

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**ANÁLISE DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS DA REDE
TEMÁTICA DE ASFALTO NO RIO GRANDE DO SUL – A
AVALIAÇÃO DE UM PAVIMENTO SUBMETIDO À
OSCILAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO**

Camila Kern

Porto Alegre
2017

CAMILA KERN

**ANÁLISE DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS DA REDE
TEMÁTICA DE ASFALTO NO RIO GRANDE DO SUL – A
AVALIAÇÃO DE UM PAVIMENTO SUBMETIDO À
OSCILAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia

Porto Alegre

2017

Ficha Catalográfica

- K396a Kern, Camila
Análise de desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul : a avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático / Camila Kern. – 2017.
166 f. : il. color.
Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2017.
Orientador: Washington Peres Nunez.
1. Pavimentos. 2. Rodovias. 3. Monitoramento de desempenho. I. Nunez, Washington Peres, orient. II. Título.

CDU: 625.7(043)

CAMILA KERN

**ANÁLISE DE DESEMPENHO DE PAVIMENTOS DA REDE
TEMÁTICA DE ASFALTO NO RIO GRANDE DO SUL – A
AVALIAÇÃO DE UM PAVIMENTO SUBMETIDO À
OSCILAÇÃO DO LENÇOL FREÁTICO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, na área de concentração de Geotecnia e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 28 de Março de 2017

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. em Engenharia pela UFRGS / Brasil
Orientador

Prof. Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof^a Liedi Legi Bariani Bernucci (EPUSP)
Dra. Em Engenharia de Transportes pela EPUSP

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
DSc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro

Prof. João Rodrigo Guerreiro Mattos (UNISC)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Leonardo Behak Katz (UdelaR, URUGUAI)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Aos meus pais Valmi e Jeferson,
por acreditarem nos meus sonhos.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, pois foi nele que sempre busquei forças para continuar e acreditar que no final tudo daria certo.

Ao meu amigo e professor orientador Washington Peres Núñez sou grata por todo conhecimento transmitido. Obrigada por acreditar no meu potencial e pelo incentivo constante na busca pelo saber.

Da mesma maneira, agradeço ao professor Jorge Augusto Pereira Ceratti pela disponibilidade do Laboratório de Pavimentação (LPAV) para a realização dos ensaios e por me auxiliar na contratação de serviços externos para os levantamentos de campo.

Agradeço também ao professor Lélío Brito pelo incentivo na continuidade do mestrado e por me acolher no programa PETER. Sou muito grata pela oportunidade que me deste e por acreditar que conseguiria exercer a função com êxito.

A pesquisadora e amiga Marlova Johnston que sempre se mostrou interessada em minha pesquisa, sanando minhas dúvidas e sugerindo ótimas ideias.

Sou muito grata à família LPAV: André Bock, Armando Medicelli Neto, Camilo Andrés Muñoz Rodriguez, Cynthia Milech Blank, Daniel Pinheiro Fernandes, Débora Cardoso, Dionísio Döering, Douglas Engelke, Douglas Martins Mocelin, Eduarda Fontoura, Fábio Conterato, Filipe Pereira dos Reis, Guilherme Lopes, Gustavo Fermino, Jefferson Niewierowski, Junior Vicenzi, Lucas Malabarba, Luiza Carbuñck Godoi, Maria Bernadette Bado Corrêa, Mateus Felipe, Matheus Matuella, Natália Mensch, Thaís Radünz Kleinert e William Fedrigo pelos momentos de descontração e auxílio nos ensaios de campo e laboratório. Especialmente a Gracieli Colpo, Kethelin Klagenberg e Larissa Montagner de Barros, amigas que quero levar para vida. Não posso esquecer-me de agradecer aos técnicos Rodrigo Santos da Silva e Mateus Freitas por todo esforço e dedicação para que eu conseguisse realizar todos os ensaios.

Ao “meu bolsista” e amigo Felipe Pivetta por todo o tempo que dispôs a auxiliar em minha pesquisa e por todo conhecimento transmitido a mim. Com certeza sua ajuda foi essencial para o término deste trabalho. Obrigada também por me acalmar nos momentos estressantes e pelas longas conversas sobre o sentido da vida.

Ao LAGEOTEC por disponibilizar os equipamentos para a realização de ensaios e também ao laboratorista Jair Silva, pelo auxílio na realização dos mesmos.

A CONCEPA, que forneceu o apoio logístico necessário para a coleta de dados em campo e que prontamente autorizou e auxiliou na instalação do medidor de NA no trecho monitorado.

Aos colegas e amigos que fiz durante o período do mestrado por toda a ajuda e companheirismo. Aprendi muito durante estes dois anos e grande parte do entendimento se deve a dúvidas sanadas por vocês.

Também agradeço a minha grande amiga Laura Araque, amizade que se iniciou no mestrado e que espero que dure por toda a vida. Choramos juntas, rimos juntas, mas acima de tudo aprendemos a lutar por nossos sonhos. Obrigada por todo o incentivo.

Aos meus familiares e amigos, que mesmo convivendo pouco comigo nesses dois anos, foram compreensíveis e entenderam que a conclusão desta etapa era muito importante para mim.

Ao meu cunhado Felipe Locatelli pelas inúmeras caronas dadas de Lajeado a Porto Alegre e pelo incentivo na conclusão deste trabalho. Tenho certeza que o próximo mestre será você.

Da mesma maneira não posso deixar de agradecer aos meus tios Vera e Luis Carlos do Nascimento por me “adotarem” durante este período em Porto Alegre. Obrigada por todo auxílio e carinho. Nunca esquecerei o que fizeram por mim.

Meu agradecimento se estende aos meus queridos pais Jeferson e Valmi. Obrigada por todo carinho, incentivo e por me ensinarem que o estudo é o que nos torna grandes e nos leva a alcançar nossos objetivos. Obrigada por sempre acreditarem em mim e por tornarem este sonho realidade. Se este trabalho está concluído é por que vocês nunca me deixaram desistir.

Agradeço também a minha irmã Carolina por todo apoio nestes dois anos e por sempre me acalmar quando tudo parecia dar errado. Com certeza a minha paixão pelos livros se deve em grande parte a ti, que foi minha primeira professora.

Por fim, agradeço ao meu namorado Carlos Eduardo Vendramin, amor da minha vida, que me ensinou a ser mais ponderada e menos reclamona durante nossos nove anos juntos. Obrigada por ser compreensivo, entender minha ausência em muitos momentos e se mostrar interessado sempre em que eu falava de minha pesquisa (e não foram poucas vezes). Te amo!

Não sou obrigado a vencer, mas tenho o dever de ser verdadeiro.
Não sou obrigado a ter sucesso, mas tenho
o dever de corresponder à luz que tenho.

Abraham Lincoln

RESUMO

KERN, C. Análise de desempenho de pavimentos da Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul – A avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático. 2017. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O Brasil, sendo um país com dimensões continentais, necessita de uma infraestrutura rodoviária que proporcione deslocamentos com conforto e segurança aos seus usuários, bem como transporte eficiente de insumos. Somente através da adequada gerência de pavimentos é possível realizar medidas corretivas nos momentos apropriados, assegurando a manutenção de um nível satisfatório de serventia. Os modelos de previsão de desempenho são ferramentas imprescindíveis na gerência de pavimentos, já que permitem estimar o momento (ou volume de tráfego equivalente) do surgimento de defeitos e programar a realização de serviços de manutenção. A pesquisa relatada nesta dissertação está inserida no projeto Rede Temática do Asfalto, incentivado pela PETROBRAS, e teve por objetivo avaliar o desempenho de dois trechos da rodovia federal BR-290/RS, dando ênfase à análise da influência da variação do lençol freático na deflexão medida no topo deste pavimento. Dando continuidade a estudos anteriores, foram calibradas linhas de tendência propostas para a rodovia em monitoramento, através de levantamentos de deflexões, deformações permanentes, de defeitos superficiais e textura. Ademais, controlou-se a variação da profundidade do lençol freático, através da instalação de um medidor de nível de água no trecho I da BR-290/RS e analisou-se a dependência do módulo de resiliência do solo de subleito em função da umidade de compactação, com ciclos de umedecimento e secagem. Os resultados dos levantamentos demonstraram que os trechos monitorados da BR-290/RS continuam em degradação, com afundamentos nas trilhas de roda e irregularidade longitudinal bastante elevados, sugerindo que intervenções já deveriam ter sido feitas. De forma diferente, a aderência pneu-pavimento e as deflexões apresentam valores aceitáveis. Nos ensaios laboratoriais observou-se que os solos compactados no ramo seco, ou que sofreram ciclos de secagem, apresentaram valores mais elevados de módulo de resiliência do que aqueles compactados no ramo úmido, ou que sofreram ciclos de umedecimento. Os módulos de resiliência mostraram-se quase independentes do estado de tensões e os modelos $k-\theta$ apresentaram escassa significância. Por fim, a análise realizada com o *software* Everstress 5.0 indicou que a oscilação da umidade no subleito influencia nas deflexões do pavimento. Como esperado, quanto maior a umidade, maiores as deflexões.

Palavras-chave: *pavimentos; monitoramento de desempenho; nível d'água.*

ABSTRACT

KERN, C. Performance analysis of pavements of the Asphalt Thematic Net in Rio Grande do Sul state – Evaluation of a Pavement submitted to water table oscillation. 2017. MSc Thesis (Civil Engineer Master) – Post-Graduation Program in Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, Brazil.

Brazil, as a country with continental dimensions, needs a road infrastructure that provides comfort and safety to its users, as well as efficient transport of goods. Only through proper pavement management, rehabilitation measures may be taken at appropriate times, ensuring a satisfactory level of serviceability being maintained. Performance models are essential tools in the management of pavements since they allow estimating the time (or equivalent traffic volume) of appearance of distresses and scheduling maintenance services. The research reported in this dissertation is part of the Asphalt Thematic Network project, funded by PETROBRAS, and aimed to evaluate the performance of two sections of federal highway BR-290/RS, with emphasis on the analysis of the influence of the water table variation on deflections measured on the top of this pavement. Continuing previous studies, trend lines were calibrated for pavements under monitoring, through surveys of deflections, permanent deformations, surface distresses and texture. In addition, the variation of the water table depth was controlled by the installation of a water level meter on the section I of BR-290/RS, and the dependence of the resilience module of the subgrade soil was analyzed in function of the compaction water content, with wetting and drying cycles. The results of the surveys showed that the monitored sections of the BR-290/RS continue to deteriorate, with values of rutting and roughness quite high, suggesting that interventions should have already been done. Conversely, the tire-pavement friction and the deflections present acceptable values. In the laboratory tests, it was observed that the soils compacted in the dry branch of the compaction curve, or that underwent drying cycles, presented higher values of resilient modulus than those compacted in the wet branch, or that underwent cycles of wetting. The resilient modules were almost independent of the stress state and the $k-\theta$ models presented little significance. Finally, the analysis performed with the *software* Everstress 5.0 indicated that the oscillation of the humidity in the subgrade influences the deflections of the pavement. As expected, the higher the humidity, the greater the deflections.

Keywords: *pavements; performance monitoring; water level.*

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	<i>PROBLEMA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA.....</i>	<i>19</i>
1.2	<i>OBJETIVOS.....</i>	<i>21</i>
1.2.1	Objetivo Geral	21
1.2.2	Objetivos Específicos	21
1.3	<i>ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO</i>	<i>22</i>
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	23
2.1	<i>DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS.....</i>	<i>23</i>
2.1.1	Evolução do dimensionamento de pavimentos	24
2.2	<i>DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS.....</i>	<i>25</i>
2.2.1	Parâmetros que influenciam no desempenho	26
2.2.2	Principais mecanismos de degradação	29
2.2.3	Modelos de previsão de desempenho de pavimentos.....	36
2.2.3.1	Desenvolvimento de Modelos de Previsão de Desempenho	38
2.2.3.2	Exemplos de Modelos de Previsão de Desempenho	39
2.3	<i>DESEMPENHO E COMPORTAMENTO DE PAVIMENTOS COM PRESENÇA DE ÁGUA</i>	<i>41</i>
2.3.1	Módulo de Resiliência.....	42
2.3.2	Fatores que influenciam o Módulo de Resiliência	44
2.3.3	Modelos de Módulo de Resiliência	46
2.3.4	Relação da variação de umidade no Módulo de Resiliência	48
3	METODOLOGIA.....	55
3.1	<i>APRESENTAÇÃO DOS TRECHOS MONITORADOS</i>	<i>55</i>
3.1.1	Rodovia BR-290/RS – Freeway.....	55
3.2	<i>MONITORAMENTO PÓS-EXECUÇÃO DOS TRECHOS.....</i>	<i>59</i>
3.2.1	Avaliação estrutural – Deflexões Viga Benkelman.....	60
3.2.2	Avaliação da Irregularidade Longitudinal.....	61
3.2.3	Afundamentos nas trilha de roda (ATR)	62

3.2.4	Determinação da Macrotextura Superficial.....	63
3.2.5	Determinação da Microtextura Superficial.....	65
3.2.6	Levantamento de defeitos.....	67
3.2.7	Avaliação da variação do lençol freático na BR-290/RS	67
3.2.7.1	Confecção do medidor de nível de água.....	68
3.2.7.2	Instalação do medidor de nível de água.....	70
3.2.8	Avaliação da precipitação mensal	71
3.2.9	Procedimento de análise dos dados coletados em campo.....	73
3.3	<i>ANÁLISES REALIZADAS NO SUBLEITO DA BR-290/RS</i>	73
3.3.1	Localização do ponto de extração do material	74
3.3.2	Caracterização do material do subleito da BR-290/RS	75
3.3.3	Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas	76
3.3.3.1	Descrição do equipamento.....	76
3.3.3.2	Preparação dos corpos de prova	77
3.3.3.3	Execução do ensaio	79
3.4	<i>RETROANÁLISE</i>	81
3.4.1	Método de Albernaz (1997).....	81
3.5	<i>SOFTWARE EVERSTRESS 5.0</i>	82
3.6	<i>MÉTODO DE HEUKELOM E KLOMP (1962)</i>	84
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	85
4.1	<i>ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS TRECHOS MONITORADOS NA BR-290/RS – FREEWAY</i>	85
4.1.1	Avaliação estrutural – deflexões Viga Benkelman.....	86
4.1.2	Avaliação da Irregularidade Longitudinal.....	89
4.1.3	Afundamento nas Trilhas de Rodas (ATR)	93
4.1.4	Avaliação da Macrotextura Superficial	98
4.1.5	Avaliação da Microtextura Superficial.....	101
4.1.6	Levantamento de Defeitos	104
4.2	<i>MONITORAMENTO DO NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO</i>	110
4.2.1	Balanço hídrico da região	110

4.2.2	Monitoramento do nível de água.....	111
4.3	<i>ANÁLISE DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DO SUBLEITO DA BR-290/RS</i>	<i>113</i>
4.3.1	Resultados dos Ensaios de Módulo de Resiliência.....	113
4.3.2	Comparações entre Módulos de Resiliência a diferentes umidades.....	116
4.3.3	Modelagem dos resultados de Módulo de Resiliência	121
4.4	<i>RETROANÁLISE</i>	<i>126</i>
4.5	<i>RELAÇÃO ENTRE O NÍVEL DE ÁGUA E DEFLEXÃO</i>	<i>128</i>
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	133
5.1	<i>CONCLUSÕES</i>	<i>133</i>
5.2	<i>SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS</i>	<i>137</i>
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	138

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Evolução do dimensionamento de pavimentos.....	24
Figura 2: Fatores que afetam o desempenho de pavimentos.....	27
Figura 3: Período aconselhável para a manutenção de pavimentos	32
Figura 4: Diferença entre macrotextura e microtextura.....	34
Figura 5: Ciclo de carregamento e descarregamento.....	43
Figura 6: Possíveis acessos de água no pavimento.....	49
Figura 7: Comparação entre a umidade <i>in situ</i> e a umidade ótima.....	50
Figura 8: Deflexões medidas ao longo do ano para um material de subleito argiloso	52
Figura 9: Módulo de resiliência de um solo argiloso para diversos teores de umidade	53
Figura 10: Módulo resiliente de um solo argiloso para diversos teores de umidade	53
Figura 11: Localização dos trechos monitorados da BR-290/RS pela UFRGS	56
Figura 12: Layout da pista da BR-290/RS	57
Figura 13: Estrutura típica do pavimento dos trechos experimentais da BR-290/RS	58
Figura 14: Principais etapas de execução dos trechos experimentais da BR-290/RS.....	59
Figura 15: Avaliação estrutural dos trechos monitorados com Viga Benkelman	60
Figura 16: Fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento asfáltico	61
Figura 17: Equipamentos que realizam medições de irregularidade.....	62
Figura 18: Ensaio para medida de Afundamento de Trilha de Roda (ATR).....	63
Figura 19: Ensaio para determinação de Macrotextura - Mancha de Areia	64
Figura 20: Ensaio para determinação de Microtextura - Pêndulo Britânico	66
Figura 21: Local de instalação do medidor de NA no km 14+630	68
Figura 22 - Corte esquemático do medidor de NA utilizado na presente pesquisa.....	69

Figura 23: Materiais utilizados para confeccionar o medidor de NA.....	69
Figura 24: Realização do furo para instalação do medidor de nível d'água	70
Figura 25: Preenchimento do restante do furo com areia e selamento com bentonita e água..	71
Figura 26: Local de extração do material na BR-290/RS – km 14+630	74
Figura 27: Curva granulométrica do solo estudado.....	75
Figura 28: Curva de compactação	76
Figura 29: Equipamento triaxial de cargas repetidas - LAPAV/UFRGS.....	77
Figura 30: Corpo de prova em processo de umedecimento.....	78
Figura 31: Evolução das deflexões no decorrer do período de monitoramento (BR-290/RS).	86
Figura 32: Bacia deflectométrica obtida no km 14+630	88
Figura 33: Linhas de tendência das deflexões medidas nos trechos monitorados.....	89
Figura 34: Evolução do IRI obtidos durante o período de monitoramento	89
Figura 35: Linhas de tendência de IRI nos trechos experimentais da BR-290/RS.....	91
Figura 36: Linhas de tendência de evolução da irregularidade longitudinal com o tráfego no trecho I da BR-290/RS comparada com outros modelos de desempenho.....	91
Figura 37: Linhas de tendência de evolução da irregularidade longitudinal com o tráfego no trecho II da BR-290/RS comparada com outros modelos de desempenho	92
Figura 38: Relação entre o IRI inicial e os valores de IRI medidos posteriormente.....	93
Figura 39: Evolução de ATR ao longo do período de monitoramento do Trecho I.....	94
Figura 40: Evolução de ATR ao longo do período de monitoramento do Trecho II	94
Figura 41: Valores máximos (trilha externa) dos dois trechos monitorados.....	95
Figura 42: Linhas de tendência da evolução dos afundamentos em trilhas de rodas (ATR) para a BR-290/RS.....	96
Figura 43: Comparação entre a evolução de deformações permanentes no trecho I com modelos de previsão de desempenho.....	97
Figura 44: Comparação entre a evolução de deformações permanentes do trecho II com modelos de previsão de desempenho.....	97

Figura 45: Evolução da macrotextura superficial dos dois trechos monitorados	98
Figura 46: Linha de tendência para a evolução da macrotextura superficial	99
Figura 47: Comparação entre a evolução da macrotextura do trecho I com a prevista pelo modelo de Mattos (2009) para a BR-290/RS	100
Figura 48: Comparação entre a evolução da macrotextura do trecho II com a prevista pelo modelo de Mattos (2009) para a BR-290/RS	100
Figura 49: Evolução da microtextura dos dois trechos monitorados.....	101
Figura 50: Linhas de tendência propostas para a evolução da microtextura.....	102
Figura 51: Comparação entre a evolução da microtextura no trecho I e a estimada pelo modelo proposto por Mattos (2009)	103
Figura 52: Comparação entre a evolução da microtextura no trecho II e a estimada pelo modelo proposto por Mattos (2009)	103
Figura 53: Evolução dos defeitos superficiais durante os três primeiros anos de monitoramento da BR-290/RS	105
Figura 54: Aspecto da superfície de rolamento após a execução da camada de microrrevestimento asfáltico no Trecho I, com mais de três anos de monitoramento	106
Figura 55: Evolução do trincamento no km 14+660 entre os meses de julho e novembro de 2016	107
Figura 56: Evolução dos defeitos no trecho I após a execução da camada de microrrevestimento asfáltico, apresentando pequenas painelas e trincamentos mais severos (novembro de 2016)	107
Figura 57: Defeitos presentes no trecho II da BR-290/RS (novembro de 2016)	108
Figura 58: Aspecto dos trechos I e II após o último levantamento realizado em novembro de 2016 (novembro de 2016)	108
Figura 59: Balanço hídrico mensal da região de Osório/RS	111
Figura 60: Valores de NA medidos mensalmente no km 14+630 da BR-290/RS	112
Figura 61: Resultado do ensaio de MR na umidade de 18% ($W_{ót} - 2\%$).....	114
Figura 62: Resultado do ensaio de MR na umidade de 20% ($W_{ót}$)	114
Figura 63: Resultado do ensaio de MR na umidade de 22% ($W_{ót} + 2\%$).....	114

Figura 64: Relação entre o MR e a tensão desvio de solos argilosos e siltosos de rodovias..	115
Figura 65: Resultado dos ensaios de MR para amostras compactadas e ensaiadas em diferentes umidades	117
Figura 66: Resultado dos ensaios de MR em amostras compactadas na umidade ótima (20%)	118
Figura 67: Resultado dos ensaios de MR para amostras que alcançaram a umidade ótima (20%) através de trajetórias de umedecimento ou secagem	119
Figura 68: Resultado dos ensaios de MR para amostras compactadas mais secas ou mais úmidas em relação à umidade ótima (20%) e que passaram por trajetória de umedecimento ou secagem	120
Figura 69: MR normalizado em função da diferença entre a umidade de ensaio e a umidade ótima	122
Figura 70: Linha de tendência entre o MR normalizado e as variações de umidade (compactação e trajetórias).....	122
Figura 71: Obtenção de MR de campo pelo Método de Albernaz (1997)	127
Figura 72: Comparação das deflexões obtidas através do <i>software</i> com os limites definidos pela normatização brasileira	130

