



UNIVERSIDADE  
ESTADUAL DE LONDRINA

---

THAÍS FERRARI RÉUS

**EFEITO DAS VARIAÇÕES DAS ESPESSURAS E MÓDULOS  
DE RESILIÊNCIA DAS CAMADAS NO DESEMPENHO DOS  
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

---

Londrina  
2016

THAÍS FERRARI RÉUS

**EFEITO DAS VARIAÇÕES DAS ESPESSURAS E MÓDULOS  
DE RESILIÊNCIA DAS CAMADAS NO DESEMPENHO DOS  
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento do Centro de Tecnologia e Urbanismo da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Edificações e Saneamento.

Orientadora: Profa. Dra. Heliana Barbosa Fontenele

Londrina  
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor, através do Programa de Geração Automática do Sistema de Bibliotecas da UEL

Réus, Thaís Ferrari .

EFEITO DAS VARIAÇÕES DAS ESPESSURAS E MÓDULOS DE RESILIÊNCIA DAS CAMADAS NO DESEMPENHO DOS PAVIMENTOS FLEXÍVEIS / Thaís Ferrari Réus. - Londrina, 2016.  
115 f. : il.

Orientador: Heliana Barbosa Fontenele.

Dissertação (Mestrado em Edificações e Saneamento) - Universidade Estadual de Londrina, Centro de Tecnologia e Urbanismo, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento, 2016.

Inclui bibliografia.

1. Pavimento flexível - Teses. 2. Dimensionamento empírico-mecanístico - Teses. 3. Desempenho de pavimentos flexíveis - Teses. 4. Análise de sensibilidade - Teses. I. Fontenele, Heliana Barbosa. II. Universidade Estadual de Londrina. Centro de Tecnologia e Urbanismo. Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento. III. Título.

THAÍS FERRARI RÉUS

**EFEITO DAS VARIAÇÕES DAS ESPESSURAS E MÓDULOS DE  
RESILIÊNCIA DAS CAMADAS NO DESEMPENHO DOS  
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento do Centro de Tecnologia e Urbanismo da Universidade Estadual de Londrina, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Engenharia de Edificações e Saneamento.

**BANCA EXAMINADORA**

---

Orientadora: Prof<sup>a</sup>. Dr<sup>a</sup>. Heliana Barbosa  
Fontenele  
Universidade Estadual de Londrina - UEL

---

Prof. Dr. Carlos Alberto Prado da Silva Júnior  
Universidade Estadual de Londrina - UEL

---

Prof. Dr. José Leomar Fernandes Júnior  
Universidade de São Paulo - USP

Londrina, 16 de Junho de 2016.

Dedico este trabalho aos meus pais Marlon e Dulce, com imenso amor e gratidão por todo carinho, apoio e trabalho para realização dos meus sonhos.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente a Deus pelo dom da vida, por iluminar e abençoar minha trajetória.

A minha orientadora Heliana, pela oportunidade, críticas e sugestões que direcionaram este trabalho e sobretudo por sua amizade.

Ao Departamento de Construção Civil da Universidade Estadual de Londrina, por toda a infraestrutura disponibilizada para a realização deste trabalho.

Ao CNPq pela bolsa de estudos concedida.

À Fundação Araucária e ao CNPq pelo auxílio financeiro à pesquisa (Chamada 14/2011, Projeto de Protocolo nº 24685).

Ao Departamento de Estatística da Universidade Estadual de Londrina que, pelo projeto de extensão de Assessoria Estatística, auxiliaram no planejamento das análises estatísticas do trabalho.

Aos meus pais Marlon e Dulce por todo incentivo para lutar por meus ideais, pelo amor, carinho e dedicação a mim durante toda minha vida.

Ao meu irmão Rodrigo, que assim como meus pais, me deu apoio nos momentos difíceis e compartilhou as conquistas ao longo de todos esses anos.

À concessionária de rodovias ECOVIAS do Grupo ECORODOVIAS, em especial ao Sr. Adolfo Machado de Magalhães, Coordenador de Pavimentação/Infraestrutura Viária, pelas informações e dados utilizados por Fontenele (2011) e que foram base desta pesquisa.

A todos os professores do curso de pós-graduação em Engenharia de Edificações e Saneamento da Universidade Estadual de Londrina que compartilharam seu conhecimento.

Aos meus amigos que tornaram as incansáveis horas de estudo em momentos agradáveis, sempre me incentivando para mais esta conquista.

RÉUS, Thaís Ferrari. **Efeito das variações das espessuras e módulos de resiliência das camadas no desempenho dos pavimentos flexíveis.** 2016. 115f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Edificações e Saneamento) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2016.

## RESUMO

A análise empírico-mecanística de um pavimento parte de uma estrutura pré-dimensionada que é verificada quanto aos critérios de desempenho requeridos. Caso estes não sejam atendidos, esta estrutura é modificada e reprocessada. Neste contexto a análise do efeito das variações nos parâmetros de projeto na previsão do desempenho do pavimento fornece subsídio para uma melhor compreensão dos resultados fornecidos pelos programas computacionais. Desta forma, o objetivo deste trabalho é avaliar o efeito das variações das espessuras e módulos de resiliência das camadas no desempenho dos pavimentos flexíveis. Para tanto, foram feitas estimativas de desempenho, para o vigésimo ano de projeto, utilizando o programa ELSYM5 e o método Empírico Mecanístico (E-M) da AASHTO. No ELSYM5 foram determinadas as respostas estruturais: deformação de tração na fibra inferior do revestimento e de compressão no topo do subleito, respectivamente responsáveis pelas trincas por fadiga e pelas deformações permanentes nas trilhas de rodas. Com as respostas estruturais estimou-se o desempenho do pavimento em termos do consumo de vida útil, por meio do número equivalente de solicitações do eixo padrão, para as trincas ( $N_{\text{trincas}}$ ) e deformações permanentes ( $N_{\text{deformação}}$ ). Na aplicação do método E-M da AASHTO utilizou-se a versão de teste do programa computacional *Mechanistic Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) e a versão do software comercial do referido órgão, o *AASHTOWare® Pavement ME Design* (anteriormente conhecida como DARWin-ME), para a predição dos defeitos: trincas longitudinais, trincas por fadiga, deformação permanente no revestimento, deformação permanente no topo do subleito, deformação total e IRI. Foram utilizados modelos de regressão múltipla para o ajuste dos resultados e, pela avaliação estatística dos coeficientes de regressão obtidos, definiu-se os parâmetros significativos para a sensibilidade de cada método. Perante a análise estatística desses coeficientes, concluiu-se que o consumo da vida útil do pavimento, previsto através das simulações no ELSYM5, é sensível às variações das espessuras do revestimento e da sub-base e dos módulos de resiliência do subleito. Para o método E-M da AASHTO os valores previstos para os defeitos no vigésimo ano de projeto foram significativamente sensíveis às variações das espessuras do revestimento, da base e da sub-base e dos módulos de resiliência da base e do subleito. A partir da comparação das duas abordagens, concluiu-se que o ELSYM5 pode ser uma alternativa viável para a aplicação de um método E-M de dimensionamento de pavimentos. Com as conclusões desta pesquisa, pretende-se contribuir para o entendimento do comportamento dos resultados fornecidos pelos programas utilizados, perante as variações dos parâmetros de projeto adotados como dados de entrada, para situações similares ao caso em estudo.

**Palavras-chave:** Análise de sensibilidade. Método E-M da AASHTO. ELSYM5. Desempenho de pavimentos flexíveis. Dimensionamento empírico-mecanístico.

RÉUS, Thaís Ferrari. **Effect of variations in thicknesses and resilience modules layers in flexible pavements performances.** 2016. 115p. Dissertation (Master's Degree in Engineering of Constructions and Sanitation) – Universidade Estadual de Londrina, Londrina, 2016.

## ABSTRACT

The mechanistic-empirical pavement analysis start with a pre-dimensioned structure which is checked for the required performance criteria. If these are not satisfied, this structure is modified and reprocessed. In this context the analysis of the effect of variations on design parameters in pavement performance prediction provides the allowance for a better understanding of the results provided by computer programs. Therefore, the aim of this study is to evaluate the effect of variations in thickness and resilience modules of the layers in the performance of flexible pavements. For this, performance estimates were made for the twenty-year project, using the ELSYM5 program and the AASHTO Mechanistic-Empirical method (E-M). In ELSYM5 were determined structural responses the tensile strain at the base of the asphalt layer and compression strain on the top of the subgrade, respectively responsible for fatigue cracking and the rutting. With the structural responses estimated the pavement performance in terms of lifetime consumption by the equivalent standard axle load for cracks ( $ESAL_{cracks}$ ) and rutting ( $ESAL_{rutting}$ ). In application of EM AASHTO method used the test version of the computer program Mechanistic Empirical Pavement Design Guide (MEPDG) and the commercial version from the American association, the AASHTOWare® ME Pavement Design (formerly known as Darwin- ME) for the prediction of defects: longitudinal cracks, fatigue cracks, rutting in the asphalt layer, rutting at the top of the subgrade, total rutting and IRI. Multiple regression models were used to fit the results and the statistical evaluation of the obtained regression coefficients set for significant parameters for the sensitivity each method. In face of statistical analysis of these coefficients, it was found that the consumption of the pavement life provided by the simulations in ELSYM5, is sensitive to variations of the thickness of the coating and the subbase and the subgrade resilient modules. For E-M method AASHTO predicted values for defects in the twenty-year project were significantly sensitive to variations in the thickness of the asphalt layer, the base and sub-base and the resilient modules of base and subgrade. Comparing the two approaches, it was concluded that the ELSYM5 may be a viable alternative to the application of an E-M method pavement design. With the findings of this research is intended to contribute for understanding the behavior of the results provided by the programs, in face of the changes in project parameters used as input data for similar situations to the study case.

**Keywords:** Sensitivity analysis. AASHTO Mechanistic Empirical Method. ELSYM5. Performance of flexible pavements. Mechanistic empirical design.

## LISTA DE FIGURAS

<b>Figura 1</b> -Curva de desempenho do pavimento.....	18
<b>Figura 2</b> - Deformação na estrutura do pavimento .....	20
<b>Figura 3</b> - Fluxograma para o dimensionamento empírico-mecanístico .....	27
<b>Figura 4</b> - Espectro de carga anual para o ESRS do veículo 2S1 .....	27
<b>Figura 5</b> – Interface gráfica do MEPDG e AASHTOWare® Pavement Desing ME ..	30
<b>Figura 6</b> - Fluxograma do método de dimensionamento utilizado pelo SISPAV .....	42
<b>Figura 7</b> - Variações no $N_{trincas}$ para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas.....	66
<b>Figura 8</b> - $N_{trincas}$ ELSYM5 versus $N_{trincas}$ previsto.....	67
<b>Figura 9</b> - Variação do $N_{deformação}$ para as variações das espessuras e módulos das camadas avaliadas.....	70
<b>Figura 10</b> - $N_{deformação}$ ELSYM5 versus $N_{deformação}$ previsto.....	71
<b>Figura 11</b> - CRP para a vida útil oriunda das análises no ELSYM5.....	73
<b>Figura 12</b> - Variação das medidas relativas às trincas longitudinais para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas .....	75
<b>Figura 13</b> - Valores das simulações para as trincas longitudinais versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla.....	77
<b>Figura 14</b> - Variação das medidas relativas às trincas por fadiga para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas .....	80
<b>Figura 15</b> - Valores das simulações para as trincas por fadiga versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla .....	81
<b>Figura 16</b> - Variação das medidas relativas às deformações permanentes no revestimento para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas ..	84
<b>Figura 17</b> – Valores das simulações para as deformações permanentes no revestimento versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla .....	85
<b>Figura 18</b> - Variação das medidas relativas às deformações permanentes no topo do subleito para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas .....	87
<b>Figura 19</b> - Valores das simulações para as deformações permanentes no topo do subleito versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla .....	89
<b>Figura 20</b> - Variação das medidas relativas às deformações permanentes totais para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas.....	91

<b>Figura 21</b> - Valores das simulações para as deformações permanentes totais versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla .....	93
<b>Figura 22</b> - Variação das medidas relativas ao IRI para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas .....	95
<b>Figura 23</b> - Valores das simulações para o IRI versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla .....	97
<b>Figura 24</b> - CRP para os defeitos previstos nas análises no MEPDG software e no AASHTOWare® Pavement Design .....	99
<b>Figura 25</b> - Comparação entre a sensibilidade do ELSYM5 e dos programas de teste e comercial do método E-M da AASHTO .....	102

## LISTA DE TABELAS

<b>Tabela 1</b> - Condição da superfície do pavimento .....	23
<b>Tabela 2</b> - Níveis de confiança para pavimentos .....	33
<b>Tabela 3</b> - Modificações recomendadas da estrutura inicial adotada para atender aos critérios de desempenho .....	34
<b>Tabela 4</b> – Estrutura do pavimento e variações para análise de sensibilidade.....	51
<b>Tabela 5</b> – Localização das cargas por eixo inseridas no ELSYM5.....	53
<b>Tabela 6</b> – Localizações de análise no ELSYM5 .....	54
<b>Tabela 7</b> - FEC empírico-mecanístico para o ESRD do veículo 2C para a estrutura com 7,5 cm de revestimento .....	56
<b>Tabela 8</b> - Coeficientes de regressão para o $N_{trincas}$ .....	68
<b>Tabela 9</b> - Coeficientes de regressão para o $N_{deformação}$ .....	72
<b>Tabela 10</b> - Coeficientes de Regressão para Trincas Longitudinais - MEPDG software .....	78
<b>Tabela 11</b> - Coeficientes de Regressão para Trincas Longitudinais - AASHTOWare® Pavement Design .....	78
<b>Tabela 12</b> - Coeficientes de Regressão para as Trincas por fadiga - MEPDG software .....	82
<b>Tabela 13</b> - Coeficientes de Regressão para as Trincas por fadiga - AASHTOWare® Pavement Design .....	82
<b>Tabela 14</b> - Coeficientes de Regressão para as Deformações no Revestimento para o MEPDG software.....	86
<b>Tabela 15</b> - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes no Subleito - MEPDG software.....	89
<b>Tabela 16</b> - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes no Subleito - AASHTOWare® Pavement Design .....	90
<b>Tabela 17</b> - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes Totais - MEPDG software.....	93
<b>Tabela 18</b> - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes Totais - AASHTOWare® Pavement Design .....	94
<b>Tabela 19</b> - Coeficientes de Regressão para o IRI - MEPDG software .....	97
<b>Tabela 20</b> - Coeficientes de Regressão para o IRI - AASHTOWare® Pavement Design .....	98

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
CAP3D	<i>Computational Analysis of Pavements – 3D</i>
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CNT	Confederação Nacional de Transporte
DNER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes
ELSYM5	<i>Elastic Layered System Model 5</i>
E-M	Empírico-Mecanístico
ESRD	Eixo Simples de Rodas Duplas
ESRS	Eixo Simples de Rodas Simples
ETD	Eixo Tandem Duplo
ETT	Eixo Tandem Triplo
FEC	Fator de Equivalência de Cargas
FEPAVE2	<i>Finite Element Analysis of Pavement 2</i>
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FV	Fator de Veículo
IRI	<i>International Roughness Index</i>
JULEA	<i>Jacob Uzan Layered-Elastic Analysis</i>
LTPP	<i>Long-Term Pavement Performance</i>
MEPDG	<i>Mechanistic Empirical Pavement Design Guide</i>
NCHRP	<i>National Cooperative Highway Research Program</i>
PPV	Posto de Pesagem de Veículos
PSI	<i>Present Serviceability Index</i>
QI	Quociente de Irregularidade
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
VDMA	Volume Diário Médio Anual
WESLEA	Waterways Experiment Station Layered-Elastic Analysis

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO</b> .....	14
1.1	OBJETIVO GERAL.....	15
1.2	OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	15
1.3	JUSTIFICATIVA .....	15
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	16
<b>2</b>	<b>SERVENTIA E DESEMPENHO DE PAVIMENTOS</b> .....	18
2.1	MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO PAVIMENTO.....	19
2.1.1	Trincas por Fadiga.....	20
2.1.2	Trincas Térmicas .....	21
2.1.3	Afundamentos nas Trilhas de Roda .....	21
2.1.4	Irregularidade Longitudinal .....	22
<b>3</b>	<b>DIMENSIONAMENTO EMPÍRICO-MECANÍSTICO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS</b> .....	25
3.1	METODO EMPÍRICO-MECANÍSTICO DA AASHTO 2002.....	25
3.1.1	O Programa Computacional .....	28
3.1.1.1	Dados de entrada.....	29
3.1.1.2	Dados de saída .....	33
3.1.1.3	Modelos de previsão de desempenho.....	34
3.1.1.4	Comparativo entre as versões de teste e comercial: MEPDG VS DARWin-ME .....	35
3.1.2	Comparativo entre os Métodos AASHTO 1993 e o método E-M da AASHTO .....	36
3.2	Outros MÉTODOS EMPÍRICO-MECANÍSTICOS PARA AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS .....	38
3.3	OUTROS PROGRAMAS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS.....	40
<b>4</b>	<b>SENSIBILIDADE DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS</b> .....	43
4.1	SENSIBILIDADE QUANTO À ESTRUTURA DO PAVIMENTO E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS .....	44
4.2	SENSIBILIDADE QUANTO AOS DADOS DO TRÁFEGO.....	47

<b>5</b>	<b>MÉTODO DE PESQUISA</b> .....	50
5.1	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS PARA ANÁLISE DE SENSIBILIDADE .....	50
5.2	ANÁLISES COM O ELSYM5 .....	52
5.2.1	Dados do Tráfego e Materiais .....	52
5.2.2	Cálculo das Respostas Estruturais .....	53
5.2.3	Estimativa de Desempenho do Pavimento .....	54
5.3	ANÁLISES PELO MÉTODO E-M DA AASHTO .....	57
5.3.1	Dados dos Materiais .....	58
5.3.2	Dados do Tráfego .....	59
5.3.3	Clima .....	60
5.3.4	Critérios de Desempenho .....	60
5.4	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE POR MODELO DE REGRESSÃO MÚLTIPLA .....	61
5.5	TESTES DE HIPÓTESES PARA ANÁLISE DE SIGNIFICÂNCIA .....	63
<b>6</b>	<b>APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	65
6.1	SIMULAÇÕES NO ELSYM5 .....	65
6.1.1	Trincas por Fadiga .....	65
6.1.2	Deformações Permanentes no Topo do Subleito .....	69
6.1.3	Visão Geral da Análise de Sensibilidade com o ELSYM5 .....	72
6.2	SIMULAÇÕES COM O MÉTODO E-M DA AASHTO .....	74
6.2.1	Trincas Longitudinais .....	74
6.2.2	Trincas por Fadiga .....	79
6.2.3	Deformações Permanentes no Revestimento .....	83
6.2.4	Deformações Permanentes no Topo do Subleito .....	86
6.2.5	Deformações Permanentes Totais .....	90
6.2.6	IRI .....	94
6.2.7	Visão Geral da Análise de Sensibilidade do MEPDG .....	98
6.3	COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO ESTUDADOS .....	101
<b>7</b>	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES</b> .....	105
7.1	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE COM O ELSYM5 .....	105
7.2	ANÁLISE DE SENSIBILIDADE COM O MÉTODO E-M DA AASHTO .....	105
7.3	COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS ESTUDADOS .....	107

7.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	108
7.5	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	109
	<b>REFERÊNCIAS.....</b>	<b>111</b>



## 1. INTRODUÇÃO

O transporte de cargas no Brasil é predominantemente rodoviário e, devido sua grande importância, estudos mostram uma situação preocupante da malha viária nacional. Em 2014 a Confederação Nacional de Transporte (CNT) analisou qualitativamente 96.714 km de rodovias pavimentadas. Da extensão avaliada, 49,9% apresentaram alguma deficiência no pavimento, na sinalização ou na geometria da via, sendo então classificadas como regulares, ruins ou péssimas (CNT, 2014).

Esse estado das rodovias brasileiras pode ser revertido, ou ao menos minimizado, por meio de um planejamento de políticas de manutenção adequadas e, conseqüentemente, a renovação do ciclo de vida útil do pavimento. Para tanto é de fundamental importância o conhecimento do desempenho de um pavimento, que se relaciona diretamente ao dimensionamento deste.

No Brasil o método normatizado para o dimensionamento de pavimentos flexíveis é empírico. Porém, com a necessidade de se aproximar a realidade de projeto à de campo, existe uma tendência de substituição desses métodos por procedimentos empírico-mecanísticos (E-M), que incluem aspectos mais realistas na análise do pavimento. Dentre estes aspectos considerados, destacam-se a caracterização do tráfego e dos materiais, além da influência do clima regional.

Os métodos empírico-mecanísticos requerem modelos matemáticos, que tem a solução por algoritmos computacionais. Estes algoritmos demandam uma série de dados de entrada e geram uma gama de dados de saída, incluindo ou não a combinação de vários parâmetros para uma solução analítica ou para o cálculo iterativo de uma resposta.

Desta forma, este trabalho pretende avaliar o efeito das variações das espessuras e módulos de resiliência das camadas no desempenho dos pavimentos flexíveis, previsto pelo método empírico-mecanístico desenvolvido pela *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO), utilizando os programas de teste (MEPDG software) e comercial (*AASHTOWare® Pavement Design ME*), e por um método utilizando o software ELSYM5, que possui domínio público.

## 1.1 OBJETIVO GERAL

Analisar os efeitos da variação dos parâmetros de projeto: espessuras e módulos de resiliência das camadas; no desempenho dos pavimentos flexíveis.

## 1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Estimar a magnitude dos defeitos: trincas longitudinais (*top-down*), trincas por fadiga (*bottom-up*), deformação permanente no revestimento, no topo do subleito e total e IRI; no vigésimo ano de projeto;
- Determinar o consumo da vida útil do pavimento no vigésimo ano de projeto;
- Averiguar o efeito causado na previsão das intensidades dos defeitos e do consumo da vida útil, perante as variações dos parâmetros de projeto: espessura do revestimento; espessura da base; espessura da sub-base; módulo de resiliência da base; módulo de resiliência da sub-base e módulo de resiliência do subleito;
- Verificar quais os parâmetros de projeto que exercem maior influência na previsão dos defeitos e no consumo da vida útil;
- Comparar os resultados da análise quanto à utilização do método empírico-mecanístico da AASHTO e do ELSYM5.

## 1.3 JUSTIFICATIVA

O objetivo do dimensionamento de um pavimento é a definição das espessuras das camadas, considerando as propriedades dos materiais empregados em sua constituição, a fim de transmitir as cargas impostas pelo tráfego ao subleito sem que haja a ruptura ou deformações excessivas.

O dimensionamento de pavimentos a partir de métodos empírico-mecanísticos tem se tornado cada vez mais promissor, por ser a forma atualmente descrita como a que mais se aproxima da realidade em campo. Os modelos empírico-

mecanísticos são baseados nas relações de causa e efeito, ou seja, por meio das solicitações se determinam as respostas estruturais do pavimento e a partir disto, procura-se entender os mecanismos de deterioração que são observados em campo.

A análise do pavimento por tal método parte de uma estrutura pré-dimensionada, para a qual são determinadas as respostas estruturais e calculados os danos acumulados durante a vida útil de projeto. Com os resultados obtidos verifica-se o atendimento dos critérios de projeto pela estrutura inicial. Caso estes critérios não sejam atingidos são realizadas variações nessa estrutura e o método é repetido, até que a condição estabelecida seja alcançada.

Neste contexto, a análise do efeito das variações nos parâmetros de projeto fornece subsídio para uma melhor compreensão do comportamento dos resultados fornecidos pelos programas computacionais perante as variáveis de entrada. E, o conhecimento da influência de cada parâmetro na previsão dos defeitos, pode auxiliar projetistas na tomada de decisão sobre qual parâmetro deve ser variado para a melhor solução do problema apresentado na análise.

Além disso, essa análise também auxilia na procura de novos materiais para aplicação em obras de engenharia, bem como para melhor compreensão das propriedades de materiais já empregados.

Desta forma, pretende-se averiguar o efeito na previsão de desempenho de pavimentos flexíveis avaliados pelo método empírico-mecanístico da AASHTO, que é consolidado internacionalmente, quanto à aplicação de espessuras e módulos de resiliências nacionais de projeto para as camadas do pavimento. Porém, como o programa desenvolvido pela agência apresenta custo elevado de aquisição, também se pretende analisar esse efeito na previsão do desempenho utilizando um método alternativo ao dimensionamento da AASHTO, empregando o programa ELSYM5, que apresenta domínio público e uma análise simplificada da estrutura do pavimento.

#### 1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho encontra-se dividido em sete capítulos distribuídos da seguinte forma:

Capítulo 1 – É a parte introdutória da pesquisa, onde são apresentados a justificativa e os objetivos do trabalho;

Capítulo 2 – Constituído de uma abordagem acerca da serventia e desempenho de pavimentos flexíveis, sendo apresentados os mecanismos de deterioração e os principais defeitos do pavimento;

Capítulo 3 – Contém informações relevantes sobre o dimensionamento empírico-mecanístico de pavimentos flexíveis, com enfoque principal no método da AASHTO. Além disso, também apresenta um tópico sobre alguns programas de dimensionamento;

Capítulo 4 – Onde são apresentados estudos anteriores sobre a sensibilidade do desempenho de pavimentos flexíveis, perante as variações de parâmetros do tráfego e propriedades dos materiais constituintes das camadas;

Capítulo 5 – Capítulo no qual são relatadas as fases do procedimento experimental da pesquisa de forma detalhada;

Capítulo 6 – Trata-se da apresentação e discussão dos resultados obtidos;

Capítulo 7 – São relatadas as conclusões da pesquisa e feitas sugestões para trabalhos futuros.

## 2. SERVIENTIA E DESEMPENHO DE PAVIMENTOS

Um pavimento é dimensionado para durar um determinado período ou ciclo de vida, iniciando numa condição ótima até alcançar uma condição ruim. Tal mudança de condição define-se como deterioração (DNIT, 2006a).

A capacidade de um pavimento atender ao tráfego com segurança, conforto e economia é a definição de serventia feita por Haas, Hudson e Zaniewski (1994). Os mesmos autores definem o desempenho como uma medida da serventia do pavimento ao longo do tempo, após um número de solicitações ou ainda, a evolução da deterioração do pavimento sob as ações do tráfego e intempéries durante sua vida de serviço.

O desempenho do pavimento pode ser percebido por meio de curvas de desempenho, que correlacionam a sua serventia ou sua qualidade no tempo e indicam a necessidade de intervenções. Essa necessidade decorre do fato de que o dimensionamento é realizado sob uma perspectiva de longo prazo, porém por questões técnico-econômicas, são adotados ciclos de vida de média duração, sendo que ao fim de cada ciclo são necessárias intervenções para a restauração da qualidade do pavimento (DNIT, 2006a).

Na Figura 1 apresenta-se um exemplo de uma curva de desempenho.

**Figura 1**-Curva de desempenho do pavimento



Pode-se perceber, a partir da Figura 1, que a qualidade do pavimento se inicia numa condição ótima e decai ao longo da vida em serviço. Ao apresentar um

desempenho próximo a sua condição limite permissível, a partir do qual a deterioração tenderá a crescer de maneira acentuada, devem ser executadas atividades de restauração que elevarão a qualidade do pavimento. Em seguida, inicia-se uma nova fase de decaimento do desempenho, até o ponto onde é feita nova intervenção, gerando um processo em ciclos sucessivos.

O desempenho do pavimento, de acordo com DNIT (2006a), pode ser dividido em três: o desempenho funcional ou serventia, o desempenho estrutural e o relativo a segurança. A serventia refere-se à capacidade do pavimento de satisfazer sua função, podendo ser avaliada qualitativamente e medida principalmente pela irregularidade longitudinal. O desempenho estrutural refere-se à capacidade do pavimento de manter sua integridade estrutural, sem apresentar falhas significativas. Já o desempenho relativo a segurança refere-se à capacidade de resistência à derrapagem e ao potencial de hidroplanagem do pavimento.

## 2.1 MECANISMOS DE DETERIORAÇÃO DO PAVIMENTO

O desempenho do pavimento está diretamente relacionado ao conceito de serventia. O decréscimo na serventia do pavimento é denominado de deterioração, sendo necessário o entendimento dos mecanismos que afetam este processo para que seja possível identificar suas causas e minimizar seus efeitos (DNIT, 2006a).

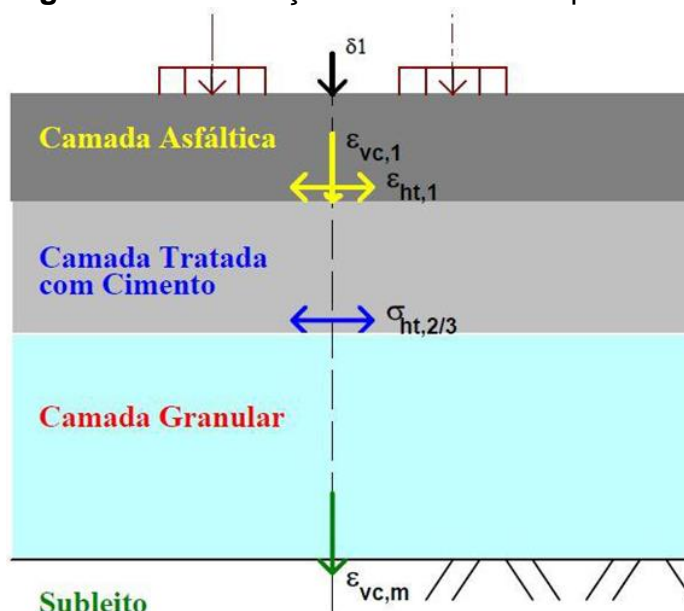
As principais formas de deterioração do pavimento são: trincas por fadiga; afundamentos nas trilhas de roda; trincas térmicas e irregularidade longitudinal. Estas formas de deterioração do pavimento não estão relacionadas apenas com as solicitações do tráfego, podendo surgir devido às características dos materiais utilizados, das condições ambientais etc. Vassoler, Chong e Specht (2011) mencionam que a deformabilidade de uma camada de revestimento, em conjunto com sua espessura, determina a distribuição de tensões nas camadas subjacentes e, por conseguinte, o comportamento à fadiga e o acúmulo de deformações plásticas.

A ação do tráfego gera um estado de tensões ao longo da estrutura do pavimento. A carga do veículo, dividida entre o número de rodas, é transmitida inicialmente ao revestimento por meio do contato dos pneus com o pavimento. Em seguida a tensão se propaga e se espalha pelas camadas de forma proporcional à rigidez dos materiais empregados em sua constituição, sendo que de maneira

simplificada, a estrutura do pavimento pode ser considerada um meio elástico, isotrópico e homogêneo.

