - Utilização rodoviária de solos de acordo com a classificação MCT	30
Figura 5 - Espessuras do pavimento	33
Figura 6 - Fluxograma de etapas relativas ao desenvolvimento do trabalho.....	41
Figura 7 - Parâmetros do material escolhido para base	42
Figura 8 - Parâmetros do material escolhido para sub-base	43
Figura 9 - Parâmetros do material selecionado para revestimento	43
Figura 10 - Localização da jazida.....	44
Figura 11 - Localização da jazida de acordo com o mapa geológico de Joinville	44
Figura 12 - Amostra de solo após seco em estufa	45
Figura 13 - Pastilhas submetidas a saturação	48
Figura 14 - Corpo de prova embebido em água	49
Figura 15 - Corpo de prova moldado.....	51
Figura 16 - Curva granulométrica	55
Figura 17 - Curva de compactação	56
Figura 18 - Carta de Plasticidade.....	57
Figura 19 – Esquema para classificação segundo o sistema unificado	58
Figura 20 - Classificação TRB	59
Figura 21 - Ábaco para classificação MCT	60
Figura 22 - Deslocamento x Pressão	61
Figura 23 - Correlações empíricas entre MR e CBR considerando a classificação MCT.....	62
Figura 24 - Parâmetros do modelo de tensão-desvio para o corpo de prova 1	63
Figura 25 - Parâmetros do modelo de tensão-desvio para o corpo de prova 2.....	64
Figura 26 - Parâmetros do modelo de tensão-desvio para o corpo de prova 3.....	64
Figura 27 - Parâmetros do modelo de tensão confinante para o corpo de prova 1	65
Figura 28 - Parâmetros do modelo de tensão confinante para o corpo de prova 2.....	65
Figura 29 - Parâmetros do modelo de tensão confinante para o corpo de prova 3.....	66
Figura 30 - Parâmetros do modelo composto para o corpo de prova 1	67
Figura 31 - Parâmetros do modelo composto para o corpo de prova 2.....	68

Figura 32 - Parâmetros do modelo composto para o corpo de prova 3	68
Figura 33 - Classificação resiliente do solo	69
Figura 34 - Curva de deformação permanente	72
Figura 35 - Pesquisa de ocorrência de <i>shakedown</i>	73
Figura 36 - Parâmetros do solo no software MeDiNa	75
Figura 37 – Critérios e confiabilidade das vias	75
Figura 38 - Espessuras do pavimento dimensionado segundo o método DNER	77
Figura 39 - Análise do pavimento para o sistema arterial principal	78
Figura 40 - Análise do pavimento para o sistema coletor primário.....	78
Figura 41 - Análise do pavimento para o sistema local.....	79
Figura 42 - Afundamento de trilha de roda para o sistema arterial principal.....	80
Figura 43 - Afundamento de trilha de roda para o sistema coletor primário.....	80
Figura 44 - Afundamento de trilha de roda para o sistema local.....	80
Figura 45 - Pavimento redimensionado para o sistema arterial principal	81
Figura 46 - Pavimento redimensionado para o sistema coletor primário	82
Figura 47 - Pavimento redimensionado para o sistema local	82
Figura 48 - Análise de afundamento de trilha de roda para o sistema arterial principal.....	83
Figura 49 - Análise de afundamento de trilha de roda para o sistema coletor primário.....	83
Figura 50 - Análise do afundamento de trilha de roda para o sistema local	83
Figura 51 - Parâmetros do subleito considerando o módulo de resiliência linear obtido através de ensaios.....	86
Figura 52 – Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido em ensaios para o sistema arterial principal.....	87
Figura 53 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido em ensaios para o sistema coletor primário.....	87
Figura 54 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido em ensaios para o sistema local.....	88
Figura 55 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por ensaios para o sistema arterial principal.....	88
Figura 56 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por ensaios para o sistema coletor primário	89
Figura 57 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por ensaios para o sistema local.	89

Figura 58 - Parâmetros do subleito considerando o módulo de resiliência linear obtido através de correlações empíricas.....	90
Figura 59 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido por meio de correlação empírica para o sistema arterial principal	90
Figura 60 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido por meio de correlação empírica para o sistema coletor primário	91
Figura 61 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido por meio de correlação empírica para o sistema local	91
Figura 62 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por correlações empíricas para o sistema arterial principal.....	92
Figura 63 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por correlações empíricas para o sistema coletor primário	92
Figura 64 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por correlações empíricas para o sistema local	93

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Coeficientes de equivalência estrutural.....	34
Quadro 2 - Comparação entre as análises considerando o método DNER e o MeDiNa.....	85
Quadro 3 - Comparação entre as análises feitas considerando diferentes módulos de resiliência	94

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Valores médios das características de solos residuais saprolíticos de gnaisse.....	31
Tabela 2 - Espessura mínima de revestimento betuminoso.....	33
Tabela 3 - Temperaturas normais do ar de acordo com as regiões do Brasil.....	35
Tabela 4 - Correlação entre o grau de confiabilidade e o número de desvios padrão.....	38
Tabela 5 - Níveis de confiabilidade em relação à classe da rodovia.....	38
Tabela 6 - Medidas de penetração no ensaio CBR.....	50
Tabela 7 - Sequência de tensões para fase de condicionamento.....	51
Tabela 8 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência.....	52
Tabela 9 - Valores de tensão desviadora para procedimento inicial.....	53
Tabela 10 - Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente.....	54
Tabela 11 - Percentuais das frações retidas.....	56
Tabela 12 - Resumo dos valores obtidos pelos ensaios de caracterização.....	56
Tabela 13 - Resumo dos valores obtidos no ensaio.....	61
Tabela 14 - Resultados das correlações envolvendo CBR e MR.....	63
Tabela 15 - Parâmetros do modelo composto para os corpos de prova.....	66
Tabela 16 - Valores mínimos e máximos de módulo de resiliência.....	70
Tabela 17 - Valores de deformação permanente para os corpos de prova ensaiados.....	71
Tabela 18 - Coeficientes obtidos para o modelo de Guimarães.....	71
Tabela 19 – Correlação obtida entre MR e CBR.....	76

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AASHTO – American Association of Highway and Transportation Officials

AEMC – Análise Elástica de Múltiplas Camadas

CBR – California Bearing Ratio

COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de pós-graduação e pesquisa de engenharia

DNER – Departamento Nacional de Estradas e Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DP – Deformação Permanente

IP – Índice de Plasticidade

LL – Limite de liquidez

LP – Limite de Plasticidade

MCT – Miniatura Compactada Tropical

MR – Módulo de Resiliência

TRB – Transportation Research Board

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

USACE – United States Army Corps of Engineers

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	16
1.1. OBJETIVOS	17
1.1.1. Objetivo Geral	17
1.1.2. Objetivos Específicos	17
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	18
2.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DEFORMAÇÃO PERMANENTE	18
2.2. COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE	25
2.2.1. Características gerais do comportamento de solos residuais	25
2.2.2. Comportamento resiliente de solos residuais compactados	26
2.2.3. Comportamento relativo à deformação permanente de solos residuais compactados	28
2.3. APLICAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE EM PAVIMENTAÇÃO	29
2.4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS: MÉTODO EMPÍRICO E MÉTODO MECANÍSTICO EMPÍRICO	32
2.4.1. Método DNER	32
2.4.2. Método de Dimensionamento Nacional	34
<u>2.4.2.1. Fatores Ambientais</u>	35
<u>2.4.2.3. Deformabilidade elástica do pavimento</u>	36
<u>2.4.2.4. Deformabilidade plástica do pavimento</u>	36
<u>2.4.2.3. Critério de confiabilidade</u>	37
<u>2.4.2.5. Procedimentos para o dimensionamento mecanístico-empírico</u>	39
3. METODOLOGIA	41
3.1. MATERIAL	42
3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	45
3.2.1. Curva Granulométrica	45
3.2.2. Limites de Atterberg	46
3.2.3. Densidade real dos grãos	47
3.2.4. Ensaio de pastilha	48
3.2.5. Compactação	48
3.3. ENSAIOS DE COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO	49
3.3.1. CBR	49

3.3.2. Módulo de Resiliência	50
3.3.3. Deformação Permanente.....	53
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS.....	55
4.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	55
4.2.1. Classificação Unificada	57
4.2.2. Classificação TRB (Transportation Research Board)	58
4.2.4. Classificação MCT.....	59
4.2. COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO	60
4.2.1. Índice de Suporte Califórnia (CBR) e Expansão.....	60
4.2.2. Módulo de Resiliência	63
4.2.3. Deformação Permanente.....	71
5. ANÁLISE DOS RESULTADOS	74
5.1. MÉTODO DNER	76
5.2. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL	81
5.3. INFLUÊNCIA DO REAL COMPORTAMENTO RESILIENTE DO SUBLEITO NA ESTRUTURA DO PAVIMENTO	85
6. CONCLUSÃO.....	95

1. INTRODUÇÃO

O método de dimensionamento de pavimentos flexíveis frequentemente utilizado no Brasil é um método empírico embasado no California Bearing Ratio (CBR), que avalia a capacidade de suporte dos solos a partir da medida de pressão necessária à penetração de um pistão, sob carregamento estático. Em contrapartida, tem-se o método dito mecanístico-empírico, que faz uso do módulo de resiliência e deformações permanentes do solo como parâmetros para o dimensionamento de pavimentos. Esses ensaios são executados em equipamento triaxial dinâmico.

Para determinar o CBR de uma amostra de solo, utiliza-se uma prensa específica para ensaio CBR, sendo necessário saturar a amostra de solo durante quatro dias, na tentativa de reproduzir uma condição desfavorável que possa ocorrer em campo (CAPUTO, 1988). Entretanto, não há como garantir que a amostra de solo esteja de fato saturada e isso diminui o nível de confiabilidade do ensaio. Além do mais, é desconhecido o estado de tensões do solo durante o ensaio e o carregamento não se dá de forma repetida e dinâmica, como usualmente ocorre em pavimentos.

Os ensaios realizados em equipamentos triaxiais apresentam maior confiabilidade em comparação aos ensaios de CBR, uma vez que é possível garantir a saturação da amostra de solo, se desejado, controlar a trajetória de tensões, simular cargas repetidas e medir a variação volumétrica do corpo de prova. O controle dessas condições durante o ensaio permite simular com mais precisão as condições às quais o solo está submetido em campo.

Os ensaios de deformação permanente e módulo de resiliência são realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas. O ensaio de deformação permanente (DP) consiste em aplicar um grande número de ciclos de carga repetida para um estado de tensão em cada corpo de prova, observando as deformações permanentes acumuladas ao longo do ciclo. O ensaio de módulo de resiliência (MR) é realizado a partir da aplicação de pares de tensão confinante e desviadora, medindo a respectiva deformação resiliente (NORBACK, 2018).

Na região nordeste de Santa Catarina são comumente encontrados solos residuais de gnaiss. De acordo com Silveira (2005), gnaisses geralmente constituem um material adequado para a utilização em obras de engenharia desde que os bandeamentos gnáissicos não apresentem planos de fraqueza em sua estrutura. Entretanto, para amostras compactadas os bandeamentos tornam-se pouco relevantes.

São escassos resultados de ensaios triaxiais dinâmicos em tais materiais. Assim, este trabalho buscou investigar o comportamento exibido por solos residuais de gnaiss compactados quando submetidos a ensaios triaxiais dinâmicos e, posteriormente, avaliar o emprego desse material como camada de subleito através do método empírico, baseado no ensaio CBR, e através do método mecanístico-empírico, baseado nos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente.

1.1. OBJETIVOS

1.1.1. Objetivo Geral

Investigar o comportamento geomecânico apresentado por um solo residual de gnaiss da região de Joinville sob ensaios triaxiais dinâmicos, visando seu uso como subleito rodoviário.

1.1.2. Objetivos Específicos

- Executar a caracterização física do solo estudado;
- Determinar a curva de compactação e CBR para o solo estudado;
- Executar ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente nos solos estudados;
- Propor uma aplicação na estrutura de um pavimento genérico a partir dos dados obtidos através de dois diferentes métodos de dimensionamento;
- Comparar os resultados obtidos utilizando os diferentes métodos de dimensionamento propostos.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste tópico, será descrito o comportamento dos solos residuais de gnaiss tendo em vista sua aplicação para pavimentação, enfatizando os parâmetros necessários para o dimensionamento mecanístico-empírico. Também serão abordados os parâmetros utilizados nesse método de dimensionamento, bem como uma comparação entre o método mecanístico-empírico e o método empírico.

2.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA E DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A deformação total de um solo apresenta uma parcela resiliente, sendo, portanto, recuperável, e outra parcela permanente, sendo irrecuperável. A deformação resiliente das camadas do pavimento e do subleito é responsável por condicionar a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas sujeitas a flexões sucessivas (MEDINA, 1997). O módulo de resiliência constitui uma propriedade importante utilizada nos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos de pavimentos asfálticos, uma vez que o reflexo de tais deformações pode ser observado em revestimentos asfálticos que apresentam trincas (NORBACK, 2018).

A deformação resiliente pode ser vista a nível microscópico como deformação elástica das partículas do solo e dos aglomerados de partículas. A microestrutura floclada das argilas a baixos teores de umidade pode se dispersar de maneira parcial e reversivelmente para pequenas deformações que se mantêm aquém da ruptura plástica. Minerais em formato de plaquetas, como as micas, de solos saprolíticos também contribuem para a deformação resiliente (MEDINA, 1997).

A obtenção desse parâmetro se dá por meio de ensaios triaxiais de carregamento repetido, buscando reproduzir em laboratório as condições de carregamento das cargas de tráfego (NORBACK, 2018). O módulo resiliente depende da natureza do solo (constituição mineralógica, textura e plasticidade da fração fina), umidade, densidade e estado de tensões, ao passo que o modo como as partículas se aglomeram, bem como a quantidade de água para a compactação, são fatores determinantes da deformabilidade (MEDINA, 1997).

Em se tratando de solos em geral, os resultados de ensaios triaxiais dinâmicos indicam que o módulo de resiliência de solos arenosos depende principalmente da tensão confinante enquanto o módulo de resiliência de solos argilosos é mais sensível a tensão desviadora (MARANGON, 2004).

São utilizados modelos matemáticos para expressar os valores de MR em função das tensões aplicadas. Os primeiros modelos criados para calcular valores de MR classificavam o comportamento resiliente dos solos em função da granulometria (MARANGON, 2004). Uma vez que em solos arenosos o módulo de resiliência depende principalmente da tensão confinante σ_3 , tem-se (MEDINA; MOTTA, 2015):

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \quad (1)$$

Em que:

M_R : Módulo de resiliência;

σ_3 : Tensão confinante;

k_1, k_2 : Parâmetros de resiliência obtido experimentalmente em ensaios triaxiais de carregamento repetido.

Segundo Medina; Motta (2015), em solos finos, a relação $MR = f(\sigma_d)$, em escala aritmética, é bilinear. Mas, na prática, não é fácil definir o ponto de transição (k_1, k_2) da figura bilinear, o que fez Svenson (1980) sugerir o modelo representado pela Equação (2).

$$MR = k_1 \cdot \sigma_d^{k_2} \quad (2)$$

Em que:

σ_d : Tensão desviadora;

k_1, k_2 : Parâmetros de resiliência obtidos experimentalmente em ensaios triaxiais de carregamento repetido.

Em contrapartida, o modelo elaborado por Macedo (1996), Equação (3), considera a influência da tensão desviadora e da tensão confinante simultaneamente para todos os tipos de material, independentemente de sua composição granulométrica.

$$M_R = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (3)$$

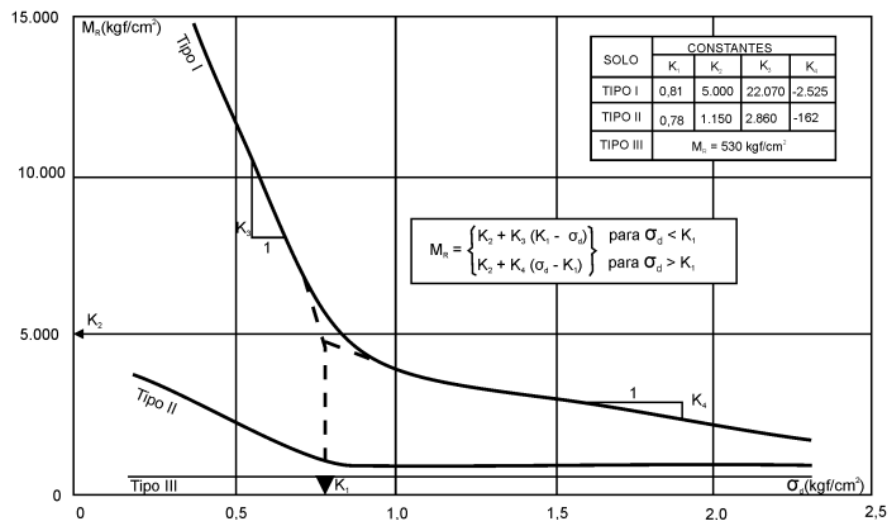
Em que:

k_1, k_2, k_3 : Parâmetros de resiliência obtidos experimentalmente em ensaios triaxiais de carregamento repetido.

Uma vez definidos modelos de comportamento para o módulo de resiliência, surgiram sistemas de classificação de solos objetivando prever comportamentos mecânicos típicos de cada classe definida. O Manual de Pavimentação do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) (2006) apresenta um sistema de classificação para solos finos e granulares, assumindo que solos granulares são aqueles que apresentam menos de 35% em peso de material passante pela peneira nº 200 (0,074mm).

No caso dos solos finos, a classificação do DNIT define três tipos: I, II e III. Solos compreendidos no tipo I possuem bom comportamento resiliente, podendo ser utilizado como subleito, reforço e como sub-base. Os solos do tipo II apresentam comportamento resiliente regular e podem ser empregados como subleito e reforço. Os solos compreendidos no tipo III possuem comportamento resiliente ruim, sendo vedado seu emprego em estruturas de pavimentos. Para subleito, os solos desse tipo requerem cuidados e estudos especiais (DNIT, 2006). A classificação resiliente para solos finos está apresentada na Figura 1.

Figura 1 - Classificação resiliente de solos argilosos



Fonte: DNIT (2006, p. 73).

De acordo com o DNIT (2006), os comportamentos resilientes representados pela Figura 1 são descritos pelos modelos das Equações (4) e (5):

$$M_R = k_2 + k_3[k_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)] \quad k_1 > (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (4)$$

$$M_R = k_2 + k_4[(\sigma_1 - \sigma_3) - k_1] \quad k_1 < (\sigma_1 - \sigma_3) \quad (5)$$

Onde:

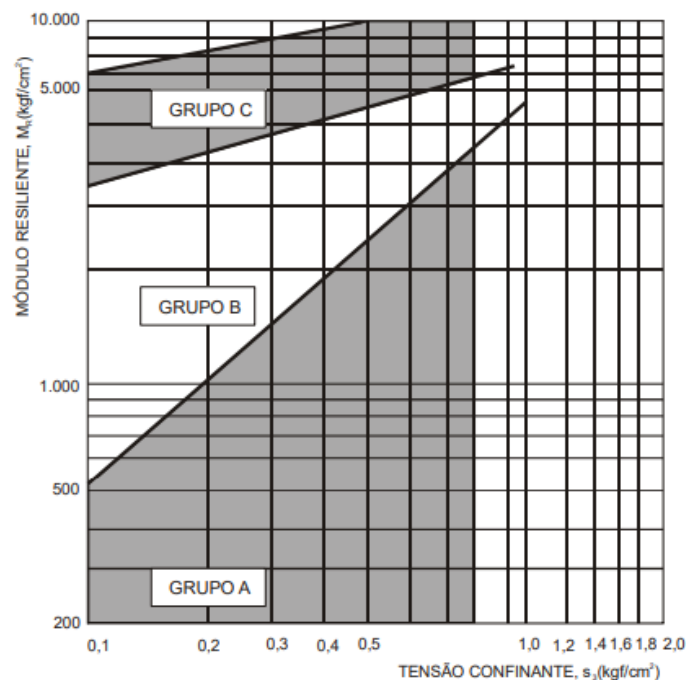
M_R : Módulo de resiliência

$(\sigma_1 - \sigma_3)$: Tensão desviadora

k_1, k_2, k_3, k_4 : parâmetros de resiliência determinados experimentalmente em ensaios triaxiais de carregamento repetido.

Para a classificação de solos granulares, utiliza-se um ábaco três grupos, conforme apresenta a Figura 2. O grupo A apresenta grau de resiliência elevado e conseqüente baixo módulo de resiliência, sendo considerado inadequado para o emprego em estruturas de pavimentos e constituindo subleitos de péssima qualidade. Os solos do grupo B apresentam grau de resiliência moderada, sendo seu emprego condicionado ao coeficiente k_2 de forma que, se $k_2 \leq 0,5$, o solo apresenta bom comportamento e, caso $k_2 > 0,5$, o bom comportamento do material dependerá da espessura da camada e da qualidade do subleito. O grupo C é composto por solos com baixo grau de resiliência, condicionando-os a altos módulos de resiliência e propiciando sua utilização em qualquer camada do pavimento, uma vez que resulta em estruturas com baixas deflexões (DNIT, 2006).

Figura 2 - Classificação resiliente de solos granulares



Fonte: DNIT (2006, p. 70).

Ressalta-se que o objetivo de um sistema de classificação é separar os materiais em grupos e relacionar características e/ou propriedades que podem conduzir a restrições quanto aos materiais, o que não é adequado ao se trabalhar com métodos mecânicos de dimensionamento, onde os materiais são avaliados em relação ao comportamento dos outros materiais num sistema de camadas do pavimento. Portanto, é necessário cuidado na utilização desses sistemas (MARANGON, 2004).

As deformações permanentes resultam do comportamento plástico do material devido a ação da carga, pelo tráfego de veículos. Esse defeito pode ser atribuído ao revestimento, às camadas subjacentes, ao subleito ou ao efeito combinado de diversas camadas (NORBACK, 2018).

Os ensaios de laboratório devem buscar reproduzir as condições de atuação em campo e, no caso da deformação permanente, são satisfatórios os parâmetros que podem ser utilizados na análise mecânica. Entretanto, o equipamento triaxial apresenta duas restrições quanto as condições de atuação em campo; a primeira delas refere-se ao plano principal de tensões, que efetivamente ocorre em campo, mas que não é possível reproduzir no equipamento triaxial; a segunda restrição diz respeito a indução de tensões cisalhantes, que também não é possível ser reproduzido a partir de ensaios triaxiais dinâmicos (GUIMARÃES, 2009).

Segundo Guimarães (2009), os fatores que causam diminuição da resistência ao cisalhamento em solos e britas tendem a aumentar a deformação permanente quando o material é submetido às ações do tráfego de veículos. A deformação permanente dos solos é fortemente afetada pelas tensões às quais o solo está submetido, carregamento, umidade e fatores ligados a granulometria do material.

O acréscimo da tensão-desvio gera um acréscimo da deformação permanente total assim como a diminuição da tensão confinante (GUIMARÃES, 2009). A reorientação das tensões principais em uma situação real de carregamento resulta em maior deformação permanente do que a obtida em ensaios triaxiais (LEKARP et al.; 1999 apud. GUIMARÃES, 2009).

As normas técnicas do DNIT admitem uma variação de dois pontos percentuais no entorno da umidade ótima, independente da natureza do solo considerado (GUIMARÃES, 2009). Nos ensaios de deformação permanente realizados por Guimarães (2009), a variação da umidade ótima dentro dos limites aceitos pelo DNIT em solos argilosos, ou em areias argilasas, gerou uma diferença de valores para a deformação permanente acumulada de até cinco vezes superiores.