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Categorias de defeitos em pavimentos	30
Tabela 2: Resumo dos principais tipos de trincamento	35
Tabela 3: Principais modelos de previsão de desempenho desenvolvidos no Brasil	41
Tabela 4 - Classificação da macrotextura pelo ensaio de Mancha de Areia	65
Tabela 5 - Classes de microtextura pelo método do Pêndulo Britânico	66
Tabela 6: Conceitos de degradação do pavimento em função do IGG	67
Tabela 7: Classes de umidade de solo com base no TMI	72
Tabela 8: Programa de ensaios executados	79
Tabela 9: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência	80
Tabela 10: Informações inseridas no <i>software</i> Evestress 5.0	83
Tabela 11: Deflexões dos trechos I e II em novembro de 2016	87
Tabela 12: Principais patologias encontradas nos trechos monitorados da BR-290/RS	109
Tabela 13: Resultados de IGG dos trechos monitorados na BR-290/RS	110
Tabela 14: Profundidade do NA medido mensalmente e a precipitação anterior à medição .	112
Tabela 15: Parâmetros dos modelos tradicionais que consideram a tensão confinante, tensão desvio e soma das tensões principais.....	123
Tabela 16: Parâmetros obtidos do modelo composto.....	124
Tabela 17: Parâmetros obtidos do modelo da AASHTO (2004).....	125
Tabela 18: Parâmetros obtidos do modelo de Tam e Brown (1988).....	126
Tabela 19: Parâmetros de cálculo do Método de Albernaz (1997)	127
Tabela 20: Deflexões calculadas com o <i>software</i> Everstress 5.0 simulando a variação de umidade na camada de subleito do pavimento	128
Tabela 21: Tensões verticais obtidas no <i>software</i> Everstress 5.0 simulando a variação de umidade na camada de subleito do pavimento	131

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO: *American Association of State Highway and Transportation Officials*

AMAC: Equipamento Multifuncional de Inspeção de Pavimentos

ATR: Afundamento nas Trilhas de Roda

BPN: *British Pendulum Number* (equivalente a VRD)

CBR: *California Bearing Ratio*

CENPES: Centro de Pesquisas e Desenvolvimento

CNT: Confederação Nacional do Transporte

CP: Corpo de prova

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT: Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

EICM: *Enhanced Integrated Climatic Model*

EUA: Estados Unidos da América

FWD: *Falling Weight Deflectometer*

GEIPOT: Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes

HDM: *Highway Design and Maintenance*

HRB: *Highway Research Board*

HS: *Hauter au Sable* (altura média da mancha de areia)

$\gamma_{dm\acute{a}x}$: Massa Específica Aparente seca máxima

IGG: Índice de Gravidade Global

IP: Limite de Plasticidade

IPR: Instituto de Pesquisas Rodoviárias

IRI: *International Roughness Index*

LAPAV: Laboratório de Pavimentação – UFRGS

LL: Limite de Liquidez

LP: Limite de Plasticidade

LVDT: *Linear Variable Differential Transducer*

LVECD *Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses*

MR: Módulo de resiliência

NA: Nivel d'água

N_{acum} : Número Acumulado de Solicitações de Eixo Padrão pelo Método da AASHTO

NCHRP: *National Cooperative Highway Research Program*

PAEP: Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos

PER: Programa de Exploração da Rodovia

PCI: *Pavement Condition Index*

PICR: Pesquisa de Inter-Relacionamento de Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias

QI: Quociente de Irregularidade

SDIMPA: Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos

SGP: Sistema de Gerência de Pavimentos

SNC: Número Estrutural Corrigido

SRTA: Sistema da Rede Temática de Asfalto

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

TMI: *Thornthwaite Moisture Index*

TRE: Trilha de Roda Externa

TRI: Trilha de Roda Interna

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

VRD: Valor de Resistência à Derrapagem

VSA: Valor de Serventia Atual

ω_{ot} : Teor de umidade ótimo

1 INTRODUÇÃO

Neste primeiro capítulo são apresentados o problema da pesquisa, a justificativa pertinente ao seu desenvolvimento e os objetivos que nortearam a realização do estudo. Ao fim, são rapidamente apontados os assuntos abordados em cada capítulo e os pontos centrais de cada um destes.

1.1 PROBLEMA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

Atualmente, o modal rodoviário prevalece sobre os demais modais de transporte brasileiros, tendo um importante papel na indução do desenvolvimento econômico e na integração nacional. Porém a infraestrutura de transporte brasileira é insuficiente para o país conseguir um crescimento sustentável e robusto, pois com o tráfego se intensificando, aumentam-se as solicitações impostas às estruturas de pavimentação e, conseqüentemente, aumentam-se as chances de degradação da via. A falta de conservação da rede rodoviária tem causado diversos prejuízos econômicos ao país, tais como: perda de produção, aumento do custo operacional dos veículos, maiores riscos de acidentes, entre outros.

De acordo com a Pesquisa CNT de rodovias (CNT, 2016), dos 103.259 km analisados em 2016, 58,2% de toda a malha pavimentada do país apresentou algum tipo de deficiência no estado geral, o que inclui a avaliação conjunta do pavimento, da sinalização e da geometria da via. Somente em relação ao pavimento, foram identificados 48,3% da extensão com algum tipo de deficiência mais grave, recebendo a classificação regular, ruim ou péssima.

A má qualidade das rodovias é reflexo de um histórico de baixos investimentos no setor, que em 2015, o investimento federal em infraestrutura de transporte em todos os modais foi de apenas 0,19% do PIB (Produto Interno Bruto).

Da mesma forma, o método empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos oficialmente adotado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), baseado nas curvas do Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio* – CBR), não mais se adéqua as características atuais das vias nacionais, em virtude do significativo crescimento do tráfego comercial rodoviário, da evolução dos veículos de transportes de

cargas rodoviárias e da disponibilidade nos dias atuais de ferramentas mais avançadas (ensaios laboratoriais relevantes e *softwares* para dimensionamento mecânico-empírico).

Desde a época da inserção do CBR no método de dimensionamento até os dias de hoje, muitas pesquisas foram desenvolvidas e apresentaram resultados satisfatórios, podendo-se aplicar no dimensionamento de pavimentos princípios mecânicos, superando a fase dos métodos empíricos. Mesmo assim, algum nível de empirismo ainda se torna necessária para a obtenção e calibração de modelos de previsão de desempenho, sendo necessário determinar fatores laboratório-campo, que permitam empregar com confiabilidade os resultados de ensaios laboratoriais e de análises mecânicas na previsão de vida de fadiga de camadas asfálticas, de deflexões, de evolução de deformações permanentes (ATR) e irregularidade longitudinal (IRI) na superfície do pavimento; contemplando ao mesmo tempo aspectos funcionais, como a serventia e a segurança.

Outro fator importante a se considerar no dimensionamento de pavimentos são as variações climáticas e ambientais às quais ele ficará exposto. Os pavimentos estão expostos ao intemperismo, que combinado com a ação do tráfego exige cuidados para garantir trafegabilidade e proporcionar segurança aos usuários. Os pavimentos ficam sujeitos às variações das condições ambientais e, conseqüentemente, as variações de umidade, que podem ocorrer por percolação, infiltrações laterais e verticais, elevação do lençol freático, entre outros. Historicamente tem-se destacado a influencia do nível do lençol freático na deformabilidade dos materiais constituintes de pavimentos, em especial dos subleitos.

Assim, verificou-se a necessidade da concepção de um novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos para o Brasil, que avaliasse todos os parâmetros já citados e que fosse adequado para cada região do país. Assim, iniciou-se em 2009 a implantação de um programa de abrangência nacional denominado Programa Rede Temática de Asfalto, desenvolvido pelo CENPES da PETROBRAS em parceria com os principais Centros de Pesquisa e Universidades das mais diversas regiões do País. Este projeto foi criado visando o desenvolvimento de um novo método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos, que deverá considerar fatores funcionais e estruturais.

No estado do Rio Grande do Sul, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS está inserida no Projeto em questão desde 2009. Em duas rodovias federais (BR-290/RS e BR-

448/RS) executaram-se trechos experimentais, com prévia análise dos materiais empregados, acompanhamento de execução dos pavimentos e posterior monitoramento de desempenho (fase de pós-execução).

A execução e monitoramento desses trechos experimentais foram detalhadamente relatados por Mattos (2014) e Bock (2016). Na pesquisa relatada nesta dissertação, dá-se continuidade apenas ao monitoramento da BR-290/RS, avaliando periodicamente a condição de superfície do pavimento, sua capacidade estrutural e parâmetros ambientais que podem influenciar no desempenho do mesmo.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

A pesquisa teve como objetivo geral avaliar o desempenho de dois trechos da rodovia BR-290/RS incluídos no Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul, dando ênfase a análise da influência da variação do nível do lençol freático na deflexão deste pavimento.

1.2.2 Objetivos Específicos

A fim de alcançar o objetivo geral já apresentado, foram estabelecidos objetivos específicos:

- a) Dar continuidade no monitoramento da rodovia BR-290/RS através de levantamentos de deflexões, de deformações permanentes, de defeitos superficiais e textura;
- b) Analisar os dados obtidos e calibrar as linhas de tendência propostas por Mattos (2014);
- c) Avaliar a oscilação do lençol freático da BR-290/RS através de um medidor de nível de água;
- d) Analisar o efeito de trajetórias de secagem e umedecimento no módulo de resiliência do solo de subleito da BR-290/RS, compactado com diferentes teores de umidades;
- e) Verificar através de retroanálise a relação entre a variação do nível do lençol freático da BR-290/RS e as deflexões medidas.

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

No capítulo 1 desta dissertação foi apresentada uma breve introdução à pesquisa, partindo da posição global do tema com a justificativa de estudo escolhido, procurando abordar sua relevância. Foram definidos também os objetivos (geral e específicos) a serem alcançados.

O referencial teórico necessário para a realização da pesquisa é apresentado no capítulo 2, no qual se apresenta brevemente a contínua evolução do dimensionamento de pavimentos asfálticos e a importância de analisar os desempenhos dos mesmos. Busca-se, a partir da revisão bibliográfica, uma melhor compreensão do desempenho e degradação dos pavimentos, apresentando os fatores que afetam a sua vida útil e quais métodos são apropriados para avaliá-lo estruturalmente e funcionalmente. Também é abordada a influência da presença de água nas camadas do pavimento, enfatizando os danos causados pela mesma.

A metodologia empregada na pesquisa é detalhada no capítulo 3, onde é apresentada a rodovia estudada, sua estrutura e os ensaios realizados na fase de pós-execução da mesma. Também são apresentados os ensaios realizados em laboratório, para caracterizar os materiais constituintes das camadas do pavimento e as análises realizadas para correlacionar as deflexões medidas em campo com a oscilação do lençol freático.

Os resultados parciais e as análises realizadas acerca destes, estão apresentados no capítulo 4. Neste capítulo é exposta a atual situação dos trechos monitorados considerando a capacidade estrutural e a condição funcional, bem como a calibração das linhas de tendência já existentes. Também são apresentados os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais realizados com o solo do subleito da BR-290/RS e a análise realizada com os dados de laboratório, correlacionados com os dados de campo.

Por fim, no capítulo 5 são apresentadas as conclusões obtidas e fazem-se sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente capítulo aborda três temas principais referentes à dissertação, correspondendo à evolução do dimensionamento de pavimentos, desempenho e degradação de pavimentos flexíveis e o desempenho e comportamento das camadas do pavimento com a presença de água.

2.1 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

Um pavimento flexível é definido como aquele em que as deformações, até um determinado limite, não levam ao rompimento. Para o seu dimensionamento é necessário determinar as espessuras e a escolha de materiais para as múltiplas camadas que devem atender, simultaneamente, a aspectos estruturais e funcionais. Desta forma, as camadas devem interagir da forma mais harmônica possível, resistindo e distribuindo ao subleito os esforços verticais oriundos do tráfego e resistir a esforços horizontais tornando mais durável a superfície do pavimento.

Diante disso, deve-se observar então que, o estudo dos pavimentos deve considerar e se basear na análise dos solos e materiais naturais disponíveis, seu comportamento individual e em conjunto nas misturas, sob a ação dos vários carregamentos e sob a influência das mais variadas condições climáticas e ambientais.

Esta análise da combinação de efeitos de carregamento e clima no pavimento não é exigida pela atual norma brasileira. O atual método de dimensionamento de pavimentos asfálticos oficialmente adotado pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) é baseado nas curvas do Índice de Suporte Califórnia (*California Bearing Ratio* – CBR) e não mais se adequa às características atuais.

Desde a época da inserção do CBR no método de dimensionamento até os dias de hoje, muitas pesquisas foram desenvolvidas e apresentaram resultados satisfatórios, podendo-se aplicar no dimensionamento de pavimentos princípios mecânicos, superando a fase dos métodos empíricos. Esta contínua evolução é apresentada na sequência.

2.1.1 Evolução do dimensionamento de pavimentos

Atualmente se verifica uma natural evolução em relação a dimensionamento de pavimentos no Brasil e no mundo, aprimorando métodos e incorporando princípios mecânicos.

Segundo Bock (2016), passa-se gradualmente de uma metodologia de dimensionamento totalmente empírica, onde se empregam modelos obtidos a partir de observações em campo, passando pelos métodos mecânico-empírico nos quais tem destaque o uso de modelos de desempenho empíricos. Por fim, passa-se para um dimensionamento totalmente Mecânico através de métodos sofisticados para cálculos dos esforços.

A Figura 1 apresenta esta contínua evolução, com os conceitos de pavimentos e estágio atual, conforme Nascimento (2014).

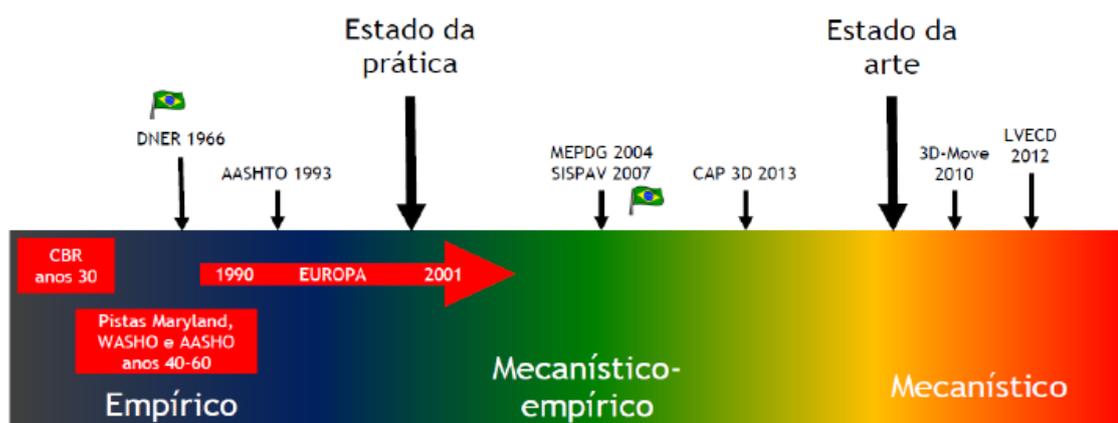


Figura 1: Evolução do dimensionamento de pavimentos (Nascimento, 2014)

O atual estado da prática se dá na migração gradativa de métodos empíricos para métodos mecânicos-empíricos baseados na experiência internacional e em pesquisas brasileiras, as quais se podem citar o trabalho realizado por Motta (1991) e Franco (2007).

A grande dificuldade de consolidar métodos mecânicos é que poucos países detêm de tecnologia avançada em pavimentação, possuindo pouco banco de dados confiáveis e limitando o conhecimento sobre desempenho de diferentes materiais e tipos de pavimentos.

Para chegar ao estado da arte à tarefa de dimensionamento de pavimentos tem um alto grau de dificuldade, pois há uma grande quantidade de variáveis de naturezas diversas. A consideração simultânea de tensões devidas ao tráfego, como fadiga e deformação permanente, as variáveis climáticas, como temperatura e umidade, a resistência do solo de

fundação e dos materiais de construção disponíveis, a magnitude e a repetição das cargas de tráfego, a durabilidade do revestimento, são apenas alguns exemplos do por que dessa dificuldade (PINTO E PREUSSLER, 2002).

Atualmente, segundo Kim *apud* Nascimento (2014), nos EUA o estado da arte em análises de pavimentos já é baseado em modelos de previsão de desempenho mecanicistas implementados em softwares que incluem análises considerando parâmetros viscoelásticos, como LVECD (*Layered Viscoelastic Pavement Analysis for Critical Distresses*) através da realização de análises tridimensionais, com simulações de carregamentos distintos e respectivas respostas de desempenho do pavimento em razoável tempo computacional.

2.2 DESEMPENHO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

De acordo com o IPR-720 (DNIT, 2006b), a previsão de desempenho de pavimentos é a quantificação da redução do nível de serventia ou geração de defeitos ao longo de sua vida de serviço. De forma mais simples, pode-se dizer que o desempenho é uma variação da serventia que o pavimento oferece aos seus usuários, ao longo do tempo ou após um determinado número de aplicações de carga do tráfego.

O desempenho de um pavimento depende de uma série de fatores e vários indicadores podem ser utilizados para quantificá-lo: desde indicadores da sua condição funcional (coeficiente de atrito superficial, qualidade de rolamento), a extensão e severidade dos diferentes tipos de degradação, até indicadores da condição estrutural.

Conforme Albuquerque (2007), a avaliação presente e futura de desempenho de pavimentos envolve técnicas de obtenção de parâmetros de desempenho em campo, conhecimento do comportamento esperado para cada tipo de pavimento e utilização de modelos matemáticos que possibilitem retratar o comportamento do pavimento ao longo do tempo, esclarecendo uma condição futura. Desta maneira, o autor destaca que é necessário conhecer três fatores fundamentais para se desenvolver modelos de previsão de desempenho:

- a) Tipo de defeitos: definir quais os principais defeitos em pavimentos e as medidas de restauração apropriadas para cada defeito.

- b) Técnica de levantamento de dados: Aliar técnicas que forneçam dados confiáveis e que sejam as mais econômicas possíveis (deflexão, IRI, ATR, IGG e PCI);
- c) Modelagem: A definição da propriedade de uso do modelo de desempenho é definida pelo tipo de modelo aplicado, técnica de modelagem e variáveis utilizadas.

Para o levantamento de dados, a seleção dos parâmetros que serão alvo de monitoramentos deve ser criteriosa e apropriada para se ter uma ideia da condição funcional e estrutural do pavimento, bem como das condições de segurança ao rolamento do pneu. Em relação à condição funcional a queda de serventia está relacionada ao aparecimento de deformações no seu perfil transversal e longitudinal e desgaste da superfície do pavimento. Quanto à condição estrutural, a medição e avaliação das deformações e deflexões são um bom indicativo do comportamento elástico da estrutura na aplicação de cargas de veículos. Por fim, as condições de segurança ao rolamento do pneu do veículo em contato com o pavimento podem ser avaliadas através do monitoramento da microtextura e macrotextura do revestimento (ALBUQUERQUE, 2007).

2.2.1 Parâmetros que influenciam no desempenho

O desempenho de um pavimento está intimamente ligado aos mecanismos de deterioração dos pavimentos, onde este influi no histórico da serventia da estrutura ao longo do tempo. Como apresentado anteriormente, esta deterioração do pavimento possui ligação com a resposta dos pavimentos sob a ação de cargas repetidas, as quais dependem de fatores relacionados à composição do tráfego, ao clima e ao meio ambiente, as técnicas construtivas, materiais empregados, entre outros. Desta forma é importante salientar os principais fatores que contribuem para o início, propagação e acúmulo de deterioração, que são os fatores climáticos (temperatura, pluviometria e teor de umidade), as solicitações de tráfego (carga por eixo, pressão de inflação dos pneus, etc.), comportamento funcional e estrutural (irregularidade, deflexões, atrito pneu-pavimento, etc.), características físicas e químicas dos materiais de construção e idade do pavimento (SONCIM, 2011; PATERSON, 1987).

De acordo com Soncim (2011), a deterioração dos pavimentos em serviço é causada, principalmente, pela ação combinada dos efeitos das cargas do tráfego, da ação do meio ambiente nos materiais que compõe a estrutura, idade do pavimento entre outros. Este efeito pode ser visualizado na Figura 2.

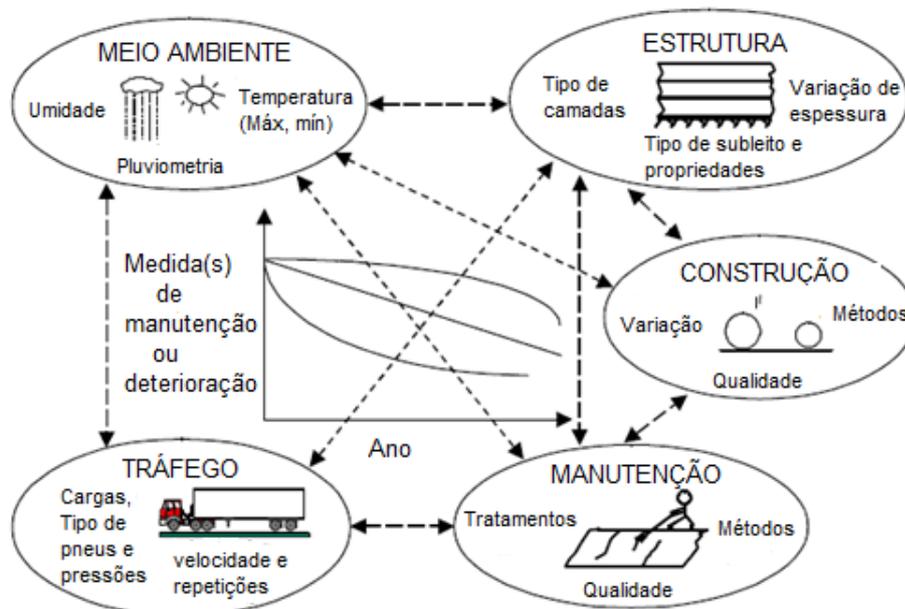


Figura 2: Fatores que afetam o desempenho de pavimentos (adaptado de Haas, 2001)

Nos próximos itens são apresentados mais detalhadamente alguns fatores que afetam o desempenho de pavimentos.

- Fatores Climáticos e Condições Ambientais

A influência das condições ambientais se mostra mais significativa quando as condições ambientais da região variam de forma relevante, como a temperatura e o teor de umidade. Elas se manifestam basicamente em dois locais distintos da estrutura: no subleito e no revestimento asfáltico. Em pavimentos existentes ou novas estruturas, a temperatura, as precipitações de águas da chuva e a variação do lençol freático são fatores decisivos para o seu desempenho.