O carregamento aplicado ao pavimento, em conjunto com os fatores ambientais, gera deformações em sua estrutura. Tais deformações, tratadas também como respostas estruturais, estão destacadas na Figura 2: deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento ( $\epsilon_{ht,1}$ ); tensão horizontal na fibra inferior da camada tratada de cimento ( $\sigma_{ht,2/3}$ ) e deformação vertical de compressão no topo do subleito ( $\epsilon_{vc,m}$ ).

**Figura 2 - Deformação na estrutura do pavimento**



Fonte: Adaptado de Fernandes Júnior (1994)

### 2.1.1 Trincas por Fadiga

O trincamento por fadiga ocorre devido às sucessivas solicitações do tráfego. Este processo pode ocorrer de forma acelerada quando há a presença de veículos com sobrepeso e/ou o subdimensionamento do pavimento. A presença das trincas também acarreta a degradação acelerada do pavimento, uma vez que propicia a entrada de água, facilitando a desagregação do material (NCHRP, 2004; DNIT, 2006a).

As trincas por fadiga podem ser divididas em dois grandes grupos: as *bottom-up* e as *top-down*. As *bottom-up* são aquelas que se iniciam na parte inferior do revestimento, devido às tensões de tração nas fibras ali localizadas, e se propagam

para a superfície. São caracterizadas por uma série de trincas interligadas no sentido longitudinal e transversal do revestimento (NCHRP, 2004; AASHTO, 2008). Esse tipo de trinca, usualmente, é limitado pelos afundamentos nas trilhas de rodas (DNIT, 2006a).

Em contrapartida, as trincas do tipo *top-down*, também denominadas como trincas longitudinais, são aquelas geradas no topo da camada de revestimento, propagando-se para o interior do pavimento. Esse tipo de trinca advém das tensões de cisalhamento e de tração atuantes na superfície do revestimento, podendo ocorrer dentro das trilhas de roda ou paralelas a linha central do pavimento e apresentam-se em sentido longitudinal ao revestimento (NCHRP, 2004; AASHTO, 2008).

Além disso, segundo DNIT (2006a), as trincas longitudinais também podem ocorrer devido às propriedades da mistura asfáltica, pela retração de bases cimentadas, pelo recalque da fundação, pela ruptura de aterros ou ainda, se próximas à borda do pavimento, podem estar relacionadas à umidade do acostamento.

### 2.1.2 Trincas Térmicas

As trincas térmicas ocorrem no sentido transversal ao centro do pavimento, sendo causadas devido à ação de baixas temperaturas ou em consequência de gradientes térmicos, podendo ser denominadas também como trincas de retração (AASHTO, 2008; DNIT, 2006a).

É importante frisar que nem todas as trincas transversais são trincas de retração, podendo ser oriundas das propriedades dos materiais constituintes da mistura betuminosa ou como consequência da retração de bases cimentadas (DNIT, 2006a).

Uma vez que este tipo de trinca não se relaciona com as tensões e deformações resultantes das ações do tráfego, o presente trabalho não abordará a sua sensibilidade, apesar de constituir um fator de suma importância para a gerência e no desempenho de pavimentos.

### 2.1.3 Afundamentos nas Trilhas de Roda

As deformações induzidas no pavimento, devido às cargas de tráfego, são função da magnitude do carregamento, dos módulos e espessuras das camadas

do pavimento e da capacidade de suporte do subleito. Além disso, também podem estar relacionadas à consolidação dos materiais. Essas deformações podem ser elásticas ou plásticas, sendo a última a que origina os afundamentos nas trilhas de roda (NCHRP, 2004; DNIT, 2006a).

O afundamento nas trilhas de roda é um dos defeitos mais importantes associados às cargas de tráfego, desenvolvendo-se gradualmente com o número de solicitações de carga acumulados (NCHRP, 2004; DNIT 2006a; AASTHO, 2008).

Ainda de acordo com os NCHRP (2004) e DNIT (2006a), os afundamentos normalmente apresentam-se acompanhados de elevações nas laterais e podem gerar condições de insegurança ao usuário, uma vez que alteram as características de drenagem da pista, favorecendo a aquaplanagem.

Para análise dos afundamentos nas trilhas de roda tem-se utilizado duas abordagens distintas: a deformação de compressão no topo do subleito e as deformações acumuladas ao longo de todas as camadas do pavimento, utilizada no método E-M da AASHTO. De acordo com Salama, Haider e Chatti (2007) a segunda forma não é utilizada frequentemente devido à dificuldade de se determinar as características elasto-plásticas dos materiais constituintes das camadas do pavimento.

Em contrapartida, devido à simplicidade de análise, a primeira forma tem sido adotada em estudos como os de Barra e Momm (2007), Silva *et al.* (2011), Vidotto e Fontenele (2014), Fontenele e Fernandes Júnior (2014), Réus, Silva Júnior e Fontenele (2014), Alexandre *et al.* (2015), Réus, Silva Júnior e Fontenele (2016).

#### 2.1.4 Irregularidade Longitudinal

O conjunto de desvios da superfície do pavimento em relação a um plano de referência é definido como a irregularidade longitudinal do pavimento. Este conjunto pode ser medido diretamente, com uso de equipamentos de topografia, ou indiretamente por perfilômetros ou a partir da reação do veículo (DNIT, 2006a; AASHTO, 2008).

A irregularidade longitudinal é expressa pelo IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional). Trata-se de um índice estatístico, expresso em m/Km, que é medido geralmente nas trilhas de roda para

quantificar os desvios da superfície com relação à de projeto. Essa irregularidade do perfil longitudinal apresenta como características principais (DNIT, 2006a):

- Valores crescentes em consequência da ação do tráfego, clima, etc.;
- Aumento da ação das cargas dinâmicas dos veículos na superfície do pavimento em decorrência da irregularidade, acelerando sua deterioração;
- Afeta a drenagem da via;
- Influi no custo operacional dos veículos, uma vez que afeta sua dinâmica de movimento, aumentando o desgaste da suspensão.

Além do IRI, a irregularidade do pavimento pode ser medida em diversas outras escalas padronizadas, sendo que DNIT (2006a) destaca também o uso do Quociente de Irregularidade (QI). Esse quociente é obtido por meio da leitura representativa da resposta da suspensão do veículo à irregularidade do trecho percorrido, sendo expresso em contagens/km.

Na prática, os dois índices, IRI e QI, podem ser altamente correlacionados por meio da Equação 1 (DNIT, 2006a).

$$QI = 13IRI$$

Equação 1

Em função da faixa de valores dos índices de irregularidade, são atribuídos conceitos relativos às condições da superfície do pavimento. Esses conceitos e faixas são apresentados na Tabela 1.

**Tabela 1 - Condição da superfície do pavimento**

Conceito	Irregularidade	
	QI (cont./km)	IRI (m/km)
Excelente	13 – 25	1,0 – 1,9
Bom	25 – 35	1,9 – 2,7
Regular	35 – 45	2,7 – 3,5
Ruim	45 – 60	3,5 – 4,6
Péssimo	>60	> 4,6

Fonte: DNIT (2006a)

Neste trabalho será utilizado o IRI, por se tratar do índice mais utilizado pelo DNIT e aceito internacionalmente.

### 3. DIMENSIONAMENTO EMPÍRICO-MECANÍSTICO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Atualmente o dimensionamento de pavimentos normatizado no Brasil é realizado por meio de métodos empíricos, que se baseiam em fórmulas, constantes e coeficientes oriundos de observações do comportamento dos pavimentos submetidos a solicitações de operação. A principal desvantagem do uso deste método é sua limitação quanto à aplicação em locais cujas características sejam distintas daquelas onde foram desenvolvidos.

O método de dimensionamento do DNIT foi elaborado no começo da década de 1960, com base nos estudos realizados pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE) e nos resultados dos ensaios da *AASHTO Road Test* para os fatores de equivalência de carga e comportamento estrutural das camadas do pavimento com diferentes materiais (DNIT, 2006a).

Em contrapartida aos métodos empíricos existem os métodos empírico-mecanísticos, que são aqueles que relacionam o empirismo e a teoria da mecânica dos pavimentos. A mecânica é utilizada nesses métodos para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos gerados perante as solicitações impostas pelo tráfego e o pelo ambiente. Já o empirismo está presente nos modelos utilizados para correlacionar essas respostas com o desempenho do pavimento (SCHWARTZ E CARVALHO, 2007).

Nos próximos tópicos deste capítulo serão abordados alguns métodos empírico-mecanísticos usados no dimensionamento de pavimentos flexíveis.

#### 3.1 MÉTODO EMPÍRICO-MECANÍSTICO DA AASHTO

O método empírico-mecanístico proposto pela AASHTO, desenvolvido pelo *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) no projeto 1-37 A, representa uma mudança completa da conceituação do dimensionamento de pavimentos. Um dos principais aspectos do método é a previsão de indicadores de desempenho, por meio de modelos matemáticos que integram propriedades dos materiais, tráfego, clima e aspectos da gerência de pavimentos (AASHTO, 2008).

Inicialmente a AASHTO lançou um software de teste denominado MEPDG para dimensionamento de estruturas de pavimentos novos e reabilitados. Em 2008 o órgão publicou o “*Mechanistic Empirical Pavement Design Guide – A Manual of Practice* (MEPDG)” e lançou comercialmente o programa como DARWin-ME. Atualmente o software comercial é conhecido como AASHTOWare® Pavement ME Design.

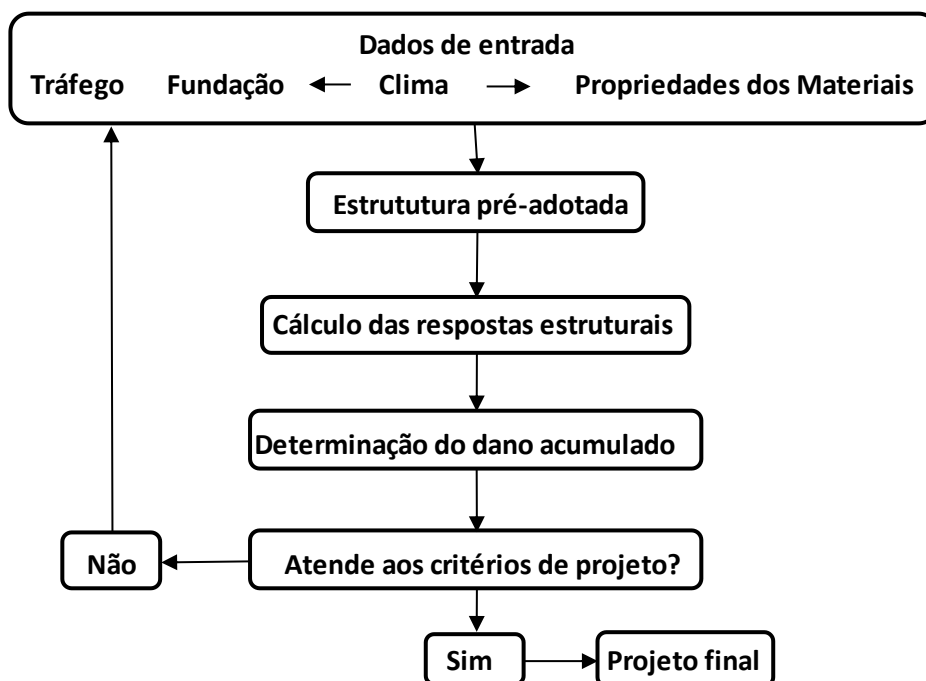
O método desenvolvido trata-se de um processo de dimensionamento que incorpora a mecânica dos pavimentos, fazendo uso de uma parte mecanística e outra empírica, levando a melhores soluções de projeto.

A parte mecanística é composta pela teoria utilizada para prever as respostas críticas do pavimento (tensões, deformações, deflexões, etc.) em função das cargas do tráfego, materiais e clima. Enquanto a parte empírica correlaciona as respostas críticas do pavimento aos defeitos observados em campo (AASHTO, 2008; NCHRP, 2004).

O processo de dimensionamento de pavimentos flexíveis pelo método empírico-mecanístico da AASHTO é apresentado de forma simplificada na Figura 3. As etapas a serem seguidas, segundo NCHRP (2004), são as seguintes:

- Define-se as características de suporte do subleito, as cargas de tráfego, clima, propriedades dos materiais, entre outros fatores ambientais do local de execução da rodovia;
- Determinam-se os níveis de deterioração aceitáveis, ou seja, os critérios de desempenho;
- Calculam-se as respostas estruturais do pavimento utilizando modelos baseados no método dos elementos finitos ou na teoria da elasticidade;
- Calcula-se o dano acumulado no período de projeto;
- Avalia-se se o desempenho do pavimento atende os critérios de projeto estabelecidos. Se isto não ocorrer, deve-se modificar a estrutura e repetir as etapas até que os critérios sejam atendidos.

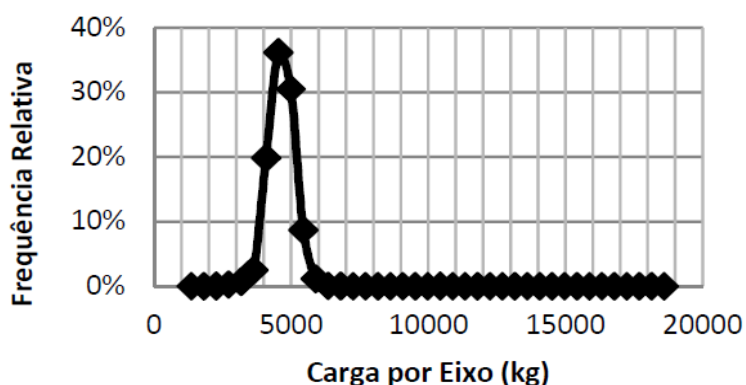
**Figura 3** - Fluxograma para o dimensionamento empírico-mecanístico



**Fonte:** Adaptado de NCHRP (2004)

O método da AASHTO introduziu uma nova forma para a caracterização do tráfego: os espectros de carga por eixo, sendo uma das maiores diferenças quanto aos métodos empíricos. Os espectros de carga podem ser definidos como um histograma ou uma distribuição de frequências das cargas por tipo de eixo, em outras palavras, é a frequência de aplicação de uma gama de cargas para um tipo específico de eixo, conforme exemplificado na Figura 4 (AASHTO, 2008).

**Figura 4** - Espectro de carga anual para o ESRS do veículo 2S1  
**Classe 2S1 - ESRS**



**Fonte:** Fontenele (2011)

Em seu trabalho Guo, Prozzi e Tuftud (2005) concluíram que o espectro de carga produz um método exato e confiável para computar as cargas de tráfego e recomendaram que mais atenção fosse dada a este conceito, pois a partir de sua aplicação a previsão do desempenho é mais precisa.

A obtenção dos espectros de carga é feita por meio da compilação de dados de pesagens em movimento, que fornecem uma amostra mínima representativa para sua formulação. Porém, sabendo que algumas agências não dispõem de dados suficientes para a elaboração dos espectros de carga, existem nos programas valores *default*. Tais valores foram determinados por meio da análise de 200 postos de pesagem em movimento, monitorados no programa *Long -Term Pavement Performance* (LTPP) (AASHTO, 2008; NCHRP, 2004).

Apesar da boa representatividade do tráfego pelos espectros de carga, conforme observado por meio dos resultados dos estudos apresentados, o Guia de Dimensionamento Empírico-Mecanístico da AASHTO não expõe a forma como esses espectros são levados em consideração nos cálculos efetuados pelos programas.

Além do bom conhecimento acerca das condições de carregamento da via, de acordo com Ahammed *et al.* (2011), o MEPDG necessita de um alto nível de conhecimento das propriedades fundamentais dos materiais sobre diversas condições de carregamento e clima. Segundo os autores a precisão dos dados de entrada é que garantirá a razoabilidade dos resultados obtidos nas simulações. Segundo Schwartz e Carvalho (2007) também há necessidade de melhoria na obtenção dos dados de entrada nos programas para que haja um bom desempenho quanto à aplicação do método empírico-mecanístico.

### 3.1.1 O Programa Computacional

No método da AASHTO o pavimento é avaliado com a utilização de um programa computacional, perante critérios de desempenho pré-estabelecidos. Deve-se ressaltar que o dimensionamento empírico-mecanístico não se trata de um método direto de dimensionamento da estrutura do pavimento, e sim, proporciona uma análise do desempenho deste durante sua vida útil (AASHTO, 2008). Trata-se, portanto, de um método iterativo, onde se avalia uma combinação de materiais e

espessuras por meio dos critérios de desempenho, sendo necessária a alteração dos dados de entrada pelo projetista caso esses critérios não sejam atingidos.

Inicialmente a AASHTO disponibilizou em 2004 o software de teste para divulgação do método à comunidade rodoviária, denominado MEPDG, que após aperfeiçoamento foi lançado comercialmente pela AASHTOWare® em 2011 como DARWin-ME. Neste trabalho serão utilizados os programas de teste e o comercial para análise do pavimento.

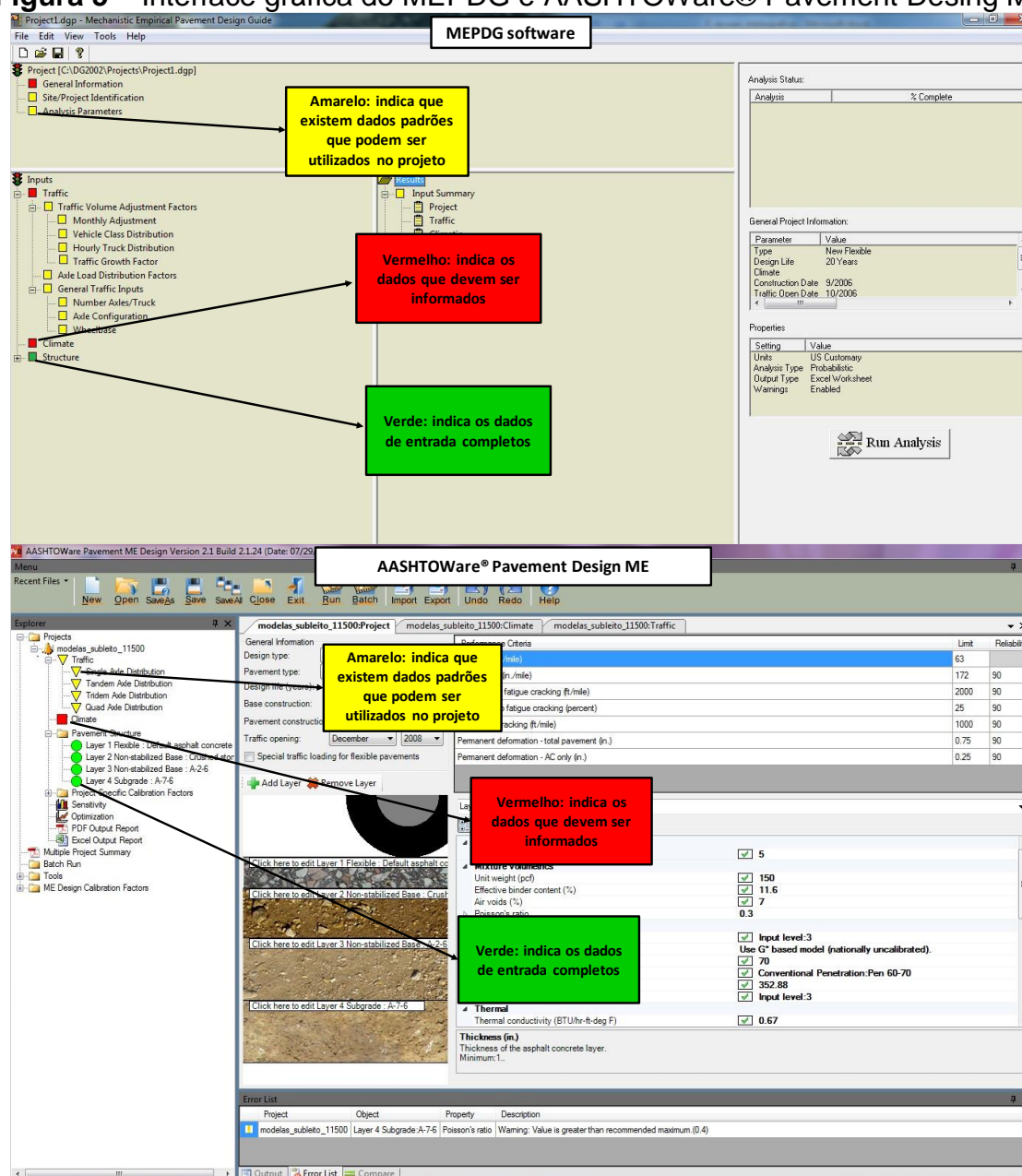
O AASHTOWare® Pavement Desing ME, como o programa é atualmente conhecido, representa os avanços mais recentes quanto ao dimensionamento empírico-mecanístico do pavimento, incorporando dados do tráfego, materiais, clima e uma análise estrutural para previsão da vida útil, fato que pode resultar em projetos de menor custo e maior desempenho (WU, YANG e ZHANG, 2013).

#### 3.1.1.1 Dados de entrada

A análise do pavimento no MEPDG software versão 1.1 ou no AASHTOWare® Pavement Desing ME 2.1 requer que o usuário informe dados locais de projeto relativos ao tráfego, ao clima e à estrutura do pavimento.

Na interface gráfica de ambos os programas os dados de entrada são codificados nas cores vermelho, amarelo e verde, conforme exemplificado na Figura 5.

**Figura 5 – Interface gráfica do MEPDG e AASHTOWare® Pavement Desing ME**



**Fonte:** a própria autora

Ao abrir o programa o usuário se depara com dados assinalados em vermelho e amarelo. A marcação vermelha significa que o usuário deve, obrigatoriamente, informar os dados de projeto, como por exemplo, as propriedades dos materiais e as espessuras das camadas do pavimento.

O sinal amarelo significa que para aqueles itens existem valores *default* no programa. O usuário poderá aceitar esses valores padrões ou modificá-los para sua realidade de projeto. Por exemplo, o programa oferece espectros de carga padrões, que inicialmente estão marcados em amarelo, o usuário deve abrir a janela

do programa onde se encontram esses dados e aceitá-los, ou pode inserir os dados referentes às pesagens específicas para seu projeto.

A medida que os dados são inseridos, alterados ou aceitos os marcadores mudam para a cor verde, indicando que aquelas informações estão completas. Sendo que, para efetuar as análises, todos os marcadores dos dados de entrada devem estar na cor verde.

O método de dimensionamento E-M da AASHTO também introduziu um conceito de hierarquização dos dados de entrada. Este conceito é uma forma de categorizar os dados de projeto de acordo com sua confiabilidade, considerando os meios disponíveis aos projetistas e às concessionárias para sua obtenção (AASHTO, 2008).

De acordo com AASHTO (2008) e NCHRP (2004) os dados de tráfego e materiais podem ser categorizados em três níveis hierárquicos:

- Nível 1: refere-se ao nível de maior precisão, cujos dados são obtidos por meio de ensaios laboratoriais e de campo, especificamente para o local de projeto. É utilizado geralmente quando o colapso precoce do pavimento pode levar a consequências significativas;
- Nível 2: trata-se de um nível intermediário. Os parâmetros de projeto são obtidos por meio de correlações, com a utilização de equações de regressão empíricas. Os dados podem ser obtidos de forma regional e não do local específico de projeto;
- Nível 3: refere-se ao menor nível de precisão dos dados. É utilizado caso sejam adotados os valores padrões do programa ou caso os dados sejam obtidos a partir de uma média global ou até mesmo a partir da experiência.

No que concerne ao tráfego os dados de entrada, requeridos para sua caracterização nos programas, são divididos em três categorias:

- Informações do tráfego no ano base (ano de abertura da pista ao tráfego) que englobam: período de projeto; data de construção ou reabilitação do pavimento; volume médio diário anual; número de faixas na direção de projeto; porcentagem de caminhões na faixa de tráfego de projeto; e velocidade operacional da via;

- Fatores de ajuste do tráfego que incluem: fatores de ajuste mensal; distribuição por classes de veículos; distribuição horária de veículos; taxa de crescimento anual do tráfego e seu tipo (nula, linear ou composta); número de eixos por caminhão e fatores de distribuição de eixos;
- Dados gerais do tráfego que englobam: configuração e distância entre os eixos; as características do pneu e a pressão de enchimento.

Com relação à estrutura do pavimento é necessária a entrada de dados referentes às espessuras das camadas e de seus materiais constituintes. Por exemplo, para a camada de concreto asfáltico é necessário que sejam informados o teor de ligante, o volume de vazios, o peso total unitário, a condutividade térmica e a capacidade de aquecimento.

Outros dados de entrada requeridos são relativos ao clima regional, que incluem: temperatura horária; precipitação; velocidade do vento; umidade relativa e a cobertura por nuvens. Estes dados são utilizados nos programas para prever a temperatura e a umidade em cada camada do pavimento durante sua vida útil em serviço. Assim como os dados de tráfego, os de clima também apresentam valores *default*, referentes a 851 estações climáticas espalhadas pelos Estados Unidos (AASHTO, 2008; NCHRP, 2004).

Por fim, devem ser informados os critérios de desempenho para a avaliação do pavimento, sendo que, no método E-M da AASHTO, são considerados: irregularidade longitudinal inicial; irregularidade longitudinal final; trincas por fadiga do tipo *bottom-up*; trincas longitudinais do tipo *top-down*; trincas transversais térmicas; afundamentos nas trilhas de roda apenas no revestimento e acumuladas em todo pavimento (AASHTO, 2008; NCHRP, 2004).

Ainda sobre os critérios de dimensionamento, faz-se necessário mencionar que foram incorporados níveis de confiança, ou seja, uma probabilidade de que os principais defeitos ou a irregularidade tem de serem inferiores aos limites estabelecidos (NCHRP, 2004). Estes níveis de confiança variam de acordo com o tipo de pavimento a ser dimensionado, conforme é apresentado na Tabela 2.

**Tabela 2 - Níveis de confiança para pavimentos**

Classificação Funcional	Níveis de confiança recomendados	
	Urbano (%)	Rural (%)
Interestaduais/Freeways	85-97	80-95
Arteriais Principais	80-95	75-90
Coletoras	75-85	70-80
Locais	50-75	50-75

**Fonte:** NCHRP (2004)

Ahn *et al.* (2009) enfatizam a importância da precisão dos dados de entrada utilizados nas análises do pavimento. A adoção dos valores *default* do MEPDG software podem super ou subestimar o desempenho do pavimento, pois, enquanto a previsão de alguns defeitos se mostra, de certa forma, robusta com a precisão dos dados de entrada quando há a utilização de dados locais, outras sofrem distorções consideráveis.

Fatores como atrito ou resistência à derrapagem do pavimento, utilização de pneus extralargos, durabilidade e desagregação da mistura asfáltica, colapso de solos, utilização de bases permeáveis tratadas com asfaltos ainda não são considerados no método de dimensionamentos empírico-mecanístico da AASHTO (AASHTO, 2008).

### 3.1.1.2 Dados de saída

Os dados de saída fornecidos pelos programas são: os dados de entrada informados; a confiabilidade do projeto; os materiais e outras propriedades; e a previsão de desempenho (AASHTO, 2008). A partir destes dados, o projetista deve verificar se seu dimensionamento foi satisfatório ou não, podendo aceitar a estrutura ou modificá-la para uma nova análise.

Segundo a AASHTO (2008), algumas medidas apresentadas na Tabela 3 podem ser adotadas quando os critérios de desempenho não são atendidos.

**Tabela 3 - Modificações recomendadas da estrutura inicial adotada para atender aos critérios de desempenho**

Defeitos e IRI	Revisão do projeto inicial para mitigar ou eliminar o defeito
Trincas por fadiga	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumentar a espessura do revestimento asfáltico.</li> <li>• Para revestimento asfáltico com espessura &lt; 7,5 cm: reduzir o módulo dinâmico.</li> <li>• Para revestimento asfáltico com espessura &lt; 12,5 cm: aumentar o módulo dinâmico.</li> </ul>
Trincas térmicas transversais	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumentar a espessura do revestimento asfáltico.</li> <li>• Aumentar o teor de asfalto do revestimento.</li> </ul>
Afundamentos nas trilhas de roda do revestimento	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reduzir o teor de asfalto das camadas.</li> <li>• Aumentar o módulo dinâmico da mistura asfáltica.</li> </ul>
Afundamentos nas trilhas de roda para as camadas granulares e do subleito	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Aumento do módulo de resiliência e da densidade dos materiais da base.</li> <li>• Aumento da espessura da camada asfáltica.</li> </ul>
IRI do revestimento asfáltico	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Melhorar a fundação.</li> </ul>
Trincas longitudinais	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Reduzir o módulo dinâmico do revestimento asfáltico.</li> <li>• Aumentar a espessura do revestimento.</li> </ul>

**Fonte:** Adaptado de AASHTO (2008)

Deve-se ressaltar que nem sempre todos os critérios de desempenho serão atendidos simultaneamente, cabendo ao projetista a escolha da melhor solução para minimizar os defeitos, alinhando custos de construção e manutenção da via.

### 3.1.1.3 Modelos de previsão de desempenho

O desempenho dos pavimentos flexíveis é tratado sob dois aspectos pelo método E-M da AASHTO: o funcional e o estrutural. O desempenho funcional é expresso a partir da irregularidade longitudinal medido pelo IRI. Já o desempenho

estrutural engloba a condição física do pavimento, ou seja, as trincas por fadiga e os afundamentos nas trilhas de rodas.

O controle dos mecanismos principais de deterioração e o estabelecimento de modelos de previsão de desempenho dos pavimentos são atividades essenciais para a eficácia da gerência de uma determinada rede pavimentada. No método E-M da AASHTO esses modelos envolvem a determinação das respostas estruturais do pavimento e dos coeficientes de calibração, cujos valores padrões são oriundos dos estudos realizados na LTPP.

Segundo AASHTO (2008), a análise do pavimento é baseada na acumulação do dano em função do tempo e das solicitações do tráfego. Para a verificação do desempenho são utilizados modelos de deterioração relativos às trincas e às deformações permanentes. A verificação está atrelada ao cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, que é realizado com base na teoria elástico-linear pelo programa JULEA (*Jacob Uzan Layered-Elastic Analysis*). Para esta análise são considerados os materiais e as espessuras das camadas do pavimento e o carregamento do tráfego.

