



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

**CAMILA LIMA MAIA**

**ANÁLISE COMPARATIVA DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA OBTIDOS  
COM O GEOGAUGE PARA O CONTROLE DE QUALIDADE DE CAMADAS  
GRANULARES DOS PAVIMENTOS**

**FORTALEZA**

**2016**

CAMILA LIMA MAIA

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA OBTIDOS COM O  
GEOGAUGE PARA O CONTROLE DE QUALIDADE DE CAMADAS  
GRANULARES DOS PAVIMENTOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de Concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientador: Prof. Dr. Carlos Augusto Uchôa da Silva.

Coorientadora: Profa. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso

FORTALEZA

2016

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

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

---

M185a Maia, Camila Lima.  
Análise comparativa de módulos de resiliência obtidos com o geogauge para o controle de qualidade de camadas granulares dos pavimentos / Camila Lima Maia. – 2016.  
150 f. : il. color.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2016.

Orientação: Prof. Dr. Carlos Augusto Uchôa da Silva.

Coorientação: Profa. Dra. Suely Helena de Araújo Barroso.

1. Geogauge. 2. Módulo de Resiliência. 3. Controle Tecnológico. 4. Pavimentação. I. Título.

CDD 388

---

CAMILA LIMA MAIA

ANÁLISE COMPARATIVA DE MÓDULOS DE RESILIÊNCIA OBTIDOS COM O  
GEOGAUGE PARA O CONTROLE DE QUALIDADE DE CAMADAS  
GRANULARES DOS PAVIMENTOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de Concentração: Infraestrutura de Transportes

Orientador: Prof. Dr. Carlos Augusto Uchôa da Silva.

Coorientadora: Profa. Dra. Suelly Helena de Araújo Barroso

Aprovada em: 29 / 11 / 2016

BANCA EXAMINADORA

---

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

---

Profa. Suelly Helena de Araújo Barroso, D. Eng (Coorientadora)  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Ernesto Ferreira Nobre Júnior, D. Eng  
Universidade Federal do Ceará (UFC)

---

Prof. Marcos Fábio Porto de Aguiar, D. Sc  
Instituto Federal do Ceará (IFCE)

A Deus.

A minha mãe, Maria Cirleide Lima

Maia.

Aos meus irmãos, Paulo Robson e Pedro  
Henrique.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, senhor de todas as coisas.

Aos meus orientadores, Carlos Augusto Uchôa da Silva e Suelly Helena de Araújo Barroso, por toda a paciência e incentivo, sem os quais não teria sido possível a realização desse trabalho.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia de Transportes por todos os conhecimentos transmitidos.

Aos funcionários do Departamento de Engenharia de Transportes por toda atenção e carinho.

À equipe do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC, e todos aqueles que me ajudaram na árdua tarefa de realização dos ensaios, em especial ao Boris, Michel, Anselmo e ao Rômulo.

Aos amigos Diego e Ilânia indispensáveis em todas as etapas da elaboração desta pesquisa. Um agradecimento especial por todos os finais de semana me ajudando no laboratório.

Aos amigos Juceline e Henrique por terem viabilizados os trechos para realização dos ensaios.

Ao meu irmão Paulo, pelo incentivo, ajuda e paciência.

À minha família e amigos, pelo carinho e pela compreensão nos momentos em que a dedicação aos estudos foi prioridade.

À FUNCAP pelo auxílio financeiro concedido.

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

“Resiliência: capacidade de se recobrar facilmente ou se adaptar à má sorte ou às mudanças.”

Autor Desconhecido.

## RESUMO

Nos métodos de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos, um dos principais parâmetros de entrada para as camadas granulares é o Módulo de Resiliência (MR), sendo importante o desenvolvimento e difusão de métodos e equipamentos que visem mensurar essa propriedade em campo. O Geogauge é um equipamento que busca determinar os módulos de resiliência das camadas do pavimento *in situ*, no entanto, os módulos obtidos através dele, diferem daqueles determinados no ensaio Triaxial de Cargas Repetidas (TCR), devido diversos fatores, tais como: a diferença no carregamento, o grau de compactação, umidade, etc. Sendo assim, a presente dissertação se propõe a determinar módulos de resiliência das camadas granulares dos pavimentos *in situ*, com o equipamento Geogauge, que possibilitem a obtenção de correlações entre os módulos determinados em campo e aqueles obtidos em laboratório com o ensaio TCR. Para isso, os materiais das diferentes camadas do pavimento, oriundos de trechos rodoviários em execução no estado do Ceará, foram ensaiados tanto em campo, com o Geogauge, quanto em laboratório, com o ensaio TCR. Os segmentos rodoviários utilizados nesta pesquisa referem-se a um trecho de 600 metros de uma rodovia e um trecho experimental da Universidade Federal do Ceará. Em ambos, realizaram-se ensaios *in situ*, como os ensaios de frasco de areia, determinações das umidades, e ensaios com o equipamento Geogauge. Além disso, foram coletadas amostras para realização de ensaios laboratoriais, sendo eles: ensaios de granulometria, LL, LP, compactação, CBR e MR. A partir dos dados obtidos em campo e em laboratório, foi realizada uma análise estatística de regressão, sendo possível determinar um modelo de regressão significativo para correlacionar os MRs determinados com o Geogauge e com o TCR, para um estado específico de tensão e material granular. Foi verificado também que os ensaios realizados com o Geogauge apresentam uma boa repetibilidade e reprodutibilidade em geral, sendo ainda capaz de detectar problemas construtivos, apresentando potencial para ser utilizado no controle tecnológico de camadas granulares de pavimentos flexíveis.

**Palavras Chaves:** Geogauge, Módulo de Resiliência, Controle Tecnológico, Pavimentação.

## **ABSTRACT**

In the mechanistic-empirical dimensioning methods of asphalt pavements, one of the main input parameters for the granular layers is the Resilience Module (MR), being important the development and diffusion of methods and equipment that aim to measure this property in the field. Geogauge is an equipment that seeks to determine the resilience modules of the pavement layers in situ, however, the modules obtained through it, differ from those determined in the triaxial test of repeated loads (TCR), due to several factors, such as: the difference on loading, the degree of compaction, humidity, etc. Thus, the present dissertation proposes to determine resilience modules of granular layers of pavements in situ, with Geogauge equipment, that allow to obtain correlations between the modules determined in the field and those obtained in the laboratory with the TCR test. For this, the materials of the different layers of the pavement, coming from road sections running in the state of Ceará, were tested both in the field, with the Geogauge, and in the laboratory, with the TCR test. The road segments used in this research refer to a 600-meter section of a highway and an experimental stretch of the Federal University of Ceará. In both, in situ tests, such as the sand vial tests, determinations of the humidity, and tests with the Geogauge equipment were carried out. In addition, samples were collected to perform laboratory tests, being: granulometry, LL, LP, compaction, CBR and MR assays. From the data obtained in the field and in the laboratory, a statistical analysis of regression was performed, being possible to determine a significant regression model to correlate the determined MRs with Geogauge and with the TCR, for a specific state of tension and granular material. It was also verified that the tests carried out with Geogauge present a good repeatability and reproducibility in general, being able to detect constructive problems, presenting potential to be used in the technological control of granular layers of flexible pavements.

**KEYWORDS:** Geogauge, Resilience Module, Technological Control, Pavement.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Controle da Qualidade das camadas granulares de pavimentos flexíveis. ...	29
Figura 2. Seção teste do Projeto NCHRP10-65.....	34
Figura 3. Equipamento para realização do ensaio Triaxial. ....	40
Figura 4. Tensões e deformações no ensaio triaxial dinâmico.....	40
Figura 5. Ilustração do Equipamento Geogauge. ....	50
Figura 6. Princípio de operação do Geogauge.....	51
Figura 7. Ensaio com o Geogauge.....	56
Figura 8. Exemplo apresentado por Gudishala (2004).....	62
Figura 9. Estrutura do pavimento da rodovia. ....	68
Figura 10. Trecho Experimental da UFC. ....	69
Figura 11. Geogauge. ....	70
Figura 12. Etapas da pesquisa.....	72
Figura 13. Localização dos pontos de ensaio do trecho da rodovia. ....	73
Figura 14. Construção da rodovia.....	74
Figura 15. Coleta de material para ensaios laboratoriais.....	74
Figura 16. Localização dos pontos de ensaio no Trecho Experimental. ....	75
Figura 17. Detalhes da construção do Trecho Experimental.....	75
Figura 18. Ensaio de Frasco de areia.....	76
Figura 19. Corpos-de-Prova utilizados no ensaio de módulo de resiliência. ....	80
Figura 20. MR rep <i>versus</i> MR Geo. ....	110
Figura 21. MR rep <i>versus</i> Limite de Liquidez.....	111
Figura 22. MR rep <i>versus</i> Massa Específica Aparente Seca. ....	111
Figura 23. MR rep <i>versus</i> Teor de Umidade. ....	112
Figura 24. Intervalo de Confiança para a regressão linear. ....	114
Figura 25. Resíduos do modelo de regressão. ....	115
Figura 26. Kolmogorov-Smirnov. ....	116
Figura 27. Shapiro-Wilk.....	117
Figura 28. Curvas Granulométricas para os materiais das camadas do Trecho..... Experimental.....	135
Figura 29. Curvas Granulométricas para os materiais da camada de Aterro do trecho da rodovia.....	135

Figura 30. Curvas Granulométricas para os materiais da camada de Sub-base do trecho.. da rodovia. ....	136
Figura 31. Curvas Granulométricas para os materiais da camada de Base do trecho da... rodovia. ....	136
Figura 32. Modelo composto para a camada de Aterro da rodovia (EST 2+260).....	137
Figura 33. Modelo composto para a camada de Aterro da rodovia (EST 2+360).....	137
Figura 34. Modelo composto para a camada de Aterro da rodovia (EST 2+460).....	138
Figura 35. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 1+960). ..	138
Figura 36. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+060). ..	139
Figura 37. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+160). ..	139
Figura 38. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+260). ..	140
Figura 39. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+360). ..	140
Figura 40. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+460). ..	141
Figura 41. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 1+960). ....	141
Figura 42. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+060). ....	142
Figura 43. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+160). ....	142
Figura 44. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+260). ....	143
Figura 45. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+360). ....	143
Figura 46. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+460). ....	144
Figura 47. Modelo composto para o Subleito do Trecho Experimental (Ponto 1).....	144
Figura 48. Modelo composto para o Subleito do Trecho Experimental (Ponto 2).....	145
Figura 49. Modelo composto para o Reforço do Subleito do Trecho Experimental..... (Ponto 1). ....	145
Figura 50. Modelo composto para o Reforço do Subleito do Trecho Experimental..... (Ponto 2). ....	146
Figura 51. Modelo composto para a camada de Sub-base do Trecho Experimental..... (Ponto 1). ....	146
Figura 52. Modelo composto para a camada de Sub-base do Trecho Experimental..... (Ponto 2). ....	147
Figura 53. Modelo composto para a camada de Base do Trecho Experimental (Ponto 1). .....	147
Figura 54. Modelo composto para a camada de Base do Trecho Experimental (Ponto 2). .....	148

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Taxas de sucesso dos dispositivos NDT para identificar diferenças físicas ou anomalias. ....	33
Tabela 2. Fatores ou taxas de ajustes aplicados aos valores dos módulos NDT para representar as condições ou valores de laboratório em níveis baixos de tensões. ....	35
Tabela 3. Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência. ....	46
Tabela 4. Sequência de tensões para subleito segundo AASTHO T 307-99 (2007). ....	47
Tabela 5. Sequência de tensões para base/sub-base segundo AASTHO T 307-99 (2007). ....	48
Tabela 6. Módulos de Resiliência obtidos no estudo de Batista (2007). ....	58
Tabela 7. Valores do Geogauge e do FWD, sugeridos por Chen <i>et al.</i> (2000) para caracterização de bases de pavimentos. ....	65
Tabela 8. Módulos obtidos com o Geogauge no trecho da rodovia. ....	84
Tabela 9. Módulos obtidos com o Geogauge no trecho experimental. ....	85
Tabela 10. Resultados do ensaio com o Geogauge para os dois trechos investigados. ....	86
Tabela 11. Grau de compactação para o trecho da rodovia. ....	88
Tabela 12. Grau de compactação para o trecho experimental. ....	89
Tabela 13. Grau de Compactação para os dois trechos investigados. ....	90
Tabela 14. Umidades determinadas para o trecho da rodovia. ....	91
Tabela 15. Umidades obtidas para o trecho experimental. ....	92
Tabela 16. Valores das umidades de campo e laboratório para os dois trechos investigados. ....	93
Tabela 17. Resultados de LL e IP para o trecho da rodovia. ....	94
Tabela 18. Resultados de LL e IP para o trecho experimental. ....	94
Tabela 19. Resultados dos ensaios de granulometria para o trecho da rodovia. ....	95
Tabela 20. Resultados dos ensaios de granulometria para o trecho experimental. ....	95
Tabela 21. Classificação AASHTO das amostras do trecho da rodovia. ....	95
Tabela 22. Classificação AASHTO das amostras do trecho experimental. ....	96
Tabela 23. Resultados do Ensaio de CBR para o trecho da rodovia. ....	96
Tabela 24. Resultados dos Ensaio de CBR para o trecho experimental. ....	97
Tabela 25. MR médio para as amostras do trecho da rodovia. ....	98

Tabela 26. MR médio para as amostras do trecho experimental.....	99
Tabela 27. MR médio obtido para as amostras coletadas nos dois trechos investigados... .....	100
Tabela 28. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados no aterro da rodovia.....	101
Tabela 29. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na sub-base da rodovia. ....	101
Tabela 30. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na base da rodovia. ....	102
Tabela 31. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados no subleito do trecho experimental.....	102
Tabela 32. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados no reforço do subleito do trecho experimental. ....	103
Tabela 33. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na sub-base do trecho experimental. ....	103
Tabela 34. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na base do trecho experimental. ....	103
Tabela 35. Módulo de resiliência representativo dos materiais do trecho da rodovia..	104
Tabela 36. Módulo de resiliência representativo dos materiais do trecho experimental.... .....	105
Tabela 37. Módulo de resiliência representativo dos materiais coletados nos dois trechos investigados. ....	106
Tabela 38. Dados de todos os ensaios realizados para os dois trechos investigados. ..	107
Tabela 39. Matriz de correlação entre as variáveis selecionadas para os dois trechos..... investigados. ....	109
Tabela 40. Matriz de Correlação para as variáveis selecionadas. ....	110
Tabela 41. Resumo dos Resultados do Modelo de Regressão. ....	113
Tabela 42. Teste ANOVA. ....	113
Tabela 43. Teste de Hipótese utilizando a distribuição <i>t</i> de <i>Student</i> . ....	113
Tabela 44. Teste de Normalidade. ....	116
Tabela 45. Taxas de Ajuste.....	118
Tabela 46. Teste de Hipótese quanto à mudança de compactação.....	120
Tabela 47. Resultados dos ensaios com o Geogauge para o Aterro da rodovia.....	121
Tabela 48. Resultados dos ensaios com o Geogauge para a sub-base da rodovia.....	121

Tabela 49. Resultados dos ensaios com o Geogauge para a camada de base da rodovia... .....	122
Tabela 50. Resultados dos ensaios com o Geogauge para o trecho experimental.....	122
Tabela 51. Teste de hipótese para a camada de subleito do trecho experimental quanto à repetibilidade. ....	123
Tabela 52. Teste de hipótese para a camada de reforço do subleito do trecho..... experimental quanto à repetibilidade.....	124
Tabela 53. Teste de hipótese para a camada de sub-base do trecho experimental quanto à repetibilidade. ....	124
Tabela 54. Taxa de Ajuste - rodovia.....	148
Tabela 55. Taxa de Ajuste - Trecho Experimental. ....	149

## LISTA DE SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
BGS	Brita Graduada Simples
CBR	California Bearing Ratio
CA	Concreto Asfáltico
DCP	Dynamic Cone Penetration
DME	Dimensionamento Mecânico-Empírico
DN	Índices de Penetração do DCP
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DSPA	Dirt-Seismic Pavement Analyzer
FHWA	The Federal Highway Administration
FWD	Falling Weight Deflectometer
LFWD	Light Falling Weight Deflectometer
GC	Grau de Compactação
IP	Índice de Plasticidade
ISC	Índice de Suporte Califórnia
LMP	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LVDTs	Linear Variable Differential Transducer
LWD	Light Weight Deflectometer
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
MR	Módulo de Resiliência
MR Geo.	Módulo de Resiliência obtido com o Geogauge
MR rep.	Módulo de Resiliência Representativo de Laboratório

NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
NDT	Non Destrutive Test
PLT	Teste de Placa de Carga
QC/QA	Controle de Qualidade e Controle de Aceitação
RCD	Resíduo de Construção e Demolição
RNAs	Redes Neurais Artificiais
RSGP	Robô Simulador de Grande Porte
SSG	Soil Stiffness Gauge
TCR	Triaxial de Cargas Repetidas
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFCEG	Universidade Federal de Campina Grande
VTRC	Virginia Transportation Research Council

## LISTA DE SÍMBOLOS

$h_0$	Altura Inicial do Corpo de Prova
$r$	Coefficiente de Correlação
$R^2$	Coefficiente de Determinação
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\epsilon_r$	Deformação Recuperável ou Resiliente
$\Delta_h$	Deslocamento Axial Recuperável ou Resiliente
$S_{(x)}$	Desvio Padrão
$\neq$	Diferente
$\omega(n)$	Função da Proporção do Diâmetro Interno e Externo do Anel Rígido
$^\circ$	Graus
$^\circ\text{C}$	Graus Célsius
$H_1$	Hipótese Alternativa
$H_0$	Hipótese Nula
$=$	Igual
$b_0$	Intercepto
$\log$	Logarítmico
$+$	Mais
$\pm$	Mais Ou Menos
$\geq$	Maior ou Igual
$>$	Maior que
$\#$	Malha da Peneira

®	Marca Registrada
$\gamma_d$	Massa Específica Seca Máxima
$\bar{X}$	Média Aritmética;
$\leq$	Menor ou Igual
$<$	Menor que
$E_G$	Módulo de Deformabilidade (Resiliência)
$H_{SG}$	Módulo do Geogauge
$E_G$	Módulo do Geogauge
$E_{GEO}$	Módulo do Geogauge
$E_{PLT(i)}$	Módulo Inicial do Ensaio de PLT
$E_{LFWD}$	Módulo do LFWD
$M_R$	Módulo de Resiliência
$E_{PLT(R)}$	Módulo de Recarga do Ensaio de PLT
$M_{FWD}$	Módulo obtido com o FWD
$\alpha$	Nível de Significância
$N^\circ$	Número
$K_1$	Parâmetro da Regressão
$K_2$	Parâmetro da Regressão
$K_3$	Parâmetro da Regressão
$P_a$	Pressão Atmosférica
$\pi$	Pi
"	Polegadas
%	Porcentagem

$\theta$	Primeiro Invariante de Tensões
R\$	Reais
$K_e$	Rigidez Efetiva da Massa Móvel
$K_{flex}$	Rigidez da Placa Flexível
$\sigma_1$	Tensão Axial Cíclica
$\sigma_3$	Tensão de Confinamento
$\sigma_c$	Tensão de Contato
$\sigma_d$	Tensão Desvio
$\sigma_a$	Tensão Máxima
$\tau_{oct}$	Tensão Octaédrica
$\sigma^2$	Variância
$\omega$	Velocidade Angular
$V_s$	Velocidade das Ondas Sísmicas

## SUMÁRIO

<b>1.</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>22</b>
<b>1.1.</b>	<b>Contextualização .....</b>	<b>22</b>
<b>1.2.</b>	<b>Problema de Pesquisa e Justificativas.....</b>	<b>23</b>
<b>1.3.</b>	<b>Hipótese de Pesquisa.....</b>	<b>24</b>
<b>1.4.</b>	<b>Objetivos .....</b>	<b>24</b>
<b>1.4.1.</b>	<b><i>Objetivo Geral.....</i></b>	<b>24</b>
<b>1.4.2.</b>	<b><i>Objetivos específicos.....</i></b>	<b>25</b>
<b>1.5.</b>	<b>Estrutura da Dissertação.....</b>	<b>25</b>
<b>2.</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>27</b>
<b>2.1.</b>	<b>Considerações Gerais .....</b>	<b>27</b>
<b>2.2.</b>	<b>Controle Tecnológico das Obras de Pavimentação.....</b>	<b>27</b>
<b>2.2.1.</b>	<b><i>Especificações do DNIT .....</i></b>	<b>29</b>
<b>2.2.1.</b>	<b><i>Equipamentos usados no controle da qualidade in situ.....</i></b>	<b>30</b>
<b>2.2.2.</b>	<b><i>Projeto NCHRP 10-65 do TRB (2009).....</i></b>	<b>32</b>
<b>2.2.3.</b>	<b><i>Pesquisa do Virginia Transportation Research Council (2010) .....</i></b>	<b>36</b>
<b>2.3.</b>	<b>Módulo de Resiliência.....</b>	<b>38</b>
<b>2.3.1.</b>	<b><i>Conceito .....</i></b>	<b>39</b>
<b>2.3.2.</b>	<b><i>Modelos para Representação do Módulo de Resiliência .....</i></b>	<b>41</b>
<b>2.1.1.</b>	<b><i>Fatores que influenciam no Módulo de Resiliência.....</i></b>	<b>44</b>
<b>2.1.2.</b>	<b><i>Diferença entre métodos de ensaio para determinação do módulo de resiliência .....</i></b>	<b>45</b>
<b>2.2.</b>	<b>Soil Stiffness Gauge – SSG (GeoGauge) .....</b>	<b>49</b>
<b>2.2.1.</b>	<b><i>Princípio de Funcionamento .....</i></b>	<b>49</b>
<b>2.2.2.</b>	<b><i>Procedimento de Ensaio .....</i></b>	<b>55</b>
<b>2.2.3.</b>	<b><i>Vantagens.....</i></b>	<b>56</b>

2.2.4.	<i>Alguns Estudos realizados com o Geogauge</i> .....	57
2.2.5.	<i>Correlações entre o módulo de resiliência do Geogauge e o módulo de resiliência obtido por outros métodos</i> .....	61
2.3.	<b>Considerações Finais</b> .....	66
3.	<b>MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	67
3.1.	<b>Considerações Gerais</b> .....	67
3.2.	<b>Trechos Selecionados, Geogauge e Programas Computacionais Usados</b> .	67
3.2.1.	<i>Trechos Estudados</i> .....	67
3.2.1.1.	<i>Trecho da Rodovia</i> .....	68
3.2.1.2.	<i>Trecho Experimental da UFC</i> .....	68
3.2.2.	<i>Geogauge</i> .....	70
3.2.3.	<i>Softwares</i> .....	70
3.3.	<b>Procedimento Experimental e Métodos para Análise dos Resultados</b> .....	72
3.3.1.	<i>Ensaio com o Geogauge</i> .....	73
3.3.2.	<i>Ensaio de Frasco de Areia</i> .....	76
3.3.3.	<i>Determinação da Umidade</i> .....	77
3.3.4.	<i>Classificação AASHTO</i> .....	77
3.3.5.	<i>Ensaio de Compactação</i> .....	78
3.3.6.	<i>Índice de Suporte Califórnia</i> .....	78
3.3.7.	<i>Módulo de Resiliência</i> .....	79
3.3.8.	<i>Valor Representativo do Módulo</i> .....	80
3.3.9.	<i>Obtenção das Correlações</i> .....	81
3.3.10.	<i>Avaliação do equipamento</i> .....	82
3.3.11.	<i>Considerações Finais</i> .....	82
4.	<b>ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b> .....	83
4.1.	<b>Considerações Gerais</b> .....	83
4.2.	<b>Resultados dos Ensaio com o Equipamento Geogauge</b> .....	83

<b>4.3.</b>	<b>Grau de Compactação .....</b>	<b>87</b>
<b>4.4.</b>	<b>Determinação da Umidade.....</b>	<b>90</b>
<b>4.5.</b>	<b>Classificação da AASHTO .....</b>	<b>93</b>
<b>4.6.</b>	<b>Resultados dos Ensaios de <i>California Bearing Ratio</i> (CBR) .....</b>	<b>96</b>
<b>4.7.</b>	<b>Resultados do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas (TCR).....</b>	<b>97</b>
<b>4.8.</b>	<b>Modelos para Representação do Módulo de Resiliência.....</b>	<b>100</b>
<b>4.9.</b>	<b>Módulo de Resiliência Representativo .....</b>	<b>104</b>
<b>4.10.</b>	<b>Análise Estatística .....</b>	<b>107</b>
<b>4.11.</b>	<b>Avaliação do Geogauge para uso em Controle de Qualidade de camadas do pavimento .....</b>	<b>119</b>
<b>4.12.</b>	<b>Considerações Finais .....</b>	<b>125</b>
<b>5.</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>126</b>
<b>5.1.</b>	<b>Principais Conclusões .....</b>	<b>126</b>
<b>5.2.</b>	<b>Limitações da Pesquisa.....</b>	<b>127</b>
<b>5.3.</b>	<b>Recomendações para trabalhos futuros.....</b>	<b>128</b>
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>130</b>
	<b>ANEXO A.....</b>	<b>135</b>

# 1. INTRODUÇÃO

## 1.1. Contextualização

O controle tecnológico e de qualidade de uma obra de Engenharia consiste em verificar os serviços que estão sendo executados e realizar os ensaios para averiguar, nas diversas fases de execução, se eles atendem às especificações vigentes e as propriedades dos materiais apontadas no projeto. O controle tecnológico é uma atividade de muita importância na área rodoviária, pois assegura o sucesso da obra, além de garantir a eficiente aplicação dos recursos e o desempenho estrutural previstos na etapa de dimensionamento.

O dimensionamento de pavimentos flexíveis, realizado atualmente no Brasil, utiliza o método do CBR desde a década dos anos 1960, que devido principalmente a sua simplicidade, não sofreu mudanças significativas desde então. Entretanto, tal método não considera o surgimento de novos materiais de pavimentação e seus correspondentes métodos de caracterização, nem a natureza dinâmica das cargas aplicadas ao pavimento, nem o crescimento na magnitude das cargas e do volume do tráfego. Assim, a ocorrência dos processos de deterioração prematura dos pavimentos asfálticos levou à necessidade de se desenvolver um novo método brasileiro de dimensionamento de pavimentos flexíveis. Esse se baseia em critérios mecanístico-empíricos e encontra-se atualmente em fase de elaboração (BASTOS *et al*, 2014).

Nos métodos mecanístico-empíricos, os valores de tensão e deformação nos pavimentos são determinados a partir de simulações analíticas ou numéricas que têm como dados de entrada as propriedades dos materiais, obtidas através de ensaios laboratoriais. Dessas propriedades, a mais usada para camadas granulares é o Módulo de Resiliência (MR).

Ocorre, no entanto, que o controle de qualidade das camadas granulares é realizado essencialmente através de testes de massa específica e umidade *in situ*, embora tais parâmetros não sejam utilizados como entradas nos Métodos de Dimensionamento Mecanístico-Empíricos (DME). Dessa forma, esses indicadores podem não ser bons parâmetros para avaliar o processo construtivo dos pavimentos dimensionados à luz da mecânica dos pavimentos, surgindo assim à necessidade de que

se adotem outros indicadores para verificar o comportamento resiliente dos materiais em campo.

Nesse cenário, surgiram, nos últimos anos, equipamentos como o LWD (*Light Weight Deflectometer*) e o Geogauge, que buscam estimar a rigidez das camadas do pavimento *in situ*, podendo ser utilizados para o controle tecnológico durante o processo construtivo de pavimentos flexíveis. Todavia, os resultados de MR obtidos com esses equipamentos diferem dos resultados, em laboratório, determinados através do ensaio triaxial de cargas repetidas (TCR), devido a alguns fatores tais como: a diferença no carregamento, o estado de tensão, o grau de compactação, umidade, etc. Há assim a necessidade do estabelecimento de parâmetros que correlacionem os resultados dos ensaios *in situ* com os módulos de resiliência determinados em laboratório, a fim de desenvolver um mecanismo capaz de estimar os módulos de resiliência das camadas dos pavimentos durante o processo construtivo (GUDISHALA, 2004).

## **1.2. Problema de Pesquisa e Justificativas**

Segundo Batista (2007), para uma análise eficiente do comportamento estrutural dos pavimentos, a determinação das características de deformabilidade dos solos que compõem as camadas do pavimento é essencial. No entanto, os processos adotados no controle tecnológico das obras de pavimentação mantêm, atualmente, procedimentos e metodologias convencionais que não fornecem subsídios técnicos suficientes para uma avaliação das propriedades mecânicas das camadas do pavimento e da estrutura como um todo. Os critérios atuais para o controle de qualidade do processo construtivo de pavimentos baseiam-se principalmente na realização de teste de umidade e de peso específico aparente seco *in situ*, conforme normas DNER 052 (1994) e DNER 092 (1994).

Estes critérios assumem que as camadas granulares terão um desempenho estrutural satisfatório, ao longo da vida útil do pavimento, caso seja alcançado o grau de compactação da camada e a umidade próxima daquela determinada no ensaio de Proctor. No entanto, os parâmetros de projeto das camadas granulares não são somente baseados em valores de massa específica ou teores de umidade, mas em propriedades

dinâmicas do material ou valores de rigidez tais como o módulo de resiliência. Há assim, uma diferença entre os critérios utilizados para o dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos e os critérios utilizados para avaliar o processo construtivo.

O surgimento de equipamentos como o Geogauge permitem a determinação desses parâmetros de deformabilidade em campo. No entanto, se faz necessária sua calibração (fator laboratório  $\times$  campo), uma vez que esses equipamentos fornecem módulos equivalentes que não são representativos dos valores de rigidez determinados em laboratório e utilizados no dimensionamento mecanístico-empírico. Esse é o motivo pelo qual é necessário se correlacionar as rigidezes determinadas em campo e os módulos determinados em laboratório através do ensaio triaxial de cargas repetidas.

### **1.3. Hipótese de Pesquisa**

É possível estabelecer correlações significativas entre os módulos de resiliência determinados em campo através do equipamento Geogauge e aqueles obtidos em ensaios triaxiais determinados em laboratório. Espera-se que essas correlações possam ser usadas no controle tecnológico, quando da execução do subleito e camadas granulares dos pavimentos.

### **1.4. Objetivos**

O objetivo geral e os objetivos específicos da presente dissertação são apresentados a seguir.

#### ***1.4.1. Objetivo Geral***

O objetivo geral do estudo é determinar módulos de resiliência de camadas granulares dos pavimentos *in situ* com o equipamento Geogauge que possibilitem a

obtenção de correlações significativas entre os módulos de resiliência determinados em campo e aqueles obtidos em laboratório com o ensaio Triaxial de Cargas Repetidas.

#### ***1.4.2. Objetivos específicos***

- Determinar, no campo com o equipamento Geogauge, o módulo de resiliência das camadas granulares de pavimentos flexíveis.
- Determinar, em laboratório, o módulo de resiliência de amostras de solo coletadas em dois trechos construídos para realizar os ensaios com o equipamento Geogauge.
- Escolher um valor único de módulo de resiliência, obtido em laboratório, para fins comparativos com o módulo de resiliência obtido com o equipamento Geogauge, tendo em vista que o módulo determinado em laboratório é representado por um modelo matemático e o módulo obtido com o Geogauge é representado por um valor único.
- Obter correlações significativas entre os módulos de resiliência obtidos em laboratório e aqueles obtidos em campo com o equipamento Geogauge.
- Estabelecer critérios para avaliar o uso do equipamento Geogauge para o controle tecnológico das camadas granulares de pavimentos flexíveis.
- Avaliar o desempenho do equipamento Geogauge para controle tecnológico das camadas granulares de pavimentos flexíveis.

#### **1.5. Estrutura da Dissertação**

Este estudo está dividido em cinco capítulos. Após este capítulo, é apresentado o embasamento teórico dos assuntos que subsidiaram este trabalho, sendo

respectivamente: Controle Tecnológico de Obras de Pavimentação, Módulo de Resiliência e *Soil Stiffness Gauge* – SSG (Geogauge). Em seguida estão detalhados os materiais e métodos propostos para esta pesquisa, apresentando o programa experimental utilizado e métodos para obtenção dos resultados. Posteriormente são apresentados e discutidos os resultados obtidos, e, finalmente, são reportadas as conclusões obtidas, limitações do estudo e sugestões para trabalhos futuros. Há ainda um Anexo apresentando alguns gráficos e tabelas relativos aos resultados dos ensaios.

## **2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

### **2.1. Considerações Gerais**

Preliminarmente, neste tópico serão expostas algumas considerações sobre o controle tecnológico da execução de obras de pavimentação, apresentando as especificações utilizadas e alguns estudos realizados. Além disso, serão apresentados alguns conceitos sobre módulo de resiliência de materiais aplicados às camadas de pavimentos. Em adição, serão exibidas informações sobre o equipamento utilizado neste estudo, o Geogauge. Tais assuntos estão divididos em: Controle Tecnológico de Obras de Pavimentação, Módulo de Resiliência e *Soil Stiffness Gauge* – SSG (Geogauge).

### **2.2. Controle Tecnológico das Obras de Pavimentação**

O controle da qualidade constitui-se em garantia de sucesso de toda a construção. As exigências do controle da qualidade e os métodos de ensaio são especificados para se assegurar que a obra de engenharia responda às normas de qualidade mínima apropriadas ao comportamento desejado. Quando a qualidade das obras está em conformidade com as normas, e as condições de contorno são mantidas, isso significa que o projeto terá uma grande chance de ter sucesso durante a sua vida útil.

Nas obras de infraestrutura viária, a questão do controle de qualidade é um assunto de grande relevância, pois envolve temas importantes como segurança nas diversas etapas da obra e o retorno econômico e social do investimento por parte dos órgãos públicos, privados e parcerias público-privadas. Além disso, há ainda questões relacionadas à satisfação dos usuários quanto aos aspectos de segurança, economia e conforto ao rolamento, além de aspectos relativos à sustentabilidade, onde há preocupação em evitar desperdícios e poupar recursos naturais e energéticos (FERRI, 2013).

Dentre as camadas de um pavimento rodoviário, a execução das camadas de aterro, camadas finais de terraplenagem e de bases de solo estabilizado merecem maiores cuidados, devendo ter uma maior preocupação com o emprego correto das técnicas e procedimentos recomendados, pois a má execução desses trabalhos tem sempre consequências desagradáveis e onerosas ao construtor e ao usuário das obras (ALVES, 2002).

Os maiores problemas em camadas granulares de pavimentos asfálticos ocorrem principalmente quando a compactação desejável para a camada não é obtida em todo o maciço de solo, acarretando em defeitos que aparecem, por vezes, decorridos muito tempo após a construção. Entre os principais defeitos, podem-se citar as deformações permanentes excessivas, que originam a trilha de roda, escorregamentos de saia de aterro e erosão rápida devido à ação das chuvas. Por esse motivo, o controle tecnológico de execução desses serviços deve ser feito seguindo as especificações técnicas, com intuito de fornecer uma obra de engenharia de boa qualidade, com maior segurança e economia ao usuário (ALVES, 2002).

As metodologias e tecnologias normalmente utilizadas para aceitação e controle da qualidade das estruturas de pavimentos asfálticos tendem a acompanhar a evolução dos métodos de dimensionamento, uma vez que os parâmetros adotados na etapa de dimensionamento são os principais aspectos a serem controlados na fase de execução da obra (FERRI, 2013).

Em alguns países, e mais recentemente no Brasil, nota-se uma tendência de que os métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos asfálticos, baseados em ensaios estáticos como o CBR (*California Bearing Ratio*), sejam progressivamente complementados ou até mesmo substituídos por métodos ditos mecanísticos-empíricos, que apresentam um maior embasamento teórico e onde muitas das análises se baseiam na Lei de Hooke generalizada (FERRI, 2013).

Seguindo a proposta de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos, algumas pesquisas têm sido realizadas no Brasil e no mundo, com o objetivo de desenvolver metodologias de controle de qualidade e aceitação que venham a satisfazer as expectativas do projeto e das agências rodoviárias, e que acompanhem os avanços tecnológicos nas áreas de construção ou ensaios.