Com relação às características geotécnicas do solo, tem-se que a massa específica aparente seca exerce grande influência no comportamento de solos submetidos à ação de cargas repetidas de modo que a resistência à deformação permanente do solo aumenta com a massa específica do material. A principal razão para a redução da deformação permanente total com o aumento da massa específica aparente seca é o maior contato entre as partículas que constituem o material e seu intertravamento (GUIMARÃES, 2009).

Guimarães (2009) propôs um modelo de previsão de deformação permanente que relaciona deformação permanente, número N de aplicações de cargas, a tensão confinante e a tensão desviadora através da Equação (6).

$$\varepsilon_p^{esp} = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4} \quad (6)$$

Onde:

ε_p^{esp} : deformação permanente específica (em porcentagem)

σ_3 : tensão confinante, em kgf/cm²

σ_d : tensão-desvio, em kgf/cm²

ρ_0 : pressão atmosférica

$\psi_1, \psi_2, \psi_3, \psi_4$: parâmetros do modelo

Ao longo do ensaio de deformações permanentes, o solo apresenta uma tendência a manter constante a deformação permanente acumulada quando submetido a cargas repetidas, ou seja, acomoda-se em relação à deformação permanente. O acomodamento indica que a estrutura não sofrerá mais acréscimo de afundamento. Quando o corpo de prova atinge a condição de acomodamento, diz-se que ele está na condição de *shakedown* (GUIMARÃES, 2009).

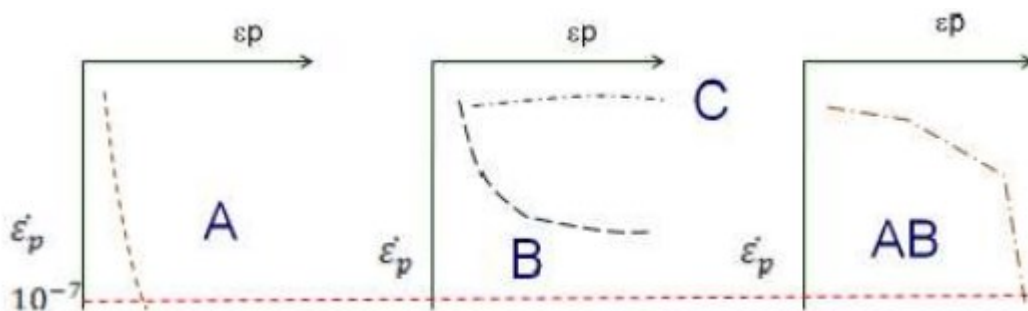
A condição de acomodamento das deformações plásticas está relacionada a um campo auto-equilibrado de tensões residuais que surge em materiais submetidos à ação de cargas repetidas, e que passa a interagir com o carregamento aplicado. As tensões residuais tendem a aumentar no longo prazo, diminuindo o efeito da carga aplicada em cada ciclo de carregamento, até que a tensão atuante no material não atinja a condição de escoamento plástico, e o material apresente apenas deformações elásticas (GUIMARÃES, 2009).

As tensões residuais conduzem a tensões permanentes que atuam no corpo mesmo após o descarregamento elástico. Dessa forma, o campo de tensões residuais corresponde a um

carregamento externo nulo e forma um sistema auto-equilibrado, satisfazendo as condições de equilíbrio durante um processo completo de carregamento. Após a ocorrência do *shakedown*, as tensões residuais não sofrem mais variações, uma vez que não ocorrem mais deformações plásticas em um corpo em *shakedown* (GUIMARÃES, 2009).

Guimarães (2009) propôs uma classificação dividida em quatro níveis relativa ao comportamento que os materiais podem apresentar em relação ao *shakedown*. A Figura 3 apresenta a classificação mencionada.

Figura 3 - Níveis de acomodamento relativos ao *shakedown*



Fonte: Guimarães (2009).

O nível A representa o acomodamento plástico, em que o material apresenta deformações elásticas e plásticas até um número finito de aplicações de carga e, a partir daí, apresenta apenas deformações elásticas, havendo acomodamento das deformações plásticas (GUIMARÃES, 2009).

O nível B corresponde a um comportamento intermediário, onde não é possível afirmar que o material entrará em colapso e nem que ele entrou em *shakedown*. Nos ciclos iniciais de aplicação de carga, a taxa de acréscimo de deformação permanente é elevada, mas apresenta decréscimo, se aproximando de um nível constante (GUIMARÃES, 2009).

O nível C corresponde ao colapso do material ao longo de sucessivos incrementos de deformação permanente para cada ciclo de carregamento em que a resposta do material é plástica. A ruptura pode ocorrer por cisalhamento ou pelo alcance de níveis de deformação que o torne inutilizável para a utilização em um pavimento (GUIMARÃES, 2009).

O nível AB ocorreu em solos finos nos estudos de Guimarães (2009), apresentando altas deformações iniciais, mais elevadas do que nos demais ensaios, seguidas de acomodamento plástico.

Se ocorrer escoamento plástico durante o ciclo de carregamento em um ponto do material, um campo de tensões residuais auto-equilibrado surgirá na estrutura e permanecerá após o descarregamento. No próximo ciclo de carga, essas tensões irão interagir com as tensões induzidas no material pela carga externa, produzindo um conjunto diferente de deformação plástica (GUIMARÃES, 2009).

2.2. COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE

A região nordeste do estado de Santa Catarina, onde se localiza a cidade de Joinville, é composta por formações onde predominam gnaisses paraderivados e ortoderivados, podendo conter porções migmatíticas (CPRM, 2004).

O termo *solo residual* é atribuído a todo o solo que permanece no local da rocha de origem, apresentando uma gradual transição do solo até a rocha (CAPUTO, 1988). Os solos residuais se dividem em solos residuais maduros e solos residuais jovens. Nos solos residuais maduros não se encontra nenhuma estrutura remanescente da rocha mãe, enquanto nos solos residuais jovens ainda ocorre a presença das feições naturais da rocha mãe (SILVEIRA, 2005). O grau de intemperismo e os efeitos da estruturação agem diretamente sobre as propriedades físicas dos solos residuais, que influenciam a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento desses solos (SILVA, 2015).

Solos lateríticos constituem a camada superficial da crosta terrestre e seus grãos da fração areia e pedregulho são muito resistentes mecânica e quimicamente. Apresentam elevado percentual da fração argila, composta por hidróxidos, óxidos de ferro e alumínio, sendo a caulinita o argilomineral mais abundante. Solos saprolíticos ficam subjacentes à camada laterítica, possuindo grande número de minerais decorrentes do processo de intemperização e/ou da rocha matriz. Também podem conter diversos tipos de minerais de argila (COZZOLINO; NOGAMI, 1993 apud. ZAGO, 2016).

2.2.1. Características gerais do comportamento de solos residuais

Solos residuais apresentam comportamento singular, resultado de fatores externos associados ao tipo de rocha de origem, condições topográficas, variações de temperatura e condições de saturação. O comportamento de um maciço de solo residual está associado a microestrutura das partículas, atrito e coesão entre os grãos, rigidez não linear, tensão e

deformação anisotrópicas, erosão, desagregação, permeabilidade e consolidação (SILVA, 2015)

No caso das rochas ígneas e metamórficas ácidas brasileiras, quartzo, feldspato e mica são os minerais mais comuns na fração grossa. Na fração argila, o mineral predominante é a caulinita, estando também presentes alguns óxidos, principalmente nas camadas superficiais. Solos provenientes de rochas ácidas, como os gnaisses, tendem a ser menos argilosos do que solos provenientes de rochas básicas (BERNARDES, 2003).

Solos saprolíticos gnáissicos ricos em mica e com feldspatos muito alterados são mais compressíveis do que solos com baixo teor de mica ou que não apresentam feldspatos totalmente caulinizados (SANDRONI, 1981 apud BERNARDES, 2003). Em ensaios triaxiais dinâmicos, a presença de micas em significativa quantidade pode levar a altos valores de módulo resiliente por conta da forma planar do mineral, que interfere na resposta do material quando submetido à ação de cargas repetidas (GUIMARÃES, 2009).

2.2.2. Comportamento resiliente de solos residuais compactados

Solos compactados apresentam comportamento diferente de solos indeformados, uma vez que, ao efetuar-se a compactação, alteram-se as características inerentes ao solo que o acompanham desde o início do processo de intemperismo. Através dos resultados obtidos por Zago (2016), é possível observar que solos lateríticos apresentam melhor desempenho nos ensaios de módulo de resiliência do que solos não lateríticos. As amostras de solo não laterítico obtiveram valor médio de 77 MPa para o MR, enquanto as amostras de solo laterítico atingiram valores médios entre 218 MPa e 250 MPa. Enquanto as amostras de solo não laterítico apresentaram comportamento regular e classificação resiliente pertencente ao tipo II, as demais amostras obtiveram comportamento bom e classificação resiliente pertencente ao tipo I. Além disso, a amostra de solo não laterítico alcançou menor nível de tensões desvio, atingindo a deformação crítica antes do que os demais solos.

Guimarães (2009) avaliou o módulo de resiliência de dois solos não lateríticos, após submetidos ao ensaio de deformação permanente, sendo uma areia fina de Campo Azul/MG e uma areia argilo-siltosa de Papucaia/RJ. Para o primeiro solo, a maior parte das amostras atingiu valores menores que 500 MPa, enquanto o segundo solo não excedeu 281 MPa.

Jurach (2012) apresentou resultados de ensaios de módulo de resiliência para um solo argiloso não laterítico da região de Santa Maria/RS. As amostras de solo, compactadas na densidade seca máxima e umidade ótima, apresentaram valor médio de módulo de resiliência

igual a 32 MPa. As amostras de solo que foram melhoradas com cimento apresentaram maior módulo de resiliência do que as amostras ensaiadas sem adição, atingindo valores médios de 81 MPa. Por essa razão, a autora sugeriu o melhoramento de solos com a utilização de cimento nos casos em que o desempenho do solo é ruim para aplicação em pavimentação.

Bonzanini (2011) correlacionou as dimensões dos corpos de prova com resultados obtidos em ensaios triaxiais dinâmicos de módulo de resiliência e verificou que uma amostra de solo residual saprolítico de granito apresentou resultados intermediários com relação à variação de MR e o tamanho do corpo de prova ao ser comparado com os demais solos. Os ensaios foram realizados executando-se a compactação na energia normal e intermediária e considerando corpos de prova de tamanhos 7,5x15 cm, 10x20 cm e 15x30 cm.

De acordo com Bonzanini (2011), quando compactado na energia normal, o corpo de prova do solo residual saprolítico de granito nas dimensões 10x20 cm não resistiu a todos os pares de tensões do ensaio e, quando compactado na energia intermediária, o corpo de prova desse solo nas dimensões 15x30 apresentou maiores valores de módulo de resiliência. Em uma análise considerando as dimensões de corpos de prova mencionadas e envolvendo todos os tipos de solo testados, o solo residual de granito foi o segundo que menos variou seu módulo de resiliência de acordo com as mudanças nas dimensões dos corpos de prova.

Weber (2013) analisou a relação entre a trajetória de umedecimento e secagem com o módulo de resiliência de solos residuais e foi observado que quanto menor o teor de umidade na compactação, maior é o módulo de resiliência obtido. Amostras compactadas na umidade ótima apresentaram resultados próximos e tendência de valores de módulo praticamente constante no decorrer do ensaio, havendo pequena variação em relação a tensão-desvio. Amostras compactadas no ramo seco apresentaram leve tendência de aumento no módulo de resiliência com a tensão-desvio. Por outro lado, amostras compactadas no ramo úmido apresentam forte tendência de redução no módulo de resiliência com o aumento da tensão desvio. Amostras compactadas acima da umidade ótima apresentaram menor resistência aos carregamentos, acarretando deformações plásticas excessivas e impossibilitando a continuidade do ensaio.

De acordo com Weber (2013), em amostras compactadas no ramo seco, percebe-se que a variação do módulo de resiliência com o aumento da sucção foi menor do que nas outras amostras compactadas em outras umidades. Em amostras compactadas na umidade ótima observa-se o módulo de resiliência sendo afetado significativamente pelo fenômeno da sucção, atingindo valores elevados.

As variações de comportamento devido à diferença das umidades de compactação podem estar relacionadas à estrutura do solo na umidade a qual foi compactado e às trajetórias de umedecimento ou secagem sofridas. Quando compactado abaixo da umidade ótima, a estrutura do solo é floclada e pode se comportar como material granular. Amostras compactadas na umidade ótima ou acima tem sua estrutura dispersa, apresentando grandes variações de módulo de resiliência com a sucção. Quando submetidas a uma trajetória de secagem, essas amostras sofrem aumento de sucção, resultando em uma possível alteração em sua estrutura (WEBER, 2013).

2.2.3. Comportamento relativo à deformação permanente de solos residuais compactados

Em ensaios de deformação permanente realizados por Zago (2016), a amostra de solo não laterítica apresentou a menor soma algébrica de deformações permanentes, que pode ser explicado devido à grande presença de areias na amostra. As demais amostras, solos laterítico-argilosos, obtiveram maior soma algébrica de deformação acumulada uma vez que apresentam maior presença de argilas. Todas as amostras apresentaram tendência ao acomodamento.

Guimarães (2009) obteve resultados de deformação permanente para solos não lateríticos, sendo um deles proveniente da região de Campo Azul/MG e outro de Papucaia/RJ. Os resultados para o primeiro solo indicaram a situação de acomodamento das deformações permanentes e escoamento plástico, atingindo um valor máximo de deformação total acumulada de 2,271 mm e um valor mínimo de 0,309 mm. Já o segundo solo, de forma geral, não apresentou tendência ao acomodamento, tendendo a crescer continuamente.

Norback (2018) realizou ensaios de deformações permanentes em solos lateríticos e não lateríticos e os resultados relativos aos solos não lateríticos foram insatisfatórios, uma vez que a maioria das amostras não entraram em *shakedown*, diferente dos resultados obtidos para a amostra de solo não laterítico. As amostras apresentaram deformação permanente total acumulada variando de 4,10 mm a 4,30 mm após 150.000 ciclos sem tendência de acomodamento para alguns pares de tensão.

Von Der Osten (2012) estudou o comportamento de solos lateríticos e saprolíticos quanto à deformação permanente. A amostra de solo saprolítico apresentou comportamento característico de solos pouco deformáveis e tendência ao acomodamento em todos os ensaios, enquanto as amostras de solo laterítico apresentaram comportamento de um solo muito deformável, atingindo o acomodamento na maior parte dos ensaios.

Em relação ao *shakedown* relatado no trabalho de Von Der Osten (2012), quatro das amostras de solo saprolítico apresentaram um comportamento típico de nível A, caracterizado pelo acomodamento das deformações plásticas. Outras três amostras apresentaram curvas de deformação permanente correspondente ao comportamento AB, havendo uma taxa elevada de acréscimo de deformação permanente, entretanto, com o aumento do número de ciclos, essa taxa de acréscimo atingiu valores baixos, caracterizando o acomodamento das deformações plásticas.

2.3. APLICAÇÃO DE SOLOS RESIDUAIS DE GNAISSE EM PAVIMENTAÇÃO

Solos saprolíticos de gnaiss têm sido bastante utilizado como reforço do subleito, sub-base e base de pavimentos, desde que observadas as características relativas ao CBR, massa específica aparente seca e faixa granulométrica favorável (VALLE, 1994). Simm Júnior (2007) comenta que solos residuais jovens de gnaiss de algumas regiões de Santa Catarina apresentam comportamento resiliente em campo pautado por valores modulares abaixo de 50 MPa, e a compactação em campo não proporciona um ganho de rigidez significativo, pois o material possui uma deformabilidade intrínseca.

As propriedades conferidas pela mica aos solos residuais jovens, em geral, na fração areia incluem a elevação do limite de liquidez e diminuição do índice de plasticidade, elevação da expansibilidade por aumento de umidade, diminuição da massa específica aparente seca máxima quando compactado, diminuição da capacidade de suporte e redução no módulo de resiliência. Os feldspatos frequentemente apresentam grande absorção de água e podem se fragmentar com relativa facilidade segundo os planos de clivagem de seus cristais (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

Na fração silte, a mica confere ao solo peculiaridades de comportamento que envolvem grande expansibilidade quando imerso em água, mas com baixa pressão de expansão, elevada velocidade de expansão, baixa capacidade de suporte tanto com imersão quanto sem imersão e baixa contração por perda de umidade (NOGAMI; VILLIBOR, 1995). Considerando a aplicação em camadas de pavimento, solos que possuem elevada expansão não são adequados.

De maneira geral, a fração argila de solos residuais jovens se caracteriza pela possibilidade de ocorrer argilo-minerais das famílias da esmectita e illita, porém em muitos solos saprolíticos os argilo-minerais da família da caulinita são exclusivos ou predominantes. Os contornos dos cristais que o constituem podem ser distinguidos com nitidez em fotografias de microscopia de varredura (NOGAMI; VILLIBOR, 1995).

De acordo com a classificação MCT, solos residuais jovens de gnaiss pertencem ao grupo NA'. Esse grupo é constituído por misturas de areias quartzosas com finos de comportamento não laterítico e são representados por solos saprolíticos oriundos de rochas ricas em quartzo, como o gnaiss (NERVIS, 2016). Nogami; Villibor (1995) elaboraram um quadro em que se relaciona a utilização rodoviária dos solos de acordo com sua classificação MCT.

Figura 4 - Utilização rodoviária de solos de acordo com a classificação MCT

GRANULOMETRIAS TÍPICAS			argilas siltes (q,s)	areias siltosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltes argilosos	areias siltosas	areias argilosas	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltes argilosos		
Designações do T1-71 do DER-SP (equivalentes da Mississippi River Commission, USA)											
k=caolínico m=micáceo s=sericítico q=quartzoso			COMPORTAMENTO			N = Não Laterítico			L = Laterítico		
GRUPO MCT			NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'		
Propriedades	MINI-CBR (%)	sem imersão perda por imersão	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B		
	EXPANSÃO		B	B	E	M, E	B	B	B		
	CONTRAÇÃO		B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E		
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B		
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)		E	B, M	E	M, E	B	B	B		
Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal			EE = Muito Elevado (a) E = Elevado (a)		M = Médio (a) B = Baixo (a)		Vide Tabela III.3 para equivalente numérico				
Utilização	Base de pavimento		n	4°	n	n	2°	1°	3°		
	Reforço do subleito compactado		4°	5°	n	n	2°	1°	3°		
	Subleito compactado		4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°		
	Aterro (corpo) compactado		4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°		
	Proteção à erosão		n	3°	n	n	n	2°	1°		
	Revestimento primário		5°	3°	n	n	4°	1°	2°		
n = não recomendado											

Fonte: Nogami; Villibor (1995).

De acordo com Nogami; Villibor (1995), solos saprolíticos constituem péssimas alternativas para subleito uma vez que, na condição normal, podem apresentar valores de CBR da ordem de 3%. Além disso, solos residuais frequentemente apresentam elevados percentuais de macrocristais de mica e caulinita, que estão associados a mau desempenho como base em pavimentos. Esse mau desempenho está relacionado com baixa capacidade de suporte e baixo módulo de resiliência.

Para solos saprolíticos de gnaiss, quando a areia for bem graduada e a natureza e percentual de finos obedecerem às condições estipuladas tradicionalmente, as propriedades podem ser adequadas para a utilização como camada de base em pavimentos. Entretanto, se essas condições não se verificarem, ou se contiverem, na fração areia ou silte, mica e/ou macrocristais de caulinita e/ou halioisita, eles podem ser totalmente inapropriados para bases

de pavimentos. Suas variedades podem ser excessivamente expansivas, muito resilientes e muito sujeitas a erosão hidráulica (NERVIS, 2016).

Valle (1994) estudou a aplicação de solos residuais saprolíticos de gnaiss provenientes de jazidas situadas em Brusque, Pomerode e Blumenau e constatou que são adequados para utilização em camadas de sub-base de pavimentos devido a valores adequados de CBR e massa específica aparente seca. A Tabela 1 apresenta valores médios das características de solos residuais saprolíticos de gnaiss obtidos por Valle (1994) através de ensaios de campo, de laboratório e revisão da literatura.

Tabela 1 - Valores médios das características de solos residuais saprolíticos de gnaiss

Massa específica real do agregado	De 2650 kg/m ³ a 2750 kg/m ³
Massa específica aparente seca (M.E.A.S)	De 1840 kg/m ³ a 2190 kg/m ³
Umidade ótima	De 7,7% a 13,6%
Índice de Suporte Califórnia (CBR)	De 20,0% a 85,0%
Índice de Plasticidade (IP)	NP
Classificação H.R.B (Highway Research Board)	De A-1 a A-2-4
Deflexão característica medida em trechos construídos	De 81 a 296x10 ⁻² mm
Módulo de resiliência	$MR = 1,167. (\sigma_3)$ para modelos com menores valores de k_1 e k_2 em kgf/cm ²
	$MR = 6,200. (\sigma_3)$ para modelos com maiores valores de k_1 e k_2 em kgf/cm ²

Fonte: Adaptado de Valle (1994).

Valle (1994) constatou que as estruturas executadas com o material não atingiram a vida de projeto de 10 anos por conta da incompatibilidade da estrutura do pavimento, que faz com que o revestimento entre em fadiga prematuramente, uma vez que os materiais coletados para utilização em todas as camadas de pavimento apresentavam comportamento granular. Quando utilizados em estruturas de pavimentos, gera elevadas deflexões, deformações específicas de tração e diferenças de tensões na face inferior do revestimento, muito superiores às admissíveis.

De acordo com as conclusões de Valle (1994), solos residuais saprolíticos de gnaiss são muito sensíveis a variações do teor de umidade acima da ótima, principalmente no que tange aos valores de CBR e módulo de resiliência. O material não apresenta problemas relativos à sua resistência, mas com elevadas deflexões, diferença de tensões e deformação específica de tração na face inferior do revestimento. A redução do teor de umidade em 2% em relação a

umidade ótima reduz os valores de tensões, deflexões e deformações às quais o pavimento é submetido, uma vez que ocorre melhoria nos valores modulares do material.

Em vista das limitações apresentadas por Valle (1994), para a utilização do material em camadas estruturais de pavimento, sugeriu-se a estabilização do material com cimento, determinando as características de tensão, deformação e retração ou uma estabilização granulométrica quando não atendidas as especificações para utilização como camada de pavimento.

2.4. MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS: MÉTODO EMPÍRICO E MÉTODO MECANÍSTICO EMPÍRICO

As estruturas de pavimento têm sido comumente dimensionadas pelo método DNER, um método empírico que foi adaptado para a utilização no Brasil e que se baseia em ensaios CBR, curvas de dimensionamento da USACE e dados da pista experimental da AASHTO (MEDINA; MOTTA, 2015).

A tendência dos principais centros de pesquisa rodoviária é o estabelecimento de métodos mecanístico-empíricos de dimensionamento embasados em bases analíticas e experimentais. Esse método elucida o fato de que o aumento da espessura das camadas, isoladamente, não resolve os problemas de maior solicitação do tráfego em todos os casos, como ocorre nos métodos empíricos. O método mecanístico empírico propõe uma compatibilização entre os materiais que compõem o pavimento, otimização de recursos específicos de projeto e o teste de várias combinações para reduzir custos e tempo de construção (MEDINA; MOTTA, 2015).