No subleito a influência da oscilação do lençol freático em função das precipitações atmosféricas pode levar a saturação da camada quando não há um adequado sistema de drenagem, fato que acaba influenciando de forma significativa sua capacidade de suporte (BOCK, 2016). A variação do lençol freático aliada a uma má permeabilidade pode ser um fator decisivo para a redução da capacidade estrutural de um pavimento, sendo um fator importante de ser analisado quando se inicia a concepção de uma nova rodovia.

A infiltração das águas das chuvas pode ocorrer por meio de trincas ou panelas na superfície dos pavimentos permitindo que a água chegue às camadas do pavimento e ao subleito,

umentando o seu teor de umidade e por consequência, reduzindo sua capacidade estrutural, resultando na aceleração do seu processo de deterioração (YODER E WITCZAK, 1975).

De acordo com Haas *et al* (1994), a investigação do efeito da variação da umidade no desempenho de pavimentos é relativamente pequena em relação aos outros fatores, sendo que esta possui efeitos tão importantes quanto os da temperatura.

Em relação aos efeitos da temperatura, os mesmos autores apresentam que o comportamento dos pavimentos pode ser dividido em três categorias:

- a) Temperaturas altas durante a mistura e aplicação, as quais podem afetar a durabilidade do revestimento asfáltico;
- b) Temperaturas médias durante a vida de serviço, onde a variação pode afetar a estabilidade, a susceptibilidade a deformações permanentes e a progressão de trincas, sob aplicação de cargas repetidas de tráfego;
- c) Temperaturas baixas do pavimento, que podem resultar no aparecimento de trincas térmicas por retração.

A temperatura do pavimento varia com as localizações geográficas, as horas do dia e as estações do ano. A variação da temperatura tem influência na rigidez dos revestimentos asfálticos e na deformabilidade dos pavimentos, ou seja, há uma grande dependência do pavimento com os fatores climáticos. Se houver variação da rigidez modifica-se automaticamente a distribuição de tensões, a vida da fadiga e a resistência à deformação elástica (MEDINA E MOTTA, 2015).

- Técnicas Construtivas e Materiais Utilizados

Ao se avaliar os materiais empregados na construção de pavimentos é necessário dar importância ao controle tecnológico, importante ferramenta para a verificação da conformidade e do atendimento as especificações de projeto.

Os materiais a serem utilizados devem ser definidos levando-se em consideração razões técnicas, econômicas e ambientais. Além de uma correta escolha dos materiais, a qualidade de execução das diversas camadas do pavimento também é fator primordial para garantir um bom desempenho da estrutura durante sua vida útil.

Os principais controles executivos necessários para garantir uma boa estrutura é o controle granulométrico, o teor de umidade, um grau de compactação adequado, o controle deflectométrico e de espessuras das camadas granulares. Já para a camada de revestimento é necessário controlar a temperatura da mistura e compactação da massa asfáltica, teor de betume, entre outros.

- Fatores de Tráfego

O tráfego é um fator que afeta diretamente o desempenho dos pavimentos, pois a deterioração ocorre devido ao acúmulo do dano causado pela aplicação de cargas sucessivas pelos eixos dos veículos, ou seja, elementos de transferência de carga para os pavimentos.

Dada à complexidade do comportamento da estrutura, considerando a viscoelasticidade do material e a aplicação de carregamentos dinâmicos com cargas e velocidades variadas, uma série de simplificações são empregadas. Estas simplificações nas análises da resposta do material frente ao carregamento imposto ou simplificações deste carregamento aplicado (magnitude e forma) podem futuramente levar a uma degradação prematura do pavimento, comprometendo seu desempenho.

Segundo Bock (2016), a temperatura e a velocidade de aplicação da carga (ou frequência) são fatores que afetam a resistência à fadiga e a resistência às deformações permanentes dos concretos asfálticos (CA). Temperaturas elevadas e velocidades baixas de carregamento aumentam o risco ao surgimento de deformações permanentes. Já temperaturas medianas ou baixas associadas a velocidades mais elevadas favorecem mais ao trincamento por fadiga do revestimento asfáltico.

2.2.2 Principais mecanismos de degradação

Os mecanismos de degradação de pavimentos flexíveis devem ser levados em consideração no desenvolvimento de um método de dimensionamento de pavimentos, pois afetam o nível de serventia em termos funcionais e geram falhas estruturais durante a vida útil do pavimento. Deste modo é importante a obtenção frequente de dados de campo, de modo a esclarecer o comportamento dos materiais e desenvolver modelos matemáticos que retratem o comportamento futuro do mesmo (MATTOS, 2014).

Na Tabela 1, adaptada por Bock (2016) do Manual de Reabilitação de Pavimentos Asfálticos (DNER, 1998), estão apresentados os principais fatores associados à degradação dos pavimentos asfálticos.

Tabela 1: Categorias de defeitos em pavimentos

CAUSAS GENÉRICAS	CAUSAS ESPECÍFICAS	TIPOS DE DEFEITOS
Tráfego	Cargas repetidas (fadiga) Carga Excessiva Escorregamento da capa Fluência plástica	Trincamentos Ruptura do revestimento Trincas côncavas Deformação por deslocamento da capa
	Densificação (compactação) Degradação do Agregado	Trilha de roda Desagregação
Clima	Mudanças de Umidade (retração/expansão)	Trincas Exsudação
	Mudanças térmicas	
Métodos Construtivos	Compactação com temperatura inadequada	Formação de trincas
	Compactação deficiente	Deformação
Materiais	Falta de qualidade	Desagregações

Fonte: Bock (2016)

Os mecanismos de degradação, oriundos principalmente das solicitações do tráfego e condições climáticas locais, reduzem seu desempenho funcional e estrutural em função de uma contínua degradação que ocorre no pavimento durante a sua vida útil.

Abaixo são apresentados alguns destes mecanismos de degradação considerados mais relevantes e que devem ser considerados para estabelecer a vida útil do pavimento. Em relação à condição funcional se considerou o estado da superfície (serventia, defeitos e irregularidade) e aderência pneu-pavimento. Já para a condição estrutural do pavimento, se enfatizou a deformação permanente e o trincamento por fadiga.

- Serventia e Defeitos

A avaliação funcional de um pavimento é a capacidade de o mesmo proporcionar conforto ao rolamento, sendo que este conforto é atribuído devido às condições superficiais do pavimento relacionadas com a dinâmica do veículo (MATTOS, 2014).

A grandeza física mensurável, direta ou indiretamente, na superfície do pavimento, que melhor se correlaciona com o custo operacional dos veículos, o conforto, a segurança, a velocidade e a economia das viagens corresponde à irregularidade longitudinal. A irregularidade longitudinal é definida pela Norma DNER – PRO 182/94 como sendo “o desvio da superfície da rodovia em relação a um plano de referência, que afeta a dinâmica dos veículos, a qualidade ao rolamento e as cargas dinâmicas sobre a via”. Seu índice é expresso pela relação entre os movimentos acumulados da suspensão do veículo e a distância percorrida pelo veículo, tendo geralmente como unidade de medida do IRI o m/km.

Segundo Soncim (2011), a irregularidade do pavimento é considerada o mais importante indicativo de desempenho dos pavimentos, pois afeta diretamente o conforto e a segurança dos usuários da rodovia. Ela pode ter origem devido a imperfeições do processo executivo ou resultar de problemas após a construção como resultado da atuação do tráfego ou clima.

Portanto, o aumento da irregularidade longitudinal, que é um dos principais parâmetros de avaliação das condições funcionais da rodovia, é o resultado de uma cadeia de mecanismos de restauração e combina os efeitos de vários tipos de defeitos (BOCK, 2016).

Ainda conforme Bock (2016), como toda obra de engenharia, os pavimentos são um produto destinado a atender determinadas necessidades, porém com um prazo de vida útil estimado relacionado a um custo de implantação, operação e manutenção. Assim, os pavimentos são concebidos para durarem apenas um determinado período.

Durante cada um desses “ciclos de vida”, o pavimento inicia numa condição ótima até alcançar uma condição ruim (Figura 3). Após atingir uma condição mínima há a necessidade de haver intervenções para elevar os níveis de serventia novamente a níveis aceitáveis.



Figura 3: Período aconselhável para a manutenção de pavimentos (Bernucci *et al*, 2008)

Caso não haja manutenção ou esta seja inadequada, o pavimento pode atingir o limite de trafegabilidade, situação na qual se torna necessária sua reconstrução.

Para classificar o estado da superfície de um determinado pavimento quanto ao seu conforto ao rolamento utiliza-se o Valor de Serventia Atual (VSA), o qual se trata de uma escala numérica de 0 a 5 que é atribuída por cinco avaliadores dentro de um veículo de passeio, tendo caráter subjetivo. Esta avaliação segue a norma DNIT 009/2003 – PRO (DNIT, 2003b).

Os defeitos na superfície de um pavimento podem ocorrer logo após a entrada em operação de uma rodovia ou ao longo de sua vida de serviço. No primeiro caso pode estar associado a falhas na elaboração de projeto ou no processo construtivo. No outro, podem indicar um processo de deterioração da estrutura do pavimento, devido à ação das cargas do tráfego e fatores ambientais, como apresentado anteriormente. Esses defeitos ainda podem ocorrer devido a intervenções ocasionadas da necessidade de instalação de estruturas de apoio à infraestrutura, como tubulações (SONCIM, 2011).

Segundo Benevides (2006), deve-se ter alguns cuidados durante a construção para evitar o surgimento de defeitos precoces e melhorar a condição da superfície do pavimento. Verifica-se que problemas relacionados com a compactação, características granulométricas do material de base, topografia ou geometria da via, auxiliam no rápido surgimento de defeitos.

Conforme Mattos (2014) é importante destacar que os defeitos aos quais se atribui maior peso são os que causam mais desconforto aos usuários: ondulações, panelas, afundamentos e trincas couro de jacaré com erosão nas bordas.

Outra forma de avaliar o estado superficial de um pavimento é através do inventário de defeitos, que avalia a condição superficial do pavimento através da presença de uma série de defeitos quantificados e medidos de forma objetiva. O DNIT fixa as condições exigíveis na avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos, estabelecendo o Índice de Gravidade Global (IGG). Este índice quantifica essa frequência de ocorrência de cada tipo de defeito, atribuindo um fator de ponderação para cada um e estabelecendo um índice acumulado que permite atribuir um conceito ao estado da superfície do pavimento.

- Aderência Pneu-pavimento

Quando se trata de segurança viária, um dos principais itens relacionados ao pavimento que deve ser levado em consideração é a condição de atrito da pista, ou seja, a condição da superfície quanto à aderência pneu-pavimento. Portanto, uma boa interação entre o pneu do veículo e a superfície do pavimento depende basicamente do contato entre esses dois elementos (MATTOS, 2014).

Quando existem elementos que atuam como lubrificantes entre o pneu e o pavimento, pode-se de modo simplificado, atribuir a perda de aderência entre os dois à redução da área de contato pneu-pavimento. A variação dessa área de contato ocorre com o aumento da velocidade do veículo, onde ocorre a ascensão do fluido/lubrificante na parte anterior do pneu. Assim, quanto mais elevada a velocidade do veículo, menor é a área de contato pneu-pavimento, podendo ocorrer a hidroplanagem ou aquaplanagem.

Vários fatores colaboram para a aderência pneu-pavimento em pistas molhadas, mas dois são essenciais: a textura superficial da pista e características dos pneus (ranhuras, pressão de inflação, dimensões e tipo).

Desta forma, a superfície do pavimento deve dispor de características adequadas para evitar esses fenômenos, os quais são definidos através de duas escalas de textura: microtextura e macrotextura (Figura 4).

A microtextura da superfície do pavimento depende da aspereza dos agregados utilizados na mistura asfáltica do revestimento. Assim, conforme Berthier (1998) *apud* Ferreira (2002), o material granular é responsável pelo bom desempenho da microtextura, devendo satisfazer os

requisitos de resistir ao tráfego (dureza e resistência), apresentar e conservar as arestas vivas pelo maior tempo possível e proporcionar boa resistência ao polimento acelerado.

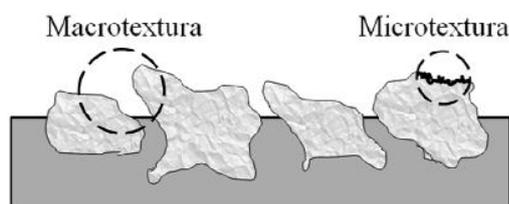


Figura 4: Diferença entre macrotextura e microtextura (Mattos, 2014)

Em relação a macrotextura, ela irá depender da dimensão dos agregados e do teor de betume utilizado na mistura asfáltica. Desta forma, segundo Mattos (2014), a macrotextura apresentada inicialmente vai depender da origem mineralógica do agregado, do processo de britagem, do projeto das misturas do revestimento e do método de preparação e de execução do revestimento.

A superfície do pavimento pode ser classificada como rugosa ou polida, em relação a microtextura e aberta ou fechada, em se tratando da macrotextura. Assim, pode-se ter quatro tipos diferentes de superfícies resultantes, onde se avalia conjuntamente as características de macrotextura e microtextura.

- Mecanismos de Trincamento

Pode-se afirmar que o trincamento por fadiga em materiais de pavimentação é causado diretamente pelas solicitações do tráfego, onde através de sucessivas aplicações de carga e o acúmulo de tensões e deformações causadas por ela que podem levar o pavimento a ruptura (MATOS, 2011).

Além do volume de tráfego e o elevado carregamento dos veículos que utilizam as vias pavimentadas, existem outros fatores que contribuem para ocasionar o trincamento, como o clima. O fenômeno relaciona-se ao fato de que muitos materiais, sendo sucessivamente solicitados em níveis de tensão inferiores aqueles de ruptura, pouco a pouco desenvolvem alterações em sua estrutura interna, perdendo características originais (BLASS, 2011).

O trincamento inicia em pontos críticos, onde as tensões são maiores. Com a continuação da aplicação do carregamento, as trincas se propagam por toda a espessura da camada, permitindo a passagem de água da superfície para a estrutura do pavimento.

Na Tabela 2 são apresentados os principais tipos de trincamentos juntamente com as causas e exemplos de defeitos gerados.

Tabela 2: Resumo dos principais tipos de trincamento

Principais tipos de trincamento	Causas	Exemplo de defeitos
Fadiga	Resultante dos efeitos cumulativos do carregamento sucessivo	Trincas “couro de jacaré”, usualmente confinadas nas trilhas de roda
Envelhecimento	Aumento da rigidez ligante asfáltico em função de sua exposição às condições climáticas tornando-o mais suscetível ao trincamento	Trincamento irregular com espaçamento maior que 0,5m; após iniciado tende a propagar-se por toda área coberta pelo revestimento
Reflexão	Propagação de trincas existentes em uma camada inferior em direção à superfície, atingindo o revestimento asfáltico	Podem apresentar-se sob a forma de qualquer tipo de trinca: longitudinal, irregular ou mesmo interligada
Outros	Alta rigidez do ligante asfáltico em baixas temperaturas ocasionando retração térmica	Trincas longitudinais e transversais;
	Umidade no Acostamento	Trincas longitudinais próximas à borda
	Recalque do terreno de fundação ou ruptura de aterros	Trincas longas, longitudinais ou parabólicas

Fonte: Bock (2016), adaptado de DNIT (2006)

- Deformação Permanente

Conforme Pinto e Preussler (2002) a ação das cargas de tráfego sobre os pavimentos flexíveis e semi-rígidos provoca deformações dos tipos permanente e recuperáveis. As deformações permanentes permanecem mesmo após cessar o efeito da atuação da carga. As deformações ou deflexões recuperáveis representam um indicativo do comportamento elástico da estrutura, deixando de existir alguns momentos após a retirada da carga.

A deformação permanente é um dos defeitos mais comuns da pavimentação asfáltica, podendo ser atribuída ao revestimento ou as subcamadas, ou a uma combinação de efeitos.

As deformações permanentes em pavimentos são caracterizadas principalmente, pelos afundamentos nas trilhas de rodas (ATR), deformações plásticas no revestimento e depressões. O ATR é altamente indesejável em uma estrutura de pavimento por diversos motivos, como: acúmulo de água ao longo da trilha de roda (aumentando o risco de derrapagem de veículos), possibilidade de saturação das camadas subjacentes do pavimento, dificuldade de ultrapassagens de veículos ao longo da via e acréscimo no consumo de combustíveis (GUIMARÃES, 2009).

2.2.3 Modelos de previsão de desempenho de pavimentos

Segundo AASHTO (1990), o desempenho de um pavimento é a capacidade deste atender seus objetivos ao longo do tempo. Para o desenvolvimento de um método racional de dimensionamento de pavimentos flexíveis torna-se fundamental estabelecer critérios de projeto com base em modelos de previsão de desempenho adequados. Esses modelos estimam a evolução da condição do pavimento ao longo do tempo de vida útil, considerando geralmente fatores como a idade, o número estrutural, o tráfego e o clima.

Os modelos de desempenho devem retratar da melhor forma possível às condições locais, pois cada região apresenta características diferentes. Desta forma, sempre que se utilizarem modelos de desempenho de outras regiões deve-se atentar para a calibração do mesmo com os fatores da região a ser analisada.

Muitos programas de monitoramento foram desenvolvidos em todo o mundo de modo a encontrar uma relação existente entre as características da estrutura do pavimento, as condições climáticas e de tráfego a que ele estará submetido e o desempenho que se pode esperar para o pavimento. A grande maioria desses programas de monitoramento além de conseguir avaliar o desempenho de um pavimento frente á características específicas, também se propõem a criar novos métodos de dimensionamento de pavimentos, que melhor retratem a condição local, propiciando pavimentos mais duráveis.

Visando entender melhor o comportamento e desempenho de pavimentos tipicamente brasileiros com acompanhamento do comportamento de trechos em diversas regiões do país e desta forma estabelecer fatores “laboratório-campo”, surgiu em 2009 o Programa Rede Temática de Asfalto da Petrobras. Através de um banco de dados recolhido por meio de acompanhamento, desde a seleção de materiais, métodos de execução e por fim

acompanhamento pós-execução com o monitoramento de trechos experimentais, o projeto visa a médio e longo prazo correlacionar as informações coletadas em campo com os ensaios laboratoriais de modo a desenvolver um Sistema de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos (SDIMPA).

Este novo sistema criaria um método brasileiro para dimensionamento levando em consideração aspectos mecânicos dos materiais empregados nos trechos e também condições climáticas e de tráfego as quais o pavimento for submetido.

Segundo Bock (2016) é preciso determinar fatores laboratório-campo, que permitam empregar com confiabilidade os resultados de ensaios laboratoriais e de análises mecânicas na previsão de vida de fadiga de camadas asfálticas, de evolução de deformações permanentes e de irregularidade longitudinal, contemplando ao mesmo tempo aspectos funcionais como a serventia e a segurança.

Atualmente, o projeto da Rede Temática de Asfalto tem uma abrangência em nível nacional, envolvendo a parceria da empresa Petrobras com diversas Universidades e Instituições de Pesquisa e Desenvolvimento (17 instituições atualmente).

Desde o início do projeto, construiu-se e monitoraram-se diversas pistas no Brasil, onde apenas no Projeto Fundão foram mais de 50 pistas, e fora do Rio de Janeiro já existem outras 45 pistas experimentais monitoradas por universidades parceiras. Em 2015 foi disponibilizada a primeira versão do *software* SISPAV BR para testes e pretende-se até o final do ano de 2017 lançar esta plataforma computacional como o novo método de dimensionamento.

Futuramente pretende-se aumentar o número de pistas monitoradas pelos parceiros de 45 para pelo menos 60 pistas. Além de ampliar as calibrações dos modelos de fadiga, pretende-se disponibilizar os níveis mais elevados de projeto, os quais farão análises mais complexas, considerando as cargas em movimento, efeitos da temperatura, viscoelasticidade, reflexão de trincas, etc.

2.2.3.1 Desenvolvimento de Modelos de Previsão de Desempenho

A interpretação do desempenho oferecido por um determinado pavimento busca identificar de maneira objetiva a sua condição atual e futura, possibilitando definir de forma racional as ações que compõe um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP).

Os modelos de desempenho são estabelecidos para prever a velocidade com que os valores dos parâmetros funcionais e estruturais dos pavimentos variam em função das solicitações do tráfego ou das condições climáticas. Os mesmos são utilizados pelos SGP como ferramenta de auxílio na tomada de decisões, como por exemplo, para a escolha de ações de manutenção e reabilitação, para a determinação da intervenção e para a seleção de projetos prioritários.

De acordo com Albuquerque (2007), os requisitos para o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho são:

- a) Possuir um banco de dados adequado às condições e interesses do sistema;
- b) Incluir variáveis importantes que afetem o desempenho do pavimento;
- c) Apresentar uma formulação adequada do modelo; e
- d) Utilizar um critério estatístico adequado de acordo com a precisão requerida para o modelo.

O primeiro passo para a sua elaboração está em determinar a forma desejada para o modelo. Existem dois tipos de modelos que podem ser elaborados para se prever desempenho de pavimentos (FHWA, 2006; Pedrosa, 2002). São eles:

- a) **Determinístico:** São modelos matemáticos que determinam os resultados, exatamente, a partir de condições iniciais. Usam regressões para fornecer um único valor de um parâmetro (variável dependente) a partir de uma ou mais variáveis (variáveis independentes).
- b) **Probabilístico:** Fornecem o alcance de valores de um parâmetro. Este tipo de modelo é baseado em matrizes de transição probabilística que estimam a probabilidade de seções de pavimentos mudarem de uma condição para outra.

A qualidade dos pavimentos está diretamente relacionada ao histórico de manutenções. Considerando as solicitações de tráfego, o número acumulado de solicitações do eixo padrão, determinado com fatores de equivalência da AASHTO, é o mais indicado para a utilização em

modelos de desempenho, pois relaciona condições de serventia do pavimento e também é o mais utilizado internacionalmente.

Haas *et al* (1994) afirmam que geralmente os modelos de desempenho desenvolvidos apresentam erros nas estimativas de tempo para a execução dos serviços de manutenção ou reabilitação. Desta forma, os modelos devem ser periodicamente atualizados e as previsões devem restringir-se a períodos em que tenha um razoável grau de confiabilidade.