A seguir são apresentadas algumas pesquisas realizadas sobre controle de qualidade, equipamentos de campo que podem ser utilizados, bem como algumas das especificações vigentes.

### 2.2.1. Especificações do DNIT

Considerações sobre o controle de execução de sub-base estabilizada granulometricamente, base estabilizada granulometricamente e regularização do subleito são apresentadas nas normas DNER 301 (1997), DNIT 141 (2010) e DNIT 137 (2010), respectivamente. O controle da qualidade nas camadas granulares é realizado conforme Figura 1.

Figura 1. Controle da Qualidade das camadas granulares de pavimentos flexíveis.

	LL		
Umidade	LP		
			<b>Eixo</b>
Peso Específico Aparente Seco	Granulometria Compactação	CBR	
<b>A cada 100 m</b>	<b>A cada 200 m</b>	<b>A cada 400 m</b>	

Fonte: Aatoria Própria.

Para realização do controle da obra, devem ser realizados ensaios de caracterização do material (ensaios de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Granulometria) e compactação em uma amostra coletada a cada 200 m de pista ou por jornada diária de trabalho, em locais escolhidos aleatoriamente. No caso de materiais homogêneos, a frequência desses ensaios pode ser reduzida, a critério da fiscalização, para uma amostra por segmento de 400 m de extensão.

Os ensaios de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Expansão devem ser realizados segundo a norma DNER 049 (1994), com energia de compactação, para o material coletado na pista, a cada 400 m. A frequência destes ensaios pode ser reduzida,

a critério da Fiscalização, para uma amostra a cada 800 m de extensão, no caso de materiais homogêneos. A frequência indicada para a execução de ensaios é a mínima aceitável. Para pistas de extensão limitada, com área de até 4.000 m<sup>2</sup>, devem ser coletadas pelo menos 5 amostras, para execução do controle dos materiais.

O controle da qualidade deve ser alcançado coletando-se amostras e realizando ensaios de maneira aleatória, de acordo com o Plano de Amostragem Variável disposto na norma DNER 277 (1997). Devem ser efetuados os ensaios de umidade higroscópica imediatamente antes da compactação, para cada 100 m de pista a ser compactada. A tolerância admitida em norma para a umidade higroscópica é de  $\pm 2\%$  em relação à umidade ótima.

O ensaio de massa específica aparente seca *in situ*, deve ser realizado de acordo com a norma DNER 092 (1994) ou DNER 036 (1994), em locais escolhidos aleatoriamente a cada 100 m de pista. Para pistas de extensão limitada, com volumes de, no máximo, 1.250 m<sup>3</sup> de material, devem ser feitas, pelo menos, cinco determinações para o cálculo de Grau de Compactação (GC). Não devem ser aceitos valores de grau de compactação inferiores a 100% em relação à massa específica aparente seca máxima, obtida no laboratório. Nessa dissertação os ensaios *in situ* foram realizados obedecendo às normas de controle de execução das camadas granulares de pavimentos flexíveis.

### **2.2.1. Equipamentos usados no controle da qualidade *in situ***

Diversos equipamentos podem ser utilizados para se obter direta ou por correlações parâmetros que indicam as características mecânicas dos materiais que constituem as camadas do pavimento *in situ*. Entre esses equipamentos podem-se citar os já consagrados como a Viga Benkelman, o FWD (*Falling Weight Deflectometer*), e o DCP (*Dynamic Cone Penetration*) e outros equipamentos mais recentes como o LWD (*Light Weight Deflectometer*).

Segundo Batista (2007), a Viga Benkelman é um dos mais difundidos equipamentos utilizados para avaliação estrutural de pavimentos. O ensaio com esse dispositivo permite avaliar as deflexões no pavimento e a partir desses resultados

também é possível obter, por retroanálise, os módulos de resiliência das camadas do pavimento.

De acordo com Pereira (2010), os defletômetros de impacto como o *Falling Weight Deflectometer* (FWD) começaram a ser utilizados principalmente para caracterização estrutural e avaliação da capacidade de carga em pavimentos rodoviários e aeroportuários, medindo-se a resposta de um pavimento a uma carga de impacto. O FWD foi projetado para simular a deflexão na superfície do pavimento causada pela passagem de uma carga de roda com velocidade entre 70 e 80 km/h.

De acordo com Nazaal (2003), o LWD (*Light Weight Deflectometer*) é um equipamento desenvolvido na Alemanha, constituído por um sistema de ensaio dinâmico em placa de carga empregado para medir a deformabilidade do subleito e das camadas do pavimento. O equipamento não necessita de nenhuma medida de referência e fornece uma alternativa simples para medir características de deformabilidade das camadas do pavimento, em comparação com os demais testes até então utilizados. O LWD é utilizado especificamente para controle de qualidade das camadas do pavimento (subleito, sub-base e base), em pavimentos novos ou em obras já existentes.

O DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*) foi desenvolvido na Austrália em 1956. Esse equipamento pode ser utilizado em campo para o controle da qualidade das camadas dos pavimentos, uma vez que é possível obter correlações entre os índices de penetração do DCP (DN) e o Índice de Suporte Califórnia (ISC), possibilitando uma aferição acurada, rápida e direta, além do estado de compactação do solo, da resistência (AGUIAR *et al.* 2011)

Alguns autores realizaram pesquisas utilizando esses equipamentos para obter características de deformabilidade *in situ*, como Preussler (2007), que criou uma metodologia de controle de qualidade baseada nas leituras do equipamento LWD. Ferri (2013) também buscou propor critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos defletoométricos.

### **2.2.2. Projeto NCHRP 10-65 do TRB (2009)**

De uma forma geral, o Projeto *NCHRP 10-65 (National Cooperative Highway Research Program)* teve o objetivo de identificar as tecnologias *NDT (Non Destructive Test)* que poderiam ter aplicação imediata em rotinas e operações práticas de controle de qualidade, a fim de auxiliar as agências e os contratantes na execução do controle de qualidade de pavimentos flexíveis.

O objetivo do projeto foi dividido em duas partes, sendo a primeira parte responsável por conduzir uma avaliação de campo das tecnologias *NDT* selecionadas, de modo a determinar sua eficácia e praticidade para o Controle de Qualidade e Controle de Aceitação (*QC/QA*) de pavimentos flexíveis, e a segunda parte responsável por recomendar protocolos de teste apropriados com base na avaliação de campo e nos resultados dos testes. O estudo realizado reconhece que existem duas propriedades estruturais principais para prever o desempenho de pavimentos flexíveis e os reforços asfálticos: o módulo de resiliência e a espessura.

Segundo os pesquisadores do projeto *NCHRP 10-65*, a eficácia da tecnologia *NDT* corresponde à habilidade ou capacidade da tecnologia e de seus dispositivos de detectar mudanças em materiais não cimentados ou em misturas asfálticas que possam afetar o desempenho e a vida útil de projeto de pavimentos flexíveis e recapeamentos asfálticos. Já a praticidade da tecnologia *NDT* diz respeito à capacidade da tecnologia e de seus dispositivos para coletar e interpretar os dados em tempo real, de modo a auxiliar as equipes de construção em tomadas de decisões precisas para o controle e aceitação do produto final.

Nos dimensionamentos de pavimentos realizados através de métodos ditos mecanístico-empíricos como o *MEPDG (Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide)*, um dos parâmetros de entrada das camadas granulares é o módulo, sendo o módulo de resiliência a entrada para camadas granulares e subleito, enquanto que o módulo dinâmico é utilizado para as camadas asfálticas.

Foram realizados vários ensaios *in situ* e em laboratório com todos os equipamentos utilizados no estudo. Alguns dos trechos onde os ensaios foram realizados apresentavam anomalias construtivas, como problemas de compactação,

umidade e outros. Estudou-se a acurácia e a eficiência dos dispositivos testados em detectar tais anomalias. A Tabela 1 apresenta a taxa de sucesso dos dispositivos NDT utilizados em detectar anomalias construtivas.

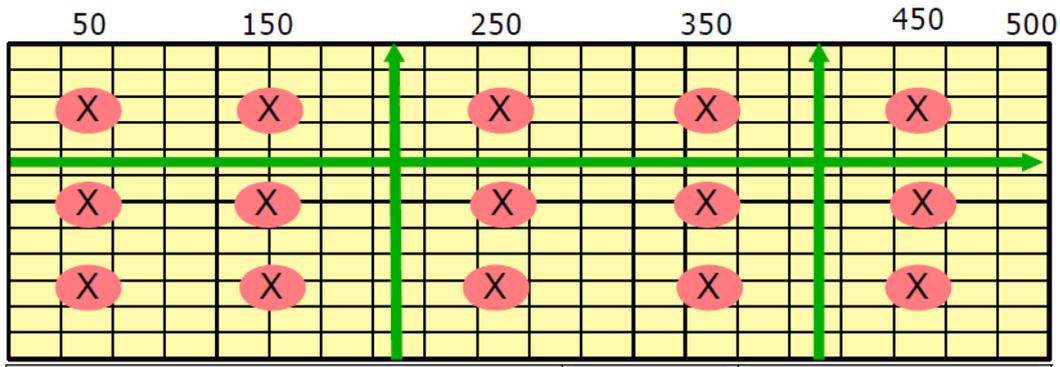
Tabela 1. Taxas de sucesso dos dispositivos NDT para identificar diferenças físicas ou anomalias.

Medidores NDT inclusos nas Avaliações de Campo		Taxa de sucessos, %	
		Materiais Não cimentados	Camadas Asfálticas
Ultrassônicos	DSPA; PSPA	86	93
Estados de Equilíbrio Vibratório ( <i>Steady-State Vibratory</i> )	Geogauge	79	-
Impacto/Penetração	DCP	64	-
Baseado em Deflexões	LWD; FWD	64	56
Massa específica não-nucleares	EDG & PQI	25	71
GPR	Antena Simples ( <i>Single Air-Horn Antenna</i> )	33	54

Fonte: NCHRP 10-65, 2009.

A taxa de sucesso foi calculada a partir de um teste  $t$  de *Student*, com um nível de confiança de 95%. O teste foi utilizado para determinar se as áreas que apresentavam anomalias construtivas eram significativamente diferentes das áreas que não possuíam nenhuma anomalia. Os ensaios foram realizados em 18 seções de teste, em vários estados norte-americanos. Em cada seção teste foram realizados ensaios conforme ilustrado na Figura 2, onde em cada ponto de ensaio repetia-se o teste três vezes. Além disso, cada seção teste apresentou diferentes teores de umidade, a massa específica e o teor de asfalto.

Figura 2. Seção teste do Projeto NCHRP10-65.



Fonte: NCHRP 10-65, 2009.

Os valores determinados por cada dispositivo *NDT* de estimativa de módulo (*DCP*, *DSPA*, *PSPA*, *Geogauge*, *LWD*, *FWD*) foram comparados com os módulos medidos em laboratório em corpos de prova compactados para a massa específica *in loco* da camada. De acordo com a taxa de sucesso dos dispositivos utilizados e apresentados na Tabela 1, a pesquisa do NCHRP recomendou o uso do *DSPA* (*Dirt-Seismic Pavement Analyzer*) e do *Geogauge* para o controle de execução de obras de pavimentação, sendo o *DSPA* utilizado para o controle da camada de revestimento e o *Geogauge* para o controle das camadas granulares e solos de subleito.

O *Geogauge* foi recomendado pelos autores do projeto porque apresentou uma série de vantagens em relação aos outros dispositivos utilizados, como: (a) fornecer uma medida imediata do módulo de resiliência do material *in situ*; (b) identificar as áreas com anomalias com uma taxa de sucesso aceitável (ficando atrás apenas para o *DSPA*); (c) conseguir identificar de forma satisfatória o aumento de rigidez em materiais não cimentados; (d) correlacionar os módulos de resiliência com a massa específica seca do material, para uma grande gama de materiais testados; (e) possuir uma dispersão normalizada menor do que os outros dispositivos e (f) não necessitar de mão de obra especializada.

A Tabela 2 apresenta fatores ou taxas de ajuste aplicados aos valores dos módulos *NDT* para representar as condições ou valores de laboratório em níveis baixos de tensões. A taxa ou fator de ajuste foi determinado dividindo-se a média do módulo de resiliência, medido no laboratório, pela média do módulo obtido pelo dispositivo *NDT* (para um estado de tensões específico). As tensões utilizadas no estudo para os

materiais de aterro e subleito foram a tensão de confinamento de 13,8 KPa e tensão desvio de 27,6 KPa. Para os materiais de base as tensões utilizadas foram 41,4 KPa tanto para a tensão desvio como para a tensão de confinamento.

Tabela 2. Fatores ou taxas de ajustes aplicados aos valores dos módulos NDT para representar as condições ou valores de laboratório em níveis baixos de tensões.

Projetos	Material	Grau de compactação (%)	Porcentagem da umidade ótima (%) (*)	Taxa ou fator de ajuste			
				Geogauge	DSPA	DCP	LWD
I-85 (Aterro)	Argila de baixa plasticidade	91	165	0,19	0,09	0,53	0,39
TH-23 (Aterro)	Mistura silte-areia-brita	100	132	0,90	0,41	0,95	3,13
SH-21 (Subleito)	Argila de alta plasticidade	99	84	1,16	0,99	2,94	2,78
TH-23 (Base)	Agregado britado	104	55	0,71	0,30	0,68	1,69
SH-130 (Aterro)	Mistura granular	105	101	1,39	1,04	1,67	1,43
US-280 (Base)	Pedra britada	101	52	1,01	0,24	0,96	1,04

(\*) Relação entre a umidade determinada em campo e a umidade ótima obtida no ensaio de compactação

Fonte: NCHRP 10-65,2009.

A partir do projeto *NCHRP 10-65* é possível notar a preocupação dos órgãos rodoviários norte-americanos em adotar metodologias de controle da qualidade referente aos parâmetros de comportamento mecânico do pavimento, como pode ser evidenciado quando se trata do controle dos valores de módulo das camadas executadas, já que o módulo está entre os principais parâmetros de entrada do novo método de dimensionamento adotado pela *AASHTO (American Association of State Highway and Transportation Officials)*, o *MEPDG*.

Em relação aos dispositivos NDT utilizados na pesquisa, observou-se que os mesmos não apresentaram precisão elevada para prever os valores dos módulos de

laboratório de materiais granulares e misturas asfálticas. No entanto, foi possível observar também uma tendência de aumento dos valores de módulo com o aumento dos valores de módulo medidos em laboratório, para todos os dispositivos NDT.

Outra conclusão do estudo foi que o *LWD* pode ser significativamente afetado pelos materiais de suporte e pela espessura da camada ensaiada. O relatório apontou que variações de espessuras e variação das camadas de apoio podem ter contribuído para a baixa taxa de sucesso desse equipamento para a identificação de áreas com anomalias ou diferenças físicas.

Ainda em relação aos resultados obtidos com o *LWD*, os mesmos apresentaram tendências importantes em relação aos módulos obtidos em campo e em laboratório. No entanto, essa tendência apresentada no ensaio com o *FWD* ou *LWD* pode não ter exatamente apenas aspectos negativos.

Sendo assim, apesar dos valores alvo do controle serem os valores estabelecidos em projeto com base em ensaios de laboratório, a qualidade da construção e o desempenho do pavimento dependem, em grande parte, das respostas elásticas apresentadas pelo conjunto das camadas tal qual medido no campo, independentemente do comportamento individual dos materiais medido em laboratório, obviamente, respeitando-se certos limites e proporções calcadas principalmente no bom senso.

Com base nesses estudos, pode-se observar a importância de se realizar o controle deflectométrico associado a um rigoroso controle geométrico das espessuras das camadas executadas.

### **2.2.3. Pesquisa do Virginia Transportation Research Council (2010)**

O objetivo da pesquisa do *Virginia Transportation Research Council (VTRC)* foi investigar a adequabilidade de três dispositivos portáteis para avaliar a qualidade da base e do subleito de rodovias, utilizando medidas relacionadas com a rigidez dos materiais, sendo os dispositivos utilizados o *LWD*, o *Geogauge* e o *DCP*.

De acordo com os pesquisadores, a qualidade da construção da base e do subleito dos pavimentos tem sido convencionalmente avaliada utilizando-se medidas de peso específico aparente seco e de umidade das camadas. No entanto, essa metodologia de controle pode não ser adequada por alguns motivos, como o fato de muitos desses ensaios requererem o uso de dispositivos nucleares que podem colocar os operadores em risco de saúde. Além disso, as propriedades medidas (umidade e peso específico) não se relacionam diretamente com os parâmetros de entrada dos métodos de dimensionamento mecânicos-empíricos ou com parâmetros de desempenho e esses dispositivos podem não ser adequados para medir novos materiais.

No âmbito da pesquisa, foram avaliadas sete seções de pavimentos no estado americano da Virgínia e foi encontrada uma grande variação espacial dos módulos de rigidez para as seções de projeto. Em relação aos equipamentos utilizados, não foram encontradas correlações significativas entre os dispositivos. No entanto, quando se considerou o 85° percentil dos módulos de rigidez para os dispositivos, observou-se que os mesmos relacionaram-se bem em todos os projetos.

Uma investigação de laboratório indicou que o Geogauge e o *DCP* não indicaram mudanças significativas no módulo por conta dos níveis de saturação. Entretanto, os módulos altos medidos com *LWD* podem ocorrer em níveis de saturação baixos por conta da sucção do solo e em níveis altos de saturação por conta do desenvolvimento de poro-pressão associado com a natureza breve de carregamento do *LWD*. Além disso, os autores apontaram algumas questões não resolvidas no estudo, relacionadas ao uso do *FWD* e do *LWD*, sendo elas:

- pobres correlações entre níveis de compactação e o módulo do *FWD*;
- pobres correlações entre resultados de *LWDs* de diferentes fabricantes;
- carência de consistência de correlações entre módulos medidos com *LWD* e o largamente aceito módulo medido com *FWD*;
- pobres correlações entre medidas de Geogauges disponíveis e o *LWD*;
- variabilidade espacial nos módulos obtidos ao longo de uma seção de pavimento.

Como relatado anteriormente, os autores puderam concluir que, apesar da grande variabilidade espacial, os valores de 85° percentil dos valores de módulo mostraram uma boa correlação entre os três dispositivos. Sendo assim, é possível utilizar o valor do

85° percentil para controle da compactação no campo, todavia há necessidade de investigações posteriores para verificar os valores altos dos módulos associados aos níveis elevados de saturação.

O estudo também concluiu que existe necessidade de pesquisas sobre o efeito da umidade nos valores dos módulos medidos pelos 3 dispositivos, principalmente o LWD, pois não foi encontrada nesse estudo uma maneira conveniente de incorporar esses efeitos nos valores de módulos medidos pelos equipamentos.

### **2.3. Módulo de Resiliência**

Os métodos de dimensionamento usualmente empregados no Brasil até a década dos anos 1970 baseavam-se essencialmente na capacidade de suporte de pavimentos em termos de ruptura plástica sob carregamento estático, determinada através do ensaio de CBR (DNIT, 2006).

Observou-se ao longo dos anos que boa parte das rodovias deteriorava-se prematuramente, principalmente devido à fadiga dos materiais provocada pela continua solicitação dinâmica do tráfego. Essa realidade acabou motivando os estudos de resiliência dos materiais empregados nos pavimentos, dando origem a uma abordagem mais realista dessa problemática no país e permitindo a avaliação de comportamentos estruturais até então não explicados pelos procedimentos tradicionais (DNIT, 2006).

Contudo, os ensaios para determinação do módulo de resiliência necessitam de equipamentos de custos elevados, de pessoal capacitado para realização de um ensaio que não é trivial e que reserva certo grau de complexidade, motivos pelos quais os estudos de resiliência de materiais aplicados à pavimentação têm ficado restritos a poucas instituições de ensino, predominando ainda no país o dimensionamento empírico de pavimentos, pelo método do CBR.

### 2.3.1. Conceito

Hveem (1955) introduziu o conceito de resiliência, definindo-a como a energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações. As tensões causadoras das deformações nos pavimentos são as cargas dos veículos e, cessadas a ação dessas cargas as parcelas resilientes das deformações do pavimento são rapidamente recuperadas.

O módulo de resiliência pode ser determinado através de ensaios triaxiais de cargas repetidas, cujo objetivo é reproduzir em laboratório as condições de carregamento impostas aos materiais devido ao tráfego. Para simular o carregamento imposto ao pavimento pelo tráfego no ensaio de cargas repetidas, aplica-se uma força sempre no mesmo sentido da compressão, de forma cíclica, de zero a um valor máximo, sendo esta força depois descarregada até anular-se, para ser aplicada novamente após certo intervalo de repouso. A velocidade e o fluxo de tráfego são simulados respectivamente pelo tempo de pulso e frequência da carga aplicada (FERREIRA, 2002).

De acordo com a norma DNIT 134 (2010), os ensaios triaxiais são realizados em duas etapas de aplicação de cargas, uma etapa de condicionamento, cujo objetivo é eliminar as deformações plásticas que ocorrem nas primeiras aplicações do carregamento e reduzir o efeito do histórico de tensões, e a segunda etapa de ensaio propriamente dito, onde são medidos os deslocamentos resilientes sofridos pelos materiais.

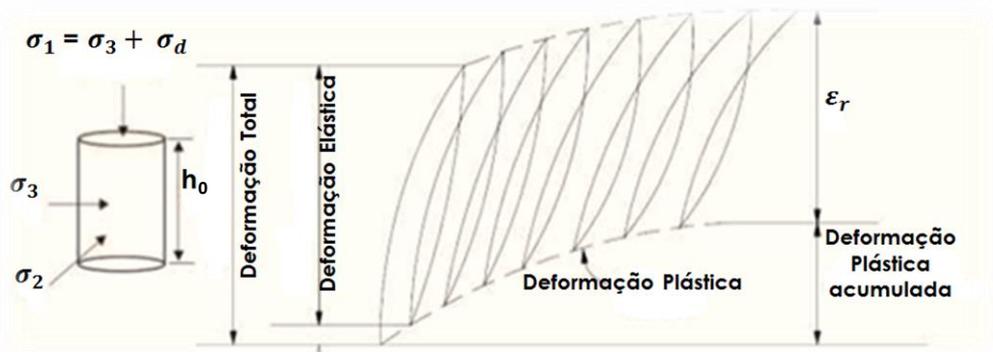
Para a realização do ensaio triaxial são necessários equipamentos contendo os seguintes elementos: sistema pneumático de carregamento, célula de carga, sistemas de medida das deformações axiais através dos LVDTs (*Linear Variable Differential Transducer*), regulador de pressão para aplicação da tensão desvio e de confinamento, bem como um programa computacional para monitorar, registrar e armazenar as informações obtidas no decorrer do ensaio (DNIT 134, 2010). A Figura 3 apresenta um equipamento utilizado para o ensaio triaxial de cargas repetidas. Já a Figura 4 apresenta de forma esquemática como as tensões são aplicadas no corpo de prova durante a realização do ensaio triaxial.

Figura 3. Equipamento para realização do ensaio Triaxial.



Fonte: A autoria Própria.

Figura 4. Tensões e deformações no ensaio triaxial dinâmico.



Fonte: Adaptado de Bernucci *et al.* (2007).

Pode-se definir o módulo de resiliência de um material pela relação entre a tensão desvio aplicada repetidamente e a deformação recuperável correspondente, como representado na Equação 1.

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

Onde:

MR é o módulo de resiliência;

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

$\sigma_1$  é a tensão axial cíclica;

$\sigma_3$  é a tensão de confinamento; e

$\varepsilon_r$  é a deformação recuperável ou resiliente que pode ser calculada conforme a Equação 2.

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (2)$$

Onde:

$\Delta h$  é o deslocamento axial recuperável ou resiliente; e

$h_0$  é a altura inicial do corpo de prova.

Segundo a AASHTO T 307-99 (2007) o módulo de resiliência fornece um meio para caracterizar materiais de construção de pavimentos, incluindo solos do subleito, sob várias condições de massa específica e umidade, e outros; e estados de tensão que simulam as condições de um pavimento submetido à movimentação das cargas de rodas.

### **2.3.2. Modelos para Representação do Módulo de Resiliência**

De acordo com Ferreira (2008), os solos tendem a uma relação tensão-deformação não linear, ou seja, há uma grande dependência em relação ao estado de tensões vigente. Em vista disso, foram criados diversos modelos que expressam o módulo de resiliência em função das tensões aplicadas aos materiais, especialmente a tensão desvio e a tensão confinante.

Os primeiros modelos matemáticos para representação do comportamento resiliente dos materiais foram propostos por Hicks (1970), e Barksdale e Hicks (1973). Esses modelos foram separados em três equações apresentadas a seguir, sendo a Equação 3 utilizada para solos granulares e as Equações 4 e 5 para solos coesivos.

$$M_R = K_1 \times \sigma_3^{K_2} \quad (3)$$

$$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d), \text{ para } \sigma_d < K_1 \quad (4)$$

$$M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1), \text{ para } \sigma_d > K_1 \quad (5)$$

Onde:

$M_R$  é o módulo de resiliência;

$K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  são os parâmetros da regressão;

$\sigma_d$  é a tensão desvio; e

$\sigma_3$  é a tensão confinante.

Devido às dificuldades experimentais na determinação das constantes do modelo bi-linear propostos pelos autores citados anteriormente (Equações 4 e 5), Svenson (1980) *apud* Ferreira (2002) propôs para cálculo de MR de solos coesivos, o modelo representado pela Equação 6, em escala log-log, com  $K_2$  negativo.

$$MR = K_1 \times \sigma_d^{K_2} \quad (6)$$

Onde:

$K_1$  e  $K_2$  são os parâmetros da regressão; e

$\sigma_d$  é a tensão desvio.

O modelo k- $\theta$ , descrito pela Equação 7, apresenta o módulo de resiliência variando com a soma das tensões principais, representada pelo primeiro invariante de tensões ( $\theta = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ ). Como  $\sigma_2 = \sigma_3$ , o primeiro invariante de tensões pode ser representado por  $\theta = \sigma_1 + 2 \sigma_3$ .

$$MR = K_1 \times \theta^{K_2} \quad (7)$$

Onde:

$K_1$  e  $K_2$  são os parâmetros da regressão; e

$\theta$  é o primeiro invariante de tensões.

De acordo com Ferreira (2008), ao longo dos anos vários outros pesquisadores estudaram o comportamento resiliente dos solos com o objetivo de desenvolver modelos que tentam explicar esse comportamento, como os estudos de Motta, Aranovich e Ceratti (1985) e Aranovich (1985) que propôs o modelo combinado.

No entanto, os modelos propostos por esses pesquisadores apresentam algumas limitações, principalmente devido às dificuldades experimentais para definição das constantes, especialmente no modelo bi-linear e no modelo combinado ou misto, e simplificações quanto ao real estado de tensões atuante, considerando-se, nos modelos mais utilizados no Brasil, apenas a influência da tensão desvio ou da tensão confinante isoladamente (FERREIRA, 2008).

Visando eliminar essas limitações dos modelos propostos anteriormente, Macêdo (1996) *apud* Ferreira (2002) usou um modelo denominado modelo composto, representado pela Equação 8, que considera a influência conjunta das tensões confinante e desvio para qualquer tipo de material. Além disso, os coeficientes de correlação  $R^2$  obtidos por ele para esse modelo atingem valores normalmente acima de 0,90, bastante superiores àqueles obtidos para os demais modelos considerados.

$$M_R = K_1 \times \sigma_3^{K_2} \times \sigma_d^{K_3} \quad (8)$$

Onde:

$K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  são os parâmetros da regressão;

$\sigma_d$  é a tensão desvio e;

$\sigma_3$  é a tensão de confinamento.

Diversos estudos realizados por Cabral (2005), Souza Junior (2005), Gondim (2008), Lima (2008), Araújo (2009), Silva (2009) entre outros, com solos do estado do Ceará, demonstraram que o modelo composto foi o que melhor representou o comportamento resiliente desses solos. A vantagem que o modelo composto apresenta sobre os demais modelos utilizados para representar o comportamento resiliente dos materiais é o fato de não depender do conhecimento, a priori, do comportamento predominante do material, se granular ou argiloso. Recentemente, Bastos (2013) mostrou que o modelo universal (ver Equação 9) também tem apresentado coeficientes

de correlação próximos e em alguns casos superiores aqueles apresentados pelo modelo composto para o caso dos solos do estado do Ceará.

O Guia de dimensionamento da AASHTO (NCHRP 1-37-A, 2004) utiliza o modelo universal para representação do módulo de resiliência de todos os tipos de materiais de pavimentação não tratados, variando de argilas muito plásticas até bases granulares.

$$M_R = k_1 \cdot P_a \cdot \left[ \frac{\theta}{P_a} \right]^{K_2} \cdot \left[ \frac{\tau_{oct}}{P_a} + 1 \right]^{K_3} \quad (9)$$

Onde:

$P_a$  é a pressão atmosférica;

$K_1$ ,  $K_2$  e  $K_3$  são os parâmetros de regressão;

$\theta$  é o primeiro invariante de tensões: ( $\theta = \sigma_1 + 2 \sigma_3$ ), onde  $\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$ . Assim, o primeiro invariante de tensões pode ser representado da seguinte forma: ( $\theta = \sigma_d + 3 \sigma_3$ );

$\tau_{oct}$  é  $\frac{1}{3} \cdot \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}$ , podendo ser simplificado por  $\tau_{oct} = \frac{\sqrt{2}}{3} \cdot \sigma_d$

### ***2.1.1. Fatores que influenciam no Módulo de Resiliência***

Segundo Souza Júnior (2005), os ensaios triaxiais dinâmicos que são empregados para determinar o módulo de resiliência dos materiais integrantes das camadas dos pavimentos, são feitos com solos não saturados, e geralmente em condições de drenagem livre. Como esses materiais não são elásticos lineares e, portanto, a lei de Hooke não pode ser aplicada, o módulo de resiliência depende de vários fatores que não são considerados na teoria da elasticidade convencional.

Sendo assim, o módulo de resiliência dos solos é afetado por fatores como o número de repetições da tensão desvio, a história de tensões, a duração e a frequência do carregamento, o nível de tensões aplicadas, e, para solos coesivos, a umidade e massa específica de moldagem e a tixotropia dos solos argilosos (DNIT, 2006).

O teor de umidade influencia consideravelmente nos resultados do módulo de resiliência, visto que este diminui de forma significativa com o acréscimo de umidade. Esse decréscimo de rigidez do módulo, em função do teor de umidade, é mais acentuado para solos compactados no ramo seco do que para os solos compactados no ramo úmido da curva de compactação (SOUZA JÚNIOR, 2005).

Os módulos de resiliência de materiais granulares apresentam um comportamento bem distinto em relação aos módulos de solos finos. Enquanto nos solos arenosos, o módulo depende mais da tensão confinante, e é pouco afetado pela tensão desvio, nos solos argilosos acontece o contrário, o módulo depende da tensão desvio e muito pouco da tensão confinante (SOUZA JÚNIOR, 2005).

O número de repetições de tensão desvio e a história de tensões também influencia no módulo de resiliência de materiais empregados em camadas de pavimentos. No entanto, esta influência pode ser minorada ou até eliminada com o pré-condicionamento, procedimento pelo qual se faz uma aplicação de ciclos de carregamento e descarregamento (PREUSSLER, 1983).

Preussler (1983), nas suas investigações sobre o efeito da frequência no módulo de resiliência de solos arenosos, observou que o módulo tem um aumento significativo para a frequência de 60 ciclos/min quando comparado com a frequência de 40 ciclos/min. Esse autor comentou ainda que não se tem verificado muita influência nos ensaios triaxiais para frequências de 20 a 60 ciclos por minuto, com duração de 0,86 a 2,86 segundos e umidade próxima à ótima.

Outros fatores que têm grande influência nos valores do módulo de resiliência são o tempo de cura do corpo-de-prova, a distribuição granulométrica do solo e o posicionamento dos LVDTs (SOUZA JÚNIOR, 2005).

### ***2.1.2. Diferença entre métodos de ensaio para determinação do módulo de resiliência***

O módulo de resiliência de solos pode ser determinado de acordo com a norma do DNIT 134 (2010), pelo método da COPPE/UFRJ, ou ainda pelo método da AASHTO T 307-99 (2007). Destaque-se que a norma do DNIT 134 (2010) está em

processo de atualização neste ano de 2016 e tudo indica que ela será semelhante ao procedimento recomendado pela COPPE.

A principal diferença entre os métodos da COPPE e do DNIT é a frequência de aplicação das cargas na etapa de condicionamento, sendo o método da COPPE mais severo, pois aplica 500 repetições de carga na fase de condicionamento, enquanto que a norma do DNIT recomenda 200 repetições. Acredita-se que a aplicação de 500 repetições de carga é mais conveniente por garantir maiores acomodações dos corpos de prova quanto à ocorrência das primeiras deformações plásticas. Sendo assim, o método da COPPE será usado para avaliar o comportamento dos solos testados no presente trabalho.

Segundo a norma DNIT 134 (2010), o ensaio de módulo de resiliência é realizado em 21 etapas, onde as 3 primeiras são para o condicionamento do corpo de prova e as 18 fases restantes correspondem ao ensaio propriamente dito. A sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência, na fase do ensaio propriamente dito, conforme a norma do DNIT e método da COPPE está apresentada na Tabela 3.

Tabela 3. Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência.

<b>Tensão Confinante <math>\sigma_3</math>(KPa)</b>	<b>Tensão Desvio <math>\sigma_d</math> (KPa)</b>	<b>Razão de tensões <math>\sigma_1/\sigma_3</math></b>
20,7	20,7	2
	41,4	3
	62,1	4
34,5	34,5	2
	68,9	3
	102,9	4
50,4	50,4	2
	102,9	3
	155,2	4
68,9	68,9	2
	137,9	3
	206,8	4
102,9	102,9	2
	206,8	3
	309,0	4
137,9	137,9	2
	274,7	3
	412,0	4

Fonte: DNIT 134/2010.

No método da AASHTO, o ensaio triaxial é realizado de acordo com o tipo de material utilizado. Sendo assim, o método considera, para efeito de ensaio, dois tipos de solos, o Solo Tipo 1, que inclui todos os materiais destinados a bases e sub-bases e aqueles destinados ao subleito que apresentem menos de 70% passando na peneira 10 e no máximo 20% passando na peneira 200, e o Solo Tipo 2, que são todos os solos destinados ao subleito que não se incluam na definição de Solo Tipo 1 (FERREIRA, 2002).

A norma AASHTO T 307-99 (2007) estabelece que, para solos usados como materiais de subleito, o ensaio triaxial cíclico seja realizado em 16 fases, sendo a primeira fase de condicionamento, com aplicação de 500 a 1000 ciclos de carregamento, com tensões iguais a 24,8 kPa para a tensão desvio e 41,4 kPa para a tensão confinante. As 15 fases seguintes do ensaio são destinadas às leituras das deformações específicas correspondentes aos pares de tensões aplicadas para a determinação dos módulos que se fazem após 100 repetições de carga, conforme mostrado na Tabela 4.

Tabela 4. Sequência de tensões para subleito segundo AASTHO T 307-99 (2007).

Sequência	Tensão Confinante $\sigma_3$ (KPa)	Tensão Máxima $\sigma_a$ (KPa)	Tensão de Contato $\sigma_c$ (KPa)	Tensão Desvio $\sigma_d$ (KPa)
0	41,4	27,6	2,8	24,8
1	41,4	13,8	1,4	12,4
2		27,6	2,8	24,8
3		41,4	4,1	37,3
4		55,2	5,5	49,7
5		68,9	6,9	62,0
6	27,6	13,8	1,4	12,4
7		27,6	2,8	24,8
8		41,4	4,1	37,3
9		55,2	5,5	49,7
10		68,9	6,9	62,0
11	13,8	13,8	1,4	12,4
12		27,6	2,8	24,8
13		41,4	4,1	37,3
14		55,2	5,5	49,7
15		68,9	6,9	62,0

Fonte: BASTOS (2013).

O ensaio de MR também é realizado em 16 fases para os solos de base e sub-base, sendo a primeira fase de condicionamento, onde são aplicadas de 500 a 1000

ciclos de carregamento com tensão  $\sigma_d$  igual a 93,1 kPa e tensão  $\sigma_3$  igual a 103,4 kPa e as demais fases de ensaio propriamente dito, onde são aplicadas 100 repetições de carga, com  $\sigma_d$  variando de 18,6 a 248,2 kPa e  $\sigma_3$  variando de 20,7 a 137,9 kPa, conforme mostra a Tabela 5.