2.4.1. Método DNER

O método de dimensionamento de pavimentos flexíveis instituído pelo DNER e atualmente utilizado baseou-se na adaptação para rodovias do método da USACE, utilizada nos Estados Unidos, originalmente destinado a pavimentos de aeroportos e que utiliza o ensaio CBR. O método também considera o conceito de coeficiente de equivalência estrutural estabelecido na pista experimental da AASHTO (MEDINA, 1997).

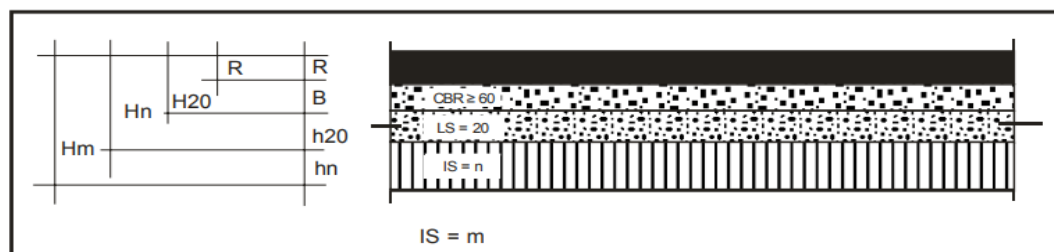
O DNIT (2006) estabelece valores mínimos de CBR e expansão para cada camada do pavimento. Para o subleito, admite-se $CBR \geq 2\%$ e expansão $\leq 2\%$; para sub-base, admite-se

CBR \geq 20%, expansão \leq 1% e IG=0; para a camada de base, admite-se CBR \geq 40%, expansão \leq 0,5%, LL \leq 25% e IP \leq 6 %.

Segundo o DNIT (2006), conhecendo-se o número N relativo aos estudos de tráfego realizados em determinada via e o CBR de cada camada que deverá compor o pavimento, obtém-se as espessuras do pavimento a partir da Equação (7).

$$H = 77,67 \cdot N^{0,0482} \cdot CBR^{-0,598} \quad (7)$$

Figura 5 - Espessuras do pavimento



Fonte: DNIT, (p. 149, 2006)

A espessura de revestimento betuminoso é dada diretamente em tabela, de acordo com o número N através da tabela representada pela Tabela 2.

Tabela 2 - Espessura mínima de revestimento betuminoso

N	Espessura Mínima de Revestimento Betuminoso
$N \leq 10^6$	Tratamentos superficiais betuminosos
$10^6 < N \leq 5 \cdot 10^6$	Revestimentos betuminosos com 5,0 cm de espessura
$5 \cdot 10^6 < N \leq 10^7$	Concreto betuminoso com 7,5 cm de espessura
$10^7 < N \leq 5 \cdot 10^7$	Concreto betuminoso com 10,0 cm de espessura
$N > 5 \cdot 10^7$	Concreto betuminoso com 12,5 cm de espessura

Fonte: Adaptado de DNIT (p. 147, 2006)

Uma vez determinadas as espessuras H_m , H_n , H_{20} , as espessuras de base (B), sub-base (h_{20}) e reforço de subleito (h_n) são obtidas por meio das inequações a seguir (DNIT, 2006):

$$RK_R + BK_B \geq H_{20} \quad (8)$$

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S \geq H_n \quad (9)$$

$$RK_R + BK_B + h_{20}K_S + h_n K_{Ref} \geq H_m \quad (10)$$

O método empírico ainda estabelece coeficientes de equivalência estrutural entre diferentes componentes do pavimento e camadas granulares. O quadro contendo os coeficientes supracitados estão apresentados na Quadro 1.

Quadro 1 - Coeficientes de equivalência estrutural

Componentes do pavimento	Coeficiente K
Base ou revestimento de concreto betuminoso	2,00
Base ou revestimento pré-misturado a quente, de graduação densa	1,70
Base ou revestimento pré-misturado a frio, de graduação densa	1,40
Base ou revestimento betuminoso por penetração	1,20
Camadas granulares	1,00
Solo cimento com resistência à compressão a 7 dias, superior a 45 kg/cm	1,70
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 45 kg/cm e 28 kg/cm	1,40
Idem, com resistência à compressão a 7 dias, entre 28 kg/cm e 21 kg/cm	1,20

Fonte: Adaptado de DNIT (p. 146, 2006).

Alguns dos maiores problemas relacionados ao método de dimensionamento empírico, apresentado previamente, diz respeito ao ensaio de CBR, que não reproduz as condições em que os materiais são solicitados em campo e o conceito de equivalência de eixos, traduzido pelo número N, que busca quantificar a passagem de eixos simples de roda dupla durante a vida útil do pavimento através de uma relação entre eixos tandem e eixos simples.

2.4.2. Método de Dimensionamento Nacional

O método de dimensionamento nacional (MeDiNa) foi desenvolvido na COPPE/UFRJ e busca dar atenção a todos os mecanismos de degradação que contribuem para o esgotamento da vida útil do pavimento: a fadiga das camadas de maior rigidez, afundamento da trilha de roda e a ruptura plástica a poucas repetições (MEDINA, 1997). Para tal, o método considera diversos fatores.

2.4.2.1. Fatores Ambientais

A maior ou menor rigidez das misturas asfálticas é função da temperatura, de forma que, havendo variação da rigidez, ocorre também a modificação da distribuição de tensões, vida de fadiga e resistência à deformação plástica. Para ensaios de resistência à fadiga de misturas asfálticas, recorre-se à tabela de temperaturas normais do ar das regiões geográficas do Brasil, considerando que as temperaturas dos pavimentos sejam consideradas de forma que (MEDINA, 1997):

- Temperatura anual esteja 10°C acima da temperatura média do ar;
- Temperatura média das máximas esteja 30°C acima da temperatura máxima do ar;
- Temperatura média das mínimas esteja igual à temperatura mínima do ar.

Tabela 3 - Temperaturas normais do ar de acordo com as regiões do Brasil

Regiões	Norte	Nordeste	Sudeste	Sul	Centro-Oeste
Temperatura média anual (°C)	24 a 28	20 a 28	18 a 24	14 a 22	24 a 28
Média das máximas (°C)	30 a 36	30 a 36	26 a 32	24 a 32	30 a 36
Média das mínimas (°C)	16 a 22	18	6 a 18	6 a 12	8 a 18
Máximas absolutas (°C)	38 a 42	36 a 40+	34 a 42	38 a 42	40 a 42
Mínimas absolutas (°C)	4 a 16	4 a 16	-4 a 8	-10 a 0	0 a 12
Mês mais quente	set./out.	nov.	jan.	jan.	set./out.
Mês mais frio	julho	julho	julho	julho	julho

Fonte: Adaptado de Medina; Motta (2015).

A deformabilidade a resistência ao cisalhamento do subleito depende, entre outros fatores, do teor de umidade. A água que chega ao subleito por meio de degradações sofridas pelo pavimento ajuda a enfraquecer a estrutura do pavimento. Dessa forma, é importante que o subleito esteja na condição de umidade de equilíbrio. Estudos realizados nas regiões Sul, Sudeste, Centro-Oeste e Nordeste constataram que a umidade de equilíbrio do subleito é igual

a umidade ótima do ensaio de compactação à energia adequada à camada considerada (MEDINA, 1997).

Considerando a influência do teor de umidade na degradação da estrutura do pavimento, a pluviometria da região também consiste em um fator importante, uma vez que as características das precipitações atmosféricas e radiação determinam o balanço hídrico do solo (MEDINA, 1997). Sendo assim, um projeto de drenagem adequado é imprescindível para colaborar com a preservação do pavimento.

2.4.2.3. Deformabilidade elástica do pavimento

Motta (1991) elaborou uma série de 64 ábacos de 16 casos de estruturas de pavimentos de três camadas com o auxílio do software FEPAVE2. Os ábacos apresentam os resultados obtidos através do software em função dos módulos de resiliência adotados em cada camada e suas espessuras (MEDINA; MOTTA, 2015).

Através dos ábacos elaborados por Motta (1991), inferiu-se que (MEDINA; MOTTA, 2015):

- Bases granulares acompanhadas de subleitos também granulares requerem grandes espessuras de revestimento, uma vez que geram grandes deflexões, deformações específicas de tração e diferenças de tensões no revestimento elevadas;
- Dependendo da relação modular entre as camadas, o aumento da espessura do revestimento pode ou não influenciar na diminuição das tensões e deformações;
- A mudança de módulo de resiliência da base tem efeito significativo no estado de tensões e deformações geradas, portanto, na vida de fadiga do pavimento;
- A espessura da camada de base influencia significativamente nas tensões verticais no subleito em praticamente todos os casos;
- A espessura do revestimento influencia na diferença de tensões no revestimento, ocorrendo comportamento duplo em alguns casos de modo que até 7,5 cm, aproximadamente, a diferença de tensões cresce, e passa a decrescer a partir desse ponto à medida que a espessura aumenta.

2.4.2.4. Deformabilidade plástica do pavimento

As deformações permanentes geradas nas camadas do pavimento contribuem para o afundamento de trilha de roda, sendo possível determinar a contribuição de cada camada através

de ensaios de deformação permanente. Os materiais utilizados nas camadas apresentam deformações permanentes que crescem com o número de aplicações de carga e dependem do estado de tensões (MEDINA; MOTTA, 2015).

Atualmente, não se considera a contribuição do revestimento asfáltico na deformação permanente quando se calcula o somatório das contribuições de todas as camadas, visto que não se tem expressões de previsão adequadas e admite-se que a dosagem da mistura asfáltica, quando feita adequadamente, faz com que o revestimento tenha uma contribuição desprezível. O mesmo pode ocorrer com outras camadas desde que os critérios de seleção considerem a utilização de materiais que possuam maior tendência ao acomodamento nos ensaios de deformação permanente. Considerando que no Brasil não há uma tendência de saturação das camadas e que a umidade de equilíbrio é próxima da umidade ótima, garantindo-se adequado grau de compactação e lençol freático abaixo do subleito, a ruptura pelo mecanismo de deformação permanente é menos provável do que a ruptura por fadiga (MEDINA; MOTTA, 2015).

Ao se projetar um pavimento, considera-se a deformação permanente dos materiais de pavimentação de base e sub-base no que tange ao seu acomodamento, buscando escolher materiais que apresentem certa tendência a um limite de deformação plástica (MEDINA; MOTTA, 2015).

2.4.2.3. Critério de confiabilidade

O método de dimensionamento nacional prevê um critério de confiabilidade, definido como a probabilidade de uma estrutura desempenhar satisfatoriamente a função a que se destina com a expectativa de vida útil estabelecida (MEDINA; MOTTA, 2015). O critério de confiabilidade é definido estatisticamente através da Equação (11).

$$C = P[(R - \sigma) \geq 0] \quad (11)$$

Onde:

σ : esforços solicitantes;

R : resistência oferecida aos esforços;

P : probabilidade que o sistema apresenta de atender ao critério estabelecido.

Probabilisticamente, os parâmetros R e σ exprimem as distribuições de capacidade de demanda do sistema. Se o parâmetro R for menor do que o parâmetro σ , ocorre a ruptura da estrutura. Em pavimentos, essa ruptura não ocorre de forma abrupta, via de regra, mas sim de forma progressiva. As tensões atuantes variam de acordo com o ponto considerado na estrutura, o intervalo de carga e sua velocidade de deslocamento e dependem de fatores ambientais e da constituição da estrutura (MEDINA; MOTTA, 2015).

Para determinar a confiabilidade no dimensionamento de pavimentos, a estimativa da distribuição de valores de uma função de variáveis aleatórias de distribuições conhecidas é fundamental. O método de estimativa por pontos desenvolvido por Rosenblueth (1975, apud. Motta; 1991) permite que sejam estimados a média, o desvio padrão e o coeficiente de assimetria da variável dependente uma vez conhecidos os momentos estatísticos das variáveis independentes (MEDINA; MOTTA, 2015).

O valor da espessura de projeto decorrerá do grau de confiabilidade que se deseja, o qual se relaciona ao número z_0 de desvios padrão (MEDINA; MOTTA, 2015). A Tabela 4 apresenta essa correlação.

Tabela 4 - Correlação entre o grau de confiabilidade e o número de desvios padrão

z_0	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0	4,0
C	0,5	0,691	0,841	0,933	0,977	0,998	0,999

Fonte: Adaptado de Medina; Motta (2015).

A escolha do grau de confiabilidade depende do risco admitido à deterioração do pavimento aquém do prazo de vida do projeto. A AASHTO faz uma recomendação quanto aos níveis de confiabilidade em relação à classe da rodovia, apresentada pela Tabela 5.

Tabela 5 - Níveis de confiabilidade em relação à classe da rodovia

Classe funcional	Zona urbana		Zona rural	
	AASHTO 1993	AASHTO 2008	AASHTO 1993	AASHTO 2008
Interestadual	85 a 99,9	85 a 95	80 a 99,9	80 a 95
Arterial principal	80 a 99	80 a 95	75 a 95	75 a 90
Via coletora	80 a 95	75 a 85	75 a 95	70 a 80
Vicinal ou local	50 a 80	50 a 75	50 a 80	50 a 75

Fonte: Adaptado de Medina; Motta (2015).

2.4.2.5. Procedimentos para o dimensionamento mecanístico-empírico

O método mecanístico empírico de dimensionamento é executado a partir da definição do número N de projeto, assim como no método empírico, a partir dos dados de tráfego. Os materiais da região necessitam ser ensaiados para obter-se os módulos de resiliência e os comportamentos relativos à deformação permanente. Define-se também um valor de módulo de resiliência para a mistura asfáltica a ser utilizada no revestimento em função da temperatura média do local da obra ao longo do ano. Adota-se, então, uma estrutura inicial, definindo as espessuras e tentativas de cada camada (MEDINA; MOTTA, 2015).

Adotada uma estrutura inicial, calcula-se o estado de tensões e deformações atuantes na estrutura carregada com o eixo padrão. Utilizam-se como parâmetros de verificação críticos a deflexão prevista na superfície, a tensão de tração no revestimento e a deformação de compressão vertical no subleito. Os valores calculados de tensões e deformações são comparados com os critérios de ruptura estabelecidos em função do número N. O afundamento da trilha de roda, previsto para o número N de projeto, considerando-se a contribuição de todas as camadas é comparado aos valores admissíveis. Se esses critérios de comparação forem atendidos, o pavimento é considerado dimensionado (MEDINA; MOTTA, 2015).

O software MeDiNa consiste em um método automático de dimensionamento de pavimentos, realizado através da rotina AEMC de análise elástica de múltiplas, que calcula as tensões e deformações e compara os valores obtidos para tensões e deformações com os valores admissíveis, já escolhidos e admitidos no programa, retornando uma decisão sobre as espessuras do pavimento (MEDINA; MOTTA, 2015).

O dimensionamento é realizado pelo software MeDiNa, por meio das rotinas de Análise Elástica de Múltiplas Camadas (AEMC). O AEMC consiste em um programa de computador de análise de camadas elásticas, desenvolvido como um componente nos programas MeDiNa e BackMeDiNa. São consideradas as mesmas hipóteses de solução de problemas de elasticidade linear em sistemas de multicamadas e contínuos, quais sejam (FRANCO; MOTTA, 2018):

- Os materiais são considerados elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos;
- É válida a lei de Hooke e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
- As camadas são limitadas horizontalmente;
- As camadas possuem espessura finita, excetuando-se a camada inferior, que é considerada semi-infinita;

- A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada;
- A área carregada apresenta somente tensões normais;
- A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
- Em elevadas profundidades as tensões e deformações são consideradas nulas;
- As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida para lisa ou sem aderência.

O BackMedina constitui um componente nos programas MeDiNa e AEMC cuja finalidade é auxiliar a retroanálise de bacias defletométricas obtidas com o Falling Weight Deflectometer (FWD). O cálculo utilizado para se obter os módulos de resiliência é feito de maneira iterativa, utilizando o AEMC para a análise elástica linear a partir da variação dos valores dos módulos em torno de um valor central, até se obter uma bacia teórica mais próxima da bacia de deflexões de campo medida pelo FWD. A partir das equações elásticas é possível calcular as respostas estruturais como as tensões verticais, radiais, tangenciais, cisalhantes no plano vertical-radial e deflexões verticais e radiais (FRANCO; MOTTA, 2018).

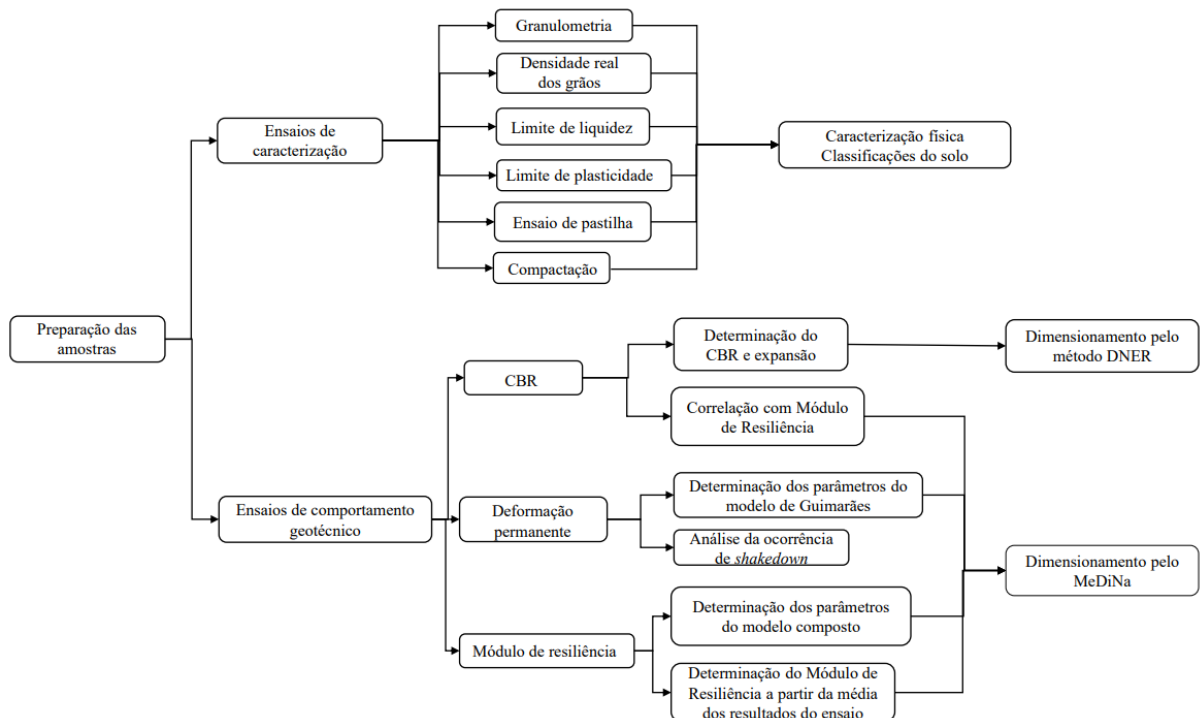
O método mecanístico empírico permite que os materiais locais sejam mais bem aproveitados, acarretando a redução nos custos de construção e de manutenção dos pavimentos, uma vez que se definem os critérios de ruptura. Além disso, também oferece a possibilidade de se considerar o acúmulo dos defeitos causado por todo o espectro de cargas e a utilização de materiais não convencionais, como rejeitos industriais, se faz possível de ser analisado estruturalmente (MEDINA; MOTTA, 2015).

3. METODOLOGIA

A metodologia geral considerada neste trabalho parte inicialmente de ensaios realizados em laboratório a fim de se caracterizar fisicamente o solo e determinar seu comportamento geomecânico, obtendo CBR, módulo de resiliência e deformações permanentes. Posteriormente, esses dados serão analisados a fim de avaliar a qualidade do solo como camada do subleito do pavimento. Após realizadas as análises referentes ao comportamento do solo, a estrutura do pavimento será proposta através do método DNER e do Método de Dimensionamento Nacional, comparando as estruturas obtidas em termos de trincamento por fadiga e afundamento de trilha de roda.

Para a realização dos ensaios de caracterização e dos ensaios para obtenção de parâmetros geotécnicos, foi coletada uma amostra de material proveniente de uma jazida localizada na Rodovia do Arroz, em Joinville. Os ensaios de caráter geotécnico foram realizados com a intenção de obter o CBR, módulo de resiliência e deformação permanente. A Figura 6 apresenta o fluxo de etapas que constituem os ensaios realizados em laboratório.

Figura 6 - Fluxograma de etapas relativas ao desenvolvimento do trabalho



Fonte: Autora (2022).

3.1. MATERIAL

Os materiais utilizados para a composição das camadas de base, sub-base e revestimento constam do banco de dados do software MeDiNa (DNIT, 2020), uma vez que não foram encontrados na literatura trabalhos que relatassem o comportamento de tais materiais no que tange ao CBR, MR e DP de acordo com os modelos matemáticos utilizados pelo programa. Alguns trabalhos contendo os ensaios citados foram encontrados, entretanto não foi utilizado o modelo de Guimarães (2009) para descrever o comportamento referente a deformação permanente, já que grande parte desses trabalhos são anteriores ao ano de 2009.

Outros estudos apresentaram o comportamento dos materiais das demais camadas relativo ao módulo de resiliência e deformação permanente somente, não executando ensaios de CBR, o que levaria a utilização de uma correlação com o MR, da mesma forma como foi feito neste caso, utilizando os materiais da base de dados do MeDiNa. Por conta desses limitantes, optou-se por utilizar os materiais do MeDiNa. Os materiais escolhidos e suas características são apresentadas pelas Figuras 7, 8 e 9.

Figura 7 - Parâmetros do material escolhido para base

MATERIAL GRANULAR	
Material	Brita Graduada - Gnaisse C5
Parâmetros	
Espessura (cm)	
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	381
Características	
Descrição do Material	Brita Graduada
Massa específica (g/cm ³)	2,223
Umidade Ótima (%)	5,0
Energia Compactação	Modificada
Abrasão Los Angeles (%)	43,0
Norma ou Especificação	DNIT ES 141
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,0868
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	-0,2801
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	0,8929
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,0961

Fonte: DNIT (2020).

Figura 8 - Parâmetros do material escolhido para sub-base

SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	
Material	Solo Siltoso NS'
Parâmetros	
Espessura (cm)	
Coefficiente de Poisson	0,45
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	189
Características	
Descrição do Material	Solo siltoso Papucaia - RJ
Grupo MCT	NS'
MCT - Coeficiente c'	1,00
MCT - Índice e'	1,68
Massa específica (g/cm ³)	1,8
Umidade Ótima (%)	13,0
Energia Compactação	Normal
Norma ou Especificação	DNIT ES 139
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,244
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	0,419
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	1,309
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,069

Fonte: DNIT (2020).

Figura 9 - Parâmetros do material selecionado para revestimento

CONCRETO ASFÁLTICO	
Material	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba
Parâmetros	
Espessura (cm)	15,0
Coefficiente de Poisson	0,30
Contato	Não Aderido
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	8289
Características	
Tipo de CAP	CAP 50/70 - PG 64-16
Massa específica (g/cm ³)	2,4
Resistência à tração (MPa)	1,91
Teor de asfalto (%)	6,0
Volume de vazios (%)	5,0
Faixa Granulométrica	#12,5mm
Abrasão Los Angeles (%)	40,0
Norma ou Especificação	DNIT ES 31
Curva de Fadiga	
Modelo:	$k1.(et^{k2})$
Coefficiente de Regressão (k1):	3,0e-13
Coefficiente de Regressão (k2):	-3,78
Classe de Fadiga:	1
FFM (100µ a 250µ):	0,73

Fonte: DNIT (2020).