Deve-se utilizar de ferramentas estatísticas para avaliar se os resultados fornecidos pelos modelos são confiáveis. Essa verificação da correlação entre variáveis independentes contidas nos modelos de desempenho em nível de rede é um bom indicador de sua capacidade de acerto. Os modelos determinísticos devem considerar o valor dos coeficientes de determinação (R^2) para cada uma de suas variáveis independentes. Quanto mais se aproximar do valor 1 (um), maior a correlação entre as variáveis dependentes e independentes.

2.2.3.2 Exemplos de Modelos de Previsão de Desempenho

Para o uso eficiente e otimizado dos recursos de conservação, é necessário estimar as condições ou o nível de serventia futuros dos pavimentos administrados em determinada rede rodoviária. Esta estimativa só é possível se o engenheiro tiver à disposição modelos essenciais para a análise de estratégias alternativas de projetos de pavimentos (QUEIROZ, 1984)

Segundo Bock (2016), existem os modelos ditos como “universais”, já consagrados, como por exemplo, os modelos do HDM-4. O grande problema de aplicar estes modelos está na dificuldade de sua calibração para as características regionais dos trechos que se pretende analisar.

Os modelos de previsão de desempenho desenvolvidos no Brasil com maior reconhecimento internacional foram os elaborados por Queiroz (1981) e Paterson (1987), que foram incorporados ao sistema HDM com algumas adaptações.

Queiroz (1981) a partir da base de dados da Pesquisa sobre o Inter-relacionamento dos Custos de Construção, Conservação e Utilização de Rodovias (PICR), desenvolvida pela Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (GEIPOT), estabeleceu modelos de previsão de

desempenho mediante modelos empírico-mecanísticos para a previsão da irregularidade longitudinal e do trincamento de pavimentos no Brasil.

Já o trabalho desenvolvido por Paterson (1987) foi bastante semelhante, onde este desenvolveu equações de previsão de deterioração de pavimentos através da análise estatística dos dados coletados para a PICR.

Outros trabalhos nacionais de grande relevância foram desenvolvidos por Marcon (1996), Basílio (2002) e Yshiba (2003), desenvolvidos com pavimentos dos estados de Santa Catarina, Paraná e Goiás, respectivamente.

Benevides (2006) e Albuquerque (2007) também realizaram estudos para a elaboração de modelos de previsão de desempenho para os Estados do Ceará e Paraíba, no Nordeste do Brasil. Nakahara (2005) elaborou modelos de previsão para rodovias urbanas de intenso tráfego pesado, na cidade de São Paulo. Em pesquisa realizada no Sul, Lerch (2003) desenvolveu modelos avaliando a redução da irregularidade em pavimentos no RS.

Em termos regionais, os trabalhos desenvolvidos por Vitorello (2008) e Victorino (2008) foram bastante importantes, pois os dois modelos foram desenvolvidos na mesma rodovia estudada nesta dissertação, a rodovia BR-290/RS. Vitorello (2008) estabeleceu linhas de tendência e Victorino (2008) avaliou parâmetros de desempenho em uma seção teste com simulador de tráfego. Em termos de macrotextura e microtextura apresentam-se modelos desenvolvidos por Mattos (2009) também para a rodovia BR-290/RS. Além destes trabalhos, destaca-se o desenvolvido por Santos (2015), o qual elaborou modelos de previsão de desempenho para três trechos urbanos na cidade de Santa Maria/RS e o trabalho realizado por Bock (2016) que apresentou linhas de tendências para dois trechos da rodovia BR-448/RS.

Por fim, as linhas de tendência apresentadas por Mattos (2014) para a rodovia BR-290/RS serão alvo de calibração para a validação de um modelo de desempenho mais preciso.

Os modelos de previsão podem ser elaborados, individualmente, para cada parâmetro de desempenho, ou para um índice de condição (envolvendo todos os mecanismos de deterioração). Os melhores modelos de previsão de desempenho de pavimentos são aqueles desenvolvidos diretamente a partir de dados de campo sistematicamente coletados e analisados (Paterson, 1987).

Na Tabela 3 apresentam-se resumidamente alguns dos principais modelos de previsão de desempenho desenvolvidos em âmbito nacional e os parâmetros de desempenho considerados.

Tabela 3: Principais modelos de previsão de desempenho desenvolvidos no Brasil

MODELOS	ANO	PARÂMETROS	UF
Queiroz	1981	Irregularidade longitudinal	GO, MG, SP, DF (PICR – GEIPOT)
Paterson	1987	Trincamento, Irregularidade longitudinal e Afundamento de trilha de roda	GO, MG, SP, DF (PICR – GEIPOT)
Marcon	1996	Irregularidade longitudinal, deflexões máximas, médias, Índice de gravidade global e Afundamento de trilha de roda	SC
Basilio	2002	Deflexões, Trincamento, Irregularidade longitudinal e Afundamento de trilha de roda	GO
Lerch	2003	Irregularidade Longitudinal	RS
Yshiba	2003	Deflexão e Irregularidade longitudinal	PR
Nakahara	2005	Irregularidade longitudinal, início e evolução de trincamento	SP ¹
Benevides	2006	Irregularidade longitudinal	CE ²
Albuquerque	2007	Deflexões, Irregularidade longitudinal, Índice de gravidade global	PB, CE
Vitorello	2008	Irregularidade longitudinal, Afundamento de trilha de roda e Deflexões	RS
Vitorino	2008	Trincamento e Afundamento de trilha de roda	RS
Mattos	2009	Macrotextura e Microtextura	RS
Santos	2015	Deflexões, Irregularidade longitudinal, Afundamento de trilha de roda, Macrotextura, Microtextura, Trincamento, Índice de Gravidade Global, IFI	RS

Nota: ¹ Via Urbana de São Paulo; ² Região Metropolitana de Fortaleza

Fonte: Adaptado de Bock (2016)

2.3 DESEMPENHO E COMPORTAMENTO DE PAVIMENTOS COM PRESENÇA DE ÁGUA

A tendência atual de Mecânica dos Pavimentos é considerar o pavimento como um sistema de várias camadas elásticas, dimensionando a estrutura de modo que a repetição de esforços não cause, em curto prazo, a ruptura por fadiga dos materiais. Cada camada é construída de um material diferente e por isso é responsável por desempenhar uma função particular.

De acordo com Bernucci *et al* (2015), muitas vezes os sucessos e insucessos dos pavimentos estão relacionados ao desempenho mecânico da camada de fundação ou subleito. Sabe-se que o comportamento mecânico dos solos de subleito em serviço é de difícil previsão, pois depende:

- Das características físicas do solo;
- Da qualidade da construção da camada de subleito;
- Estado de tensões; e
- Demais condicionantes climáticas.

O desempenho de pavimentos depende das características de deformabilidade das camadas, com a análise das tensões, deformações e deflexões obtidas. O primeiro estudo sistemático de deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis Hveem, o qual entendia que o trincamento progressivo dos revestimentos asfálticos se devia à deformação resiliente (elástica) das camadas subjacentes, em especial ao subleito (MEDINA E MOTTA, 2015).

No Brasil, a realização de ensaios laboratoriais para a determinação das propriedades resilientes dos solos foi iniciada na COPPE/RJ, a partir da década de 70. No estudo pioneiro de Preussler, em 1978, foi analisado o módulo de resiliência obtido a partir das condições de compactação de um solo arenoso saprolítico na sub-base do pavimento da BR-290/RS.

2.3.1 Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência (MR) é um dos parâmetros mais importantes na caracterização do comportamento mecânico de agregados e solos, quando utilizados como camada estrutural de pavimentos.

As camadas de um pavimento sofrem deformações quando sujeitas às cargas repetidas provenientes dos pneus dos veículos. Após um ciclo de carregamento e descarregamento, cada camada acumula somente uma pequena parcela de deformação permanente, irrecuperável, (ϵ_p), sendo que a maior parte da deformação é recuperável, chamada de deformação resiliente (ϵ_r), conforme apresentado na Figura 5.

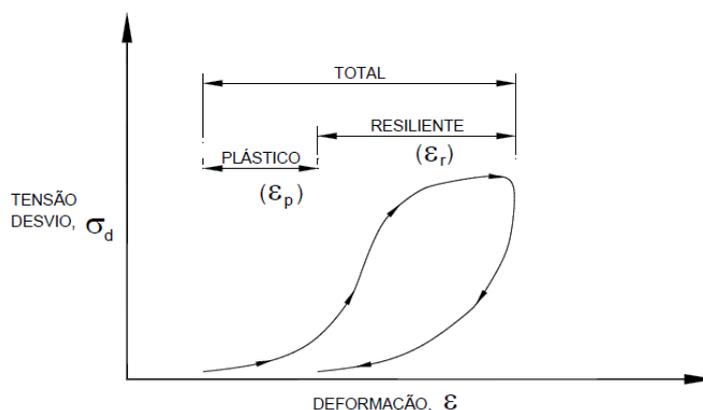


Figura 5: Ciclo de carregamento e descarregamento (adaptado de Casagrande, 2003)

Conforme Medina e Motta (2015), o termo resiliência significa energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações.

O módulo de resiliência é o parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais sobre carregamento cíclico. Em laboratório, os parâmetros elásticos podem ser determinados através de ensaios de carga cíclica, como ensaios triaxiais de carga repetida. Este ensaio é normatizado pela DNIT-ME 134/2010 (DNIT, 2010).

O comportamento dos solos submetidos a carregamento cíclico é complexo. Em campo, o módulo de resiliência pode ser obtido através de retroanálise das medidas de deflexão.

O módulo de resiliência determinado em ensaios de carregamentos repetidos em laboratório consiste na relação entre a tensão desvio aplicada e a sua respectiva deformação axial recuperável, conforme visto na Equação 1.

$$M_r = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (1)$$

Onde:

M_r : Módulo de Resiliência;

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

ε_r : Deformação resiliente.

Não sendo os solos e britas materiais elásticos lineares, não se pode aplicar a Lei de Hooke generalizada. Os módulos de resiliência dependem do estado de tensões atuante, decorrentes do peso próprio, mais as tensões causadas pelas cargas dos veículos. Em ensaios triaxiais procura-se determinar relações experimentais para condições de densidade, umidade e grau de saturação que o material apresenta *in situ* (MEDINA E MOTTA, 2015).

Ainda segundo os mesmos autores, o módulo de resiliência depende da natureza e constituição do solo, das condições de estado e das solicitações das tensões. O primeiro item refere-se à constituição mineralógica, textura das partículas, plasticidade da fração fina, arranjo estrutural das partículas e elos de cimentação natural. As condições de estado são a massa específica aparente e a umidade. As solicitações de tensão, aplicadas repetidamente, procuram representar a ação do tráfego numa estrutura de pavimento.

2.3.2 Fatores que influenciam o Módulo de Resiliência

Diversos autores já apresentaram que os fatores que podem afetar o comportamento resiliente dos solos são: a intensidade de tensões, a razão das tensões principais (σ_1/σ_3), o número de repetições da tensão desvio, a história de tensões, a duração e a frequência da aplicação da tensão desvio, o tipo de agregado, a percentagem de material que passa na peneira 200 (0,075mm), a massa específica aparente seca e a umidade de compactação, o grau de saturação e o método de compactação utilizado. A seguir é apresentado com mais detalhes alguns desses fatores.

a) Efeito do número de repetições da tensão desvio

O módulo resiliente apresenta um real comportamento de deformações de um material se ele é obtido após um grande número de aplicações de carregamento, ou seja, ele varia conforme o número de repetições da tensão desvio. Verificou-se através do ensaio triaxial que o módulo resiliente reduz conforme o número de repetições desta devida tensão (PHILLIP, 1996 *apud* WEBER, 2013).

As variações irregulares do módulo de resiliência obtidas em laboratório para um pequeno número de repetições são atribuídas aos contatos irregulares entre a amostra de solo, o cabeçote (*top cap*) e a base da célula triaxial.

b) Efeito da duração e frequência do carregamento

O tempo de atuação da carga repetida é estabelecido em função da velocidade dos veículos e do ponto no interior dos pavimentos onde se deseja calcular o módulo de resiliência. A frequência de aplicação é função das condições de tráfego da estrada em estudo. O efeito da duração do carregamento depende do intervalo de aplicações do mesmo.

Seed *et al* (1967) *apud* Rodrigues (1997) atribuem que o aumento no módulo de resiliência com o aumento da frequência de carregamento depende do teor de umidade e do peso específico aparente seco. O fato é que o MR é maior porque o solo tem uma componente viscosa que exige certo tempo para se manifestar. Se o carregamento é rápido, as deformações medidas são menores, então, o módulo de resiliência é maior.

c) Influência da umidade

A condição de umidade no subleito é um fator importante e que pode afetar o MR local. Essa umidade é dependente do clima da região em estudo, do equilíbrio entre a precipitação local e a evapotranspiração, das condições de drenagem e da permeabilidade do solo, sendo que quando há um aumento da saturação (umidade), ocorre à diminuição do MR. Um aumento no grau de saturação ou um aumento de umidade em relação à umidade ótima pode provocar uma redução do módulo resiliente, ou vice-versa. Da mesma forma se dá para o peso específico aparente seco, como visto anteriormente, onde para valores maiores do mesmo, maior será o módulo de resiliência (WERK, 2000).

Conforme Weber (2013) sabe-se que não são somente os estados de tensões que afetam o MR, mas também as variações ambientais, caracterizadas pela sucção. Essas variações ambientais, como precipitações pluviométricas, temperatura, vegetação e vento, alteram a umidade do subleito dos pavimentos, o que pode influenciar na magnitude da deformabilidade elástica dos materiais quanto à determinação do módulo de resiliência.

d) Intensidade da tensão desvio

Conforme Seed *et al* (1962) *apud* Werk (2000), a intensidade da tensão desvio aplicada em amostras de solo argiloso compactado influi frequentemente nas deformações elásticas. Para baixos níveis de tensão, o MR decresce rapidamente com o aumento da tensão desvio. Em um

pavimento, à medida que a profundidade da camada de solo aumenta ocorre um decréscimo progressivo da tensão desvio, e, assim, se o solo for completamente uniforme, o módulo de resiliência poderá de fato aumentar com a profundidade.

2.3.3 Modelos de Módulo de Resiliência

O módulo de resiliência não pode ser estimado a partir de um único valor e sim, de um comportamento que depende de diferentes variáveis. Para melhor visualizar seu comportamento, foram desenvolvidos diferentes modelos de previsão de desempenho para o módulo de resiliência.

Em geral, o módulo de resiliência é representado na forma de modelos constitutivos, como por exemplo, o modelo potencial em função da tensão desvio (σ_d) para solos coesivos ou o modelo potencial em função da tensão confinante para os solos granulares.

Segundo Medina e Motta (2015), através de ensaios triaxiais de cargas repetidas se verificam principalmente que a tensão confinante (σ_3), em camadas granulares, tem muito mais influencia no módulo resiliente que a tensão desvio. Neste tipo de material o MR depende principalmente da tensão confinante (σ_3), ou da soma das tensões principais θ ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$). Em solos granulares bem graduados, o comportamento resiliente é melhorado devido ao intertravamento dos grãos. Quanto maior a tensão confinante, maior será o módulo resiliente.

Desta forma, o modelo mais conhecido ($k - \sigma_3$) é representado pela Equação 2:

$$M_r = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \quad (2)$$

Onde:

M_r : Módulo de resiliência;

σ_3 : Tensão confinante;

k_1 e k_2 : Parâmetros do modelo.

Já o modelo que considera a soma das tensões principais é apresentado pela Equação 3:

$$M_r = K_1 \theta^{K_2} \quad (3)$$

Onde:

M_r : Módulo de resiliência;

θ : Somatório das tensões principais ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$);

k_1 e k_2 : Parâmetros do modelo.

Segundo Marmitt (2002), o modelo $k - \theta$ é o mais usado internacionalmente, por utilizar o somatório das tensões. No Brasil, o modelo $k - \sigma_3$ é o mais utilizado por apresentar um coeficiente de determinação (R^2) elevado.

Já para solos coesivos, a tensão desvio (σ_d) apresenta mais influência que a tensão confinante (σ_3). Desta maneira, o modelo ($k - \sigma_d$) geralmente é utilizado para a obtenção do módulo resiliente. Trata-se de um modelo simples, que utiliza apenas dois parâmetros, sendo apresentado na Equação 4.

$$MR = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \quad (4)$$

Onde:

M_r : Módulo de resiliência;

σ_d : Tensão desvio;

k_1 e k_2 : Parâmetros do modelo.

O modelo composto, apresentado na Equação 5, representa o módulo de resiliência em função de todas as tensões aplicadas, apresentando um comportamento único para qualquer tipo de solo ou material. Este modelo apresenta valores de R^2 elevado.

$$MR = k_1 \times \sigma_d^{k_2} \times \sigma_3^{k_3} \quad (5)$$

Onde:

M_r : Módulo de resiliência;

σ_d : Tensão desvio;

σ_3 : Tensão confinante;

k_1 , k_2 e k_3 : Parâmetros do modelo.

Existem outros modelos já consagrados que consideram parâmetros diferentes. A escolha do modelo a se utilizar pode variar de acordo com os parâmetros envolvidos e o tipo de material em análise.

2.3.4 Relação da variação de umidade no Módulo de Resiliência

O efeito indesejado da presença da umidade na diminuição das propriedades mecânicas de interesse da engenharia rodoviária não é preocupação recente dos engenheiros. Projetos e construções de pavimentos são elaborados com a intenção de evitar o contato danoso da água à estrutura do mesmo. Pode-se afirmar que a umidade e a temperatura são as duas variáveis que mais afetam as propriedades das camadas e do subleito e, conseqüentemente, a capacidade da estrutura de suportar o carregamento imposto pelo tráfego.

A água afeta todas as obras de terra, o que inclui os pavimentos asfálticos. Os pavimentos são altamente afetados pela chuva e pelo lençol freático, já que são estruturas lineares esbeltas e relativamente estreitas, que apesar de serem relativamente impermeáveis, por causa do revestimento, sofrem trincamento que permite a entrada de água (MOTTA, 1991).

Ainda segundo Motta (1991), nem sempre as camadas do pavimento possuem capacidade suficiente para drenar essas águas, que podem ser grandes fluxos dependendo da intensidade pluviométrica da região, podendo assim, a água ficar retida por grandes períodos no interior do pavimento. A solução mais viável economicamente para solucionar o problema seria drenar essa água através de camadas drenantes, ou seja, que a granulometria do material seja de graduação aberta. Outra solução para drenar essas águas seria dispor de sistemas de drenagem, que já devem ser considerados no projeto do pavimento.

De acordo com Rabab'ah (2007), proporcionar uma drenagem adequada para um sistema de pavimento é um elemento fundamental de projeto para evitar falhas prematuras devido à água, relacionadas a problemas como bombeamento, perda de suporte e ocorrência de falhas.

A drenagem rodoviária visa proteger o corpo estradal e a sua infraestrutura da ação danosa das águas para evitar inconvenientes, tais como a redução da capacidade de suporte do

subleito, as erosões de taludes de corte e aterro e o escorregamento de taludes. Dependendo do objetivo a que deva atender, a drenagem pode ser de transposição de talvegues, drenagem superficial, subsuperficial e profunda (RAMIRES, 2010)

Conforme Yoder e Witzack (1975), a umidade no subleito e nas camadas adjacentes é afetada por várias fontes de água, sendo:

- a) Fissuras no revestimento asfáltico;
- b) Revestimento permeável;
- c) Movimentos laterais através do acostamento;
- d) Movimento do lençol freático;
- e) Lençol freático elevado;
- f) Bordos do pavimento;
- g) Percolação de água.

Assim, conforme se verifica na Figura 6, a origem da umidade no pavimento pode ser superficial (chuvas), como internas (lençol freático).

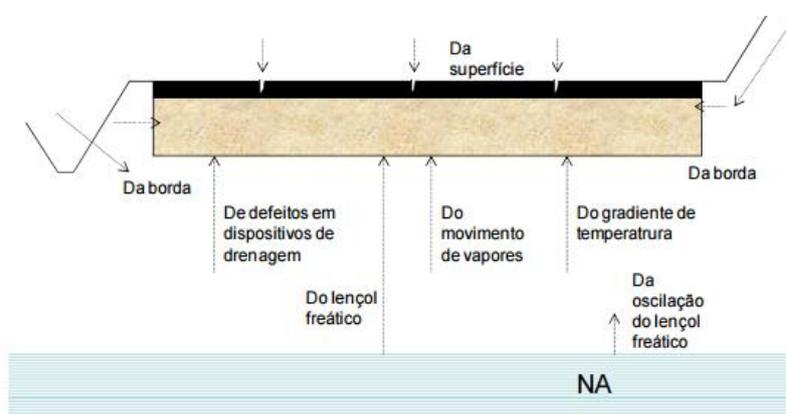


Figura 6: Possíveis acessos de água no pavimento (Silva, 2009)

O entendimento destas fontes de águas que entram no pavimento tem como objetivo fornecer informações essenciais para a adoção de uma solução eficaz, assim como a aplicação de técnicas mais próximas das condições encontradas em campo (CASAGRANDE, 2003).

Thornthwaite (1948) *apud* Motta (1991) propôs uma forma de se considerar o clima de uma região sobre a umidade do solo, através de um balanço hídrico da mesma, o Índice de Umidade (Im) – Thornthwaite Moisture Index (TMI). Medina e Motta (2015) mencionaram

que o Índice de Umidade (I_m) pode oscilar bastante em regiões com clima úmido e úmido-perúmidos onde o I_m varia de 20 a 100.

O solo quando está descoberto apresenta-se mais úmido durante o período de chuvas e mais seco durante a época de estiagem. Após a construção do pavimento, os teores de umidade das camadas do pavimento tendem a atingir e manter-se na umidade de equilíbrio. A umidade de equilíbrio resulta do equilíbrio dinâmico de fluxos de água que se estabelece entre o solo, o pavimento e o meio ambiente.

De acordo com Motta (1991), se todos os requisitos de drenagem em um pavimento forem satisfeitos, a análise estrutural do pavimento se faz considerando então a umidade de equilíbrio que cada camada atinge ao fim de certo tempo e eventuais mudanças durante o ano.

Em cada região existe uma tendência a uma umidade de equilíbrio que se mantém em cada camada e no subleito na maior parte do tempo de vida útil do pavimento, desde que as condições de fluxo de água para a estrutura permaneçam as mesmas.