Tabela 5. Sequência de tensões para base/sub-base segundo AASTHO T 307-99 (2007).

Sequência	Tensão Confinante $\sigma_3$ (KPa)	Tensão Máxima $\sigma_a$ (KPa)	Tensão de Contato $\sigma_c$ (KPa)	Tensão Desvio $\sigma_d$ (KPa)
0	103,4	103,4	10,3	93,1
1	20,7	20,7	2,1	18,6
2		41,4	4,1	37,3
3		62,1	6,2	55,9
4	34,5	34,5	3,5	31,0
5		68,9	6,9	62,0
6		103,4	10,3	93,1
7	68,9	68,9	6,9	62,0
8		137,9	13,8	124,1
9		206,8	20,7	186,1
10	103,4	68,9	6,9	62,0
11		103,4	10,3	93,1
12		206,8	20,7	186,1
13	137,9	103,4	10,3	93,1
14		137,9	13,8	124,1
15		275,8	27,3	248,2

Fonte: BASTOS (2013).

A utilização das normas nacionais torna a realização do ensaio de MR mais severo, quando comparada com a norma da AASTHO T 307-99 (2007). No entanto, essa norma apresenta uma desvantagem no sentido de que se faz necessária uma classificação prévia do material, antes da execução do ensaio, impossibilitando uma análise comparativa de seu comportamento resiliente, uma vez que o estado de tensões não é o mesmo para qualquer material.

Os métodos para o dimensionamento de pavimentos flexíveis, como o *Guide for Design of Pavement Structures* da *American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO* (1993) e o *Guide for Mechanistic - Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures* da *National Cooperative Highway Research Program - NCHRP 1-37A* (2004) recomendam que os materiais das

camadas do pavimento e do subleito sejam caracterizados mecanicamente considerando o MR (BASTOS, 2013).

## **2.2. Soil Stiffness Gauge – SSG (GeoGauge)**

A fundamentação de uma abordagem mecanística para os pavimentos requer necessariamente a determinação dos parâmetros de deformabilidade dos materiais que os constituem. Para a determinação desses parâmetros, pode-se optar pela realização dos ensaios laboratoriais de carga repetida. Verifique-se que esses ensaios são considerados destrutivos e exigem intervenção no pavimento sob análise, além da adoção de procedimentos especiais associados à coleta e transporte dos materiais a serem ensaiados (BATISTA, 2007).

Outros fatores limitantes à realização dos ensaios triaxiais de carga repetida são o alto custo agregado ao ensaio e as dificuldades de se reproduzir em laboratório as peculiaridades apresentadas pelo material no campo. Diante disso, tem-se observado que a adoção de ensaios considerados não destrutivos pode contribuir para determinação dos parâmetros de deformabilidade, tendo em vista que são ensaios realizados *in situ*, com equipamentos mais baratos e de simples execução, contribuindo também para a disseminação do método de dimensionamento mecanístico-empírico.

Neste cenário, surgiu nos últimos anos o Geogauge, um equipamento que fornece uma medida direta da rigidez de uma camada de solo compactado. A seguir serão apresentadas algumas considerações sobre a utilização desse equipamento.

### **2.2.1. Princípio de Funcionamento**

O novo teste de medida de rigidez do solo em campo, comercialmente conhecido por Geogauge (*Soil Stiffness Gauge – SSG*) estabelece um meio direto de medida das propriedades dos materiais e das estruturas das camadas dos pavimentos (BATISTA, 2007).

O Geogauge é de fabricação da *Humboldt Manufacturing Company* e foi desenvolvido com tecnologia militar do exército norte-americano, sendo um redesenho de um dispositivo que utilizava detectores acústicos e sísmicos para localizar minas terrestres enterradas. O equipamento foi desenvolvido em parceria com o FHWA (*The Federal Highway Administration*), com o objetivo principal de substituir os métodos de controle de qualidade de pavimentos utilizados, que se baseavam em testes de massa específica e umidade *in situ* (SEYMAN, 2003).

De acordo com o manual do fabricante *Humboldt Manufacturing Company*, o equipamento (Figura 5) pesa cerca de 10 kg, tem altura de 28 cm e diâmetro de 25,4 cm. Possui ainda um pé circular que permite o seu posicionamento diretamente sobre o solo. O Geogauge mede rigidezes de 3 a 70 MN/m e Módulo de Young de 26,2 a 610 MPa, com coeficiente de variação menor do que 10%. O coeficiente de Poisson varia em intervalos de 0,20 a 0,50 com incrementos de 0,05 e a profundidade de medida do equipamento é de 220 até 310 mm. O equipamento funciona com 6 pilhas D-cell descartáveis e comuns, sendo a duração das pilhas de 500 até 1500 medidas. O equipamento opera em temperatura ambiente de 0 até 38°C.

Figura 5. Ilustração do Equipamento Geogauge.

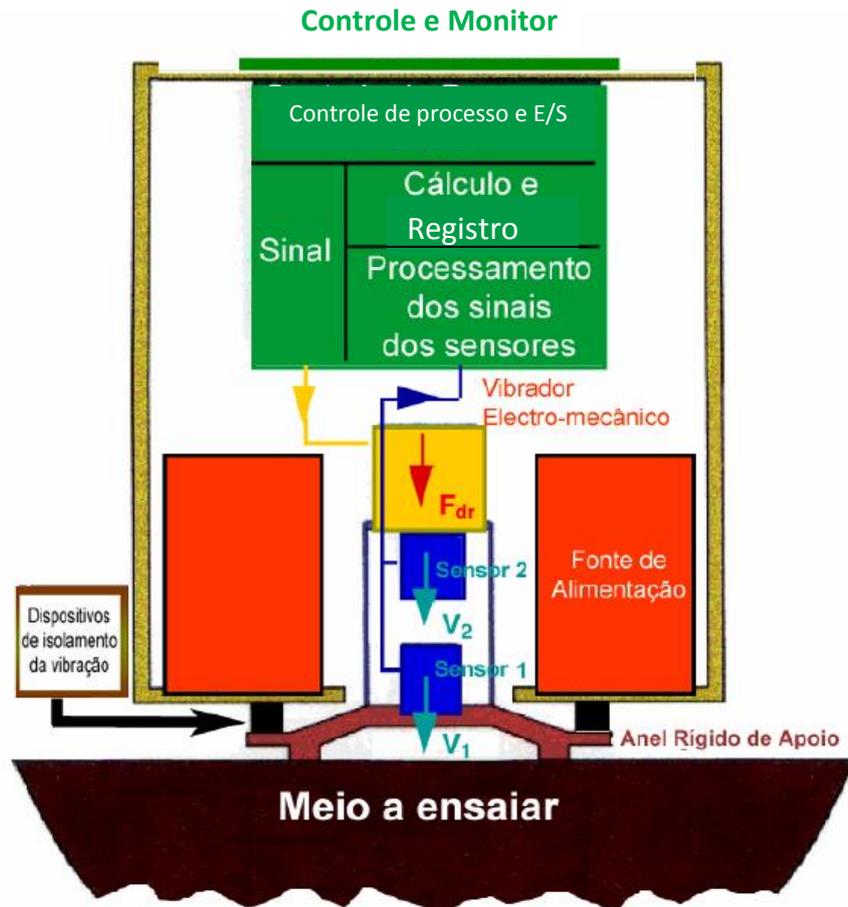


Fonte: Autoria Própria.

O princípio de funcionamento do Geogauge está apresentado na Figura 6 onde é possível observar que o equipamento é constituído essencialmente por um vibrador eletromecânico, uma fonte de alimentação e uma base metálica que dispõe de um anel rígido, através do qual se faz o apoio do aparelho e se transmite a força gerada à superfície a ensaiar. Além disso, o equipamento possui dispositivos de isolamento de

vibrações, dois transdutores de velocidade, uma unidade de controle que envia o sinal para o vibrador, processa os sinais dos sensores, executa os cálculos e procede ao registro dos resultados, e um monitor e um teclado associados à unidade de controle, os quais permitem ao operador fornecer os elementos necessários ao ensaio e obter a informação produzida pelo equipamento (FORTUNATO, 2005).

Figura 6. Princípio de operação do Geogauge.



Fonte: MENDES (2013).

O Geogauge funciona produzindo vibrações que são transmitidas à superfície do material sobre a qual se apoia, originando forças que o equipamento aplica à superfície e produzindo deslocamentos (deflexões) nessa superfície (MENDES, 2013). Sendo assim, de acordo com informações técnicas apresentadas pelo fabricante *Humboldt Manufacturing Company*, o Geogauge mede a impedância da superfície do solo, ou seja, o equipamento trabalha medindo a tensão imposta à superfície do solo e a

velocidade resultante da superfície, como uma função do tempo. A rigidez, uma razão entre força e deflexão, resulta diretamente da medida de impedância.

Na realização do ensaio, o Geogauge impõe ao solo pequenos deslocamentos, da ordem de  $1,27 \times 10^{-6}$  m a 25 frequências fixas entre 100 e 196 Hz, com incrementos de 4Hz. A rigidez é então determinada para cada um desses 25 estágios de frequência, sendo a média dos valores exibida. A duração do ensaio é de aproximadamente 75 segundos, e, com baixas frequências, a impedância da superfície do solo corresponde à rigidez e é proporcional ao modulo cisalhante do solo.

O usuário precisa apenas inserir o coeficiente de Poisson do material e os módulos cisalhante e de elasticidade do solo são determinados pelo equipamento (BATISTA, 2007). Na presente dissertação serão utilizados os coeficientes de Poisson iguais a 0,40 para o subleito, aterro e reforço do subleito e 0,35 para as camadas de sub-base e base, de acordo com valores normalmente utilizados na literatura.

Sawangsuriya *et al.* (2003) realizaram um experimento e utilizaram o método dos elementos finitos para estimar a força exercida pelo equipamento quando da execução do ensaio, chegando a um valor de 10 N. A força aplicada pelo vibrador à superfície ensaiada pode ser calculada a partir da Equação 10.

$$F=K_{flex} \times (X_2 - X_1) + \omega^2 \times m_{int} \quad (10)$$

Onde:

F é a força aplicada pelo vibrador (N);

$K_{flex}$  é a rigidez da placa flexível (N/m);

$X_2$  é o deslocamento da placa flexível (m);

$X_1$  é o deslocamento do apoio rígido (m);

$\omega$  é igual a  $2\pi f$ , em que f é a frequência de vibração (Hz);

$m_{int}$  é a massa dos componentes internos ligados ao apoio rígido e do próprio apoio (kg).

Para os valores de frequência de funcionamento do equipamento, a impedância induzida é controlada predominantemente pela rigidez do material a ensaiar (K), conforme mostra a Equação 11 (FORTUNATO, 2005).

$$K = \frac{F}{X_1} \quad (11)$$

Onde:

F é a força aplicada pelo vibrador (N);

X<sub>1</sub> é o deslocamento do apoio rígido (m).

O valor da rigidez é então calculado fazendo a média dos valores obtidos com as diversas frequências de ensaio. Para cada frequência, o equipamento faz a medição e a comparação das velocidades de dois sensores. Substituindo a Equação 10 na 11 e os deslocamentos por velocidades (a variável tempo anula-se), pode-se calcular a rigidez (K) do material através da Equação 12 (FORTUNATO, 2005).

$$K = K_{\text{flex}} \times \frac{\sum_1^n \left( \frac{X_2 - X_1}{X_1} \right) + \frac{\sum_1^n \omega^2}{n}}{n} \times m_{\text{int}} = K_{\text{flex}} \times \frac{\sum_1^n \left( \frac{V_2 - V_1}{V_1} \right) + \frac{\sum_1^n \omega^2}{n}}{n} \times m_{\text{int}} \quad (12)$$

Onde:

n é o número de frequências utilizadas (normalmente 25);

V<sub>2</sub> é a velocidade da placa flexível (m/s);

V<sub>1</sub> é a velocidade do apoio rígido (m/s).

O equipamento utiliza como transdutores os geofones que, devido seu princípio de funcionamento, fornecem uma variação de voltagem proporcional à velocidade. Levando-se em consideração as características do ensaio, esses tipos de sensores são suficientemente precisos e constituem uma alternativa mais econômica em relação à utilização de acelerômetros (FORTUNATO, 2005).

Egorov (1965) *apud* Seyman (2003) considerou o problema de um anel rígido sobre um espaço linear elástico, homogêneo e isotrópico, chegando a Equação 13 para determinação da rigidez K do material.

$$K = \frac{ER}{(1-\nu^2)\omega(n)} \quad (13)$$

Onde:

$E$  e  $\nu$  são o módulo de elasticidade e o coeficiente de Poisson, respectivamente;

$R$  é o raio externo do anel rígido;

$\omega(n)$  é uma função da proporção do diâmetro interno e externo do anel rígido.

Para a geometria do Geogauge, o parâmetro  $\omega(n)$  é igual a 0,565, sendo assim, a rigidez  $K$  do material pode ser determinada através da Equação 14 (NAZZAL, 2003).

$$K = \frac{1,77 ER}{(1-\nu)^2} \quad (14)$$

Onde:

$K$  é a rigidez do material em MN/m;

$E$  é o módulo de elasticidade;

$R$  é o raio do anel rígido;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson.

A rigidez,  $K$ , pode ser convertida no módulo de deformabilidade ou resiliência,  $E_G$ , através da Equação 15 (NAZZAL, 2003).

$$E_G = \frac{K(1-\nu)^2}{1,77R} \quad (15)$$

Onde:

$E_G$  é o módulo de deformabilidade (resiliência) em MPa;

$K$  é a rigidez do material em MN/m;

$R$  é o raio do anel rígido;

$\nu$  é o coeficiente de Poisson.

Para calibrar o aparelho, recorre-se à relação força-deslocamento produzida por uma massa de prova de valor conhecido, fixada à base do aparelho. A menos de um erro de  $\pm 1\%$ , o valor da rigidez determinado nesta configuração deve ser igual à Equação 16 (FORTUNATO, 2005). De acordo com Fortunato (2005), a massa de prova utilizada deve conduzir aos valores de rigidez semelhantes aos das camadas ensaiadas.

$$K_e = \frac{\sum_1^n M \times (\omega)^2}{n} \quad (16)$$

Onde:

$K_e$  é a rigidez efetiva da massa móvel (N/m);

M é massa móvel (kg).

### ***2.2.2. Procedimento de Ensaio***

Os procedimentos para utilização do Geogauge são padronizados pela ASTM D 6758 (2002). De uma maneira geral podem-se adotar os seguintes procedimentos para realização do ensaio com o Geogauge:

- colocar o aparelho sobre a superfície da camada de material a ensaiar;
- ligar o Geogauge (o monitor deverá mostrar um valor inicial, o qual dá indicações sobre o estado da bateria, devendo garantir-se que esteja acima do valor de referência do fabricante);
- se a camada compactada estiver com acabamento relativamente regular, a superfície a ensaiar requer pouca ou nenhuma preparação. Normalmente, uma pequena pressão associada a uma rotação do aparelho sobre a superfície permite obter uma área de contato suficiente entre o anel de carga e aquela superfície. Segundo as especificações do equipamento, essa área de contato deve ser superior a 80% da área do anel.
- se a superfície estiver relativamente irregular deve-se colocar previamente uma pequena camada de areia úmida, de modo a promover a regularização da superfície;

- após a colocação do Geogauge no ponto que se pretende ensaiar, deve-se rodar o equipamento ligeiramente para a esquerda e para a direita, para melhorar as condições de contato com a superfície do material;
- em geral, devem-se efetuar três ensaios no mesmo ponto;
- o segundo e o terceiro ensaio devem ser efetuados depois de rodar o equipamento 45° no sentido horário e anti-horário, em relação à sua posição de ensaio inicial. Assim, os três resultados do mesmo ponto do material referem-se a três posições distintas do equipamento sobre esse ponto, podendo determinar-se o valor médio dos três.
- após a execução do ensaio, deve proceder-se à verificação do aspecto do local de apoio do anel, de forma a confirmar se a marca revela um adequado apoio do mesmo.

A Figura 7 apresenta o aspecto do local do ensaio com o Geogauge, com a presença da marca do anel.

Figura 7. Ensaio com o Geogauge.



Fonte: MENDES, 2013.

### 2.2.3. *Vantagens*

Segundo Batista (2007), uma vantagem do ensaio realizado no campo com o Geogauge é que diferentemente da maioria dos procedimentos de ensaio, o equipamento impõe tensões que se encontram dentro da fase elástica do solo. É somente nessa fase que se podem determinar valores reais de módulo de elasticidade para o solo. Além disso, sabe-se que as camadas do pavimento oferecem condições melhores para

desempenhar suas funções quando apresentam propriedades semelhantes ao longo de todo o trecho construído. A uniformidade é um parâmetro importante para a manutenção da vida útil do pavimento.

De acordo com informações do fabricante *Humboldt Manufacturing Company*, o Geogauge pode ser utilizado lado a lado com os equipamentos de compactação, mesmo com vibração, pois a frequência de operação do Geogauge é de 100 a 196 Hz e quaisquer sinais gerados abaixo dessas frequências é facilmente filtrado. Além disso, o ensaio com o Geogauge é rápido, não utiliza elementos radioativos, assim não necessita de licença para transporte, operação ou local de armazenamento especial e é portátil.

O Geogauge pode ser utilizado para determinar o enrijecimento de camadas compactadas, mesmo quando forem estabilizadas com cimento, cal, cinzas, etc. O equipamento permite monitorar a variabilidade das propriedades ao longo do trecho, possibilitando a identificação de alterações nessas propriedades e exibindo, durante o processo de compactação das camadas, regiões menos rígidas. Permite-se, assim, efetuar correções ainda durante o processo construtivo, o que conseqüentemente pode diminuir os gastos futuros na manutenção das obras.

#### **2.2.4. Alguns Estudos realizados com o Geogauge**

Batista (2007) comparou os resultados obtidos com o Geogauge para determinação do módulo de elasticidade das camadas granulares do trecho de duplicação da Via L3 no Distrito Federal, executado em 2006, com outros equipamentos de determinação da deformabilidade do solo *in situ*, como o penetrômetro PANDA, a Viga Benkelman e o pressiômetro PENCEL. O Geogauge mostrou-se satisfatório no estudo, tendo resultados de módulos aproximados aos módulos obtidos através da retroanálise com a Viga Benkelman, apresentando potencial de utilização para controle de qualidade de pavimentos.

Batista (2007) utilizou várias metodologias de retroanálise das bacias de deflexão obtidas com a Viga Benkelman. Dos métodos utilizados, a retroanálise iterativa, utilizando-se o programa computacional *Kenlayer* foi o que apresentou os valores de módulos de deformabilidade mais próximos dos valores obtidos com o

equipamento Geogauge. A Tabela 6 apresenta os módulos obtidos com o equipamento Geogauge e por retroanálise das bacias de deflexão obtidas com a Viga Benkelman, utilizando o software *Kenlayer*.

Tabela 6. Módulos de Resiliência obtidos no estudo de Batista (2007).

	Geogauge (MPa)			Viga Benkelman (MPa)		
	Subleito	Sub-base	Base	Subleito	Sub-base	Base
<b>Limite Inferior</b>	161	267	122	100	250	70
<b>Média</b>	174	336	150	120	300	100
<b>Limite Superior</b>	187	406	178	130	350	120

Fonte: Adaptado de BATISTA, 2007.

Segundo Batista (2007), a diferença observada entre os módulos retroanalizados iterativamente, utilizando-se o programa computacional *Kenlayer*, e os módulos determinados em campo, com o auxílio do equipamento Geogauge, pode ser devido a alguns fatores como: (a) variabilidade associada ao ensaio de Viga Benkelman, com consequente propagação dos erros gerados na avaliação do módulo do subleito para as camadas sobre adjacentes; (b) as formas de solicitação dos materiais constituintes do pavimento propostas pelos ensaios, uma vez que enquanto a Viga Benkelman os solicita estaticamente, o Geogauge solicita os materiais de forma cíclica e vibratória; e (c) a influência dos bulbos de tensões resultantes de ambos os ensaios, os quais solicitam mais de uma camada simultaneamente.

No entanto, segundo Batista (2007), o Geogauge, apresenta-se como uma boa alternativa na avaliação estrutural dos pavimentos, pois se trata de um equipamento com baixo custo de aquisição (aproximadamente R\$ 30.000,00), de fácil manuseio, com alto potencial para armazenamento de dados e rapidez na execução de ensaios. Observe-se ainda que o equipamento Geogauge permite o controle e interferência no processo de compactação das obras de engenharia em tempo real, evitando posteriores intervenções corretivas.

Ferreira (2007) estudou o dimensionamento de um pavimento experimental para tráfego de caminhão fora-de-estrada e utilizou o Geogauge como um instrumento

complementar para fornecer as características elásticas da camada de base do pavimento, após ser compactada e estabilizada. Nesse estudo, os resultados do Geogauge foram comparados aos módulos retroanalizados, obtidos com a Viga Benkelman, e com os resultados de laboratório (ensaio triaxial de cargas repetidas), sendo observada alguma concordância nos resultados de todos os ensaios. No entanto, não foi possível tirar conclusões acerca do módulo de resiliência dos materiais, tendo em vista que os módulos obtidos no ensaio triaxial são difíceis de serem representados por um número e os módulos obtidos em campo necessitam de várias determinações para que se tenha uma faixa de valores confiável.

Hossain e Apeageyi (2010) estudaram a avaliação do LWD para determinação dos módulos de resiliência das camadas do pavimento *in situ*. Nesse estudo, o Geogauge também foi utilizado para medir e monitorar o módulo do subleito e da camada de base durante a construção, além do LWD e do DCP. Foi encontrada uma alta variabilidade nos valores obtidos com todos os equipamentos. Os autores buscaram estabelecer correlações entre os resultados obtidos com os três equipamentos. Entretanto, não foram encontradas correlações significativas, embora uma correlação tenha sido encontrada quando se comparou os valores do 85º percentil.

Lenke e Mckeen (1999) observaram uma necessidade de se estudar métodos não nucleares de controle de compactação e o Geogauge foi apontado como uma alternativa potencial para cumprir esse papel. Sendo assim, os autores avaliaram as medidas de rigidez fornecidas pelo equipamento a fim de validar o seu uso como equipamento a ser utilizado para o controle de compactação de camadas de base, sub-base e subleito. O método utilizado pelos autores permitiu chegar à conclusão que o Geogauge realmente mede a rigidez das camadas de solos granulares.

Pestana (2008) estudou a utilização de Resíduo de Construção e Demolição (RCD) em camadas de pavimentos de baixo volume de tráfego em Portugal e utilizou o Geogauge para medir a deformabilidade das camadas do pavimento construído com a técnica. O autor observou que a medição do módulo de deformabilidade equivalente com o Geogauge nas camadas construídas revelou-se uma tarefa extremamente simples, rápida e com resultados significativos. Olhando para todos os valores obtidos, verificou-se uma boa repetibilidade do equipamento em geral. Além disso, o autor

observou uma boa correlação entre a rigidez medida com o Geogauge e o teor de água presente na camada.

Ainda segundo Pestana (2008), o estudo desenvolvido permitiu concluir que os equipamentos utilizados, Geogauge e *LFWD*, são de grande utilidade na determinação do módulo de deformabilidade equivalente *in situ*, uma vez que são métodos bastante expeditos e com uma obtenção imediata dos valores dos módulos equivalentes.

Seyman (2003) realizou uma extensa investigação laboratorial para avaliar a utilização do Geogauge, *LFWD* (*Light Falling Weight Deflectometer*) e DCP como potenciais equipamentos para medir, *in situ*, a rigidez dos materiais de rodovias e aterros. O *LFWD* é um dispositivo usado para determinar a capacidade de suporte dos solos e avaliar a resistência das camadas do pavimento flexível. O DCP é um instrumento utilizado para obter, *in situ*, a resistência e a variabilidade das espessuras das camadas do pavimento. Para esse estudo foram construídas duas caixas de testes de dimensões iguais a 1,5 metros de profundidade, 0,9 metro de largura e 0,6 metro de comprimento e os resultados de uma série de testes de laboratório em solos de aterro e materiais de base de pavimentos foram utilizados para correlacionar os resultados obtidos com o Geogauge, *LFWD* e DCP, com o Teste de Placa de Carga (PLT) e CBR.

Seyman (2003) obteve uma boa correlação entre o módulo de resiliência obtido com o *LFWD* e o módulo de elasticidade obtido com o PLT. Além disso, o autor obteve também boas correlações entre o Geogauge e o DCP com o CBR. Sendo assim, com base nas correlações desenvolvidas e a experiência de laboratório, verificou-se que os dispositivos investigados (Geogauge, *LFWD* e DCP) possuem potencial para medir a rigidez *in situ* de materiais de rodovias e aterros.

Gudishala (2004) utilizou os equipamentos Geogauge, DCP e *LFWD* para determinação do módulo de resiliência de solos em campo e correlacionou os resultados com teste de laboratório, chegando a modelos de previsão satisfatórios. Embora o DCP tenha uma boa correlação com o CBR, nesse estudo, se estabeleceu uma correlação dos resultados obtidos com o DCP com o módulo de resiliência dos materiais. Outras investigações realizadas no exterior, principalmente nos Estados Unidos, apresentaram correlações entre o DCP e o módulo de resiliência, como o realizado por De Beer (1991) e Chen *et al.* (1999). Trabalhos utilizando o Geogauge foram realizados também por Fortunato (2005), Nazzal (2003) e Sawangsuriya *et al.* (2003).

### 2.2.5. Correlações entre o módulo de resiliência do Geogauge e o módulo de resiliência obtido por outros métodos

É possível estabelecer correlações entre os parâmetros obtidos com o Geogauge e os parâmetros obtidos por outros ensaios. A seguir estão apresentadas algumas correlações relativas ao módulo de resiliência de solos determinado por diversos ensaios, tanto laboratoriais como de campo.

Como dito anteriormente, Gudishala (2004) utilizou os equipamentos Geogauge, DCP e LFWD para determinação do módulo de resiliência de solos em campo e correlacionou os resultados com teste de laboratório, chegando a modelos de previsão satisfatórios. As Equações 17 e 18 apresentam os modelos obtidos pelo autor para solos coesivos e granulares, respectivamente, bem como seus respectivos  $R^2$ .

$$MR = 86,7 \frac{EGEO^{0,3}}{w\%} 2,2\gamma_d \quad R^2 = 0,67 \quad (\text{Solos Coesivos}) \quad (17)$$

$$MR = 20,3(EGEO)^{0,54} \quad R^2 = 0,83 \quad (\text{Solos Granulares}) \quad (18)$$

Onde:

MR é o módulo de resiliência em MPa;

$E_{GEO}$  é o módulo do Geogauge em MPa;

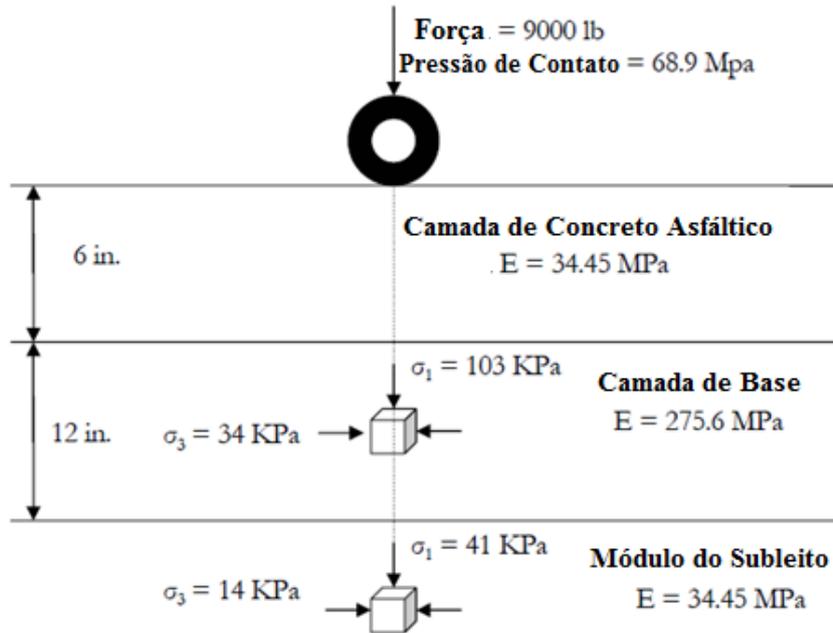
$\gamma_d$  é a massa específica seca máxima e em  $kN/m^3$ ;

w é a umidade em %.

Nos estudos de Gudishala (2004), as tensões utilizadas para determinar o módulo de resiliência das amostras de solo em laboratório, de modo a comparar com o módulo de campo, foram a tensão desvio de 41 kPa e tensão confinante de 14 kPa para o subleito. Para a camada de base, as tensões utilizadas foram tensão desvio de 103 kPa e tensão confinante de 34 kPa. Os módulos de resiliência em laboratório foram determinados com base na norma AASHTO T-294, que não recomenda nenhuma combinação específica de tensões desvio e de confinamento, no entanto, os resultados da pesquisa NCHRP Project 1-28 A “Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus For Flexible Pavement Design” recomenda a

utilização dessas tensões. A Figura 8 apresenta o exemplo utilizado pelo autor, que confirma esse estado de tensões, levando-se em consideração a existência de tensões residuais laterais.

Figura 8. Exemplo apresentado por Gudishala (2004).



Fonte: GUDISHALA, 2004.

Abu-Farsakh *et al.* (2005) apresentaram duas possíveis correlações entre o Geogauge e o Ensaio de Carga em Placa (PLT), como pode ser evidenciado nas Equações 19 e 20 que apresentam as correlações entre  $E_G$  e o módulo inicial ( $E_{PLT(i)}$ ) e o módulo de recarga ( $E_{PLT(R)}$ ), respectivamente, obtidos a partir de ensaios PLT em laboratório.

$$E_{PLT(i)} = 15,5 e^{0,013EG} \quad R^2 = 0,83 \quad (19)$$

$$E_{PLT(R)} = 15,8 e^{0,011EG} \quad R^2 = 0,69 \quad (20)$$

Onde:

$E_G$  é o módulo do Geogauge;

$E_{PLT(i)}$  é o módulo inicial do ensaio de PLT e;

$E_{PLT(R)}$  é o módulo de recarga do ensaio de PLT.

Ainda no estudo de Abu-Farsakh *et al.* (2005), obteve-se correlações entre os valores calculados de  $E_{PLT(i)}$  e  $E_{PLT(R)}$ , e os módulos determinados com o LFWD ( $E_{LFWD}$ ) como pode ser evidenciado nas Equações 21 e 22.

$$E_{PLT(i)} = 0,907E_{LFWD} - 1,812 \quad R^2 = 0,84 \quad (21)$$

$$E_{PLT(R)} = 25,25e^{0,006ELFWD} + 1,50E_G \quad R^2 = 0,90 \quad (22)$$

Onde:

$E_{PLT(i)}$  é o módulo inicial do ensaio de PLT;

$E_{PLT(R)}$  é o módulo de recarga do ensaio de PLT e;

$E_{LFWD}$  é o módulo do LFWD.

Abu-Farsakh *et al.* (2004) *apud* Veiga (2011), realizaram uma análise de regressão e utilizaram tanto os dados de campo como os de laboratório para correlacionar  $E_G$  com  $E_{PLT(i)}$  e  $E_{PLT(R)}$ , obtendo assim as relações apresentadas nas Equações 23 e 24.

$$E_{PLT(i)} = 1,168E_G - 37,42 \quad R^2 = 0,72 \quad (23)$$

$$E_{PLT(R)} = 10^{[1,2(\log(E_G)) - 1,39]} \quad R^2 = 0,59 \quad (24)$$

Onde:

$E_G$  é o módulo do Geogauge;

$E_{PLT(i)}$  é o módulo inicial do ensaio de PLT e;

$E_{PLT(R)}$  é o módulo de recarga do ensaio de PLT.

A partir de regressão estatística, Abu-Farsakh *et al.* (2004) *apud* Veiga (2011) obtiveram uma excelente correlação entre o módulo de resiliência obtido a partir dos dados do FWD ( $M_{FWD}$ ) e  $E_G$  para todos os ensaios de campo realizados com solos tratados com cimento, cal, solos finos não estabilizados e solos granulares. O modelo de regressão obtido no estudo está apresentado na Equação 25.

$$M_{FWD} = -20,07 + 1,77 E_G \quad R^2 = 0,81 \quad (25)$$

Onde:

$E_G$  é o módulo do Geogauge e;

$M_{FWD}$  é o módulo obtido com o FWD.

Alguns autores como Burnham *et al.* (1993), Wu *et al.* (1998), Chen *et al.* (1999), Sawangsuriya (2002) *apud* Veiga (2011) e Chen *et al.* (2000), tentaram correlacionar o módulo de Geogauge e o módulo de resiliência. Os estudos foram realizados em termos comparativos de determinação do módulo de resiliência obtido em laboratório e em campo. Wu *et al.* (1998) *apud* Veiga (2011) correlacionaram em seu estudo o  $M_{FWD}$  (módulo de resiliência calculado com o FWD) com o  $H_{SG}$  (Módulo de resiliência obtido como Geogauge) chegando a Equação 26.

$$M_{FWD} = 22,69e^{0,12HSG} \quad (26)$$

Onde:

$H_{SG}$  é o módulo do Geogauge e;

$M_{FWD}$  é o módulo obtido com o FWD.

Chen *et al.* (1999) *apud* Veiga (2011) correlacionaram o valor de  $M_{FWD}$  com  $H_{SG}$  através da Equação 27.

$$M_{FWD} = 37,65H_{SG} - 261,96 \quad (27)$$

Onde:

$H_{SG}$  é o módulo do Geogauge e;

$M_{FWD}$  é o módulo obtido com o FWD.

Chen *et al.* (2000) utilizaram o D-SPA para medir as velocidades das ondas sísmicas ( $V_s$ ) para diferentes qualidades de bases e correlacionaram com os resultados do FWD e do Geogauge, obtendo os valores apresentados na Tabela 7. A partir dos resultados dos ensaios, os autores estabeleceram uma correlação entre os valores obtidos e a qualidade das bases de pavimentos.

Tabela 7. Valores do Geogauge e do FWD, sugeridos por Chen *et al.* (2000) para caracterização de bases de pavimentos.

Qualidade	$E_G$ (MPa)	$V_s$ (m/s)	$M_{FWD}$ (MPa)
<b>Fraca</b>	<87	<250	<140
<b>Boa</b>	156-209	300-350	310-450
<b>Excelente</b>	>261	>400	>700

Fonte: Chen *et al.* (2000).

Chen *et al.* (2000) estabeleceram ainda correlações entre os módulos obtidos com o Geogauge ( $H_{SG}$ ) e os módulos determinados com o FWD, representados na Equação (28).

$$FWD = 37,654 H_{SG} - 261,96 \quad R^2 = 0,8183 \quad (28)$$

Onde:

$H_{SG}$  é o módulo do Geogauge e;

$M_{FWD}$  é o módulo obtido com o FWD.

A partir da análise de regressão dos resultados dos ensaios do Geogauge e do *CBR*, sobre os mesmos materiais, Abu-Farsakh *et al.* (2004) *apud* Veiga (2011) obtiveram correlações entre os valores de  $E_G$  e valores do índice de Suporte Califórnia (*CBR*). Essas correlações apresentam-se expressas na Equação 29 (a partir de ensaios laboratoriais) e na Equação 30 (a partir de ensaios de campo).

$$\text{Log } E_G = 1,89 + 1,48 \log \text{CBR} \quad R^2 = 0,62 \quad (29)$$

$$\text{CBR} = 0,00392E_G^2 - 5,75 \quad R^2 = 0,84 \quad (30)$$

Onde:

$E_G$  é o módulo do Geogauge

### **2.3. Considerações Finais**

Na revisão bibliográfica foram apresentadas conceituações gerais sobre controle tecnológico de obras de pavimentação, evidenciando as normas utilizadas no Brasil e alguns estudos realizados no exterior, que utilizaram equipamentos que determinam parâmetros mecânicos *in situ* e podem ser usados no controle de qualidade de pavimentos. Além disso, foram apresentadas considerações sobre o módulo de resiliência e o equipamento Geogauge. Em virtude do que foi exposto, propõe-se na presente dissertação a obtenção de correlações entre os resultados de testes *in situ* com o Geogauge e os módulos de resiliência determinados em ensaios de laboratório. A seguir serão apresentados os materiais e métodos necessários para alcançar os objetivos propostos.