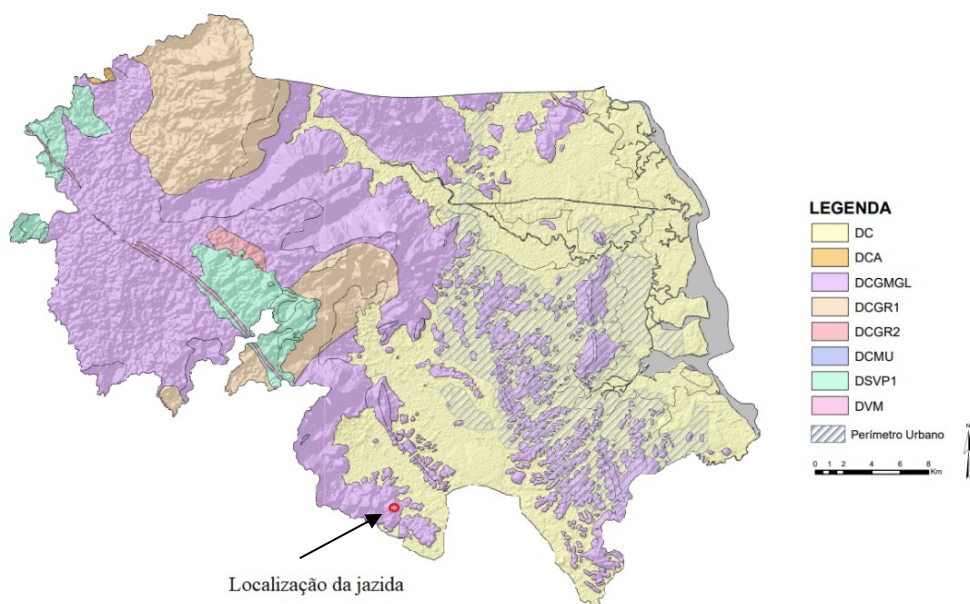
O solo utilizado nas análises como subleito foi coletado em uma jazida localizada na Rodovia do Arroz, em Joinville, uma vez que esse material é amplamente utilizado nas obras de pavimentação da região. As Figuras 10 e 11 apresentam a localização dessa jazida conforme imagens de satélite e segundo a base geológica da região de Joinville, respectivamente

Figura 10 - Localização da jazida



Fonte: Adaptado de Google Earth (2022).

Figura 11 - Localização da jazida de acordo com o mapa geológico de Joinville



Fonte: Adaptado de Silva; Heidemann; Nierwinski (2022).

Segundo Silva, Heidemann e Nierwinski (2022), a região onde foi coletado o solo se destaca pela presença de migmatitos, granulitos e gnaisses. O solo coletado apresenta granulometria bem distribuída, ainda que se façam presentes alguns pedregulhos. Após a coleta, o solo foi seco em estufa a 100° C, destorroado e homogeneizado conforme a NBR 6457 (2016).

Figura 12 - Amostra de solo após seco em estufa



Fonte: Autora (2022).

3.2. ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Parte da amostra preparada foi peneirada na peneira nº 10 (2,0 mm). O material passante na peneira nº 10 foi separado e utilizado nos ensaios de sedimentação, e densidade real dos grãos de solo. Parte do material foi peneirado na peneira nº 40 (0,42 mm) para uso nos ensaios de limite de plasticidade, limite de liquidez e do método das pastilhas para classificação MCT.

3.2.1. Curva Granulométrica

De acordo com a NBR 7181 (2016), o ensaio é dividido em duas etapas: peneiramento grosso e fino, sendo que para o peneiramento fino utiliza-se sedimentação. Abaixo estão descritos os procedimentos feitos para cada etapa.

Utilizou-se a peneira nº 10 para separar o material utilizado para o peneiramento grosso e para o peneiramento fino. A parte retida foi pesada e lavada na peneira nº 10 em água corrente à baixa pressão a fim de eliminar o material fino aderido, levando o material até a estufa após essa etapa. Após a secagem, o material foi peneirado através das peneiras de abertura 38,1 mm, 19 mm, 12,7 mm, 9,5 mm e 4,8 mm. As massas retidas em cada peneira foram pesadas e anotadas.

Do material passante nas peneiras nº 10, foi tomado 65,15 g para proceder-se com a sedimentação e, posteriormente, o peneiramento fino. O material foi transferido para um béquer de 250 cm³ e, em seguida, foi adicionado defloculante e hexametáfosfato de sódio. Após tamponado com carbonato de sódio até a estabilização do pH entre 8 e 9, o béquer foi agitado até a imersão de todo o material e mantido em repouso por 12h. Em seguida, a mistura foi vertida em copo de dispersão e, após adicionada água destilada, foi misturada com o aparelho dispersor durante 15 min. A dispersão foi transferida para uma proveta e, após a agitação, foi mergulhado o densímetro e efetuada as leituras correspondentes ao tempo de sedimentação, conforme orienta a NBR 7181 (2016). Após a última leitura, o material foi vertido para a peneira nº 200 (0,075 mm) e foi efetuada a lavagem do material em água corrente à baixa pressão. Após seco em estufa, o material foi peneirado nas peneiras de abertura 1,2 mm, 0,6 mm, 0,42 mm, 0,25 mm, 0,15 mm e 0,075 mm, pesando-se o material retido em cada peneira.

3.2.2. Limites de Atterberg

Os limites de Atterberg compreendem os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade, a partir dos quais se obtém o índice de plasticidade do solo. O ensaio de limite de liquidez é normatizado pela NBR 6459 (2017) e o ensaio de limite de plasticidade é normatizado pela NBR 7180 (2016).

Para o ensaio de limite de plasticidade, tomou-se uma quantidade da amostra preparada e colocou-se em uma cápsula de porcelana, acrescentando água destilada em pequenos incrementos e revolvendo de forma contínua. Após homogeneizado tomou-se cerca de 10 g da amostra e modelou-se um cilindro, de aproximadamente 3 mm de diâmetro e comprimento de 100 mm, com o auxílio de uma placa de vidro esmerilhada. Após modelado, o cilindro foi transferido para uma cápsula a fim de se determinar o teor de umidade. Repetiu-se o processo cinco vezes para obter o limite de plasticidade.

O limite de liquidez (LL) obtém-se a partir de um gráfico através do qual o eixo das ordenadas, em escala logarítmica, representam os números de golpes e as abcissas, em escala

aritmética, representam os teores de umidade correspondentes. Através da reta obtida, o teor de umidade correspondente a 25 golpes é o limite de liquidez do solo (ABNT, 2017). O limite de plasticidade (LP) é obtido a partir da média de pelo menos três valores de umidade considerados satisfatórios desde que nenhum valor de umidade difira de mais que 5% da média obtida. O índice de plasticidade é dado pela diferença entre o limite de liquidez e o limite de plasticidade (ABNT, 2016).

$$IP = LL - LP \quad (12)$$

3.2.3. Densidade real dos grãos

Inicialmente, pesou-se o picnômetro vazio e seco (P_1). Depois de obtido P_1 , adicionou-se uma porção da ordem de 10g da amostra passante na peneira nº 10 e pesou-se o picnômetro com a porção de solo (P_2). Após obtido P_2 , adicionou-se água destilada até cobrir a amostra, sendo aquecido e deixando-se ferver por 15 minutos a fim de expulsar todo o ar entre as partículas do solo e, em seguida, deixou-se esfriar. Após frio, pesou-se novamente o conjunto composto pelo picnômetro, solo e água destilada (P_3). Após obtido P_3 , o picnômetro foi limpo e completo com água destilada. Assim, pesou-se o picnômetro completo com água destilada, obtendo P_4 .

Com todas as pesagens feitas, foi possível calcular a densidade real dos grãos D_R através da Equação (13).

$$D_R = \frac{P_2 - P_1}{(P_4 - P_1) - (P_3 - P_2)} \quad (13)$$

Após calculado D_R , calculou-se a densidade real do solo corrigida para a temperatura de 20°C, D_{20} , através da Equação (14)

$$D_{20} = k_{20} \cdot D_R \quad (14)$$

Sendo:

k_{20} : fator de correção obtido por tabela

3.2.4. Ensaio de pastilha

Inicialmente, o material seco foi peneirado na peneira nº 40. Tomando-se cerca de 30 g da amostra peneirada, adicionou-se água e revolveu-se a mistura até obter a consistência adequada. Após a homogeneização da pasta, foi moldada uma esfera de diâmetro igual a 1 cm para preencher um anel de PVC de 20 mm de diâmetro e 5 mm de espessura. O anel preenchido foi colocado em cima de uma placa, seco ao ar por 12h e, após seco, foram feitas medições do diâmetro das pastilhas, resultando no coeficiente c' .

Depois de se proceder com as medições, as pastilhas foram submetidas à saturação em água por 2h com o auxílio de uma placa porosa, com carga hidráulica correspondente a -5 mm e coberta de papel filtro. Após o período de saturação, mediu-se a consistência da pastilha com o uso do mini penetrômetro, resultando no coeficiente e .

Figura 13 - Pastilhas submetidas a saturação



Fonte: Autora (2022).

3.2.5. Compactação

Para encontrar o teor de umidade ótimo, o ensaio de compactação foi executado incrementando pequenas quantidades de água em cada amostra a ser compactada, iniciando com 5% abaixo da umidade ótima presumível, a fim de se moldar cinco corpos de prova e obter a curva de compactação.

O ensaio foi realizado sem reutilização do material, com o cilindro grande e utilizando a energia normal, sendo 5 camadas com 12 golpes em cada camada. Cada corpo de prova foi pesado após a compactação, sendo também coletado uma amostra do meio do corpo de prova, pesado e levado até uma estufa para ser pesado novamente a fim de aferir o teor de umidade.

3.3. ENSAIOS DE COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO

Os ensaios de comportamento geomecânico deste trabalho envolvem a determinação do CBR e ensaios triaxiais dinâmicos para determinação de módulo de resiliência e deformação permanente. Os corpos de prova relativos aos ensaios triaxiais foram preparados em um molde tripartido, sendo compactado em 10 camadas de 12 golpes de um soquete pequeno de (2500 ± 10) g. Já o corpo de prova utilizado para o ensaio de CBR foi preparado com a utilização do soquete grande de (4536 ± 10) g, sendo 5 camadas de 12 golpes, o que corresponde a energia normal de compactação, conforme recomendações da norma DNIT 164 (2013).

3.3.1. CBR

Após realizada a compactação, procedeu-se de acordo com a NBR 9895 (2016) e o corpo de prova foi submerso em água por quatro dias a fim de atingir a saturação e medir-se a expansão. Acima do corpo de prova, foram colocados dois discos anelares, cuja massa total é da ordem de 4540 g, e apoiada a haste do deflectômetro na haste de expansão do prato. A expansão do corpo de prova é dada pela Equação (15).

$$\text{Expansão (\%)} = \frac{\text{leitura final} - \text{leitura inicial do deflectômetro}}{\text{altura inicial do corpo de prova}} \times 100 \quad (15)$$

Figura 14 - Corpo de prova embebido em água



Fonte: Autora (2022).

Após o período de imersão, o corpo de prova foi retirado e deixado escoar a fim de ser preparado para penetração. Após o escoamento, o corpo de prova foi colocado no prato da prensa junto com as sobrecargas utilizadas no ensaio de expansão e se procedeu com o assentamento do pistão de penetração no corpo de prova, com uma carga de aproximadamente 45 N e velocidade de 1,27 mm/min. Assim, as leituras efetuadas no deflectômetro foram anotadas de acordo com as penetrações e períodos dispostos na Tabela 6.

Tabela 6 - Medidas de penetração no ensaio CBR

Tempo (min)	Penetração (mm)
0,5	0,63
1,0	1,27
1,5	1,90
2,0	2,54
2,5	3,17
3,0	3,81
3,5	4,44
4,0	5,08
5,0	6,35
6,0	7,62
7,0	8,89
8,0	10,16
9,0	11,43
10,0	12,7

Fonte: Adaptado de ABNT (2016)

Foi traçada a curva de pressão aplicada pelo pistão versus penetração do pistão e, após corrigida essa curva, calculou-se o CBR correspondente às penetrações de 2,54 mm e 5,08 mm utilizando a Equação (16). Depois de calculados os índices correspondentes, adotou-se o maior valor como sendo o CBR do solo.

$$CBR = \frac{\textit{pressão calculada ou corrigida}}{\textit{pressão padrão}} \cdot 100 \quad (16)$$

3.3.2. Módulo de Resiliência

Para efetuar a moldagem dos três corpos de provas utilizados, compactou-se o solo na umidade ótima em um molde de dimensões 100 x 200 mm em 10 camadas de 12 golpes. Após retirar o corpo de prova do molde, ele foi alocado no equipamento triaxial de cargas repetidas para efetivamente iniciar o ensaio.

O ensaio é dividido em duas partes: a fase de condicionamento e a fase de determinação do módulo de resiliência. A fase de condicionamento consiste em uma sequência de carregamentos cíclicos, executados com a finalidade de reduzir a influência de deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações da tensão desviadora. Nessa fase, são aplicadas 500 repetições de cada tensão-desvio, correspondentes aos pares indicados na Tabela 7 (DNIT, 2018).

Figura 15 - Corpo de prova moldado



Fonte: Autora (2022).

Tabela 7 - Sequência de tensões para fase de condicionamento

Tensão confinante σ_3 (MPa)	Tensão-desvio σ_d (MPa)	Razão de tensões (σ_1/σ_3)
0,070	0,070	2
0,070	0,210	4
0,105	0,315	4

Fonte: Adaptado de DNIT (2018, p. 6).

Após a consolidação, inicia-se a aplicação de uma sequência de 18 pares das tensões, indicadas na Tabela 8, para obtenção das deformações específicas. Para cada par de tensões, é aplicado, no mínimo, 10 ciclos de carga e se adquire os dados de pelo menos cinco repetições de carga, nas quais se garanta a constância das leituras com a diferença de, no máximo, 5%. Utiliza-se a média dessas cinco leituras para o cálculo do módulo de resiliência (DNIT, 2018).

Tabela 8 - Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_d/σ_3
0,020	0,020	2
	0,040	3
	0,060	4
0,035	0,035	2
	0,070	3
	0,105	4
0,050	0,050	2
	0,100	3
	0,150	4
0,070	0,070	2
	0,140	3
	0,210	4
0,105	0,105	2
	0,210	3
	0,315	4
0,140	0,140	2
	0,280	3
	0,420	4

Fonte: Adaptado de DNIT (2018, p. 7).

Durante o ensaio, a força vertical é aplicada repetidamente, atuando sempre no mesmo sentido de compressão, de forma cíclica, de um valor correspondente à tensão confinante σ_3 a um valor máximo correspondente à tensão principal maior σ_1 , sendo o pulso dado pela diferença $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$. Após descarregada, aguarda-se um intervalo de repouso igual a 1 Hz para ser aplicada novamente. A velocidade e volume de tráfego são simulados pelo tempo de pulso e frequência da carga aplicada, respectivamente (MEDINA, 1997). O MR é dado pela Equação (17).

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (17)$$

Onde:

M_R : Módulo de resiliência;

σ_d : ($\sigma_1 - \sigma_3$): Tensão desviadora;

σ_1 : Tensão principal maior;

σ_3 : Tensão confinante;

ε_r : Deformação específica radial.

3.3.3. Deformação Permanente

Assim como no ensaio de módulo de resiliência, moldaram-se os corpos de prova nas dimensões de 100 x 200 mm, compactando-os na umidade ótima em 10 camadas de 12 golpes. Foram moldados e ensaiados apenas 3 corpos de prova, por razões de falta de material.

Para realizar o ensaio de deformação permanente, a frequência de aplicação pode variar entre 1 Hz e 5 Hz, sendo recomendada a frequência de 2 Hz, ajustando somente o intervalo de repouso, desde que todos os ensaios para uma mesma amostra sejam realizados com essa frequência. A duração do pulso para qualquer frequência é igual a 0,1 segundo e a tensão confinante é mantida constante durante todo o ensaio (DNIT, 2018)

Inicialmente, aplicam-se 50 ciclos de carga iniciais, para garantir entre o pistão e o cabeçote do equipamento, evitando que folgas sejam lidas como deformação do corpo de prova. Após esses 50 ciclos, a deformação sofrida não deve ser considerada como deformação do corpo de prova e a altura de referência do medidor de deslocamento deve ser corrigida para o prosseguimento do ensaio (DNIT, 2018). Nesse procedimento inicial, o par de tensão desviadora que deve ser utilizado está apresentado na Tabela 9.

Tabela 9 - Valores de tensão desviadora para procedimento inicial

Tensão confinante σ_3 (kPa)	Tensão-desvio σ_d (kPa)	Razão de tensões σ_1/σ_3
30	30	2

Fonte: Adaptado de DNIT (2018, p. 7).

Para cada corpo de prova devem ser aplicados 150.000 ciclos de um par de tensões entre os pares apresentados na Tabela 10. Para determinar o modelo de comportamento à deformação permanente, faz-se necessária a utilização de vários corpos de prova e, em cada um, a aplicação de um par de tensões específico entre os pares apresentados na Tabela 10 (DNIT, 2018). Como esse ensaio foi realizado apenas para três corpos de prova, utilizaram-se apenas as três primeiras combinações de tensão, considerando a tensão confinante igual a 40 kPa, não sendo realizados ensaios para as tensões confinantes de 80 kPa e 120 kPa, conforme recomenda a norma DNIT 179 (2018).

Obtidos os valores de deslocamento plástico durante o ensaio, a deformação específica permanente do material ensaiado é obtida através da Equação (18).

$$\varepsilon_p = \frac{\delta_p}{H_0} \quad (18)$$

Em que:

ε_p : Deformação permanente acumulada;

δ_p : Deslocamento plástico acumulado;

H_0 : Altura de referência do medido de deslocamento, descontado o deslocamento plástico acumulado correspondente ao ciclo anterior.

Tabela 10 - Estados de tensões indicados para determinação da deformação permanente

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

Fonte: Adaptado de DNIT (2018, p. 7).

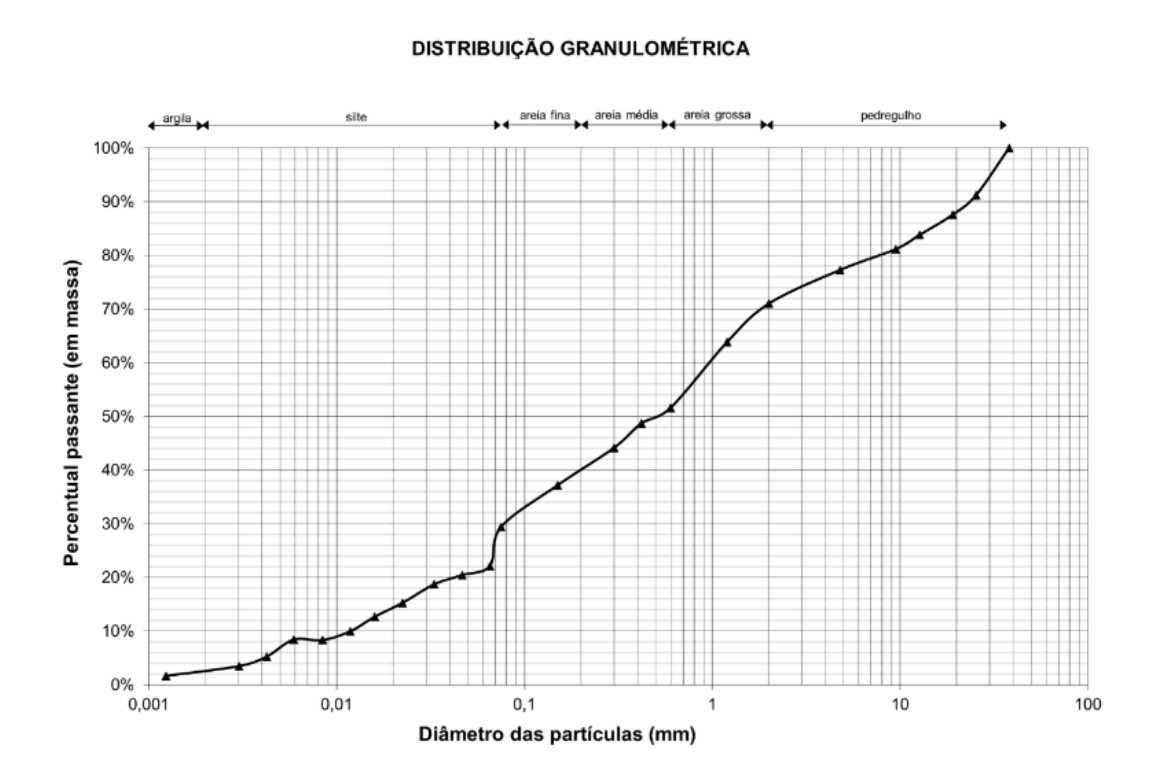
4. APRESENTAÇÃO DOS RESULTADOS

Através dos ensaios descritos na seção 3, obtiveram-se os dados que serão utilizados para a análise do solo como camada de subleito do pavimento.

4.1. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Inicialmente, obteve-se a curva granulométrica do solo ensaiado, a qual é apresentada na Figura 16, assim como os percentuais que correspondem a cada fração, apresentados na Tabela 11. Posteriormente, procedeu-se com os demais ensaios, que buscam caracterizar os índices físicos do solo estudado, e cujos resultados estão dispostos na Tabela 12. A curva de compactação apresentada na Figura 17 apresenta a densidade seca máxima do solo e a umidade ótima correspondente a esse valor, utilizando a energia normal de compactação.

Figura 16 - Curva granulométrica



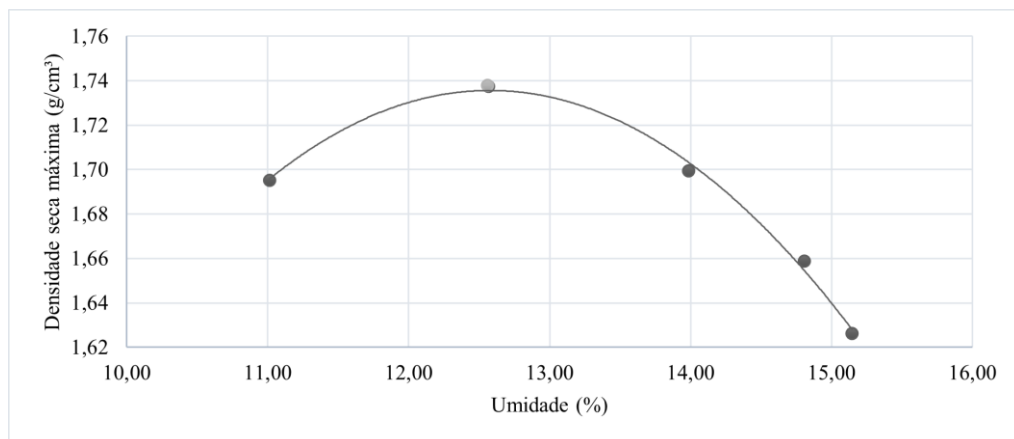
Fonte: Autora (2022).

Tabela 11 - Percentuais das frações retidas

Pedregulho	29,01%
Areia grossa	19,42%
Areia média	14,43%
Areia fina	15,05%
Silte	20,46%
Argila	1,63%

Fonte: Autora (2022).

Figura 17 - Curva de compactação



Fonte: Autora (2022).

Tabela 12 - Resumo dos valores obtidos pelos ensaios de caracterização

Propriedade	Valor
Análise tátil-visual	Areia siltosa
Densidade real dos grãos	2,77
Limite de liquidez (%)	28,5
Limite de plasticidade (%)	23,26
Índice de plasticidade (%)	5,14
Umidade ótima (%)	12,57
Massa específica seca máxima (g/cm³)	1,74

Fonte: Autora (2022).