Várias pesquisas realizadas no Brasil demonstraram que na maioria das estradas federais, a umidade de equilíbrio das camadas é próxima a umidade ótima e não se visualiza grandes variações sazonais (Medina, 1988 *apud* Motta, 1991). Porém este fator ocorre com maior intensidade na região Sudeste do país, como pode ser visualizado na Figura 7.

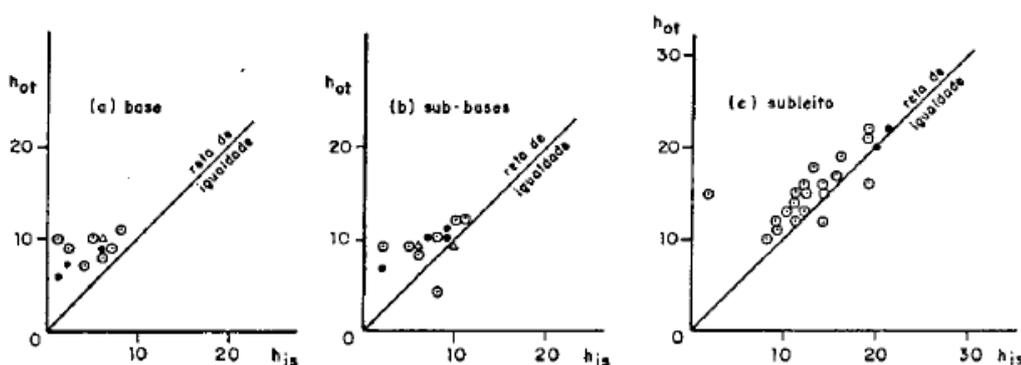


Figura 7: Comparação entre a umidade *in situ* e a umidade ótima (Medina, 1988 *apud* Motta, 1991).

Em contrapartida, a região Sul do Brasil apresenta períodos de chuvas mais intensas durante o inverno, o que resulta em uma saturação da camada de subleito e um distanciamento da umidade ótima e da umidade *in situ*.

A variação do lençol freático e da umidade nas camadas do pavimento faz com que o módulo resiliente destas varie continuamente, não sendo sempre o estipulado em projeto. É necessário ter bom senso no dimensionamento da rodovia e prever soluções de drenagem que impeçam a ruptura precoce das camadas do pavimento.

A precipitação age aumentando a umidade nas camadas inferiores do pavimento, significando uma variação no comportamento resiliente, fato que já não ocorre no revestimento asfáltico, onde a água atua apenas intemperizando os materiais (MOTTA, 1991).

Várias pesquisas vêm sendo realizadas no sentido de avaliar a influência da variação de umidade no módulo de resiliência. Os benefícios e a necessidade de um procedimento mecanístico para projeto de pavimentos foram reconhecidos desde a adoção do guia de dimensionamento da AASHTO. A partir daí verificou-se a necessidade de um procedimento que levasse em conta as alterações de cargas, veículos, materiais, características de projeto e efeitos climáticos no desempenho do pavimento.

Verifica-se isso a partir do NCHRP 1-37A (2004), no guia da AASHTO, o qual possui uma ferramenta de modelagem chamada EICM (*Enhanced Integrated Climatic Model*) que simula alterações no comportamento e características dos materiais do pavimento em conjunto com as condições climáticas ao longo de vários anos de operação.

Rabab'ah (2007) realizou ensaios de campo para avaliar quais fatores exerciam maior influência no desempenho do pavimento e comparou esses resultados com os obtidos pelo programa EICM. O autor avaliou os resultados obtidos com o *software* e comparou com as medições realizadas em campo para diferentes materiais nas rodovias de Ohio. Ele concluiu que os fatores ambientais, como temperatura, precipitação, profundidade do lençol freático e ciclos de gelo/degelo são os que exercem maior influência no desempenho do pavimento.

O mesmo autor apresenta que o *software* EICM mostrou boa capacidade de estimar o teor de umidade para os materiais de base e sub-base, porém para os materiais de subleito foi encontrada uma pequena variação entre os resultados do EICM e as medições em campo. Foi encontrada maior acurácia na previsão do teor de umidade quando se dividiu o subleito em subcamadas, cada uma das quais com suas propriedades obtidas de medição no campo, incluindo teor de umidade inicial e peso específico aparente seco máximo.

O NCHRP 1-37A (2004) afirma que quanto maior o teor de umidade menor é o módulo de resiliência dos materiais não tratados. Mas define a atuação da umidade de duas maneiras diferentes:

- Afetando o estado de tensões através da sucção, possibilitando que materiais grossos ou finos possuam um aumento de até 5 vezes no módulo com a secagem dos mesmos;
- Destruindo a cimentação entre as partículas do solo quando do degelo primaveril, criando vazios na matriz do material, afetando assim a estrutura do mesmo.

Segundo Silva (2009) e Ramires (2010), inúmeros autores, entre eles Sauer e Monismith (1968), Sweere (1990), Motta (1991), Dawson et al. (1996), Hornyh et al. (1998), Gonçalves (1999), Kolisoja et al. (2002), Heidinger (2003), Yang et al. (2005), Takeda (2006) e Rabab'ah (2007) constataram a conseqüente redução do módulo resiliente pelo aumento do teor de umidade. A resistência dos pavimentos vai depender do teor de umidade do subleito, o que torna necessário conhecer as alterações ocorridas e quais os fatores envolvidos.

Elliot e Thornton (1988) *apud* Silva (2009) relatam que a maioria dos solos finos tem seus módulos resilientes decrescentes com o aumento da umidade. Na Figura 8 são apresentadas as variações de deflexão de acordo com os meses do ano para um material de subleito argiloso.

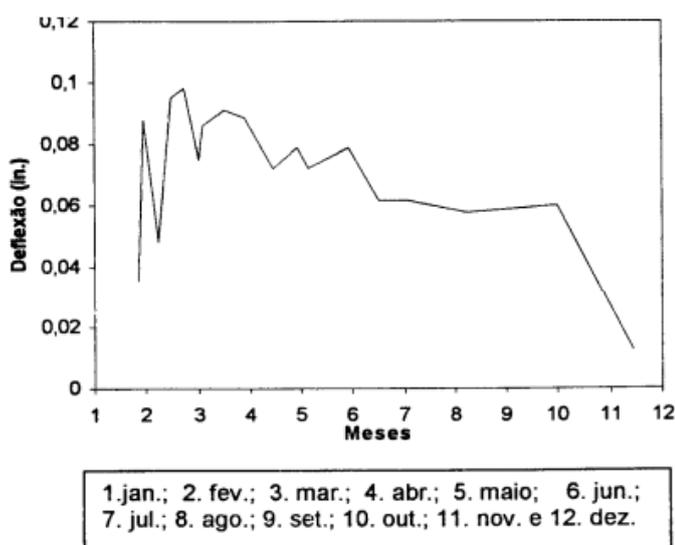


Figura 8: Deflexões medidas ao longo do ano para um material de subleito argiloso (Elliot e Thornton, 1988, *apud* Silva, 2009)

Os mesmos autores também realizaram ensaios triaxiais cíclicos em corpos-de-prova, compactados na umidade ótima, e em seguida submetidos a três teores de umidade por secagem e umedecimento por imersão: $W_{ót} - 2,4\%$, $W_{ót} + 3,1\%$ e na $W_{ót} + 5,6\%$ para uma determinada energia de compactação. A Figura 9 e Figura 10 mostram, respectivamente, as curvas das relações entre tensão desvio e módulo resiliente para os diversos teores de umidade, assim como a variação do módulo resiliente com o teor de umidade.

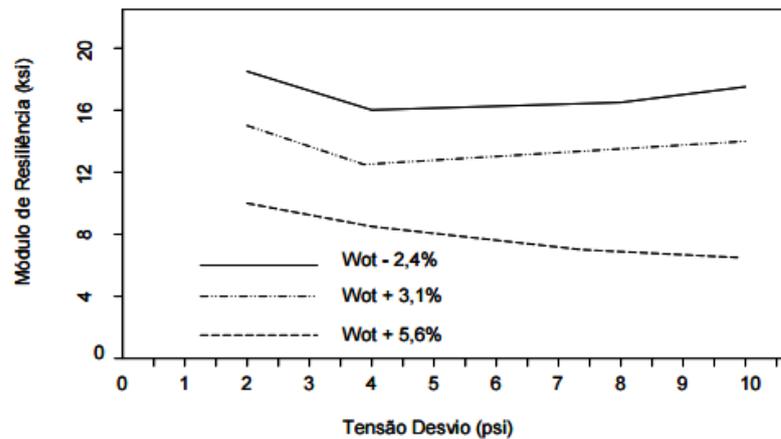


Figura 9: Módulo de resiliência de um solo argiloso para diversos teores de umidade (Elliot e Thornton, 1988, *apud* Silva, 2009)

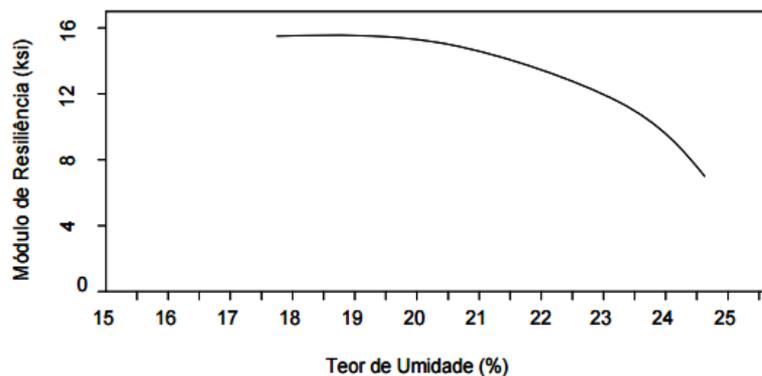


Figura 10: Módulo resiliente de um solo argiloso para diversos teores de umidade (Elliot e Thornton, 1988, *apud* Silva, 2009)

O efeito do teor de umidade no comportamento resiliente de solos argilosos foi estudado pela primeira vez no Brasil por Svenson (1980). O módulo de resiliência é o principal fator considerado nos métodos racionais ou mecanísticos de projetos de pavimentos.

Nos projetos de drenagem de pavimentos, as oscilações de nível de água são, frequentemente, inferidas a partir da intensidade de chuvas e do nível de equilíbrio do lençol freático. Contudo no Brasil ainda são poucos os estudos que relacionam as deflexões do pavimento com o nível de água efetivamente registrado no interior do pavimento, podendo-se citar o trabalho de Ramires (2010) que analisou este fator em pistas experimentais localizadas no LAPAV.

Além disso, outras pesquisas foram desenvolvidas no Brasil analisando a variação da umidade nas camadas de pavimentos e mostrando que o módulo resiliente varia continuamente, não sendo sempre aquele estipulado em projeto.

Weber (2013) analisou uma argila siltosa extraída próxima de Eldorado do Sul/RS através de ciclos de umedecimento e secagem. Concluiu-se que os corpos de prova moldados abaixo da umidade ótima apresentaram maior módulo de resiliência quando comparados aos moldados acima da umidade ótima.

Da mesma maneira, Parreira e Gonçalves (2000) estudaram o comportamento do módulo de resiliência para uma argila arenosa laterítica compactada na umidade ótima, variando o teor de umidade antes do ensaio. Verificou-se que ao ensaiar CPs (corpo de prova) 1% acima da umidade ótima, o módulo resiliente reduziu em 25%. A secagem de 2% de umidade resultou no aumento de 24% do módulo, e a secagem de 11,2% resultou em um aumento de 54%. Já a amostra seca que foi umedecida até a umidade ótima obteve uma redução de 55% no MR.

Ceratti *et al.* (2004) analisaram o comportamento do módulo de resiliência de um solo laterítico com a variação da umidade através de trajetórias de umedecimento e secagem com medição da sucção pela técnica do papel filtro. Foi constatado que o módulo é maior quando o solo era submetido à secagem e diminuía quando submetido a umedecimento.

Peraça (2007) também analisou o módulo resiliente de dois solos com umidades acima da ótima e abaixo da ótima. Ele concluiu que a elevação da umidade nos CPs acarretou em uma diminuição do módulo, assim como a diminuição da umidade levou a um aumento dos valores de módulos de resiliência.

3 METODOLOGIA

Este capítulo descreve as diferentes etapas seguidas para alcançar os objetivos propostos para esta pesquisa. Para isso, estão discriminados a seguir, os trechos que estão sendo monitorados pela UFRGS, o método de acompanhamento pós-execução dos trechos da BR-290/RS e os ensaios laboratoriais realizados para analisar o comportamento do solo do subleito da rodovia BR-290/RS frente à variação da umidade. Por fim, é apresentado como foram analisados os resultados obtidos com a pesquisa.

3.1 APRESENTAÇÃO DOS TRECHOS MONITORADOS

Atualmente o Projeto Rede Temática de Asfalto, em parceria com a UFRGS, conta com quatro trechos em diferentes fases de acompanhamento. Dos trechos que já estão incluídos no projeto, tem-se:

- a) Dois trechos em monitoramento na BR-290/RS (*Freeway*), sendo que o Trecho I tem sido monitorado durante seis anos e o Trecho II durante cinco anos.
- b) Dois trechos implantados e com três anos de monitoramento na BR-448/RS;

Estes quatro trechos apresentam períodos expressivos de monitoramento e em sua fase inicial fizeram parte do desenvolvimento da tese de doutorado de Mattos (2014) e Bock (2016).

Na pesquisa relatada nesta dissertação deu-se continuidade à análise de desempenho dos dois trechos da BR-290/RS com avaliações funcionais e estruturais. Também foi realizado um estudo do comportamento do subleito desta mesma rodovia, monitorando a profundidade do lençol freático e realizando ensaios laboratoriais com variação de umidade para verificar possíveis reduções na capacidade estrutural do solo de subleito.

3.1.1 Rodovia BR-290/RS – *Freeway*

Os primeiros trechos inseridos no Projeto Rede Temática do Asfalto estão situados na BR-290/RS entre as cidades de Osório e Porto Alegre, segmento conhecido como *Freeway*, sob concessão da TRIUNFO-CONCEPA. Tratam-se dos trechos, cujos resultados de

caracterização de materiais, acompanhamento da construção e dados de monitoramento pós-construção nos anos iniciais foram apresentados por Mattos (2014) em sua tese de doutorado “Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS: a implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul”.

Os trechos estão localizados entre o km 14+700 e km 14+400 (trecho I) e entre o km 5+500 e km 5+000 (trecho II) da terceira faixa da Pista Sul (sentido Porto Alegre – Osório). A localização aproximada dos trechos pode ser verificada na Figura 11.

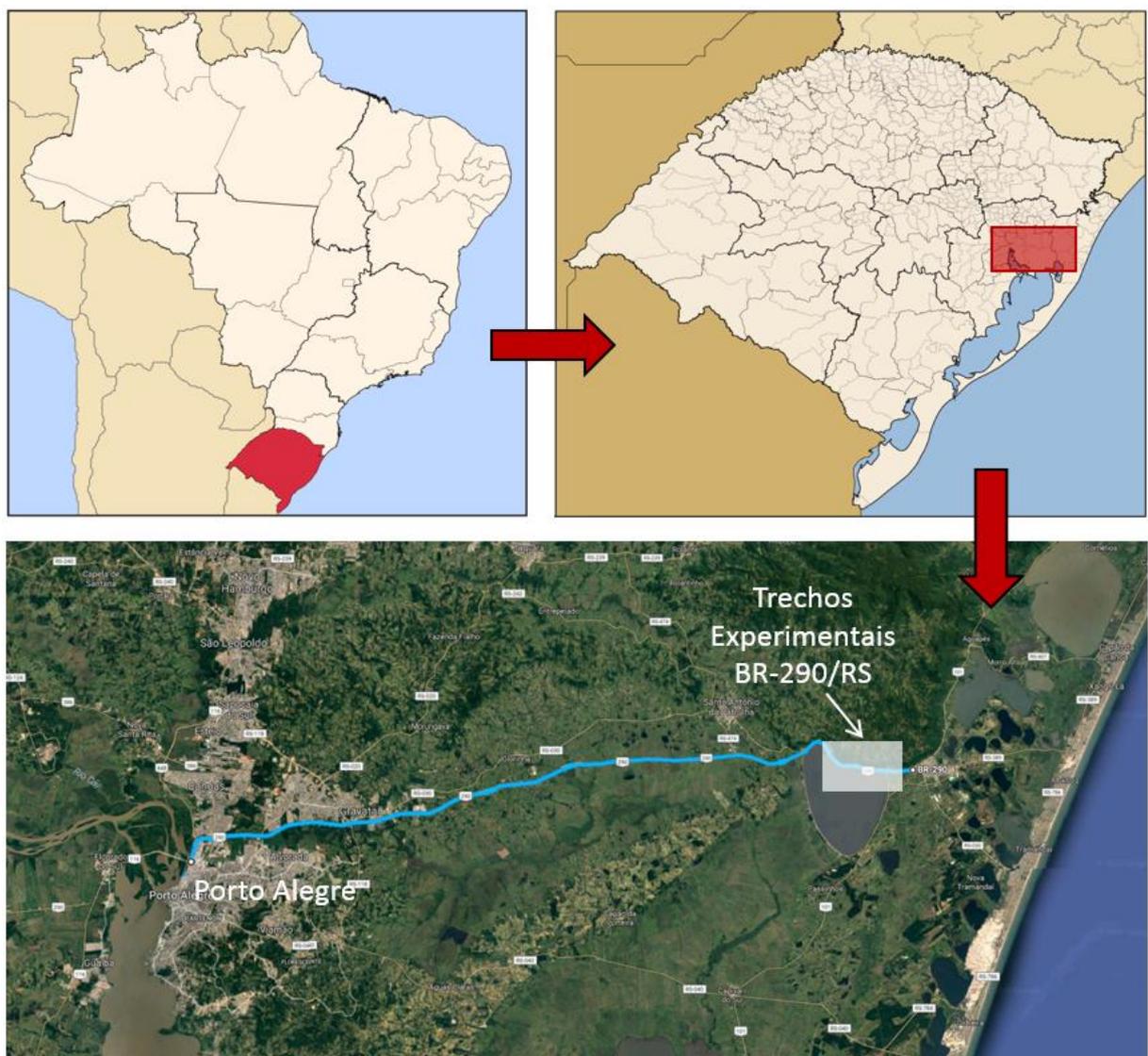


Figura 11: Localização dos trechos monitorados da BR-290/RS pela UFRGS

No trecho em estudo, a rodovia conta com três faixas de tráfego por sentido com largura de 3,75m cada. A largura do acostamento externo é de 3,00m, enquanto a largura do acostamento interno é de 2,00m. A representação esquemática da pista Sul é mostrada na Figura 12.

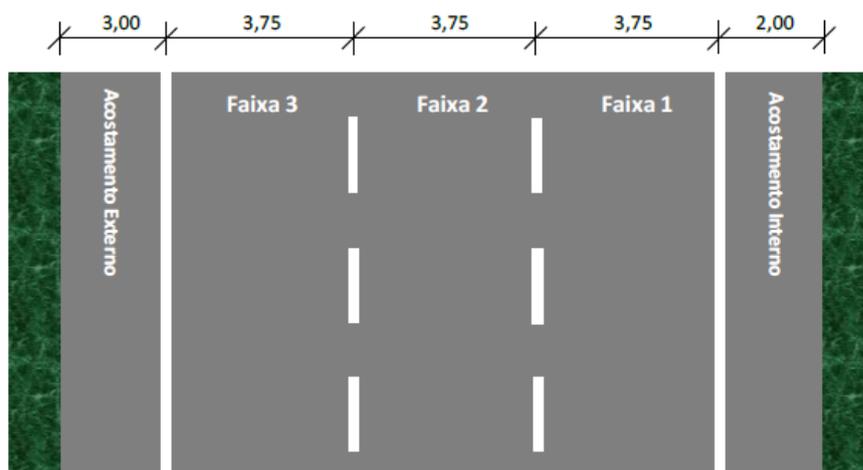


Figura 12: Layout da pista da BR-290/RS

Segundo Mattos (2014), a definição de onde ficariam os trechos monitorados levou em conta alguns aspectos, como evitar que o trecho ficasse em uma seção de terraplenagem de corte, minimizando problemas de drenagem, e que os trechos fossem próximos às praças de Pedágio, garantindo um maior controle do tráfego local. Também se optou por analisar somente a faixa externa, dentre as três faixas que compunham a rodovia, já que a mesma é mais solicitada por ser destinada a veículos de tráfego pesado.

Em relação à drenagem executada no local, o sistema de drenagem no trecho I consistiu em bueiros transversais de concreto para a passagem de água e drenos do tipo MacDrain, além de vala lateral. Já no trecho II, o sistema de drenagem consistiu em bueiros transversais de concreto, apenas.

A BR-290/RS apresenta uma estrutura típica do pavimento empregada na ampliação das pistas de rolamento no trecho Porto Alegre – Osório, consistindo em uma camada de 60 cm de espessura de areia usada como reforço do subleito, 30 cm de espessura de material originado do britador primário (macadame) aplicado como sub-base, 15 cm de base de brita graduada e 8 cm de revestimento com concreto asfáltico e com ligante polimerizado. A estrutura pode ser vista na Figura 13.



Figura 13: Estrutura típica do pavimento dos trechos experimentais da BR-290/RS (Bock, 2016)

A estrutura apresentada na Figura 13 corresponde ao trecho experimental I. A diferença entre os trechos I e II se dá quanto ao material empregado na camada de reforço, que ao invés de areia é composta por pedras, devido à proximidade a uma lagoa. O restante da estrutura possui a mesma composição.

Os materiais pétreos utilizados nas camadas de revestimento, base e sub-base são rochas basálticas extraídas de uma jazida próxima ao km 30+000 da mesma rodovia, no município de Santo Antônio da Patrulha. Já a areia utilizada, de origem litorânea, foi obtida de jazida localizada próxima a cidade de Osório.

O local da rodovia BR 290/RS (segmento Osório – Porto Alegre) no qual se construíram os trechos monitorados apresenta características sazonais em termos de volume de tráfego. Por se tratar de uma via de acesso ao Litoral do Estado, a rodovia apresenta intenso fluxo de veículos no verão e um volume bem menor de veículos nos meses de inverno. Entretanto, quando se considera apenas o tráfego comercial, a sazonalidade não é percebida.