Os modelos de previsão de deformações permanentes no pavimento, utilizados pelo MEPDG, não levam em consideração a pressão confinante utilizada na determinação do módulo dinâmico da mistura asfáltica, o qual pode ser obtido com ensaio confinado ou não. A redução do índice de vazios durante a vida de projeto do pavimento também não é considerada. Tais fatores, de acordo com Roy, Veeraragavan e Krishman (2013), influenciam a vida útil do pavimento com relação aos afundamentos nas trilhas de roda para o revestimento, o que pode ser gerado pela consolidação dos materiais durante o período de projeto.

#### 3.1.1.4 Comparativo entre as versões de teste e comercial

O software disponibilizado no método empírico-mecanístico da AASHTO para dimensionamento de pavimentos foi atualizado continuamente. Tal procedimento buscou sanar erros computacionais e melhorar seu desempenho. Desta maneira, os resultados obtidos por ambos os programas podem ter diferenças significativas, por isso Wu, Yang e Zhang (2013) avaliaram os resultados obtidos pelo programa de teste, o MEPDG versão 1.1, e o comercial, DARWin-ME versão 1.1.32. Para o estudo realizaram uma análise comparativa da previsão de trincas por fadiga,

afundamentos nas trilhas de roda e IRI para 39 sessões de pavimentos flexíveis de Louisiana.

Os autores verificaram que apesar dos dois programas utilizarem o mesmo conjunto de modelos de desempenho, com os fatores de calibração nacionais, houve diferenças entre as previsões dos defeitos. O DARWin-ME tende a prever uma quantidade maior de trincas por fadiga e afundamentos do que o MEPDG software, ao passo que os dois programas estimam praticamente o mesmo IRI.

Outro estudo realizado nesse contexto foi o de Kim *et al.* (2013), o qual avaliou, comparativamente, a predição de defeitos pelo MEPDG versão 1.1 e o DARWin-ME (versão lançada em abril de 2011) para pavimentos rígidos. Os autores utilizaram tanto os coeficientes de calibração nacionais quanto os locais, aferidos para Iowa nos EUA. As previsões de falha do pavimento rígido e das trincas transversais não apresentaram diferenças significativas com a utilização dos dois programas, porém os resultados obtidos para o IRI, utilizando os coeficientes de calibração nacionais, apresentaram diferenças, as quais foram reduzidas significativamente com a adoção dos coeficientes de calibração locais de Iowa. Fato tal que pode ser explicado pela influência dos dados climáticos levados em consideração da predição do IRI pelos programas.

Kim *et al.* (2013) ressaltam que o DARWin-ME utiliza mais pontos de dados horários de clima do que o MEPDG software. Os dados climáticos do DARWin-ME utilizam arquivos em formato XML, enquanto o MEPDG software utiliza o formato ICM, o que leva a incompatibilidade, observada pelos autores, quanto a importação dos dados climáticos da versão de teste para a comercial. Ademais os outros dados de entrada necessários ao projeto nos dois programas são idênticos.

### 3.1.2 COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS AASHTO 1993 E O E-M AASHTO

As principais mudanças entre o método AASHTO 1993 e o E-M da AASHTO, além das diferenças conceituais entre a abordagem empírica e empírico-mecanística, são um ponto importante para melhor compreender o MEPDG. Segundo Schwartz e Carvalho (2007), as diferenças são:

- Como critério de desempenho o método AASHTO 1993 utiliza apenas o *Present Serviceability Index* (PSI), enquanto E-M da AASHTO considera como critérios de desempenho, para

pavimentos flexíveis, as trincas por fadiga, afundamentos nas trilhas de rodas e a irregularidade;

- O cálculo das espessuras das camadas do pavimento é feito de maneira direta pelo método AASHTO 1993, em contrapartida, o E-M da AASHTO utiliza um processo iterativo, no qual a partir de uma estrutura pré-dimensionada, os critérios de desempenho são avaliados e caso não sejam satisfatórios a estrutura é revista;
- O método E-M da AASHTO requer um maior número de parâmetros para análise, especialmente quanto à caracterização dos materiais e das condições ambientais. Além disso, também utiliza um conceito hierárquico para as variáveis de entrada, de acordo com a precisão da coleta de dados;
- O desenvolvimento do método AASHTO 1993 foi baseado em dados de um trecho experimental, sendo que as condições ambientais são consideradas apenas no fator de ajuste sazonal do módulo de resiliência do subleito e no coeficiente de permeabilidade das camadas. O E-M da AASHTO utiliza dados climáticos locais para o ajuste das propriedades dos materiais quanto a influência da temperatura;
- O tráfego no método AASHTO 1993 é caracterizado pelo conceito de equivalência de cargas, enquanto que o E-M adota os espectros de carga para sua caracterização.

Devido a estas diferenças conceituais a comparação direta entre os dois métodos quanto ao desempenho dos pavimentos é incompatível. No entanto, vários estudos têm sido realizados comparando a sensibilidade dos métodos quanto à mudança das espessuras das camadas ou realizando o dimensionamento do pavimento pelo método AASHTO 1993 e avaliando seu desempenho pelo método E-M da AASHTO.

Em consonante ao exposto, Ahammed *et al.* (2011) verificaram que um aumento de 20 cm da camada de base granular do pavimento resultou em um aumento de 25% na vida útil do pavimento quando analisado pelo MEPDG software, enquanto que a mesma variação ocasionou um aumento de 100% da previsão de vida útil quando o pavimento foi avaliado pelo método da AASHTO 1993.

Analogamente, Gedafa *et al.* (2011) analisaram estruturas de cinco trechos de pavimentos do Kansas, que foram dimensionadas pelos métodos AASHTO 1993 e o E-M. Os pavimentos estavam submetidos a volumes médios de tráfego de 968 a 3690 veículos por dia. Os autores concluíram que o método AASHTO 1993 gera camadas com espessuras maiores, tanto para pavimentos flexíveis quanto para rígidos, comparados com a estrutura dimensionada pelo MEPDG.

### 3.2 Outros métodos empírico-mecanísticos para avaliação de desempenho de pavimentos flexíveis

Vários autores têm estudado o desempenho dos pavimentos flexíveis por métodos empírico-mecanísticos, desenvolvendo equações de correlação entre tensões e deformações calculadas por programas computacionais ou ensaios laboratoriais aos defeitos verificados no pavimento.

Pinto (1991) sugeriu um modelo para determinação do número de aplicações de carga necessário para a ruptura do corpo de prova no ensaio por fadiga à tensão controlada, conforme Equação 2.

$$N = 9,07 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,65} \cdot \left(\frac{1}{M_R}\right)^{-0,033} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

- N = Número de repetições de carga necessário à ruptura da amostra;
- $\varepsilon_t$  = Deformação resiliente inicial;
- $M_R$  = Módulo de resiliência da mistura asfáltica.

Para a sugestão da equação, o autor se baseou em uma análise de seis misturas asfálticas, a 25°C, para as quais obteve 82 pontos de ensaios à fadiga sob tensão controlada, utilizando o método de compressão diametral. A equação obtida possui um coeficiente de correlação igual a 0,96.

Fernandes Júnior (1994) enfatizou que os fatores de equivalência de carga (FEC) empírico-mecanísticos são indicados para a análise de desempenho dos

pavimentos. Motta (1991) demonstra que o FEC empírico-mecanístico pode ser obtido por meio da Equação 3.

$$FEC = \left( \frac{\rho_i}{\rho_0} \right)^b \quad \text{Equação 3}$$

Onde:

- $\rho_i$  = Resposta estrutural correspondente à solicitação em análise;
- $\rho_0$  = Resposta estrutural correspondente à solicitação padrão;
- $b$  = Expoente associado à forma de deterioração, à resposta estrutural considerada, ao tipo de ensaio e à estrutura analisada.

O cálculo do FEC empírico-mecanístico tem sido usado como indicador de desempenho ou para a determinação do N empírico-mecanístico em diversos trabalhos, dentre os quais se destacam: Fontenele (2011); Réus, Silva Júnior e Fontenele (2013); Fontenele e Fernandes Júnior (2014); Réus, Silva Júnior e Fontenele (2014a); Réus, Silva Júnior e Fontenele (2014b); Vidotto e Fontenele (2014); Alexandre *et al.* (2015) e Réus, Silva Júnior e Fontenele (2016).

Outro método empírico-mecanístico é o Método da Resiliência – TECNAPAV, normatizado pela DNER-PRO 269/94 para a restauração de pavimentos flexíveis.

O procedimento fundamenta-se no cálculo de tensões e deformações considerando a teoria da elasticidade não linear, em modelos de fadiga de misturas betuminosas, no comportamento resiliente típico de solos finos e materiais granulares (DNIT, 2006a).

Assim como em outros métodos, a rodovia é dividida em segmentos homogêneos. Para tanto se consideram as condições de tráfego, subleito, deflexão recuperáveis, estrutura do pavimento e condições superficiais.

A caracterização do tráfego para o projeto é feita por meio do cálculo dos fatores de equivalência de carga do Corpo de Engenheiros do Exército Americano. Sendo que o método permite o dimensionamento do reforço com mistura nova e com mistura reciclada.

A deflexão máxima admissível na superfície é calculada por meio da expressão logarítmica apresentada na Equação 4.

$$D_{adm} = 3,148 - 0,188 \log N_p \quad \text{Equação 4}$$

Em que:

$D_{adm}$  = Deflexão máxima admissível na superfície

$N_p$  = Número N de projeto

### 3.3 Outros programas para análise estrutural de pavimentos

O programa ELSYM5, que também será utilizado neste trabalho, é empregado para a análise estrutural do pavimento, possibilitando o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos. Desenvolvido em 1986 na Universidade da Califórnia é capaz de analisar pavimentos de até cinco camadas, baseado no método das diferenças finitas, utilizando um sistema de camadas elásticas de Burmister (FERNANDES JÚNIOR, 1994; FRANCO, 2007).

Para a análise no programa são inseridos dados de tráfego: carregamento, coordenadas de aplicação das cargas, pressão de enchimento dos pneus; as características do pavimento (espessura das camadas, módulo de resiliência e coeficiente de Poisson dos materiais) e as coordenadas para análise. Ressalta-se que as camadas no ELSYM5 são consideradas homogêneas, isotrópicas e horizontalmente infinitas, sendo que o subleito é considerado semi-infinito.

Segundo Newcomb *et al.* (1999), a teoria elástico-linear para multicamadas também é utilizada pelo programa WESLEA (*Waterways Experimental Station Layered-Elastic Analysis*) para análise estrutural do pavimento. O programa admite que o usuário insira até 20 cargas uniformes circulares, podendo ser especificado até 50 pontos de análise para o cálculo das respostas estruturais, este fato permite a consideração de sistemas de carregamentos complexos. O limite de análise, assim como o ELSYM5, é de um pavimento composto por cinco camadas, sendo necessário que sejam informados o coeficiente de *Poisson*, o módulo de resiliência e a espessura de cada uma delas.

A análise de pavimentos flexíveis também pode ser feita pelo método dos elementos finitos para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos. O

CAP3D é um programa que incorpora essa metodologia e foi desenvolvido pelo grupo de modelagem computacional do laboratório de mecânica dos pavimentos da Universidade Federal do Ceará (HOLANDA *et al.*, 2006).

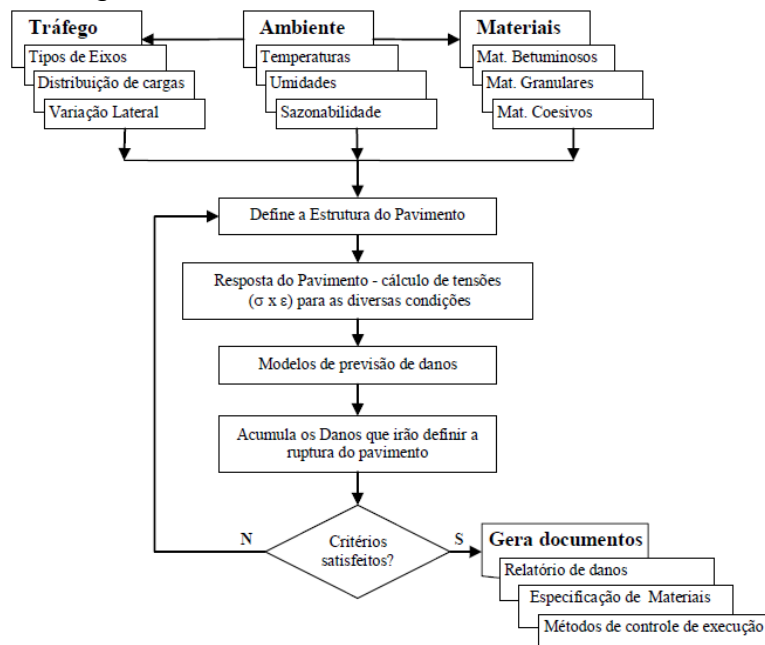
O CAP3D, segundo Bastos (2013), pode considerar diferentes modelos construtivos, realizar análises lineares e não lineares, estáticas ou dinâmicas, através de algoritmos diferentes. Além disso, também pode tratar modelos planos, axissimétricos e tridimensionais, por meio de diferentes formas (triângulos, quadriláteros, tetraedros e hexágonos) e ordens de interpolação (linear e quadrática).

Os dados de entrada necessários ao programa CAP3D são: dados referentes às cargas no modelo geométrico; espessura das camadas; propriedade dos materiais das camadas e o tipo de elemento para gerar a malha do método dos elementos finitos (BASTOS, 2013).

Outro programa para a análise e dimensionamento de pavimentos é o SISPAV, desenvolvido por Franco (2007) e incorpora o método de análise elástica de múltiplas camadas. De acordo com o autor, o programa permite verificar os dados e requisitos definidos pelo projetista e informa a vida útil de projeto da estrutura proposta. Por outro lado, também possibilita o dimensionamento de uma estrutura por meio da análise dos dados de entrada e a execução de um algoritmo, que encontra a espessura da camada que atenda os critérios de projeto.

A utilização do programa depende da entrada de informações relativas ao tráfego, ambiente e materiais. O fluxograma do método de dimensionamento utilizado no SISPAV é apresentado na Figura 6.

**Figura 6 - Fluxograma do método de dimensionamento utilizado pelo SISPAV**



**Fonte:** Franco (2007)

#### 4. SENSIBILIDADE DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Em engenharia, algoritmos computacionais são implementados para modelagens matemáticas na solução de alguns problemas. Normalmente, esses algoritmos requerem uma série de dados de entrada e podem gerar uma gama de respostas, podendo incluir a combinação de vários parâmetros para uma solução analítica ou para o cálculo iterativo de uma resposta. Porém, para cada simulação com os mesmos dados de entrada tem-se apenas uma resposta, não havendo erro experimental, ou seja, um experimento computacional é considerado determinístico (OROBIO, 2010).

A investigação da sensibilidade da previsão de desempenho de um pavimento de acordo com a variação dos dados de entrada permite a compreensão de quais fatores influenciam de forma mais significativa o surgimento de defeitos. Neste contexto, a análise de sensibilidade pode desenvolver uma maior confiabilidade na adoção de programas para o dimensionamento de pavimentos, como o ELSYM5 e o programa do método E-M da AASHTO.

A sensibilidade das variáveis de um experimento pode ser estudada com duas abordagens diferentes: perante uma análise local ou perante uma análise fatorial ou global.

A análise local é feita com a variação de um fator por vez, sendo o processo repetido até que todos os fatores de interesse tenham sido estudados. Este processo não possibilita a identificação da interação entre as diversas variáveis em estudo, porém requer um número significativamente menor de simulações, motivo pelo qual foi abordada em diversos estudos como os de: Kim, Ceylan E Heitzman (2005); Orobio e Zaniewski (2011) e (2012); Li *et al.* (2012); Mai *et al.* (2014); Pelisson *et al.* (2015); Alexandre *et al.* (2015). Neste trabalho também se optou por este tipo de análise.

Em contrapartida, a análise fatorial permite verificar a interação entre as diversas variáveis independentes no modelo de saída, uma vez que todas as entradas são variadas simultaneamente. Porém, exige um número considerável de simulações. Estudos como os de Orobio e Zaniewski, (2011, 2012 e 2013) e Schwartz *et al.* (2013) abordaram essa metodologia.

A seguir são apresentados estudos acerca da sensibilidade de pavimentos flexíveis quanto à variação das propriedades dos materiais constituintes das camadas e quanto às variações nos dados do tráfego.

#### 4.1 SENSIBILIDADE QUANTO À ESTRUTURA DO PAVIMENTO E PROPRIEDADE DOS MATERIAIS

Pelo método E-M da AASHTO, a estrutura adotada inicialmente no projeto do pavimento deve ser alterada para que seja desenvolvido um projeto racionalizado e atendam-se os parâmetros de desempenho. Devido a esta premissa do método, estudos têm verificado a influência da variação das espessuras das camadas e dos materiais a fim de calibrar, localmente, os modelos de desempenho e de fornecer um *know-how* aos projetistas, para a tomada de decisão, quanto às melhores alterações na estrutura do pavimento para o atendimento do desempenho desejado.

A sensibilidade dos defeitos previstos pelo MEPDG software quanto a variação das espessuras de revestimento, base e sub-base de um pavimento asfáltico foi verificada por Pelisson *et al.* (2015). Os autores concluíram que com o aumento da espessura do revestimento há um decréscimo na magnitude de todos os defeitos previstos, sendo que o maior impacto ocorre nas trincas por fadiga. A variação da espessura da base acarretou uma redução considerável apenas nas trincas por fadiga, para as deformações permanentes e o IRI demonstraram pouca sensibilidade. Quanto à variação das espessuras da sub-base os defeitos se mostraram pouco ou não sensíveis.

O índice de vazios da camada de revestimento foi objeto de estudo de Roy, Veeraragavan e Krishman (2013), que verificaram com simulações no DARWin-ME, que uma camada de asfalto não confinada durante 10 anos atinge 5 mm de deformação em 8,06 anos com 4% de vazios. Já uma camada com 7% de vazios nos primeiros 5 anos e 4% nos outros 5 anos leva 5,23 anos para atingir a deformação de 5 mm. Já uma camada com 7% de vazios nos primeiros 2 anos, 4% nos próximos 4 e 2% nos últimos 4 anos, atinge 5 mm de deformação com 6,66 anos. Esta comparação mostra que a consideração de um único índice de vazios para toda a vida de projeto pode subestimar as deformações, ocasionando a falha prematura do pavimento.

Com relação à pressão confinante para a determinação do módulo de resiliência dinâmico, os autores constataram sensibilidade apenas para os afundamentos para o índice de vazios de 7%, enquanto que para os índices de 2% e 4% não houve variação na previsão de desempenho quanto às deformações.

Schwartz *et al.* (2013) verificaram em seu trabalho que a maior sensibilidade do MEPDG software para os defeitos do pavimento é quanto à variação da espessura do revestimento, sendo que as trincas por fadiga e longitudinais também apresentaram sensibilidade para a variação da espessura da base. Para as trincas longitudinais os autores também constataram sensibilidade quanto às variações no teor de ligante e no índice de vazios do revestimento e para o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson da base. Já para os afundamentos observaram sensibilidade apenas para o coeficiente de *Poisson* do revestimento.

Vidotto e Fontenele (2013) realizaram um estudo para avaliar a sensibilidade do desempenho de um pavimento asfáltico quanto à variação da espessura do revestimento. A partir das respostas estruturais, determinadas com o ELSYM5, as autoras determinaram os FEC, FV e o número de solicitações empírico-mecanísticas equivalentes ao eixo padrão relativos às trincas por fadiga e aos afundamentos nas trilhas de roda, verificando que os dois defeitos são sensíveis aos dados analisados.

Segundo Xu *et al.* (2013) as medidas laboratoriais do módulo de resiliência apresentam certo erro que pode interferir na previsão de desempenho no pavimento. Para avaliar a influência deste erro laboratorial, os autores avaliaram a sensibilidade da variação de cerca de 20% dos módulos de resiliência das camadas de um pavimento, utilizando o programa Elsym5 para o cálculo das tensões e deformações e os modelos de desempenho do MEPDG para previsão da vida útil.

Os autores concluíram que com o aumento do módulo de resiliência do subleito há a redução dos afundamentos nas trilhas de roda, porém, tem-se o aumento das trincas por fadiga. Além disso, também verificaram que com o aumento do módulo de resiliência da base as espessuras necessárias das camadas de revestimento e base para determinada vida útil são menores, tanto para os afundamentos quanto para as trincas. Para as variações do módulo de resiliência do subleito, há uma redução das espessuras do revestimento e da base apenas quanto aos afundamentos nas trilhas de roda. Para as trincas por fadiga foi verificada uma baixa sensibilidade, que não provocou alterações significativas nas espessuras.

Li *et al.* (2012) estudaram a sensibilidade da predição de defeitos pelo MEPDG software quanto as variações das propriedades dos materiais granulares (espessura da camada, módulo de resiliência, índice de plasticidade, limite de liquidez, etc.), constituintes da base e do subleito de um pavimento. Os autores constataram que o módulo de resiliência da base e do subleito e a espessura da base são as propriedades que apresentam maior influência na previsão de desempenho em todos os critérios, independente do volume de tráfego. O Coeficiente de *Poisson* da base e do subleito também apresentaram sensibilidade.

Ainda segundo os autores, as trincas longitudinais (*top-down*) são o parâmetro de desempenho mais sensível às variações das propriedades dos materiais granulares, enquanto que as trincas por fadiga (*bottom-up*) e os afundamentos nas trilhas de rodas se mostraram insensíveis às variações dessas propriedades.

A influência das propriedades dos materiais no desempenho do pavimento previsto pelo MEPDG software também foi estudada por Orobio e Zaniewski (2011) e (2012), que consideraram um pavimento flexível formado por cinco camadas: as três primeiras compostas por concreto asfáltico, a quarta uma base permeável tratada com asfalto e a quinta o subleito.

Os autores verificaram sensibilidade no surgimento de trincas para as variações do coeficiente de *Poisson* das quatro primeiras camadas, do índice de vazios das três primeiras, do teor de ligante da primeira camada, da terceira e da quarta e do módulo de resiliência do subleito.

Com relação aos afundamentos nas trilhas de roda, observaram sensibilidade quanto às variações: dos coeficientes de *Poisson*, do índice de vazios e dos teores de ligante das duas primeiras camadas; do índice de vazios da quarta camada e do módulo de resiliência do subleito.

No que concerne a previsão do IRI, houve sensibilidade quanto as variações: dos coeficientes de *Poisson*, do índice de vazios e do teor de ligante das três primeiras camadas; do teor de ligante da quarta camada e do módulo de resiliência do subleito.

Shahji (2006) constatou que a variação da espessura do revestimento contribui para a formação de trincas, enquanto as variações do módulo de resiliência do subleito e das espessuras da base e sub-base contribuem pouco para o surgimento deste tipo de defeito. Também foi averiguado em sua pesquisa que o afundamento nas trilhas de roda é mais afetado pela variação da espessura do revestimento.

Kim, Ceylan e Heitzman (2005) avaliaram a sensibilidade do MEPDG software para o dimensionamento de pavimentos flexíveis em Iowa nos Estados Unidos. A análise de sensibilidade, realizada de forma local ou com a variação de dois parâmetros ao mesmo tempo, englobou 23 fatores, dentre eles características dos materiais como espessuras das camadas, teor de asfalto do revestimento, coeficiente de *Poisson*, etc.

A análise de sensibilidade realizada mostrou que a variação das espessuras das camadas ocasiona sensibilidade principalmente no surgimento das trincas longitudinais. As trincas por fadiga, as longitudinais e o IRI apresentaram sensibilidade quanto às variações do material constituinte da base, bem como a variação do módulo de resiliência desse material. Os afundamentos nas trilhas de roda foram sensíveis às variações do material constituinte da base e do subleito.

A variação da espessura e do material constituinte da camada de base na formação das trincas por fadiga e afundamentos na trilha de roda foi verificada por Massad (2004). Em seu trabalho foi observado que estas variações influenciam diretamente na quantidade de trincas por fadiga do tipo bottom-up, porém não influenciavam no aparecimento de afundamentos.

Hashem e Zapata (2013) realizaram um estudo paramétrico para avaliar a sensibilidade do modelo de desempenho da versão 1.0 do MEPDG software para os afundamentos nas trilhas de roda, considerando apenas os afundamentos devido à deformação do subleito. Na análise utilizaram o programa JULEA para o cálculo das tensões e deformações no subleito e avaliaram a sensibilidade quanto ao teor de umidade e ao tipo de solo.

Os autores verificaram que a taxa de deformação do solo independe do módulo de resiliência do mesmo, porém é sensível ao teor de umidade. Este fato levou a previsão de deformações maiores para solos do tipo A-5 do que para os do tipo A-7-6, uma vez que a umidade de equilíbrio ao longo da vida útil do pavimento para estes tipos de solos é, respectivamente, em torno de 17% e 29%.

#### 4.2 SENSIBILIDADE QUANTO AOS DADOS DO TRÁFEGO

Um estudo realizado nos Estados Unidos da América, por Mai *et al.* (2014) utilizou a distribuição das classes de veículos do estado do Alabama. Neste contexto, houve um aumento de 2,8 cm da espessura da camada intermediária do

pavimento para vias de alto tráfego, comparada a com a estrutura dimensionada com a distribuição de classes de veículos nacional, mostrando sensibilidade dos resultados do programa computacional MEPDG com relação a este parâmetro.

Nesse mesmo estudo os autores analisaram os dados de tráfego direcional de 22 postos de pesagem dinâmicos. A análise mostrou que os espectros de carga para o eixo simples, tandem triplo e quádruplo e o fator de grupo para os veículos de eixo tandem triplo produzem mudanças significativas para as vias de alto volume de tráfego, sendo recomendado o nível 1 para a entrada destes dados no MEPDG software.

Já para as rodovias de baixo e médio volume os autores recomendam o nível 2 de aquisição de dados. Os resultados obtidos pela pesquisa indicaram que os espectros de carga do eixo tandem duplo, o fator de ajuste mensal para os semi-reboques e a distribuição das classes de veículos geram alterações críticas nas espessuras do pavimento para todos os níveis de tráfego.

Ainda segundo os autores, os fatores por grupo para os veículos de eixo simples, tandem duplo e quádruplo, o fator de distribuição horária, o fator de ajuste mensal para eixos simples e tandem não produzem mudanças significativas nas espessuras das camadas do pavimento, independente do volume de tráfego.

Segundo o estudo de sensibilidade dos resultados do MEPDG software quanto à variação dos dados de entrada do tráfego, Orobio e Zaniewski (2013) verificaram que o IRI, os afundamentos e as trincas do tipo *bottom-up* são mais sensíveis: ao VDMA; ao espaçamento entre os pneus duplos e à taxa de crescimento do tráfego. Apesar destes parâmetros não serem controlados pelos projetistas, os resultados da pesquisa mostraram que devem ser cuidadosamente avaliados. Fato tal que se mostra em consonância aos resultados apresentados por Schwartz *et al.* (2013), que verificaram sensibilidade significativa dos afundamentos nas trilhas de roda quanto às variações do VDMA.

Quanto ao VDMA, Ahammed *et al.* (2011) também constataram que sua afeta o desempenho do pavimento quanto ao surgimento de deformações permanentes e tem uma pequena influência nas trincas por fadiga. Segundo o autor, para os volumes médios diários de 300, 600, 1.200 e 2.000 veículos, a vida útil do pavimento é de 19, 18, 17 e 16 anos, respectivamente, considerando o desempenho quanto ao IRI.

Os autores também verificaram que a variação horária do tráfego não afeta o desempenho, enquanto que diferentes espectros de carga por eixo e a distribuição das classes de veículos levam a diferentes previsões de desempenho quanto ao IRI, às trincas por fadiga do tipo *top-down* e com relação aos afundamentos nas trilhas de roda. Perante os resultados do trabalho, os autores ressaltam a necessidade do uso de espectros de cargas locais, bem como a calibração dos modelos de previsão de desempenho para a região, para que haja uma representação mais fidedigna das condições de campo em projeto.

Ahn *et al.* (2009) analisaram a influência da utilização dos valores de ajuste mensais de tráfego locais para o Arizona comparados com os dados padrões do MEPDG software, concluindo que o desempenho do pavimento não apresenta sensibilidade a estes parâmetros. Os autores também verificaram as variações na predição de defeitos quanto ao VDMA, sendo que as trincas longitudinais e por fadiga apresentaram sensibilidade.

No estudo realizado por Kim, Ceylan e Heitzman (2005) também foram avaliados dados referentes ao tráfego e as características dos veículos (cargas, tipos de caminhões, volume, tipo de eixo, tipo e pressão de enchimento dos pneus, etc). Os autores constataram que as trincas longitudinais e os afundamentos nas trilhas de rodas são significativamente sensíveis ao VDMA e à pressão de enchimento dos pneus.

Conforme o apresentado pelos autores citados acima, o aumento da pressão de enchimento dos pneus afeta negativamente o desempenho do pavimento e conseqüentemente a sua vida útil, pois há a redução da área de aplicação de carga e o aumento dos esforços atuantes na estrutura do pavimento, principalmente na camada de revestimento. Fontenele e Fernandes Júnior (2014) concluíram que o aumento da pressão dos pneus de 563 kPa para 844 kPa reduz de 50 a 60% a vida prevista do pavimento, quando o critério de desempenho são os afundamentos nas trilhas de roda, e em 24 % tratando-se das trincas por fadiga, de acordo com os valores previstos no MEPDG software.

## 5. MÉTODO DE PESQUISA

Neste capítulo aborda-se o método utilizado no desenvolvimento da pesquisa. O procedimento experimental foi dividido em três etapas: a primeira foi referente à definição dos parâmetros de projeto a serem avaliados, dos dados de tráfego, clima e materiais considerados durante as simulações computacionais; a segunda etapa consistiu na análise das estruturas do pavimento no programa ELSYM5 e nos programas de teste e comercial do método E-M da AASHTO; a terceira e última etapa consistiu na análise estatística da sensibilidade da previsão de desempenho perante os parâmetros de entrada para cada um dos programas utilizados.

### 5.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO

O início da pesquisa se deu com a definição dos programas e métodos de dimensionamento a serem utilizados, bem como a definição dos parâmetros de projeto a serem analisados.

Quanto aos programas decidiu-se pela utilização do MEPDG software e do AASHTOWare® Pavement Design ME, sendo, respectivamente, o programa de teste e o comercial do método empírico-mecânico de dimensionamento da AASHTO. Esses programas foram escolhidos por representarem os avanços mais recentes no ramo de projeto de pavimentos. Também se decidiu pela aplicação do ELSYM5, para uma análise comparativa com o método E-M da AASHTO.