### **3. MATERIAIS E MÉTODOS**

#### **3.1. Considerações Gerais**

A etapa metodológica deste estudo foi realizada em duas fases. A primeira fase consistiu na escolha e identificação dos trechos rodoviários utilizados, bem como na execução dos ensaios *in situ* e em laboratório. A segunda fase consistiu na análise e discussão dos resultados de campo e de laboratório, com a definição do valor representativo do módulo de laboratório, obtenção das correlações e avaliação do equipamento para uso no controle tecnológico das camadas granulares dos pavimentos asfálticos.

Deste modo, serão mostrados neste capítulo os materiais utilizados, as características dos trechos dos pavimentos estudados, equipamentos e *softwares* empregados, além dos métodos de ensaios realizados em campo e laboratório. Serão também apresentados os métodos utilizados para definir o valor representativo do módulo de laboratório e a obtenção das correlações a partir do uso do Geogauge.

#### **3.2. Trechos Selecionados, Geogauge e Programas Computacionais Usados**

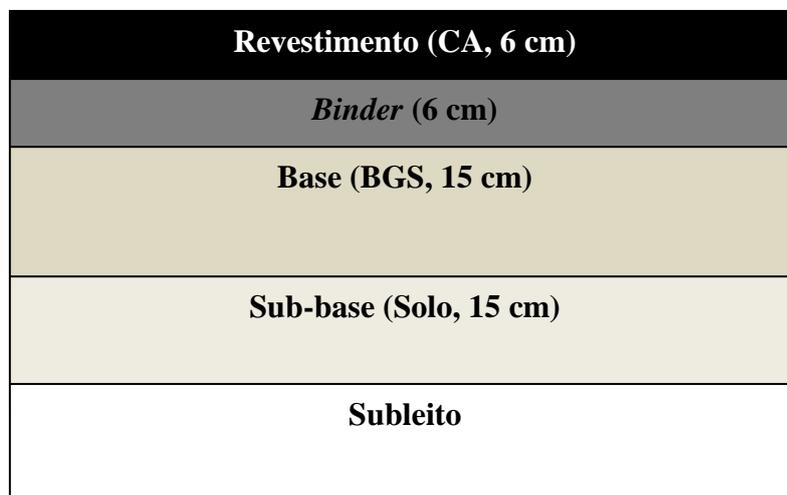
##### **3.2.1. Trechos Estudados**

Foram estudados dois trechos de pavimentos asfálticos, sendo um trecho de 600 m de uma rodovia, que estava em processo de execução, a época dos ensaios, e um trecho experimental de 40 m da Universidade Federal do Ceará (UFC) construído nas dependências da empresa Insttale Engenharia. Nesses trechos foram realizados os ensaios *in situ* e coletadas as amostras para os ensaios laboratoriais. Detalhes sobre os trechos analisados são apresentados a seguir.

### 3.2.1.1. Trecho da Rodovia

A estrutura de pavimento do trecho da rodovia analisado nesse estudo consiste em subleito regularizado, sub-base de solo com 15 cm de espessura, base de Brita Graduada Simples (BGS) com 15 cm de espessura, uma camada de *Binder* com 6 cm de espessura e revestimento asfalto do tipo CA (Concreto Asfáltico) com 6 cm de espessura. A estrutura do pavimento está representada na Figura 9.

Figura 9. Estrutura do pavimento da rodovia.



Fonte: Autorial Própria.

### 3.2.1.2. Trecho Experimental da UFC

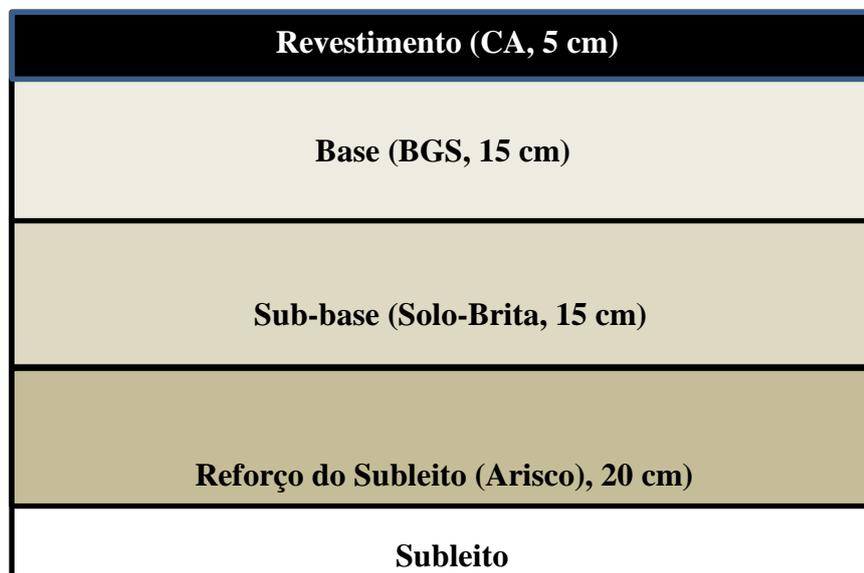
O trecho experimental construído na Empresa Insttale Engenharia faz parte de um projeto conduzido pelo Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP) da Universidade Federal do Ceará (UFC). Esse trecho foi construído com o objetivo de permitir a avaliação do pavimento por meio de ensaios capazes de simular a ação de vários anos de tráfego de veículos em poucos meses, ou seja, por meio de ensaios acelerados.

Para isso um Robô Simulador de Grande Porte (RSGP) foi posicionado sobre o trecho e atuou nesse pavimento por um tempo determinado, fazendo com que fosse

possível avaliar em escala real, em campo, tecnologias que antes só eram testadas em laboratório. O objetivo do trecho do LMP/UFC é fornecer uma base sólida de conhecimento na análise estrutural dos pavimentos e na caracterização e desenvolvimento de materiais de pavimentação, além de contribuir para o estudo da deformação permanente de pavimentos e para o avanço da proposta mecanística-empírica de dimensionamento de pavimentos. Nesta pesquisa o trecho experimental foi utilizado apenas para realização dos ensaios e de laboratório, não sendo responsável pela construção do mesmo.

O trecho experimental possui uma extensão de 40 m e a solução adotada para as camadas do pavimento é uma camada de 20 cm de reforço do subleito com um material arenoso sobre o subleito regularizado do solo natural do trecho. A camada de sub-base possui uma espessura de 15 cm do mesmo material do reforço do subleito misturado com 30% da brita ¾". A camada de base constitui-se de 15 cm de brita graduada simples (BGS) e o revestimento constituído por um Concreto Asfáltico (CA) com 5 cm de espessura. A estrutura do pavimento do trecho experimental está apresentada na Figura 10.

Figura 10. Trecho Experimental da UFC.



Fonte: Autoria Própria.

### 3.2.2. Geogauge

O equipamento de medida de rigidez do solo em campo (*Soil Stiffness Gauge – SSG*), comercialmente conhecido como Geogauge, pertence ao LMP/UFC. Neste estudo, o Geogauge foi utilizado para determinar o módulo de resiliência, *in situ*, das camadas dos pavimentos analisados. A Figura 11 apresenta uma vista superior do equipamento usado no campo.

Figura 11. Geogauge.



Fonte: Autoria Própria.

### 3.2.3. Softwares

Foram utilizados os *softwares* Excel e LAB Fit para obtenção e análise dos resultados.

O MS-Excel 2007® é um aplicativo desenvolvido pela Microsoft® para elaboração de planilhas eletrônicas que possui recursos para cálculo de funções matemáticas básicas e avançadas, bem como cálculos financeiros e estatísticos. O *software* possui também um suplemento denominado *Action* que permite a realização de análises estatísticas. Nesta proposta metodológica ele foi utilizado para fazer o tratamento dos dados obtidos nos ensaios, etapa fundamental que precede o

desenvolvimento dos modelos de regressão e seu suplemento *Action* foi utilizado para realizar as análises estatísticas deste estudo.

O LAB Fit é um *software* para *Windows* desenvolvido por Silva *et al* (2004) na Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), para tratamento e análise de dados experimentais. O programa permite ao usuário tratar dados similares e não-similares, calcular erros propagados em funções, plotar gráficos 2D e 3D, realizar cálculos como a resolução de sistema de equações, raízes de função, e outros, além de fazer ajuste de curvas, tendo quase 500 funções na sua biblioteca, com uma e duas variáveis independentes.

O LAB Fit possui ainda um menu de ajuste de curvas cujos principais programas utilizam regressão não-linear. O *software* ajusta funções com até seis variáveis independentes, admitindo incertezas na variável dependente (Y) e também na variável independente (X). No caso de incertezas em X e em Y, é feito um pré-ajuste sem considerar as incertezas em X, que posteriormente são transferidas para Y através de propagação de erros.

Na biblioteca do LAB Fit há mais de 200 funções com uma variável independente e quase 280 funções com duas variáveis independentes. Caso a função de ajuste seja desconhecida, o usuário dispõe ainda de um programa que acha as funções que melhor se ajustam aos seus dados. Se necessário, há também uma opção para que o usuário escreva sua própria função de ajuste. Uma vez determinado os parâmetros do ajuste, é possível extrapolar a função, e para os casos 2D e 3D, é mostrado o gráfico da função. Para o caso 2D, além da possibilidade de extrapolação, o usuário pode inserir no gráfico barras de erro e faixas de confiança.

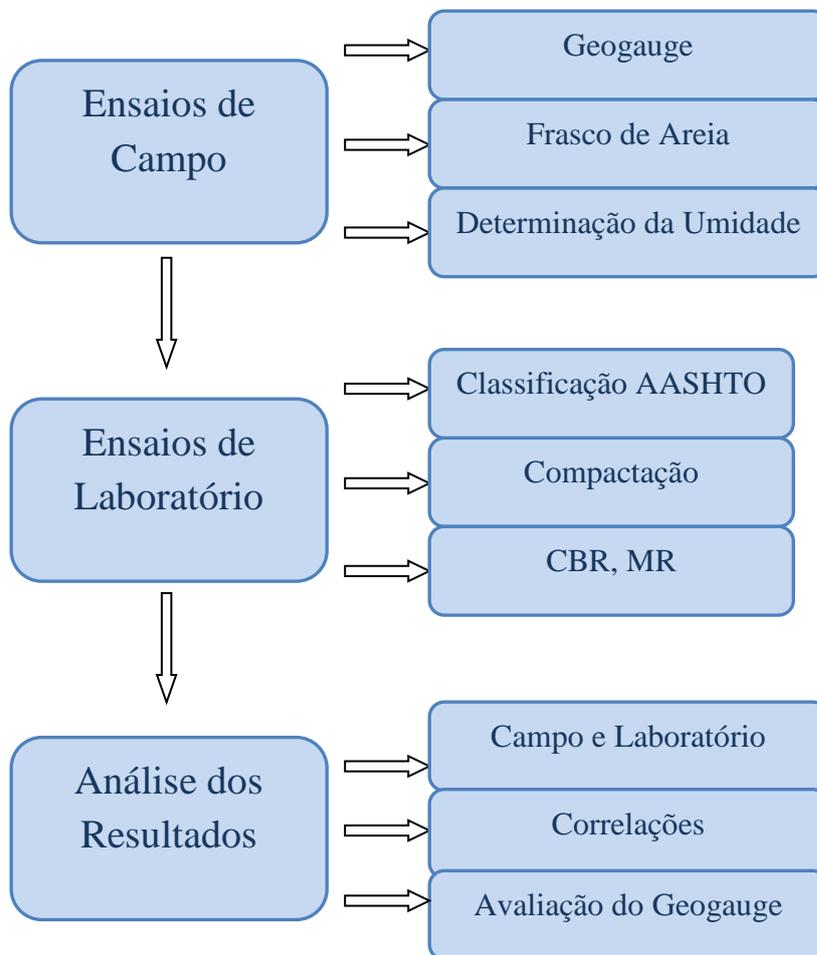
Na presente dissertação, o LAB Fit foi utilizado na obtenção dos modelos para representar o comportamento resiliente dos materiais testados, utilizando o modelo composto, e os gráficos representativos desses modelos. Além disso, o *software* também foi utilizado para obter os modelos de correlação entre os módulos de campo, obtidos por meio do Geogauge, e os módulos de resiliência determinados em laboratório.

### 3.3. Procedimento Experimental e Métodos para Análise dos Resultados

O dispositivo Geogauge foi desenvolvido para ser utilizado para determinar os módulos de resiliência das camadas do pavimento *in situ*. Entretanto, os módulos obtidos com este equipamento não são representativos daqueles determinados em laboratório no ensaio TCR. Sendo assim, podem ser necessárias outras propriedades físicas dos materiais para que seja obtida uma correlação significativa entre os módulos determinados com o Geogauge e aqueles obtidos em laboratório com o ensaio TCR.

O fluxograma da Figura 12 apresenta os métodos e ensaios utilizados.

Figura 12. Etapas da pesquisa.



Fonte: Autoria Própria.

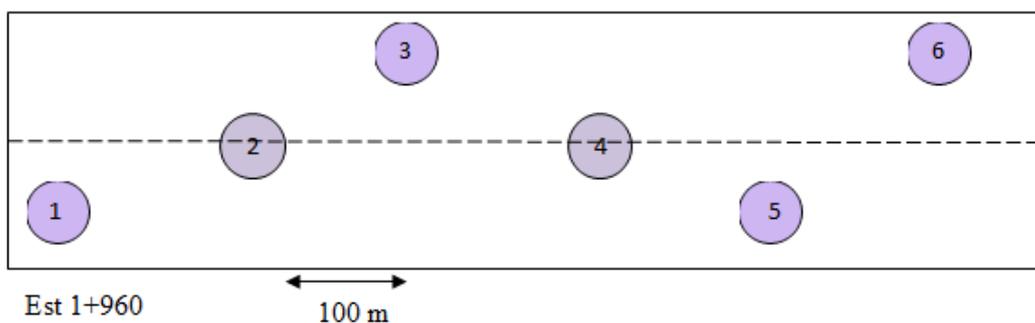
### 3.3.1. Ensaios com o Geogauge

O ensaio com o equipamento Geogauge foi realizado de acordo com a Norma ASTM D 6758 (2002).

No trecho da rodovia foi selecionado um trecho de 600 metros na pista direita da duplicação da rodovia, localizado entre as estacas 1+960 e 2+460. Foram realizados ensaios nas camadas de sub-base e base, seguindo o alinhamento da rodovia, começando pelo bordo direito, em seguida o eixo e bordo esquerdo, conforme Figura 13.

Os ensaios foram realizados em 6 pontos com 100 m de distância entre si. Já o material para os ensaios laboratoriais foram coletados a cada 200 metros, nos bordos da rodovia. Os ensaios na camada de aterro foram realizados em um trecho de 300 metros, entre as estacas 2+160 e 2+460, pois a camada de sub-base já havia sido construída nos primeiros 300 metros do trecho, quando da realização dos ensaios. Para a camada de aterro foram coletadas duas amostras, distantes 200 m entre si. A Figura 14 apresenta uma vista da rodovia e a Figura 15 apresenta a coleta do material para os ensaios laboratoriais.

Figura 13. Localização dos pontos de ensaio do trecho da rodovia.



Fonte: Autoria Própria.

Figura 14. Construção da rodovia.



Fonte: Autoria Própria.

Figura 15. Coleta de material para ensaios laboratoriais.



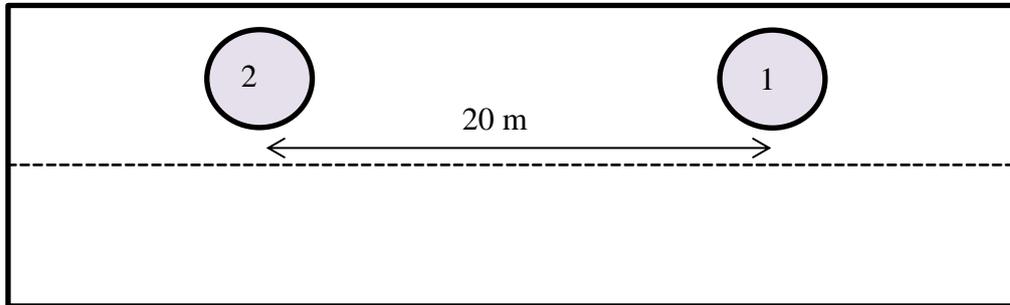
Fonte: Autoria Própria.

Os materiais coletados foram acondicionados em sacos e baldes plásticos e transportados para o LMP/UFC. De acordo com o cronograma previsto para realização dos ensaios laboratoriais foram coletados cerca de 100 kg em cada ponto de coleta.

No Trecho Experimental da Installe, os ensaios com o equipamento Geogauge foram realizados em dois pontos, espaçados 20 metros entre si e localizados no bordo direito da pista, conforme mostra a Figura 16. Foram realizados ensaios no subleito e nas camadas de reforço do subleito, sub-base e base e coletaram-se também amostras de cerca de 70 Kg do material constituinte de cada camada, num total de 4 amostras, somando 280 kg. Os materiais coletados foram acondicionados em sacos e baldes

plásticos e levados também para o LMP/UFC, onde foram realizados os ensaios laboratoriais.

Figura 16. Localização dos pontos de ensaio no Trecho Experimental.



Fonte: Autoria Própria.

A Figura 17 apresenta detalhes da construção do Trecho Experimental construído na Instalale.

Figura 17. Detalhes da construção do Trecho Experimental.



Fonte: Autoria Própria.

### 3.3.2. Ensaio de Frasco de Areia

O ensaio do frasco de areia tem o objetivo de determinar *in situ* a massa específica aparente do solo e é realizado de acordo com a norma DNER 092 (1994). Para realização do ensaio, um frasco padronizado é preenchido com areia de massa específica conhecida. Em campo, faz-se um furo na superfície da camada e retira-se o material contido no furo, determinando-se a massa deste por meio de pesagem. Em seguida, preenche-se o furo com a areia contida no frasco. Conhecendo-se a massa específica da areia e por diferença de massa do frasco antes e depois do preenchimento do furo é possível determinar a massa específica aparente do solo em campo.

A determinação da massa específica seca do solo em campo é importante para o controle do processo de compactação, realizado através do grau de compactação da camada, sendo esse um parâmetro que visa garantir a qualidade da obra. Sendo assim, o grau de compactação pode ser determinado dividindo-se a massa específica aparente seca determinada em campo pela massa específica aparente seca máxima determinada no ensaio de Proctor em laboratório.

No trecho da rodovia proposto para análise foram realizados ensaios de frasco de areia nas camadas de aterro, sub-base e base, conforme está ilustrado na Figura 18. Os ensaios de frasco de areia aconteceram nos pontos determinados, distantes 100 metros entre si, seguindo o alinhamento da rodovia, começando no bordo direito, em seguida o eixo e bordo esquerdo.

Figura 18. Ensaio de Frasco de areia.



Fonte: Autoria Própria.

Já no trecho experimental, os ensaios de frasco de areia foram realizados nos dois pontos determinados, no bordo direito da pista, distantes 20 metros entre si, no subleito e nas camadas de reforço do subleito, sub-base e base, totalizando oito pontos ensaiados.

### **3.3.3. *Determinação da Umidade***

Além da massa específica, foram determinadas também as umidades das camadas de aterro, sub-base e base da rodovia, e do subleito e das camadas de reforço do subleito, sub-base e base do trecho experimental, seguindo a mesma metodologia utilizada para os ensaios de frasco de areia, nas subdivisões dos trechos estudados.

A umidade do solo foi determinada com emprego do *Speedy* conforme norma DNER 052 (1994). Nos ensaios realizados no trecho da rodovia, as umidades das camadas também foram determinadas pelo método da estufa. Os solos foram coletados nos furos feitos nas respectivas camadas para a realização do ensaio de frasco de areia, acondicionados em sacos plásticos e levados ao laboratório, onde foram secados por meio de estufa. A diferença entre a massa úmida, anterior ao processo de secagem das amostras de solo, e a massa seca, após o processo de secagem do solo, possibilitou a obtenção da umidade dos solos coletados.

### **3.3.4. *Classificação AASHTO***

A AASHTO classifica os materiais utilizados nas camadas dos pavimentos de acordo com os parâmetros de granulometria e limites de consistência. Tais parâmetros podem ser determinados através dos ensaios de análise granulométrica, Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade.

Sendo assim, foram realizados ensaios de granulometria nas amostras coletadas no trecho da rodovia e no trecho experimental. Os ensaios de granulometria foram realizados de acordo com DNER 051 (1994) e as amostras para o ensaio de granulometria foram preparadas segundo DNER 041 (1994). No ensaio de

granulometria, realizou-se apenas o peneiramento, não sendo feito o ensaio de sedimentação, pois o objetivo da realização deste ensaio era ter a classificação AASHTO dos materiais, necessitando apenas das porcentagem de materiais passando nas peneira N° 10, N° 40 e N° 200.

Os ensaios para determinação dos Limites de Plasticidade foram realizados de acordo com a DNER 082 (1994). Já os ensaios de Limite de Liquidez foram realizados de acordo com a norma DNER 122 (1994). As amostras para os ensaios de Limite de Plasticidade e Limite de Liquidez foram preparadas de acordo com a norma DNER 041 (1994).

### ***3.3.5. Ensaio de Compactação***

O ensaio de compactação foi realizado de acordo com a norma DNER 162 (1994). Neste estudo, as energias de compactação utilizadas foram a energia normal para as amostras de aterro, subleito e reforço do subleito, energia intermediária para as amostras de sub-base e energia modificada para as amostras de base, com a aplicação de 12, 26 e 55 golpes, respectivamente. Foram moldados no mínimo 5 corpos-de-prova para cada amostra, com sucessivos aumentos de umidade, da ordem de 2% a fim de obter a curva de compactação. O objetivo desse ensaio é obter a umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima dos materiais.

### ***3.3.6. Índice de Suporte Califórnia***

O ensaio para determinação do Índice do Suporte Califórnia ou *California Bearing Ratio* (CBR) foi realizado de acordo com DNER 049 (1994). As amostras foram compactadas utilizando as mesmas energias do ensaio de compactação e na umidade ótima.

### 3.3.7. Módulo de Resiliência

Os ensaios para determinação do MR foram realizados utilizando o cilindro tri-partido de dimensões iguais a 100 × 200 mm, usando-se o método da COPPE apresentado no capítulo 2. Foram ensaiados corpos de prova moldados na umidade e massa específica em que o material se encontrava em campo, sendo necessário calcular o número de golpes que possibilitaria obter o mesmo grau de compactação em campo. Para calcular o número de golpes utilizou-se a Equação 31.

$$N = \frac{E \times V}{n \times p \times h} \quad (31)$$

Onde:

N é o número de golpes por camada;

E é a energia de compactação (kgf.cm/cm<sup>3</sup>);

V é o volume de solo compactado (cm<sup>3</sup>);

n é o número de camadas;

p é o peso do soquete (kg);

h é a altura de queda (cm).

Para uma análise mais eficiente dos resultados dos ensaios de MR realizam-se regressões de modo a correlacionar os valores encontrados segundo diversos modelos matemáticos. Utilizou os *softwares* Excel e LAB Fit para obtenção dos modelos representativos dos módulos de resiliência dos materiais, sendo escolhido o modelo que apresentou o maior R<sup>2</sup>. A Figura 19 apresenta alguns corpos-de-prova utilizados nos ensaios de módulo de resiliência.

Figura 19. Corpos-de-Prova utilizados no ensaio de módulo de resiliência.



Fonte: Autoria Própria.

### 3.3.8. Valor Representativo do Módulo

O objetivo geral deste estudo é obter correlações entre os módulos determinados com o equipamento Geogauge e aqueles obtidos a partir do ensaio triaxial de cargas repetidas em laboratório, de sorte a desenvolver um método capaz de estimar os módulos elásticos em campo. Sendo assim, é necessário escolher um valor único de módulo de resiliência determinado em laboratório para comparar com o módulo do Geogauge, tendo em vista que o módulo de laboratório é expresso através de um modelo matemático, enquanto o módulo do Geogauge é representado por um valor único de módulo.

Sendo assim, após a realização do ensaio triaxial de cargas repetidas, realizou-se o tratamento dos dados obtidos nos ensaios utilizando o *software* Excel e calculou-se o valor médio do módulo de resiliência dos materiais estudados, além da determinação dos modelos da tensão de confinamento e da tensão desvio e os respectivos gráficos. Utilizou-se o programa LAB Fit para obter os coeficientes de regressão e o  $R^2$  para o modelo composto, além dos gráficos que representam o comportamento resiliente dos materiais testados.

Sabe-se que o módulo de resiliência é afetado tanto pela tensão desvio como pela tensão de confinamento. No entanto, a norma do DNIT 134 (2010), não recomenda nenhum estado de tensão específico para ser utilizado com finalidade de projeto.

No entanto, os resultados da pesquisa NCHRP Project 1-28 A “Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus For Flexible Pavement Design” e o estudo de Gudishala (2004) recomendam o uso da tensão desvio de 41 kPa e tensão confinante de 14 kPa para o subleito e para a camada de base, a tensão desvio de 103 kPa e tensão confinante de 34 kPa, sendo, portanto, adotadas neste estudo as mesmas tensões para obtenção do módulo representativo de laboratório. Desta forma, calcularam-se os módulos de resiliência para essas tensões, utilizando o modelo escolhido para melhor representar o comportamento resiliente dos materiais, e adotaram-se esses valores como módulos representativos de laboratório.

### **3.3.9. Obtenção das Correlações**

Para obter as correlações entre os módulos medidos com o Geogauge e os módulos determinados em laboratório, foram realizadas análises de regressão simples e múltipla, utilizando o Excel e o suplemento *Action*, além do *software* LAB Fit. Para escolher as variáveis que fazem parte dos modelos, utilizou-se uma matriz de correlação com todos os parâmetros determinados nos ensaios (Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade, Índice de Plasticidade, porcentagem passando nas peneiras n° 200, n° 40 e n° 10, e de 4,75 mm, massa específica aparente seca máxima, massa específica aparente seca, umidade ótima, umidade de campo, grau de compactação, módulo do Geogauge, CBR e Módulo de Resiliência), escolhendo aquelas variáveis que possuíam maior correlação (maior  $R^2$ ) e que fossem fracamente correlacionadas entre si, evitando-se assim a existência de multicolinearidade.

Nesta análise, o módulo representativo determinado em laboratório foi considerado a variável dependente e as demais, variáveis independentes. Para avaliar o nível de significância das equações geradas realizou-se o teste ANOVA, Qui-Quadrado e o teste t, e utilizou-se o suplemento *Action* do Excel para testar a normalidade dos resíduos através dos testes de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk, já que a premissa básica para que os modelos de regressão linear sejam válidos é que os resíduos sejam normais. O suplemento *Action* do Excel também foi utilizado para estimar os intervalos de confiança para os modelos de regressão linear. Utilizou-se também o *software* LAB Fit para determinar os modelos de regressão múltipla.

### **3.3.10. Avaliação do equipamento**

A avaliação do Geogauge, para ser utilizado no controle tecnológico de pavimentos flexíveis, adotou critérios referentes à variabilidade dos módulos medidos com o equipamento e a capacidade que o mesmo apresenta para detectar problemas construtivos, como uma compactação ineficiente ou teores de umidade inadequados.

Sendo assim, durante a execução dos ensaios *in situ*, foram detectadas algumas anomalias construtivas como grau de compactação e teores de umidades fora dos padrões das normas técnicas, ou seja, grau de compactação inferior a 100% e umidade diferindo em mais de 2% em relação a umidade ótima. Em algumas situações, o problema foi corrigido durante a execução das camadas dos pavimentos e os testes com o equipamento Geogauge foram repetidos.

Para avaliar a eficácia do equipamento para ser utilizado no controle da qualidade de pavimentos realizou-se um teste estatístico para avaliar se os valores medidos dos módulos dos pontos de ensaio que tinham defeitos construtivos eram significativamente diferentes dos módulos medidos após esses defeitos serem corrigidos. Além disso, avaliou-se a repetibilidade do ensaio, fazendo-se pelo menos três medidas com o equipamento em um mesmo ponto e calculando seu coeficiente de variação, e a reprodutibilidade do ensaio, utilizando operadores diferentes para conduzir os testes.

### **3.3.11. Considerações Finais**

Foram apresentados anteriormente os trechos ensaiados, os programas computacionais e os métodos utilizados para obtenção dos resultados da presente dissertação. A seguir serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios realizados em campo e em laboratório e a obtenção do modelo de regressão para correlacionar os módulos de resiliência determinados com o Geogauge e o TCR.

## **4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS**

### **4.1. Considerações Gerais**

Neste Capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de campo e de laboratório, além das análises estatísticas e os modelos de regressão. É apresentada ainda neste capítulo, uma avaliação de desempenho do equipamento Geogauge para utilização no controle tecnológico das camadas do pavimento.

### **4.2. Resultados dos Ensaios com o Equipamento Geogauge**

Os ensaios não destrutivos realizados com o Geogauge possibilitaram a determinação dos parâmetros de deformabilidade para as camadas de aterro, sub-base e base que compõem a estrutura do pavimento do trecho da rodovia e camadas de subleito, reforço do subleito, sub-base e base do trecho experimental, escolhidos para este estudo.

O equipamento impõe pequenos deslocamentos às camadas do pavimento e efetua medidas de força a diferentes frequências, o que permite a obtenção da rigidez para estas camadas assim como os seus módulos elásticos. Os módulos obtidos com o Geogauge para as camadas que compõe o pavimento da rodovia são apresentados na Tabela 8 e os módulos obtidos em campo no trecho experimental do LMP/UFC na Tabela 9.

Tabela 8. Módulos obtidos com o Geogauge no trecho da rodovia.

Estacas	MR Geo (MPa)		
	ATERRO	SB (*)	BASE
1+960	-	168	83
2+060	-	186	91
2+160	-	137	92
2+260	278	174	104
2+360	192	197	97
2+460	132	135	98
<b>Média</b>	201	169	99
<b>Desv. Pad.</b>	73,2222	31,5937	3,5529
<b>Coef. Var.(%)</b>	36,5	18,7	3,6

(\*) Sub-base

Fonte: Aatoria Própria.

Como comentado no capítulo 3, não foi possível realizar ensaios no aterro da rodovia no trecho compreendido entre as estacas 1+960 e 2+160, pois o mesmo já estava com a camada de sub-base executada quando da realização dos ensaios.

Observando-se a Tabela 8 é possível verificar que os módulos obtidos para a camada de sub-base do pavimento da rodovia são inferiores aqueles determinados para o aterro. Esta não é uma configuração considerada adequada entre camadas sucessivas de um pavimento. Comparando-se os valores dos módulos de resiliência obtidos a partir de ensaios com o equipamento Geogauge nas camadas de base e sub-base do pavimento da rodovia, constata-se que os módulos obtidos para os materiais da camada de sub-base são superiores aos determinados para os materiais da camada de base, configuração que não é desejada para as camadas de um pavimento, pois pode induzir a criação de trincas, devido a maior tensão de tração na fibra inferior do revestimento.

No entanto, os módulos baixos obtidos para a camada de base podem estar associados também ao tipo de material da camada e o mau posicionamento do equipamento na realização do ensaio, pois a camada de base era composta por uma brita graduada, dificultando o contato da base do anel com a superfície da camada devido às irregularidades. Mesmo quando colocado uma camada de areia úmida para regularizar a superfície, não foi possível obter um bom posicionamento do equipamento. Condições semelhantes foram obtidos por Batista (2007), onde se obteve módulos baixos para a

camada de base constituída por BGS, resultando em módulos inferiores para a camada de sub-base.

Outro aspecto que pode ser observado são as variações entre os módulos de elasticidade obtidos para as estacas delimitadas sobre uma mesma camada do pavimento. Entretanto, esta variação pode estar associada à sensibilidade do equipamento ao teor de umidade e ao grau de compactação das camadas ensaiadas.

Tabela 9. Módulos obtidos com o Geogauge no trecho experimental.

Ponto	MR Geo (MPa)			
	SUB.(*)	REF.(**)	SB	BASE
1	151	176	184	89
2	94	155	156	94
<b>Média</b>	122	165	170	92
<b>Desv. Pad.</b>	40,6657	15,0898	20,0182	3,7335
<b>Coef. Var.</b> (%)	33,2	9,1	11,8	4,1

(\*) Subleito  
(\*\*) Reforço do Subleito

Fonte: Autoria Própria.

Para o trecho experimental, os módulos obtidos para as camadas de reforço do subleito foram superiores aqueles obtidos para a camada de subleito, assim como os módulos obtidos para as camadas de sub-base foram superiores aqueles obtidos para o reforço do subleito, caracterizando uma configuração considerada adequada entre camadas sucessivas do pavimento, onde os materiais mais nobres devem se encontrar nas camadas superiores.

Contudo, para a camada de base, os módulos obtidos com o Geogauge foram inferiores aqueles obtidos para a camada de sub-base, configuração que é não desejada para as camadas de um pavimento. A camada de base do trecho experimental também é constituída por BGS, e o motivo para os módulos baixos podem ser os mesmos ocorridos no trecho da rodovia. A Tabela 10 apresenta os módulos de resiliência obtidos com o Geogauge para todos os pontos de ensaio delimitados neste estudo.

Tabela 10. Resultados do ensaio com o Geogauge para os dois trechos investigados.

<b>Trechos</b>	<b>Camadas</b>	<b>Est/Pontos</b>	<b>MR Geo (MPa)</b>
Rodovia	Aterro	2+260	278
Rodovia	Aterro	2+360	192
Rodovia	Aterro	2+460	132
Rodovia	Sub-base	1+960	168
Rodovia	Sub-base	2+060	186
Rodovia	Sub-base	2+160	137
Rodovia	Sub-base	2+260	174
Rodovia	Sub-base	2+360	197
Rodovia	Sub-base	2+460	135
Rodovia	Base	1+960	83
Rodovia	Base	2+060	91
Rodovia	Base	2+160	92
Rodovia	Base	2+260	104
Rodovia	Base	2+360	97
Rodovia	Base	2+460	98
Insttale	Subleito	1	151
Insttale	Subleito	2	94
Insttale	Reforço	1	176
Insttale	Reforço	2	155
Insttale	Sub-base	1	184
Insttale	Sub-base	2	155
Insttale	Base	1	89
Insttale	Base	2	94
	<b>Média</b>		141,8
	<b>Desvio Padrão</b>		48,9
	<b>Coef. Var. (%)</b>		34,5
	<b>Limite Superior</b>		163
	<b>Limite Inferior</b>		121

Fonte: Autoria Própria.

Realizou-se uma análise estatística para os módulos de resiliência obtidos com o equipamento Geogauge que permitiu limitar um intervalo de confiança para representação dos módulos das diferentes camadas. Para realizar a análise estatística dos dados adotou-se a distribuição *t* de *Student*, que é indicada para amostras inferiores a 30 elementos. Adotou-se ainda o nível de significância ( $\alpha$ ) igual a 5% para determinar o intervalo de confiança associado à média aritmética dos valores obtidos para os módulos

do Geogauge. Assim, as Equações 32 e 33 permitem calcular os módulos que delimitam o intervalo de confiança deste parâmetro.

$$\text{Limite Superior} = \bar{X} + t \left( \frac{S(X)}{\sqrt{n}} \right) \quad (32)$$

$$\text{Limite Inferior} = \bar{X} - t \left( \frac{S(X)}{\sqrt{n}} \right) \quad (33)$$

Onde:

$\bar{X}$  é a média aritmética;

$t$  é o valor crítico da distribuição de *Student*;

$S(X)$  é o desvio padrão e;

$n$  é o número de elementos da amostra.

Os intervalos de confiança calculados para os módulos obtidos com o equipamento Geogauge estão, com uma percentagem de certeza equivalente a 95%, entre 163 MPa e 121 MPa, conforme apresentado na Tabela 10.