Estima-se que o volume de tráfego atuante na rodovia para um período de projeto de 10 anos é de aproximadamente N_{DNIT} de $1,02 \times 10^8$ ou N_{AASHTO} de $3,74 \times 10^7$, considerando uma taxa de crescimento de 2% a.a. Esta estimativa de solicitação de tráfego foi apresentada por Bock (2016), com base em dados obtidos por Mattos (2014) e atualizações realizadas mensalmente durante os anos de 2013 a 2016.

As principais etapas de execução do pavimento descritas por Mattos (2014) estão apresentadas na Figura 14.



Figura 14: Principais etapas de execução dos trechos experimentais da BR-290/RS (Adaptado de Mattos, 2014)

3.2 MONITORAMENTO PÓS-EXECUÇÃO DOS TRECHOS

Conforme citado no item anterior, os trechos situados na BR-290/RS já foram monitorados por alguns anos, atividade que teve continuidade nesta pesquisa visando calibrar os modelos de desempenho e linhas de tendência propostas por Mattos (2014).

Neste item apresentam-se as principais atividades desenvolvidas para avaliação dos trechos monitorados. Esta avaliação consiste no acompanhamento sistemático da evolução de parâmetros de desempenho funcional e estrutural dos trechos implantados, tais como, acompanhamento de irregularidade longitudinal (IRI), macrotextura superficial (Mancha de Areia - HS), microtextura superficial (Pêndulo Britânico), afundamentos nas trilhas de roda (ATR), levantamento de defeitos e avaliação de deflexões do pavimento com emprego de Viga Benkelman.

Os monitoramentos aqui analisados ocorreram em julho e em novembro de 2016 na rodovia BR-290/RS. A seguir apresenta-se uma breve descrição de cada ensaio realizado.

3.2.1 Avaliação estrutural – Deflexões Viga Benkelman

Deflexão é um deslocamento recuperável medido na superfície do pavimento, originada pelas cargas de tráfego. No Brasil, os equipamentos mais utilizados no levantamento de deflexões são a Viga Benkelman, o Deflectógrafo Digital e o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Nesta pesquisa se utilizou a Viga Benkelman nos levantamentos realizados na BR-290/RS.

A escolha do uso deste equipamento ocorreu em virtude da disponibilidade no início dos levantamentos e por questão de custos. Os levantamentos subsequentes deveriam necessariamente utilizar o mesmo equipamento. A medida de deflexões ocorreu de 20 em 20 metros, alternando entre as duas trilhas de roda.

O Ensaio com a Viga Benkelman é normatizado pela DNER-ME 024/94 (DNER, 1994c) e sua aferição é feita pela norma DNER-PRO 175/94 (DNER, 1994a). Durante os levantamentos de deflexões foram medidas as temperaturas da superfície do pavimento, em intervalos de tempo não superiores há 15 minutos, cuidando-se para que as leituras fossem feitas próximas às rodas traseiras do caminhão. A execução do ensaio pode ser vista na Figura 15.



Figura 15: Avaliação estrutural dos trechos monitorados com Viga Benkelman

Como o asfalto é um material viscoelástico sensível à temperatura, torna-se necessário aplicar um fator de correção para as medidas de deflexão realizadas com temperatura diferente a 25°C. Desta maneira, na Figura 16 apresentam-se os fatores de correção em função da

temperatura e da espessura do revestimento asfáltico que foram utilizados para corrigir a deflexão média obtida nos Trechos I e II.

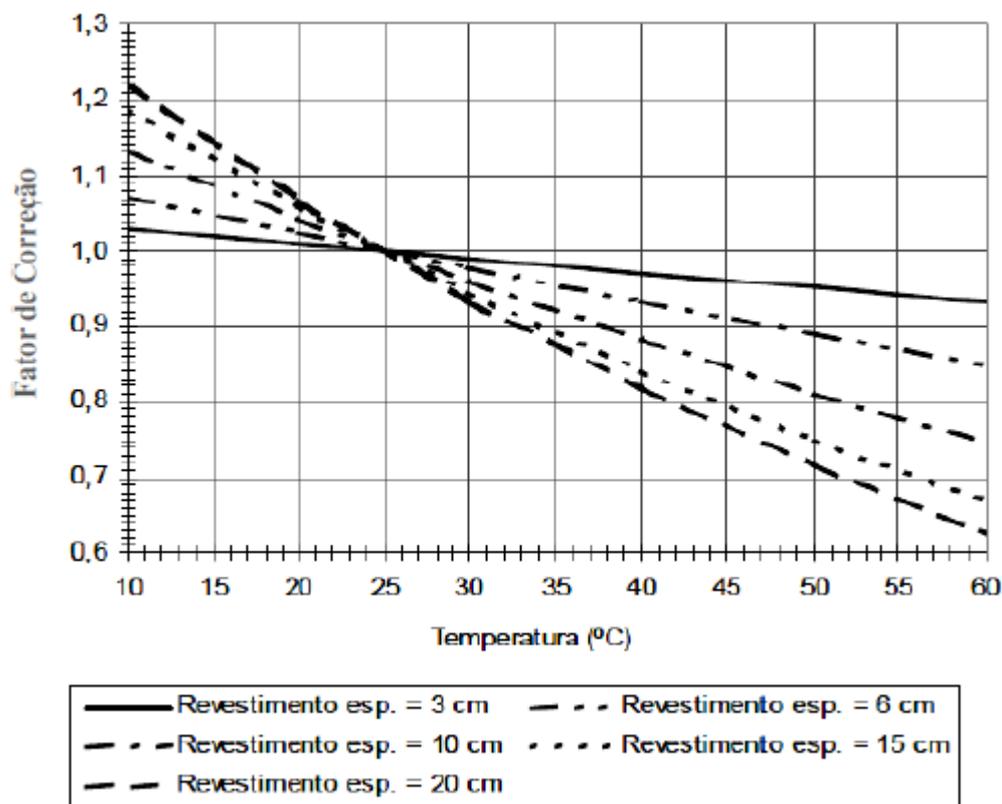


Figura 16: Fator de correção da deflexão em função da temperatura do revestimento asfáltico (DER/SP, 2006)

3.2.2 Avaliação da Irregularidade Longitudinal

A Irregularidade Longitudinal de um pavimento é o desvio da superfície da rodovia com relação a um plano de referência, que pode afetar a dinâmica dos veículos, as cargas dinâmicas sobre a via e a qualidade de rolamento (DNER, 1994b). As condições de conforto são avaliadas através da medição da irregularidade associada à via.

O termo longitudinal se deve ao fato de as medidas serem realizadas paralelas ao eixo longitudinal da rodovia, ou seja, no mesmo sentido em que os veículos trafegam. Ela também pode ser medida transversalmente ao eixo, medindo os afundamentos nas trilhas de roda.

Historicamente, a medida de irregularidade no Brasil era dada pelo *Quarter-car Index* (QI), porém, atualmente, há uma tendência de se adotar o *International Roughness Index* (IRI). Em grande parte, esta mudança se deve ao fato do QI não ser um índice utilizado nos países

desenvolvidos, impossibilitando, assim, comparações diretas entre situações de malhas rodoviárias estrangeiras (BARELLA, 2008).

Para dar continuidade ao monitoramento dos trechos utilizou-se o equipamento AMAC (Equipamento Multifuncional de Inspeção de Pavimentos) no mês de junho e o Perfilômetro a *laser* no mês de novembro para medir a irregularidade dos trechos. A escolha do equipamento se deu em razão da disponibilidade do mesmo no período necessário para a realização do levantamento.

A leitura do IRI é feita a partir da medição de ambas as trilhas de roda do perfil longitudinal por sensores *laser* instalados na parte traseira (AMAC) ou instalados na parte frontal do veículo (Perfilômetro a *laser*), conforme a Figura 17. Além destes sensores, o equipamento é composto por acelerômetros e um sensor de movimento inercial.



Figura 17: Equipamentos que realizam medições de irregularidade

3.2.3 Afundamentos nas trilhas de roda (ATR)

Os afundamentos nas trilhas de rodas (ATR) são deformações permanentes que ocorrem no pavimento deixando como consequência sulcos onde passam os pneus dos veículos. Estas deformações podem ser causadas pela consolidação inicial relativo ao grau de compactação das camadas granulares, por deformações estruturais e deformações plásticas.

Os ATR podem ser medidos pelo procedimento referente à norma DNIT 006/2003-PRO (DNIT, 2003a), que determina a utilização de treliça de alumínio, padronizada, com 1,20 m de comprimento na base e dotada de uma régua móvel instalada em seu ponto médio. Esta régua permite medir, em milímetros, as flechas de trilha de roda.

As deformações permanentes, em milímetros, foram medidas nas trilhas de roda interna (TRI) e na trilha externa (TRE) em cada estaca dos trechos monitorados correspondente ao ponto de máxima depressão, sob o centro da régua de 1,20m. A imagem da Figura 18 demonstra a realização do ensaio.

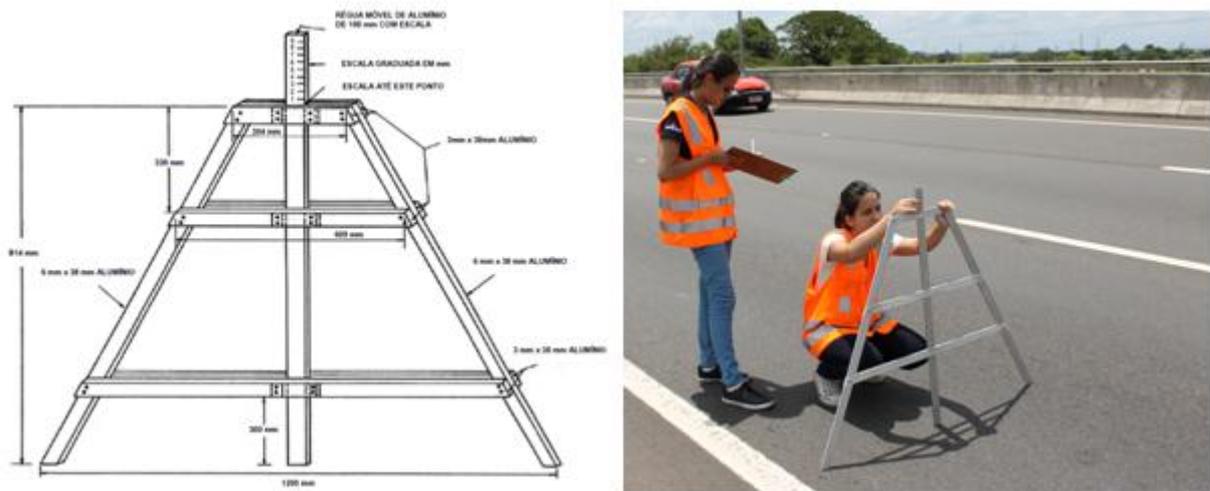


Figura 18: Ensaio para medida de Afundamento de Trilha de Roda (ATR)

3.2.4 Determinação da Macrotextura Superficial

Para a avaliação da macrotextura, o ensaio de Mancha de Areia é bastante difundido. Este ensaio foi desenvolvido e regulamentado pelos franceses na norma *Rugosité Géométrique des Revêtements Routiers – Mésures de La Profondeur au Sable* em 1971 e permite a determinação da macrotextura do pavimento através da altura da mancha de areia, ou em francês, *Hauter au Sable* (HS).

O ensaio de mancha de areia consiste em espalhar um determinado volume de areia calibrada fina sobre a superfície do pavimento, utilizando um disco com base de borracha. Espalha-se gradualmente a areia em movimentos circulares até não se conseguir aumentar mais a mancha de areia. Mede-se o diâmetro da mancha em quatro direções e calcula-se o diâmetro médio da mancha. A obtenção da altura média da mancha de areia é obtida através da Equação 6:

$$HS = \frac{V \times 4}{D_m^2 \times \pi} \quad (6)$$

Onde:

HS: altura média da mancha de areia (mm);

V: volume de areia (25.000 mm³);

D_m : diâmetro médio da mancha (mm).

Para a rodovia analisada, o ensaio de mancha de areia foi realizado na trilha de roda externa com espaçamento de 20 metros. Na Figura 19, pode-se observar a execução do ensaio de Mancha de Areia e os aparatos utilizados.

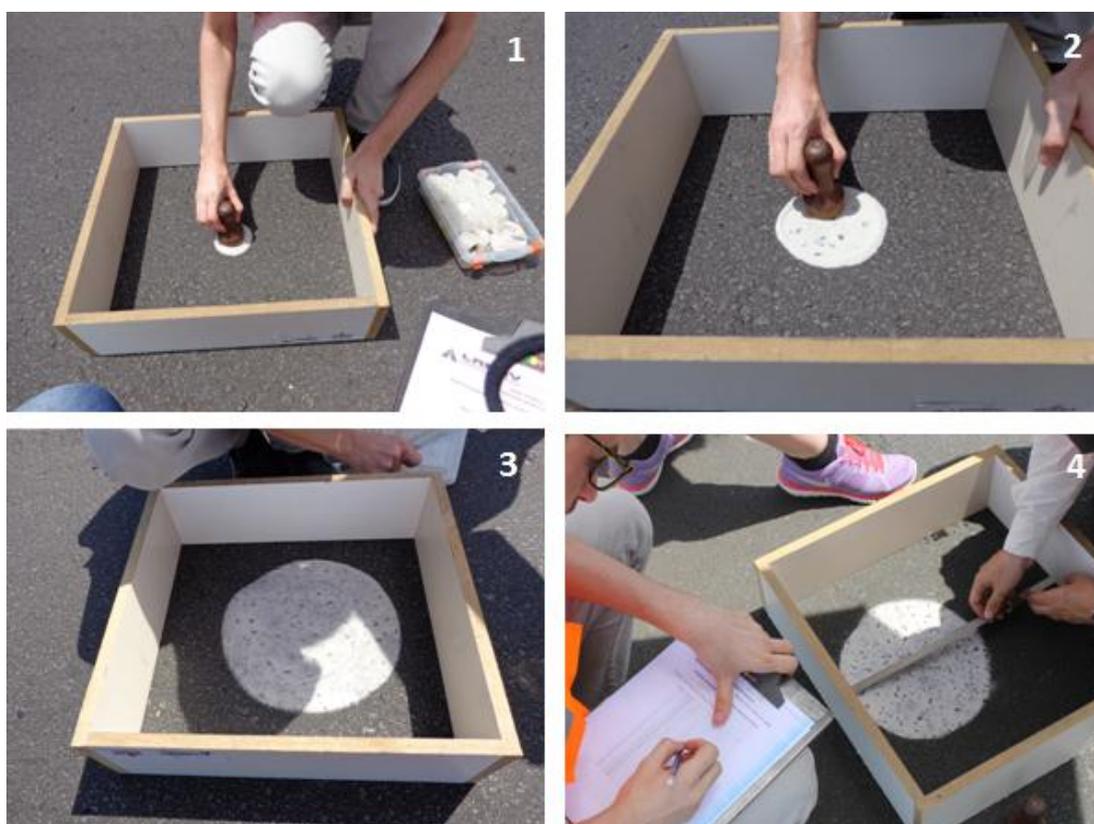


Figura 19: Ensaio para determinação de Macrotextura - Mancha de Areia

A classificação da macrotextura de uma superfície também está especificada no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006b) e seus limites são definidos em função da altura média da mancha de areia (HS), onde é aconselhado que a mesma varie entre $0,6 \text{ mm} < \text{HS} < 1,2 \text{ mm}$, ou seja, as superfícies devem apresentar textura média a grossa. A classificação é apresentada na Tabela 4.

Tabela 4 - Classificação da macrotextura pelo ensaio de Mancha de Areia

Classificação	Limites de HS
Muito Fina	< 0,20
Fina	0,21 – 0,40
Média	0,41 – 0,80
Grossa	0,81 – 1,20
Muito Grossa	> 1,20

(Fonte: DNIT, 2006b)

3.2.5 Determinação da Microtextura Superficial

O equipamento mais utilizado para a verificação da microtextura em pavimentos é o Pêndulo Britânico (Figura 20). Este equipamento simula a passagem do pneu de um veículo com baixa velocidade sobre um pavimento molhado. Seu princípio de funcionamento é a perda de energia de um pêndulo com base emborrachada ao deslizar sobre o pavimento. Desta forma o equipamento determina a resistência à derrapagem na superfície, sendo o valor de atrito medido expresso em BPN (*British Pendulum Number*) ou em português, VRD (Valor de Resistência a Derrapagem).

A medição do valor de atrito representativo do local ensaiado é obtido realizando-se cinco lançamentos da sapata contra o pavimento. Os ensaios de microtextura com o Pêndulo Britânico foram realizados na trilha de roda externa com espaçamento de 20 metros.

O método de ensaio para a medição da microtextura com o Pêndulo Britânico está especificado pela ASTM E 303-08 “*Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester*” e as faixas de classificação da microtextura obtida estão especificadas no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006b).

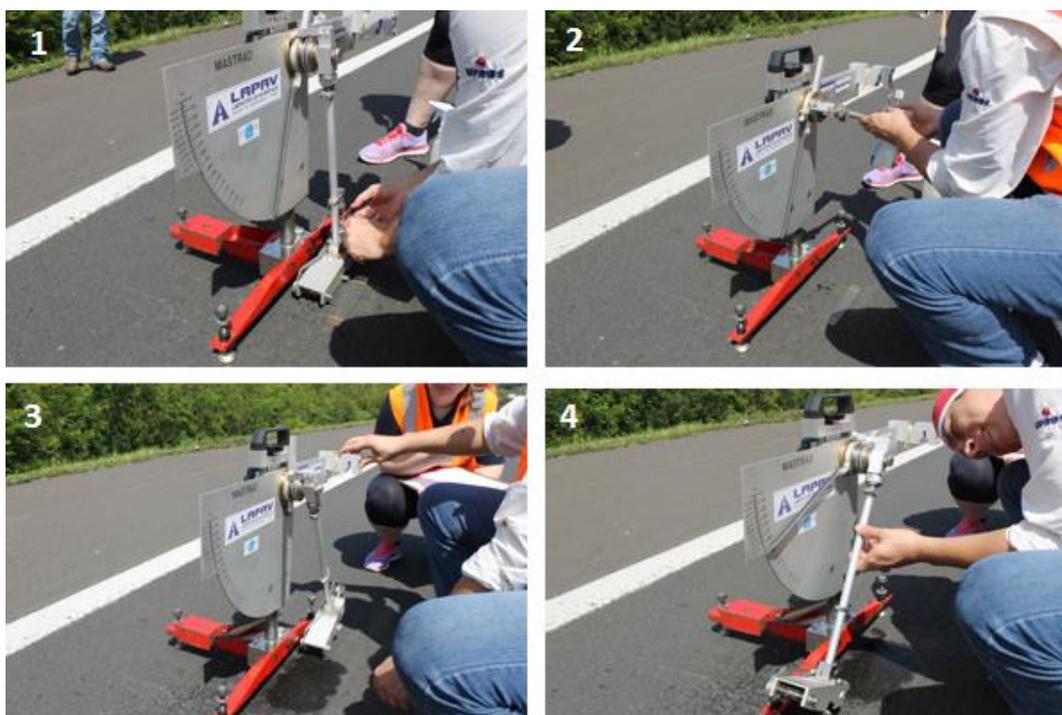


Figura 20: Ensaio para determinação de Microtextura - Pêndulo Britânico

A microtextura de uma superfície pode ser classificada em função do VRD obtido no ensaio e classificada conforme a Tabela 5.

Tabela 5 - Classes de microtextura pelo método do Pêndulo Britânico

Classificação	Limites de VRD
Perigosa	< 25
Muito Lisa	25 – 31
Lisa	32 – 39
Insuficientemente Rugosa	40 – 46
Medianamente Rugosa	47 – 54
Rugosa	55 – 75
Muito Rugosa	> 75

(Fonte: DNIT, 2006b)

O Manual do DNIT recomenda valores de VRD ≥ 55 , ou seja, as superfícies devem apresentar características rugosa a muito rugosa.

3.2.6 Levantamento de defeitos

O levantamento de defeitos na rodovia BR-290/RS seguiu os padrões de identificação e interpretação das degradações estabelecidas pela norma 005/2003 - PRO (DNIT, 2003c). Realizou-se uma avaliação objetiva da superfície do pavimento, para inventário e classificação de ocorrências aparentes e deformações permanentes nas trilhas de roda, conforme apresentado pela norma 006/2003- PRO (DNIT, 2003a). A avaliação objetiva realizada fixou o Índice de Gravidade Global (IGG), o qual estabelece conceitos de degradação do pavimento com base em cálculos de frequências absolutas e relativas das ocorrências inventariadas.

O Índice de Gravidade Global é um valor numérico obtido por meio da avaliação de defeitos na superfície de pavimentos flexíveis, que visa refletir o estado do pavimento. A classificação se dá conforme os conceitos apresentados na Tabela 6.

Tabela 6: Conceitos de degradação do pavimento em função do IGG

Conceito	Limites de IGG
Ótimo	$0 < \text{IGG} \leq 20$
Bom	$20 < \text{IGG} \leq 40$
Regular	$40 < \text{IGG} \leq 80$
Ruim	$80 < \text{IGG} \leq 160$
Péssimo	$\text{IGG} > 160$

Este levantamento tem o objetivo de analisar a condição de superfície dos pavimentos de maneira detalhada, sendo realizado por pesquisadores e bolsistas que locam e caracterizam os defeitos existentes no pavimento, determinando as áreas com presença de manifestações de mecanismos de degradação.

3.2.7 Avaliação da variação do lençol freático na BR-290/RS

Os trechos monitorados pela Rede Temática de Asfalto na rodovia BR-290/RS se localizam próximo a Lagoa dos Barros. Por estarem próximos a lagoa, foi instalado um medidor de nível de água no trecho I, de modo a avaliar mensalmente a variação do lençol freático no local, podendo verificar se este influi no comportamento do pavimento. O medidor de NA foi instalado no km 14+630, podendo-se identificar sua localização na Figura 21, onde também é

apresentado à distância do tubo à rodovia. Não foi instalado outro medidor no trecho II visto que a lagoa dos Barros se localiza ao lado da rodovia neste trecho, o que torna inviável e desnecessário, pois o NA medido seria o mesmo da lagoa.



Figura 21: Local de instalação do medidor de NA no km 14+630

No local onde foi instalado o medidor, o sistema de drenagem utilizado na concepção do trecho foram drenos do tipo MacDrain, além da vala lateral. Há uma distância de 30 metros do ponto de instalação do medidor, se verificou bueiros transversais de concreto para a passagem de água.