Analisando a curva granulométrica e os índices físicos, infere-se que o material é bem graduado, apresenta limite de liquidez abaixo do esperado para solos residuais de gnaiss e, da mesma forma, é pouco plástico se comparado à valores de referência de solos residuais de

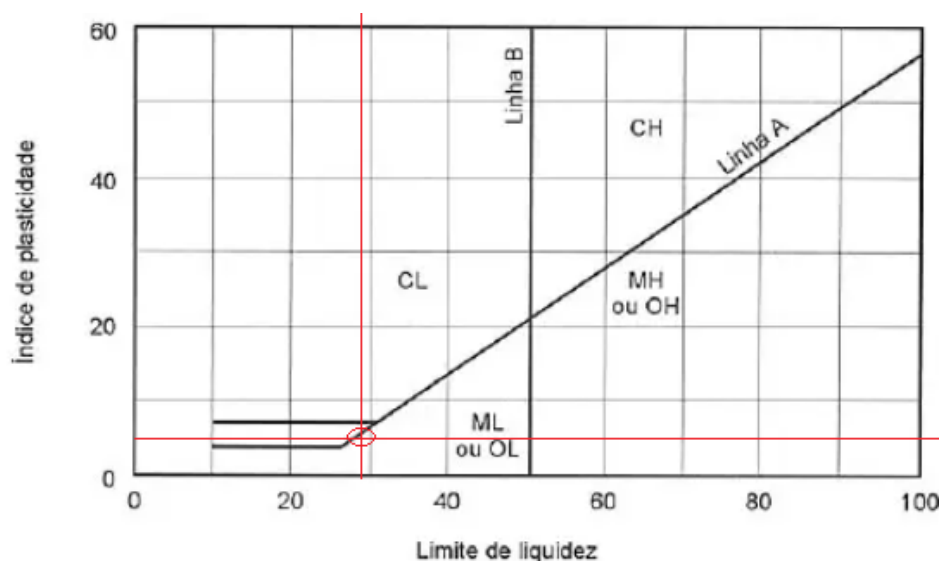
gnaisse. Segundo Pinto (2006), valores comuns de LL e IP para solos residuais de gnaisse variam entre de 45% a 55% e 20% a 25%, respectivamente.

4.2.1. Classificação Unificada

A classificação unificada é representada por duas letras, sendo que a primeira letra indica o tipo principal do solo e a segunda letra corresponde a dados complementares do solo. Inicialmente se analisa o percentual de finos, considerando que os finos correspondem ao material passante na peneira nº 200. Caso o solo apresente percentual de finos maior que 50%, ele é considerado de granulação grosseira, caso contrário, ele é considerado de granulação fina (PINTO, 2006). Como o percentual passante na peneira nº 200 é inferior a 50%, pode-se considerar que o solo ensaiado é granular.

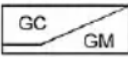
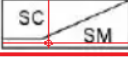
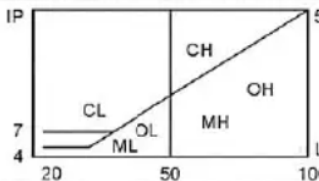
A fração retida que corresponde a areia é igual a 48,9%, o que classifica primariamente o solo como uma areia. O segundo maior percentual retido corresponde aos siltes, atingindo 20,46%. Como o percentual de finos ultrapassa 12%, deve ser utilizada a carta de plasticidade para determinar a característica secundária do solo. Relaciona-se então a posição do ponto obtido na carta de plasticidade, representado pela Figura 18, com o ábaco apresentado na Figura 19, a fim de se determinar a classificação do solo. De acordo com a classificação através do Sistema Unificado, observa-se que se trata de uma areia siltosa.

Figura 18 - Carta de Plasticidade



Fonte: Adaptado de Pinto (2006, pág. 68).

Figura 19 – Esquema para classificação segundo o sistema unificado

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3	
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3	
		% P #200 > 12	GC 	
		GM		
			5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.
		S > G : S	% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3
	SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3			
% P #200 > 12	SC 			
		SM		
		5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.	
% P #200 > 50	C	CL		
		CH		
	M	ML		
		MH		
	O	OL		
		OH		

Fonte: Adaptado de Pinto (2006, pág. 69).

4.2.2. Classificação TRB (Transportation Research Board)

A classificação TRB divide os solos em grupos e subgrupos em função de sua granulometria, índice de plasticidade, limite de liquidez e índice de grupo. O índice de grupo é dado pela D 3282 (ASTM, 2015), conforme a Equação (19).

$$IG = (F - 35) \cdot [0,2 + 0,005 \cdot (LL - 40)] + [0,01(F - 15) \cdot (IP - 10)] \quad (19)$$

Em que:

F : percentual passante na peneira nº 200;

LL : limite de liquidez;

LP : limite de plasticidade.

De acordo com a Equação (19), o índice de grupo do solo é de 0, o que o caracteriza como sendo de boa capacidade de suporte. Uma vez obtidos todos os parâmetros necessários, utiliza-se o ábaco apresentado na Figura 20 para a classificação do solo. O material ensaiado classifica-se como A 2-4 segundo esse sistema, cujo comportamento como subleito varia de bom a excelente.

Figura 20 - Classificação TRB

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	50 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

Fonte: DNIT (2022).

4.2.4. Classificação MCT

Através dos ensaios de pastilha, obtiveram-se os coeficientes de penetração, $e > 4 \text{ mm}$, e contração diametral igual a 1,1, que resultou em $c' = 1,48$, sendo utilizada a Equação (20) para sua determinação.

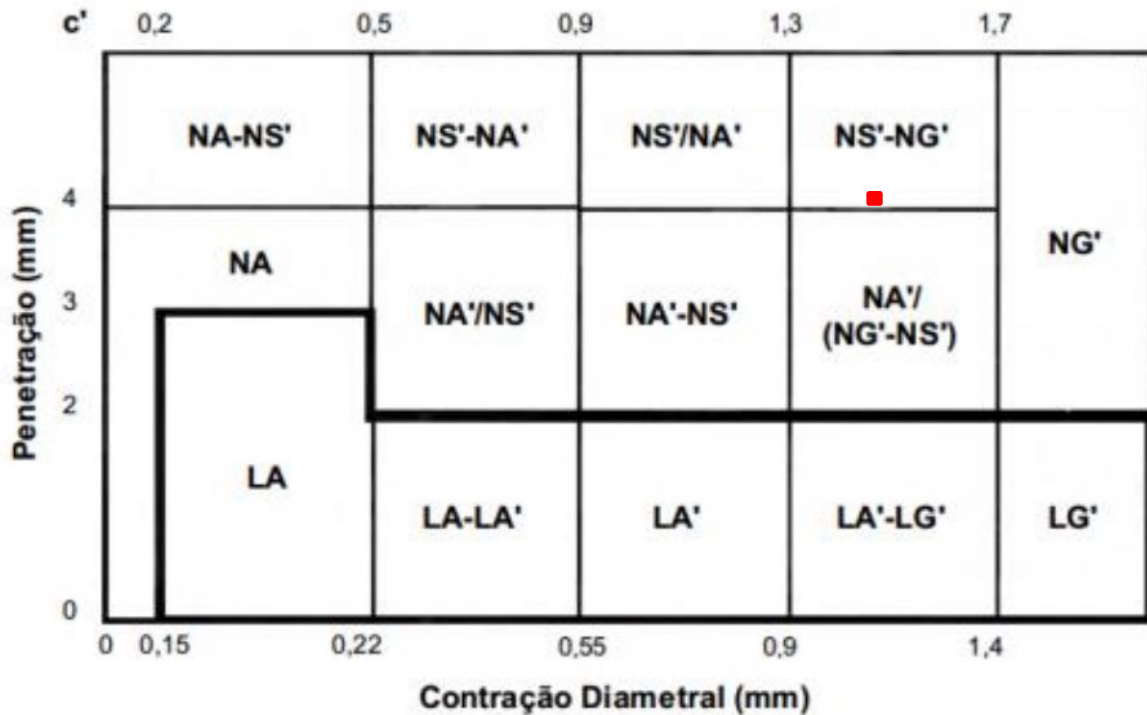
$$c' = \frac{[0,7 + \log_{10} \cdot C_d]}{0,5} \quad (20)$$

Em que:

C_d : contração diametral

Utilizando os parâmetros de penetração e contração diametral, é possível encontrar o grupo de classificação do solo. De acordo com a classificação obtida a partir dos parâmetros, o solo se classifica no grupo NS'-NG', representado pelo ponto vermelho na Figura 21, que compreende solos saprolíticos silto-arenosos a saprolíticos argilosos, respectivamente.

Figura 21 – Classificação do solo segundo a classificação MCT



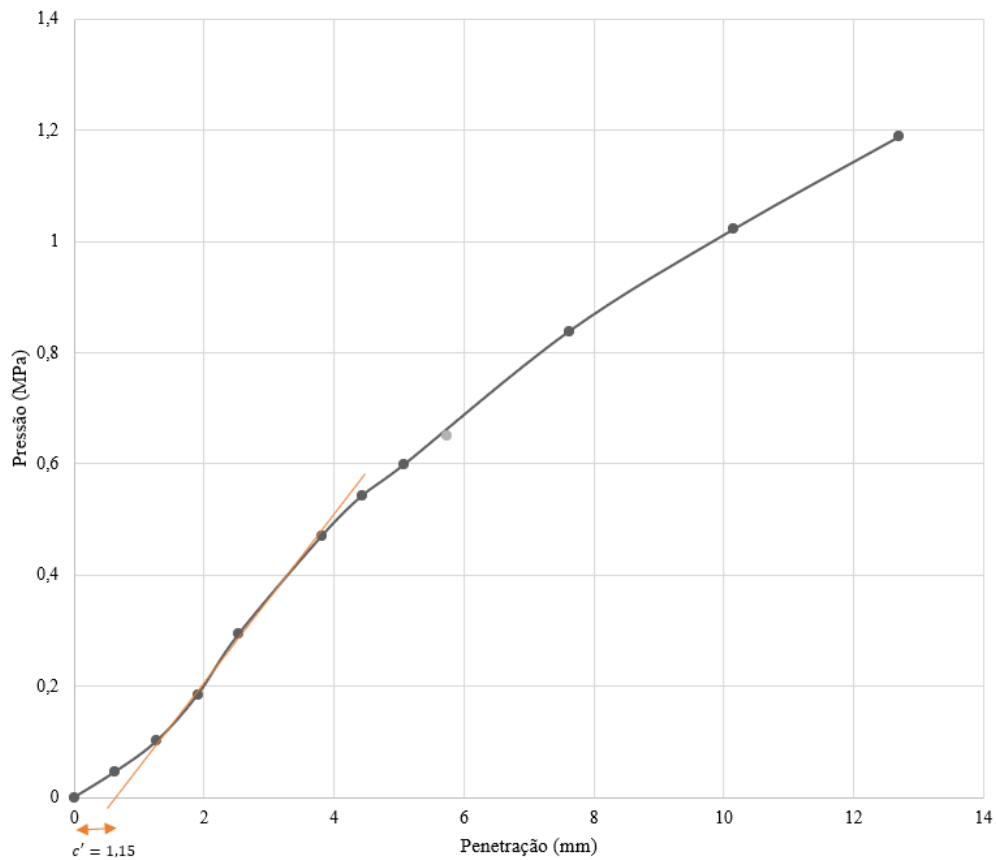
Fonte: Adaptado de Nogami; Villibor (1994).

4.2. COMPORTAMENTO GEOMECÂNICO

4.2.1. Índice de Suporte Califórnia (CBR) e Expansão

Para chegar-se aos valores de CBR e expansão, inicialmente tomou-se conhecimento da força registrada pelo relógio do aparelho de ensaio ao corpo de prova, de acordo com a penetração sofrida por ele e, a partir desses dados, foi possível determinar o CBR do corpo de prova através dos métodos apresentados no item 3.3.1, que foi igual a 5,6%. A expansão apresentou resultado igual a 1,98%. A Figura 22 apresenta o gráfico que relaciona o deslocamento e tensão sofridos pelo corpo de prova durante o ensaio e a Tabela 13 apresenta os valores obtidos para CBR e expansão do corpo de prova ensaiado.

Figura 22 - Deslocamento x Pressão



Fonte: Autora (2022).

Tabela 13 - Resumo dos valores obtidos no ensaio

CBR (%)	Expansão (%)
5,6	1,8

Fonte: Autora (2022).

O resultado obtido através do ensaio de CBR é satisfatório para utilização como subleito, uma vez que o DNIT (2006) recomenda valores maiores do que 2%. A expansão do material também é satisfatória, mas beira o limite estabelecido pelo DNIT. Caso a expansão desse material fosse maior do que 2%, seria aconselhável a compactação na energia intermediária.

A partir do resultado obtido no ensaio de CBR, é possível correlacioná-lo com o módulo de resiliência a partir de diversas correlações empíricas. Medina; Preussler (1980) propuseram a equação apresentada na Equação (21).

$$MR \left(\frac{kgf}{cm^2} \right) = 326 + 67.CBR \quad (21)$$

Bernucci (1995) realizou ensaios a fim de estabelecer uma relação entre o índice de suporte e o módulo de resiliência a partir de dados obtidos para solos areno-argilosos lateríticos. A partir desses resultados, formulou-se a correlação apresentada pela Equação (22).

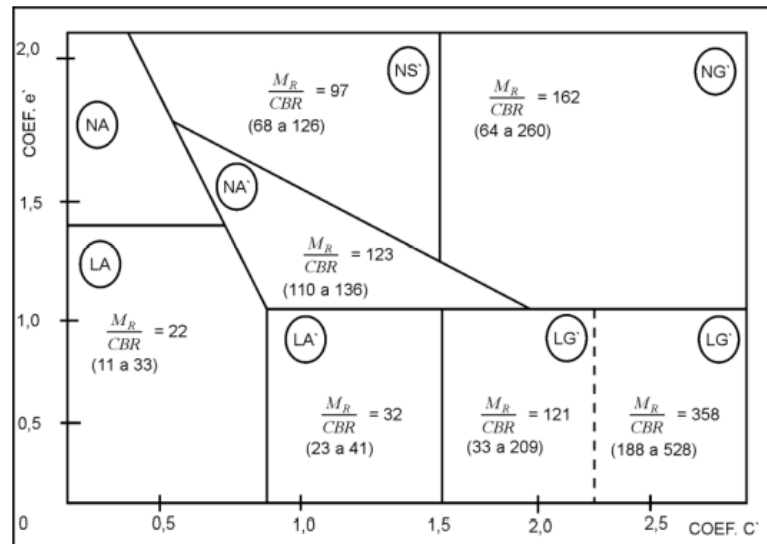
$$MR (MPa) = 74. CBR^{0,5} \quad (22)$$

Heukelom e Klomp (1962 apud MEDINA; MOTTA, 2015) desenvolveram uma correlação entre o módulo dinâmico determinado no campo e o CBR *in situ*, a qual está representada pela Equação (23).

$$MR (MPa) = 10,4. CBR \quad (23)$$

O Manual de Pavimentação do DNIT (2006) aponta correlações a partir da classificação MCT dos solos, em que foram obtidas razões entre MR e CBR para cada região do ábaco, que é apresentado pela Figura 23.

Figura 23 - Correlações empíricas entre MR e CBR considerando a classificação MCT



Fonte: DNIT (2006).

Correlacionando as duas grandezas através das correlações apresentadas acima, foram obtidos quatro valores para o módulo de resiliência, conforme é apresentado na Tabela 14. Para

a correlação relativa ao CBR e a classificação MCT do solo, considerou-se o solo do subleito como pertencente ao grupo NS'.

Tabela 14 - Resultados das correlações envolvendo CBR e MR

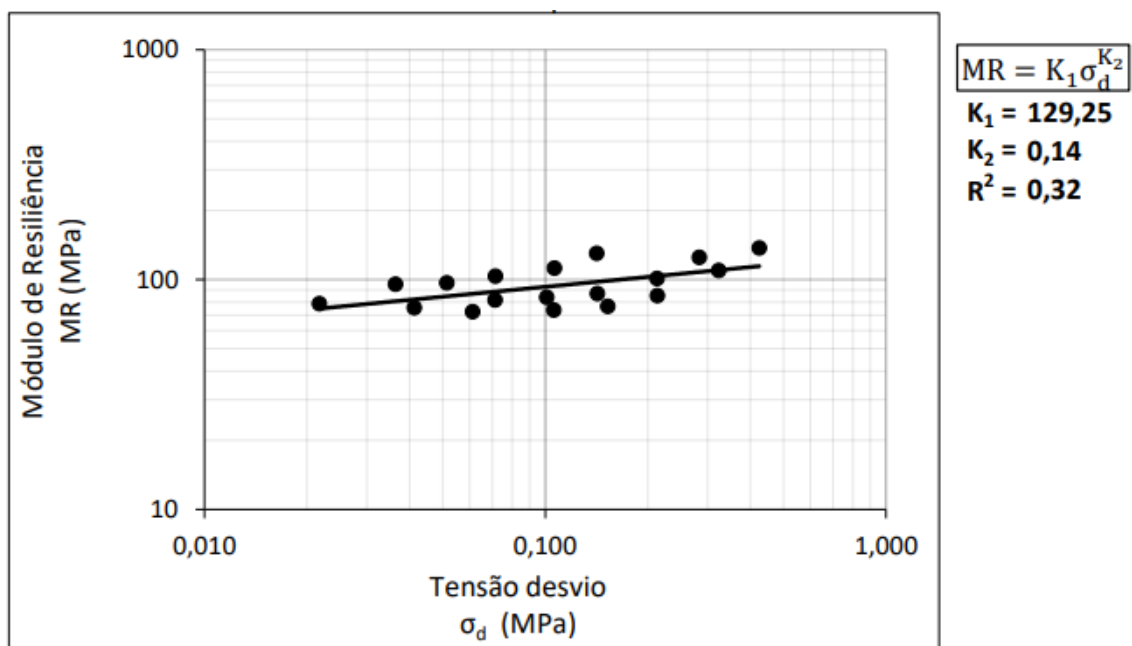
Correlação	CBR (%)	Módulo (MPa)
$MR\left(\frac{kgf}{cm^2}\right) = 326 + 67 \cdot CBR$		70,12
$MR(MPa) = 74 \cdot CBR^{0,5}$	5,6	175,12
$MR(MPa) = 10,4 \cdot CBR$		58,24
$MR\left(\frac{kgf}{cm^2}\right) = 97 \cdot CBR$		54,32

Fonte: Autora (2022).

4.2.2. Módulo de Resiliência

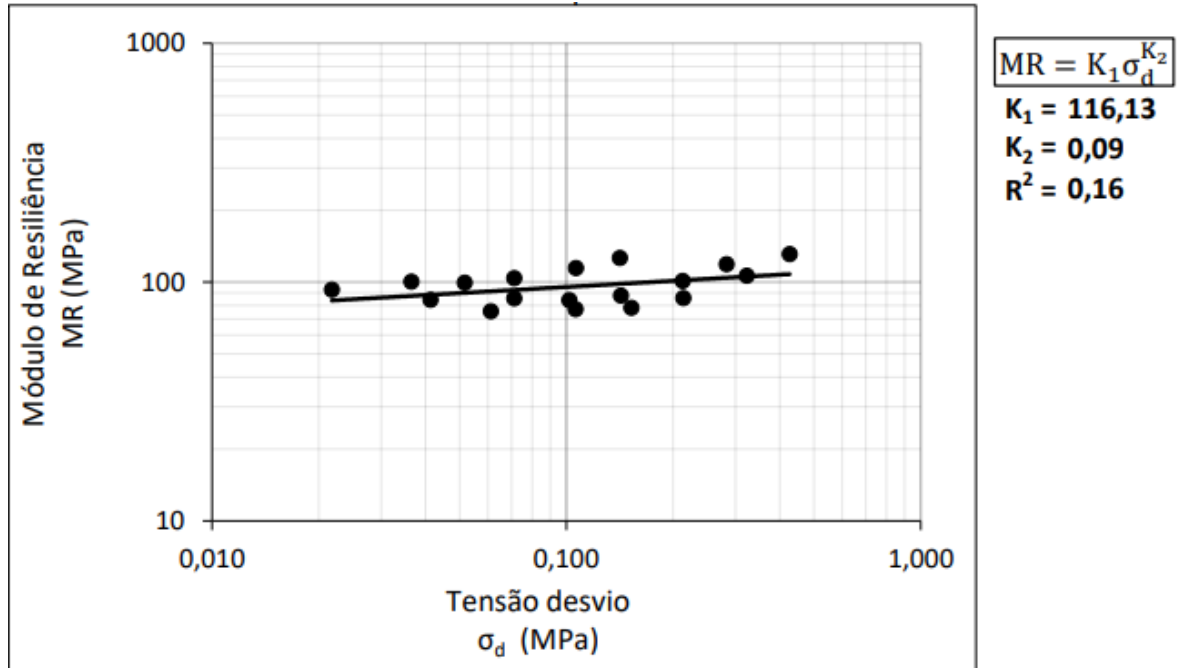
Após a realização dos ensaios para determinação do módulo de resiliência, os resultados obtidos foram modelados de acordo com três modelos: o modelo dependente da tensão-desvio, o modelo dependente da tensão confinante e o modelo composto. O modelo dependente da tensão-desvio não foi o que melhor descreveu o comportamento do solo, o que é compreensível já que solos coesivos são os mais sensíveis à tensão-desvio, e o solo estudado não é um solo coesivo.

Figura 24 - Parâmetros do modelo de tensão-desvio para o corpo de prova 1



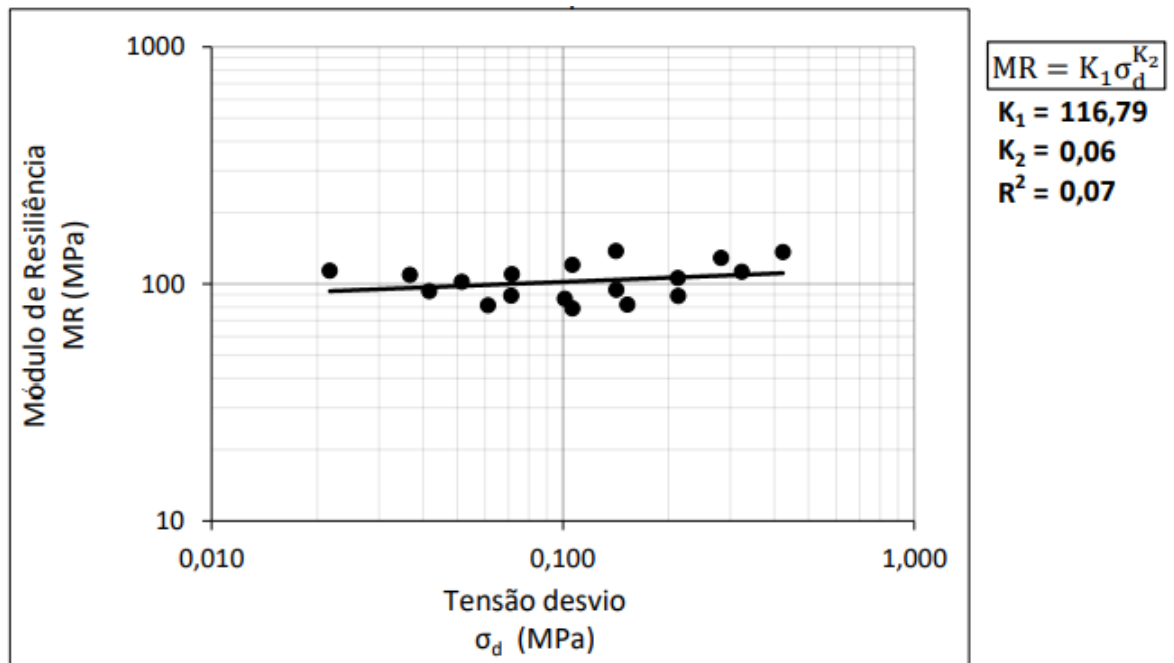
Fonte: Autora (2022).