A escolha do ELSYM5 decorreu devido a sua compatibilidade com a análise de tensões feita pelos programas da AASHTO. Tanto o ELSYM5 como o programa JULEA, utilizado nos softwares da AASHTO, baseiam-se na teoria das camadas elásticas e consideram a pressão de contato do pneu-pavimento uniformemente distribuída sobre uma área circular (FONTENELE, 2011). Além disso, o ELSYM5 é um software de domínio público, tendo uma interface simples para uso e análise, e assim, apresenta-se como uma alternativa viável para a aplicação de um método empírico-mecânico de dimensionamento de pavimentos.

No que concerne aos parâmetros de projeto, de acordo com estudos previamente realizados acerca da sensibilidade de pavimentos flexíveis, optou-se pela avaliação da sensibilidade do desempenho do pavimento quanto à variação das

espessuras e dos módulos de resiliência das camadas, adotando-se um período de projeto de 20 anos.

A estrutura de referência adotada para o trabalho foi a mesma utilizada por Fontenele (2011) e Fontenele e Fernandes Júnior (2014), que foi dimensionada a partir do método normatizado pelo DNIT. A espessura total do pavimento foi determinada pelo método constante no manual do DNIT (2006a), utilizando uma capacidade de suporte para o subleito equivalente a um CBR de 9% e o  $N_{USACE}$  anual, calculado segundo os dados do posto de pesagem utilizados na pesquisa. A espessura total do pavimento obtida pelos autores foi igual a 56,50 cm.

Essa estrutura de referência, bem como os valores utilizados na análise de sensibilidade são apresentados na Tabela 4. Ressalta-se que o módulo de resiliência do revestimento foi inserido como dado de entrada apenas no ELSYM5, uma vez que os programas da AASHTO possuem modelos matemáticos para estimativa do módulo de resiliência da camada asfáltica.

**Tabela 4 – Estrutura do pavimento e variações para análise de sensibilidade**

<b>Camada</b>	<b>Espessura (cm)</b>	<b>Módulo de Resiliência (MPa)</b>
1	7,50; 10,00; 12,50*; 15,00	<b>4.000</b>
2	15,00; 17,50; 20,00*; 22,50	276; 345; 400*; 483
3	20,00; 22,50; 25,00*; 27,50	186; 197; 206*; 217
Subleito	$\infty$	48; 59; 70*; 79

\* Estrutura de referência; **valor utilizado apenas nas simulações do ELSYM5**

**Fonte:** a própria autora

As espessuras utilizadas na análise de sensibilidade partiram dos valores recomendados para a espessura do revestimento no método do DNIT, sendo que se adotou um valor superior a 12,50 cm, seguindo o mesmo intervalo dos valores inferiores. A partir daí, foram atribuídas as espessuras para as camadas de base e sub-base seguindo o mesmo intervalo.

Os módulos de resiliência escolhidos para análise de sensibilidade seguiram o mesmo padrão das variações para as espessuras, adotando-se dois valores abaixo e um acima dos módulos da estrutura padrão do pavimento. Para a camada de base seguiu-se um intervalo de aproximadamente 69 Mpa (10.000 psi)

para as variações, para a sub-base e o subleito de aproximadamente 10 Mpa (1.500 psi).

Os valores atribuídos às espessuras e aos módulos de resiliência também são similares aos adotadas por Shahji (2006). A escolha de quatro pontos para análise também foi baseada no trabalho de Massad (2004), que utilizou de duas a cinco variações dos valores para a análise de sensibilidade.

## 5.1 ANÁLISES COM O ELSYM5

O programa ELSYM5 permite o cálculo de tensões e deformações no pavimento, a partir das quais se estimou a vida útil do pavimento por meio do cálculo do número empírico-mecanístico de solicitações do eixo padrão (**N**) para o período de projeto, relativo às trincas por fadiga ( $N_{\text{trincas}}$ ) e às deformações permanentes ( $N_{\text{deformação}}$ ).

Nos tópicos seguintes serão abordados os dados de entrada necessários para o cálculo das deformações no ELSYM5, bem como o método de cálculo utilizado para estimar a vida útil do pavimento.

### 5.1.1 Dados do tráfego e materiais

Os dados de tráfego utilizados para as simulações no ELSYM5 foram referentes aos espectros de carga desenvolvidos por Fontenele (2011). As cargas foram inseridas no programa considerando os pontos médios dos intervalos de carga utilizados para o desenvolvimento dos espectros para cada um dos tipos de veículos circulantes na via, a fim de se simular a aplicação do espectro de carga por eixo. Procedimento também realizado por Fontenele e Fernandes Júnior (2014), Vidoto e Fontenele (2013).

No ELSYM5, com relação ao tráfego, precisam ser informadas as localizações das cargas, sendo consideradas neste trabalho como os centros das superfícies de carregamento e os pontos equidistantes a ela. Na Tabela 5, são apresentadas as coordenadas dos pontos de aplicação de carga considerados, sendo o eixo x perpendicular ao sentido do tráfego e o y paralelo.

**Tabela 5 – Localização das cargas por eixo inseridas no ELSYM5**

Localização das cargas (cm)	Tipo de eixo		
	ESRD	ETD	ETT
X			0
		0	32,78
		32,78	0
	0	0	32,78
	32,78	32,78	0
			32,78
Y			0
		0	0
		0	118,10
	0	118,10	118,10
	0	118,10	236,20
			236,20

**Fonte:** a própria autora

Relativo aos materiais empregados nas camadas do pavimento, o ELSYM5 exige apenas o módulo de resiliência do material e seu coeficiente de *Poisson*. Os valores empregados são os mesmos apresentados na Tabela 4 e no tópico 5.1.

#### 5.1.2 Cálculo das respostas estruturais

Conforme abordado no item 2.1, as cargas do tráfego no pavimento são propagadas gerando tensões e deformações ao longo de sua estrutura. Estas deformações são consideradas as respostas estruturais do pavimento, sendo que neste trabalho, foram abordadas a deformação horizontal de tração na fibra inferior do revestimento ( $\varepsilon_{ht,1}$ ) e deformação vertical de compressão no topo do subleito ( $\varepsilon_{vc,m}$ ), atribuídas, respectivamente, ao surgimento das trincas por fadiga e aos afundamentos nas trilhas de roda. Considerou-se apenas a deformação no topo do subleito como responsável pelos afundamentos nas trilhas de roda.

Para a determinação das respostas estruturais o ELSYM5 necessita que sejam inseridas as coordenadas de análise do pavimento. Estas coordenadas são

apresentadas na Tabela 6, sendo que o eixo x corresponde ao sentido perpendicular ao tráfego e o y ao paralelo.

**Tabela 6 – Localizações de análise no ELSYM5**

Localização de Análise (cm)	Tipo de eixo		
	ESRD	ETD	ETT
X			0
		0	16,40
	0	16,40	0
	16,40	0	16,40
		16,40	0
			16,40
Y		0	0
		0	0
	0	60	60
	0	60	60
		60	118,10
			118,10

**Fonte:** Adaptada de Fontenele (2011)

As respostas estruturais do pavimento foram determinadas para cada eixo por tipo de veículo verificado na via em estudo, considerando a pressão de enchimento de 827 KPa, que segundo Fernandes Júnior *et al.* (2007) é a pressão média de enchimento dos pneus no Brasil.

### 5.1.3 Estimativa da vida útil do pavimento

A vida útil do pavimento para a análise realizada com o ELSYM5 foi estimada pelo número **N** empírico-mecânico para o 20<sup>o</sup> ano de projeto. Sendo este considerado como consumo da vida útil do pavimento.

Para determinação do número **N** primeiramente efetuou-se o cálculo dos Fatores de Equivalência de Cargas relativos às trincas ( $FEC_{trinca}$ ) e relacionados a deformação permanente ( $FEC_{deformação}$ ), utilizando a máxima deformação de tração na fibra inferior do revestimento e a de compressão no topo do subleito,

respectivamente. Para tanto, aplicou-se a Equação 3 com o expoente igual a 3,291 para trincas e 4 para deformação, conforme Fernandes Júnior *et al.* (2002); Fontenele (2011); Fontenele e Fernandes Júnior (2014).

Os valores do FEC foram obtidos para cada ponto médio do intervalo de carga para cada classe de veículo, atribuindo sobre os valores a frequência relativa correspondente. Foi feita a somatória dos FEC para cada eixo analisado, para se obter os fatores de equivalência de carga ponderados:  $FEC_{\text{trincas}}$  e  $FEC_{\text{deformação}}$ .

A Tabela 7 mostra um exemplo do cálculo do FEC empírico-mecânico para o ESRD do veículo 2C, para a estrutura com 7,5 cm de revestimento. As deformações relativas à solicitação padrão para essa estrutura foram:  $(\varepsilon_{ht,1})_0 = 1,83 \cdot 10^{-4}$  e  $(\varepsilon_{vc,m}) = 3,35 \cdot 10^{-4}$ .

**Tabela 7 - FEC empírico-mecanístico para o ESRD do veículo 2C para a estrutura com 7,5 cm de revestimento**

<b>ESRD</b>					
<b>Pto. Médio (kg)</b>	<b>Frequência</b>	$\epsilon_{ht,1}$	$\epsilon_{vc,m}$	<b>FEC<sub>trincas</sub></b>	<b>FEC<sub>deformação</sub></b>
1587,25	0,10%	8,4500E-05	6,6050E-05	7,55E-05	1,46E-06
2040,75	1,47%	1,0220E-04	8,4850E-05	2,14E-03	6,03E-05
2494,25	8,40%	1,1800E-04	1,0360E-04	1,97E-02	7,68E-04
2947,75	7,57%	1,3220E-04	1,2230E-04	2,58E-02	1,34E-03
3401,25	7,30%	1,4500E-04	1,4100E-04	3,37E-02	2,29E-03
3854,75	7,32%	1,5670E-04	1,5970E-04	4,36E-02	3,78E-03
4308,25	7,39%	1,6740E-04	1,7830E-04	5,47E-02	5,93E-03
4761,75	7,16%	1,7730E-04	1,9690E-04	6,41E-02	8,55E-03
5215,25	5,85%	1,8640E-04	2,1540E-04	6,17E-02	1,00E-02
5668,75	5,92%	1,9490E-04	2,3390E-04	7,23E-02	1,41E-02
6122,25	5,81%	2,0270E-04	2,5240E-04	8,07E-02	1,87E-02
6575,75	4,61%	2,1010E-04	2,7080E-04	7,21E-02	1,97E-02
7029,25	4,86%	2,1700E-04	2,8920E-04	8,45E-02	2,70E-02
7482,75	4,29%	2,2350E-04	3,0760E-04	8,22E-02	3,05E-02
7936,25	4,73%	2,2960E-04	3,2590E-04	9,91E-02	4,24E-02
8389,75	4,37%	2,3540E-04	3,4420E-04	9,93E-02	4,87E-02
8843,25	3,38%	2,4090E-04	3,6250E-04	8,30E-02	4,64E-02
9296,75	2,63%	2,4610E-04	3,8070E-04	6,91E-02	4,38E-02
9750,25	2,12%	2,5100E-04	3,9890E-04	5,95E-02	4,26E-02
10203,75	1,82%	2,5570E-04	4,1700E-04	5,44E-02	4,37E-02
10657,25	1,23%	2,6020E-04	4,3510E-04	3,90E-02	3,51E-02
11110,75	0,85%	2,6440E-04	4,5320E-04	2,82E-02	2,83E-02
11564,25	0,34%	2,6850E-04	4,7120E-04	1,19E-02	1,32E-02
12017,75	0,19%	2,7240E-04	4,8920E-04	6,81E-03	8,43E-03
12471,25	0,12%	2,7610E-04	5,0720E-04	4,64E-03	6,35E-03
12924,75	0,06%	2,7970E-04	5,2520E-04	2,26E-03	3,41E-03
13378,25	0,03%	2,8320E-04	5,4310E-04	1,35E-03	2,23E-03
13831,75	0,05%	2,8640E-04	5,6100E-04	2,10E-03	3,80E-03
14285,25	0,01%	2,8960E-04	5,7880E-04	3,62E-04	7,18E-04
14738,75	0,02%	2,9270E-04	5,9660E-04	7,50E-04	1,62E-03
15192,25	0,00%	2,9560E-04	6,1440E-04	0,00E+00	0,00E+00
15645,75	0,01%	2,9840E-04	6,3210E-04	4,00E-04	1,02E-03
16099,25	0,02%	3,0110E-04	6,4980E-04	8,24E-04	2,28E-03
16552,75	0,01%	3,0630E-04	6,6740E-04	4,36E-04	1,27E-03
17006,25	0,00%	3,0630E-04	6,8510E-04	0,00E+00	0,00E+00
17459,75	0,00%	3,0870E-04	7,0270E-04	0,00E+00	0,00E+00
17913,25	0,01%	3,1110E-04	7,2020E-04	4,59E-04	1,72E-03
18366,75	0,00%	3,1510E-04	7,3780E-04	0,00E+00	0,00E+00

**Fonte:** a própria autora

A partir do  $FEC_{trincas}$  e do  $FEC_{deformação}$  procedeu-se com o cálculo do Fator de Veículo referente as trincas ( $FV_{trincas}$ ) e as deformações ( $FV_{deformação}$ ) para cada classe em análise, obtido por meio da somatória dos FEC para cada eixo que compõe o veículo. Em seguida, obteve-se o  $FV_{trincas}$  e o  $FV_{deformação}$  médio para frota, calculado pelo somatório dos valores individuais para cada classe de veículo, atribuindo-lhes a frequência relativa para cada classe verificada no posto de pesagem.

Por fim, foi estimado o consumo da vida útil em termos de solicitações correspondentes ao eixo padrão, para as trincas ( $N_{trincas}$ ) e para as deformações ( $N_{deformação}$ ), por meio Equação 7, considerando uma taxa de crescimento anual de 4% e o período de projeto de 20 anos.

$$V_n = V_o + n \cdot t \quad \text{Equação 5}$$

$$N_a = 365 \cdot FV \cdot V_n \cdot c \quad \text{Equação 6}$$

$$N = \sum_{a=1}^{a=p} N_a \quad \text{Equação 7}$$

Onde:

- $V_n$  = Volume de tráfego no ano “n”;
- $V_o$  = Volume de tráfego no ano base;
- $n$  = Número de anos decorridos após o ano base;
- $t$  = Taxa de crescimento anual;
- $N_a$  = Número equivalente de solicitações no ano “a”;
- $FV$  = Fator de veículos;
- $c$  = Fator de distribuição de veículos comerciais em relação ao tráfego comercial, nos dois sentidos, na faixa de projeto;
- $a$  = Ano do período de projeto;
- $p$  = Número de anos do período de projeto.

## 5.2 ANÁLISES PELO MÉTODO E-M DA AASHTO

Para análise do pavimento pelo Guia de Dimensionamento Empírico-Mecânico AASHTO (2008), são necessárias informações acerca da estrutura do pavimento e das propriedades dos materiais nela empregados, do tráfego circulante

na via, do clima regional e dos critérios de desempenho e níveis de confiança do projeto, como fatores limitantes dos defeitos durante a vida útil do pavimento.

Nos tópicos seguintes são apresentados os dados de entrada utilizados no MEPDG software versão 1.100 e no AASHTOWare® Pavement Desing ME versão 2.1. Os dados relativos aos materiais, ao tráfego e ao clima foram aqueles utilizados por Fontenele (2011) e Fontenele e Fernandes Júnior (2014).

### 5.2.1 Dados dos Materiais

Os dados de entrada relativos aos materiais empregados nas camadas do pavimento são oriundos de estimativas médias nacionais, sendo assim empregou-se o nível hierárquico 3.

Outro fato importante é que os programas (MEPDG software e AASHTOWare® Pavement Desing ME) utilizam o módulo de resiliência dinâmico para as misturas asfálticas, e como não se dispunha de um modelo calibrado nacionalmente, manteve-se a opção para a previsão do módulo de resiliência da mistura pelo modelo *default* do programa, definido pela NCHRP 1-37A e calibrado nacionalmente para os EUA com base na viscosidade.

A seguir são listados os valores utilizados das propriedades dos materiais de cada camada.

#### a. Revestimento asfáltico – camada 1

- Revestimento de concreto asfáltico;
- Distribuição granulométrica dos agregados segundo a faixa “C” do DNIT: porcentagem retida acumulada, respectivamente, nas peneiras 3/4”, 3/8” e nº 4 de 0, 20% e 42%, e porcentagem passante na peneira nº 200 igual a 6%.
- Ligante asfáltico do tipo CAP 60-70;
- Temperatura de referência igual a 25°C;
- Coeficiente de *Poisson* de 0,30;
- Teor de ligante de 6%;
- Volume de vazios de 4%;
- Densidade da mistura de 2,5 kg/cm<sup>3</sup>;

- Condutividade térmica do asfalto de 0,67 BTU/hr-ft-F°;
  - Capacidade de calor do asfalto de 0,23 BTU/hr-ft-F°.
- b. Base – camada 2
- Base granular (brita graduada simples) compactada;
  - Coeficiente de *Poisson* de 0,40;
  - Coeficiente de pressão lateral igual a 0,50;
  - Índice de plasticidade de 0% e de liquidez de 6%;
  - Porcentagem passante na peneira nº 4 de 50% e na nº 200 de 10%, correspondente à faixa C do DER-SP.
- c. Sub-base – camada 3
- Sub-base granular de solo A-2-6 compactado;
  - Coeficiente de *Poisson* igual a 0,40;
  - Coeficiente de pressão lateral de 0,50;
- d. Subleito
- Subleito em solo A-7-6 não compactado/natural;
  - Coeficiente de *Poisson* igual a 0,45;
  - Coeficiente de pressão lateral de 0,50;

Cabe ressaltar que para os dados de entrada referentes aos materiais que não foram mencionados acima, mas são necessários às simulações nos programas, foram usados os valores *default*.

### 5.2.2 Dados do Tráfego

O nível hierárquico utilizado nas simulações no MEPDG software e no AASHTOWare® Pavement Desing ME foi o nível 1, uma vez que tratam-se de dados de tráfego locais de projeto. Foram inseridos nos programas os valores locais de distribuição de veículos por classe do VDMA, fator de crescimento do tráfego, espectros de carga por eixo e número de eixos por caminhão.

As cargas são oriundas do posto de controle e fiscalização de pesagem localizado no estado de São Paulo no km 28 da Rodovia dos Imigrantes (SP-160), pista sul.

Os dados das classes de veículos utilizados nos programas são referentes à classificação da *Federal Highway Administration* (FHWA), sendo assim, foram utilizadas as classes equivalentes as do DNIT como dados de entrada. As classes de veículos observados com maior frequência na via foram: 2C (classe 5); 3C (classe 6); 2S1 e 2S2 (classe 8); 2S3 (classe 9); 3S3 (classe 10) e 3D4 (classe 13), que correspondem, respectivamente, as frequências relativas de 8,72%; 7,41%; 8,41%; 11,18%; 27,40%; 13,32% e 23,56%.

A porcentagem de veículos na faixa de projeto adotada foi de 48%, valor máximo indicado por DNIT (2006b) para rodovias com 4 faixas de tráfego (pista dupla). A velocidade de projeto de 100 km/h e a pressão de enchimento dos pneus utilizada foi de 827 kPa (120 psi).

O VDMA a utilizado foi extraído da estatística de tráfego pela ARTESP, obtidos a partir de contagens no km 32, da rodovia SP 160, e por sensores de tráfego no Km 38,04 (Piratininga – sentido norte). Para o ano de 2009 o VDMA era igual a 10.993. Para os demais anos de projeto (2009 a 2028) o volume de tráfego foi determinado considerando uma taxa de crescimento linear de tráfego de 4% ao ano.

### 5.2.3 Clima

No que concerne ao clima foram considerados os dados da estação climática de Orlando (Flórida-EUA), em função da similaridade dos índices pluviométricos com a região onde se encontra a Rodovia dos Imigrantes. A profundidade do lençol freático utilizada foi de 10 m.

### 5.2.4 Critérios de desempenho e níveis de confiança

Para a análise dos critérios de desempenho foi utilizado um nível de confiança de 90%, dentro dos intervalos propostos no NCHRP (2004) que para restaurações e pavimentos novos de vias interestaduais e *Freeways* em áreas urbanas é de 85 a 97% e para áreas rurais de 80 a 95%

Os critérios de desempenho adotados no método da AASHTO foram os seguintes:

- Irregularidade longitudinal inicial ( $IRI_{inicial}$ ) igual a 1,0 m/km, uma vez que o valor ideal para pavimentos novos geralmente é de 0,79 a 1,18 m/km;
- Irregularidade longitudinal final ( $IRI_{final}$ ) de 4 m/km;
- Trincas longitudinais *top-down* igual a 189 m/km;
- Trincas por fadiga classe 3 bottom-up igual a 25%;
- Trincas transversais térmicas de a 189 m/km;
- Afundamento nas trilhas de rodas no CBUQ de 6,35 mm;
- Afundamento nas trilhas de rodas no pavimento todo igual a 19,5 mm.

#### 5.2.5 Curvas de desempenho

Como resultados das simulações nos programas, foram geradas curvas de desempenho relacionando os dados de entrada aos defeitos do pavimento considerados: trincas longitudinais, trincas por fadiga, deformações permanentes e índice de irregularidade.

### 5.3 ANÁLISE SE SENSIBILIDADE

A partir dos resultados obtidos com as simulações nos softwares, uma análise de sensibilidade foi conduzida para verificar os efeitos da variação dos parâmetros no comportamento dos pavimentos ao longo de sua vida em serviço.

Inicialmente a análise de sensibilidade para o ELSYM 5 foi feita por meio da apresentação de gráficos relacionando o número N calculado com as variações de cada parâmetro de projeto em estudo, para as trincas e deformações, considerando o vigésimo ano de projeto. Para os programas do método E-M da AASHTO os gráficos foram feitos relacionando as medidas (obtidas para o 20º ano de projeto) dos defeitos com as variações na estrutura do pavimento. Os defeitos analisados nestes programas foram: trincas longitudinais; trincas por fadiga;

deformações apenas no revestimento; deformações apenas no topo do subleito; deformação total e IRI.

Contudo, esses gráficos permitiram apenas verificar o comportamento das variáveis dependentes perante a variação de apenas um fator, sem considerar sua significância para a previsão do defeito.

Como o objetivo da análise de sensibilidade trata-se de quantificar quanto um determinado dado de saída do programa é influenciado pela variação de um parâmetro de entrada, foram utilizadas técnicas de regressão.

A análise de regressão consistiu no ajuste dos dados de saída para as variações dos parâmetros de entrada por meio de um modelo matemático simples. Com isso foi possível comparar os efeitos desses parâmetros no desempenho do pavimento por meio da inspeção dos coeficientes de regressão obtidos.

Neste trabalho, optou-se pela utilização de um modelo de regressão linear múltipla, descrito pela Equação 8.

$$y_i = \beta_0 + \sum_{j=1}^s \beta_j x_j + \epsilon_i \quad \text{com } j = 1, 2 \dots s \quad \text{Equação 8}$$

Onde:

$y_i$	=	variável dependente;
$x_j$	=	variável independente;
$\beta_j$	=	coeficientes de regressão;
$\epsilon_i$	=	erro aleatório.

Os coeficientes de regressão (CR) são indicadores diretos da sensibilidade perante um parâmetro  $x_j$ , e foram calculados com o método dos mínimos quadrados. Porém, para que seja possível a comparação direta da sensibilidade dos parâmetros de entrada, houve a necessidade da padronização das variáveis para uma mesma escala, executada pela Equação 9.

$$\frac{y_i - \bar{y}}{s_y}; \frac{x_j - \bar{x}}{s_j}, \quad j = 1, 2, \dots, s \quad \text{Equação 9}$$

Onde:

$$\begin{aligned} y_i \text{ e } x_i &= \text{variáveis;} \\ \bar{y} \text{ e } \bar{x} &= \text{médias;} \\ s_y \text{ e } s_j &= \text{desvio padrão.} \end{aligned}$$

Os coeficientes de regressão gerados a partir dos dados padronizados serão tratados como coeficientes de regressão padronizados (CRP).

#### 5.4 TESTES DE HIPÓTESE PARA ANÁLISE DE SIGNIFICÂNCIA

A significância da regressão foi determinada por meio da existência de uma relação linear entre a variável dependente e as independentes. Desta forma têm-se duas hipóteses para o teste: a hipótese nula ( $H_0$ ) e a alternativa ( $H_a$ ), expressas por:

$$\begin{aligned} H_0: \beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_s = 0 \\ H_a: \beta_j \neq 0 \text{ para pelo menos um } j \end{aligned} \quad \text{Equação 10}$$

Onde:

$$\beta_s = \text{coeficiente de regressão}$$

Para o teste de significância utilizou-se o Teste F, cuja estatística é descrita pela Equação 11.

$$F_0 = \frac{MS_R}{MS_E} \quad \text{Equação 11}$$

Onde:

$$MS_R = \text{Soma dos quadrados do modelo;}$$

$$MS_E = \text{Soma dos quadrados do resíduo (erro).}$$

A hipótese nula foi rejeitada se o valor de  $F_0$  encontrado foi maior que  $F_{\alpha, k, n-k-1}$  da distribuição normal. Onde  $\alpha$  é o nível de significância,  $k$  é o número de

variáveis independentes,  $n$  é o grau de liberdade do numerador e  $n-k-1$  é o grau de liberdade do denominador. Desta maneira, foram considerados significativos os modelos que apresentaram um p-valor do teste  $F_0$  menor que  $\alpha$ .

O intervalo de confiança para as análises realizadas foi de 95%, portando o nível de significância foi de 5%.

Analogamente ao realizado para a regressão, verificou-se a significância dos coeficientes individualmente, a fim de selecionar os parâmetros mais influentes na variável resposta. Para tanto foram testadas as seguintes hipóteses nula e alternativa:

$$\begin{aligned} H_0: \beta_j &= 0 \\ H_a: \beta_j &\neq 0 \end{aligned} \qquad \text{Equação 12}$$

Para esta análise selecionou-se o teste T, cuja estatística pode ser descrita pela Equação 13.

$$t_0 = \frac{\widehat{\beta}_j}{se(\widehat{\beta}_j)} \qquad \text{Equação 13}$$

Onde:

$\beta_j$  = Coeficiente de regressão;

$se(\beta_j)$  = erro padrão do coeficiente de regressão.

A hipótese nula é rejeitada caso o p-valor do teste seja menor que o nível de significância de 5%, considerando-se assim o parâmetro de projeto em avaliação significativo para a previsão de desempenho.

## 6. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados obtidos a partir das simulações no ELSYM5, no MEPDG software e no AASHTOWare® Pavement Desing ME perante as variações nas propriedades das camadas em estudo.

### 6.1 SIMULAÇÕES NO ELSYM5

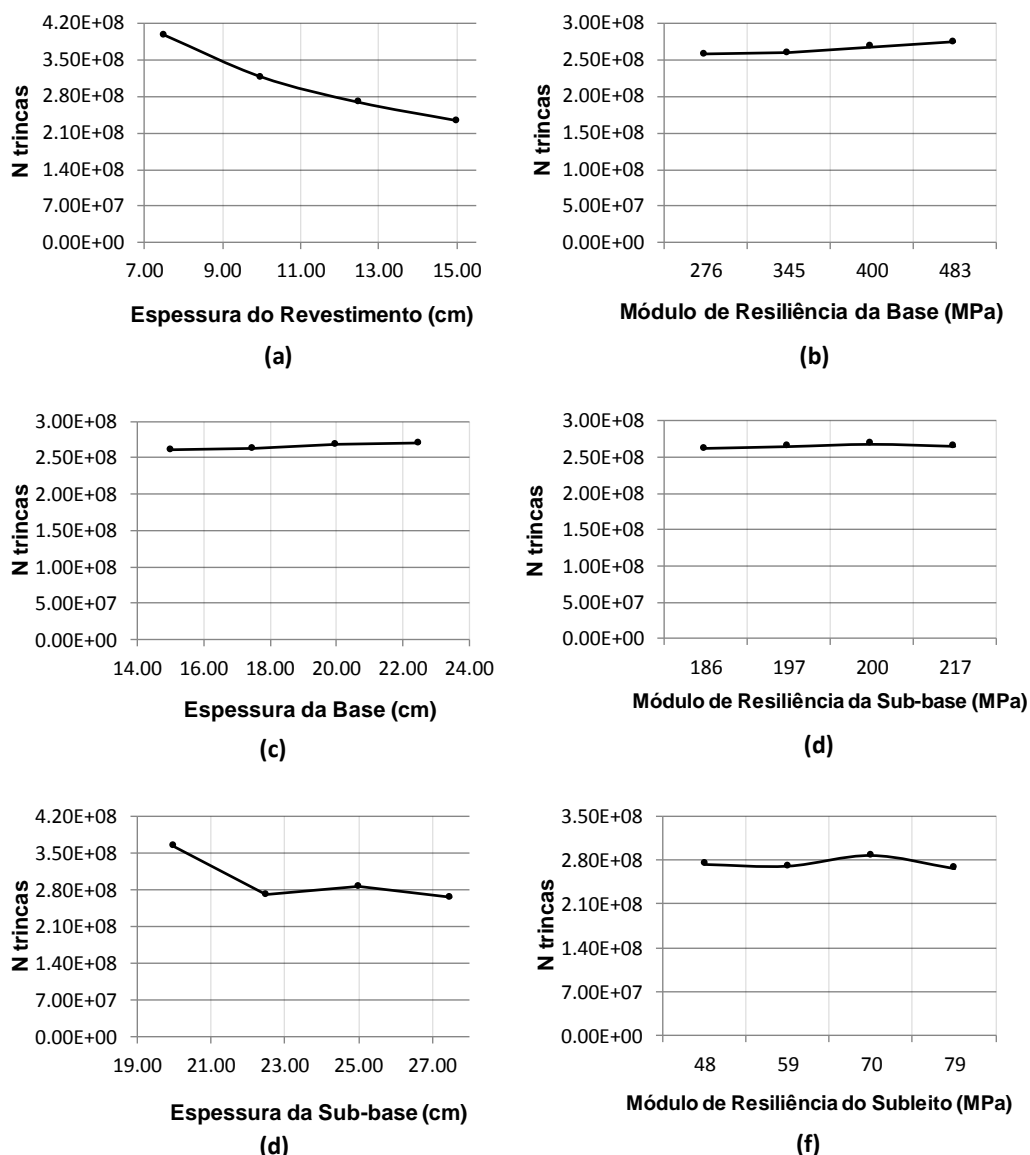
Os resultados apresentados nesta sessão quanto as determinações da vida útil do pavimento estão relacionadas às variações de espessura do revestimento, da base, da sub-base e dos módulos da base, sub-base e subleito.