### **4.3. Grau de Compactação**

O grau de compactação (GC) é o parâmetro utilizado para o controle de compactação em campo e deve estar entre 95% e 105% para o subleito e regularização do subleito, não devendo ser inferior a 100% para as camadas de sub-base e base. A Tabela 11 apresenta o grau de compactação para o trecho da rodovia e a Tabela 12 apresenta o grau de compactação para as camadas do trecho experimental do LMP/UFC. O Grau de compactação (GC) é determinado através da relação entre a massa específica seca, determinada em campo e a massa específica aparente seca máxima, obtida em laboratório no ensaio de Proctor.

Tabela 11. Grau de compactação para o trecho da rodovia.

Estaca	Massa Esp. Apar. Sec. Máx. (g/cm <sup>3</sup> )			Massa Esp. Apar. Seca (g/cm <sup>3</sup> )			GC (%)		
	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base
1+960	-	2,14	2,27	-	1,50	2,45	-	70	108
2+060	-	2,14	2,13	-	2,10	2,35	-	98	111
2+160	-	2,12	2,10	-	1,90	2,52	-	89	120
2+260	2,08	1,98	2,10	1,83	2,18	2,26	88	110	108
2+360	2,08	2,01	2,13	1,78	2,12	2,32	86	106	109
2+460	1,93	2,02	2,07	1,62	2,14	2,28	84	106	110
<b>Média</b>	2,03	2,07	2,13	1,74	1,99	2,36	86	96,5	111
<b>Desv. Pad.</b>	0,0866	0,0728	0,0706	0,1097	0,2366	0,0928	2,0000	14,9900	4,5607
<b>Coef. Var. (%)</b>	4,3	3,5	3,3	6,3	11,9	3,9	2,3	15,5	4,1

Fonte: Autoria Própria.

Observando-se a Tabela 11, percebe-se que o trecho da rodovia apresentou uma compactação inadequada para as camadas do pavimento, pois há pontos onde a compactação foi insuficiente, resultando em um grau de compactação inferior a 100 % e pontos onde houve um excesso de compactação, resultando em um grau de compactação muito superior a 100 %. Os baixos valores de GC para a camada de aterro e as três primeiras estacas da camada de sub-base da rodovia pode ser devido a realização do ensaio ter ocorrido algum tempo após a construção desses trechos, podendo ter ocorrido alguma interferência no pavimento devido ao clima. Nos demais pontos de ensaio, o GC foi determinado logo após o fim da compactação. Vale ressaltar que o controle da compactação é de grande importância para garantir um bom desempenho do pavimento durante sua vida útil.

Tabela 12. Grau de compactação para o trecho experimental.

Ponto	Massa Esp. Apar. Sec. Máx. (g/cm <sup>3</sup> )				Massa Esp. Apar. Seca (g/cm <sup>3</sup> )				GC (%)			
	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base
1	1,97	2,03	2,20	2,12	1,93	2,08	2,20	2,17	98	103	100	102
2	1,97	2,03	2,20	2,12	1,74	2,02	2,26	2,20	88	100	103	104
	<b>Média</b>				1,84	2,05	2,23	2,19	93	102	102	103
	<b>Desv. Pad.</b>				0,1344	0,0424	0,0424	0,0212	7,0711	2,1213	2,1213	1,4142
	<b>Coef. Var. (%)</b>				7,3	2,1	1,9	1,0	7,6	2,1	2,1	1,4

Fonte: Autoria Própria.

Na Tabela 12, percebe-se que o trecho experimental apresentou um melhor controle do processo de compactação, estando dentro dos limites estabelecidos por norma, que deve estar entre 95 e 105%. A única exceção foi o segundo ponto de ensaio na camada de subleito. O GC foi determinado logo após o fim da compactação.

A Tabela 13 apresenta os resultados do Grau de Compactação obtidos para todos os pontos de ensaio delimitados neste estudo. Realizou-se uma análise estatística para a média do GC calculado para todas as camadas dos dois trechos analisados, o que permitiu limitar um intervalo de confiança para representação do GC das diferentes camadas. Para realizar a análise estatística dos dados adotou-se a distribuição *t* de Student com um nível de significância ( $\alpha$ ) igual a 5%. Os intervalos de confiança calculados para o GC estão, com uma percentagem de certeza equivalente a 95%, entre 104,9% e 95,2%, conforme apresentado na Tabela 13.

Tabela 13. Grau de Compactação para os dois trechos investigados.

Trecho	Camada	Est/Pontos	Massa Esp. Apar. Sec. Máx. (g/cm <sup>3</sup> )	Massa Esp. Apar. Seca (g/cm <sup>3</sup> )	GC (%)
Rodovia	Aterro	2+260	2,08	1,83	88
Rodovia	Aterro	2+360	2,08	1,78	86
Rodovia	Aterro	2+460	1,93	1,62	84
Rodovia	Sub-base	1+960	2,14	1,50	70
Rodovia	Sub-base	2+060	2,14	2,10	98
Rodovia	Sub-base	2+160	2,12	1,90	89
Rodovia	Sub-base	2+260	1,98	2,18	110
Rodovia	Sub-base	2+360	2,01	2,12	106
Rodovia	Sub-base	2+460	2,02	2,14	106
Rodovia	Base	1+960	2,27	2,45	108
Rodovia	Base	2+060	2,13	2,35	111
Rodovia	Base	2+160	2,10	2,52	120
Rodovia	Base	2+260	2,10	2,26	108
Rodovia	Base	2+360	2,13	2,32	109
Rodovia	Base	2+460	2,07	2,28	110
Insttale	Subleito	1	1,97	1,93	98
Insttale	Subleito	2	1,97	1,74	88
Insttale	Reforço	1	2,03	2,08	103
Insttale	Reforço	2	2,03	2,02	100
Insttale	Sub-base	1	2,20	2,20	100
Insttale	Sub-base	2	2,20	2,26	103
Insttale	Base	1	2,12	2,17	102
Insttale	Base	2	2,12	2,20	104
	<b>Média</b>		2,08	2,08	100
	<b>Desvio Padrão</b>		0,0833	0,2604	11,3
	<b>Coef. Var. (%)</b>		4,0	12,5	11,3
	<b>Limite Superior</b>		2,12	2,20	104,9
	<b>Limite Inferior</b>		2,05	1,98	95,2

Fonte: Autoria Própria.

#### 4.4. Determinação da Umidade

A Tabela 14 traz os teores de umidade determinados em campo e em laboratório, no ensaio de compactação, para os pontos de ensaio delimitados no trecho da rodovia. A Tabela 15 apresenta os teores de umidade para o trecho experimental.

Tabela 14. Umidades determinadas para o trecho da rodovia.

Estaca	Umidade de Campo (%)			Umidade ótima (%)			% de Umidade (*)		
	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base
1+960	-	5,0	6,4	-	9,5	8,5	-	52,7	75,3
2+060	-	5,5	6,4	-	9,5	10,1	-	57,4	63,4
2+160	-	5,9	3,4	-	9,9	7,9	-	60,0	43,0
2+260	6,13	12,0	6,7	11,3	11,0	7,9	51,1	109,0	84,8
2+360	5,62	10,0	4,4	11,4	10,0	10,3	56,2	100,0	42,8
2+460	7,95	8,7	6,0	14,9	9,8	7,9	91,5	88,7	75,3
<b>Média</b>	6,6	7,9	5,6	12,5	10,0	8,8	52,3	78,0	64,2
<b>Desv. Pad. Coef. Var. (%)</b>	1,2248	2,8290	1,3353	2,0502	0,5541	1,1361	2,6381	22,1857	16,3089
	18,7	36,0	24,1	16,4	5,6	13,0	5,0	28,4	25,4

(\*) Relação entre a umidade de campo e a umidade ótima.

Fonte: Autoria Própria.

Observando-se a Tabela 14, é possível notar que o trecho de rodovia estudado encontra-se com baixos teores de umidade. A norma permite que a umidade da camada em campo possua uma variação até mais ou menos 2% em relação à umidade ótima. No entanto, em diversos pontos de ensaio os teores de umidade obtidos em campo variaram mais de 2% em relação à umidade ótima.

Isso pode ter ocorrido devido a um precário controle da umidade em campo e à ausência de um planejamento eficaz do processo de umedecimento dos solos constituintes das camadas do pavimento, o qual antecede a compactação destas camadas. No entanto, os baixos teores de umidade na camada de aterro e nas estacas 1+960 a 2+160 da camada de sub-base da rodovia pode ser devido ao ensaio para determinação da umidade ter ocorrido algum tempo após a construção, pois quando se iniciaram os ensaios no trecho essa parte já havia sido construída. As demais umidades foram determinadas logo após o fim da compactação, o que também pode ter contribuído para os baixos teores de umidade, pois o solo pode ter secado durante o processo. Devem ser consideradas também as altas taxas de evaporação ocorrentes nas cidades da Região Metropolitana de Fortaleza, o que contribui para que os solos sejam compactados abaixo da umidade ótima determinada em laboratório.

Tabela 15. Umidades obtidas para o trecho experimental.

Ponto	Umidade de Campo (%)				Umidade ótima (%)				% de Umidade			
	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base
1	4,0	7,0	4,0	7,5	8,3	8,6	7,0	7,1	48,2	84,3	57,1	105,6
2	6,2	7,0	5,0	10,0	8,3	8,6	7,0	7,1	74,7	84,3	71,4	140,8
<b>Média</b>	5,1	7,0	4,5	8,8	8,3	8,6	7,0	7,1	61,4	84,3	64,3	123,2
<b>Desv. Pad. Coef. Var. (%)</b>	1,5556	0,0000	0,7071	1,7678	0,0000	0,0000	0,0000	0,0000	18,7383	0,0000	10,1116	24,8902
	30,5	0,0	15,7	20,2	0,0	0,0	0,0	0,0	30,5	0,0	15,7	20,2

Fonte: Autoria Própria.

Ao observar a Tabela 15, é possível perceber que as camadas do pavimento do trecho experimental apresentaram teores de umidade abaixo da ótima, com exceção da camada de base, que apresentou teores de umidade acima da umidade ótima. Vale ressaltar que o módulo de resiliência dos materiais é muito afetado pela umidade. Teores de umidade abaixo da ótima tendem a resultar em MRs mais elevados. Assim como, elevados teores de umidade tendem a resultar em MRs mais baixos. Apesar de alguns pontos os teores de umidade diferirem em mais de 2% em relação à umidade ótima, pode-se perceber que o controle da umidade foi mais eficiente no trecho experimental que no trecho da rodovia. A determinação da umidade foi realizada logo após a compactação. Teria sido interessante se ter realizado o controle da umidade antes e após a compactação para se verificar melhor as suas variações.

A Tabela 16 exibe os resultados dos teores de umidade obtidos para todos os pontos de ensaio delimitados neste estudo. Também foi realizada uma análise estatística, utilizando a distribuição *t* de Student com nível de significância ( $\alpha$ ) de 5%, para a média dos teores de umidades determinado para todas as camadas dos dois trechos analisados, o que permitiu limitar um intervalo de confiança para representação dos teores de umidade das diferentes camadas. Os intervalos de confiança calculados para a umidade de campo estão, com uma percentagem de certeza equivalente a 95%, entre 7,4% e 5,7%. Já para a umidade ótima os intervalos de confiança calculados estão entre 10,0% e 8,5%, conforme visto na Tabela 13. Em relação à percentagem da umidade ótima, pode-se inferir da Tabela 13 que, em média, os teores de umidade ficaram abaixo da ótima para os dois trechos analisados, em um intervalo de confiança de 83,1% e 61,9%.

Tabela 16. Valores das umidades de campo e laboratório para os dois trechos investigados.

Trecho	Camada	Est/Pontos	Umidade de Campo (%)	Umidade ótima (%)	% de Umidade
Rodovia	Aterro	2+260	6,1	11,3	54
Rodovia	Aterro	2+360	5,6	11,4	49
Rodovia	Aterro	2+460	8,0	14,9	53
Rodovia	Sub-base	1+960	5,0	9,5	53
Rodovia	Sub-base	2+060	5,5	9,5	57
Rodovia	Sub-base	2+160	5,9	9,9	60
Rodovia	Sub-base	2+260	12,0	11,0	109
Rodovia	Sub-base	2+360	10,0	10,0	100
Rodovia	Sub-base	2+460	8,7	9,8	89
Rodovia	Base	1+960	6,4	8,5	75
Rodovia	Base	2+060	6,4	10,1	63
Rodovia	Base	2+160	3,4	7,9	43
Rodovia	Base	2+260	6,7	7,9	85
Rodovia	Base	2+360	4,4	10,3	43
Rodovia	Base	2+460	6,0	7,9	75
Insttale	Subleito	1	4,0	8,3	48
Insttale	Subleito	2	6,2	8,3	75
Insttale	Reforço	1	7,0	8,6	81
Insttale	Reforço	2	7,0	8,6	81
Insttale	Sub-base	1	4,0	7,0	57
Insttale	Sub-base	2	5,0	7,0	71
Insttale	Base	1	7,5	7,1	106
Insttale	Base	2	10,0	7,1	141
	<b>Média</b>		6,60	9,20	73
	<b>Desvio Padrão</b>		2,0999	1,8481	24,5132
	<b>Coef. Var. (%)</b>		32,0	20,1	33,8
	<b>Limite Superior</b>		7,4	10,0	83,1
	<b>Limite Inferior</b>		5,7	8,5	61,9

Fonte: Autoria Própria.

#### 4.5. Classificação da AASHTO

A Tabela 17 apresenta os resultados de Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade das amostras de solo coletadas no trecho da rodovia. A Tabela 18 apresenta os mesmo resultados para as amostras de solo coletadas no trecho experimental.

Tabela 17. Resultados de LL e IP para o trecho da rodovia.

Estaca	LL (%)			IP (%)		
	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base
1+960	-	27,4	NL	-	9,7	NP
2+060	-	26,3	NL	-	9,0	NP
2+160	-	29,6	NL	-	10,9	NP
2+260	33,8	27,2	NL	11,3	7,3	NP
2+360	28,9	22,3	NL	11,3	6,5	NP
2+460	35,0	26,3	NL	11,3	8,8	NP
<b>Média</b>	32,6	26,5	NL	11,3	8,7	NP
<b>Desv. Pad.</b>	3,2316	2,3928	-	2,18E-15	1,5962	-
<b>Coef. Var. (%)</b>	9,9	9,0	-	1,93E-14	18,3	-

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 18. Resultados de LL e IP para o trecho experimental.

Ponto	LL (%)				IP (%)			
	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base
1	NL	13,6	14,6	NL	NP	1,5	2,2	NP
2	NL	13,6	14,6	NL	NP	1,5	2,2	NP

Fonte: Autoria Própria.

A Tabela 19 resume as porcentagens de material passando nas peneiras de abertura iguais a 0,075 mm, 0,42 mm e 2 mm obtidos nos ensaios de granulometria. Essas são as peneiras necessárias para realizar a classificação AASHTO das amostras de solo coletadas no trecho da rodovia. A Tabela 20 traz os mesmos resultados da Tabela 19 para as amostras de solo coletadas no trecho experimental. Os gráficos com a curva granulométrica sem sedimentação dos materiais estão disponíveis no ANEXO A.

Tabela 19. Resultados dos ensaios de granulometria para o trecho da rodovia.

Estaca	# 2 mm (%)			# 0,42 mm (%)			# 0,075 mm (%)		
	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base
1+960	-	70,3	46,3	-	39,8	30,8	-	22,6	2,1
2+060	-	76,7	36,5	-	45,8	23,6	-	22,4	8,8
2+160	-	72,1	52,4	-	45,9	33,9	-	24,2	12,6
2+260	80,5	91,7	52,4	53,1	74,6	33,9	31,1	34,0	12,6
2+360	73,3	93,7	49,5	49,2	76,8	33,4	26,1	24,7	12,1
2+460	80,2	91,0	49,5	57,3	74,1	33,4	33,7	23,6	12,1
<b>Média</b>	78,0	82,6	47,8	53,2	59,5	31,5	30,3	25,3	10,1
<b>Desv. Pad. Coef. Var. (%)</b>	4,0731	10,7045	5,9671	4,0509	17,3274	4,0408	3,8626	4,3780	4,1515
	5,2	13,0	12,5	7,6	29,1	12,8	12,7	17,3	41,3

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 20. Resultados dos ensaios de granulometria para o trecho experimental.

Ponto	# 2 mm (%)				# 0,42 mm (%)				# 0,075 mm (%)			
	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base
1	96,7	93,1	61,1	35,8	74,4	64,2	42,1	24,1	21,3	17,7	12,8	7,3
2	96,7	93,1	61,1	35,8	74,4	64,2	42,1	24,1	21,3	17,7	12,8	7,3

Fonte: Autoria Própria.

Com os resultados de LL, IP e granulometria, é possível classificar os materiais segundo a AASHTO. A Tabela 21 apresenta a classificação AASHTO das amostras coletadas no trecho da rodovia. A Tabela 22 mostra os resultados para as amostras coletadas no trecho experimental.

Tabela 21. Classificação AASHTO das amostras do trecho da rodovia.

Estaca	Classificação AASHTO		
	Aterro	Sub-base	Base
1+960	-	A-2-4	A-2-4
2+060	-	A-2-4	A-2-4
2+160	-	A-2-6	A-2-4
2+260	A-2-6	A-2-4	A-2-4
2+360	A-2-4	A-2-4	A-2-4
2+460	A-2-6	A-2-5	A-2-4

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 22. Classificação AASHTO das amostras do trecho experimental.

Ponto	Classificação AASHTO			
	Subleito	Reforço	Sub-base	Base
1	A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-2-4
2	A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-2-4

Fonte: Autoria Própria.

Observando as Tabelas 21 e 22, percebe-se que os materiais constituintes das camadas dos pavimentos escolhidos para esse estudo são compostos por matérias granulares do tipo A-2-4 e A-2-6 e segundo a classificação AASHTO, podem apresentar um comportamento de excelente a bom para ser utilizado como subleito. Vale ressaltar que a base dos pavimentos é composta por uma Brita Graduada Simples (BGS), classificada como um solo tipo A-2-4.

#### 4.6. Resultados dos Ensaios de *California Bearing Ratio* (CBR)

A Tabela 23 apresenta os resultados dos ensaios de CBR e expansão das amostras de solo coletadas no trecho da rodovia. A Tabela 24 mostra os mesmos resultados para as amostras de solo coletadas no trecho experimental.

Tabela 23. Resultados do Ensaio de CBR para o trecho da rodovia.

Estaca	CBR (%)			Expansão (%)		
	Aterro	SB	Base	Aterro	SB	Base
1+960	-	22	82	-	0,9	0
2+060	-	22	81	-	0,9	0
2+160	-	27	61	-	0,9	0
2+260	7	21	66	1,8	0,1	0
2+360	10	22	61	1,8	0,2	0
2+460	7	24	79	1,2	0,2	0
<b>Média</b>	8	23	72	1,6	0,5	0
<b>Desv. Pad.</b>	1,7321	2,1909	10,0731	0,3464	0,4033	0
<b>Coef. Var (%)</b>	21,7	9,5	14,1	21,6	75,6	0

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 24. Resultados dos Ensaios de CBR para o trecho experimental.

Ponto	CBR (%)				Expansão (%)			
	Sub.	Ref.	SB	Base	Sub.	Ref.	SB	Base
1	23	18	29	64	0	0,4	0	0,05
2	23	18	29	64	0	0,4	0	0,05

Fonte: Autoria Própria.

De acordo com o manual de pavimentação do DNIT, os materiais utilizados nas camadas dos pavimentos devem apresentar as seguintes características:

- Subleito
  - CBR  $\geq 20\%$
  - CBR  $\geq 2\%$
  - Expansão  $\leq 2\%$
- Reforço do Subleito
  - Características Superiores ao Subleito
- Sub-base
  - Expansão  $\leq 1\%$
- Base
  - CBR  $\geq 80\%$  - Tráfego Pesado
  - CBR  $\geq 60\%$  - Tráfego Leve a Médio
  - Expansão  $\leq 0,5\%$
  - LL  $\leq 25\%$
  - IP  $\leq 6\%$

Observando-se os resultados contidos na Tabela 23, percebe-se que os materiais empregados nas camadas do pavimento estudado atendem às especificações listadas acima. No entanto, observando-se os dados contidos na Tabela 24, pode-se perceber que o reforço do subleito apresentou CBR inferior ao subleito, configuração que não é adequada para as camadas do pavimento.

#### 4.7. Resultados do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas (TCR)

O ensaio TCR foi realizado com todas as amostras coletadas nos trechos da rodovia e no trecho experimental, para as mesmas condições de umidade e massa específica determinadas em campo. A Tabela 25 apresenta o módulo de resiliência

médio para as amostras do trecho da rodovia e a Tabela 26 apresenta os módulos médios para as amostras do trecho experimental.

Tabela 25. MR médio para as amostras do trecho da rodovia.

Estacas	MR MEDIO (MPa)		
	ATERRO	SB	BASE
1+960		438	388
2+060		563	490
2+160		355	396
2+260	525	235	483
2+360	340	200	337
2+460	272	251	373
<b>Média</b>	379	340	411
<b>Desv. Pad.</b>	130,9313	140,3232	61,9253
<b>Coef. Var. (%)</b>	34,5	41,2	15,1
<b>Limite Superior</b>	704	487	476
<b>Limite Inferior</b>	54	193	346

Fonte: Autoria Própria.

Ao analisar a Tabela 25 pode inferir que, em média, os módulos médios medidos em laboratório com o ensaio TCR para a camada de aterro da rodovia foram superiores aqueles determinados para a camada de sub-base. Tal resultado concorda com os módulos medidos em campo com o Geogauge. Os módulos médios da camada de base foram superiores aos módulos medidos na camada de sub-base, fato que não ocorreu na determinação em campo com o equipamento. No entanto, como foi dito anteriormente, os módulos baixos obtidos com o Geogauge para a camada de base, podem estar associados ao tipo de material da camada e o mau posicionamento do equipamento na realização do ensaio.

Analisando-se a Tabela 26 é possível observar que, em média, os módulos médios determinados em laboratório, com o ensaio TCR, para a camada de reforço do subleito do trecho experimental, foram superiores aqueles medidos na camada de sub-base. O mesmo resultado foi obtido em campo com o Geogauge. Os módulos médios da camada de sub-base também foram superiores aos módulos obtidos com o dispositivo na camada de reforço do subleito, concordando com os resultados medidos em campo, assim como os módulos mais baixos encontrados na camada de base. Entretanto, os módulos determinados com o Geogauge para a camada de base do trecho

experimental foram muito inferiores aos módulos médios obtidos no ensaio TCR. As possíveis motivações para o ocorrido já foram discutidas anteriormente.

Tabela 26. MR médio para as amostras do trecho experimental.

Ponto	MR MEDIO (MPa)			
	SUB.	REF.	SB	BASE
1	279	417	502	415
2	393	303	405	474
<b>Média</b>	336	360	454	445
<b>Desv. Pad.</b>	80,6102	80,6102	68,5894	41,7193
<b>Coef. Var. (%)</b>	24,0	22,4	15,1	9,4

Fonte: Autoria Própria.

O MR médio para todas as amostras ensaiadas é mostrado na Tabela 27. Foi realizada uma análise estatística para os módulos de resiliência médios de laboratório a qual permitiu limitar um intervalo de confiança para representar os módulos das camadas. Para realizar a análise estatística dos dados adotou-se a distribuição *t* de *Student*, com nível de significância ( $\alpha$ ) igual a 5%. Os intervalos de confiança calculados para os módulos médios das camadas do pavimento estão, com uma percentagem de certeza equivalente a 95%, entre 426,2 MPa e 341,7 MPa, conforme apresentado na Tabela 27.

No entanto, como o módulo de resiliência é afetado por diversos fatores, inclusive pelo estado de tensão vigente (tensão de confinamento e tensão desvio), o módulo médio pode não ser representativo do comportamento resiliente dos materiais das camadas dos pavimentos. A literatura apresenta diversos modelos que podem ser utilizados para representar o comportamento resiliente das amostras. Os modelos utilizados nessa pesquisa estão apresentados no item que se segue.

Tabela 27. MR médio obtido para as amostras coletadas nos dois trechos investigados.

<b>Trecho</b>	<b>Camada</b>	<b>Est/Pontos</b>	<b>MR Médio (MPa)</b>
Rodovia	Aterro	2+260	525
Rodovia	Aterro	2+360	340
Rodovia	Aterro	2+460	272
Rodovia	Sub-base	1+960	438
Rodovia	Sub-base	2+060	563
Rodovia	Sub-base	2+160	355
Rodovia	Sub-base	2+260	235
Rodovia	Sub-base	2+360	199
Rodovia	Sub-base	2+460	251
Rodovia	Base	1+960	388
Rodovia	Base	2+060	490
Rodovia	Base	2+160	396
Rodovia	Base	2+260	483
Rodovia	Base	2+360	337
Rodovia	Base	2+460	373
Institale	Subleito	1	279
Institale	Subleito	2	392
Institale	Reforço	1	417
Institale	Reforço	2	303
Institale	Sub-base	1	502
Institale	Sub-base	2	405
Institale	Base	1	415
Institale	Base	2	474
	<b>Média</b>		384
	<b>Desvio Padrão</b>		97,6929
	<b>Coef. Var. (%)</b>		25,4
	<b>Limite Superior</b>		426,2
	<b>Limite Inferior</b>		341,7

Fonte: Autoria Própria.

#### 4.8. Modelos para Representação do Módulo de Resiliência

Testaram-se alguns dos modelos presentes na literatura para representar o módulo de resiliência dos materiais ensaiados nesse estudo. Os modelos testados foram o modelo de Hicks (1970), que apresenta o módulo de resiliência dos materiais em função da tensão de confinamento, o modelo de Svenson (1980), que apresenta o

comportamento resiliente do material em função da tensão desvio e o modelo usado por Macêdo (1996) que é o modelo composto e apresenta o módulo de resiliência dos materiais considerando as duas tensões.

Os resultados dos modelos testados para os materiais das camadas de aterro, sub-base e base da rodovia são apresentados nas Tabelas 28, 29 e 30. Já os resultados dos modelos testados para os materiais das camadas de subleito, reforço do subleito, sub-base e base do trecho experimental são apresentados nas Tabelas 31, 32, 33 e 34.

Tabela 28. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados no aterro da rodovia.

Est	$MR = K_1 \times \sigma^3$			$MR = K_1 \times \sigma d$			$MR = K_1 \times \sigma^3 \times \sigma d$			
	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
2+260	299,5	-0,197	0,19	242,76	-0,378	0,7	248,9	0,156	-0,577	0,82
2+360	376,97	0,0424	0,02	284,69	-0,071	0,09	425,3	0,3259	-0,3084	0,51
2+460	249,28	-0,019	0,003	185,64	-0,155	0,25	292,1	0,4048	-0,469	0,60

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 29. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na sub-base da rodovia.

Est	$MR = K_1 \times \sigma^3$			$MR = K_1 \times \sigma d$			$MR = K_1 \times \sigma^3 \times \sigma d$			
	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
1+960	414	-0,009	5E-04	299,05	-0,155	0,24	485,3	0,4297	-0,4863	0,66
2+060	504	-0,036	0,01	388,93	-0,187	0,36	483,8	0,2582	-0,4374	0,71
2+160	562,3	0,166	0,41	399,16	0,0584	0,08	613,1	0,3061	-0,1417	0,54
2+260	197,4	-0,046	0,01	138,13	-0,232	0,26	175,2	0,3379	-0,569	0,56
2+360	264,3	0,1143	0,06	164,13	-0,066	0,03	283,7	0,4639	-0,4223	0,41
2+460	310,9	0,0893	0,04	195,47	-0,092	0,06	344	0,4828	-0,4611	0,52

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 30. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na base da rodovia.

Est	$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2$			$MR = K_1 \times \sigma d^{k^2}$			$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2 \times \sigma d^{k^3}$			
	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
1+960	999,5	0,3451	0,58	496,35	0,1268	0,12	1037	0,5591	-0,2617	0,73
2+060	603,8	0,0833	0,08	478,29	-0,005	3E-04	608	0,1759	-0,1294	0,17
2+160	385,3	0,0091	3E-04	272,33	-0,142	0,13	361,8	0,4059	-0,5353	0,46
2+260	654,9	0,1179	0,14	477,5	0,004	2E-04	668,5	0,2831	-0,2201	0,33
2+360	687,5	0,2602	0,44	406,6	0,0967	0,09	757,7	0,413	-0,1572	0,53
2+460	1130	0,4035	0,71	559,93	0,1998	0,26	1261	0,531	-0,1172	0,76

Fonte: Autoria Própria.

Com base nos resultados mostrados nas Tabelas 28, 29 e 30, pode-se perceber que o modelo composto é o que melhor representa o comportamento resiliente dos solos coletados no trecho da rodovia escolhido para análise, pois foi o modelo que apresentou maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ), embora observando-se baixos valores para algumas amostras. Porém, destaque-se que mesmo esse modelo sendo o melhor, é necessário que outros modelos (o universal, por exemplo) sejam testados para se tentar melhorar as correlações.

Tabela 31. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados no subleito do trecho experimental.

Ponto	$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2$			$MR = K_1 \times \sigma d^{k^2}$			$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2 \times \sigma d^{k^3}$			
	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
1	572,2	0,2597	0,55	356,27	0,1188	0,17	610,1	0,3628	-0,1069	0,59
2	459,6	0,0692	0,03	319,46	-0,083	0,05	416,3	0,3261	-0,3955	0,32

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 32. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados no reforço do subleito do trecho experimental.

Pontos	$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2$			$MR = K_1 \times \sigma d^{k^2}$			$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2 \times \sigma d^{k^3}$			
	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
1	450,8	0,0459	0,009	296,27	-0,128	0,10	420,9	0,4504	-0,5479	0,49
2	933,2	0,4067	0,84	498,82	0,2371	0,44	988,8	0,4442	-0,0236	0,85

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 33. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na sub-base do trecho experimental.

Pontos	$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2$			$MR = K_1 \times \sigma d^{k^2}$			$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2 \times \sigma d^{k^3}$			
	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
1	678,8	0,117	0,10	475,38	-0,012	0,001	692,1	0,3218	-0,2649	0,28
2	1532	0,4837	0,90	773,39	0,3091	0,56	1649	0,4746	0,0452	0,91

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 34. Resultados dos modelos para representar o módulo de resiliência dos solos coletados na base do trecho experimental.

Pontos	$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2$			$MR = K_1 \times \sigma d^{k^2}$			$MR = K_1 \times \sigma^3 k^2 \times \sigma d^{k^3}$			
	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$R^2$	$K_1$	$K_2$	$K_3$	$R^2$
1	608	0,1473	0,12	391,09	-0,009	6E-04	630,5	0,3908	-0,304	0,30
2	686,5	0,1443	0,12	415,13	-0,043	0,01	798,5	0,4751	-0,4212	0,54

Fonte: Autoria Própria.

De acordo com os resultados demonstrados nas Tabelas 31, 32, 33 e 34 pode-se verificar que o modelo composto é o que melhor representa o comportamento resiliente dos solos coletados no trecho experimental da UFC, pois foi o modelo que apresentou maior coeficiente de determinação ( $R^2$ ). Observou-se, também, baixos valores de  $R^2$  para algumas amostras. Porém, destaque-se que mesmo o modelo composto sendo o melhor, é necessário que outros modelos (o universal, por exemplo) sejam testados para investigar se correlações podem ser melhoradas.

Como visto anteriormente, o modelo que apresentou maior  $R^2$  para todas as amostras ensaiadas foi o modelo composto, sendo escolhido este modelo para representar o comportamento resiliente dos materiais. Esses resultados estão de acordo

com os obtidos por Cabral (2005), Souza Junior (2005), Gondim (2008), Lima (2008), Araújo (2009) e Silva (2009) para solos do estado do Ceará. Os gráficos representando o modelo composto são mostrados no ANEXO A.

#### 4.9. Módulo de Resiliência Representativo

Como dito anteriormente, o módulo de resiliência determinado em laboratório através do ensaio triaxial de cargas repetidas é representado por um modelo matemático. Neste estudo, escolheu-se o modelo composto para representar o comportamento resiliente dos materiais. Todavia, o módulo obtido com o equipamento Geogauge é representando por um valor único, sendo necessário determinar um valor representativo para o módulo determinado em laboratório de modo a poder comparar com o obtido em campo, através do equipamento Geogauge.

O modelo composto representa o módulo de resiliência dos materiais em função das tensões de confinamento e desvio. Sendo assim, foram utilizados os pares de tensões desvio de 41 kPa e confinante de 14 kPa para o subleito, aterro e reforço do subleito, e para a camada de sub-base e base, a tensão desvio de 103 kPa e tensão confinante de 34 kPa, conforme recomendações do “Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus for Flexible Pavement Design” e a pesquisa de Gudishala (2004). As Tabelas 35 e 36 apresentam os módulos representativos para os materiais coletados nos trechos da rodovia e no trecho experimental da UFC, respectivamente.

Tabela 35. Módulo de resiliência representativo dos materiais do trecho da rodovia.

Estaca	MR REP (MPa)		
	ATERRO	SB	BASE
1+960		317	252
2+060		507	382
2+160		280	251
2+260	807	169	337
2+360	283	122	225
2+460	232	159	238
<b>Média</b>	441	259	281
<b>Desv. Pad.</b>	318,2771	142,9531	63,3448
<b>Coef. Var. (%)</b>	72,2	55,2	22,6

Fonte: Autoria Própria.

A partir da análise da Tabela 35, pode-se inferir que existe uma grande variação nos módulos representativos para uma mesma camada. Tal fato pode ter ocorrido devido as grandes variações também de umidade e grau de compactação encontradas *in situ* (ver Tabelas 11 e 14), tendo em vista que os ensaios TCR foram realizados em corpos-de-prova moldados para as massa específicas e umidades em que o material se encontrava em campo.

Tabela 36. Módulo de resiliência representativo dos materiais do trecho experimental.

Ponto	MR REP (MPa)			
	SUB.	REF.	SB	BASE
1	182	354	342	267
2	366	160	280	296
<b>Média</b>	274	257	311	282
<b>Desv. Pad.</b>	130,1076	137,1787	43,8406	20,5061
<b>Coef. Var. (%)</b>	47,5	53,4	14,1	7,3

Fonte: Autoria Própria.

Analisando-se a Tabela 36, pode-se observar que houve uma variação menor nos módulos representativos para uma mesma camada no trecho experimental comparando-se com o trecho da rodovia. O trecho experimental apresentou um melhor controle da compactação em campo (ver Tabelas 12 e 15), o que pode ter resultado na menor variação entre os módulos medidos em laboratório com o ensaio TCR, uma vez que os corpos-de-prova foram moldados para as massa específicas e umidades em que o material se encontrava em campo.

O módulo de resiliência representativo de todos os materiais é apresentado na Tabela 37.

Tabela 37. Módulo de resiliência representativo dos materiais coletados nos dois trechos investigados.

<b>Trecho</b>	<b>Camada</b>	<b>Est/Pontos</b>	<b>MR Rep. (MPa)</b>
Rodovia	Aterro	2+260	807
Rodovia	Aterro	2+360	283
Rodovia	Aterro	2+460	232
Rodovia	Sub-base	1+960	317
Rodovia	Sub-base	2+060	507
Rodovia	Sub-base	2+160	280
Rodovia	Sub-base	2+260	169
Rodovia	Sub-base	2+360	122
Rodovia	Sub-base	2+460	159
Rodovia	Base	1+960	252
Rodovia	Base	2+060	382
Rodovia	Base	2+160	251
Rodovia	Base	2+260	337
Rodovia	Base	2+360	225
Rodovia	Base	2+460	238
Insttale	Subleito	1	182
Insttale	Subleito	2	366
Insttale	Reforço	1	354
Insttale	Reforço	2	160
Insttale	Sub-base	1	342
Insttale	Sub-base	2	280
Insttale	Base	1	267
Insttale	Base	2	296
	<b>Média</b>		296
	<b>Desvio Padrão</b>		141,4519
	<b>Coef. Variação (%)</b>		47,8
	<b>Limite Superior</b>		357,2
	<b>Limite Inferior</b>		234,8

Fonte: Autoria Própria.