Figura 25 - Parâmetros do modelo de tensão-desvio para o corpo de prova 2



Fonte: Autora (2022).

Figura 26 - Parâmetros do modelo de tensão-desvio para o corpo de prova 3

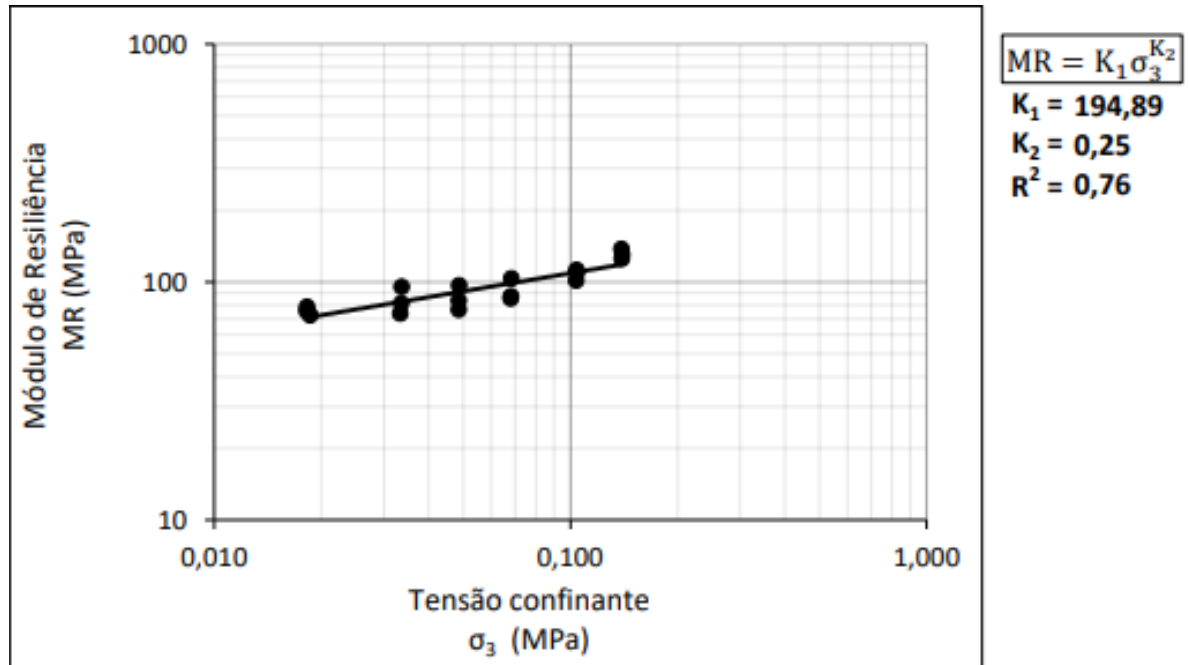


Fonte: Autora (2022).

Observando o coeficiente de determinação dos modelos dependentes da tensão confinante, é notável que o solo estudado se mostrou mais sensível à tensão confinante do que

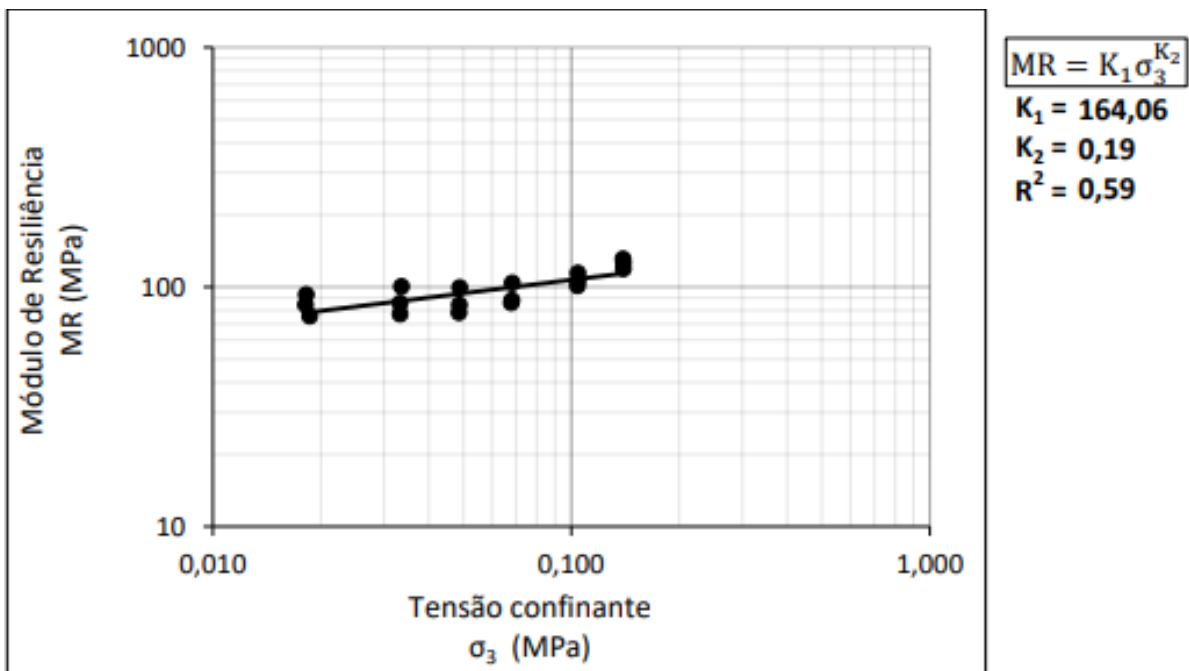
a tensão-desvio, o que corrobora com a granulometria do material. Os modelos matemáticos dependentes da tensão confinante são apresentados nas Figuras 27, 28 e 29.

Figura 27 - Parâmetros do modelo de tensão confinante para o corpo de prova 1



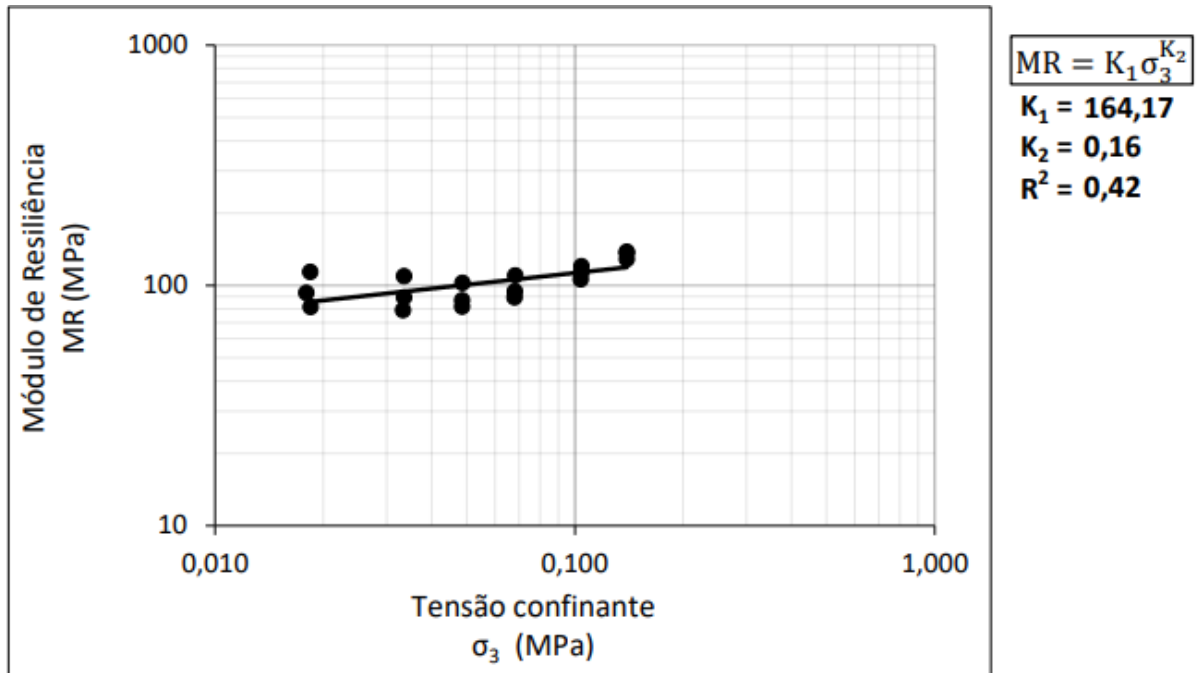
Fonte: Autora (2022).

Figura 28 - Parâmetros do modelo de tensão confinante para o corpo de prova 2



Fonte: Autora (2022).

Figura 29 - Parâmetros do modelo de tensão confinante para o corpo de prova 3



Fonte: Autora (2022).

O modelo composto constituiu o modelo matemático que melhor descreveu o comportamento dos corpos de prova durante o ensaio triaxial dinâmico, já que considera os efeitos da atuação das tensões desvio e confinante em conjunto, e sua qualidade pode ser verificada pelo coeficiente de determinação R^2 , que avalia o quão bem um modelo matemático consegue explicar o comportamento do material.

Comparando os coeficientes de determinação de todos os modelos gerados pelo ensaio, observa-se que o primeiro ensaio do modelo composto apresentou o maior coeficiente de determinação e, dessa forma, optou-se por sua utilização durante as simulações no software MeDiNa. A Tabela 15 apresenta os parâmetros do modelo composto obtidos para os três ensaios.

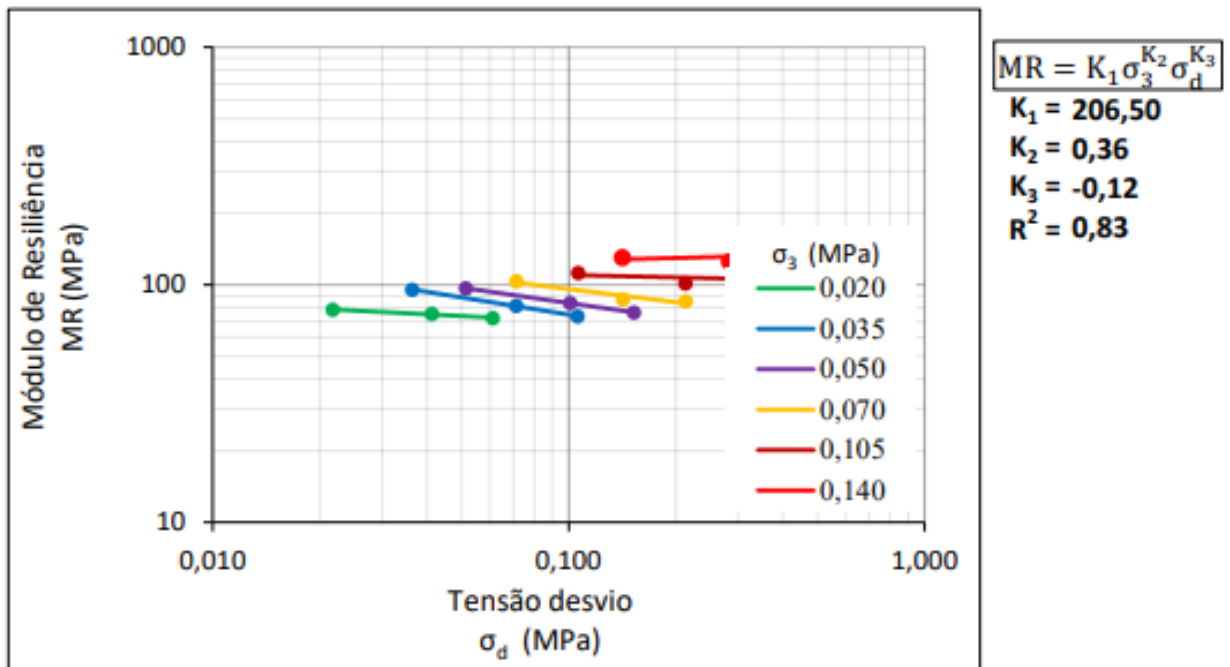
Tabela 15 - Parâmetros do modelo composto para os corpos de prova

Corpo de prova	Teor de umidade (%)	k_1	k_2	k_3	R^2
1	10,83	206,5	0,36	-0,12	0,83
2	12,21	176,33	0,32	-0,15	0,74
3	12,21	178,94	0,33	-0,18	0,63

Fonte: Autora (2022).

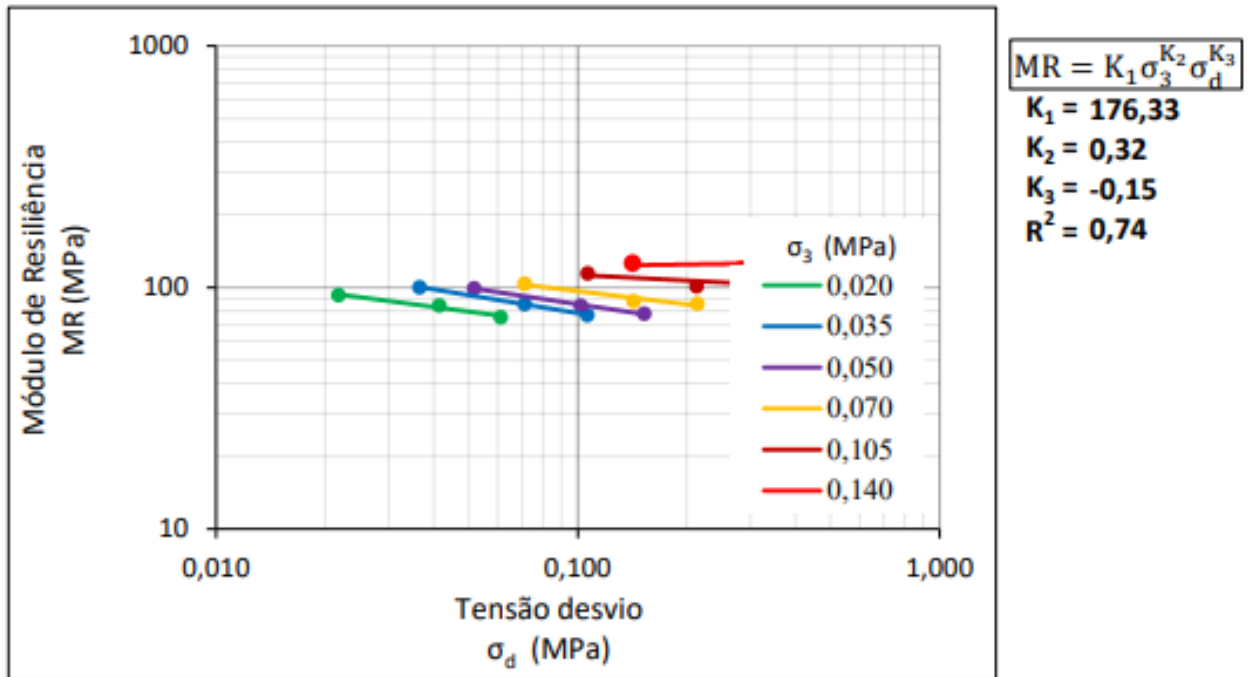
A partir dos parâmetros obtidos para o modelo composto, percebe-se que os valores do coeficiente k_2 , que está relacionado a tensão confinante, são positivos enquanto os valores para o coeficiente k_3 , que está relacionado à tensão-desvio, são negativos. Isso pode ser interpretado como uma sensibilidade maior à tensão confinante do que à tensão-desvio, o que é uma característica intrínseca ao comportamento de solos granulares em resposta ao ensaio triaxial dinâmico, sendo coerente com a classificação obtida para esse solo, já que se trata de uma areia siltosa. Os gráficos relativos ao modelo composto são apresentados nas Figuras 30, 31 e 32

Figura 30 - Parâmetros do modelo composto para o corpo de prova 1



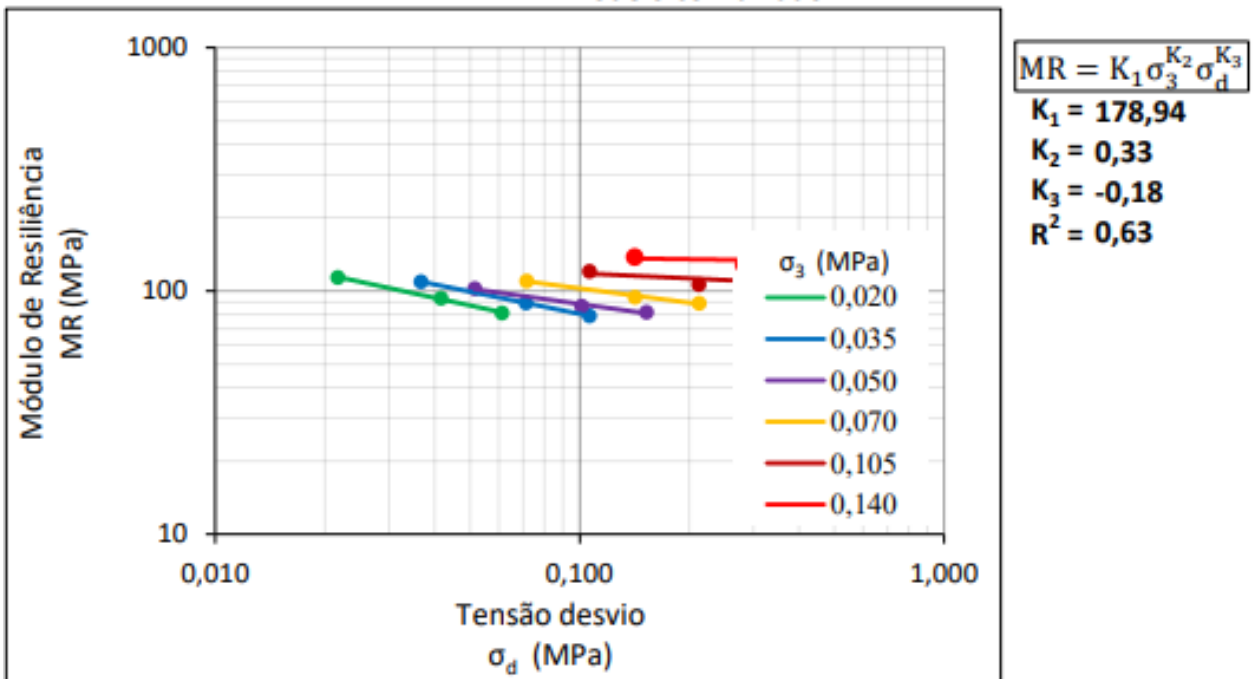
Fonte: Autora (2022).

Figura 31 - Parâmetros do modelo composto para o corpo de prova 2



Fonte: Autora (2022).

Figura 32 - Parâmetros do modelo composto para o corpo de prova 3

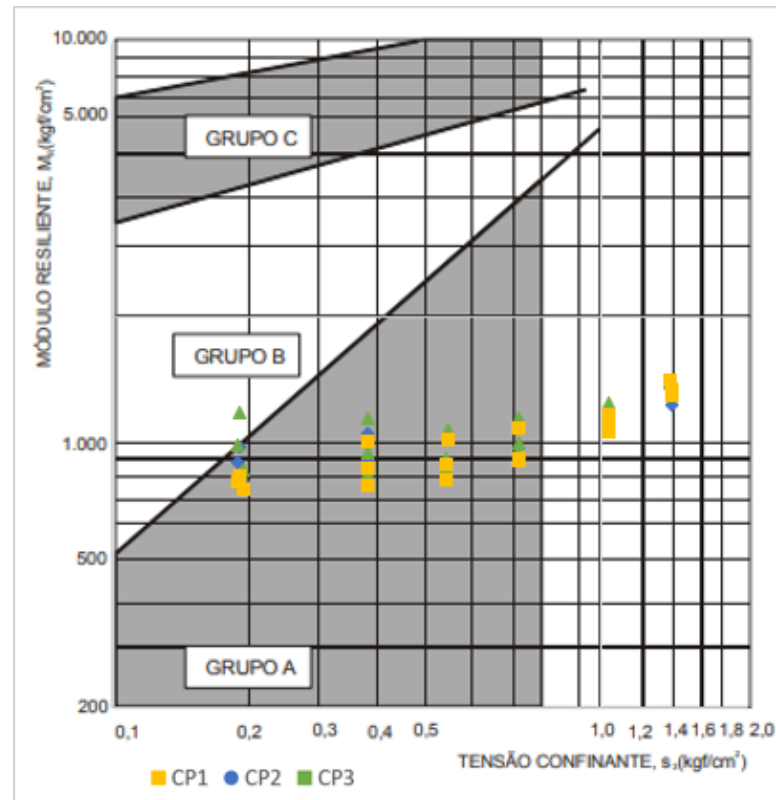


Fonte: Autora (2022).

A partir dos dados obtidos nos ensaios e, considerando que o solo é granular, foi possível classificar o comportamento resiliente do solo de acordo com o ábaco proposto pelo

DNIT (2006) que considera a classificação de solos granulares. A partir da Figura 33, constata-se que o solo pertence ao grupo A, sendo classificado como um material cujo grau de resiliência é elevado, constituindo um subleito de baixa qualidade.

Figura 33 - Classificação resiliente do solo



Fonte: Adaptado de DNIT (2006).

Analisando os valores mínimo e máximo obtido nos três ensaios realizados, calculou-se um valor médio para o módulo de resiliência desse solo igual a 99,0 MPa, o que difere dos valores calculados por meio das correlações empíricas estabelecidas entre o CBR e MR no item 4.2.1. A maioria dos valores de MR obtidos através das correlações acabou por subestimar a qualidade do material do subleito, uma vez que foram encontrados, majoritariamente, valores de MR menores do que o valor obtido através de ensaios.

Comparando os valores de módulo de resiliência obtidos pelas correlações empíricas com o CBR do material e a média dos valores de módulo de resiliência obtidas através dos ensaios triaxiais dinâmicos, identifica-se que a discrepância entre eles varia de 28,87 MPa, considerando a correlação encontrada por Medina; Preussler (1980), até 41,74 MPa, considerando a relação entre a classificação MCT e o MR, apontada pelo DNIT (2006).

Tabela 16 - Valores mínimos e máximos de módulo de resiliência

Corpo de prova	Valor Mínimo (MPa)	Valor Máximo (MPa)	Valor Médio (MPa)
1	72,3608	137,4410	95,7880
2	75,3361	130,9316	97,2770
3	78,9305	137,8962	103,9290
Média do módulo de resiliência para o solo (MPa)			98,9980

Fonte: Autora (2022).

A equação empírica encontrada por Bernucci (1995) superestimou a qualidade do solo, obtendo um valor igual a 175,12 MPa. Comparando com o valor real, há uma diferença de 76,13 MPa, constituindo a maior diferença entre todas as correlações empíricas analisadas.

As comparações realizadas entre o valor real do módulo de resiliência e os valores obtidos através das correlações empíricas refletem a baixa qualidade dessas correlações, que buscam relacionar as duas grandezas, desconsiderando que os dois ensaios apresentam propostas diferentes: enquanto o CBR busca medir a resistência a penetração a partir da ação de uma carga estática e contínua, o ensaio triaxial dinâmico busca explorar o comportamento resiliente do material mediante aplicação de carga em curtos períodos de duração, verificando o comportamento reversível do material e definindo a quantidade de ciclos para que haja a estabilização.