3.2.7.1 Confeção do medidor de nível de água

O medidor de NA foi instalado próximo ao acostamento da rodovia, a uma distância de 3 metros. Ele consiste em um tubo de PVC com 32 mm de diâmetro e 2,4 metros de comprimento, sendo que na extremidade inferior do tubo foi fixada uma tampa de PVC e foram feitos furos com furadeira a cada dois centímetros, em um segmento de 1,8 metros. O trecho ranhurado foi envolto por três camadas de geotêxtil (material filtrante). A Figura 22 apresenta o corte esquemático do medidor de nível de água utilizado.

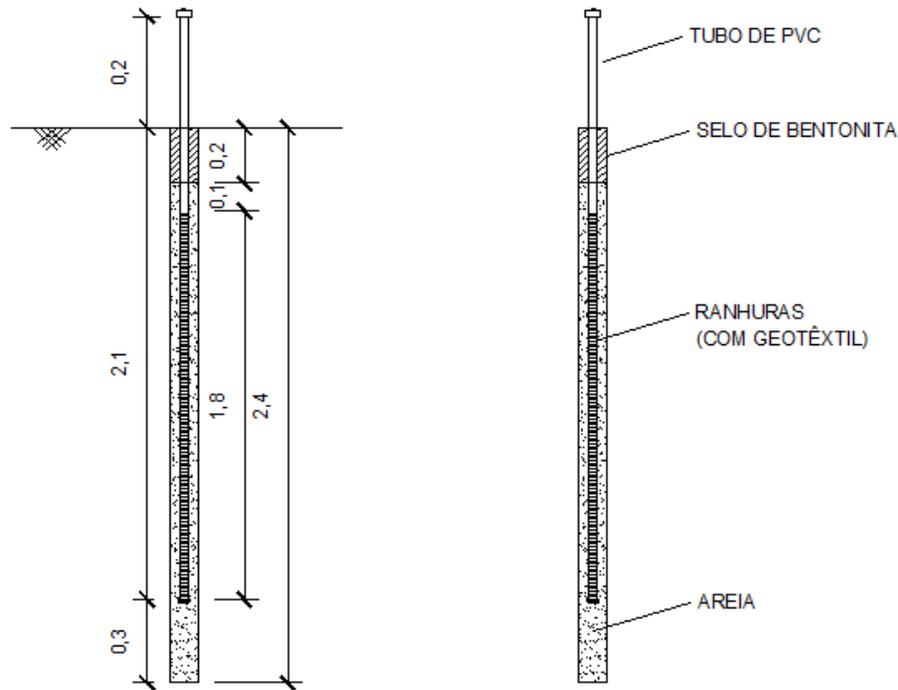


Figura 22 - Corte esquemático do medidor de NA utilizado na presente pesquisa

Os materiais utilizados para confeccionar o medidor de NA instalado no trecho I estão apresentados na Figura 23, que são a trena, luva de 32 mm, tampão de 32 mm, geotêxtil de 300 cm x 40 cm, furadeira com broca de 4,25 mm, cola para tubo PVC e o tubo de 2,40 metros.



Figura 23: Materiais utilizados para confeccionar o medidor de NA

3.2.7.2 Instalação do medidor de nível de água

A instalação do medidor de NA foi realizada no dia 11 de agosto de 2016. A perfuração foi realizada inicialmente com um trado mecanizado e após 50 centímetros de profundidade, se utilizou o trado manual, já que o solo apresentava elevada umidade (Figura 24). A profundidade máxima do furo foi de 2,40 metros e o nível d'água foi encontrado antes do término da perfuração. Ao concluir, realizou-se a limpeza do furo e se colocou uma camada de 30 cm de areia média para regularizar o fundo.



Figura 24: Realização do furo para instalação do medidor de nível d'água

Foi introduzida a ponta do medidor de NA sobre a areia e no centro do furo. O espaço entre o tubo de PVC e a parede do furo foi preenchida com areia média (limpa) até que se ultrapassem as ranhuras feitas no tubo em 30 cm. Próximo à superfície foi executado um selo de bentonita em pó e água, sendo esta realizada em etapas, permitindo a expansão até o selo atingir a superfície (Figura 25). Ao longo de todo o furo, a areia utilizada para o preenchimento foi compactada com o auxílio de uma haste para reduzir os vazios.

A medição do NA foi realizada mensalmente com uma régua tripartida.



Figura 25: Preenchimento do restante do furo com areia e selamento com bentonita e água

3.2.8 Avaliação da precipitação mensal

A umidade no interior do pavimento pode ter diversas origens, como infiltração através de fissuras superficiais no revestimento, elevação do lençol freático e fluxo lateral nos taludes de corte ou acostamentos da rodovia, por exemplo. Nos projetos de drenagem de pavimentos, as oscilações de nível de água são, frequentemente, inferidas a partir da intensidade de chuvas e do nível de equilíbrio do lençol freático. Desta forma, torna-se importante avaliar a precipitação de chuvas no local para poder compreender se as camadas do pavimento estão sofrendo com a ação da água.

A umidade do solo pode ser obtida através da avaliação do balanço hídrico da região, comparando as condições de precipitação, evapotranspiração e a capacidade de armazenamento de água no solo. Esta comparação foi proposta por Thornthwaite (1948 *apud* Motta, 1991) e pode ser obtida através da Equação 7.

$$w = c + P - ET \quad (7)$$

Onde:

w é a umidade do solo em campo;

c é a capacidade do solo reter água em campo;

P é a precipitação pluviométrica; e

ET é a evapotranspiração.

Como existe certa dificuldade em se estimar ET e c, definiu-se uma grandeza chamada de Evapotranspiração Potencial (ETP) como a quantidade de água que pode retornar à atmosfera na forma de vapor, considerando que o solo e a vegetação possuem suprimento ilimitado de água. Então, uma diferença positiva entre P e ETP (superávit de água), indica que essa água será utilizada para reabastecer o solo até sua capacidade máxima de armazenamento e o restante é o chamado excedente de água (EXC), que será percolada no solo. Caso contrário, quando a diferença entre P e ETP for negativa (déficit de água) o solo vai apresentar uma situação seca.

A disponibilidade total de água para drenar no pavimento durante o ano pode ser calculada pelo Índice de Umidade de Thornthwaite (TMI), através da Equação 8.

$$TMI = \frac{EXC - 0,6 \times DEF}{ETP} \times 100 \quad (8)$$

Onde:

TMI é o índice de umidade Thornthwaite;

EXC é o excedente de precipitação; e

DEF é a deficiência de precipitação.

A classificação com base no TMI apresenta-se na Tabela 7, definindo-se os seguintes climas:

Tabela 7: Classes de umidade de solo com base no TMI

Classificação	Limites de TMI
Permanente Úmido	≥ 100
Úmido	20 – 99
Seco	0 – 19
Semi-árido	< 0

No Brasil, somente a região nordeste apresenta concentração de TMI < 0 , caracterizando região semi-árida ou seca. As regiões centro-oeste e leste são sazonalmente secas e as regiões norte e sul são úmidas.

3.2.9 Procedimento de análise dos dados coletados em campo

Após a realização dos levantamentos em campo (julho e novembro/2016) e com todos os dados reunidos, foram calibradas as linhas de tendência existentes, apresentadas no trabalho de Mattos (2014). Foram calibrados os modelos de irregularidade longitudinal, ATR, deflexão, macrotextura e microtextura.

Os modelos para previsão de desempenho correlacionam a variável do levantamento (irregularidade, ATR, etc), com o número equivalente de solicitações de tráfego (N_{acum}). Para auxiliar nas análises estatísticas foram utilizadas ferramentas adequadas do Microsoft Office Excel. A validade dos modelos propostos foi analisada quanto ao coeficiente de determinação (R^2).

Além da calibração dos modelos de desempenho foi realizada a comparação com modelos já existentes apresentados na revisão bibliográfica do presente trabalho.

O medidor de NA instalado na BR-290/RS, permitiu analisar a influência do nível de água na deformabilidade dos materiais que constituem o pavimento, notadamente o solo de subleito. Inicialmente se associou a deflexão obtida no topo do pavimento com a leitura feita do NA no mesmo dia e após se compararam estes dados com simulações realizadas no *Software Everstress 5.0*, utilizando os módulos de resiliência obtidos em laboratório.

3.3 ANÁLISES REALIZADAS NO SUBLEITO DA BR-290/RS

Os trechos monitorados na rodovia BR-290/RS (*Freeway*) se localizam próximo a Lagoa dos Barros, o que interferiu no projeto da estrutura que foi adotada. A implantação de uma rodovia próxima a cursos de água deve levar em consideração a drenagem subterrânea, de modo a facilitá-la e impedindo que esta excessiva umidade possa influenciar no desempenho do pavimento. Desta maneira, além de realizar o monitoramento estrutural e funcional da referida rodovia e avaliar a variação do lençol freático abaixo da mesma, se propôs o estudo do solo encontrado no local, analisando seu comportamento resiliente frente a ciclos de secagem e umedecimento.

3.3.1 Localização do ponto de extração do material

O solo do subleito foi coletado junto ao Trecho I da rodovia, mais precisamente na estaca km 14+630, local onde foi instalado o medidor de nível de água. A Figura 26 apresenta a localização do ponto de extração do material.

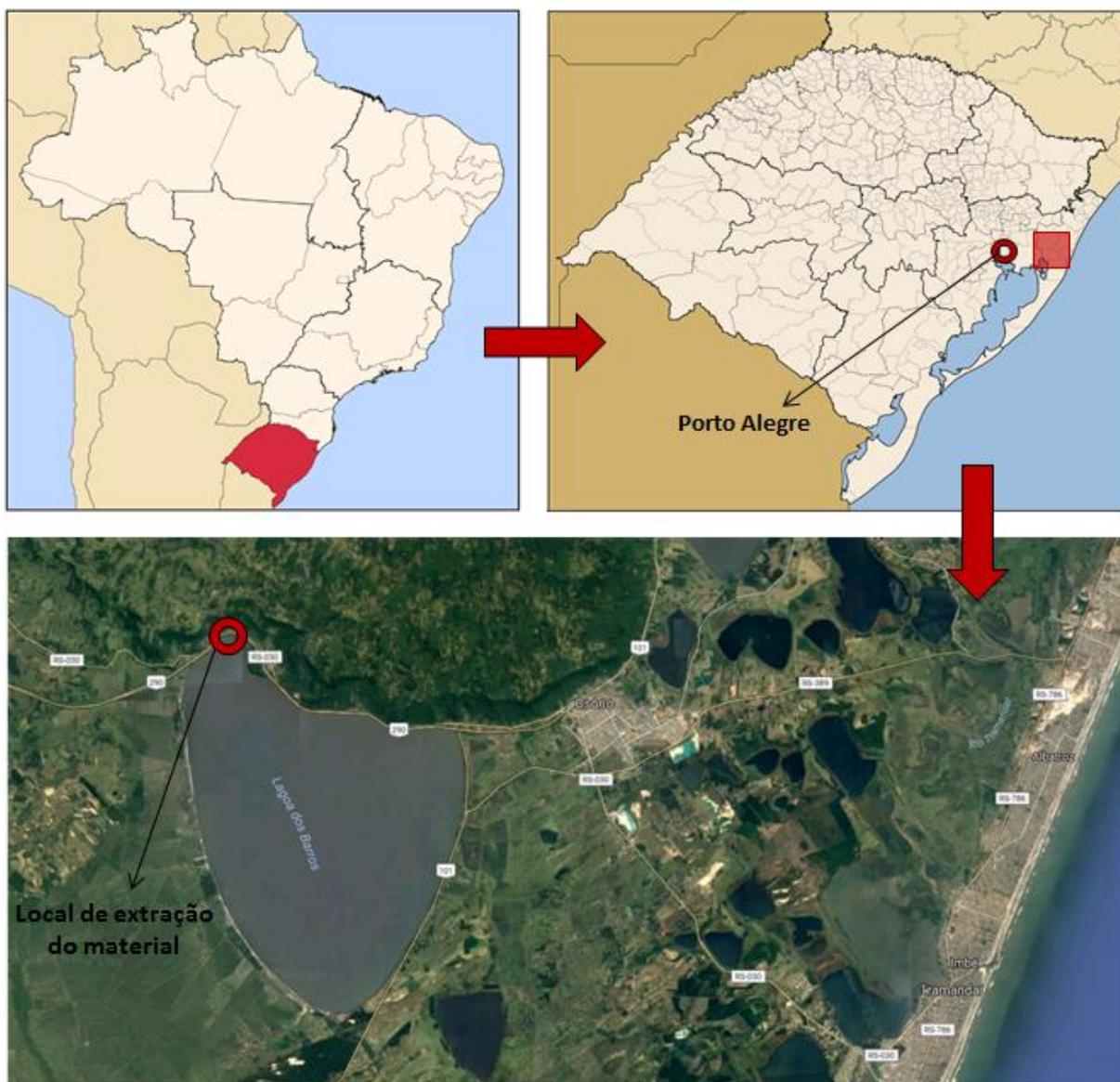


Figura 26: Local de extração do material na BR-290/RS – km 14+630

Para a caracterização deste material foram realizados ensaios, apresentados a seguir.

3.3.2 Caracterização do material do subleito da BR-290/RS

Inicialmente foi realizado o ensaio de granulometria por peneiramento e por sedimentação com defloculante conforme descrito na NBR 7181 (ABNT, 1984). A Figura 27 apresenta a distribuição granulométrica do solo.

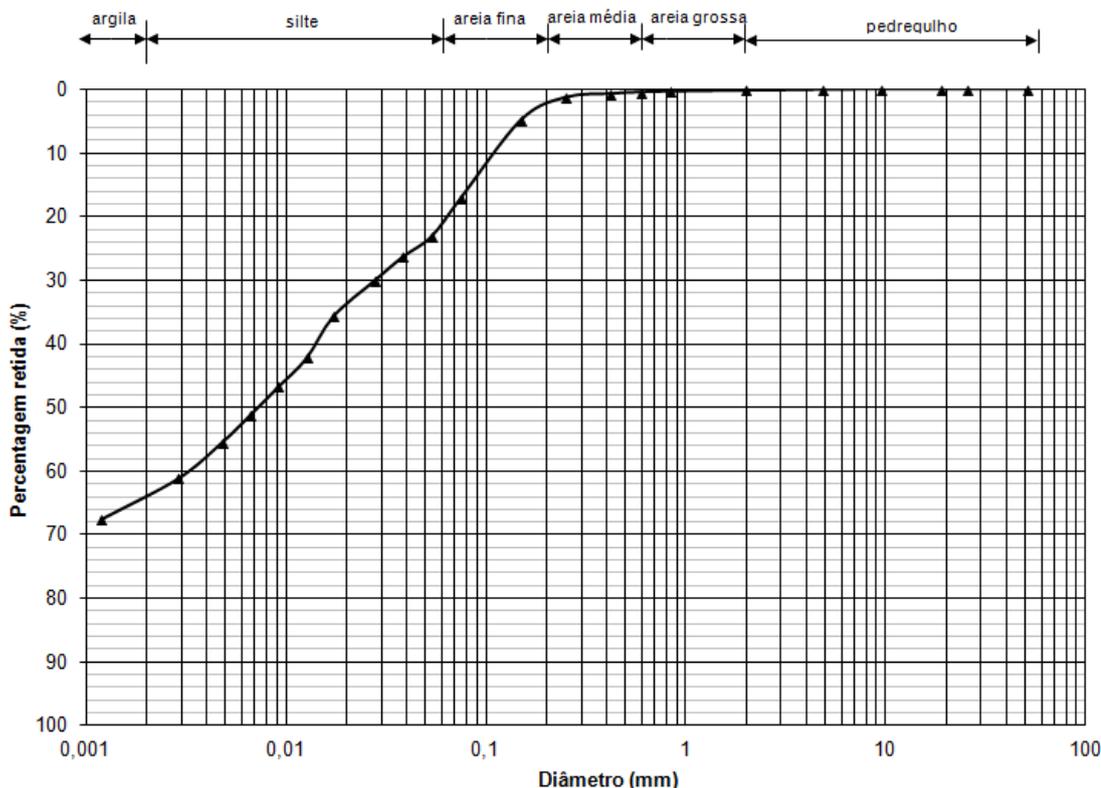


Figura 27: Curva granulométrica do solo estudado

A curva granulométrica apresenta areia média e fina em sua composição, porém possui maior predominância de silte e argila, que totalizam 43% e 36%, respectivamente.

Também foram realizados os ensaios de limites de Atterberg, seguindo o procedimento prescrito nas normas NBR 6459 (ABNT, 1984) e NBR 7180 (ABNT, 1988). Os resultados apresentaram Limite de Liquidez (LL) de 53% e Limite de Plasticidade (LP) de 36%, com Índice de Plasticidade (IP) de 17%. Com esses dados, no Gráfico da Plasticidade do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) o solo está ligeiramente abaixo da Linha A, situando-se no grupo dos solos siltosos de alta compressibilidade (MH). Para o sistema de classificação da *Highway Research Board* (HRB), o solo é classificado como A-7-5, com moderado IP em relação ao LL.

O ensaio de compactação foi realizado seguindo o ensaio NBR 7182 (ABNT, 1986), obtendo-se como resultado, valores de massa específica aparente seca máxima (γ_d) e teor de umidade ótimo ($\omega_{ót}$) do material.

A umidade ótima encontrada foi de 20% e a massa específica aparente seca máxima de 12,95 KN/m³ na energia Proctor Normal. A Figura 28 apresenta a curva de compactação e as curvas de saturação utilizando uma massa específica real dos grãos de 2,633 g/cm³ obtido através de ensaio apresentado na NBR 6508 (ABNT, 1984).

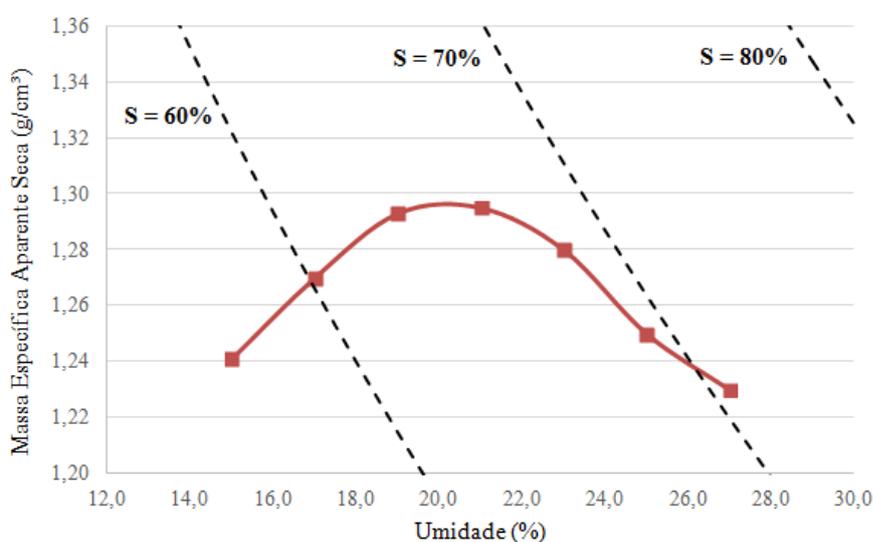


Figura 28: Curva de compactação

Percebe-se que a curva de saturação de 100% ficou muito distante do ramo úmido, fato que pode ser explicado por haver muitos vazios no material mesmo após a compactação e por o mesmo ser bastante poroso.

3.3.3 Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas

3.3.3.1 Descrição do equipamento

O equipamento triaxial utilizado para a execução de ensaios triaxiais de módulo de resiliência é apresentado na Figura 29, composto por sistemas de aplicação de cargas, de medição de cargas, de medição de deslocamentos, pórtico de reação, câmara triaxial e cilindro pneumático. Ele comporta amostras com 20 cm de altura por 10 cm de diâmetro. As pressões verticais e horizontais (confinantes) são aplicadas através de sistemas pneumáticos por intermédio de reguladores de pressão.



Figura 29: Equipamento triaxial de cargas repetidas - LAPAV/UFRGS

O controle dos intervalos de aplicação de carga é realizado através de um temporizador, com duração de carregamento de 0,1s com uma frequência igual a 1,0 Hz. A deformação axial do CP é medida por um transdutor de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*), instalado externamente, junto ao pistão de aplicação de cargas verticais. O LVDT transforma as deformações do CP em um potencial elétrico que é transmitido para o programa de leitura, que recebe como dados de entrada as tensões confinantes e desvio, calculando automaticamente o módulo de resiliência para determinadas tensões.

O sistema de aquisição de dados do equipamento utilizado é o SEEPAV 8200. O SEEPAV 8200 é um sistema que foi desenvolvido especialmente para utilização em ensaios especiais de pavimentação, como módulo de resiliência triaxial, “creep” dinâmico e módulo de resiliência diametral.

3.3.3.2 Preparação dos corpos de prova

A preparação dos corpos de prova e o ensaio seguiu o procedimento apresentado na norma DNIT-ME 134/2010 (DNIT, 2010). Inicialmente foi adicionada ao material a porcentagem calculada de água para obter a umidade desejada. O corpo de prova foi compactado em cinco

camadas com energia especificada, sendo nesta pesquisa usada a energia normal. A compactação foi feita em um molde tripartido de aço de 20 cm de altura e 10 cm de diâmetro, envolto por uma membrana de látex. Após a compactação o CP foi pesado, medido e levado para a câmara triaxial.

Para avaliar o comportamento do módulo de resiliência perante os diferentes teores de umidade, foram realizadas diversas variações de umidade durante e após a compactação. Foram ensaiadas amostras com diferentes teores de umidade, de modo a simular a variação de umidade que pode ocorrer em campo, e avaliar seu efeito na deformabilidade elástica do pavimento e do subleito.

Para variar a umidade por capilaridade, os CPs moldados em condições de umidade pré-determinadas foram submetidos a trajetórias de umedecimento ou secagem. O umedecimento se deu borrifando água no CP moldado, cuidando para adicionar a quantidade de água necessária para alcançar o teor de umidade desejado, mediante o controle do peso. Os CPs umedecidos foram deixados dentro de uma caixa de isopor fechada por 24h, para que não ocorresse perda de umidade e para que a água adicionada fosse absorvida. A Figura 30 mostra um corpo de prova em processo de umedecimento.