Os valores de **N** apresentados para as variações das espessuras do revestimento e dos módulos de resiliência, são os obtidos por Vidotto e Fontenele (2014) e por Alexande *et al.* (2015), respectivamente.

#### 6.1.1 Trincas por fadiga

Para as simulações realizadas no ELSYM5 foram elaborados, primeiramente, gráficos do número de solicitações equivalentes ao eixo padrão para trincas pelas variações dos parâmetros de projeto em estudo, conforme pode ser observado na Figura 7.

**Figura 7 -** Variações no  $N_{\text{trincas}}$  para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas



**Fonte:** A própria autora

Perante o exposto na Figura 7 pode-se perceber que para a variação na espessura do revestimento de 7,5 cm para 15,0 cm houve uma redução de 41% no  $N_{\text{trincas}}$ . Analogamente, para o aumento da espessura da sub-base e do módulo de resiliência do subleito, observou-se que o consumo da vida útil estimada reduziu em 27 % e 2%, respectivamente.

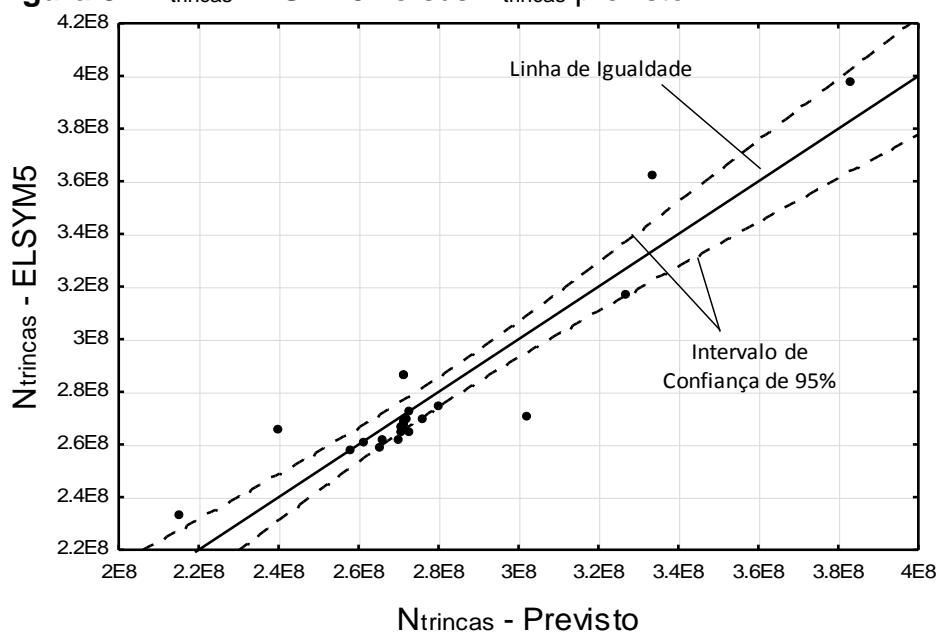
Em contrapartida, com o aumento da espessura da base, do módulo de resiliência da base e do módulo de resiliência da sub-base, percebeu-se, respectivamente, um aumento do  $N_{\text{trincas}}$  de 4%, 7% e 1%.

Com isso, perante a análise dos gráficos apresentados pode-se dizer que as trincas por fadiga são mais sensíveis às variações da espessura do revestimento e da sub-base, sendo que quanto maior a espessura dessas camadas menor o número **N**, ou seja, menor o consumo da vida útil do pavimento. Já para os outros parâmetros, o defeito apresenta baixa sensibilidade, com variações menores que 8%.

Contudo, apenas com uma análise visual da variação do defeito em relação a variação do dado de entrada não é suficiente para se verificar a sensibilidade dos defeitos do pavimento. Esta verificação foi realizada por meio de um modelo de regressão múltipla, conforme descrito no método (item 5.3). Os coeficientes de regressão (CR) são indicadores da importância de cada parâmetro de entrada na predição do defeito, enquanto os coeficientes de regressão padronizados (CRP) indicam a importância de um parâmetro em relação aos outros. Um bom modelo de regressão significa que as variações do defeito podem ser explicadas pelas variáveis de entrada.

Desta forma, realizou-se o ajuste dos resultados por um modelo de regressão linear múltipla. A relação entre o  $N_{\text{trincas}}$  obtido com as tensões de tração na fibra inferior do revestimento e o previsto pelo modelo de regressão linear é apresentado na Figura 8.

**Figura 8** -  $N_{\text{trincas}}$  ELSYM5 versus  $N_{\text{trincas}}$  previsto



p-valor<0,0001  $R^2 = 0,86$  Erro Pad.= 1,51E+07

**Fonte:** a própria autora

Na Figura 8 a linha de igualdade indica onde os resultados obtidos a partir das simulações no ELSYM5 e do modelo de regressão seriam iguais. Desta forma, a distância vertical entre esta linha e um ponto é a diferença entre o dado de saída do programa e o valor estimado pelo modelo. Já as linhas tracejadas demarcam o intervalo de confiança de 95%.

A hipótese nula, para o teste de significância quanto ao modelo de regressão, foi rejeitada uma vez que o p-valor ( $<0,0001$ ) obtido foi menor que o nível de significância de 5%. Desta forma, pelo menos um dos coeficientes é diferente de zero, logo o ajuste foi significativo. A significância do modelo também pode ser confirmada pelo coeficiente de determinação múltipla ( $R^2$ ) de 0,86, que indica que 86% das variações das trincas por fadiga podem ser explicadas pelas variações nos parâmetros de entrada. Além disso, o erro padrão de  $1,57 \times 10^7$  pode parecer alto, porém corresponde a 6% da média dos valores calculados para o  $N_{trincas}$ .

Como o modelo de regressão foi significativo, prosseguiu-se com a análise de significância de cada parâmetro de projeto em estudo, que pode ser verificada na Tabela 8, onde são apresentados os CR, o p-valor para cada um deles e o CRP.

**Tabela 8** - Coeficientes de regressão para o  $N_{trincas}$

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	$t_0$	p-valor	CRP
<b>Espessura revestimento</b>	-2,24E+07	2,50E+06	-8,939	$<0,0001^*$	-0,809
<b>Espessura da base</b>	2,01E+06	2,50E+06	0,803	0,4330	0,073
<b>Espessura da sub-base</b>	-1,24E+07	2,50E+06	-4,969	0,0001*	-0,450
<b>Módulo da base</b>	1,06E+05	9,56E+04	1,112	0,2814	0,101
<b>Módulo da sub-base</b>	8,86E+04	6,78E+05	0,131	0,8976	0,012
<b>Módulo do subleito</b>	-7,83E+04	5,87E+05	-0,133	0,8954	-0,012

\* Valores significativos

**Fonte:** a própria autora

Analisando os CRs determinados para cada parâmetro de entrada, percebe-se que com o aumento da espessura do revestimento, da espessura da sub-base e do módulo de resiliência do subleito, o consumo da vida útil prevista diminui, uma vez que os CRs apresentam sinal negativo. Em contrapartida, para a espessura da base, para os módulos de resiliência da base e da sub-base, os CRs são positivos, indicando o aumento do consumo da vida útil com a adoção de valores maiores para esses parâmetros.

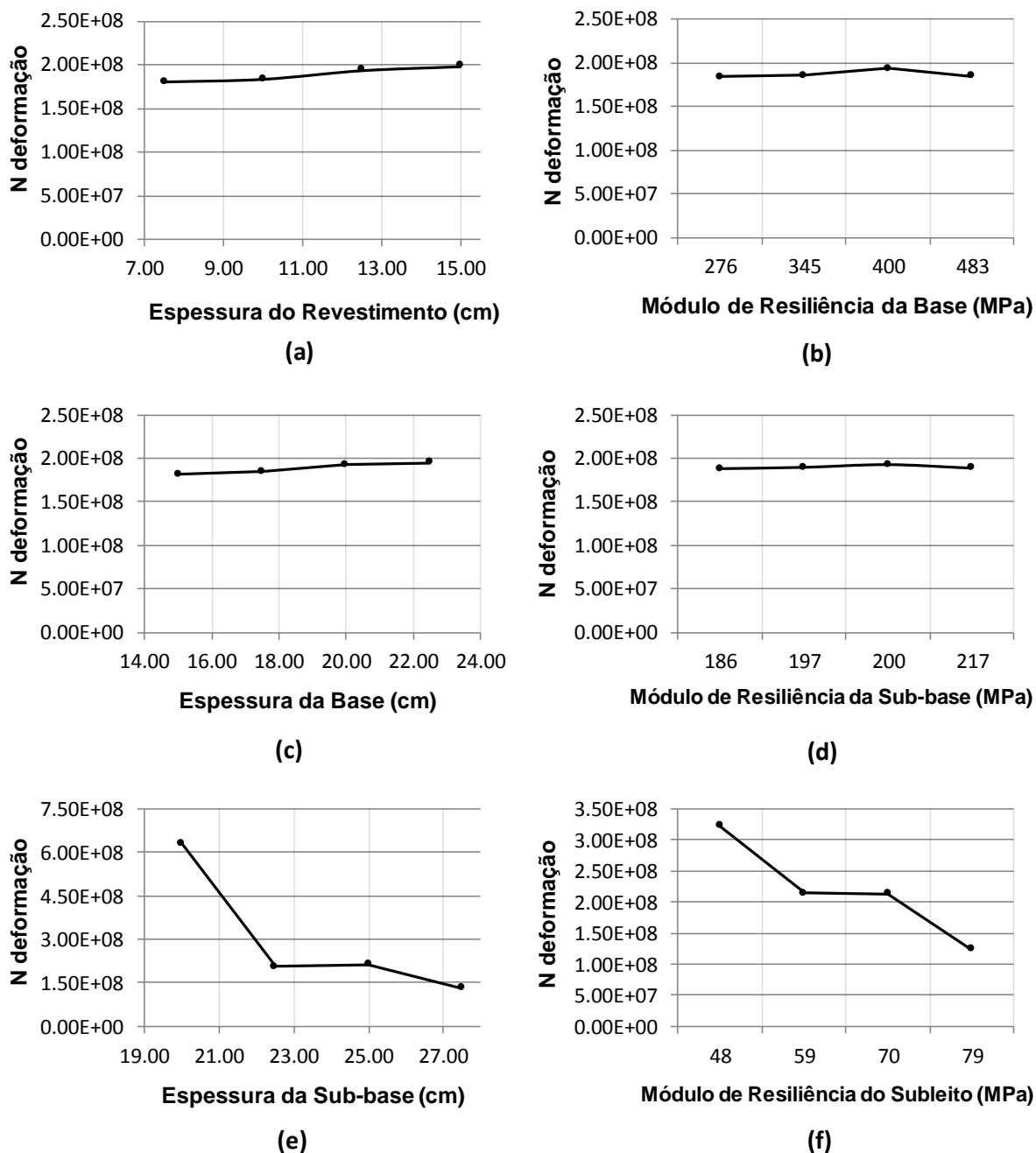
De acordo com os p-valores calculados para cada coeficiente de regressão, constatou-se que apenas a espessura do revestimento e a espessura da sub-base são significativas para a previsão da vida útil quanto às trincas por fadiga. Fato justificado pelos p-valores menores que o nível de significância de 5%.

Analisando os CRPs, é possível concluir que a espessura do revestimento é a que exerce maior influência no defeito, seguida pela espessura da sub-base. Os outros parâmetros não foram considerados significativos. Esta conclusão corrobora com a análise apresentada para a Figura 7.

### 6.1.2 Deformações Permanentes nas Trilhas de Rodas

A vida útil estimada para as deformações permanentes ( $N_{\text{deformação}}$ ), no 20º ano de projeto, correlacionada com as variações dos parâmetros de entrada pode ser observada na Figura 9.

**Figura 9 - Variação do  $N_{\text{deformação}}$  para as variações das espessuras e módulos das camadas avaliadas**

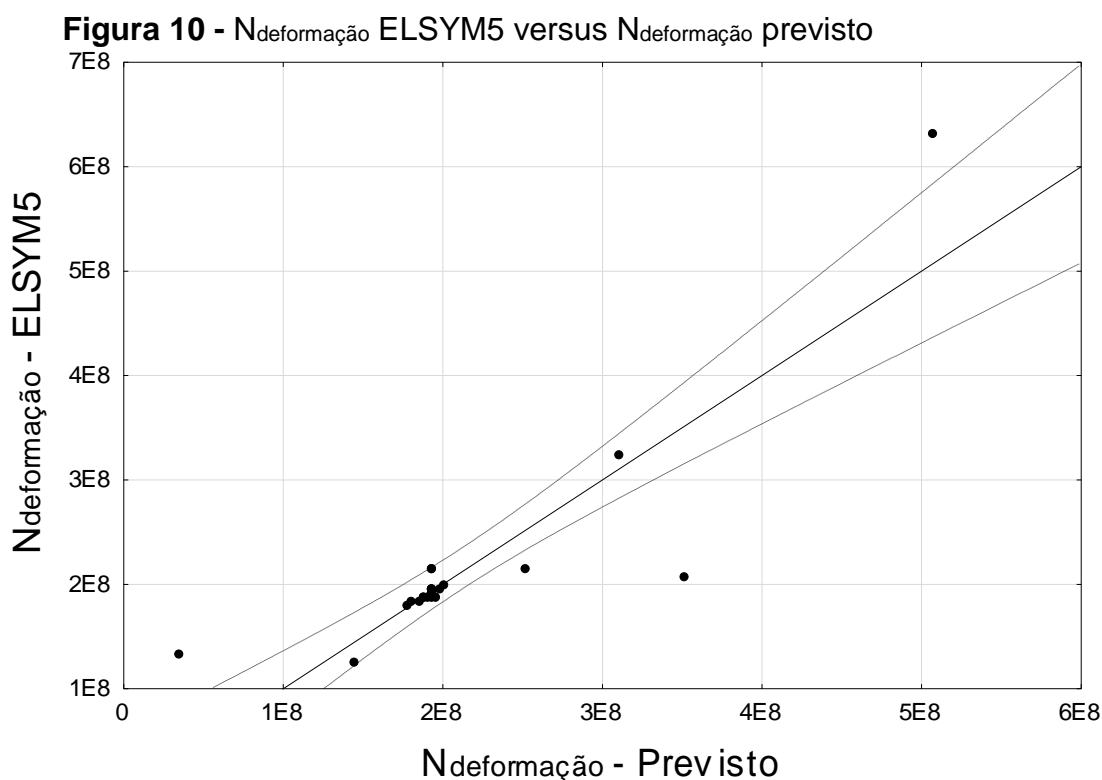


Fonte: A própria autora

A partir da Figura 9, pode-se perceber que o  $N_{\text{deformação}}$  aumenta com acréscimos nas espessuras do revestimento e da base. A variação entre os valores máximos e mínimos adotados para as espessuras é de 10% e 7%, respectivamente. Já com o aumento da espessura da sub-base houve a redução de 79% do  $N_{\text{deformação}}$ , considerando os valores extremos adotados.

No que concerne aos módulos de resiliência da base e sub-base verificou-se uma baixa sensibilidade, com variação menor que 1% para o consumo da vida útil estimada. Porém, para as variações no módulo de resiliência do subleito, o  $N_{\text{deformação}}$  mostrou-se sensível, sendo que este reduziu em 62% com o aumento do módulo de 48 MPa para 79 MPa.

Assim como foi feito para o defeito trincas por fadiga, a análise de significância da sensibilidade do defeito deformação permanente nas trilhas de rodas para os parâmetros foi realizada por meio de um modelo de regressão linear múltipla. Os  $N_{\text{deformação}}$  calculados a partir dos resultados do ELSYM5 e os previstos pelo modelo ajustado são comparados na Figura 10.



p-valor < 0,0001     $R^2 = 0,77$     Erro Pad. =  $5,31E+07$

Fonte: a própria autora

Pode-se perceber que o ajuste foi significativo uma vez que o p-valor foi menor que o nível de significância, o modelo apresentou um coeficiente de determinação múltipla de 0,77 e erro padrão encontrado foi relativamente pequeno.

Os coeficientes de regressão, os resultados do teste estatístico e os coeficientes de regressão padronizados são apresentados na Tabela 9.

**Tabela 9** - Coeficientes de regressão para o  $N_{\text{deformação}}$ 

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	$t_0$	p-valor	CRP
Espessura revestimento	2,85E+06	8,80E+06	0,324	0,7497	0,038
Espessura base	2,37E+06	8,80E+06	0,269	0,7914	0,031
Espessura sub-base	-6,29E+07	8,80E+06	-7,143	<0,0001*	-0,830
Módulo da base	3,75E+04	3,37E+05	0,111	0,9127	0,013
Módulo da sub-base	1,32E+04	2,39E+06	0,006	0,9957	0,001
Módulo do subleito	-5,38E+06	2,07E+06	-2,602	0,0186*	-0,302

\*Valores significativos

Fonte: a própria autora

Perante os valores da Tabela 9, verificou-se que as espessuras do revestimento e da base e os módulos de resiliência da base e sub-base, apresentam CR positivo, ou seja, com o aumento desses parâmetros o  $N_{\text{deformação}}$  previsto também aumenta. Já o acréscimo nos valores da espessura da sub-base e do módulo de resiliência do subleito provoca a redução no  $N_{\text{deformação}}$  previsto, uma vez que seus CRs são negativos.

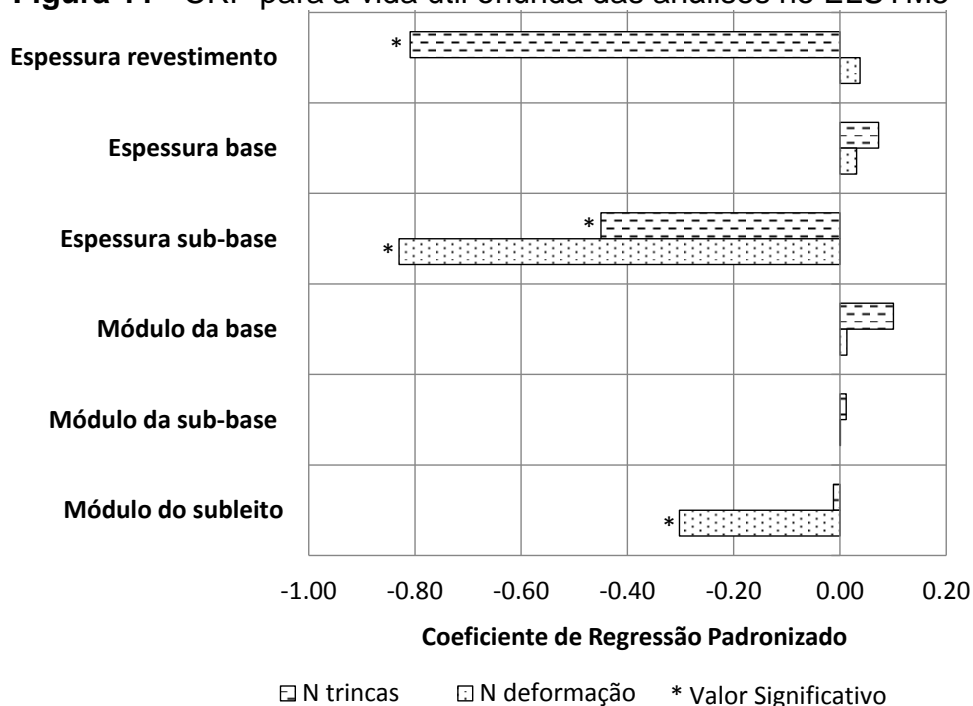
A análise estatística realizada para os parâmetros citados, mostrou que o defeito é significativamente sensível apenas para a espessura da sub-base e para o módulo de resiliência do subleito, uma vez que são os únicos CRs que apresentam p-valor menor que 5%. Os outros parâmetros não foram significativos para a previsão do consumo da vida útil quanto às deformações permanentes.

Esses dois parâmetros significativos podem ser classificados conforme sua influência no defeito pela ordem decrescente dos CRP. Desta forma, o defeito é mais sensível à espessura da sub-base, seguida pelo módulo de resiliência do subleito. Sendo que esses resultados corroboram a análise da Figura 9.

### 6.1.3 Visão Geral da Análise de Sensibilidade com o ELSYM5

A análise de sensibilidade da previsão da vida útil, calculada a partir das respostas estruturais determinadas pelo ELSYM5, mostrou que as variações na espessura do revestimento e da sub-base e as variações do módulo de resiliência do subleito influenciam significativamente na vida útil do pavimento quanto às trincas por fadiga e aos afundamentos nas trilhas de roda. Estes resultados são apresentados na Figura 11, a partir dos CRP.

**Figura 11 - CRP para a vida útil oriunda das análises no ELSYM5**



\*Significância na previsão da vida útil

**Fonte:** a própria autora

Observou-se que a previsão da vida útil do pavimento foi significativamente sensível às variações da espessura do revestimento e da sub-base e do módulo de resiliência do subleito.

Considerando o valor previsto para o  $N_{\text{trincas}}$ , pode-se perceber que este é mais sensível às variações da espessura do revestimento, seguida pela espessura da sub-base e pelo módulo de resiliência do subleito.

No que concerne às deformações permanentes, verificou-se sensibilidade significativa às variações da espessura da sub-base e do módulo de resiliência do subleito, nesta ordem. Com o aumento dos valores para esses parâmetros o  $N_{\text{deformação}}$  previsto reduziu.

Em contrapartida, a previsão da vida útil quanto às trincas e as deformações não mostraram alterações significativas perante as variações das espessuras da base, dos módulos de resiliência da base e da sub-base.

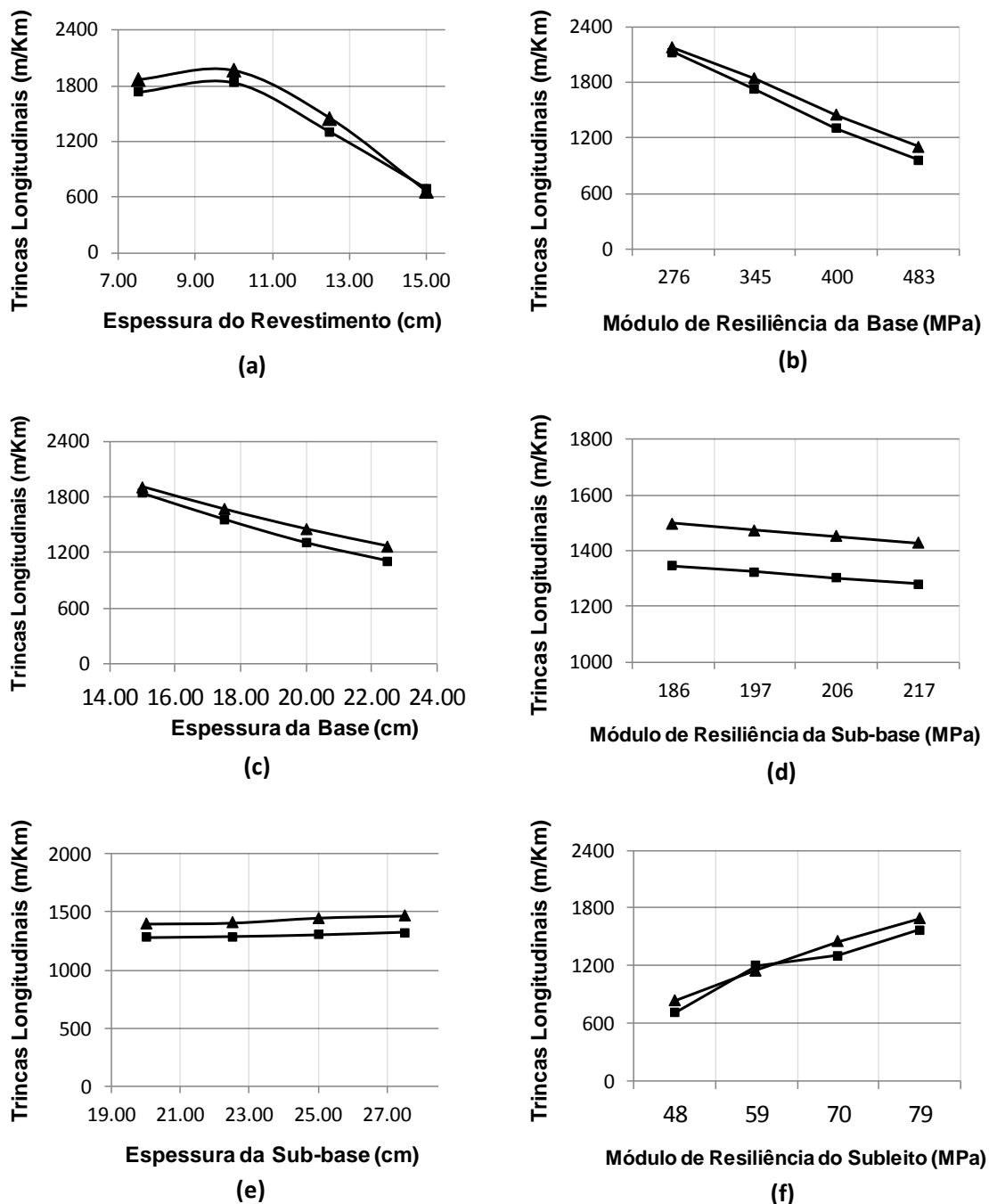
## 6.2 MÉTODO E-M DA AASHTO

Nesta sessão são apresentados os resultados obtidos com as simulações nos programas de teste e comercial do método E-M da AASHTO. No que se refere às simulações do MEPDG software, ressalta-se que os resultados apresentados nos gráficos que relacionam a magnitude dos defeitos com as variações das espessuras das camadas, são os obtidos por Pelisson *et al.* (2013) e (2015).

### 6.2.1 Trincas Longitudinais

Inicialmente a sensibilidade quanto às variações dos parâmetros de entrada foi verificada a partir da construção de gráficos da intensidade do defeito versus as variações das espessuras e módulos de resiliência das camadas. Na Figura 12 tais gráficos são apresentados.

**Figura 12** - Variação das medidas relativas às trincas longitudinais para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas



▲ MEPDG    ■ AASHTOWare Pavement Design

Fonte: a própria autora

Pode-se perceber que os valores estimados para cada defeito no programa AASHTOWare® Pavement Design foram menores que os estimados com a utilização da versão de teste do programa.

Observou-se que para as variações da espessura do revestimento existe uma tendência de aumento da intensidade das trincas longitudinais até,

aproximadamente, a espessura de 9 cm. Em seguida, com o aumento da espessura, a predição do defeito reduz. A variação total observada para os valores das trincas longitudinais foi de 64% para o MEPDG software e de 60% para o AASHTOWare® Pavement Design, considerando os valores relacionados à espessura mínima e máxima do revestimento abordadas na análise de sensibilidade. Essa redução da magnitude do defeito com o aumento da espessura do revestimento corrobora com as recomendações do manual da AASHTO (2008) para redução das trincas longitudinais, conforme apresentado na Tabela 3.

Para as variações da espessura da base, módulo de resiliência da base e da sub-base percebe-se uma redução da intensidade do defeito com o aumento dos parâmetros. Considerando o valor máximo e mínimo da variação adotada, para o MEPDG software observou-se que com o aumento da espessura da base houve uma redução de 34% no defeito, para o módulo de resiliência da base a redução foi de 49% e para o módulo de resiliência da sub-base de 5%. Quanto aos resultados do AASHTOWare® Pavement Design, observou-se que o defeito reduziu em 40% para o aumento da espessura da base, em 54% para a variação do módulo de resiliência da base e em 5% para o da sub-base.

As variações da espessura da camada de sub-base e do módulo de resiliência do subleito apresentaram um aumento no valor do defeito em estudo. Considerando os valores extremos, para o programa de teste houve um aumento na quantidade do defeito de 5% para as variações na espessura da sub-base e de 102% para as variações no módulo de resiliência do subleito. Tratando-se do programa comercial houve um aumento de 3% na magnitude do defeito para a espessura da sub-base e de 121% para o módulo de resiliência do subleito.

O acréscimo das medidas previstas para o defeito com o aumento do módulo de resiliência do subleito também foi verificado por Shahji (2006). Porém, esperava-se que houvesse a redução das trincas longitudinais, uma vez que, conceitualmente, um subleito com maior capacidade de suporte ajudaria a reduzir as tensões e deformações no pavimento e, conseqüentemente, as trincas no revestimento. Esse fato pode estar associado a algum erro nos modelos de desempenho utilizados na rotina de cálculo nos programas do método E-M da AASHTO.

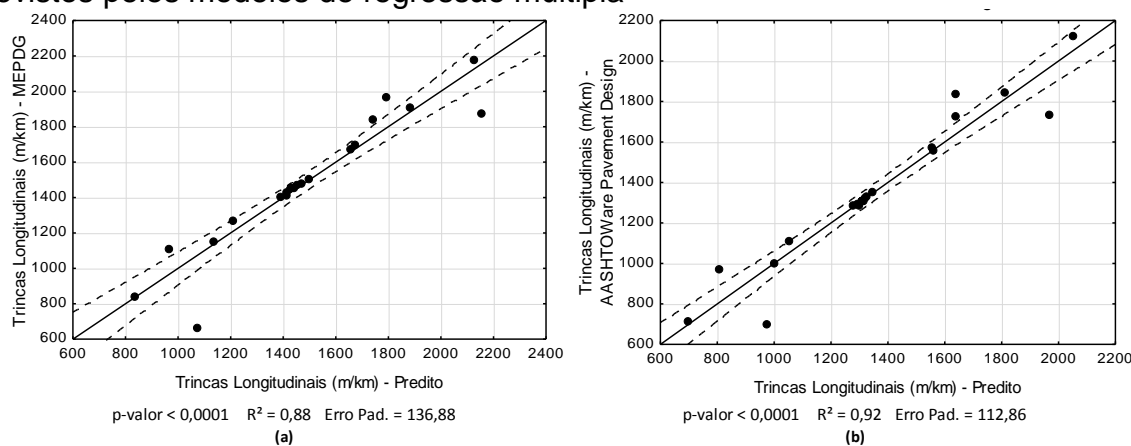
Perante o exposto, pode-se dizer que por essa análise visual das variações na magnitude dos defeitos, os parâmetros de entrada seriam classificados,

de maior para menor sensibilidade para ambos os programas, como: módulo de resiliência do subleito; espessura do revestimento; módulo de resiliência da base; espessura da base; espessura e módulo de resiliência da sub-base. Sendo que a variação desses dois últimos parâmetros tem pouca influência nos valores previstos para as trincas longitudinais.

Contudo, apenas com uma análise visual da variação dos valores do defeito em relação à variação do dado de entrada não é suficiente para se verificar a significância da sensibilidade dos defeitos do pavimento. Para melhor entendimento dessa sensibilidade foi realizada a análise de regressão múltipla, conforme descrito no item 5.3.