A fim de levar em consideração as variações observadas para os módulos representativos em uma mesma camada, calculou-se o intervalo de confiança para a média dos módulos representativos de laboratório. Os intervalos de confiança calculados estão, com uma percentagem de certeza equivalente a 95%, entre 357,2 MPa e 234,8 MPa, conforme mostrado na Tabela 37.

#### **4.10. Análise Estatística**

Em uma análise estatística, a regressão é um método de análise da relação entre duas ou mais variáveis, de forma que uma variável pode ser predita por meio de informações de outras variáveis. Na regressão, a variável estimada é denominada variável dependente e as outras variáveis são denominadas variáveis independentes. Neste estudo, o módulo de resiliência representativo de laboratório (MR rep.) é a variável dependente e as demais são as variáveis independentes. A Tabela 38 traz todos os resultados dos ensaios realizados, tanto em campo como em laboratório, para os dois trechos analisados neste estudo.

Tabela 38. Dados de todos os ensaios realizados para os dois trechos investigados.

Trecho	Est./Pontos	Camada	IMR rep. (MPa)	MR Geo. (MPa)	#4,75mm (%)	#2mm (%)	#0,42mm (%)	#0,075mm (%)	LI (%)	IP (%)	Dens. Apar. Seca (g/cm³)	Dens. Apar. Sec. Máx. (g/cm³)	H (campo) (%)	H (ótima) (%)	GC (%)	CBR (%)
Rodovia	1-90	Alterro														
Rodovia	2+00	Alterro														
Rodovia	2+160	Alterro														
Rodovia	2+260	Alterro	807	278	88,8	80,5	53,1	31,1	33,8	11,3	1,83	208	6,1	11,3	88	7
Rodovia	2+360	Alterro	283	192	83,6	73,3	49,2	26,1	28,9	11,3	1,78	208	5,6	11,4	86	10
Rodovia	2+460	Alterro	232	132	86,8	80,2	57,3	33,7	35	11,3	1,62	193	8	14,9	84	7
Rodovia	1+90	Sub-base	317	168	81,7	70,3	39,8	22,6	27,4	9,7	1,5	214	5	9,5	70	22
Rodovia	2+00	Sub-base	507	186	88,4	76,7	45,8	22,4	26,3	9	2,1	214	5,5	9,5	98	22
Rodovia	2+160	Sub-base	280	137	83,3	72,1	45,9	24,2	29,6	10,9	1,9	212	5,9	9,9	89	27
Rodovia	2+260	Sub-base	169	174	95,5	91,7	74,6	34	27,2	7,3	2,18	198	12	11	110	21
Rodovia	2+360	Sub-base	122	197	97	93,7	76,8	24,7	22,3	6,5	2,12	201	10	10	106	22
Rodovia	2+460	Sub-base	159	135	94,9	91	74,1	23,6	26,3	8,8	2,14	202	8,7	9,8	106	24
Rodovia	1+90	Base	252	83	52,4	46,3	30,8	2,1			2,45	227	6,4	8,5	108	82
Rodovia	2+00	Base	382	91	43,2	36,5	23,6	8,8			2,35	213	6,4	10,1	111	81
Rodovia	2+160	Base	251	92	61,4	52,4	33,9	12,6			2,52	2,1	3,4	7,9	120	61
Rodovia	2+260	Base	337	104	61,4	52,4	33,9	12,6			2,26	2,1	6,7	7,9	108	66
Rodovia	2+360	Base	225	97	56,7	49,5	33,4	12,1			2,32	213	4,4	10,3	109	61
Rodovia	2+460	Base	238	98	56,7	49,5	33,4	12,1			2,28	207	6	7,9	110	79
Intale	1	Subleito	182	151	98,9	96,7	74,4	21,3			1,93	197	4	8,3	98	23
Intale	2	Subleito	366	94	98,9	96,7	74,4	21,3			1,74	197	6,2	8,3	88	23
Intale	1	Reforço	354	176	98,9	93,1	64,2	17,7	13,6	1,5	2,08	203	7	8,6	103	18
Intale	2	Reforço	160	155	98,9	93,1	64,2	17,7	13,6	1,5	2,02	203	7	8,6	100	18
Intale	1	Sub-base	342	184	65,7	61,1	42,1	12,8	14,6	2,2	2,2	2,2	4	7	100	29
Intale	2	Sub-base	280	156	65,7	61,1	42,1	12,8	14,6	2,2	2,26	2,2	5	7	103	29
Intale	1	Base	267	89	45,3	35,8	24,1	7,3			2,17	212	7,5	7,1	102	64
Intale	2	Base	296	94	45,3	35,8	24,1	7,3			2,2	212	10	7,1	104	64
		Média														
		Desv. Pad.														
		Coef. Var. (%)	0,4778	0,3449	0,2621	0,3062	0,3745	0,4749	0,3168	0,5544	0,1249	0,0399	0,3198	0,3006	0,1127	0,6777
		Intervalo de Confiança														
		Límite Superior	57,1	19,8	8,1	8,5	7,3	3,5	3,1	1,6	0,1	0	0,8	0,7	4,5	102
		Límite Inferior	353,2	161,5	84,1	77,7	55,8	21,8	27,2	8,8	2,2	2,1	7,4	10	104,5	47,6
			238,9	122	68	60,6	41,2	14,8	21	5,6	2	2,1	5,7	8,5	95,4	27,2

Fonte: Autoria Própria.

O primeiro passo no desenvolvimento de modelos de regressão é selecionar as variáveis independentes adequadas para serem incluídos nos modelos de previsão. Para isso é necessário o cálculo do coeficiente de correlação para todas as variáveis que podem ser utilizadas nos modelos.

A partir dos dados contidos na Tabela 38, pode-se obter a matriz de correlação das variáveis e selecionar aquelas que podem fazer parte dos modelos de regressão. Para escolha das variáveis foi usado o critério do maior coeficiente de correlação, pois este fornece um conveniente indício da relação linear entre duas variáveis.

A Tabela 39 apresenta os coeficientes de correlação para todas as variáveis inicialmente consideradas. O valor máximo do coeficiente de correlação varia de -1 a +1. Um valor de  $\pm 1$  indica uma relação muito forte entre duas variáveis e o sinal do coeficiente de correlação sugere uma relação positiva ou negativa. Além disso, foram utilizados critérios sobre o conhecimento do fenômeno, ou seja, fatores que afetam o módulo de resiliência dos materiais, levando-se em consideração também que todos os materiais disponíveis são classificados como materiais granulares segundo a classificação de solos da AASHTO.

Tabela 39. Matriz de correlação entre as variáveis selecionadas para os dois trechos investigados.

	MR rep.	MR Geo.	#4,75mm	#2mm	#0,42mm	#0,075mm	LL	IP	Desn. Apar. Seca	Dens. Apar. Sec. Máx.	H (campo)	H (ótima)	GC	CBR
MR rep.	1													
MR Geo.	0,46	1												
#4,75mm	-0,03	0,61	1											
#2mm	-0,08	0,58	0,99	1										
#0,42mm	-0,21	0,47	0,93	0,97	1									
#0,075mm	0,12	0,66	0,8	0,77	0,71	1								
LL	0,29	0,17	0,14	0,01	-0,02	0,87	1							
IP	0,27	0,15	0,1	-0,06	-0,11	0,77	0,97	1						
Dens. Apar. Seca	-0,2	-0,45	-0,6	-0,55	-0,43	-0,69	-0,6	-0,7	1					
Desn. Apar. Sec. Máx.	0,24	-0,15	-0,67	-0,69	-0,75	-0,67	-0,3	-0,2	0,45	1				
H (campo)	-0,26	0,05	0,17	0,19	0,32	0,29	0,2	0,09	-0,01	-0,4	1			
H (ótima)	0,08	0,33	0,38	0,35	0,32	0,73	0,84	0,75	-0,5	-0,46	0,26	1		
GC	-0,3	-0,43	-0,42	-0,36	-0,2	-0,52	-0,5	-0,6	0,95	0,15	0,13	-0,39	1	
CBR	-0,14	-0,77	-0,87	-0,84	-0,75	-0,84	-0,6	-0,5	0,73	0,5	-0,09	-0,46	0,6	1

Fonte: Autoria Própria.

Embora as variáveis tenham um alto coeficiente de correlação com a variável dependente MR rep., são fortemente correlacionadas entre si. Por exemplo, o Grau de

Compactação (GC) é fortemente correlacionado com a massa específica aparente seca, nesse caso, apenas uma dessas duas variáveis já seria suficiente para compor o modelo de regressão. O mesmo ocorre com as variáveis LL e IP.

Sendo assim, foram escolhidas como variáveis independentes o módulo de resiliência obtido com o dispositivo Geogauge (MR Geo.), o Limite de Liquidez (LL), a massa específica aparente seca e a umidade determinada em campo. A Tabela 40 mostra a matriz de correlação para as variáveis independentes selecionadas.

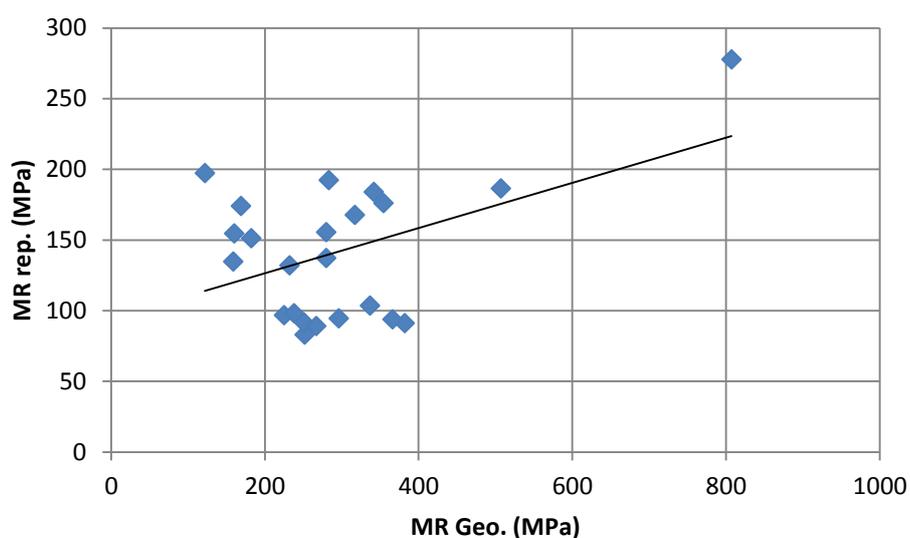
Tabela 40. Matriz de Correlação para as variáveis selecionadas.

	<i>MR rep.</i>	<i>MR Geo.</i>	<i>LL</i>	<i>Massa Esp. Apar. Seca</i>	<i>H (campo)</i>
<b>MR rep.</b>	1,00				
<b>MR Geo.</b>	0,46	1,00			
<b>LL</b>	0,29	0,17	1,00		
<b>Dens. Apar. Seca</b>	-0,20	-0,45	-0,63	1,00	
<b>H (campo)</b>	-0,26	0,05	0,20	-0,01	1,00

Fonte: Autoria Própria.

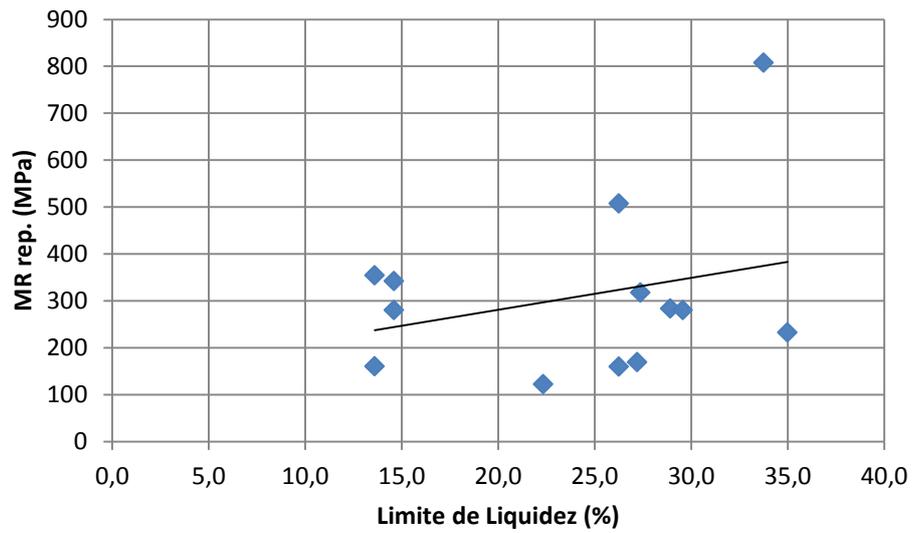
As Figuras 20, 21, 22 e 23 apresentam a dispersão de cada variável independente com a variável dependente MR rep. Esses gráficos ajudam a determinar uma provável relação entre as variáveis dependentes e independentes.

Figura 20. MR rep *versus* MR Geo.



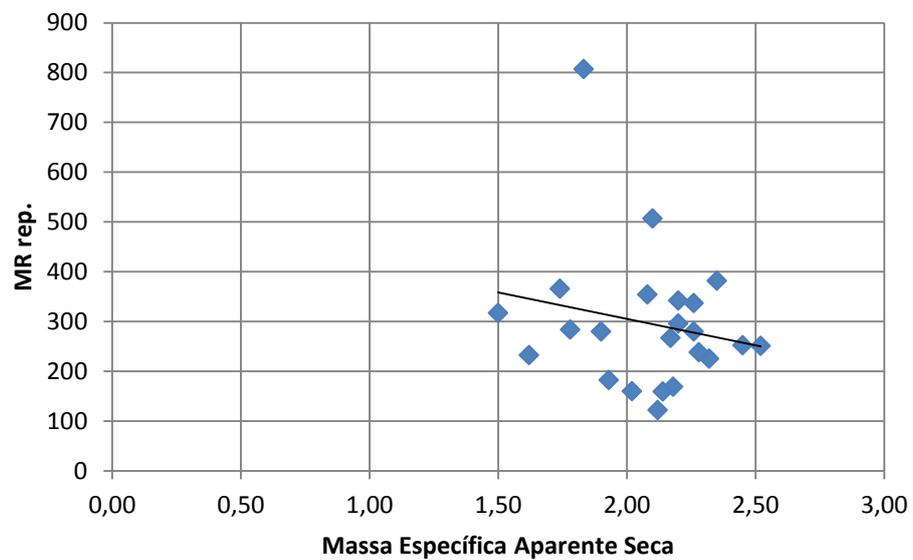
Fonte: Autoria Própria.

Figura 21. MR rep *versus* Limite de Liquidez.



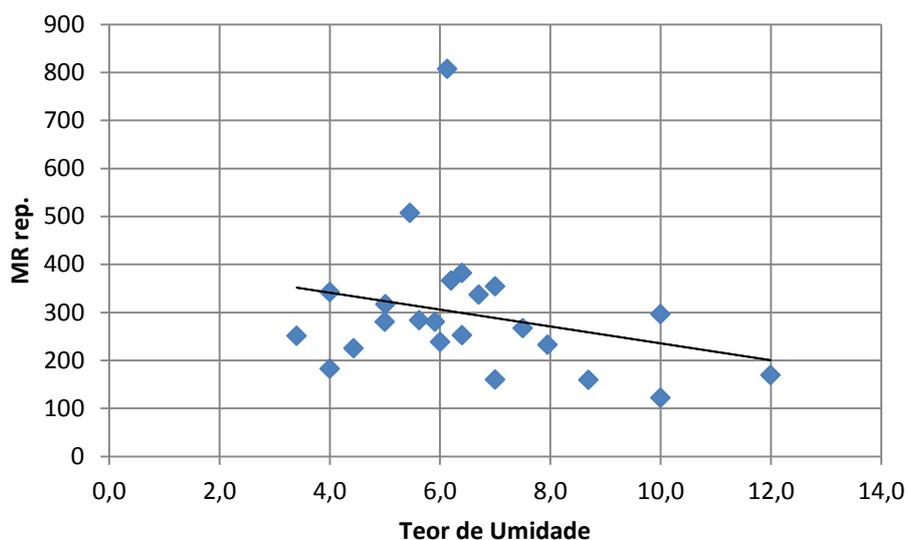
Fonte: Autoria Própria.

Figura 22. MR rep *versus* Massa Específica Aparente Seca.



Fonte: Autoria Própria.

Figura 23. MR rep versus Teor de Umidade.



Fonte: Autoria Própria.

Para determinação dos modelos de regressão foram utilizados os *softwares* Excel e LAB Fit. Na concepção do modelo de regressão múltipla, foi utilizado o método de eliminação retroativa, também conhecido como "*backward*". Neste método, parte-se do modelo completo, com todas as variáveis independentes. Retira-se inicialmente do modelo a variável com maior valor-P, desde que o valor P seja maior que o nível de significância ( $\alpha$ ). O valor-P é a probabilidade de obter um valor da estatística amostral de teste no mínimo tão extremo como o que resulta dos dados amostrais, na suposição de a hipótese nula ser verdadeira. Repete-se o procedimento até que todas as variáveis do modelo reduzido sejam significantes, ou seja, apresentem valor-P menor que o nível de significância. Neste estudo, o nível de significância considerado foi 5%.

Deste modo, modelou-se inicialmente a variável dependente MR representativo de laboratório correlacionando-a com as outras quatro variáveis. Assim, retiraram-se sequencialmente as variáveis que apresentaram o maior valor-P, desde que o valor-P fosse maior do que o nível de significância, até que todas as variáveis do modelo reduzido tivesse valor-P menor que o nível de significância. No final, restou apenas a variável MR obtido com o equipamento Geogauge (MR Geo.), resultando em um modelo de regressão linear simples representado na Equação 34.

Devido o modelo de regressão conter apenas uma variável independente não há ocorrência de multicolinearidade. Vale ressaltar ainda que o modelo desenvolvido

considera um estado de tensão específico para determinação do MR representativo e material granular.

$$\text{MR rep.} = 2,01 \times \text{MR Geo.} \quad R^2 = 0,85 \quad (34)$$

Para inferência do nível de significância do modelo de regressão linear simples foram realizados alguns testes estatísticos como, por exemplo, um teste de hipótese para os erros das estimativas, utilizando a distribuição de probabilidade Qui-Quadrado e um teste ANOVA para inferir sobre a significância do modelo de regressão linear. A Tabela 41 traz um resumo dos resultados do modelo de regressão linear simples. A Tabela 42 mostra o resultado do teste ANOVA e a Tabela 43 o teste da distribuição *t* de Student.

Tabela 41. Resumo dos Resultados do Modelo de Regressão.

<i>Estatística de regressão</i>	
<b>R múltiplo</b>	0,92
<b>R-Quadrado</b>	0,85
<b>R-quadrado ajustado</b>	0,80
<b>Erro padrão</b>	130,15
<b>Observações</b>	23

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 42. Teste ANOVA.

<b>ANOVA</b>	<i>Gl</i>	<i>SQ</i>	<i>MQ</i>	<i>F</i>	<i>F de significação</i>
<b>Regressão</b>	1	2083571	2083571	123,00	3,07E-10
<b>Resíduo</b>	22	372663	16939,23		
<b>Total</b>	23	2456234			

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 43. Teste de Hipótese utilizando a distribuição *t* de Student.

	<i>Coefficientes</i>	<i>Erro padrão</i>	<i>Stat t</i>	<i>valor-P</i>	<i>95% inferiores</i>	<i>95% superiores</i>	<i>Inferior 95,0%</i>	<i>Superior 95,0%</i>
<b>Interseção</b>	0	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D	#N/D
<b>MR Geogauge</b>	2,01	0,18	11,09	1,78E-10	1,64	2,39	1,64	2,39

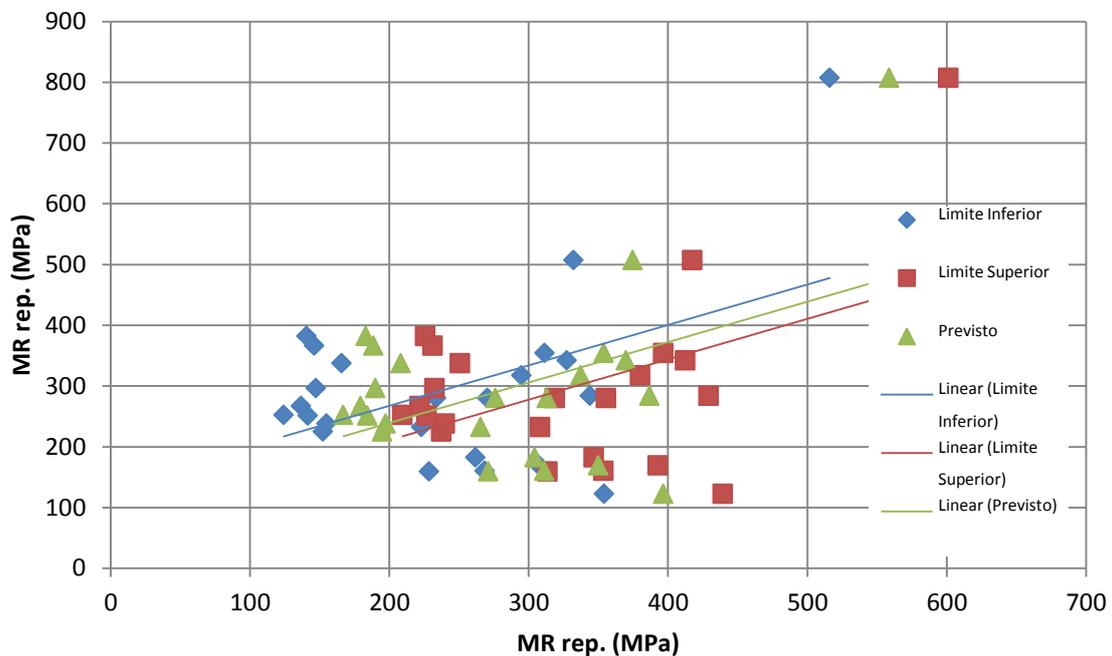
Fonte: Autoria Própria

A Tabela 41 apresenta o valor do coeficiente de correlação ( $r$ ) de 0,92 e o coeficiente de determinação ( $R^2$ ) de 0,85. Esses valores apontam que existe uma relação linear significativa entre as variáveis e ainda que 85% das variações de  $y$  são explicadas pelo modelo, mostrando que o modelo utilizado pode ser considerado um bom modelo para tentar explicar o  $y$  (Módulo Representativo).

A Tabela 42 apresenta o resultado do  $F$  de significância para a distribuição Qui-Quadrado, apresentando um valor de 3,07E-10, muito menor do que o nível de significância de 5% utilizado no teste. Esse resultado mostra que a variável  $x$  (MR Geo.) pode ser utilizada para explicar a variável  $y$  (MR rep.).

A Tabela 43 apresenta o resultado do teste  $t$ , resultando em um valor- $P$  igual a 1,78E-10 para a inclinação  $b_1$ , muito menor do que o nível de significância de 5%. No modelo de regressão o valor do intercepto  $b_0$  é igual a 0. Sendo assim, a reta amostral pode ser considerada representativa da reta de regressão populacional. A Figura 24 apresenta o intervalo de confiança para a regressão linear simples.

Figura 24. Intervalo de Confiança para a regressão linear.

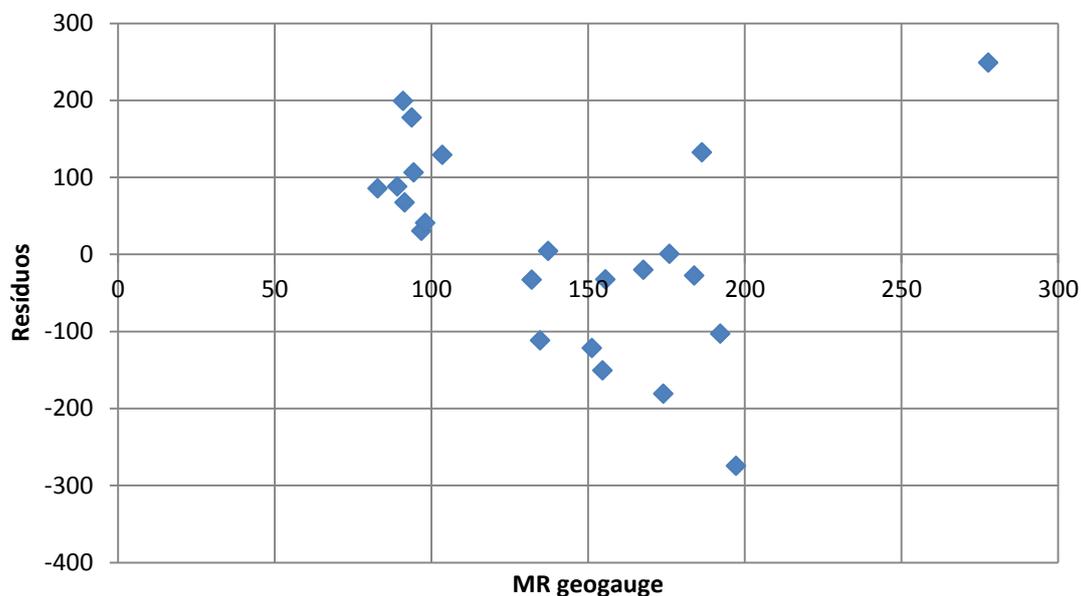


Fonte: Autoria Própria.

Os modelos de regressão linear devem atender algumas premissas. Uma das mais importantes está relacionada à teoria dos mínimos quadrados e a constância da

variância. A violação desta premissa é denominada heterodasticidade. Para testar qualquer possível ocorrência de heterodasticidade é avaliado o gráficos dos resíduos, conforme mostra a Figura 25.

Figura 25. Resíduos do modelo de regressão.



Fonte: Autoria Própria.

Os resíduos do modelo de regressão são a diferença entre o valor amostral y observado e o valor de y estimado pela uso da reta de regressão. Se o gráfico de resíduos não apresentar nenhum padrão, a equação de regressão é uma boa representação da associação entre as duas variáveis. Já se o gráfico de resíduos apresentar algum padrão sistemático, a equação de regressão não é uma boa representação da associação entre as duas variáveis. Sendo assim, observa-se na Figura 25 que há pouca evidência de um padrão sistemático dos resíduos, indicando que o modelo de regressão linear apresentado pode ser adequado.

Outra premissa do modelo de regressão linear é que os resíduos devem seguir uma distribuição normal com média 0 e variância  $\sigma^2$ . Para inferir se os resíduos do modelo de regressão linear simples exposto aqui seguem uma distribuição normal utilizou-se dois tipos de teste, o teste de Kolmogorov-Smirnov e Shapiro-Wilk, cujas hipóteses são as seguintes:

$H_0$ : Os dados seguem uma distribuição normal  $N(0, \sigma^2)$

$H_1$ : Os dados não seguem uma distribuição normal

Os testes foram realizados com nível de significância de 5% e fornecem o valor-P, sendo rejeitada a hipótese nula se o valor-P for menor do que o nível de significância. O resultado do teste também pode ser confirmado pela existência ou não de uma aleatoriedade dos pontos em torno da reta. A Tabela 44 apresenta o valor-P e as Figuras 26 e 27 apresentam os resultados dos testes.

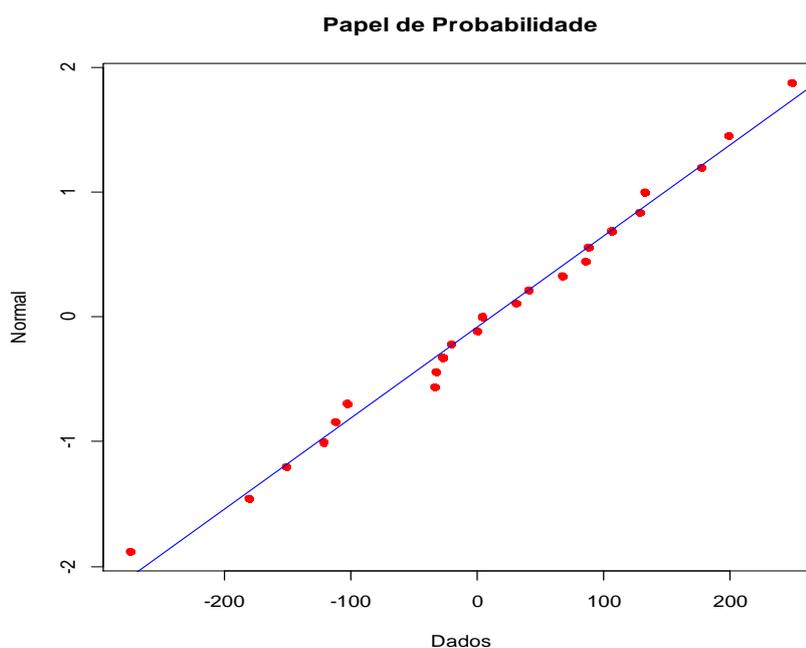
Tabela 44. Teste de Normalidade.

Teste	Estatística	Valor-P
<b>Kolmogorov-Smirnov</b>	0,10562665	0,726415794
<b>Shapiro-Wilk</b>	0,988305428	0,99199529

Fonte: Autoria Própria.

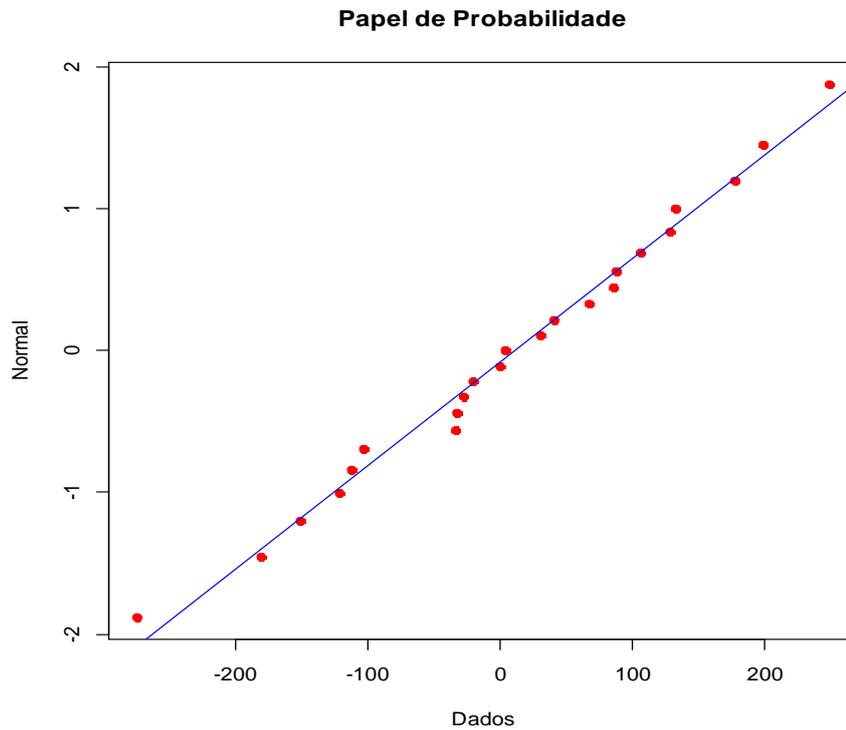
Observa-se na Tabela 44 que o valor-P foi superior ao nível de significância adotado de 5%, não podendo rejeitar a hipótese nula de que os dados seguem uma distribuição normal, atendendo à premissa do modelo.

Figura 26. Kolmogorov-Smirnov.



Fonte: Autora Própria.

Figura 27. Shapiro-Wilk.



Fonte: Autoria Própria.

Outras equações de correlação obtidas neste estudo são apresentadas nas Equações 35, 36 e 37. Vale Ressaltar que todas as Equações apresentadas nesta pesquisa foram desenvolvidas para um estado de tensão específico e material granular.

$$\text{MR rep.} = 7,9 \times \text{MR Geo.}^{0,73} \quad R^2 = 0,18 \quad (35)$$

$$\text{MR rep.} = 2,02 \times \text{MR Geo.} - 1,93 \times \text{LL} + 59,66 \times \text{Dens. Apar. Seca} - 13,76 \times \text{H (campo)} \quad R^2 = 0,29 \quad (36)$$

$$\text{MR rep} = 0,50 \times \text{MR Geo} \times 0,50 \text{ H (campo)} \times 0,5 \times \text{Dens. Apar. Seca} \quad R^2 = 0,75 \quad (37)$$

A Tabela 45 apresenta a taxa de ajuste entre os módulos de campo e de laboratório para todas as amostras ensaiadas. A taxa de ajuste foi obtida dividindo-se o módulo determinado em laboratório pelo módulo obtido com o Geogauge, para um estado de tensão específico. Outras taxas de ajustes estão apresentadas no ANEXO A.

Observando a Tabela 45 é possível perceber que os módulos determinados em laboratório através do ensaio TCR são superiores aqueles determinados em campo com o dispositivo Geogauge, em média resultando no dobro. Sendo assim, a relação entre o MR rep. e o MR Geo. também pode ser definida apenas utilizando uma taxa de ajuste média para um estado de tensão específico.

Tabela 45. Taxas de Ajuste.

Trecho	Camada	Est/Pontos	MR rep. (MPa)	MR Geo. (MPa)	Taxa de Ajuste
Rodovia	Aterro	2+260	807	278	2,90
Rodovia	Aterro	2+360	283	192	1,47
Rodovia	Aterro	2+460	232	132	1,76
Rodovia	Sub-base	1+960	317	168	1,89
Rodovia	Sub-base	2+060	507	186	2,73
Rodovia	Sub-base	2+160	280	137	2,04
Rodovia	Sub-base	2+260	169	174	0,97
Rodovia	Sub-base	2+360	122	197	0,62
Rodovia	Sub-base	2+460	159	135	1,18
Rodovia	Base	1+960	252	83	3,04
Rodovia	Base	2+060	382	91	4,20
Rodovia	Base	2+160	251	92	2,73
Rodovia	Base	2+260	337	104	3,24
Rodovia	Base	2+360	225	97	2,32
Rodovia	Base	2+460	238	98	2,43
Insttale	Subleito	1	182	151	1,20
Insttale	Subleito	2	366	94	3,89
Insttale	Reforço	1	354	176	2,01
Insttale	Reforço	2	160	155	1,03
Insttale	Sub-base	1	342	184	1,86
Insttale	Sub-base	2	280	156	1,79
Insttale	Base	1	267	89	3,00
Insttale	Base	2	296	94	3,14
	<b>Média</b>		296	142	2,24
	<b>Desv. Pad.</b>		141,4519	48,8972	0,9494
	<b>Coef. Var. (%)</b>		47,8	34,5	42,4

Fonte: Autoria Própria.

#### **4.11. Avaliação do Geogauge para uso em Controle de Qualidade de camadas do pavimento**

Para avaliar o uso do Geogauge no controle de qualidade da pavimentação foram realizados vários testes para inferir sobre a capacidade do equipamento em detectar anomalias construtivas como uma compactação insuficiente, por exemplo, além da repetibilidade e reprodutibilidade do ensaio com o equipamento.

Desta forma, foi realizado um teste na camada de sub-base localizado na estaca 2+460 do Trecho da rodovia. Inicialmente realizou-se o ensaio com o equipamento Geogauge e determinou-se o grau de compactação da camada, verificando-se que este era insuficiente, ou seja, menor do que 100%. A camada sofreu uma nova compactação, com mais passadas do rolo compactador e os ensaios com o Geogauge e Frasco de Areia foram repetidos. Foram realizadas cinco repetições do ensaio com o Geogauge em cada situação e determinou-se o MR médio.

A fim de avaliar se o equipamento é capaz de detectar uma mudança na compactação da camada, foi realizado um Teste de Hipótese utilizando a distribuição *t* de *Student* para as médias dos valores obtidos nos dois casos. Sendo assim, foi realizado um teste de Hipótese para as Médias, considerando variâncias iguais, utilizando o *software* Excel. O nível de significância considerado na análise foi de 5%. As Hipóteses nula e alternativa estão apresentadas a seguir:

$$H_0: M_1 = M_2$$

$$H_1: M_1 \neq M_2$$

A Tabela 46 apresenta o resultado do Teste de Hipótese para as médias obtidas dos MRs.

Tabela 46. Teste de Hipótese quanto à mudança de compactação.