Observou-se que a equação proposta por Medina; Preussler (1980) constituiu a melhor aproximação entre o valor real de MR, ainda que haja uma discrepância considerável, chegando a apresentar um valor da mesma ordem dos valores mínimos obtidos nos ensaios de módulo. Por esse motivo, escolheu-se esse resultado a fim de comparar sua influência no pavimento em face ao comportamento do pavimento considerando os resultados reais obtidos através dos ensaios triaxiais dinâmicos.

Serão avaliadas as diferenças causadas nos pavimentos propostos a fim de identificar as diferenças nos resultados das análises do MeDiNa ao se utilizar o valor estimado em comparação ao valor real, que define o comportamento do material tal como ele é. Entretanto, o mesmo não será possível para as demais camadas, uma vez que há carência de dados na literatura e que não tenha sido possível realizar os mesmos ensaios com outros materiais, constituindo fatores limitantes que levam a utilizar correlações empíricas.

4.2.3. Deformação Permanente

Os resultados de deformação permanente para os três corpos de prova ensaiados neste trabalho estão dispostos na Tabela 17. Ressalta-se que foram realizados apenas três ensaios por falta de material, de forma que a análise feita não abrange um estado amplo de tensões.

Analisando os valores totais de deformação permanente nos três ensaios, pode-se dizer que são valores baixos de deformação permanente, não atingindo 1 mm, o que é um bom indicador quanto à qualidade do solo no que tange a utilização como camada de subleito.

Tabela 17 - Valores de deformação permanente para os corpos de prova ensaiados

Corpo de prova	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	ε_p (mm)
1	40	40	0,128
2		80	0,482
3		120	0,857

Fonte: Autora (2022).

Inicialmente os resultados obtidos para os corpos de prova foram plotados no gráfico apresentado na Figura 34. A partir dos resultados encontrados, foi realizada uma regressão linear a fim de obter os parâmetros $\Psi_1, \Psi_2, \Psi_3, \Psi_4$ que descrevem o comportamento do material em relação à deformação permanente. Obtendo os parâmetros mencionados, modelou-se a equação segundo o modelo de Guimarães (2009) e calculou-se a deformação permanente teórica correspondente a cada ciclo de cada corpo de prova. Obtendo esses resultados teóricos, traçaram-se as curvas de ajuste.

Os resultados da regressão linear pelo modelo de Guimarães (2009) após realizados os ensaios de deformação permanente estão dispostos na Tabela 18. De acordo com o coeficiente de determinação R^2 , os coeficientes encontrados para o modelo de Guimarães (2009) constituem uma boa solução de ajuste para determinação da deformação permanente.

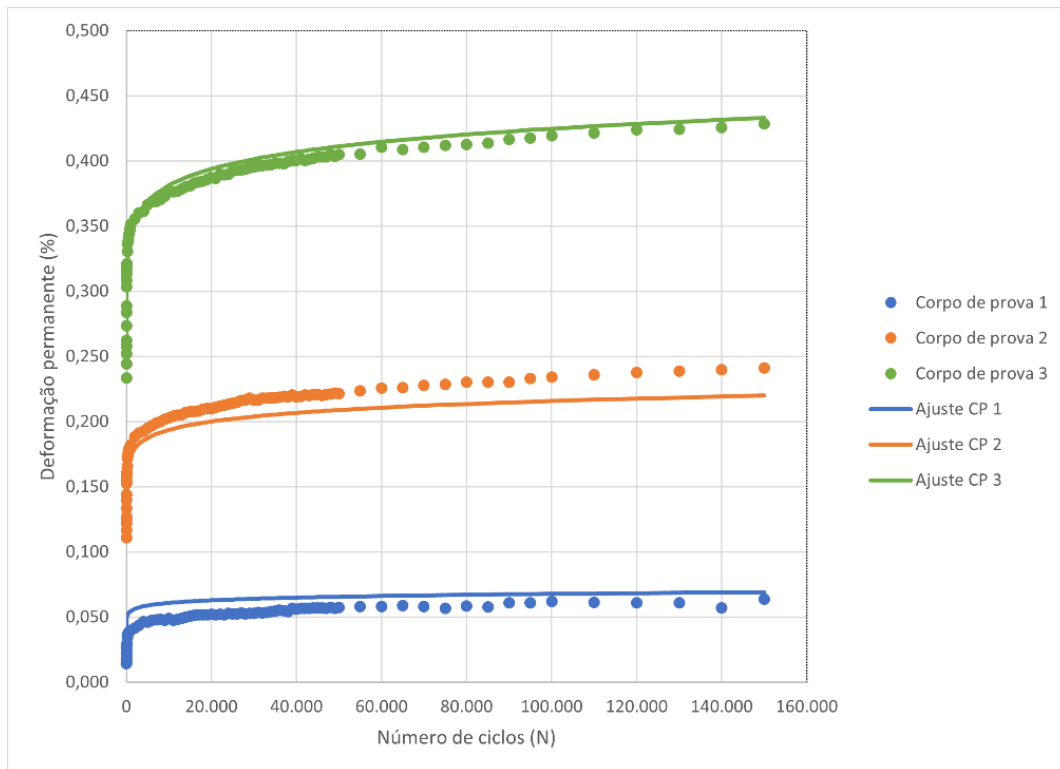
Tabela 18 - Coeficientes obtidos para o modelo de Guimarães

Ψ_1	Ψ_2	Ψ_3	Ψ_4	R^2
0,2917	0,5131	1,6706	0,0470	0,99283

Fonte: Autora (2022).

A evolução das deformações permanentes com o número de ciclos é apresentada pela Figura 34.

Figura 34 - Curva de deformação permanente

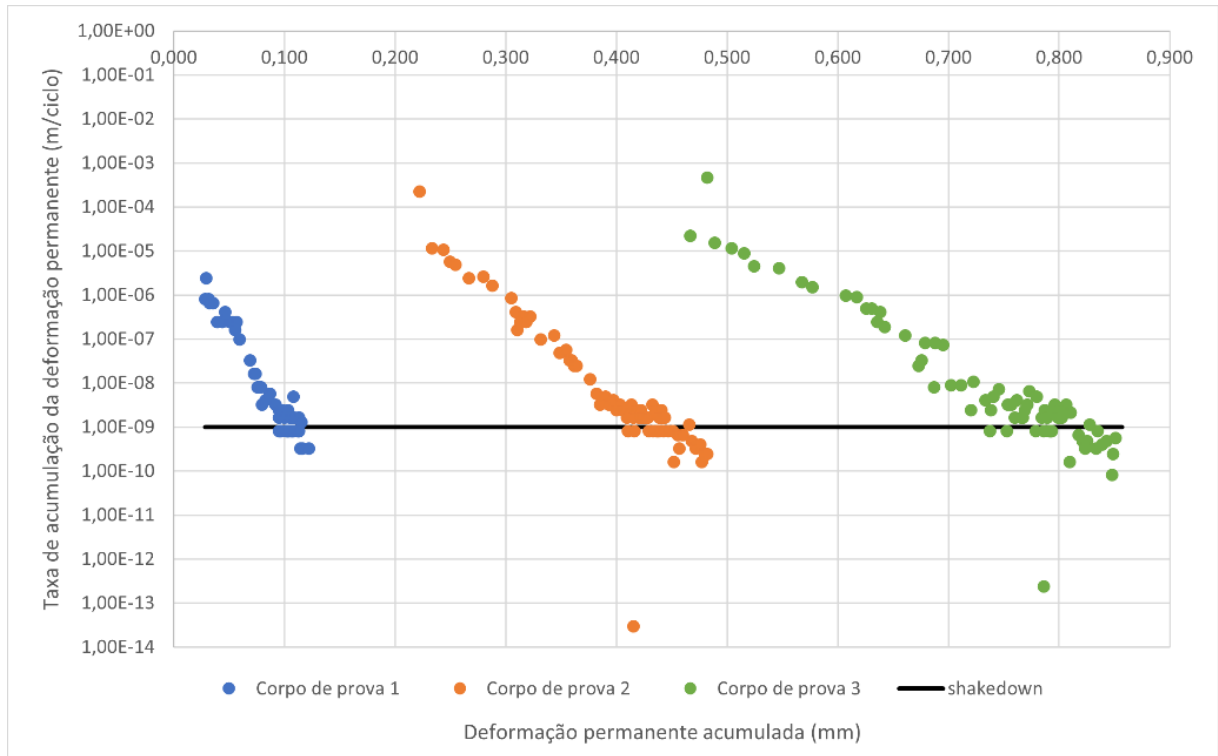


Fonte: Autora (2022).

A partir dos resultados apresentados pela Figura 34 observa-se que, a baixos valores para o par de tensões, as deformações permanentes são baixas, aumentando conforme os pares de tensão também se elevam. Há também uma tendência da deformação permanente a se manter constante a partir dos 100.000 ciclos. Para verificar a ocorrência de *shakedown*, foi calculada a taxa de variação da deformação permanente e, em seguida, plotado o gráfico apresentado pela Figura 35 de acordo com o modelo de Dawson e Wellner (1999 apud. Guimarães; 2008).

Analisando a ocorrência de *shakedown*, exibida pelo gráfico da Figura 35, observa-se que todos os corpos de prova ensaiados atingiram o acomodamento plástico, apresentando curva característica correspondente a classe A, uma vez que a taxa de variação de deformação permanente por ciclo de carga atinge o valor de 10^{-7} ($\times 0,01m$) para todos os ensaios, como sugere Guimarães (2009). A ocorrência de *shakedown* ocorre por volta dos 55.000 ciclos para os corpos de prova 1 e 2 e, para o corpo de prova 3, ocorre por volta dos 70.000 ciclos.

A partir dessas observações, pode-se inferir que o material se comporta de forma satisfatória quanto às deformações permanentes, atingindo o acomodamento plástico e evitando problemas de afundamento de trilha de roda no pavimento.

Figura 35 - Pesquisa de ocorrência de *shakedown*

Fonte: Autora (2022).

5. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Esse capítulo se destina a analisar o desempenho do solo residual de gnaiss como subleito e comparar o desempenho dos pavimentos propostos de acordo com o método DNER e com o Método de Dimensionamento Nacional. Para isso, o volume médio diário para o primeiro ano foi fixado igual a 2100, afetando o número N de projeto que, conseqüentemente, também foi fixado em $7,67 \times 10^6$.

Os materiais de base, sub-base e revestimento foram obtidos por meio da base de dados do software MeDiNa (DNIT, 2020), sendo seus parâmetros fixados para todos os cenários simulados. Isso se fez necessário por dois motivos: não houve tempo o suficiente para realizar os ensaios pertinentes com materiais dessas camadas e não se encontrou na literatura trabalhos que apresentassem dados de CBR, MR e DP considerando os modelos matemáticos pertinentes ao software para materiais típicos dessas camadas. Por conta desses fatores limitantes, houve a necessidade da utilização da correlação empírica entre CBR e MR, já apresentada no item 4.2.1, para obter o CBR desses materiais a partir do MR no modelo linear cadastrado no MeDiNa.

Entende-se que correlações empíricas não constituem a melhor forma obter parâmetros desconhecidos de um material, uma vez que podem subestimar ou superestimar suas características, resultando no subdimensionamento ou no superdimensionamento da estrutura do pavimento. Ressalta-se ainda que já verificado no item 4.2.2 a inadequabilidade dessas correlações, e um dos objetivos desse capítulo se concentra exatamente nessa discussão: comparar o emprego do subleito considerando seu comportamento resiliente real e o seu emprego considerando o comportamento resiliente obtido através da correlação com o ensaio de CBR.

Após obtidos os dados referentes ao comportamento geotécnico do solo que irá compor o subleito, eles foram inseridos no MeDiNa, conforme apresenta a Figura 36.

Figura 36 - Parâmetros do solo no software MeDiNa

SUBLEITO	
Material	Subleito - Solo residual de gnaisse
Parâmetros	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	-
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Não Linear
Coefficiente de Regressão (k1):	206,50
Coefficiente de Regressão (k2):	0,360
Coefficiente de Regressão (k3):	-0,120
Coefficiente de Regressão (k4):	0,000
Características	
Descrição do Material	Areia siltosa
Grupo MCT	NS'
MCT - Coeficiente c'	1,1
MCT - Índice e'	4
Massa específica (g/cm ³)	2,77
Umidade Ótima (%)	12,57
Energia Compactação	Normal
Norma ou Especificação	DNIT ES 137
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,291735735
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	0,513054894
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	1,670640324
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,047010616

Fonte: Autora (2022).

Para comparar os dois métodos, foram propostos três cenários, em que se variou o tipo de via em cada cenário. Utilizaram-se os seguintes tipos de via: sistema arterial principal, sistema coletor primário e sistema local, sendo considerado um período de projeto de 10 anos. Para cada cenário, analisou-se a contribuição do subleito para o afundamento de trilha de roda, comparando-o com o limite estabelecido para cada tipo de via, que consta na Figura 37. O percentual de área trincada também foi abordado para fins de comparação com os valores limite, mas não foi realizada uma análise profunda sobre o tema, uma vez que o trincamento por fadiga não é o objeto de estudo deste trabalho.

Figura 37 – Critérios e confiabilidade das vias

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

Fonte: Franco; Motta (2020).

5.1. MÉTODO DNER

Conforme os resultados de módulo de resiliência informados pelo software MeDiNa, foi possível obter os CBR dos materiais de cada camada através da Equação (21), proposta por Medina; Preussler (1980). A Tabela 19 apresenta os parâmetros de cada material considerados para o dimensionamento.

Tabela 19 – Correlação obtida entre MR e CBR

Camada	Material	Módulo de Resiliência (MPa)	CBR (%)	K
Revestimento	CAP 50/70 #12,5 mm	8289	-	2,0
Base	Brita graduada – Gnaisse C5	381	53,12	1,0
Sub-base	Solo siltoso NS'	189	23,89	1,0
Subleito	Solo residual de gnaisse	(Não linear)	5,6	1,0

Fonte: Autora (2022).

A partir dos índices de suporte obtidos, foi possível propor o dimensionamento através do método DNER, seguindo as etapas apresentadas no item 2.4.1 deste trabalho. Como o CBR do subleito é maior do que 2%, não é necessária uma camada de reforço, portanto prosseguiu-se com o dimensionamento considerando as camadas de subleito, base, sub-base e revestimento. O cálculo das espessuras de cada camada prosseguiu conforme as equações abaixo.

$$H_m = 77,67 \cdot (7,67 \times 10^6)^{0,0482} \cdot (5,6)^{-0,598} = 59,18 \text{ cm} \cong 60 \text{ cm}$$

$$H_n = 77,67 \cdot (7,67 \times 10^6)^{0,0482} \cdot (23,89)^{-0,598} = 25,03 \text{ cm} \cong 25 \text{ cm}$$

$$H_{20} = 77,67 \cdot (7,67 \times 10^6)^{0,0482} \cdot (53,12)^{-0,598} = 15,52 \text{ cm} \cong 16 \text{ cm}$$

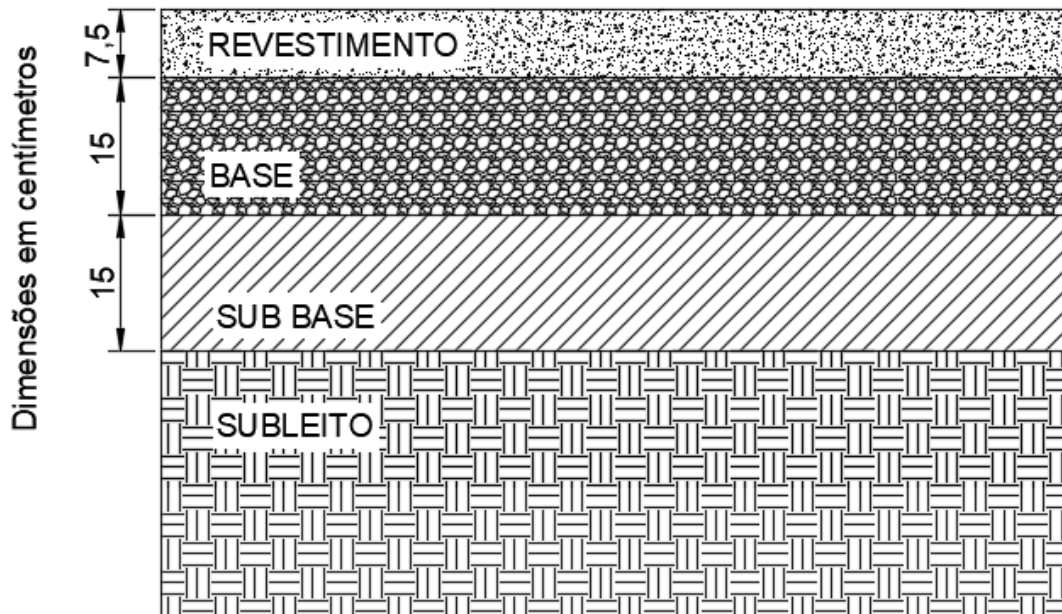
Como o número N está entre 5×10^6 e 10^7 , foi considerado o revestimento betuminoso de 7,5 cm de espessura. As inequações para a determinação das camadas foram realizadas conforme apresentado abaixo e o dimensionamento final foi obtido conforme apresentado na Figura 38.

$$7,5.2 + B \cdot 1,0 \geq 16 \text{ cm} \rightarrow B \geq 1 \text{ cm} \therefore B = 15 \text{ cm}$$

$$7,5.2 + 15.1,0 + h_{20}.1,0 \geq 25 \text{ cm} \rightarrow h_{20} \geq -5 \text{ cm} \therefore h_{20} = 15 \text{ cm}$$

$$7,5.2 + 15.1,0 + 15.1,0 + h_n.1,0 \geq 60 \text{ cm} \rightarrow h_n \geq 15 \text{ cm}$$

Figura 38 - Espessuras do pavimento dimensionado segundo o método DNER



Fonte: Autora (2022).

O dimensionamento obtido acima foi inserido no MeDiNa considerando os três tipos de via já mencionados a fim de se obter as análises necessárias para verificar se o comportamento do pavimento atende aos limites estabelecidos por Franco; Motta (2020). As Figuras 39, 40 e 41 apresentam as camadas do pavimento e as análises feitas pelo MeDiNa para cada tipo de via.

Figura 39 - Análise do pavimento para o sistema arterial principal

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	7,5	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	Resiliente Não Linear	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

--- ANÁLISE DO PAVIMENTO NOVO ---
Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDINA.
Nível de confiabilidade da análise: 95%
Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 99,0%
Afundamento de Trilha de Roda: 3,6mm

--- ALERTAS ---
Tráfego elevado para a estrutura proposta.

Fonte: Autora (2022).

Figura 40 - Análise do pavimento para o sistema coletor primário

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	7,5	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	Resiliente Não Linear	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Coletor Primário
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

--- ANÁLISE DO PAVIMENTO NOVO ---
Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDINA.
Nível de confiabilidade da análise: 85%
Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 98,0%
Afundamento de Trilha de Roda: 3,0mm

--- ALERTAS ---
Tráfego elevado para a estrutura proposta.

Fonte: Autora (2022).

Figura 41 - Análise do pavimento para o sistema local

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	7,5	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaise C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaise	0,0	Resiliente Não Linear	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO DADOS DO TRÁFEGO Tipo de Via: Sistema Local VMD (1º ano): 2100 FV: 1,000 N anual (1º ano): 7,67e+05 % Veículos na faixa de projeto: 100 N Anual da faixa: 7,67e+05 Taxa de crescimento (%): 0,0 Período de projeto (anos): 10 N Total: 7,67e+06		--- ANÁLISE DO PAVIMENTO NOVO --- Seção do pavimento analisada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDINA. Nível de confiabilidade da análise: 65% Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 89,5% Afundamento de Trilha de Roda: 2,4mm --- ALERTAS --- Tráfego elevado para a estrutura proposta.
--	--	--

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

Fonte: Autora (2022).

Como é possível perceber através das imagens apresentadas, em todos os cenários o pavimento apresenta falha por fadiga no revestimento asfáltico ao fim do período de projeto, atingindo um nível de trincamento de 99,0% no primeiro cenário. Com relação ao afundamento de trilha de roda, os valores são aceitáveis de modo que não há falha por deformações permanentes. Entretanto, considerando a área trincada, pode-se afirmar que o pavimento analisado está subdimensionado.

A contribuição do subleito para as deformações permanentes totais ao fim de 10 anos é de 29,1% no primeiro cenário, 29% no segundo cenário e 28,75% no terceiro cenário. O método DNER busca proteger o subleito de deformações elevadas (FRANCO; MOTTA, 2020), entretanto, pelo que se observa através das Figuras 42, 43 e 44, o subleito não apresenta valores tão inferiores em relação às demais camadas.

Figura 42 - Afundamento de trilha de roda para o sistema arterial principal

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	1,73
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,86
4	SUBLEITO	1,05
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		3,6

Fonte: Autora (2022).

Figura 43 - Afundamento de trilha de roda para o sistema coletor primário

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	1,44
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,72
4	SUBLEITO	0,87
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		3,0

Fonte: Autora (2022).

Figura 44 - Afundamento de trilha de roda para o sistema local

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	1,13
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,56
4	SUBLEITO	0,69
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		2,4

Fonte: Autora (2022).

5.2. MÉTODO DE DIMENSIONAMENTO NACIONAL

Após realizadas as análises do pavimento dimensionado através do método DNER, o MeDiNa redefiniu as espessuras das camadas a fim de obter afundamento de trilha de roda e percentual de área trincada abaixo dos limites aceitáveis. Para o sistema arterial principal, alterou-se a espessura do revestimento e da camada de base, conforme apresenta a Figura 45.

Figura 45 - Pavimento redimensionado para o sistema arterial principal

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	15,0	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaiss C5	21,3	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaiss	0,0	Resiliente Não Linear	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO		--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---	
DADOS DO TRÁFEGO		Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal	Nível de confiabilidade da análise: 95%	
VMD (1º ano):	2100	Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 29,8%	
FV:	1.000	Afundamento de Trilha de Roda: 1,9mm	
N anual (1º ano):	7,67e+05	Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.	
% Veículos na faixa de projeto:	100		
N Anual da faixa:	7,67e+05		
Taxa de crescimento (%):	0,0		
Período de projeto (anos):	10		
N Total:	7,67e+06		
Tipo de Via: O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda			

Fonte: Autora (2022).

Através dos resultados obtidos para o pavimento redimensionado, apresentados pela Figura 45, observa-se que o percentual de área trincada após o período de projeto é aceitável, permanecendo abaixo de 30%, e o afundamento de trilha de roda é menor do que o valor obtido considerando o método DNER.

Para o sistema coletor primário, não houve necessidade de alterar a espessura da camada de base. O software redefiniu apenas a espessura do revestimento. Através da Figura 46, observa-se que o percentual de área trincada permanece abaixo do percentual obtido pelo método DNER, assim como o afundamento de trilha de roda, que também é menor do que o valor obtido pelo método DNER.

Figura 46 - Pavimento redimensionado para o sistema coletor primário

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	15,0	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	Resiliente Não Linear	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Coletor Primário
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---	
Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.	
Nível de confiabilidade da análise: 85%	
Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 26,9%	
Afundamento de Trilha de Roda: 1,2mm	
Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.	

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

Fonte: Autora (2022).

Da mesma forma que o redimensionamento realizado para o sistema coletor primário, apenas a espessura do revestimento foi redefinida para o sistema local. Como nos outros cenários, o afundamento de trilha de roda e o percentual de área trincada também foi menor do que os valores obtidos pelo método DNER, conforme se observa na Figura 47.