Para verificar estatisticamente a significância do modelo ajustado, os resultados obtidos para a magnitude das trincas longitudinais nas simulações no MEPDG software e no AASHTOWare® Pavement Design foram comparados com os previstos pelos modelos de regressão múltipla. As comparações são apresentadas na Figura 13.

**Figura 13** - Valores das simulações para as trincas longitudinais versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla



Fonte: a própria autora

Os p-valores < 0,0001, obtidos para os testes de hipótese quanto aos modelos de regressão, indicam que o ajuste foi significativo, fato que pode ser confirmado pelos coeficientes de determinação múltipla ( $R^2$ ) de 0,88 e 0,91, respectivamente, para o MEPDG software e o AASHTOWare® Pavement Design. Ou seja, 88% e 92% das variações dos valores estimados para as trincas longitudinais podem ser explicadas pelas variações nos parâmetros de entrada nos programas.

Além disso, os erros padrões de 136,88 e 112,86 são pequenos comparados com a magnitude do defeito observado.

Uma vez que o modelo de regressão foi considerado significativo, procedeu-se com a análise de significância das variáveis independentes, sendo que na Tabela 10 e 11 são apresentados os resultados para o MEPDG software e para o AASHTOWare® Pavement Design, respectivamente.

**Tabela 10 - Coeficientes de Regressão para Trincas Longitudinais - MEPDG software**

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	t <sub>0</sub>	p-valor	CRP
<b>Espessura revestimento</b>	-144.586	22.73	-6.36	<0.0001*	-0.536
<b>Espessura base</b>	-89.786	22.73	-3.95	0.0010	-0.333
<b>Espessura sub-base</b>	8.548	22.73	0.38	0.7116	0.032
<b>Módulo da base</b>	-5.595	0.87	-6.44	<0.0001*	-0.542
<b>Módulo da sub-base</b>	-2.691	4.98	-0.54	0.5963	-0.046
<b>Módulo da subleito</b>	27.052	5.34	5.07	<0.0001*	0.427

\*Valores significativos

Fonte: a própria autora

**Tabela 11 - Coeficientes de Regressão para Trincas Longitudinais - AASHTOWare® Pavement Design**

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	t <sub>0</sub>	p-valor	CRP
<b>Espessura revestimento</b>	-132.32	18.75	-7.06	<0.0001*	-0.491
<b>Espessura base</b>	-100.92	18.75	-5.38	<0.0001*	-0.375
<b>Espessura sub-base</b>	5.81	18.75	0.31	0.7602	0.022
<b>Módulo da base</b>	-6.01	0.72	-8.39	<0.0001*	-0.583
<b>Módulo da sub-base</b>	-1.55	4.11	-0.38	0.7102	-0.026
<b>Módulo do subleito</b>	27.65	4.40	6.28	<0.0001*	0.437

\*Valores significativos

Fonte: a própria autora

A espessura e o módulo de resiliência da sub-base não foram significativos para a previsão da intensidade das trincas longitudinais, pois conforme observado nas Tabelas 10 e 11, os p-valores obtidos para esses parâmetros são maiores que o nível de significância de 5%. Alguns CR apresentam sinal positivo, o que indica que à medida que se aumenta o valor do parâmetro de entrada tem-se o aumento do defeito previsto, enquanto outros apresentam sinal negativo, ou seja, quando se tem o aumento do dado de entrada há uma redução na previsão de defeito feita pelos programas o vigésimo ano de projeto.

Os coeficientes de regressão são indicadores da importância dos parâmetros para o surgimento do defeito. Porém para a classificação desses

parâmetros de acordo com sua influência foram utilizados os coeficientes de regressão padronizados, que possibilitam a comparação de todos os dados de entrada numa mesma unidade. O valor absoluto do CRP foi utilizado para este fim.

Ainda nas Tabela 10 e 11 são apresentados os CRPs, a partir dos quais se classificou os dados de entrada significativos para ambos os programas, de maior para menor influência: espessura do revestimento; módulo de resiliência da base; módulo de resiliência do subleito e espessura da base.

Comparando esses resultados com a análise exposta a partir da Figura 12, se percebe que as variações da espessura e o módulo de resiliência da sub-base exercem pouca influência, na predição da magnitude das trincas longitudinais, em ambos os casos.

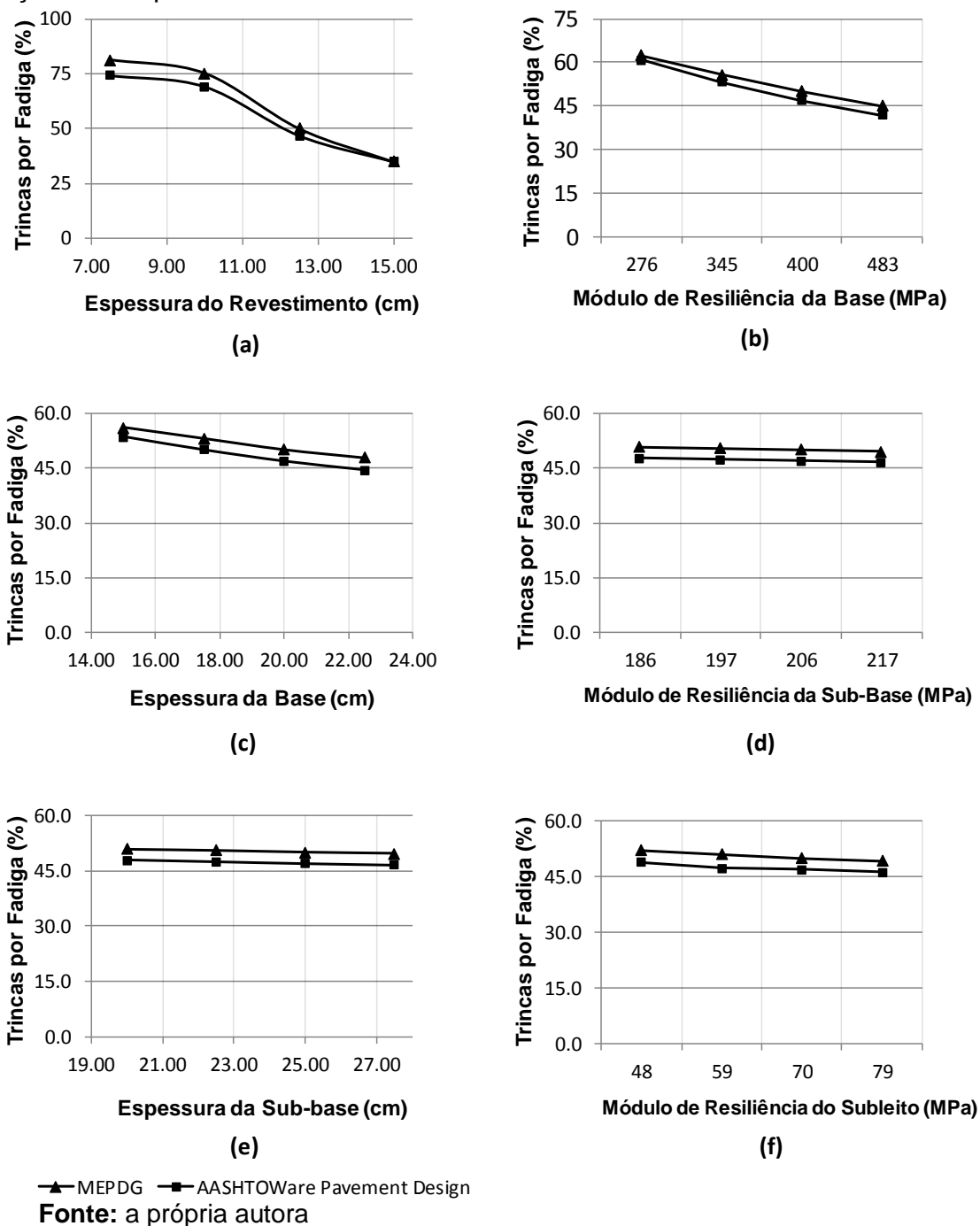
Quanto à classificação dos parâmetros de acordo com a interferência na predição dos defeitos, os resultados apresentaram-se discrepantes. A partir da análise visual o módulo de resiliência do subleito é o mais influente, pois causa um aumento de 102% nas trincas longitudinais no MEPDG software e de 121% para o AASHTOWare® Pavement Design, porém ressalta-se o fato de que com o aumento da capacidade de suporte do subleito esperava-se que o valor do defeito reduzisse. Em contrapartida, de acordo com a análise de regressão esse é o terceiro parâmetro mais influente.

As mudanças na hierarquização dos parâmetros de projeto quanto a interferência na previsão das trincas longitudinais pode estar relacionada com a observação de apenas um parâmetro por vez na análise visual. Enquanto que pelo método de regressão os parâmetros são considerados simultaneamente.

### 6.2.2 Trincas por fadiga

As curvas das variações dos valores previstos para as trincas por fadiga perante as variações nos parâmetros de entrada são apresentadas na Figura 14.

**Figura 14 -** Variação das medidas relativas às trincas por fadiga para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas



Pode-se observar que para o aumento de todos os parâmetros há uma tendência de redução das trincas por fadiga, sendo que assim como para as trincas longitudinais, os resultados observados no programa comercial apresentaram valores menores que os do programa de teste.

As variações da espessura da base e da sub-base e dos módulos de resiliência da sub-base e do subleito a redução constatada, considerando os valores

extremos adotados para esses parâmetros, foi de 8,0%, 1,4%, 1,2% e 2,8%, respectivamente, para o MEPDG software e de 9,1%, 1,4%, 1,1% e 5,0%, respectivamente, para o AASHTOWare® Pavement Design. Pode-se dizer que para esses parâmetros a intensidade das trincas por fadiga apresentam pouca sensibilidade.

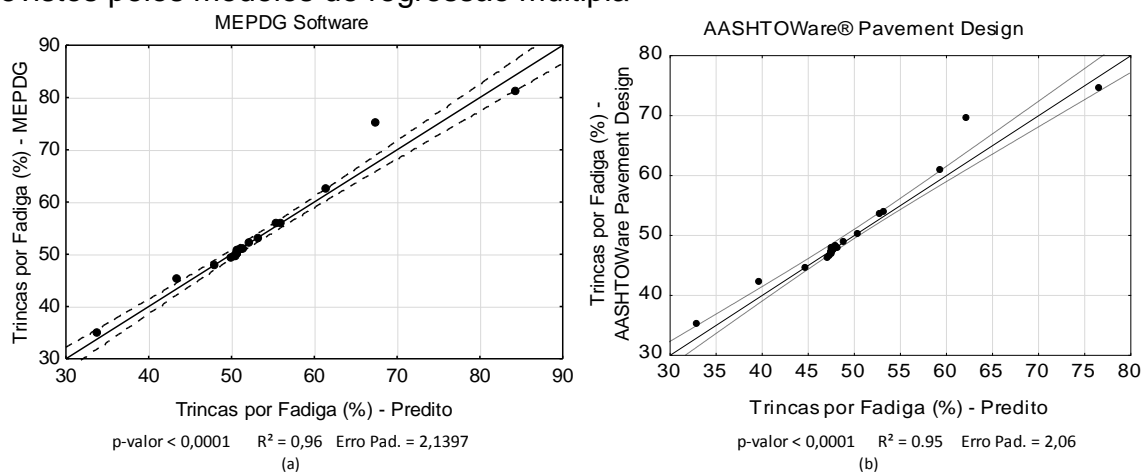
A maior sensibilidade nos valores previstos para as trincas por fadiga foi quanto às alterações na espessura do revestimento, sendo que o valor do defeito previsto sofreu uma redução de 46% com o aumento da espessura de 7,5 cm para a de 15 cm tratando-se do MEPDG software e de 40% para o AASHTOWare® Pavement Design. Este fato está de acordo com as recomendações de AASHTO (2008) para a redução deste tipo de defeito, conforme apresentado na Tabela 3.

O segundo parâmetro com maior influência observado foi o módulo de resiliência da base, que gerou uma redução de 17% na intensidade das trincas por fadiga com o aumento do valor mínimo para o máximo no programa de teste e de 19% no comercial.

Em confronto a essa análise realizou-se o ajuste dos resultados por um modelo de regressão linear múltipla, tendo como variáveis independentes os parâmetros de projeto em estudo.

Na Figura 15 são apresentadas as estatísticas de comparação entre os valores observados nas simulações dos programas e os valores preditos pelos modelos de regressão ajustados para as trincas por fadiga.

**Figura 15** - Valores das simulações para as trincas por fadiga versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla



**Fonte:** a própria autora

Os modelos ajustados para as trincas por fadiga apresentaram  $R^2$  de 0,96 para o MEPDG software e de 0,95 para o AASHTOWare® Pavement Design, ou seja, 96% e 95% das variações na variável dependente são explicadas pelo modelo de regressão linear múltipla. Fato corroborado pelos p-valores menores que o nível de significância de 5% e pelos erros padrões observados, que são pequenos perante a média dos valores dos defeitos, de aproximadamente 50%.

Com a confirmação da significância dos modelos de regressão linear múltipla, executou-se a análise dos coeficientes de regressão para cada variável independente, apresentada na Tabela 12 para o MEPDG software e na Tabela 13 AASHTOWare® Pavement Design.

**Tabela 12 - Coeficientes de Regressão para as Trincas por fadiga - MEPDG software**

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	$t_0$	p-valor	CRP
<b>Espessura revestimento</b>	-6.726	0.36	-18.93	<0.0001*	-0.929
<b>Espessura base</b>	-1.059	0.36	-2.98	0.0084*	-0.146
<b>Espessura sub-base</b>	-0.113	0.36	-0.32	0.7550	-0.016
<b>Módulo da base</b>	-0.087	0.01	-6.44	<0.0001*	-0.316
<b>Módulo da sub-base</b>	-0.006	0.08	-0.08	0.9385	-0.004
<b>Módulo do subleito</b>	-0.066	0.08	-0.79	0.4388	-0.039

\*Valores significativos

Fonte: a própria autora

**Tabela 13 - Coeficientes de Regressão para as Trincas por fadiga - AASHTOWare® Pavement Design**

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	$t_0$	p-valor	CRP
<b>Espessura revestimento</b>	-5.83	0.34	-17.02	<0.0001*	-0.897
<b>Espessura base</b>	-1.16	0.34	-3.38	0.0036*	-0.178
<b>Espessura sub-base</b>	-0.09	0.34	-0.26	0.7957	-0.014
<b>Módulo da base</b>	-0.10	0.01	-7.28	<0.0001*	-0.383
<b>Módulo da sub-base</b>	0.00	0.08	0.00	0.9976	0.000
<b>Módulo do subleito</b>	-0.06	0.08	-0.71	0.4847	-0.038

\*Valores significativos

Fonte: a própria autora

Nesses modelos de regressão todos os CRs apresentam sinal negativo, confirmando o exposto na Figura 14, com o aumento do parâmetro de projeto o valor previsto para o defeito diminui. A partir dos p-valores observados para os CR, pode-se concluir que a espessura do revestimento e da base e o módulo de

resiliência da base causam variações significativas na previsão das trincas por fadiga em ambos os programas.

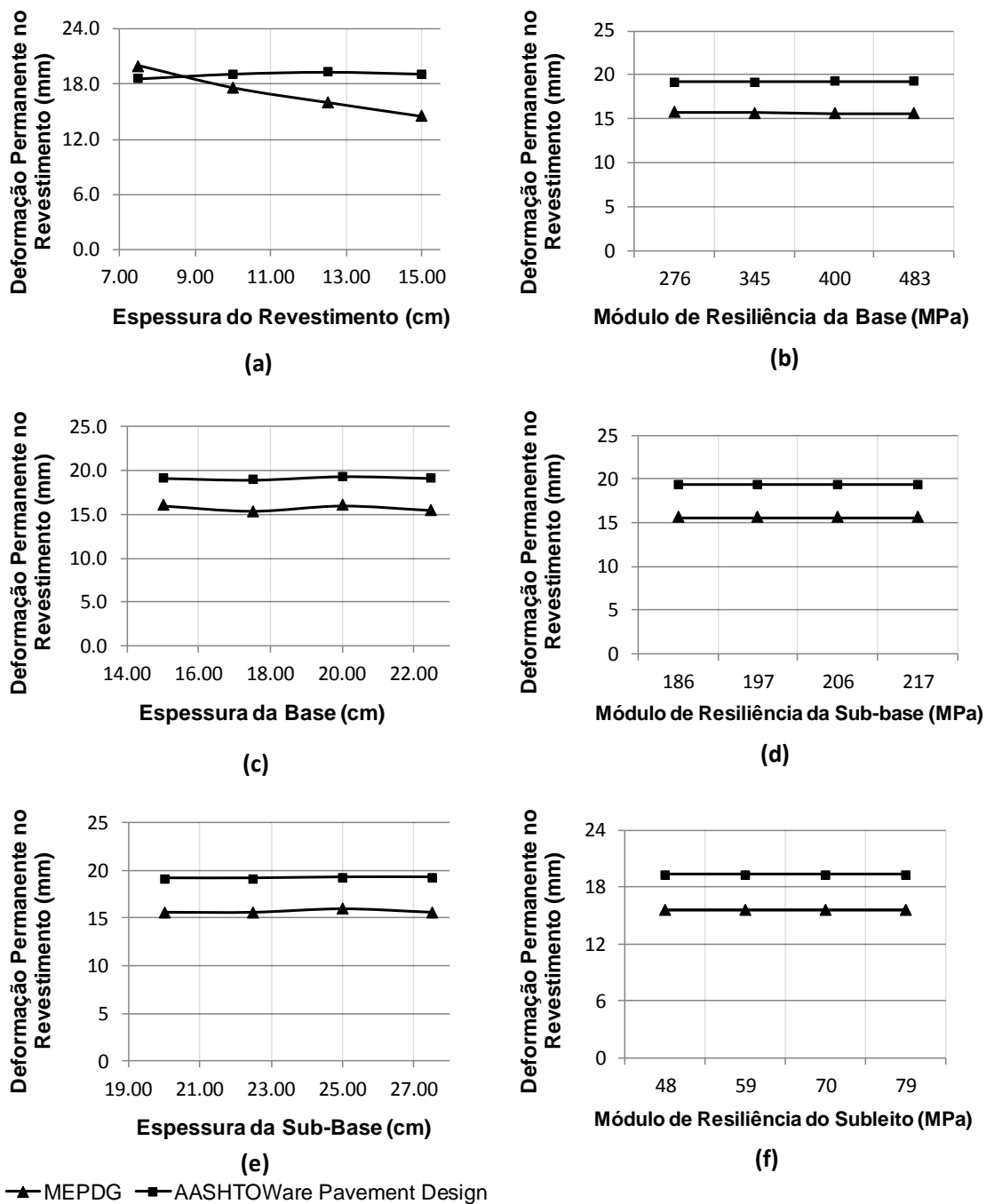
Esses parâmetros de projeto significativos foram hierarquizados por meio da observação do CRP, através dos quais pode-se dizer que, em ordem decrescente de importância para a sensibilidade das trincas por fadiga tem-se: a espessura do revestimento, o módulo de resiliência da base e a espessura da base.

Em confronto ao apresentado na análise das curvas da Figura 14 observou-se que os parâmetros de maior influência são os mesmos. Porém, para a espessura da base, que foi considerada de baixa influência na predição das trincas por fadiga, uma vez que ocasionaram variação de 8,0% no defeito para o MEPDG software e de 9,1% para o AASHTOWare® Pavement Design, perante a análise de regressão foi considerada significativa.

### 6.2.3 Sensibilidade das Deformações Permanentes no Revestimento

A apresentação inicial dos resultados para as magnitudes das deformações permanentes no revestimento previstas pode ser verificada na Figura 16.

**Figura 16** - Variação das medidas relativas às deformações permanentes no revestimento para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas



Fonte: a própria autora

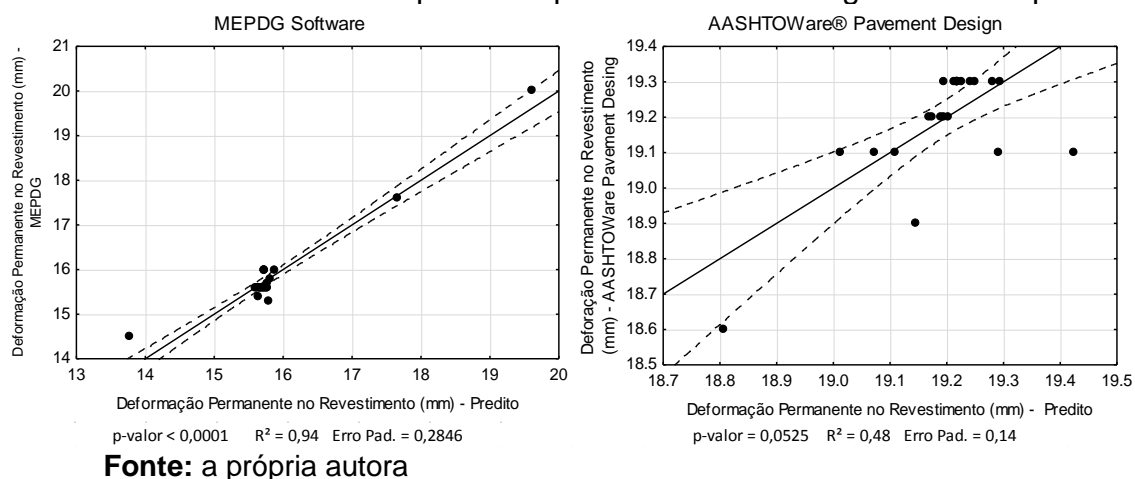
Conforme pode ser observado na Figura 16 as medidas das deformações permanentes no revestimento previstas pelo MEPDG software e pelo AASHTOWare® Pavement Design apresentam comportamentos diferentes com o aumento da espessura do revestimento. Para o MEPDG software o defeito reduziu em 28% com o aumento da espessura de 7,5 cm para 15 cm. Enquanto que para o

AASHTOWare® Pavement Design o defeito aumentou em 3%, mostrando baixa sensibilidade as variações desse parâmetro.

A previsão da intensidade da deformação no revestimento, em ambos os programas, variou em no máximo 4% com as variações dos outros parâmetros.

Para verificação da análise feita para as curvas da Figura 16 foi realizada a análise de sensibilidade por meio do modelo de regressão múltipla para o defeito. A Figura 17 apresenta a comparação entre os valores previstos pelos modelos e os observados nas simulações no MEPDG software e no AASHTOWare® Pavement Design para as magnitudes das deformações permanentes no revestimento.

**Figura 17 –** Valores das simulações para as deformações permanentes no revestimento versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla



A partir da Figura 17 apresentada pode-se perceber que o modelo de regressão é considerado significativo apenas para o MEPDG software, que apresenta p-valor menor que 5%, R<sup>2</sup> de 0,94 e erro padrão de 0,28. Já o modelo ajustado para os resultados do AASHTOWare® Pavement Design não foi significativo apresentado p-valor maior que 5% e R<sup>2</sup> de 0,48. Esse fato corrobora a análise apresentada para as curvas da Figura 16, uma vez que o defeito sofreu pouca variação com as alterações dos parâmetros de entrada.

Após a análise de significância do modelo para o MEPDG software, realizou-se a análise quanto aos CR obtidos. Os valores estatísticos, bem como o CR e o CRP são apresentados na Tabela 14.

**Tabela 14** - Coeficientes de Regressão para as Deformações no Revestimento para o MEPDG software

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	t <sub>0</sub>	p-valor	CRP
<b>Espessura revestimento</b>	-0.777	0.05	-16.44	<0.0001*	-0.967
<b>Espessura base</b>	-0.030	0.05	-0.64	0.5307	-0.038
<b>Espessura sub-base</b>	0.016	0.05	0.35	0.7326	0.020
<b>Módulo da base</b>	-0.001	0.00	-0.40	0.6909	-0.024
<b>Módulo da sub-base</b>	0.005	0.01	0.50	0.6243	0.029
<b>Módulo do subleito</b>	0.004	0.01	0.39	0.7027	0.023

\* Valores significativos

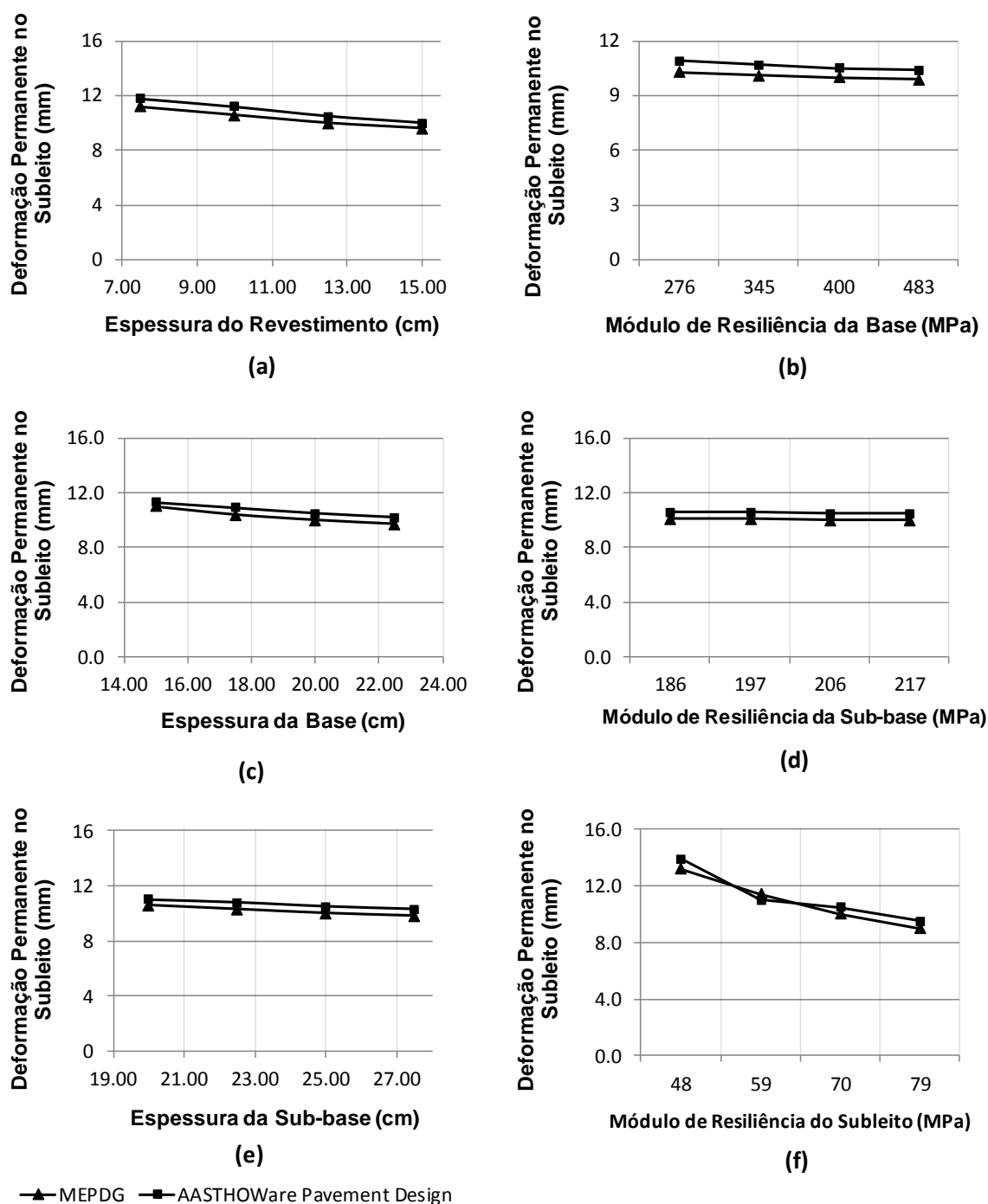
**Fonte:** a própria autora

Verificou-se que os CR e os CRP para as espessuras de base e sub-base e para os módulos de resiliência são aproximadamente iguais a zero. Confirmando a primeira análise realizada, apenas a espessura do revestimento apresenta-se significativa (p-valor < 0,0001).

#### 6.2.4 Deformações Permanentes no Topo do Subleito

Com relação às medidas previstas para as deformações permanentes no topo do subleito pode-se observar na Figura 18 as curvas de desempenho geradas para as variações nos parâmetros de projeto.

**Figura 18** - Variação das medidas relativas às deformações permanentes no topo do subleito para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas



Fonte: a própria autora

Conforme os resultados apresentados na Figura 18, as magnitudes das deformações permanentes no subleito previstas pela versão comercial do programa são maiores que as calculadas pelo programa de teste.

As intensidades das deformações no topo do subleito apresentaram redução com o aumento das espessuras das camadas e dos módulos de resiliência,

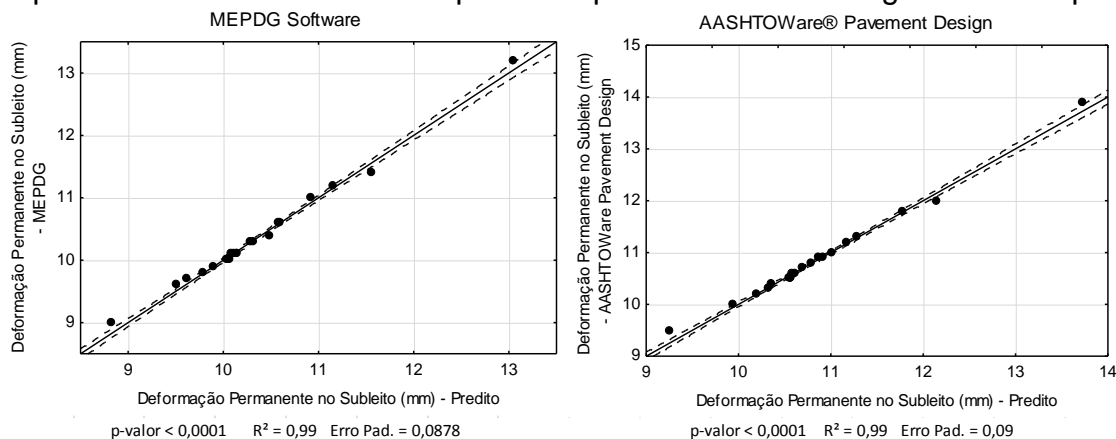
em todos os casos. Para o MEPDG software o aumento da espessura do revestimento ocasionou uma queda de 14% no valor do defeito, considerando os valores extremos, confirmando as recomendações de AASHTO (2008) apresentadas na Tabela 3. Para o aumento da espessura da base e sub-base reduziu a intensidade das deformações em 12% e 8%, respectivamente. Já para o aumento do módulo de resiliência da base e sub-base foi constatada uma baixa sensibilidade, uma vez que o defeito reduziu em 4% para a o módulo da base e 1% para o da sub-base, enquanto que para o aumento do módulo de resiliência do subleito o valor do defeito diminuiu em 32%.