	<i>MR</i>	<i>MR</i>
<b>Média</b>	134,688	161,846
<b>Variância</b>	168,1502	487,8719
<b>Observações</b>	5	5
<b>Variância agrupada</b>	328,011	
<b>Hipótese da diferença de média</b>	0	
<b>Gl</b>	8	
<b>Stat t</b>	-2,37096	
<b>P(T&lt;=t) uni-caudal</b>	0,022589	
<b>t crítico uni-caudal</b>	1,859548	
<b>P(T&lt;=t) bi-caudal</b>	0,045179	
<b>t crítico bi-caudal</b>	2,306004	

Fonte: Autoria Própria.

Observando-se a Tabela 46, nota-se que o valor-P, considerando uma distribuição bi-caudal, foi menor do que o nível de significância adotado. Além disso, o *Stat t* está dentro da zona de rejeição da hipótese nula. Sendo assim, rejeita-se a hipótese nula de que as médias dos módulos obtidos antes e depois da nova compactação da camada são iguais. Portanto, verifica-se que o Geogauge é capaz de detectar anomalias durante a construção do pavimento, tornando-se um importante dispositivo para ser utilizado no controle tecnológico das camadas de pavimentos flexíveis. A correção de defeitos durante a construção das camadas do pavimento proporciona grandes benefícios, principalmente financeiros, pois a correção dos defeitos que aparecem no pavimento após sua construção é sempre muito onerosa.

O ensaio com o Geogauge foi repetido inúmeras vezes pelo mesmo operador em todos os pontos de ensaio de todas as camadas do trecho da rodovia e do trecho experimental analisados. O coeficiente de variação em cada caso foi calculado a fim de aferir sobre a repetibilidade do ensaio com o dispositivo. As Tabelas 47, 48 e 49 apresentam os resultados dos ensaios com o Geogauge para as camadas de Aterro, Sub-base e Base da rodovia, respectivamente. Já a Tabela 50 apresenta os resultados para o trecho experimental.

Tabela 47. Resultados dos ensaios com o Geogauge para o Aterro da rodovia.

Ensaio	Estacas		
	2+260	2+360	2+460
1	289	206	142
2	298	190	123
3	245	179	125
4	-	-	-
5	-	-	-
6	-	-	-
<b>Média</b>	277	192	130
<b>Desv. Pad.</b>	28,3608	13,5769	10,4403
<b>Coef. Var. (%)</b>	10,2	7,1	8,0

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 48. Resultados dos ensaios com o Geogauge para a sub-base da rodovia.

Ensaio	Estacas					
	1+960	2+060	2+160	2+260	2+360	2+460
1	292	205	136	188	116	124
2	212	175	133	152	209	118
3	182	179	143	200	195	141
4	-	-	-	156	226	142
5	-	-	-	-	175	148
6	-	-	-	-	181	-
<b>Média</b>	229	186	137	174	184	135
<b>Desv. Pad.</b>	56,8624	16,2891	5,1316	23,6643	38,0089	12,8763
<b>Coef. Var. (%)</b>	24,9	8,7	3,7	13,6	20,7	9,6

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 49. Resultados dos ensaios com o Geogauge para a camada de base da rodovia.

Ensaio	Estacas					
	1+960	2+060	2+160	2+260	2+360	2+460
1	84	96	102	135	95	108
2	86	98	80	93	95	103
3	79	92	104	103	106	96
4	77	94	94	94	92	96
5	86	82	81	93	94	93
6	87	84	87		99	92
<b>Média</b>	83	91	91	104	97	98
<b>Desv. Pad.</b>	4,1673	6,5422	10,3473	18,0499	5,0365	6,2290
<b>Coef. Var. (%)</b>	5,0	7,2	11,3	17,4	5,2	6,4

Fonte: Aatoria Própria.

Tabela 50. Resultados dos ensaios com o Geogauge para o trecho experimental.

Ensaio	Subleito		Reforço		Sub-base		Base	
	1° Ponto	2° Ponto						
1° Ensaio	157	90	193	153	179	130	83	77
	135	83	189	137	225	139	76	89
	147	101	197	151	214	127	76	90
2° Ensaio	152	107	188	161	170	151	77	75
	150	85	180	168	200	166	80	86
	161	89	198	169	192	192	74	78
3° Ensaio	146	106	167	155	165	175	84	90
	158	89	158	148	159	152	68	70
	135	88	178	132	167	159	77	91
4° Ensaio	142	101	152	162	187	147	79	94
	164	103	167	156	184	174	81	81
	152	86	193	158	210	138	87	80
5° Ensaio	156	94	191	157	166	164	87	91
	150	99	138	154	175	165	79	87
	165	85	149	160	165		77	86
<b>Média</b>	151	94	176	155	184	156	79	84
<b>Desv. Pad.</b>	9,3018	8,3020	19,4491	10,0390	20,4376	18,5746	5,0000	7,0576
<b>Coef. Var. (%)</b>	6,1	8,9	11,1	6,5	11,1	11,9	6,3	8,4

Fonte: Aatoria Própria.

Observando-se as Tabelas 47, 48, 49, e 50, pode-se perceber uma boa repetibilidade do equipamento em geral, resultando em baixos valores de coeficientes de variação (menores do que 20%) para os ensaios realizados em um mesmo ponto.

Com o objetivo de investigar a reprodutibilidade do ensaio com o Geogauge, diferentes operadores realizaram ensaios nas camadas de subleito, reforço do subleito e sub-base do trecho experimental. Em cada ponto, o ensaio com o equipamento foi repetido três vezes e calculou-se a média. Um teste de Hipótese foi realizado para avaliar se há diferenças significativas entre os ensaios realizados por cada operador. O nível de significância adotado foi de 5%. As Hipóteses são as seguintes:

$H_0: M_1 = M_2$  ou seja, não há diferença significativa entre a média dos resultados obtidos por diferentes operadores

$H_1: M_1 \neq M_2$  ou seja, há diferença significativa entre a média dos resultados obtidos por diferentes operadores

As Tabelas 51, 52 e 53 apresentam os resultados dos testes de hipóteses realizados para as camadas de subleito, reforço do subleito e sub-base do trecho experimental, respectivamente.

Tabela 51. Teste de hipótese para a camada de subleito do trecho experimental quanto à repetibilidade.

	<i>Operador 1</i>	<i>Operador 2</i>
<b>Média</b>	91,37219429	93,80804801
<b>Variância</b>	83,75770429	126,9938638
<b>Observações</b>	3	3
<b>Variância agrupada</b>	105,3757841	
<b>Hipótese da diferença de média</b>	0	
<b>G1</b>	4	
<b>Stat t</b>	-0,290620618	
<b>P(T&lt;=t) uni-caudal</b>	0,392893343	
<b>t crítico uni-caudal</b>	2,131846786	
<b>P(T&lt;=t) bi-caudal</b>	0,785786685	
<b>t crítico bi-caudal</b>	2,776445105	

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 52. Teste de hipótese para a camada de reforço do subleito do trecho experimental quanto à repetibilidade.

	<i>Operador 1</i>	<i>Operador 2</i>
<b>Média</b>	146,6494654	144,9056156
<b>Variância</b>	77,81129574	147,1063782
<b>Observações</b>	3	3
<b>Variância agrupada</b>	112,458837	
<b>Hipótese da diferença de média</b>	0	
<b>Gl</b>	4	
<b>Stat t</b>	0,201399281	
<b>P(T&lt;=t) uni-caudal</b>	0,425106758	
<b>t crítico uni-caudal</b>	2,131846786	
<b>P(T&lt;=t) bi-caudal</b>	0,850213515	
<b>t crítico bi-caudal</b>	2,776445105	

Fonte: Aatoria Própria.

Tabela 53. Teste de hipótese para a camada de sub-base do trecho experimental quanto à repetibilidade.

	<i>Operador 1</i>	<i>Operador 2</i>
<b>Média</b>	161,9867432	152,9360737
<b>Variância</b>	137,0054167	346,4052992
<b>Observações</b>	3	3
<b>Variância agrupada</b>	241,705358	
<b>Hipótese da diferença de média</b>	0	
<b>Gl</b>	4	
<b>Stat t</b>	0,712989604	
<b>P(T&lt;=t) uni-caudal</b>	0,257619688	
<b>t crítico uni-caudal</b>	2,131846786	
<b>P(T&lt;=t) bi-caudal</b>	0,515239376	
<b>t crítico bi-caudal</b>	2,776445105	

Fonte: Aatoria Própria.

De acordo com os dados das Tabelas 51, 52 e 53, não se pode rejeitar a hipótese nula de que as médias dos ensaios realizados por diferentes operadores são iguais. Sendo assim, não há indícios de que as médias são diferentes, o que mostra uma boa reprodutibilidade do ensaio com o Geogauge.

De acordo com os resultados obtidos para avaliação do equipamento Geogauge, observou-se uma boa repetibilidade e reprodutibilidade do equipamento em geral, além da capacidade de detectar problemas construtivos em tempo real, sendo um importante

dispositivo que pode ser utilizado no controle tecnológico em camadas granulares de pavimentos flexíveis.

#### **4.12. Considerações Finais**

Anteriormente foram apresentados e discutidos os principais resultados obtidos na pesquisa realizada. De acordo com as análises realizadas foi possível obter uma correlação significativa entre os módulos medidos em campo com o Geogauge e aqueles determinados em laboratório com o ensaio TCR, para um estado de tensão específico e material granular. De um modo geral, o equipamento apresentou um bom desempenho e potencial para ser utilizado no controle de qualidade da construção de camadas granulares de pavimentos asfálticos. A seguir serão apresentadas as principais conclusões deste estudo, limitações da pesquisa e recomendações para trabalhos futuros.

## 5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

### 5.1. Principais Conclusões

O objetivo geral deste estudo foi obter uma correlação significativa entre os módulos medidos em campo com o equipamento Geogauge e aqueles determinados em laboratório através do ensaio triaxial de cargas repetidas. Para atingir este objetivo realizou-se uma série de ensaios, com amostras coletadas em dois trechos, sendo um trecho de 600 metros em uma rodovia e um trecho Experimental da Universidade Federal do Ceará, construído na Insttale Engenharia.

Os resultados dos ensaios foram correlacionados para estabelecer modelos de previsão capazes de estimar o módulo de resiliência dos materiais, para um determinado estado de tensão. O modelo de regressão desenvolvido neste estudo apresentou uma boa concordância entre os módulos medidos em campo e aqueles determinados em laboratório, apresentando um  $R^2$  igual a 0,85, inclusive sendo mais significativo do que outros modelos apresentados na literatura consultada.

A seguir são apresentadas as principais conclusões acerca dos resultados obtidos nesta pesquisa.

- O Geogauge é um equipamento que fornece uma medida direta dos parâmetros de deformabilidade *in situ*, além de ser um equipamento de baixo custo e com potencial para ser utilizado no controle tecnológico das camadas dos pavimentos flexíveis.
- O ensaio com o equipamento Geogauge, de uma maneira geral, mostrou uma boa repetibilidade e reprodutibilidade, além de ser capaz de identificar defeitos durante a etapa de construção do pavimento.
- Apesar dos módulos obtidos com o Geogauge não serem representativos daqueles determinados em laboratório, através do ensaio triaxial de cargas repetidas, foi possível obter correlações significativas entre os módulos

determinados pelos dois métodos, para pares de tensões específicos do material granular.

- A utilização do Geogauge no controle de qualidade dos pavimentos é um importante passo para a disseminação da proposta mecanística de dimensionamento de pavimentos flexíveis, uma vez que é possível determinar em campo os parâmetros utilizados como dados de entrada para o dimensionamento.
- Em comparação com outros equipamentos utilizados para determinar os módulos de resiliência dos materiais em campo, o Geogauge apresenta a vantagem de ser um método direto, rápido, de fácil execução, além de ser um equipamento portátil e ter um custo menor do que outros dispositivos utilizados, como o FWD, por exemplo.
- Em relação aos resultados dos ensaios realizados em campo e em laboratório, os materiais utilizados nesta pesquisa são materiais granulares. O módulo representativo de laboratório é superior aquele determinado em campo com o Geogauge. Os trechos analisados apresentaram, em geral, problemas no controle do processo de compactação.

## **5.2. Limitações da Pesquisa**

Foram encontradas algumas dificuldades e inconsistência na realização desta pesquisa, podendo-se citar a baixa disponibilidade de trechos em execução na cidade de Fortaleza e Região Metropolitana, na época da pesquisa, para realização dos ensaios, além das inconsistências observadas nos próprios trechos ensaiados, como camadas dos pavimentos com grau de compactação insuficiente (abaixo de 100%) e umidades inadequadas (diferentes da umidade ótima).

Além disso, é importante ressaltar que as correlações apresentadas nesse estudo adotaram algumas premissas para que fossem desenvolvidas, sendo válidas para essas mesmas condições, podendo-se citar:

- O estado de tensões adotado nessa pesquisa seguiu recomendações do Projeto do NCHRP 1-28 A e Gudishala (2004).
- As correlações desenvolvidas nesse estudo consideraram apenas materiais granulares, devendo ser desenvolvidas novas correlações no caso de materiais coesivos ou cimentados.
- O coeficiente de Poisson utilizado para as camadas do pavimento também foi adotado segundo recomendações da literatura.

### **5.3. Recomendações para trabalhos futuros**

A seguir estão listadas algumas recomendações para trabalhos futuros, pois não foi possível realizar estas análises neste estudo.

- Estabelecer modelos de regressão para outros tipos de materiais, como materiais coesivos e cimentados e considerando outros estados de tensão.
- Investigar o efeito da umidade na determinação dos módulos medidos com o Geogauge.
- Investigar a influência da espessura da camada nos módulos medidos com o Geogauge.
- Investigar a influência das frequências utilizadas no ensaio com o Geogauge.
- Investigar o efeito da saturação nos módulos de resiliência, moldando corpos-de-prova para as condições saturadas e não saturadas.
- Investigar a influência de outras variáveis para obtenção das correlações entre os módulos medidos em campo e em laboratório.
- Validar o modelo de regressão desenvolvido nesta pesquisa, através da realização de outros ensaios.

- Utilizar amostras indeformadas das camadas do pavimento para realização dos ensaios laboratoriais e posterior análise de correlações entre os módulos medidos em campo e em laboratório, a partir do ensaio TRC.
- Testar outros métodos para correlacionar os MR obtidos em campo e laboratório, como o uso de Redes Neurais Artificiais (RNAs).

## REFERÊNCIAS

ABU-FARSAKH, M. Y.; ALSHIBLI, K., & SEYMAN, E. Laboratory Evaluation of the Geogauge and Light Falling Weight Deflectometer as Construction Control. **Jornal of Materials in Civil Engineering**. 10.1061/(ASCE) 0899-1561(2005) 17:5 (360), 2005.

AGUIAR, M. F. P. et. al. Contribuição metodológica para controle de qualidade de camadas de pavimentos flexíveis com base em correlações CBR X DCP. **Conex. Ci. e Tecnol.** Fortaleza/CE, v. 5, n. 3, p. 22-27, nov. 2011.

ALVES, A. B. C. **Avaliação da capacidade de suporte e controle tecnológico de execução da camada final de terraplenagem utilizando o penetrômetro dinâmico cone**. 2002. 185 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO Designation T 307-99 – Determining the resilient modulus of soils and aggregate materials**. Washington, DC, 2007

ARAÚJO, A. F. **Avaliação de misturas de solos estabilizados com cal, em pó e em pasta, para aplicação em rodovias do estado do Ceará**. 2009. 175 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D6758. Standart Test Method for Measuring Stiffness and Apparent Modulus of Soil and Soil Agregate in-Place by an Electro- Mechanical Method**. ASTM International, USA, 2002.

BASTOS, J. B. S. **Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da Região Metropolitana de Fortaleza**. 2013. 164 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

BASTOS, J. B. S; SOARES, J. B. e BARROSO, S. H. A. Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecanístico-empírico a partir de ensaios acelerados e instrumentação em campo. *In: Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, 2014, Curitiba. Anais...* Curitiba: ANPET, 2014. 4 p.

BATISTA, L. C. M. **Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo**. 2007. 197 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

BARKSDALE, R. D., HICKS, R. G. Material Characterization and layered theory for use in fatigue analyses. *In: Special Report n. 140, HRB, 1973, Washington, DC, 1973.*

BERNUCCI, L. L. B., et. al. **Asfáltica - Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 2007.

CABRAL, B. P. **Verificação da anisotropia em solos do subleito da Região Metropolitana de Fortaleza pertencentes à formação barreiras**. 2005. 126 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

CHEN, D.H., et. al. Evaluation of In Situ Resilient Modulus Testing Techniques. **Transportation Research Board Annual Meeting**, 1999.

CHEN, D. H., et al. Evaluation of In-Situ Resilient Modulus Testing Techniques. **Texas DOT Report**, Austin, 2000.

DE BEER, M. Use of Dynamic Cone Penetrometer in the Design of Road Structures. **Geo-techniques in African Environment**, Balkema Rotterdam, 2000. p 167-176.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER- ME 122 – Solos – Determinação do Limite de Liquidez – método de referência e método expedito**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER- ME 082 – Solos – Determinação do Limite de Plasticidade**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME – 052 – Solos e agregados miúdos – Determinação da umidade com o emprego do “Speedy”**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME – 092 – Solos – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME – 036 – Solos – Determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do balão de borracha**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 162 – Solos – Ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ES – 301 - Pavimentação – sub-base estabilizada granulometricamente**. Rio de Janeiro, 1997.  
DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-EM 041 – Solos – Preparação de amostras para ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER- ME 051 – Solos – Análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-PRO - 277 - Metodologia para controle estatístico de obras e serviços**. Rio de Janeiro, 1997.

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 137 – ES - Pavimentação - Regularização do subleito**. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 141 – ES - Pavimentação – Base estabilizada granulometricamente – especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 134 – ME – Pavimentação – Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de Ensaio**. Rio de Janeiro, 2010.

FERREIRA, J. G. H. de M. **Elaboração e Análise de dados de ensaios triaxiais dinâmicos na COPPE/UFRJ**. 2002. 263 f. Tese (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2002.

FERREIRA, R.F. **Dimensionamento de um pavimento experimental para o tráfego de caminhões fora-de-estrada em planta de mina**. 2007. 205 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto, 2007.

FERREIRA, J. G. H. de M. **Tratamento de dados geotécnicos para predição de módulos de resiliência de solos e britas utilizando ferramentas de Data Mining**. 2008. 280 f. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

FERRI, S. **Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos**. 2013. 331 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

FORTUNATO, E. **Renovação de Plataformas Ferroviárias. Estudos Relativos à Capacidade de Carga**. 2005. 628 f. Dissertação (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade do Porto, Porto, 2005.

GONDIM, L. M. **Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropólo do Baixo Jaguaribe/estado do Ceará**. 2008. 213 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2008.

GUDISHALA, R. **Development of resilient modulus prediction models for base and subgrade pavement layers from in situ devices test results**. 2004. 133 f. Thesis

(Master of Science in Civil Engineering) - Faculty of the Louisiana State University, Louisiana, 2004.

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

HVEEM, F. N. Pavement deflections and fatigue failures. **Highway Research Board.** Washington, DC, 1955. Bulletin N ° 114, p. 43-87.

HOSSAIN, M. S.; APEAGYEI, A. K. Evaluation of the Lightweight Deflectometer for In-Situ Determination of Pavement Layer Moduli. **Virginia Transportation Research Council. Research Report.** Final Report VTRC 10-R6, 2010.

HUMBOLDT Mfg. Co. **GeoGauge User Guide.** Version 4.1, 2007.

LENKE, L. R.; McKEEN, R. G. **Evaluation of the Humboldt GeoGauge on Dry Cohesionless Silica Sand in a Cubical Test Bin.** ATR Institute. University of New Mexico, 1999.

LIMA, J. H. C. **Utilização de Resíduo de Construção e Demolição para pavimentos urbanos da Região Metropolitana de Fortaleza.** 2008. 162 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2008.

MENDES, J. T. S. **Utilização do Defletómetro de Impacto Ligeiro, do GeoGauge e do Densímetro Eléctrico para o Controlo in situ da Qualidade de Materiais em Obras de Pavimentação Rodoviária.** 2013. 123 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, 2013.

NCHRP 01-37-A. **Development of the 2002 Guide for the Design of New and Rehabilitated Pavement Structures: Phase II.** TRB, 2004.

NCHRP Project 1-28 A. **Harmonized Test Methods for Laboratory Determination of Resilient Modulus For Flexible Pavement Design.** TRB, 2004.

NAZZAL, M. D. **Field Evaluation of in-situ Tests Technology for QC/QA During Construction of Pavement Layers and Embankments.** 2003. 124 f. Thesis (Master of Science in Civil Engineering) - Graduate Faculty of the Louisiana State University and Agricultural and Mechanical College, Louisiana, 2003.

PEREIRA, T. C. **Uma contribuição para a determinação de propriedades físicas e mecânicas de materiais granulares compactos, com recurso a Penetrómetro Dinâmico Ligeiro.** 2010. 105 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil – Geotecnia) - Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 2010.

PESTANA, R M. M. **Contribuição ao estudo do comportamento mecânico de resíduos de construção e demolição aplicados em estradas de baixo tráfego.** 2008. 153 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Técnica de Lisboa. Instituto Superior Técnico, Lisboa, 2008.

PREUSSLER, L. A. **Contribuição ao estudo da deformabilidade de camadas de pavimento.** 2007. 129 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

PREUSSLER, E. S. **Estudo da deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço.** 1983. 268 f. Tese (Doutorado em Ciências). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1983.

SEYMAN, E. **Laboratory Evaluation of in-situ tests as potential quality control/quality assurance tools.** 2003. 186 f. Thesis (Master of Science in Civil Engineering) - Graduate Faculty of the Louisiana, State University and Agricultural and Mechanical College, 2003.

SILVA, B. T. A. **Utilização de materiais alternativos para a construção de pavimentos urbanos na Região Metropolitana de Fortaleza.** 2009. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transporte) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2009.

SILVA, W. P., et. al. "LAB Fit ajuste de curvas": um software em português para tratamento de dados experimentais. **Revista Brasileira de Ensino de Física.** Vol. 26, nº.4, p. 12-16, São Paulo, 2004.

SOUZA JUNIOR, J. D. **O Efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará.** 2005. 229 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

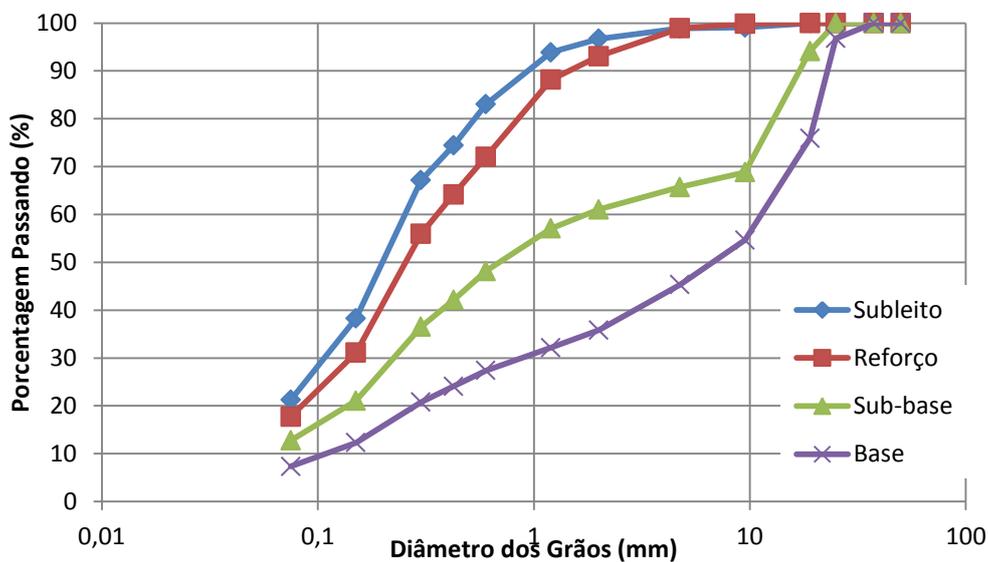
SAWANGSURIYA, A.; TUNCER, B. E; PETER, J. B. Relationship of Soil Stiffness Gauge of Modulus to Other Test Moduli. **Transportation Research Board.**, Washington, D.C, 2003. 82nd Annual Meeting, January 12-16.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD NCHRP NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **NCHRP REPORT 626: NDT Technology for Quality Assurance of HMA Pavement Construction.** Project 10-65, Washington, D.C, 2009. ISSN 0077-5614.ISBN: 978-0-309-11777-7.

VEIGA, A. Q. N. **Caracterização Geotécnica dos Terrenos do Vale Tifónico Parceiros-Leira.** 2011. 362 f. Dissertação (Doutorado em Engenharia Geológica) - Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 2011.

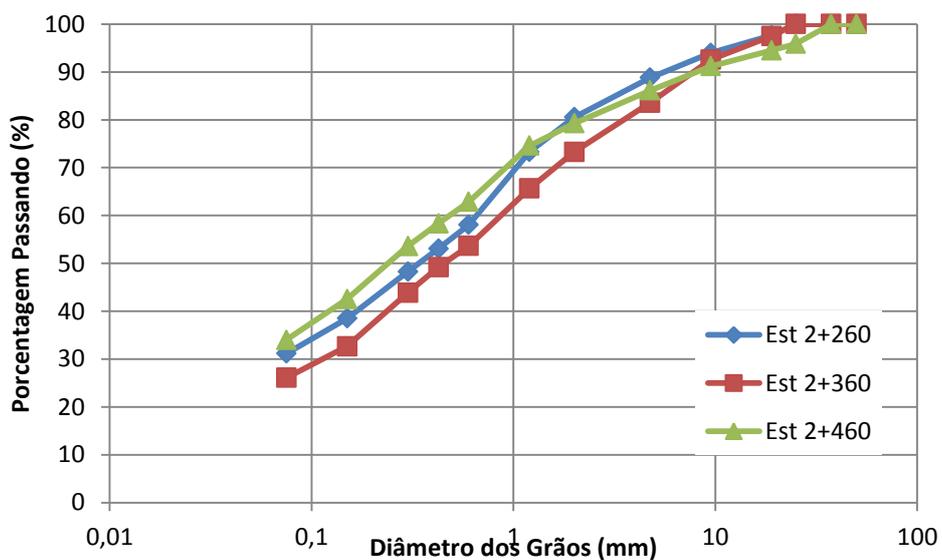
## ANEXO A

Figura 28. Curvas Granulométricas para os materiais das camadas do Trecho Experimental.



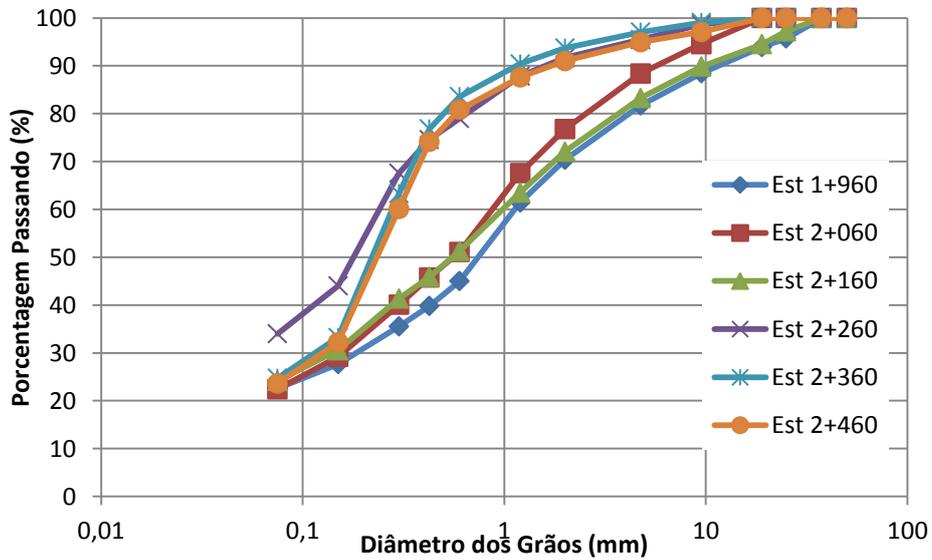
Fonte: Autoria Própria.

Figura 29. Curvas Granulométricas para os materiais da camada de Aterro do trecho da rodovia.



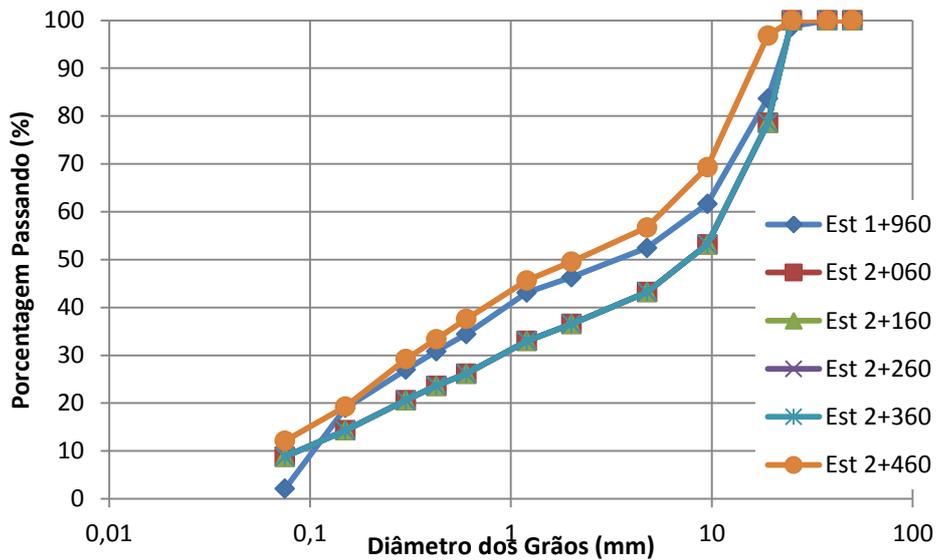
Fonte: Autoria Própria.

Figura 30. Curvas Granulométricas para os materiais da camada de Sub-base do trecho da rodovia.



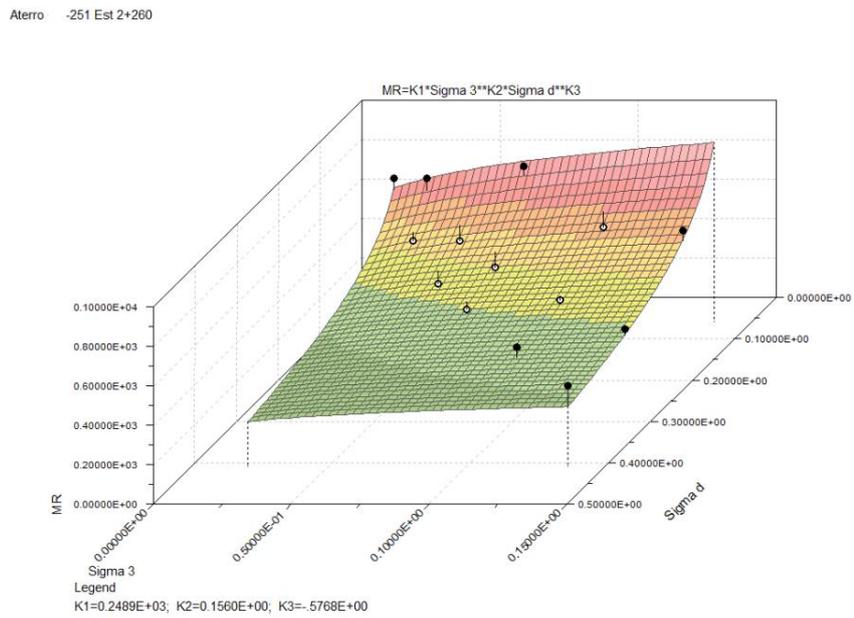
Fonte: Autoria Própria.

Figura 31. Curvas Granulométricas para os materiais da camada de Base do trecho da rodovia.



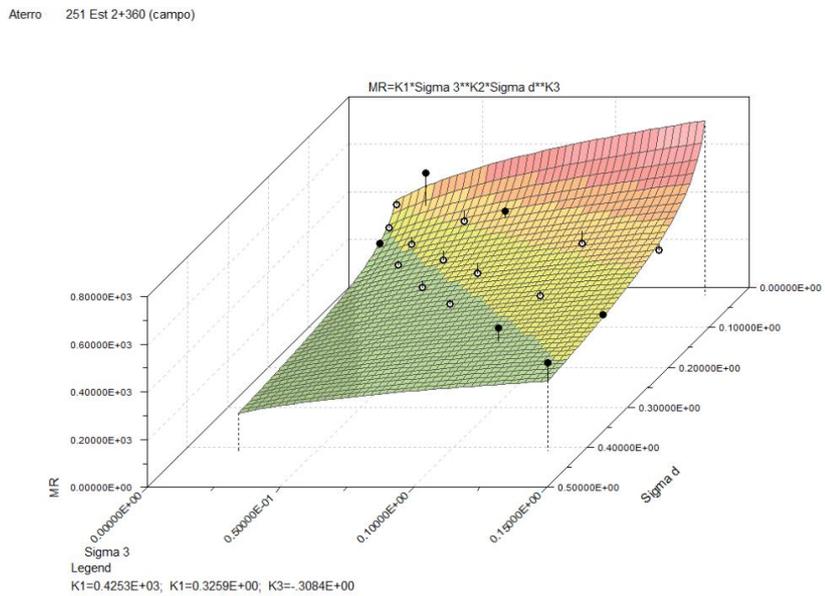
Fonte: Autoria Própria.

Figura 32. Modelo composto para a camada de Aterro da rodovia (EST 2+260).



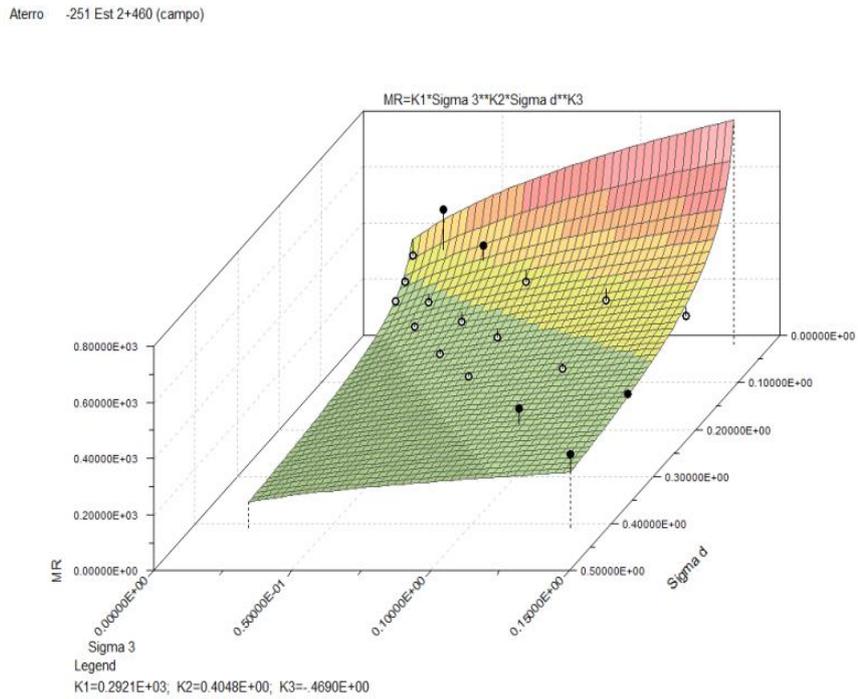
Fonte: Autoria Própria.

Figura 33. Modelo composto para a camada de Aterro da rodovia (EST 2+360).