Figura 47 - Pavimento redimensionado para o sistema local

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	13,5	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	Resiliente Não Linear	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Local
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---	
Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.	
Nível de confiabilidade da análise: 65%	
Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 29,7%	
Afundamento de Trilha de Roda: 1,1mm	
Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.	

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

Fonte: Autora (2022).

Com relação à análise de afundamento de trilha de roda, as Figuras 48, 49 e 50 apresentam a contribuição de cada camada para a deformação permanente total.

Figura 48 - Análise de afundamento de trilha de roda para o sistema arterial principal

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	1,32
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,23
4	SUBLEITO	0,30
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,9

Fonte: Autora (2022).

Figura 49 - Análise de afundamento de trilha de roda para o sistema coletor primário

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	0,76
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,21
4	SUBLEITO	0,28
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,2

Fonte: Autora (2022).

Figura 50 - Análise do afundamento de trilha de roda para o sistema local

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	0,66
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,20
4	SUBLEITO	0,26
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,1

Fonte: Autora (2022).

Comparando a parcela correspondente ao subleito com os valores de afundamento de trilha de roda total apresentados para cada cenário, as deformações do subleito constituem percentuais de 15,80%, 23,3% e 23,64% de contribuição para os sistemas local, coletor primário e arterial principal, respectivamente. Os valores de deformação permanente apresentados pelo subleito variam de 0,26 mm a 0,30 mm ao fim do período de projeto, o que corresponde a um percentual menor ainda se forem considerados os limites aceitáveis.

A parcela de contribuição do subleito para o afundamento de trilha de roda nos dimensionamentos realizados pelo MeDiNa, é baixa e, a partir disso, pode-se observar que o subleito constitui um material com bom desempenho neste quesito, o que corrobora com o comportamento do material nos ensaios de deformação permanente.

Através dos dados presentes no Quadro 2, percebe-se que o dimensionamento proposto através do método DNER apresentou maiores deformações permanentes, assim como também foi maior a contribuição do subleito para as deformações permanentes totais em comparação com o método MeDiNa. Mas, apesar de apresentar valores maiores, os pavimentos não ultrapassam o limite aceitável para o afundamento de trilha de roda.

Além de apresentar maiores deformações permanentes, os pavimentos propostos segundo o método DNER também se mostraram mais suscetíveis a falhas de trincamento por fadiga, extrapolando o limite aceitável de 30% e atingindo valores que variam de 89,5% a 99,0%. Já os pavimentos propostos pelo MeDiNa obtiveram valores aceitáveis para trincamento por fadiga.

Em comparação com o método DNER, constata-se ainda que o material é mais bem aproveitado quando é aplicado o Método de Dimensionamento Nacional, o que vai de encontro com a proposta que o método traz de diminuir as deformações de cada camada ao invés de tentar proteger o subleito de deformações elevadas.

Os dimensionamentos realizados através do MeDiNa proporcionaram espessuras maiores do que aquelas adotadas pelo método DNER, o que é compreensível uma vez que, segundo Franco; Motta (2020), nem sempre o MeDiNa apresentará uma solução com espessuras mais esbeltas do que o método DNER, como se acredita equivocadamente.

Quadro 2 - Comparação entre as análises considerando o método DNER e o MeDiNa

Método de dimensionamento	Tipo de via	Deformações permanentes (mm)	Contribuição do subleito para as deformações permanentes (mm)	Área trincada por fadiga (%)
DNER	Sistema arterial principal	3,6	1,05	99,0
	Sistema coletor primário	3,0	0,87	98,0
	Sistema local	2,4	0,69	89,5
MeDiNa	Sistema arterial principal	1,9	0,3	29,8
	Sistema coletor primário	1,2	0,28	26,9
	Sistema local	1,1	0,26	29,7

Fonte: Autora (2022).

5.3. INFLUÊNCIA DO REAL COMPORTAMENTO RESILIENTE DO SUBLEITO NA ESTRUTURA DO PAVIMENTO

Para identificar a discrepância entre as correlações empíricas e o comportamento real do solo, utilizou-se o MR calculado através da relação com o CBR, apresentado na Equação (21), e o MR obtido através do ensaio triaxial dinâmico nos modelos linear e não linear para dimensionar novamente o pavimento. Para o modelo não linear, os dados do material são os mesmos apresentados na Figura 36. Da mesma forma, as simulações dos pavimentos utilizando o modelo não linear que serão utilizados para comparação estão apresentadas no item 5.2.

Inicialmente, avaliou-se a estrutura considerando o módulo resiliente linear encontrado pelo ensaio triaxial dinâmico. Também houve variação de cenários envolvendo os três diferentes tipos de vias. A Figura 51 apresenta os parâmetros do modelo linear obtido por meio dos ensaios.

Figura 51 - Parâmetros do subleito considerando o módulo de resiliência linear obtido através de ensaios

SUBLEITO	
Material	Subleito - Solo residual de gnaise
Parâmetros	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	-
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	100
Características	
Descrição do Material	Areia siltosa
Grupo MCT	NS'
MCT - Coeficiente c'	1,1
MCT - Índice e'	4
Massa específica (g/cm ³)	2,77
Umidade Ótima (%)	12,57
Energia Compactação	Normal
Norma ou Especificação	DNIT ES 137
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,291735735
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	0,513054894
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	1,670640324
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,047010616

Fonte: Autora (2022).

O MeDiNa propôs os dimensionamentos de acordo com os tipos de via, sendo apresentados pelas Figuras 52, 53 e 54. Analisando as Figuras mencionadas, observa-se que o pavimento atende aos limites de área trincada e afundamento de trilha de roda. As espessuras das camadas são similares as estruturas obtidas quando o MR do subleito foi inserido nos parâmetros do modelo resiliente não linear, alterando apenas a espessura da camada de revestimento nos dois últimos cenários.

Figura 52 – Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido em ensaios para o sistema arterial principal

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	15,0	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	21,3	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	100	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO		--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---	
DADOS DO TRÁFEGO		Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal	Nível de confiabilidade da análise: 95%	
VMD (1º ano):	2100	Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 28,6%	
FV:	1,000	Afundamento de Trilha de Roda: 1,9mm	
N anual (1º ano):	7,67e+05	Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.	
% Veículos na faixa de projeto:	100		
N Anual da faixa:	7,67e+05		
Taxa de crescimento (%):	0,0		
Período de projeto (anos):	10		
N Total:	7,67e+06		

Fonte: Autora (2022).

Figura 53 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido em ensaios para o sistema coletor primário

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	14,1	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	100	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO		--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---	
DADOS DO TRÁFEGO		Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.	
Tipo de Via:	Sistema Coletor Primário	Nível de confiabilidade da análise: 85%	
VMD (1º ano):	2100	Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 29,6%	
FV:	1,000	Afundamento de Trilha de Roda: 1,4mm	
N anual (1º ano):	7,67e+05	Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.	
% Veículos na faixa de projeto:	100		
N Anual da faixa:	7,67e+05		
Taxa de crescimento (%):	0,0		
Período de projeto (anos):	10		
N Total:	7,67e+06		

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

Fonte: Autora (2022).

Figura 54 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido em ensaios para o sistema local

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	13,2	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	100	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO

DADOS DO TRÁFEGO

Tipo de Via:	Sistema Local
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---

Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.

Nível de confiabilidade da análise: 65%
Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 29,3%
Afundamento de Trilha de Roda: 1,2mm

Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.

Fonte: Autora (2022).

Com relação à deformação permanente do subleito, exibida pelas Figuras 55, 56 e 57, observa-se que houve um aumento do valor total em comparação à deformação permanente obtida através dimensionamento feito considerando o comportamento não linear do solo. A parcela de contribuição do subleito também sofreu aumento em comparação com todos os cenários.

Figura 55 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por ensaios para o sistema arterial principal

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	1,36
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,25
4	SUBLEITO	0,33
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,9

Fonte: Autora (2022).

Figura 56 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por ensaios para o sistema coletor primário

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	0,83
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,26
4	SUBLEITO	0,34
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,4

Fonte: Autora (2022).

Figura 57 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por ensaios para o sistema local.

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	0,70
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,23
4	SUBLEITO	0,30
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,2

Fonte: Autora (2022).

O MR obtido a partir do ensaio de CBR foi inserido como parâmetro do modelo resiliente linear para a camada de subleito, conforme apresenta a Figura 58. Após alterar o comportamento resiliente do subleito, foram realizados novos dimensionamentos, que são apresentados pelas Figuras 59, 60 e 61.

Figura 58 - Parâmetros do subleito considerando o módulo de resiliência linear obtido através de correlações empíricas

SUBLEITO	
Material	Subleito - Solo residual de gnaisse
Parâmetros	
Espessura (cm)	0,0
Coefficiente de Poisson	0,35
Contato	-
Módulo (MPa)	
Modelo Constituinte	Resiliente Linear
Módulo (MPa)	70
Características	
Descrição do Material	Areia siltosa
Grupo MCT	NS'
MCT - Coeficiente c'	1,1
MCT - Índice e'	4
Massa específica (g/cm ³)	2,77
Umidade Ótima (%)	12,57
Energia Compactação	Normal
Norma ou Especificação	DNIT ES 137
Deformação Permanente	
Modelo:	$ep = psi1.(s3^{psi2}).(sd^{psi3}).(N^{psi4})$
Coefficiente de Regressão (k1 ou psi1):	0,291735735
Coefficiente de Regressão (k2 ou psi2):	0,513054894
Coefficiente de Regressão (k3 ou psi3):	1,670640324
Coefficiente de Regressão (k4 ou psi4):	0,047010616

Fonte: Autora (2022).

Figura 59 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido por meio de correlação empírica para o sistema arterial principal

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	15,0	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	30,7	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	70	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Arterial Principal
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---
 Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDINA.
 Nível de confiabilidade da análise: 95%
 Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 28,6%
 Afundamento de Trilha de Roda: 2,3mm
 Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.

Fonte: Autora (2022).

Figura 60 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido por meio de correlação empírica para o sistema coletor primário

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	15,0	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	70	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Coletor Primário
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---
Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.
Nível de confiabilidade da análise: 85%
Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 29,1%
Afundamento de Trilha de Roda: 1,1mm
Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.

Fonte: Autora (2022)

Figura 61 - Dimensionamento realizado considerando o módulo de resiliência linear obtido por meio de correlação empírica para o sistema local

CAMADA	DESCRIÇÃO DO MATERIAL	TIPO	ESPESSURA (cm)	MÓDULO (MPa)	COEFICIENTE DE POISSON
>> 1 <<	CONCRETO ASFÁLTICO	RJ CAP 50/70 #12,5mm Sepetiba	14,1	8289	0,30
2	MATERIAL GRANULAR	Brita Graduada - Gnaisse C5	15,0	381	0,35
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	Solo Siltoso NS'	15,0	189	0,45
SL	SUBLEITO	Subleito - Solo residual de gnaisse	0,0	70	0,35

EIXO PADRÃO RODOVIÁRIO	
DADOS DO TRÁFEGO	
Tipo de Via:	Sistema Local
VMD (1º ano):	2100
FV:	1,000
N anual (1º ano):	7,67e+05
% Veículos na faixa de projeto:	100
N Anual da faixa:	7,67e+05
Taxa de crescimento (%):	0,0
Período de projeto (anos):	10
N Total:	7,67e+06

Tipo de Via:
O Tipo de Via define o nível de confiabilidade e os critérios de dimensionamento relativos à fadiga e ao Afundamento de Trilha de Roda

--- DIMENSIONAMENTO DO PAVIMENTO NOVO ---
Seção do pavimento dimensionada considerando os dados inseridos pelo Engenheiro Projetista no programa MeDiNa.
Nível de confiabilidade da análise: 65%
Área Trincada Estimada do pavimento no fim do período: 28,5%
Afundamento de Trilha de Roda: 1,0mm
Os resultados obtidos pelo programa devem ser avaliados criteriosamente antes de serem aprovados para a execução de campo.

Fonte: Autora (2022).

Em todos os cenários em que foi considerado o MR obtido através do valor de CBR, observou-se que as camadas do pavimento sofreram um aumento das espessuras. Para o primeiro cenário, o dimensionamento realizado pelo MeDiNa proporcionou um aumento na

camada de base da ordem de 10 cm, em comparação aos resultados obtidos a partir do MR real do subleito, a fim de atingir os limites aceitáveis de afundamento de trilha de roda e área trincada do pavimento.

Analisando os dois últimos cenários, a camada de base se manteve igual aos resultados obtidos utilizando o MR real do subleito, aumentando somente a camada de revestimento. Apesar do aumento das deformações permanentes totais para o primeiro cenário, houve diminuição da parcela de contribuição do subleito se comparada aos resultados descritos através do comportamento resiliente obtido por meio de ensaios triaxiais, seja utilizando o modelo linear ou o modelo não linear.

Figura 62 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por correlações empíricas para o sistema arterial principal

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	1,91
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,17
4	SUBLEITO	0,22
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		2,3

Fonte: Autora (2022).

Figura 63 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por correlações empíricas para o sistema coletor primário

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	0,71
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,18
4	SUBLEITO	0,23
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,1

Fonte: Autora (2022).

Figura 64 - Afundamento de trilha de roda para o dimensionamento realizado considerando o comportamento resiliente linear obtido por correlações empíricas para o sistema local

Análise de Afundamento de Trilha de Roda		
Cam	Material	Afundamento de Trilha de Roda (mm)
1	CONCRETO ASFÁLTICO	0,00
2	MATERIAL GRANULAR	0,60
3	SOLO FINO, SILTOSO OU ARGILOSO	0,16
4	SUBLEITO	0,21
Afundamento de Trilha de Roda (mm)		1,0

Fonte: Autora (2022).

O Quadro 3 apresenta as comparações feitas para as análises dos dimensionamentos propostos considerando valores para o MR obtidos de diferentes formas. Os pavimentos propostos a partir da correlação entre CBR e MR apresentaram maiores deformações permanentes para o sistema arterial principal, cuja maior contribuição foi da camada de base, não ocorrendo o mesmo para os dois últimos cenários.

Com relação às diferenças impostas ao aplicar o modelo resiliente linear e o modelo resiliente não linear, houve pouca variação dos resultados para deformações permanentes e trincamento por fadiga. Entretanto, é importante comentar que o modelo não linear constitui análises mais precisas do que o modelo linear, que foi obtido através de um processo de cálculo de médias.

A correlação empírica utilizada acabou por subestimar a qualidade do solo do subleito, uma vez que previu um MR menor do que o verdadeiro valor, que foi obtido por meio de ensaios triaxiais dinâmicos. Essa previsão do comportamento resiliente teve como consequência o aumento da espessura das camadas de base e revestimento, e consequente aumento das deformações permanentes totais apesar da diminuição da parcela de contribuição do subleito.

Considerando as propostas de pavimento obtidas, evidentemente o dimensionamento realizado a partir da correlação entre CBR e MR implicaria em um maior custo durante a execução, uma vez que seria necessária maior quantidade de material granular e de revestimento para atender à maior espessura das camadas. A partir disso, ressalta-se a importância de conhecer o material através de ensaios, obtendo os parâmetros verdadeiros do solo.

Quadro 3 - Comparação entre as análises feitas considerando diferentes módulos de resiliência

Módulo de resiliência	Tipo de via	Deformações permanentes (mm)	Contribuição do subleito para as deformações permanentes (mm)	Área trincada por fadiga (%)
Obtido através de correlação empírica com o CBR	Sistema arterial principal	2,3	0,22	28,6
	Sistema coletor primário	1,1	0,23	29,1
	Sistema local	1,0	0,21	28,5
Modelo resiliente linear obtido através de ensaios	Sistema arterial principal	1,9	0,33	28,6
	Sistema coletor primário	1,4	0,34	29,6
	Sistema local	1,2	0,3	29,3
Resiliente não linear obtido através de ensaios	Sistema arterial principal	1,9	0,3	29,8
	Sistema coletor primário	1,2	0,28	26,9
	Sistema local	1,1	0,26	29,7

Fonte: Autora (2022).

6. CONCLUSÃO

A partir dos dados obtidos por meio de ensaios, pode-se constatar que o solo é adequado para utilização como camada de subleito em obras de pavimentação de acordo com os atuais parâmetros do DNIT, que consideram o índice de suporte e expansão, embora apresente um valor de expansão que beira o limite. Entretanto, esses parâmetros podem fazer com que outros materiais sejam subestimados para utilização, ao passo em que o MeDiNa busca aproveitá-los.

Com relação ao comportamento resiliente do solo, considera-se que o solo constitui um subleito de baixa qualidade, uma vez que apresenta alto grau de resiliência e baixo módulo, sendo classificado como pertencente ao grupo A segundo o ábaco de classificação de solos granulares proposto pelo DNIT (2006).

A partir dos dados obtidos para os ensaios de deformação permanente, considera-se que o solo estudado apresenta comportamento adequado, não gerando problemas acentuados como afundamento de trilha de roda, uma vez que o solo apresentou acomodamento plástico. Entretanto, é necessário ressaltar que esse comportamento se restringiu a uma situação de baixa tensão confinante, uma vez que apenas três ensaios de deformação permanente foram realizados.

A contribuição do subleito para o afundamento de trilha de roda atingiu valores baixos ao fim do período de projeto ao ser dimensionado pelo MeDiNa, considerando os parâmetros do modelo de Guimarães (2009) obtidos. A pequena parcela de contribuição do subleito para as deformações permanentes totais do pavimento já era esperada, uma vez que o material atingiu o acomodamento plástico em todos os ensaios de deformação permanente.

Ressalta-se que houve falta de material e, por conta desse limitante, não foi possível realizar ensaios de deformação permanente utilizando nove corpos de prova, como seria adequado, o que acabou não abrangendo um estado de tensões amplo. Uma análise mais expressiva sobre a deformação permanente, considerando todos os pares de tensão recomendados pelo DNIT é recomendada a fim de obter parâmetros de comportamento mais precisos.

Com relação à comparação entre os dois métodos, evidenciou-se que o dimensionamento realizado pelo MeDiNa apresentou maiores espessuras de revestimento em todos os cenários, majorando também a camada de base para o primeiro cenário, e atingiu valores aceitáveis de afundamento de trilha de roda e percentual de área trincada enquanto o

pavimento proposto pelo método DNER atingiu valores que ultrapassaram o limite proposto de percentual de área trincada.

As relações estabelecidas entre módulo de resiliência e CBR foram utilizadas neste trabalho por uma questão de falta de dados na literatura, não constituindo a melhor maneira de comparar os dois métodos. Para comparações mais precisas, recomenda-se realizar os mesmos ensaios executados neste trabalho para materiais que podem constituir as camadas de base e sub-base do pavimento.

A baixa qualidade das correlações empíricas foi evidenciada neste trabalho a partir das diferenças entre os valores obtidos através dos ensaios triaxiais dinâmicos e o valores obtidos por meio das correlações com o CBR. A maioria das correlações utilizadas neste trabalho subestimou o comportamento resiliente do solo, enquanto uma delas superestimou esse comportamento. A menor diferença entre o MR estimado e o MR obtido através de ensaios foi de 28,87 MPa, o que é bastante considerável.

As tentativas de relacionar o CBR e o MR impactam diretamente no dimensionamento do pavimento, proporcionando o aumento das espessuras das camadas do pavimento e onerando custos. Em relação à comparação entre os modelos resilientes, o pavimento não apresentou diferenças significativas, entretanto o modelo não-linear é preferível, uma vez que descreve de forma mais precisa o comportamento do solo do que o modelo linear, que considerou um valor de módulo obtido por médias.

REFERÊNCIAS

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D3282**. Standard practice for classification of soils and soil-aggregate mixtures for Highway construction purposes. 6 p. West Conshohocken: ASTM, 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2017.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Índice de Suporte Califórnia (ISC) – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2016.
- BONZANINI, João Augusto Fraga. **Estudo dos Efeitos do Tamanho de Corpos-de-Prova no Módulo de Resiliência de Quatro Solos**. 2011. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- BERNARDES, Juliana de Azevedo. **Investigação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de gnaise**. 2003. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- BERNUCCI, Liedi Légi Bariani. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimento utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) – Escola Politécnica da USP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1995.
- CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6 ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 1988.
- CPRM. **Serviço Geológico do Brasil**. Carta geológica do Brasil ao milionésimo. Disponível em: <rigeo.cprm.gov.br/xmlui/bitstream/handle/doc/4999/sg22_curitiba.pdf?sequence=2>. Acesso em 06 dez. 2022.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT 134/2018**: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT 164/2013**: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2013.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT 179/2018**: Pavimentação – Solos – Determinação de deformação permanente – Instrução de ensaio. Rio de Janeiro, 2018.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. **DNIT IPR 719: Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **MeDiNa**. Versão 1.1.5.0, 2020.

FRANCO; Filipe Augusto Cinque de Proença. MOTTA, Laura Maria Goretti. **Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método de análise mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos – Manual de Utilização do programa MeDiNa**. Rio de Janeiro: Convênio DNIT/COPPE, 2020.

GOOGLE. **Google Earth Pro**. Versão 7.3.6.9285, 2022.

GUIMARÃES, Antônio Carlos Rodrigues. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

JURACH, Aline. **Estudo da viabilidade técnica da aplicação de solo saprolítico melhorado com cimento como base de pavimento de baixo custo**. Dissertação – (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2012.

MACEDO, José Afonso Gonçalves. **Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. 1996. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1996.

MARANGON, Márcio. **Proposição de estruturas típicas de pavimentos para a região de Minas Gerais utilizando solos lateríticos locais a partir da pedologia, classificação MCT e resiliência**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

MEDINA, Jacques de. **Mecânica dos Pavimentos**. 1. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997.

MEDINA; Jacques de. MOTTA; Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos Pavimentos**. 3 ed. Rio de Janeiro: Interciência, 2015.

MEDINA, J.; PREUSSLER E. S. (1980). Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. Solos e rochas. v. 3, n. 1. Rio de Janeiro, RJ. p3-26.

MOTTA, Laura Maria Goretti. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaio de cargas repetidas**. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Instituto Alberto Luiz Coimbra – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

NERVIS, Leandro Olívio. **Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário**. 2016. Dissertação – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Identificação expedita dos grupos da Classificação MCT para solos tropicais. COBRAMSEF, Foz do Iguaçu. **Anais...** ABMS, São Paulo. Vol 4, p. 1293-1300. 1994.

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

NORBACK, Carine. **Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Instituto Alberto Luiz Coimbra, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2018.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SILVA, Fábio Krueger. **Caracterização física e mecânica de solo residual de gnaiss por meio de ensaios de campo e laboratório - Santo Amaro da Imperatriz, Santa Catarina**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2015.

SILVA, Paulo Vinícius da; HEIDEMANN, Marcelo; NIERWINSKI, Helena Paula. Efeitos da compactação sobre a redução da erodibilidade de um solo residual de gnaiss. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL, 17., 2022, Belo Horizonte. **Anais [...]**. Belo Horizonte: ABGE, 2022.

SILVEIRA, Felipe Gobbi. **Investigação do comportamento mecânico de um solo residual de gnaiss da cidade de Porto Alegre**. 2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

SIMM JÚNIOR, Guido Paulo. **Estudo do comportamento de estruturas de pavimentos com materiais alternativos visando a redução dos custos de pavimentação no Estado de Santa Catarina**. 2007. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2007.

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

VALLE, Nilton. **Utilização de solos residuais saprolíticos na pavimentação rodoviária em Santa Catarina**. 1994. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1994.

VON DER OSTEN, Fabiana Bartalini. **Avaliação de quatro solos tropicais para sublastro da estrada de ferro Carajás**. 2021. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, 2012.

WEBER, Rodrigo Carreira. **Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica de solos compactados**. 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

ZAGO, João Paulo. **Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria – RS**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2016.