No que concerne ao AASHTOWare® Pavement Design o aumento da espessura do revestimento, da base e da sub-base ocasionou, respectivamente, uma redução de 15%, 10% e 6% na magnitude do defeito. O aumento dos módulos de resiliência da base e da sub-base diminuíram em 5% e 1% os valores previstos para o defeito. Para o aumento módulo de resiliência do subleito, assim como para o MEPDG software, a previsão da intensidade do defeito reduziu em 32%.

De acordo com os gráficos apresentadas na Figura 18 é possível hierarquizar os parâmetros, de acordo com a sensibilidade dos valores previstos para a deformações no topo do subleito, da seguinte forma: módulo de resiliência do subleito, espessura do revestimento, espessura da base, espessura da sub-base, módulo de resiliência da base e da sub-base. Destaca-se que as deformações apresentam pouca sensibilidade para os três últimos parâmetros apresentados.

Para comprovar a relevância dos parâmetros analisados na sensibilidade do defeito foi utilizada a regressão linear múltipla. A relação entre os valores observados nas simulações no MEPDG software e do AASHTOWare® Pavement Design e os preditos pelos modelos ajustados são apresentadas na Figura 19.

**Figura 19** - Valores das simulações para as deformações permanentes no topo do subleito versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla



Fonte: a própria autora

Na Figura 19 pode-se perceber que a regressão explica 99% das variações da variável dependente para ambos os programas, pois apresenta  $R^2$  igual a 0,99. O erro padrão de aproximadamente 0,09, é pequeno em relação às deformações calculadas, também, os p-valores menores que 0,0001 confirmam que os modelos de regressão múltipla são significativos, pois são menores que o nível de significância (5%) considerado na pesquisa.

Como os modelos mostraram-se significativos, prosseguiu-se com a análise dos CR e dos CRP. Estes dados são apresentados na Tabela 15 para o MEPDG software e na

Tabela 16 para o AASHTOWare® Pavement Design.

**Tabela 15** - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes no Subleito - MEPDG software

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	$t_0$	p-valor	CRP
Espessura revestimento	-0.220	0.01	-15.06	<0.0001*	-0.344
Espessura base	-0.173	0.01	-11.86	<0.0001*	-0.271
Espessura sub-base	-0.106	0.01	-7.28	<0.0001*	-0.167
Módulo da base	-0.002	0.00	-3.26	0.0047	-0.074
Módulo da sub-base	-0.002	0.00	-0.73	0.4767	-0.017
Módulo do subleito	-0.136	0.00	-39.82	<0.0001*	-0.911

\* Valores significativos

Fonte: a própria autora

**Tabela 16** - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes no Subleito - AASHTOWare® Pavement Design

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	$t_0$	p-valor	CRP
Espessura revestimento	-0.25	0.02	-16.29	<0.0001*	-0.367
Espessura base	-0.15	0.02	-9.65	<0.0001*	-0.217
Espessura sub-base	-0.09	0.02	-6.11	<0.0001*	-0.138
Módulo da base	-0.003	0.00	-4.34	0.0004	-0.098
Módulo da sub-base	-0.002	0.00	-0.63	0.5344	-0.014
Módulo do subleito	-0.14	0.00	-40.73	<0.0001*	-0.918

Verificou-se que há uma redução dos valores do defeito com o aumento da espessura de todos os parâmetros, uma vez que todos apresentam CR negativo.

Analisando os p-valores obtidos para os coeficientes de regressão dos modelos ajustados aos resultados dos dois programas, são significativos: a espessura do revestimento, da base e da sub-base; o módulo de resiliência da base e do subleito.

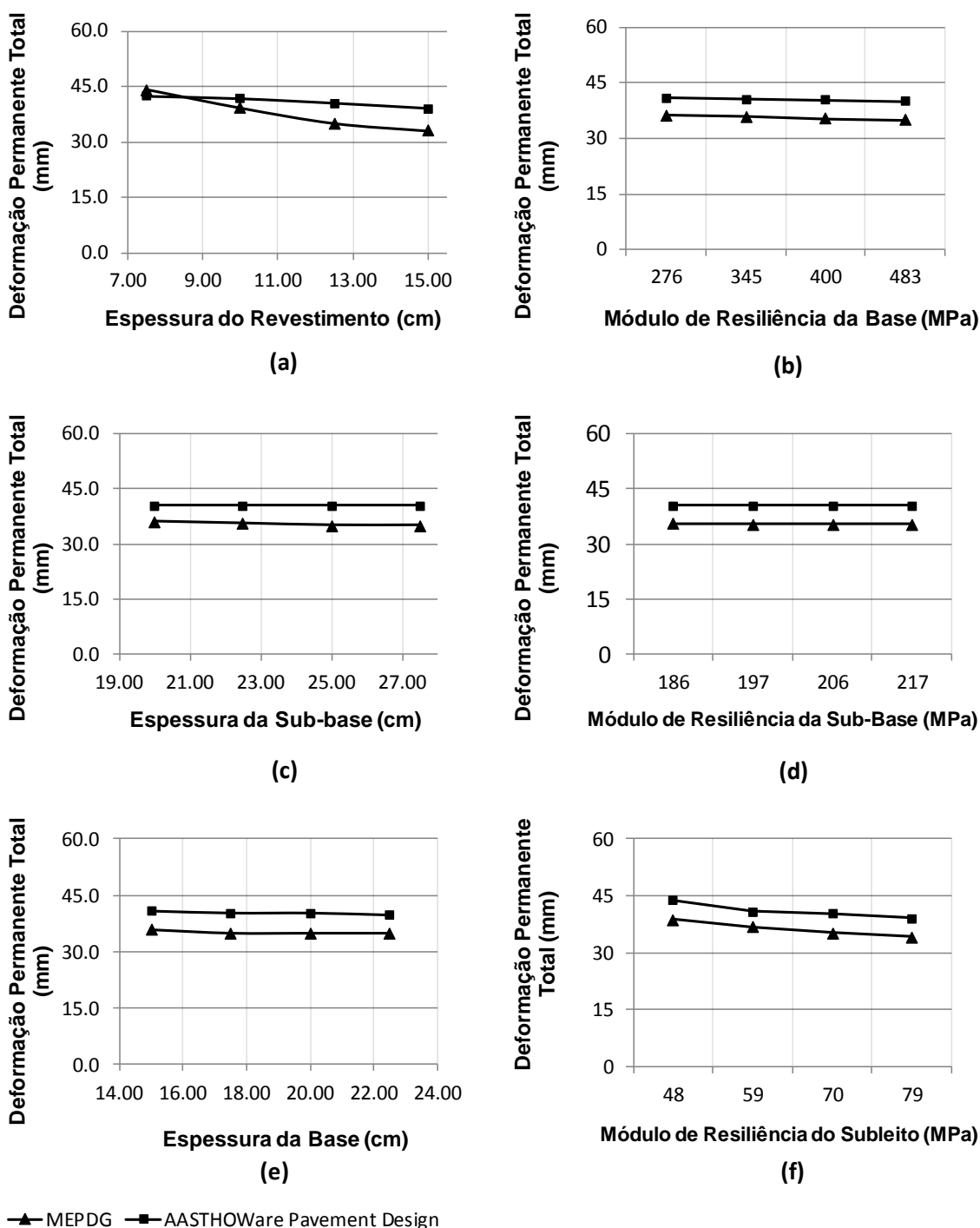
A classificação quanto à importância dos parâmetros para a estimativa das deformações, considerando o CPR, tem-se: módulo de resiliência do subleito, espessura do revestimento, módulo de resiliência da base, espessura da base, espessura da sub-base e módulo de resiliência da base.

Esses resultados ressaltam a análise de sensibilidade feita visualmente pelos gráficos da Figura 18 quanto à hierarquização dos parâmetros de projeto. Porém, em decorrência da análise de sensibilidade, perante os CR constatou-se que apesar da espessura da sub-base reduzir em apenas 8% a previsão do defeito pelo MEPDG software, ainda sim é significativa.

#### 6.2.5 Deformações Permanentes Totais

As variações das magnitudes das deformações permanentes totais perante as alterações dos parâmetros de projeto em estudo podem ser verificadas na Figura 20.

**Figura 20** - Variação das medidas relativas às deformações permanentes totais para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas



Fonte: a própria autora

A redução dos valores previstos para as deformações totais pode ser observada para o aumento da espessura do revestimento e do módulo de resiliência do subleito. Enquanto que para os outros parâmetros percebeu-se pouca alteração na previsão do defeito.

Também se percebe que os valores previstos para a deformação permanente total com AASHTOWare® Pavement Design são maiores que os estimados com o MEPDG software. Esta diferença também foi verificada por Wu, Yang e Zhang (2013).

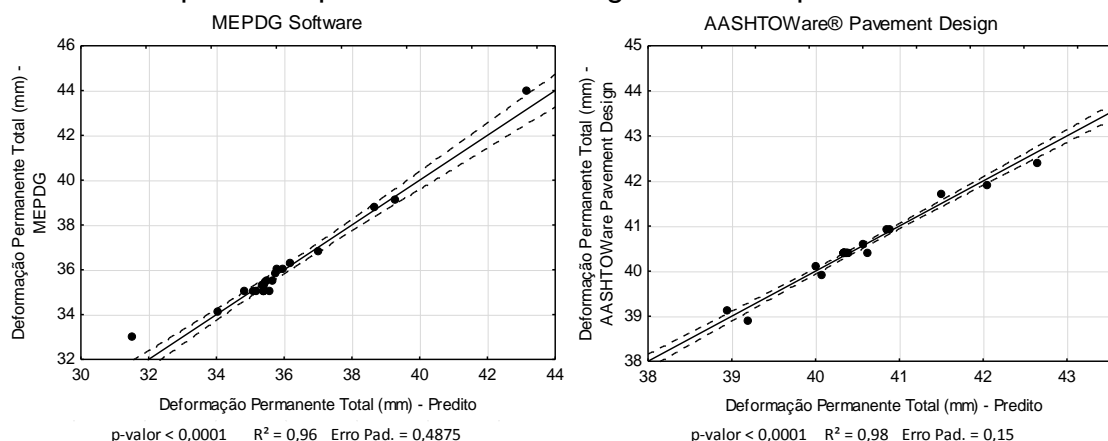
Para o MEPDG software o aumento da espessura do revestimento ocasionou uma redução de 25% nas intensidades das deformações totais, considerando os valores extremos. Para a espessura da base e sub-base essa redução foi de 3%. Quanto ao aumento dos módulos de resiliência, verificou-se para a base uma redução de 4% no defeito, para a sub-base de 1% e para o subleito de 12%.

Já para o AASHTOWare® Pavement Design a variação da espessura do revestimento e da base reduziu em 8% e 2% o valor do defeito, respectivamente, e a variação do módulo de resiliência da base reduziu em 2% o defeito e o do subleito em 12%. A alteração da espessura e do módulo de resiliência da sub-base não alteraram as magnitudes das deformações totais.

Portanto, a espessura do revestimento e o módulo de resiliência do subleito são, nesta ordem, os parâmetros de maior importância para a predição das deformações totais na versão de teste do programa. Enquanto que para a versão comercial primeiramente tem-se o módulo de resiliência do subleito, seguido pela espessura do revestimento.

Para confirmar a hierarquização dos parâmetros, conforme apresentado na Figura 20, realizou-se a análise de regressão linear múltipla. A relação entre os valores das deformações totais calculadas pelos programas e as preditas pelos modelos de regressão ajustados pode ser visualizada na Figura 21.

**Figura 21** - Valores das simulações para as deformações permanentes totais versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla



Fonte: a própria autora

Como pode ser observado na Figura 21 o coeficiente de determinação para os modelos ajustados aos resultados do MEPDG software e do AASHTOWare® Pavement Design apresentaram valores de 0,96 e de 0,98, respectivamente, e p-valores menores que o nível de significância de 5%. Sendo assim os modelos podem ser considerados significativos.

A análise estatística para os CRs dos modelos de regressão múltipla é apresentada na Tabela 17 para o MEPDG software e na Tabela 18 para o AASHTOWare® Pavement Design.

**Tabela 17** - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes Totais - MEPDG software

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	t <sub>0</sub>	p-valor	CRP
Espessura revestimento	-1.55	0.08	-19.20	<0.0001*	-0.918
Espessura base	-0.08	0.08	-1.00	0.3311	-0.048
Espessura sub-base	-0.11	0.08	-1.41	0.1760	-0.068
Módulo da base	-0.01	0.00	-2.14	0.0471	-0.102
Módulo da sub-base	0.00	0.02	-0.21	0.8396	-0.010
Módulo do subleito	-0.15	0.02	-7.83	<0.0001*	-0.374

\* Valores significativos

Fonte: a própria autora

**Tabela 18** - Coeficientes de Regressão para as Deformações Permanentes Totais - AASHTOWare® Pavement Design

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	t <sub>0</sub>	p-valor	CRP
Espessura revestimento	-0.46	0.02	-18.68	<0.0001*	-0.572
Espessura base	-0.11	0.02	-4.32	0.0005	-0.132
Espessura sub-base	-0.01	0.02	-0.26	0.8002	-0.008
Módulo da base	0.00	0.00	-4.31	0.0005	-0.132
Módulo da sub-base	0.00	0.01	-0.37	0.7166	-0.011
Módulo do subleito	-0.16	0.01	-26.83	<0.0001*	-0.822

\* Valores significativos

Fonte: a própria autora

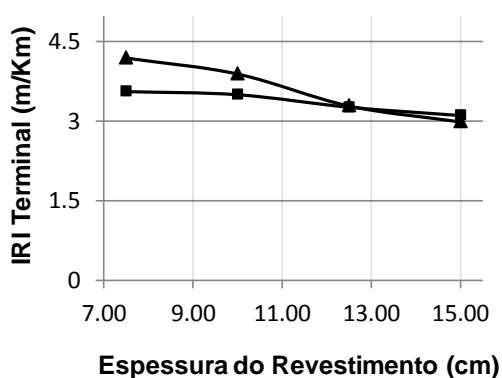
A partir dos coeficientes de regressão percebe-se que os valores das deformações totais diminuem à medida que se aumenta os valores dos parâmetros de projeto, uma vez que os CR são todos negativos. É possível verificar também, que apenas a espessura do revestimento e o módulo de resiliência do subleito apresentaram p-valores menores que 5%, sendo, portanto significativos.

Confrontando os resultados da análise estatística com a análise visual tem-se os mesmos parâmetros com maior influência: a espessura do revestimento e o módulo de resiliência do subleito, nesta ordem para o MEPDG software, e em ordem inversa para o AASHTOWare® Pavement Design.

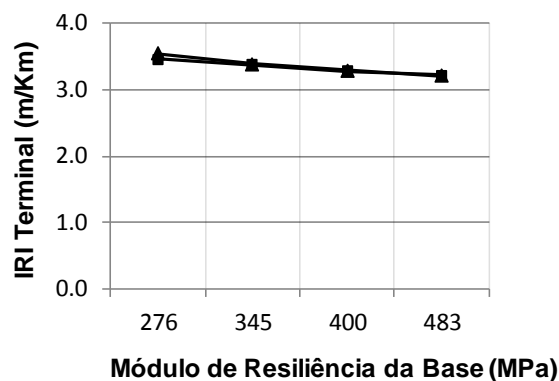
#### 6.2.6 IRI

As variações dos valores do IRI previstos em resposta as variações dos parâmetros de projeto estudados podem ser visualizadas na Figura 22.

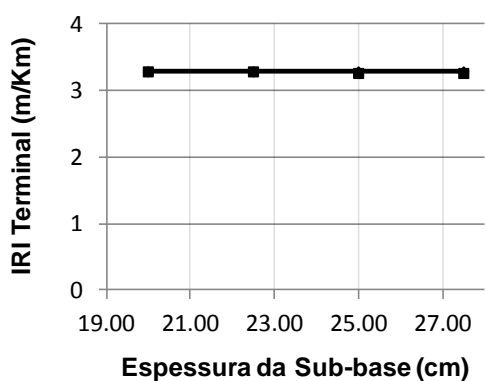
**Figura 22** - Variação das medidas relativas ao IRI para a variação das espessuras e módulos das camadas avaliadas



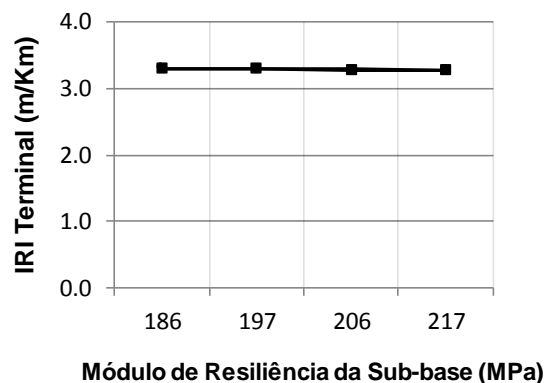
(a)



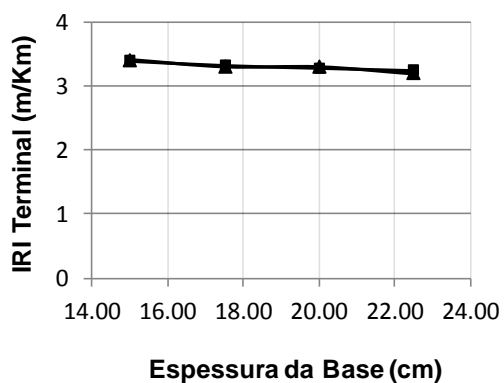
(b)



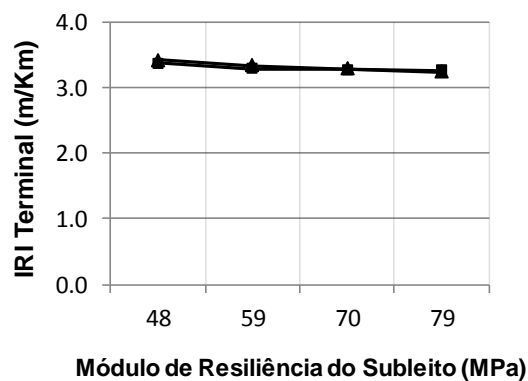
(c)



(d)



(e)



(f)

▲ - MEPDG    ■ - AASHTOWare Pavement Design

Fonte: a própria autora

Diante dos gráficos pode-se verificar a predição do IRI feita pelo MEPDG software coincide com a do AASHTOWare® Pavement Design, exceto para a variação da espessura do revestimento. Wu, Yang e Zhang (2013) também

verificaram que as versões de teste e comercial do programa tendem a prever valores iguais para o IRI.

A maior sensibilidade da intensidade desse defeito é para as variações da espessura do revestimento, seguida das variações do módulo de resiliência da base. Para o aumento da espessura do revestimento de 7,5 cm para 15 cm observou-se uma redução de 29% do IRI para o MEPDG software e de 13% para o AASHTOWare® Pavement Design, considerando-se os valores extremos. Para o aumento do mínimo para o máximo do módulo de resiliência da base, o IRI reduz em 10% no programa de teste e em 7% no comercial.

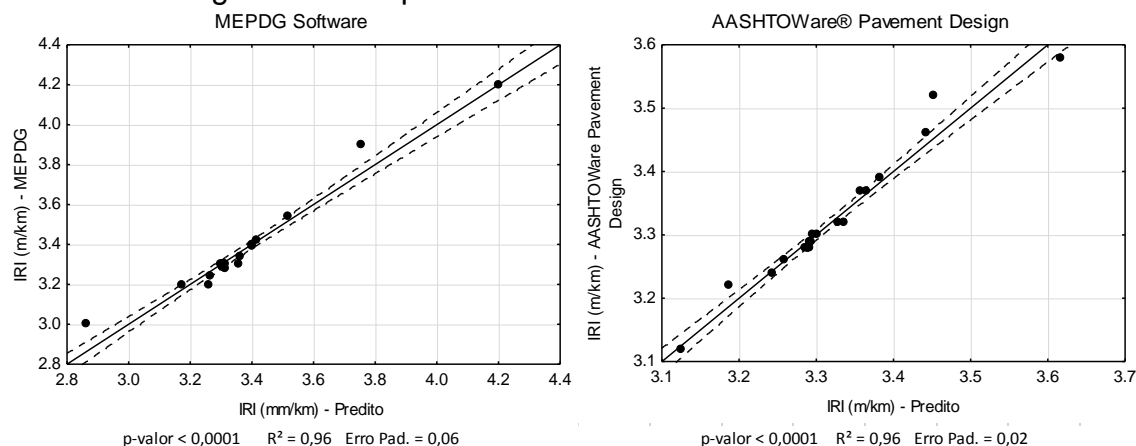
Para ambos os programas, referente à espessura da base observou-se uma redução de 6% do IRI com o aumento da espessura de 15,0 cm para 22,5 cm, enquanto que para as variações da espessura da sub-base o defeito não apresenta sensibilidade. Com relação a variação dos módulos de resiliência da sub-base e do subleito houve uma redução de 1% e 5%, respectivamente.

Desta forma pode-se dizer que o IRI é mais sensível as variações na espessura do revestimento, no módulo de resiliência da base, na espessura da base, no módulo de resiliência do subleito e no módulo de resiliência da sub-base, nesta ordem. Sendo que não é sensível as variações a espessura da sub-base.

Para a redução dos valores de IRI, AASHTO (2008) recomenda a melhora da fundação do pavimento, conforme apresentado na Tabela 3. Porém, perante os resultados obtidos, para o caso em estudo, as variações na espessura do revestimento, do módulo de resiliência da base e da espessura da sub-base são mais influentes para a melhora do desempenho do pavimento quanto à magnitude do IRI do que o módulo de resiliência do subleito.

A verificação da significância dos parâmetros para a previsão do IRI foi realizada por meio da análise de regressão. O confronto dos IRI previstos pelos programas e pelos modelos de regressão é apresentado na Figura 23.

**Figura 23** - Valores das simulações para o IRI versus valores previstos pelos modelos de regressão múltipla



**Fonte:** a própria autora

O coeficiente de determinação múltiplo obtido, igual a 0,96, indica um bom ajuste dos pontos, sendo que 96% das variações no IRI podem ser explicadas pelos modelos de regressão. Os erros padrões de 0,06, para o MEPDG software, e de 0,02, para o AASHTOWare® Pavement Design também são pequenos em relação aos valores de IRI obtidos pelos programas. Além disso, para comprovar que o ajuste é significativo, os p-valores calculados foram menores que o nível de significância. Perante o apresentado, seguiu-se com a análise estatística para os coeficientes de regressão separadamente, apresentada na Tabela 19 para o MEPDG software e Tabela 20 para o AASHTOWare® Pavement Design.

**Tabela 19** - Coeficientes de Regressão para o IRI - MEPDG software

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	t <sub>0</sub>	p-valor	CRP
Espessura revestimento	-0.179	0.01	-19.43	<0.0001*	-0.952
Espessura base	-0.019	0.01	-2.04	0.0574	-0.100
Espessura sub-base	0.001	0.01	0.14	0.8936	0.007
Módulo da base	-0.002	0.00	-4.74	0.0002*	-0.232
Módulo da sub-base	0.000	0.00	0.21	0.8337	0.010
Módulo do subleito	-0.005	0.00	-2.29	0.0350*	-0.112

\* Valores significativos

**Fonte:** a própria autora

**Tabela 20 - Coeficientes de Regressão para o IRI - AASHTOWare® Pavement Design**

Parâmetro de Entrada	CR	Erro Padrão do CR	t <sub>0</sub>	p-valor	CRP
<b>Espessura revestimento</b>	-0.065	0.00	-17.60	<0.0001*	-0.857
<b>Espessura base</b>	-0.019	0.00	-5.04	0.0001*	-0.246
<b>Espessura sub-base</b>	-0.001	0.00	-0.20	0.8434	-0.010
<b>Módulo da base</b>	-0.001	0.00	-8.73	<0.0001*	-0.425
<b>Módulo da sub-base</b>	-0.001	0.00	-0.64	0.5329	-0.031
<b>Módulo do subleito</b>	-0.003	0.00	-3.97	0.0010*	-0.193

\* Valores significativos

**Fonte:** a própria autora

Por meio dos p-valores calculados pode-se perceber que para o MEPDG software são significativas as variações na espessura do revestimento e nos módulos de resiliência da base e do subleito. Enquanto que para o AASHTOWare® Pavement Design a espessura da base também foi significativa. Para todos os parâmetros tem-se uma relação inversamente proporcional entre os valores do defeito e os parâmetros de projeto.

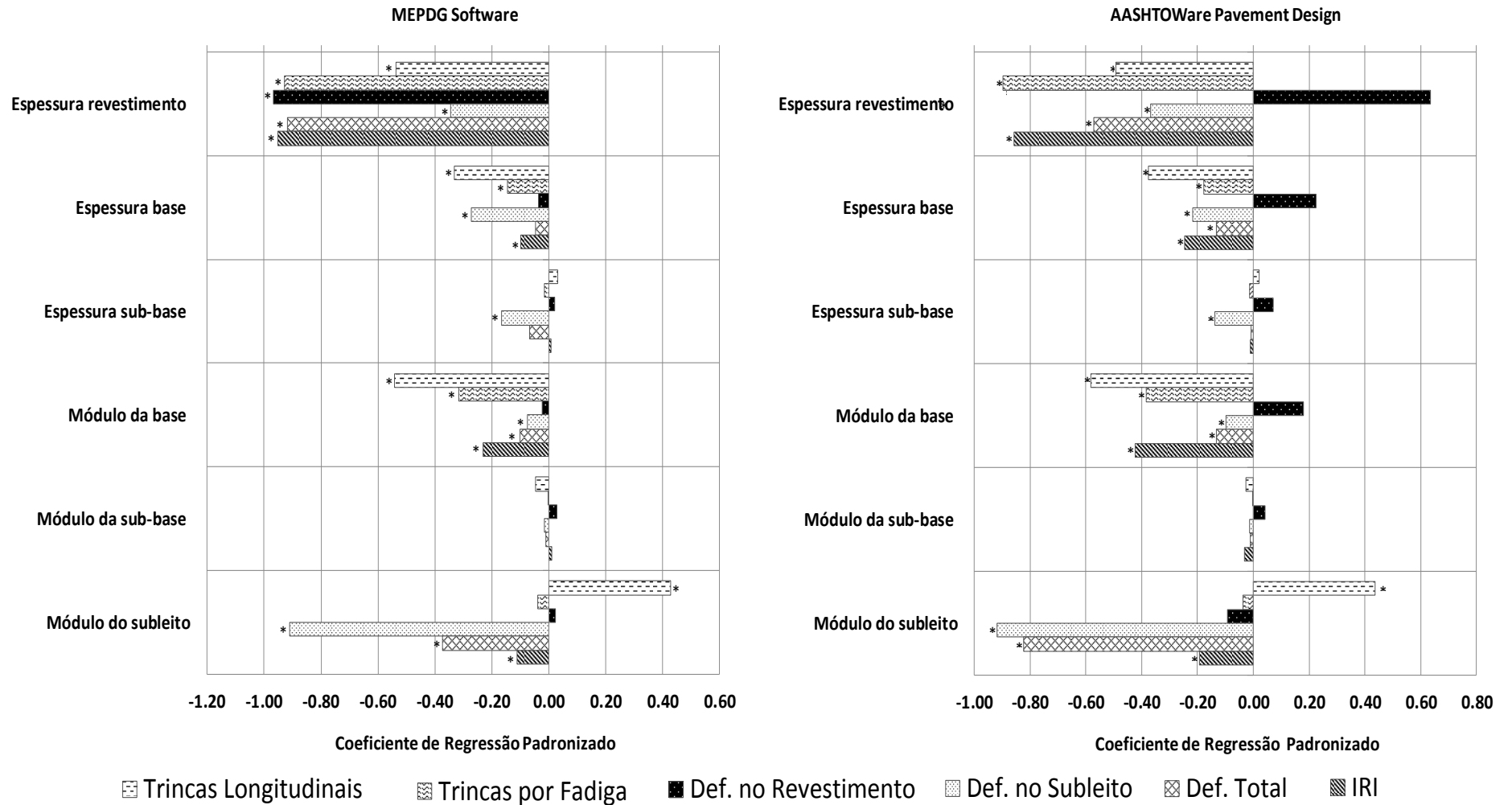
Por meio da comparação dos CRP pode-se constatar que para o MEPDG software o parâmetro de maior influência é a espessura do revestimento, seguida pelo módulo de resiliência da base e do subleito. Enquanto que para o AASHTOWare® Pavement Design tem-se, em ordem de maior para menor influência, a espessura do revestimento, o módulo da base, a espessura da base e o módulo de resiliência do subleito.

Esses resultados corroboram com o apresentado anteriormente perante a análise visual. Porém, ressalta-se que para a previsão dos valores do defeito pela versão de teste do programa a variação de 6% na magnitude do defeito, com relação as variações da espessura da base, não foi significativa na análise estatística, enquanto que para a versão comercial foi significativa.

#### 6.2.7 Visão Global da Análise de Sensibilidade pelo método E-M da AASHTO

A visão geral da análise de sensibilidade quanto à influência dos parâmetros de entrada, para o caso em estudo, na previsão de cada defeito feita pelos programas de teste e comercial do método E-M da AASHTO, é apresentada na Figura 24.

Figura 24 - CRP para os defeitos previstos nas análises no MEPDG software e no AASHTOWare® Pavement Design



\*Significância na previsão do defeito

Fonte: a própria autora

A maior sensibilidade de ambos os programas na previsão de todos os valores dos defeitos analisados foi verificada para as variações na espessura do revestimento. O aumento do parâmetro fez com que houvesse uma diminuição nas medidas dos defeitos, exceto na deformação permanente no revestimento prevista pelo AASHTOWare® Pavement Design, fato tal que pode estar associado a mudanças na rotina do programa.

Pode-se perceber através do CRPs que em ambos os programas do método E-M da AASHTO as trincas longitudinais foram mais sensíveis às variações da espessura do revestimento, do módulo de resiliência da base, do módulo de resiliência do subleito e da espessura da base, nesta ordem. Sendo que para as variações das espessuras e módulos de resiliência da sub-base não influenciaram significativamente na previsão das magnitudes desse defeito.