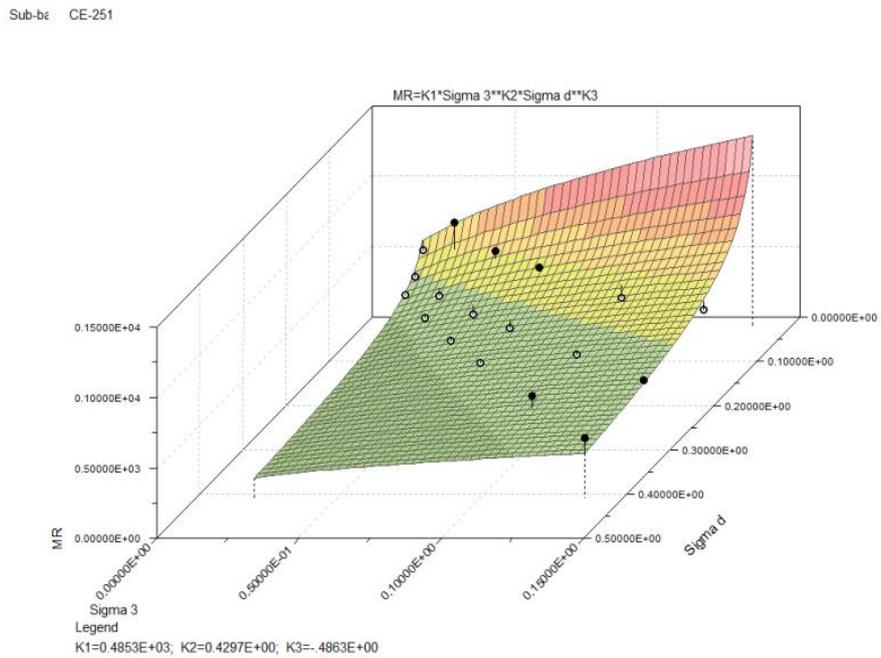
Fonte: Autoria Própria.

Figura 34. Modelo composto para a camada de Aterro da rodovia (EST 2+460).



Fonte: Autoria Própria.

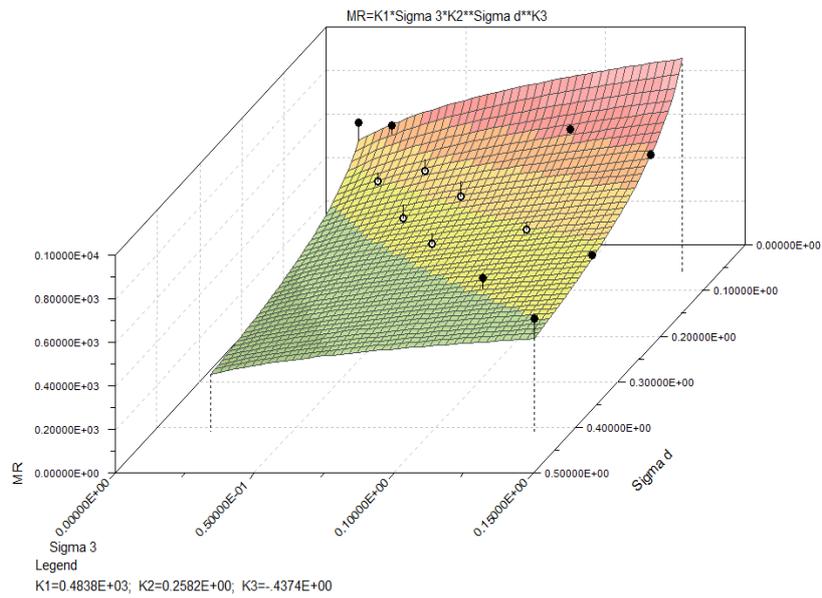
Figura 35. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 1+960).



Fonte: Autoria Própria.

Figura 36. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+060).

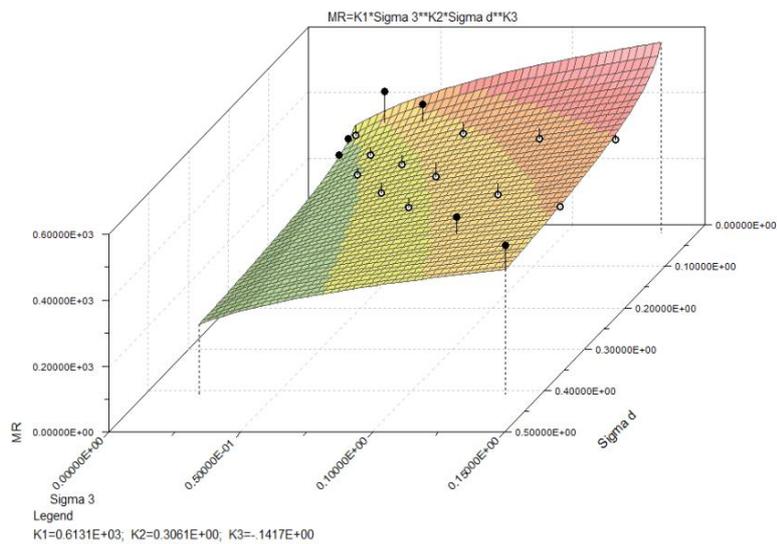
Sub-ba: CE-251 Est 2+060 (campo)



Fonte: Autoria Própria.

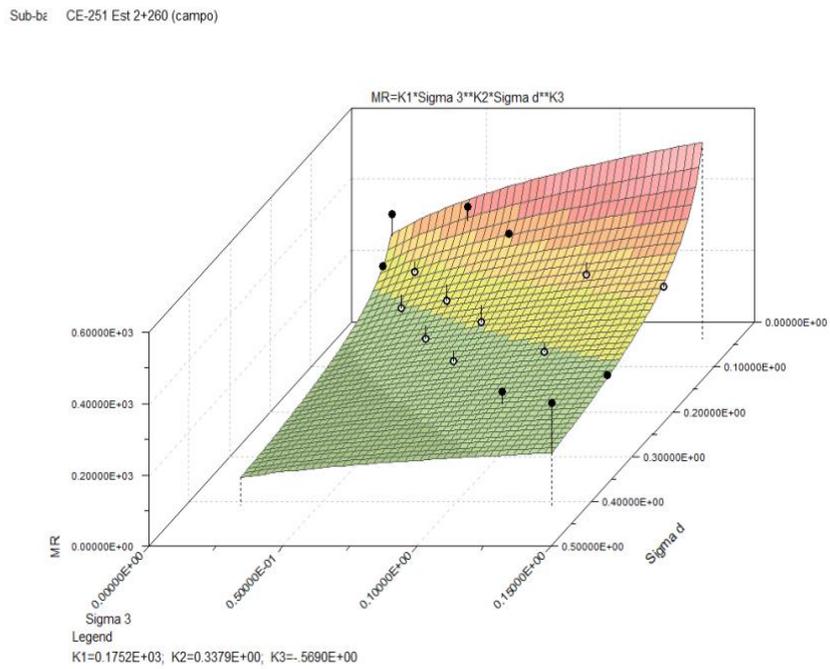
Figura 37. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+160).

Sub-ba: CE-251 Est 2+160 (campo)



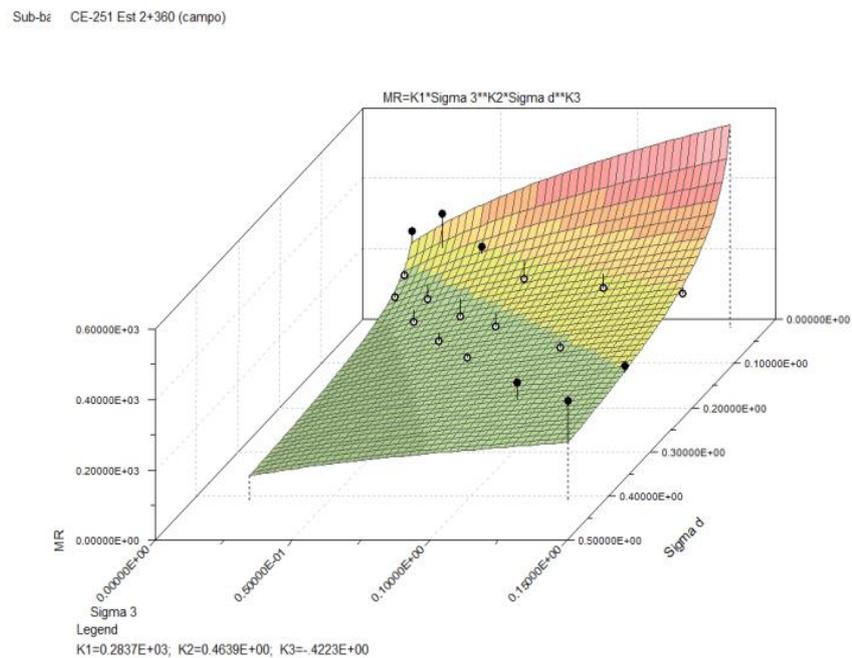
Fonte: Autoria Própria.

Figura 38. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+260).



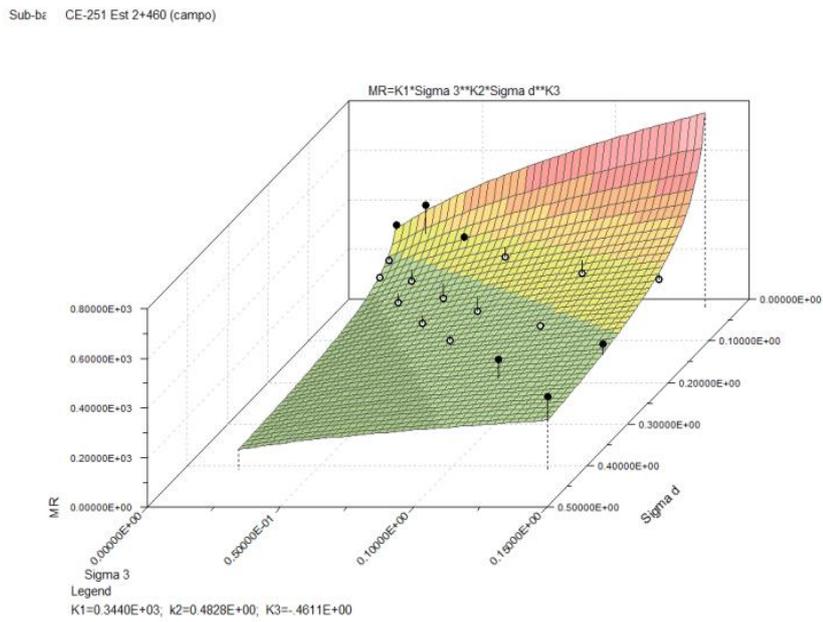
Fonte: Autoria Própria.

Figura 39. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+360).



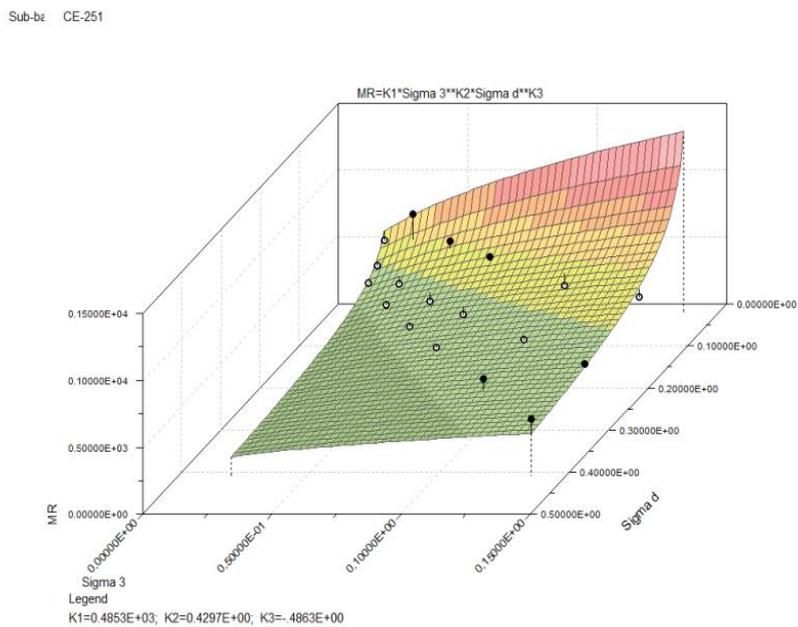
Fonte: Autoria Própria.

Figura 40. Modelo composto para a camada de Sub-base da rodovia (EST 2+460).



Fonte: Autoria Própria.

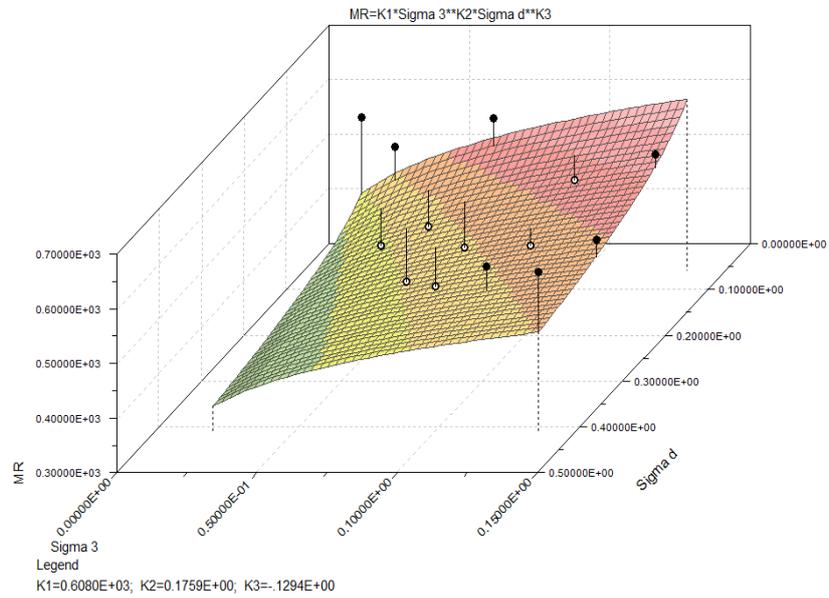
Figura 41. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 1+960).



Fonte: Autoria Própria.

Figura 42. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+060).

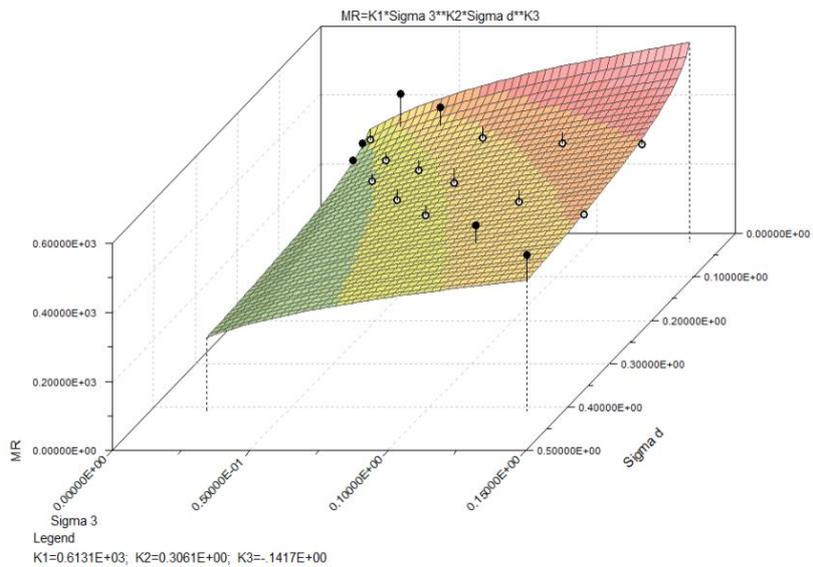
Base C 251 Est 2+060 (campo)



Fonte: Autoria Própria.

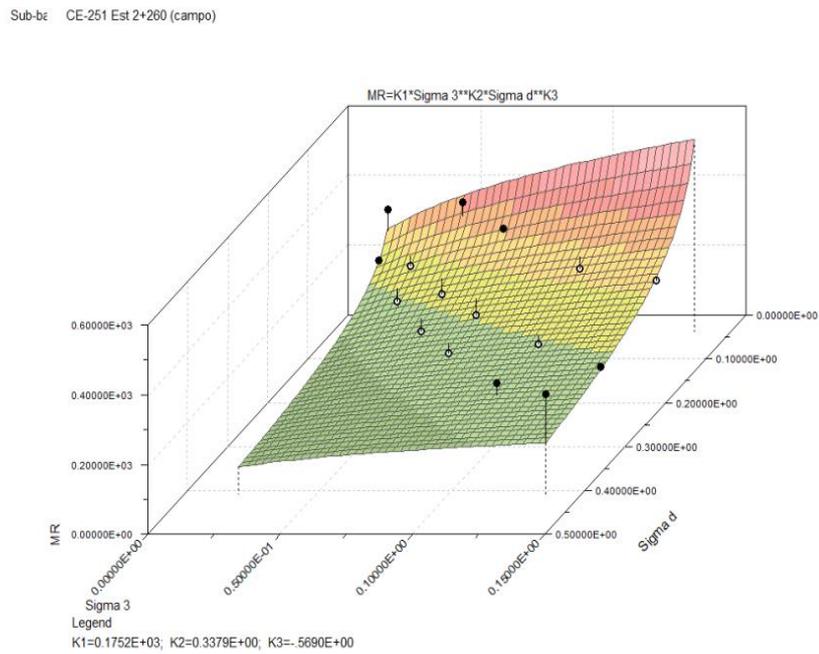
Figura 43. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+160).

Sub-bz CE-251 Est 2+160 (campo)



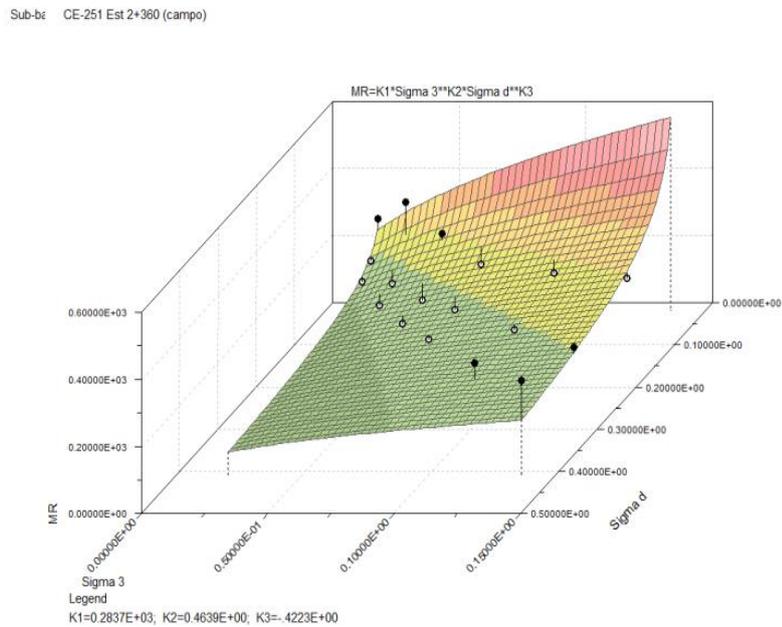
Fonte: Autoria Própria.

Figura 44. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+260).



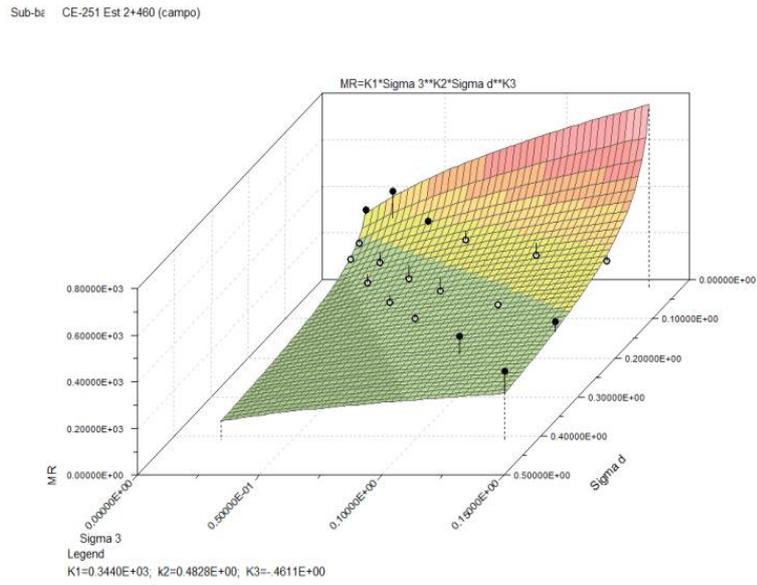
Fonte: Autoria Própria.

Figura 45. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+360).



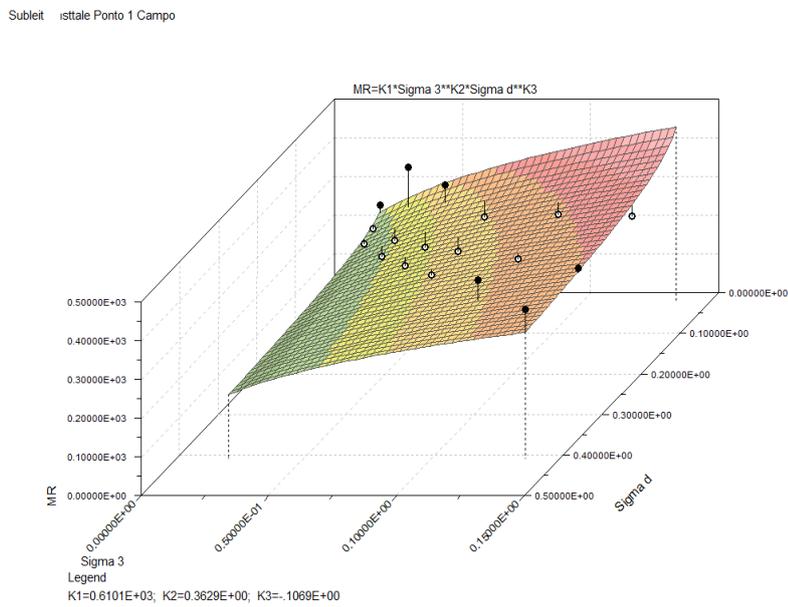
Fonte: Autoria Própria.

Figura 46. Modelo composto para a camada de Base da rodovia (EST 2+460).



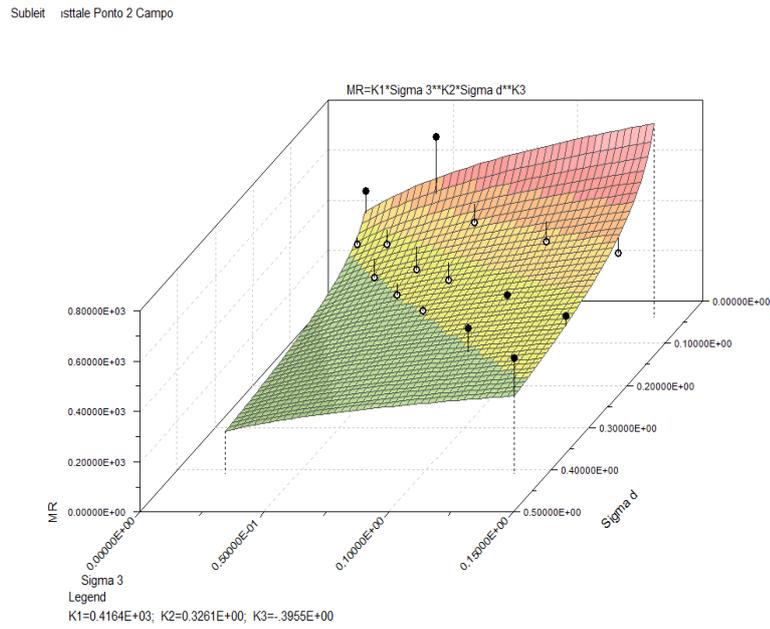
Fonte: Autoria Própria.

Figura 47. Modelo composto para o Subleito do Trecho Experimental (Ponto 1).



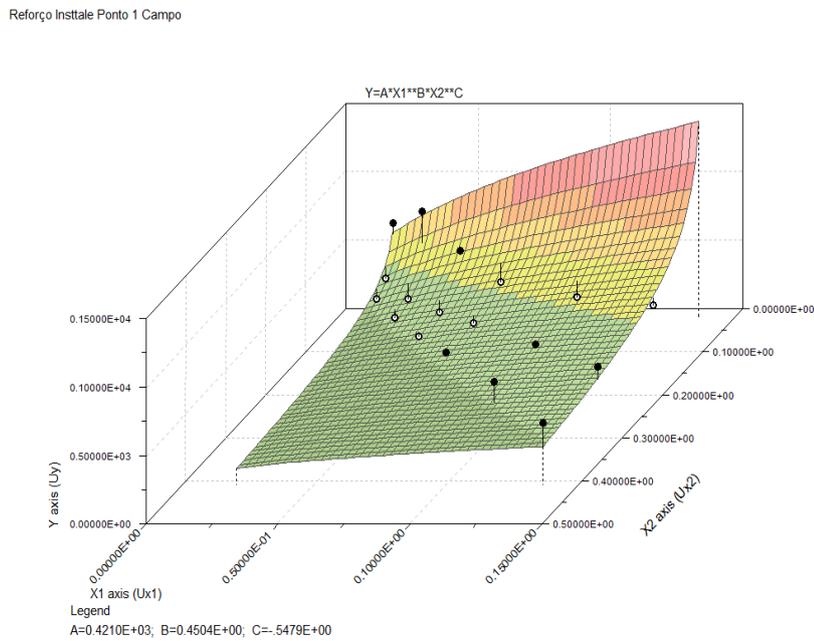
Fonte: Autoria Própria.

Figura 48. Modelo composto para o Subleito do Trecho Experimental (Ponto 2).



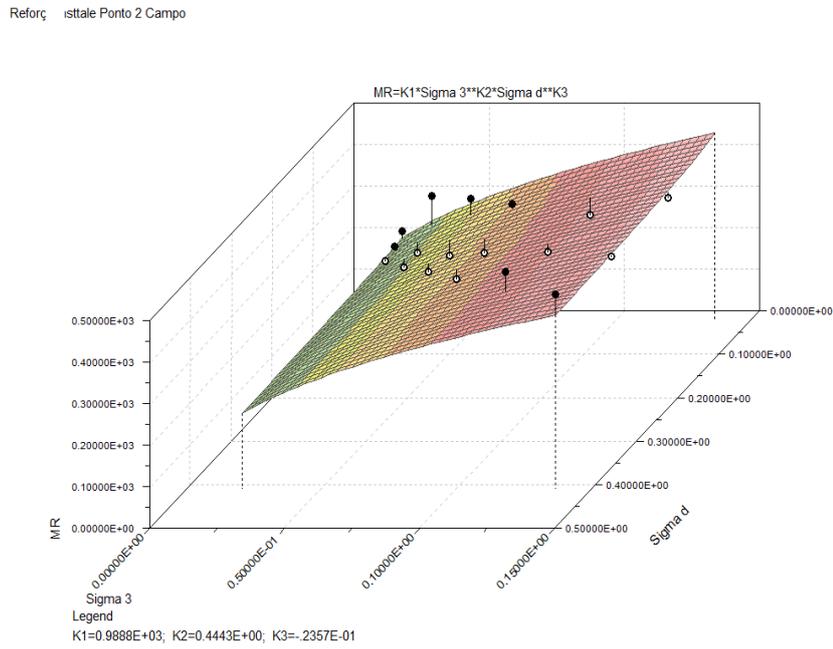
Fonte: Autoria Própria.

Figura 49. Modelo composto para o Reforço do Subleito do Trecho Experimental (Ponto 1).



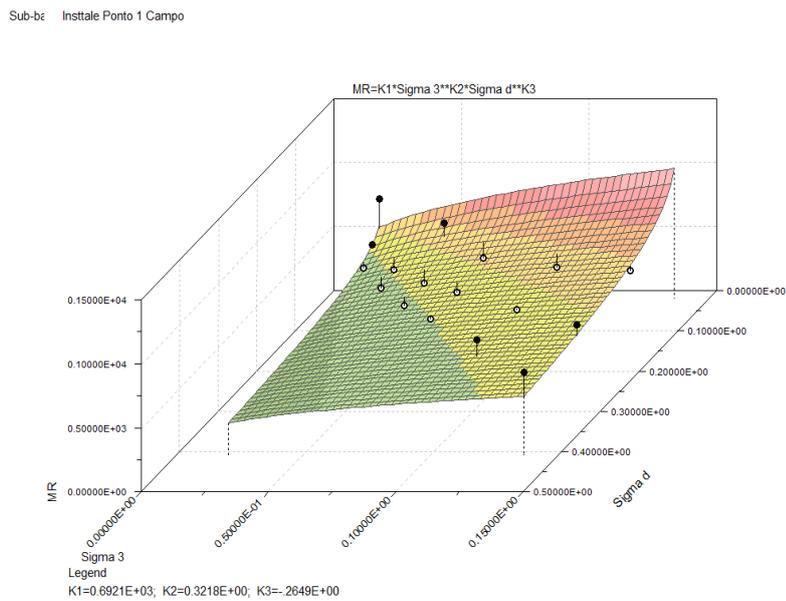
Fonte: Autoria Própria.

Figura 50. Modelo composto para o Reforço do Subleito do Trecho Experimental (Ponto 2).



Fonte: Autoria Própria.

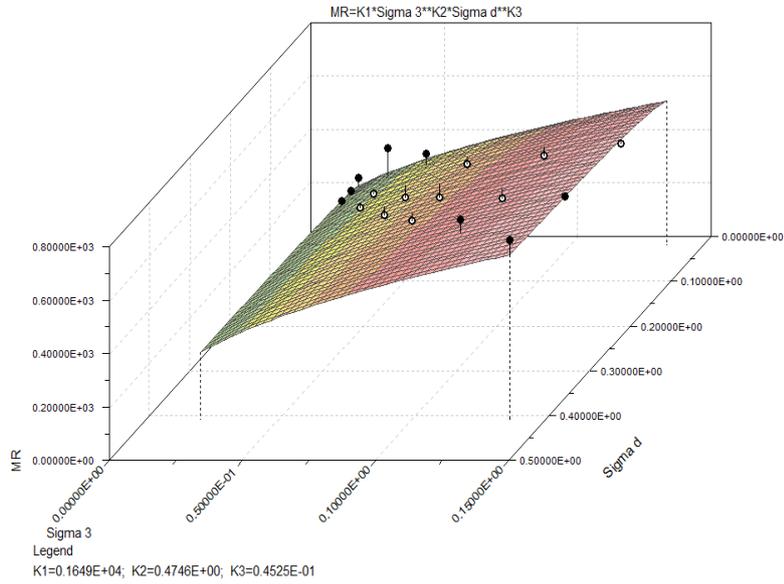
Figura 51. Modelo composto para a camada de Sub-base do Trecho Experimental (Ponto 1).



Fonte: Autoria Própria.

Figura 52. Modelo composto para a camada de Sub-base do Trecho Experimental (Ponto 2).

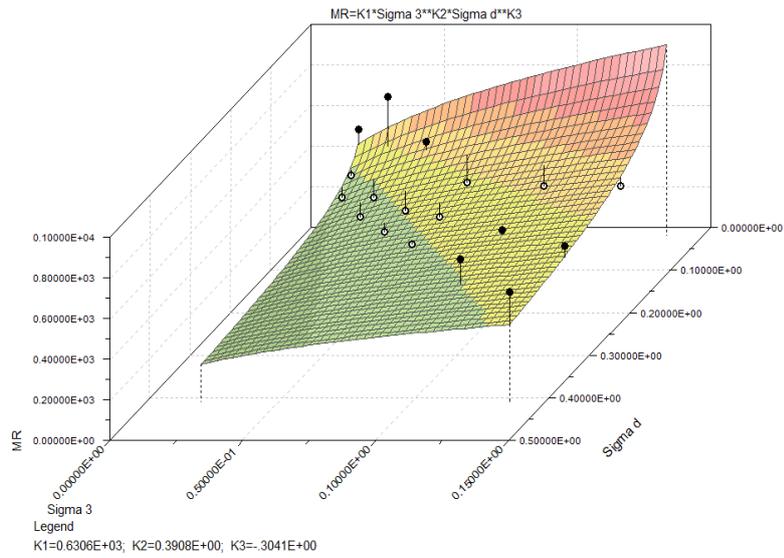
Sub-base Insttalle Ponto 2 Campo



Fonte: Autoria Própria.

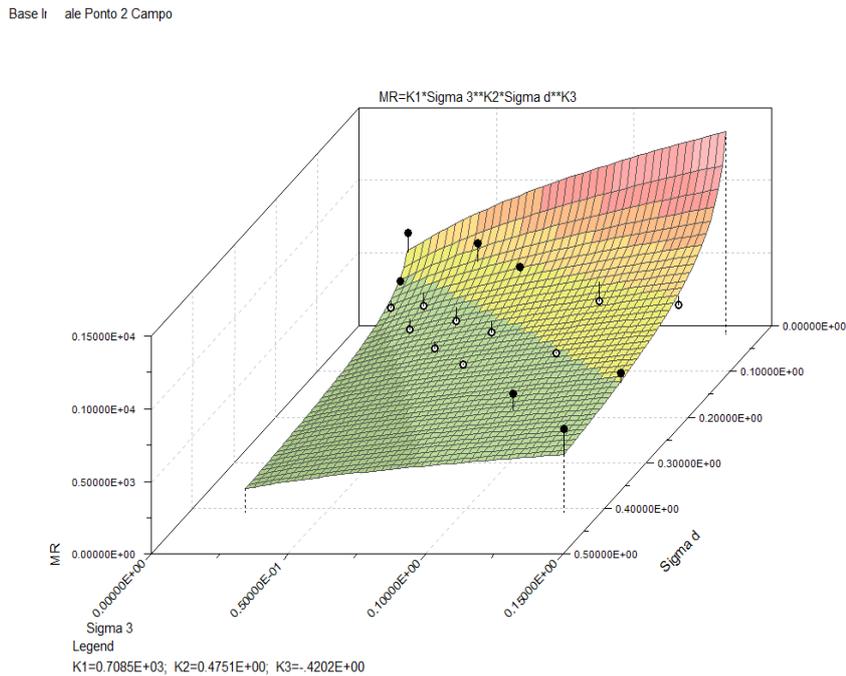
Figura 53. Modelo composto para a camada de Base do Trecho Experimental (Ponto 1).

Base Insttalle Ponto 1 Campo



Fonte: Autoria Própria.

Figura 54. Modelo composto para a camada de Base do Trecho Experimental (Ponto 2).



Fonte: Autoria Própria.

Tabela 54. Taxa de Ajuste - rodovia.

Estaca	Aterro			Sub-base			Base		
	MR rep	MR Geo.	Taxa	MR rep	MR Geo.	Taxa	MR rep	MR Geo.	Taxa
1+960	-	-	-	317	168	1,9	252	83	3,0
2+060	-	-	-	507	186	2,7	382	91	4,2
2+160	-	-	-	280	137	2,0	251	92	2,7
2+260	807	278	2,9	169	174	1,0	337	104	3,3
2+360	283	192	1,5	122	197	0,6	225	97	2,3
2+460	232	132	1,8	159	135	1,2	238	98	2,4
<b>Média</b>	441	201	2,1	259	166	1,6	281	94	3,0
<b>Desv. Pad.</b>	318,2771	73,3848	0,7371	142,9531	25,4198	0,7711	63,3448	7,1949	0,7026
<b>Coef. Var (%)</b>	72,2	36,6	35,7	55,2	15,3	48,2	22,5	7,7	23,4
<b>Limite Superior</b>	801	284	2,9	409	193	2,4	347	102	3,7
<b>Limite Inferior</b>	81	118	1,2	109	139	0,8	215	86	2,3

Fonte: Autoria Própria.

Tabela 55. Taxa de Ajuste - Trecho Experimental.

Ponto	Subleito			Reforço do Subleito			Sub-base			Base		
	MR rep	MR Geo.	Taxa	MR rep	MR Geo.	Taxa	MR rep	MR Geo.	Taxa	MR rep	MR Geo.	Taxa
<b>1</b>	182	151	1,2	354	176	2,0	342	184	1,9	267	89	3,0
<b>2</b>	366	94	3,9	160	155	1,0	280	156	1,8	296	94	3,1
<b>Média</b>	274	122	2,6	257	165	1,5	311	170	1,8	282	92	3,1
<b>Desv. Pad. Coef.</b>	129,8125	40,6657	1,9083	137,2597	15,0897	0,6912	43,8406	20,0182	0,0424	20,5061	3,7335	0,0987
<b>Var (%)</b>	47,3	33,2	74,7	53,4	9,1	45,4	14,1	11,8	2,3	7,3	4,1	3,2

Fonte: Autoria Própria.