Com relação às trincas por fadiga, pode-se observar que as magnitudes previstas para esse defeito foram sensíveis às variações da espessura do revestimento, seguida pelo módulo e espessura da base, nesta ordem, tanto para o programa de teste quanto para o comercial.

Para as deformações permanentes no revestimento observou-se que apenas para o MEPDG software houve uma influência significativa da espessura do revestimento na previsão das intensidades desse defeito. Todos os outros parâmetros analisados não foram considerados significativos. Para a previsão dos valores das deformações permanentes no revestimento, ressalta-se o fato de que para o AASHTOWare® Pavement Design o aumento da espessura do revestimento ocasionou um aumento de 3% no valor do defeito, ao contrário do esperado, uma vez que o aumento da espessura reduz a concentração de tensões e conseqüentemente as deformações diminuem.

Quanto às deformações permanentes no topo do subleito, percebeu-se uma sensibilidade significativa na estimativa da magnitude do defeito com as variações do módulo de resiliência do subleito, da espessura do revestimento, do módulo de resiliência da base, da espessura da base, da espessura da sub-base e do módulo de resiliência da base, nesta ordem, tanto para o programa de teste quanto para o comercial.

A sensibilidade para a previsão das intensidades das deformações permanentes totais foi observada para as variações da espessura do revestimento

seguida pelo aumento do módulo de resiliência do subleito, nesta ordem para o MEPDG software, e em ordem inversa para o AASHTOWare® Pavement Design.

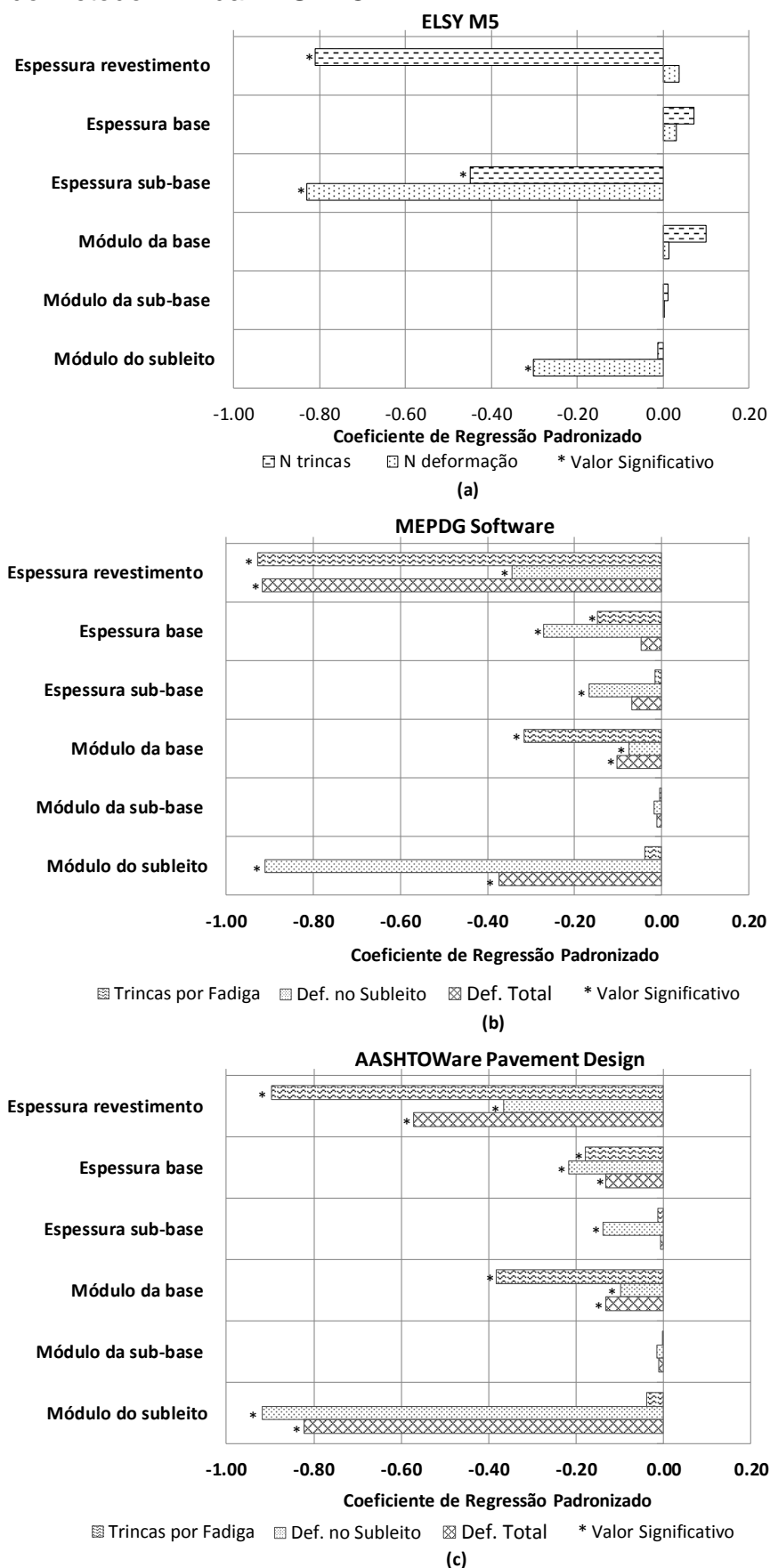
No que concerne à previsão dos valores do IRI para o vigésimo ano de projeto, observou-se que para o MEPDG software a maior influência foi da espessura do revestimento, seguida pelas variações no módulo de resiliência da base e do subleito. Em contrapartida, para o AASHTOWare® Pavement Design, as magnitudes do defeito foram mais sensíveis as variações da espessura do revestimento, do módulo de resiliência da base, da espessura da base e do módulo de resiliência do subleito, nesta ordem.

As diferenças dos valores previstos para os defeitos com a utilização do programa de teste e do comercial pode estar relacionada ao fato de que o AASHTOWare® Pavement Design utiliza um maior número de pontos de dados horários de clima do que o MEPDG software, conforme foi destacado por Kim *et al.* (2013). Além disso, o programa de teste sofreu alterações constantes para solução de erros e adequação do sistema até a versão comercial ser lançada. Sendo assim, estas melhorias podem ter alterado alguma rotina interna do programa quanto a consideração de alguns dos parâmetros de entrada, levando a resultados diferentes.

### 6.3 COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO ESTUDADOS

A Figura 25 apresenta uma comparação entre a sensibilidade dos parâmetros de desempenho estudados, no vigésimo ano de projeto para a situação em estudo, estimados com o uso do ELSYM5: número **N** para as trincas por fadiga e para as deformações permanentes; e pelos programas MEPDG software e AASHTOWare® Pavement Design: os valores das trincas por fadiga; das deformações permanentes no topo do subleito e totais.

**Figura 25** - Comparação entre a sensibilidade do ELSYM5 e dos programas de teste e comercial do método E-M da AASHTO



Fonte: A própria autora

Pode-se notar que para os dois métodos estudados os parâmetros significativos são inversamente proporcionais aos indicadores de desempenho.

Referente à sensibilidade quanto às trincas por fadiga, verifica-se na Figura 25, que para o ELSYM5 apenas foram significativas as espessuras do revestimento e da sub-base, enquanto que no método E-M da AASHTO apresenta a espessura do revestimento e a da base e o módulo de resiliência da base e do subleito como significativos, para ambos os programas.

Quanto às deformações permanentes o ELSYM5 apresenta sensibilidade apenas perante as variações da espessura da sub-base e do módulo de resiliência do subleito. Enquanto que, se considerarmos para o método E-M da AASHTO apenas as deformações no topo do subleito, tem-se que além desses parâmetros, as espessuras do revestimento e da base e o módulo de resiliência da base também são significativas para a previsão desses.

Comparando os resultados obtidos com as simulações no ELSYM5 para a deformação permanente com os valores das deformações totais calculadas com os programas de teste e comercial do método E-M da AASHTO, verificou-se que os resultados do ELSYM5 apontaram sensibilidade a dois parâmetros significativos: a espessura da sub-base e o módulo de resiliência do subleito. Enquanto que para o MEPDG Software a intensidade desse defeito foi sensível para a variação da espessura do revestimento e dos módulos de resiliência da base e do subleito. Já para o AASHTOWare® Pavement Design além dos mesmos parâmetros já citados para o MEPDG software, o valor defeito também foi sensível as variações na espessura da base.

As diferenças observadas entre os métodos estudados podem estar correlacionadas ao fato de que o método E-M da AASHTO considera um número maior de parâmetros para a estimativa de desempenho do que os necessários as simulações no ELSYM5, bem como utiliza o módulo de elasticidade dinâmico para a mistura asfáltica, estimado por meio de uma equação de correlação calibrada para as misturas americanas, enquanto que para as simulações no ELSYM5 adotou-se um valor fixo para este parâmetro.

A consideração do tráfego também pode ter exercido influência para a consideração de diferentes parâmetros como significativos, uma vez que para as simulações no ELSYM5 foi adotada uma forma para simular a aplicação dos espectros de carga. Porém, o método da AASHTO não disponibiliza de forma clara a maneira

como os espectros de carga são aplicados nos programas para a estimativa de desempenho do pavimento.

Outro fato que pode ter sido relevante é a interferência do clima, considerada no método E-M da AASHTO e que foi desconsiderada no método utilizado para a estimativa do desempenho com o ELSYM5.

## 7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo são apresentadas as principais conclusões do trabalho, obtidas a partir dos resultados para o caso em estudo, bem como serão feitas sugestões para trabalhos futuros.

O principal objetivo da pesquisa desenvolvida foi verificar o efeito da variação das espessuras das camadas de revestimento, base e sub-base e dos módulos de resiliência da base, sub-base e do subleito no desempenho do pavimento flexível. O entendimento do comportamento das variáveis de saída perante alterações nas variáveis de entrada é de suma importância para a melhor compreensão do método utilizado, bem como pode auxiliar a identificar as variáveis de maior impacto na solução, fornecendo subsídios a projetistas para a aplicação de novos materiais e para a tomada de decisão.

### 7.1 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE COM O ELSYM5

Perante a análise de sensibilidade realizada para a situação de estudo, utilizando o programa ELSYM5, foi possível concluir que o desempenho previsto para o pavimento é significativamente sensível para as variações das espessuras do revestimento, espessuras da sub-base e do módulo de resiliência do subleito. Os outros parâmetros não foram considerados significativos.

Com relação ao consumo da vida útil quanto às trincas por fadiga, foi verificada uma influência significativa das variações da espessura do revestimento e da sub-base, sendo que com o aumento dos parâmetros o  $N_{\text{trincas}}$  diminuiu.

Referente às deformações permanentes, observou-se que o  $N_{\text{deformação}}$  foi significativamente sensível às variações da espessura da sub-base e do módulo de resiliência do subleito, de maneira inversamente proporcional.

### 7.2 ANÁLISE DE SENSIBILIDADE COM O MÉTODO E-M DA AASHTO

A partir das simulações nos programas de teste e comercial do método E-M da AASHTO, concluiu-se que apenas o módulo de resiliência da sub-base não influi significativamente na predição de nenhum dos defeitos para o caso em estudo. Todos os outros parâmetros foram influentes em pelo menos um defeito.

Com relação a influência dos parâmetros na previsão dos defeitos, concluiu-se que a espessura do revestimento e o módulo de resiliência da base são os mais influentes, uma vez foram considerados significativos na previsão de todos os defeitos.

Pode-se perceber que, em ambos os programas do método E-M da AASHTO, as trincas longitudinais foram mais sensíveis às variações da espessura do revestimento, do módulo de resiliência da base, do módulo de resiliência do subleito e da espessura da base, nesta ordem.

Os valores previstos para as trincas por fadiga foram sensíveis às variações da espessura do revestimento, seguida pelo módulo e espessura da base, nesta ordem, tanto para o programa de teste quanto para o comercial.

No que se refere às deformações, concluiu-se que para as deformações permanentes no revestimento apenas no MEPDG software houve uma influência significativa da espessura do revestimento. Os outros parâmetros considerados na pesquisa não foram considerados significativos.

Quanto às deformações permanentes no topo do subleito, houve sensibilidade das magnitudes previstas quanto as variações do módulo de resiliência do subleito, da espessura do revestimento, do módulo de resiliência da base, da espessura da base, da espessura da sub-base e do módulo de resiliência da base, nesta ordem, tanto para o programa de teste quanto para o comercial.

A sensibilidade significativa para a previsão das intensidades das deformações permanentes totais foi quanto às variações da espessura do revestimento, seguida pelo aumento do módulo de resiliência do subleito para o MEPDG software. Já para o AASHTOWare® Pavement Design a ordem de influência foi invertida.

Tratando-se dos valores do IRI para o MEPDG software, a maior influência foi da espessura do revestimento, seguida pelas variações no módulo de resiliência da base e do subleito. Já para o AASHTOWare® Pavement Design, as magnitudes do defeito foram mais sensíveis as variações da espessura do revestimento, do módulo de resiliência da base, da espessura da base e do módulo de resiliência do subleito, nesta ordem.

O aumento das trincas longitudinais, nas versões comercial e de teste do programa, podem ser atribuídas a diferenças estatísticas na previsão das

magnitudes dos defeitos, uma vez que o aumento da capacidade de suporte do subleito, conceitualmente, acarretaria a redução das trincas longitudinais.

Comparando os resultados obtidos com a versão comercial e a de teste do programa do método E-M da AASHTO foram verificados dois pontos principais: o programa comercial tende a prever valores menores, para as trincas longitudinais e por fadiga, maiores, para as deformações permanentes no revestimento, no topo do subleito e totais, e iguais para o IRI. Além disso, as deformações permanentes do revestimento nas simulações no AASHTOWare® Pavement Design cresceram com o aumento da espessura do revestimento, enquanto que para o MEPDG software houve um decréscimo no valor do defeito previsto.

Essas diferenças podem estar relacionadas a mudanças internas da rotina de cálculo do programa, uma vez que os modelos de desempenho utilizados em ambas as versões são os mesmos. Isso também pode estar relacionado com o fato de que o AASHTOWare® Pavement Design considera um maior número de pontos de dados horários de clima.

### 7.3 COMPARATIVO ENTRE OS MÉTODOS ESTUDADOS

Comparando os dois métodos pode-se verificar que existem diferenças quanto à sensibilidade dos defeitos perante os parâmetros de entrada em estudo. Considerando a sensibilidade das trincas por fadiga observou-se que para o ELSYM5 foram significativas as espessuras do revestimento e da sub-base, enquanto que para o método E-M da AASHTO foram significativamente influentes as espessuras do revestimento e da base e os módulos de resiliência da base e do subleito.

Com relação às deformações totais, consideradas no ELSYM5, houve uma discrepância entre os resultados. Concluiu-se que o desempenho estimado a partir das simulações do ELSYM5, quanto as deformações totais, foi significativamente sensível às variações da espessura da sub-base e do módulo de resiliência do subleito. Para o MEPDG software as deformações totais foram sensíveis para as variações da espessura do revestimento e dos módulos de resiliência da base e do subleito. Enquanto que para o AASHTOWare® Pavement Design o defeito também foi sensível quanto as alterações na espessura da base, além dos parâmetros já citados para o MEPDG software.

A mudança nas variáveis significativas, bem como na sensibilidade dos defeitos podem ser relacionadas ao número de dados de entrada considerados em cada método. O método E-M da AASHTO considera um maior número de dados de entrada para a previsão dos defeitos e também utiliza o módulo de elasticidade dinâmico para a mistura asfáltica, enquanto que no ELSYM5 o número de variáveis de entrada é reduzido e também o módulo de resiliência para o revestimento foi aproximado.

Além disso, a consideração do tráfego também pode ter tido influência determinante nas diferenças quanto a sensibilidade observada nos programas. A simulação dos espectros de carga foi feita por um método aproximado, considerado coerente no decorrer do trabalho, porém no método E-M da AASHTO não é exposto de forma clara como esses dados são aplicados para a estimativa do desempenho do pavimento.

A consideração do clima pelo método E-M da AASHTO, também pode ter sido preponderante para as diferenças encontradas.

#### 7.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A partir do método de estudo adotado, considerando as condições específicas utilizadas na pesquisa, a principal conclusão obtida reflete o objetivo principal, pois foi possível compreender como o desempenho do pavimento é influenciado pelas variações nos parâmetros avaliados a partir do uso da abordagem E-M, para o caso analisado.

Com a aplicação da análise de sensibilidade, pode-se perceber que pequenas variações nos parâmetros estudados podem acarretar mudanças percentuais significativas nos defeitos previstos pelos métodos estudados. Porém, ainda são necessários estudos mais aprofundados, que levem em consideração outras combinações de tráfego, clima, propriedades dos materiais etc., bem como a análise de sensibilidade fatorial, a fim de entender melhor a inter-relação das variáveis independentes nos modelos de previsão de desempenho.

Além disso, o programa ELSYM5, por se tratar de um software de domínio público, se mostrou uma alternativa viável para a aplicação de um método de dimensionamento empírico-mecânico de dimensionamento de pavimentos. Apesar

de apresentar uma análise simplificada quanto às tensões e deformações no pavimento, pode produzir bons resultados quanto a estimativa de desempenho.

O método E-M da AASHTO mostrou-se uma ferramenta interessante de dimensionamento devido à sensibilidade aos dados de entrada para o caso em estudo, porém tem-se a desvantagem quanto ao custo de aquisição do programa. Também se ressalta o fato de que para melhor desempenho do método, seria necessário o desenvolvimento de fatores de calibração, nacionais e locais, para os projetos brasileiros, uma vez que esses são calibrados para as condições de projeto norte americanas.

Por fim, ressalta-se a importância da análise de sensibilidade antes da aplicação de qualquer programa para o dimensionamento E-M de pavimentos. Muitas vezes os métodos utilizados são adaptados e requerem ajustes e validações para as condições em que serão aplicados. Além disso, a calibração das funções de transferência para a estimativa dos defeitos é feita, usualmente, por meio de um banco de dados nacional, o que pode não refletir uma condição ideal para um projeto regional, necessitando-se de estudos de sensibilidade a fim de calibrar coeficientes e validar a aplicação de um método E-M. Ressaltando-se que os programas fornecem um apoio a tomada de decisão, e o conhecimento de seus pontos fortes e de suas limitações são de suma importância, afim de que sua utilização possa melhorar a qualidade dos projetos desenvolvidos na prática da engenharia.

## 7.5 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Considerando os resultados obtidos neste trabalho, sugere-se para pesquisas futuras:

- Adoção de diferentes valores e a ampliação dos intervalos para as espessuras e módulos de resiliência das camadas;
- Verificação da influência das variações do módulo de resiliência do revestimento, utilizando uma faixa de valores de 2.000 a 8.000 MPa, para o ELSYM5;
- Investigação da sensibilidade quanto ao uso de estruturas de pavimento invertido;

- Avaliação da sensibilidade quanto a aplicação de diferentes espectros de carga, VDMA, distribuições horárias e mensais de tráfego;
- Averiguação da sensibilidade quanto a variações de outras características dos materiais, hipotéticas ou obtidas em laboratório, como, por exemplo, o teor e o tipo de ligante asfáltico, índice de vazios e da distribuição granulométrica dos agregados das camadas;
- Utilização de dados climáticos locais e a análise de sua influência nos resultados obtidos;
- Comparação com outros programas disponíveis para a análise de pavimentos flexíveis;
- Verificação da interação entre os parâmetros de projeto na previsão do desempenho do pavimento por meio da análise de sensibilidade fatorial.

## REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS EXECUTIVE COMMITTEE – AASHTO. **Mechanistic-Empirical Pavement Design. Mechanistic-empirical pavement design guide: A manual of practice.** Interim Ed. 2008.

ASPHALT INSTITUTE. User's Guide SW-1 – Asphalt pavement thickness design software. 2005. Disponível em: <<http://www.asphaltinstitute.org/sw-1-asphalt-thickness-design-software-for-highways-airports-heavy-wheel-loads-and-other-applications/>>. Acesso em: 23 jun. 2015.

AHAMMED, M. A.; KASS, S.; HILDERMAN, S.; and TANG, W. K. S. **2011 Conference and Exhibition of the Transportation Association of Canada. Transportation successes: let's build on them. 2011 Congress et Exhibition de l'Association des Transports du Canada. Les Succesen Transports: Une Tremplinvers l'Avenir.** 2011.

AHN, S.; KANDALA, S.; UZAN, J.; EI-BASYOUNY, M. Comparative analysis of input traffic data and MEPDG output for flexible pavements in state of Arizona. In: **Transportation Research Board 88th Anual Meeting.** 2009.

ALEXANDRE, .L. H. C.; ALVES, S. A. M.; BORBA, P. C. S.; RÉUS, T. F.; TEIXEIRA, R.; SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B.. Sensibilidade dos pavimentos flexíveis às variações dos módulos de elasticidade. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, v. 7, n. 1, p. Páginas 71-78, 2015.

BARRA, B. S.; MOMM, L.. Evaluación empírico-mecanística de lãs estructuras de pavimentos flexibles comparando herramientas computacionales y datos de pruebas de fatiga em laboratorio. **Infraestructura Vial**, v. 9, n. 18, 2007.

BASTOS, J. B. S.. **Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza.** 2013. 188 p. Dissertação de Mestrado (Engenharia de Transportes). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza. 2013.

BENEVIDES, S. A. S. 2000. **Análise comparativa dos métodos de dimensionamento dos pavimentos asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do estado do Ceará.** Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ. 2000.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DE TRANSPORTES – CNT. **Relatório de Pesquisa CNT de Rodovias 2014.** Disponível em: <<http://pesquisarodovias.cnt.org.br/Paginas/index.aspx>>. Acesso em: 20 jul. 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES - DNIT. Diretoria de Desenvolvimento tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos.** Rio de Janeiro, 2006a. 310p (IPR. pub., 720).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES - DNIT. Diretoria de Desenvolvimento tecnológico. Divisão de Capacitação Tecnológica. **Manual de Estudos de Tráfego**. Rio de Janeiro, 2006b. 384p (IPR. pub., 723).

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM, 1994, Projeto de restauração de pavimentos flexíveis – TECNAPAV. DNER-PRO 269/94. 1994.

FERNANDES JÚNIOR, J. L. **Investigação dos Efeitos das Solicitações do Tráfego sobre o Desempenho de Pavimentos**. 1995. 293 f. Tese (Doutorado) – Pós-graduação em Engenharia Civil – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 1994.

FERNANDES JÚNIOR, J. L.; FABBRI, G. T. P.; PARREIRA, A. B. SÓRIA, M. H. A. GIGANTE, A. C. efeitos dos pneus trelleborg sobre pavimentos asfálticos. **Minerva**, v. 2, n. 1, p. 13-24. 2002.

FERNANDES JÚNIOR, J. L.; PAES, J. C.; PEREIRA, P. A. A. Avaliação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos flexíveis portugueses e brasileiros. **Revista Pavimentação**, Ano II, n. 5, pp. 28-38. Associação Brasileira de Pavimentação – ABPv, Rio de Janeiro, 2007.

FONTENELE, H. B. **Representação do Tráfego de Veículos Rodoviários de Carga através de Espectros de Carga por Eixo e seu Efeito no Desempenho dos Pavimentos**. 2011. 287 p. Tese de Doutorado (Engenharia de Transportes). Universidade de São Paulo, São Paulo. 2011.

FONTENELE, H. B.; FERNANDES JÚNIOR, J. L. O efeito da caracterização do tráfego no desempenho do pavimento flexível. **Ciência & Engenharia**, v. 23, n. 1, p. p. 09-16, 2014.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos-sispav**. 2007. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio De Janeiro, Rio de Janeiro. 2007.

GEDAFA, D. S.; MULANI, J.; HOSSAIN, M.; SCHIEBER, G. Comparison of Pavement Design Using AASHTO 1993 and NCHRP Mechanistic-Empirical Pavement Design Guides. **The Proceedings of 1 st Transportation and Development Institute of the American Society of Civil Engineers Congress**. 2011.

GUO, R; PROZZI, J. A.; TUDTUD, F. Effect on pavement performance of characterizing traffic loading by means of ESALs and Axle load spectra. **Proceedings of the International Innovation Forum for Doctoral Students in Transportation Engineering**, p. 156-173, Shangai, 2005.

HAAS, R.; HUDSON, W. R.; ZANIEWSKI, J.. **Modern pavement management**. 1994.

HASHEM, Elham Bani; ZAPATA, Claudia E. Enhancement of Permanent Deformation Model for Unbound Materials Used by DARwin-ME. **Transportation Research Board 92nd Annual Meeting**. 2013.

HOLANDA, Á. S.; PERANTE JÚNIOR, E.; ARAÚJO, T. D. P.; DE MELO, L. T. B.; EVANGELISTA JUNIOR, F.; SOARES, J. B.. Finite element modeling of flexible

pavements. **Iberian Latin American Congress on Computational Methods in Engineering**. 2006.

KIM, S.; CEYLAN, H.; HEITZMAN, M. Sensitivity study of design input parameters for two flexible pavement systems using the mechanistic-empirical pavement design guide. In: **Proceedings of the 2005 Mid-Continent Transportation Research Symposium, Ames, Iowa**. 2005.

KIM, S.; CEYLAN, H.; MA, D.; GOPALAKRISHNAN, K. Local Calibration Studies on DARWin-ME/Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide Jointed Plain Concrete Pavement Performance Prediction Models. **Transportation Research Record**, 2013.

LI, R.; SCHWARTZ, C. W.; KIM, S.; CEYLAN, H. Local sensitivity of mechanistic-empirical flexible pavement performance predictions to unbound material property inputs. **Proc., Geo Congress 2012: State of the Art and Practice in Geotechnical Engineering**, 2012.

MAI, D.; TUROCHY, R. E.; TIMM, D. H. Sensitivity of Flexible Pavement Thickness to Traffic Factors in Mechanistic-Empirical Pavement Design. **Journal of Transportation Engineering**, v. 140, n. 2, p. 04013005, 2014.

MASAD, S. A. **Sensitivity analysis of flexible pavement response and AASHTO 2002 design guide for properties of unbound layers**. 2004. Tese de Doutorado. Texas A&M University. 2004.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM - NCHRP 1-37A. (2004). **Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures**. Report. Transportation Research Board.

NEWCOMB, D. E.; ENGSTROM, G.; VAN DEUSEN, D. A.; SIEKMEIER, J. A.; TIMM, D. H. Minnesota Road research project: A five-year review of accomplishments. In: **Proc., 9th International Conference on Accelerated Pavement Testing**. 1999.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. 1991. Tese de Doutorado. Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 1991.

OROBIO, A.; ZANIEWSKI, J. Sampling-based sensitivity analysis of the mechanistic-empirical pavement design guide applied to material inputs. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, n. 2226, p. 85-93, 2011.

OROBIO, A.; ZANIEWSKI, J. P. Using the mechanistic-empirical pavement design guide for material selection. **Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia**, n. 64, p. 138-149, 2012.

OROBIO, A.; ZANIEWSKI, J. P. Sensitivity of the mechanistic-empirical pavement design guide to traffic inputs: a space-filling approach. **Road Materials and Pavement Design**, v. 14, n. 3, p. 735-746, 2013.

PELISSON, N. D.; FERNANDES JÚNIOR, J. L.; SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B. Efeito da variação da espessura do revestimento no desempenho de pavimentos flexíveis avaliados pelo MEPDG. **REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 7, n. 2, 2013.

PELISSON, N. D.; FERNANDES JÚNIOR, J. L.; SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B. Avaliação de desempenho pelo MEPDG: o efeito da variação de espessuras de pavimentos flexíveis. **Journal of Transport Literature**, v. 9, n. 1, p. 20-24, 2015.

PINTO, S. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos**. Rio de Janeiro, 478 p. 1991. Tese de Doutorado. Tese (Doutorado)–Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro. 1991.

RÉUS, T. F.; SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B. Efeito do excesso de peso dos veículos comerciais de carga a partir de uma análise empírico-mecanística. **42ª RAPv – reunião anual de pavimentação**. Rio Grande do Sul. 2013.

RÉUS, T. F.; SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B. Análise empírico-mecanística do efeito do excesso de carga veículos comerciais. **REEC-Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 9, n. 2, 2014a.

RÉUS, T. F.; SILVA JÚNIOR, C. A. P.; FONTENELE, H. B. Dano pelo sobrepeso de veículos comerciais ao pavimento flexível. **Revista Tecnologia**, v. 35, n. 1/2, p. 66-76, 2014b.

ROY, N.; VEERARAGAVAN, A.; KRISHNAN, J. M. Influence of Air Voids of Hot Mix Asphalt on Rutting within the Framework of Mechanistic-empirical Pavement Design. **Procedia-Social and Behavioral Sciences**, v. 104, p. 99-108, 2013.

SCHWARTZ, C. W.; CARVALHO, R. L. Implementation of the NCHRP 1-37A design guide. **Final report**, v. 2, p. 77, 2007.

SCHWARTZ, C. W.; LI, R.; CEYLAN, H.; KIM, S.; GOPALAKRISHNAN, K. Global Sensitivity Analysis of mechanistic-Empirical Performance Predictions for Flexible Pavements. **Transportation Research Board Annual Meeting**. 2013.

SILVA, T. O.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; CALIJURI, M. L.; MACHADO, C. C. Influência do tráfego de veículos comerciais em rodovias vicinais não pavimentadas: estudo de caso aplicado à VCS 346, Viçosa, MG. **Revista Árvore**, Viçosa-MG, v.35, n.3, p.539-545, 2011.

SHAJHI, S. **Sensitivity Analysis of AASHTO's 2002 Flexible and Rigid Pavement Design Methods**. 2006. Master of Science in the Department of Civil & Environmental Engineering – College of Engineering and Computer Science – University of Central Florida. Orlando, Florida, 2006.

VASSOLER, G.; CHONG, W.; SPECHT, L. P. Comportamento mecânico de pavimentos flexíveis submetidos a gradientes térmicos. **Acta Scientiarum Technology**, v. 33, n. 3, p. 265-271, 2011.

VIDOTTO, J. P.; FONTENELE, H. B. Efeito da variação da espessura do revestimento nas respostas estruturais do pavimento flexível. **Semina: Ciências Exatas e Tecnológicas**, v. 34, n. 2, p. 155-166, 2014.

WU, Z.; YANG, X.; ZHANG, Z. **DARWin-ME evaluation of flexible pavements in Louisiana. Transportation Research Board**. TRB 2013 Annual Meeting CD-ROM. Washington, D. C. 2013.

XU, Q.; Ruiz, J. M.; MORAVEC, M.; RASMUSSEN, R. O. Simulation of unbound material resilient modulus effects on mechanistic-empirical pavement designs. **Materials and structures**, v. 46, n. 7, p. 1089-1100, 2013.