Figura 30: Corpo de prova em processo de umedecimento

A secagem ocorreu deixando os CPs expostos ao ar, controlando a perda de peso e a perda de umidade. Após obter o peso desejado com a secagem, o corpo de prova foi deixado ensacado por 24h, para uniformizar a umidade obtida e depois realizar o ensaio de módulo resiliente.

A Tabela 8 apresenta o programa de ensaios, mostrando os valores de umidade inicial de compactação, a umidade do corpo de prova no momento do ensaio e o respectivo peso específico aparente seco obtido na compactação da amostra. Foram realizados 15 ensaios de variação de umidade, cada um com duas amostras, totalizando 30 amostras ensaiadas no equipamento triaxial de cargas repetidas.

Tabela 8: Programa de ensaios executados

Teor de umidade de moldagem	Umidade de Compactação (%)	Umidade de Ensaio (%)	Peso Especifico Aparente Seco (KN/m ³)
$W_{ót}$	20	20	12,95
$W_{ót+1\%}$	21	21	12,97
$W_{ót+2\%}$	22	22	13,19
$W_{ót-1\%}$	19	19	13,25
$W_{ót-2\%}$	18	18	13,19
$W_{ót} + 1\%$	20	21	13,37
$W_{ót} + 2\%$	20	22	13,06
$W_{ót} - 1\%$	20	19	13,17
$W_{ót} - 2\%$	20	18	13,24
$W_{ót-1\%} + 2\%$	19	21	13,09
$W_{ót+1\%} - 2\%$	21	19	13,14
$W_{ót+1\%} + 2\%$	21	23	12,95
$W_{ót-1\%} - 2\%$	19	17	12,84
$W_{ót-2\%} + 2\%$	18	20	12,99
$W_{ót+2\%} - 2\%$	22	20	12,78

3.3.3.3 Execução do ensaio

Após a desmoldagem e a medição da altura da amostra, ela é então preparada dentro da câmara triaxial. Inicialmente foi aplicada uma sequencia de tensões para a fase de condicionamento de 200 ciclos cada, com a finalidade de confinar o corpo de prova, eliminando as imperfeições na moldagem e as irregularidades iniciais de contato.

O ensaio seguiu o procedimento recomendado pela norma DNIT-ME 134 (2010), porém foi necessário alterar as tensões aplicadas no condicionamento da amostra, já que a mesma

quando estava muito úmida não suportava o último par de tensões (rompendo por excesso de deformação), impossibilitando a execução do ensaio. Por isso, optou-se por limitar o condicionamento a 600 ciclos iniciais com tensão desvio (σ_d) de 21kPa e tensão confinante (σ_3) de 21 kPa, mantendo-se a uniformidade do procedimento.

Após a fase de condicionamento foi iniciado o procedimento para determinação do módulo de resiliência, com aplicação da sequência de 18 pares de tensões. As tensões desvio são aumentadas a cada trajetória de 200 ciclos e a tensão confinante a cada 600 ciclos. A sequência de tensões aplicadas está indicada na Tabela 9.

Tabela 9: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1 / σ_3
20,7	20,7	2
	41,4	3
	62,1	4
34,5	34,5	2
	68,9	3
	102,9	4
50,4	50,4	2
	102,9	3
	155,2	4
68,9	68,9	2
	137,9	3
	206,8	4
102,9	102,9	2
	206,8	3
	309	4
137,9	137,9	2
	274,7	3
	412	4

Fonte: DNIT-ME 134/2010 (DNIT, 2010)

Com os valores obtidos no ensaio foram calculados os módulos de resiliência para cada par de tensões, podendo assim obter os parâmetros k1 e k2 do modelo que estima o MR.

3.4 RETROANÁLISE

A retroanálise é um procedimento que estima o módulo resiliente com base em avaliações não destrutivas, ou seja, pode ser estimado a partir de procedimentos analíticos sem a necessidade de coleta de amostras em campo.

Segundo Albernaz (1997), os métodos de retroanálise podem ser divididos em dois grupos: iterativos e simplificados. Os métodos iterativos são aqueles que, em geral, procuram obter os módulos resilientes de todas as camadas da estrutura do pavimento. Os métodos simplificados de retroanálise utilizam artifícios gráficos, equações empíricas, gerados normalmente a partir das equações da Teoria da elasticidade, a fim de avaliar estruturalmente o sistema pavimento/subleito. Este método é diferente do método iterativo, pois busca apenas o módulo do pavimento (todas as camadas acima do subleito) e do subleito, podendo-se citar o método de Albernaz (1997).

3.4.1 Método de Albernaz (1997)

Segundo Pereira (2007), dentro do contexto específico de pavimentação, o processo de retroanálise das camadas e subleito do pavimento é baseado na interpretação da magnitude e forma das bacias de deflexão fornecidas pelos equipamentos deflectométricos. Desta forma, podemos citar o método proposto por Albernaz (1997), que realizou uma adaptação no Método original de Noureldin (1993), adaptando para os resultados de um ensaio com viga Benkelman.

Para este método se considera que há um ponto da superfície, a certa distância do ponto de aplicação da carga, cuja deflexão se deve apenas ao subleito e é igual à deflexão do topo do subleito na vertical que passa pelo centro de carregamento. Com a deflexão máxima (D_o) e as deflexões (D_x) correspondentes as distâncias (r_x), calcula-se os parâmetros de módulo efetivo do pavimento (E_p), módulo do subleito (E_{sl}) e a espessura efetiva do pavimento (T_x).

Módulo resiliente do subleito (E_{sl}):

$$E_{sl} = \frac{1193}{r_x D_x} \quad (9)$$

Módulo efetivo do pavimento (E_p):

$$E_p = \frac{142 - \frac{1193}{r_x}}{D_0 - D_x} \quad (10)$$

Espessura efetiva do pavimento (T_x):

$$T_x = 1,264 \left[\frac{D_0 - D_x}{D_x \left(\frac{r_x}{3,3} - 2,54 \right)} \right]^{\frac{1}{3}} \times (4r_x^2 - 282,3)^{\frac{1}{2}} \quad (11)$$

Onde:

D_x : Deflexão correspondente ao ponto situado à distância radial r_x (cm);

D_0 : Deflexão sob o eixo de aplicação de carga (cm);

r_x : Distância a partir do ponto de aplicação da carga até o ponto considerado (cm);

O método de Albernaz (1997) foi utilizado para a verificação do módulo de resiliência em campo a partir das medidas de deflexões obtidas com a viga Benkelman. A identificação deste MR de campo foi correlacionada com os valores de MR obtidos em laboratório, podendo assim verificar se o subleito se encontra mais úmido ou mais seco.

3.5 SOFTWARE EVERSTRESS 5.0

O *software* Everstress 5.0 foi criado pelo *Washington State Department of Transportation*, desenvolvido para fazer análises computacionais de pavimentos. Os parâmetros de entrada que devem ser inseridos para cada camada do pavimento são o coeficiente de Poisson, a espessura da camada, o módulo de resiliência (ou os coeficientes k_1 e k_2 , quando o comportamento resiliente do material é conhecido), a posição e intensidade das cargas aplicadas, a pressão de enchimento dos pneus e as profundidades.

A partir dos dados fornecidos para cada uma das profundidades especificadas, o programa fornece as seguintes respostas estruturais:

- A deflexão superficial (U_z) em milésimos de milímetro;
- A tensão de tração (σ_{xx} ou σ_{yy}) na fibra inferior da camada asfáltica, em MPa;
- A deformação horizontal (ε_h) na fibra inferior da camada asfáltica, em μ strain;
- A tensão vertical (σ_{zz}) no topo do subleito, em MPa, e
- A deformação vertical de compressão (ε_{zz}) no topo do subleito, em μ strain.

Para realizar a análise utilizaram-se os valores de módulo resiliente para as camadas de revestimento, base, sub-base e reforço do subleito apresentados por Mattos (2014) para a referida rodovia, obtidos em laboratório, bem como os valores de Coeficiente de Poisson. Os valores de MR utilizados para o subleito foram os encontrados na presente pesquisa nos ensaios de laboratório, variando a umidade conforme o programa experimental proposto. Os dados utilizados estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10: Informações inseridas no *software* Evestress 5.0

Camada	Espessura (cm)	Módulo Resiliente (MPa)	Coef. De Poisson
Revestimento/C A	8	3340	0,3
Base/BGS	15	$MR = 105 \times \left(\frac{\theta}{Patm}\right)^{0,71}$	0,35
Sub-base/MS	30	300	0,35
Reforço/Areia	60	$MR = 68 \times \left(\frac{\theta}{Patm}\right)^{0,68}$	0,4
Subleito	∞	$MR = K_1 \times \left(\frac{\sigma_d}{Patm}\right)^{K_2}$	0,4

Foram avaliadas quinze estruturas variando apenas o módulo resiliente do subleito, ou seja, variando em função da umidade pré-determinada.

Com os dados citados, utilizando o *software* Everstress 5.0, calcularam-se as deflexões no topo do pavimento e no topo do subleito, considerando a variação da umidade do solo natural da BR-290/RS, a fim de compararem-se com as deflexões obtidas em campo. Também se obteve as tensões verticais no topo do subleito para cada estrutura, de modo a verificar se as mesmas estavam dentro do admissível.

3.6 MÉTODO DE HEUKELOM E KLOMP (1962)

Segundo Medina e Motta (2015), para avaliar a condição limite de suporte quanto à ruptura plástica, o método proposto por Heukelom e Klomp (1962) se mostra adequado. O método indica que um pavimento flexível pode ser considerado suficientemente espesso, tal que as tensões cisalhantes atuantes no subleito não ultrapassem a resistência ao cisalhamento sob a carga estática da roda mais pesada. O mesmo é dado pela Equação 12:

$$\sigma_{vadm} = c \frac{M_R}{1 + 0,7 \times \log_{10} N} \quad (12)$$

Onde:

σ_{vadm} é a tensão vertical admissível no topo do subleito em kgf/cm²;

c é o coeficiente de proporcionalidade, sendo igual a 0,006 ou 0,008;

M_R é o módulo de resiliência em Kgf/cm²; e

N é o número de aplicações de carga

Desta forma, utilizou-se o método de Heukelom e Klomp (1962) para avaliar se as tensões verticais no topo do subleito obtidas através das simulações realizadas com o *software* Everstress 5.0 para a estrutura analisada eram menores que a tensão admissível.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados, analisados e discutidos os resultados obtidos durante o acompanhamento de parâmetros estruturais e funcionais dos trechos monitorados. São apresentadas também comparações dos modelos desenvolvidos nesta pesquisa com modelos de previsão de desempenho apresentados na literatura. Finalmente é apresentado um estudo sobre os efeitos da umidade de compactação e de trajetórias de secagem ou umedecimento no módulo de resiliência do subleito natural de um dos trechos experimentais da BR-290/RS.

É importante salientar novamente que se deu seguimento à avaliação de desempenho iniciada por Mattos (2014) para a BR-290/RS, com o objetivo de aprimorar os modelos propostos por este autor.

4.1 ANÁLISE DE DESEMPENHO DOS TRECHOS MONITORADOS NA BR-290/RS – *FREEWAY*

Dando continuidade ao monitoramento na BR-290/RS (*Freeway*), foram realizados dois levantamentos nos meses de julho e novembro de 2016.

Observa-se que no início de 2014 a Concessionária que administra a rodovia (CONCEPA) executou uma atividade de manutenção no Trecho I caracterizada por uma sobreposição de uma camada de microrrevestimento asfáltico, atividade que alterou significativamente os valores relacionados à aderência superficial da camada de rolamento (microtextura e macrotextura) e também os valores de ATR. Esta intervenção acabou comprometendo a avaliação de desempenho do pavimento para o trecho I, onde as linhas de tendência foram interrompidas. Porém continuou-se com as leituras nos anos de 2015 e 2016 para avaliar a taxa de crescimento do dano no pavimento, criando-se assim novas linhas de tendência após esta intervenção.

4.1.1 Avaliação estrutural – deflexões Viga Benkelman

A avaliação estrutural consistiu em verificar a evolução das deflexões no topo do pavimento em função do tráfego. Na Figura 31 são apresentadas as deflexões características, corrigidas de acordo com a temperatura, em função do volume de tráfego acumulado.

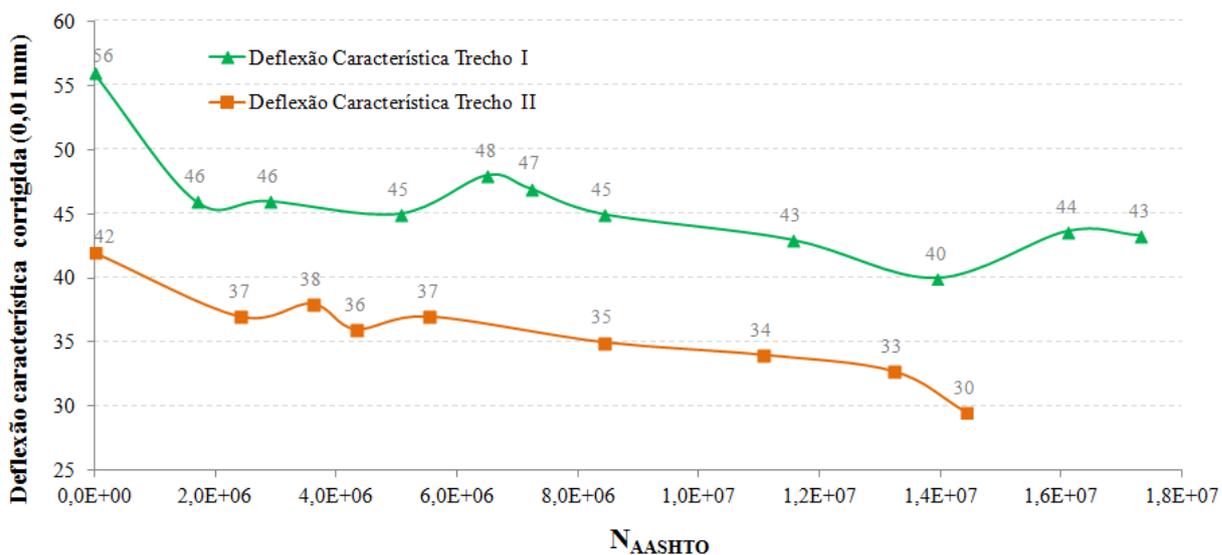


Figura 31: Evolução das deflexões no decorrer do período de monitoramento (BR-290/RS)

Conforme a Figura 31, nos dois trechos monitorados foi visualizada uma forte redução das deflexões no período inicial, correspondente à consolidação devido ao tráfego, que ocorre nos primeiros tempos de vida do pavimento.

Após esta fase inicial, verifica-se que houve pequenas oscilações das deflexões, que podem estar associadas a efeitos climáticos (como temperatura) e ambientais (variação do lençol freático). De certo modo, estas oscilações são de comum ocorrência e caracterizam a fase elástica do pavimento.

O trecho I apresentou deflexões maiores durante todo o período de monitoramento em relação ao trecho II, fato que pode ser explicado por serem construídos com reforço do subleito de diferentes materiais, sendo o trecho I em areia e o trecho II em rocha.

Outro fato interessante se dá ao comparar os valores médios de deflexão de cada trecho, para cada levantamento realizado nesta pesquisa, sem a correção da temperatura. Para o trecho I, a deflexão característica não corrigida foi de 44×10^{-2} mm no mês de junho e de $52 \times$

10^{-2} mm no mês de novembro, apresentando maior dispersão apenas neste último levantamento. Já para o trecho II, a deflexão característica não corrigida foi de 34×10^{-2} mm para os dois levantamentos, apresentando maior variação sem a correção apenas para o último levantamento, mas não sendo tão relevante. Desta forma, pode-se concluir que a temperatura pode influenciar nos valores de deflexões coletados, já que no mês de novembro a temperatura do pavimento era mais elevada, com média de 55°C . A maior diferença se deu para o trecho I, no último levantamento, o que pode indicar que o pavimento já está iniciando a fase de fadiga.

Para verificar se as deflexões estavam de acordo com a normatização, compararam-se as deflexões admissíveis já apresentadas por Mattos (2014) quando se deu início aos levantamentos nos trechos, com as deflexões características atuais (novembro/2016), dando ênfase ao ponto do km 14+630, onde neste local está instalado o medidor de nível d'água. Na Tabela 11 podem ser observados os valores obtidos.

Tabela 11: Deflexões dos trechos I e II em novembro de 2016

Parâmetro	Deflexão (0,01mm)
Deflexão Admissível PRO 011/79	40
Deflexão Admissível PRO 269/94	44
Deflexão Característica Trecho I	43
Deflexão Característica Trecho II	30
Deflexão medida km 14+630	43

De acordo com a Tabela 11, as deflexões obtidas nos dois trechos ficaram muito próximas as admissíveis, sendo a deflexão característica do trecho I a mais crítica. É importante salientar que de acordo com o Programa de Exploração da Rodovia (PER), a deflexão característica máxima admitida é 50×10^{-2} mm, um valor que parece exagerado para o tráfego comercial elevado da rodovia.

Concomitantemente, também se realizou o cálculo do raio de curvatura da bacia deflectométrica medida no km 14+630, sendo obtido um raio de 781 metros. A bacia obtida é apresentada na Figura 32.

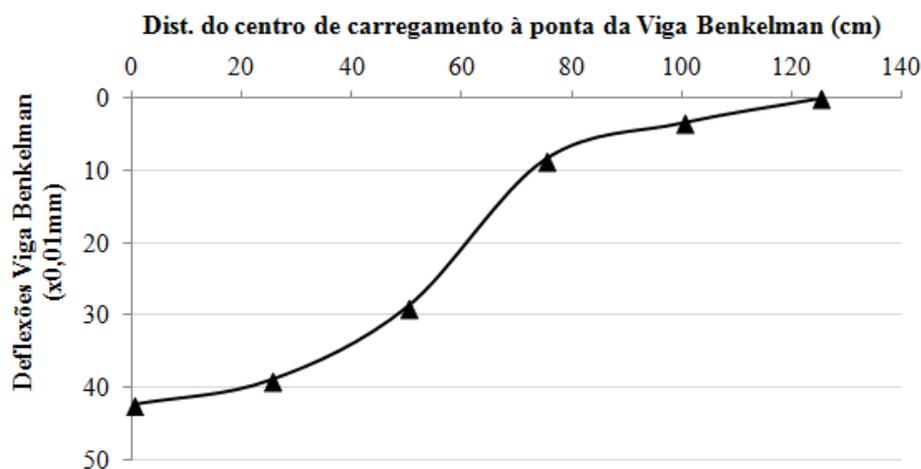


Figura 32: Bacia deflectométrica obtida no km 14+630

De acordo com os procedimentos do DNIT (PRO-011 e PRO-269) pode-se concluir que a capacidade estrutural do pavimento no km 14+630 é adequada, necessitando apenas de correções superficiais.

É importante salientar que os modelos para cálculo das deflexões admissíveis nos procedimentos do DNIT foram obtidos em épocas em que o tráfego comercial era muito inferior ao que passou a solicitar os pavimentos a partir do novo milênio. Muitos pesquisadores e profissionais de atuação na avaliação estrutural de pavimentos consideram que as deflexões admissíveis resultantes da aplicação desses modelos são muito tolerantes, conduzindo a ocorrência prematura de trincamentos por fadiga. Também cabe destacar que os procedimentos citados, mesmo apresentando inegáveis vantagens (sendo a principal sua simplicidade), são empíricos; portanto, distanciados da perspectiva mecanístico-empírico que tem norteado o Projeto de Rede Temática do Asfalto.

Com os dados coletados nos dois trechos propõem-se linhas de tendência observadas na Figura 33.

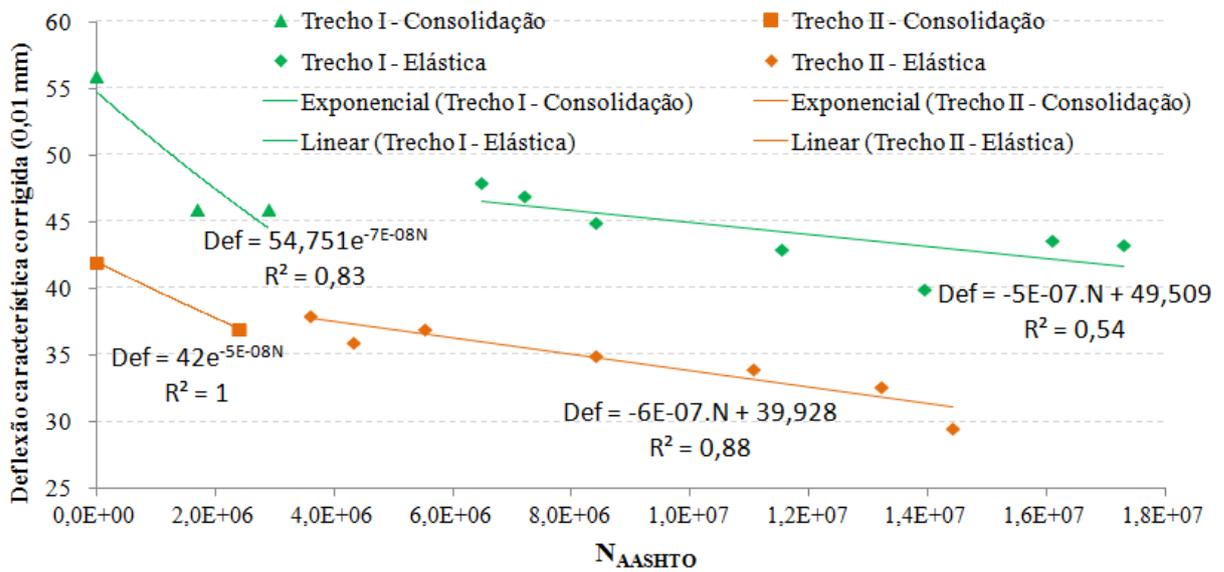


Figura 33: Linhas de tendência das deflexões medidas nos trechos monitorados

4.1.2 Avaliação da Irregularidade Longitudinal

O Índice de Irregularidade Longitudinal (IRI) indica quão afastado está o pavimento da condição ideal, que seria um plano inclinado. A elevada irregularidade causa desconforto ao usuário ao trafegar pela via, além de reduzir a segurança e aumentar os custos do usuário. A evolução da irregularidade nos dois trechos da BR-290/RS durante o período de monitoramento é apresentada na Figura 34.

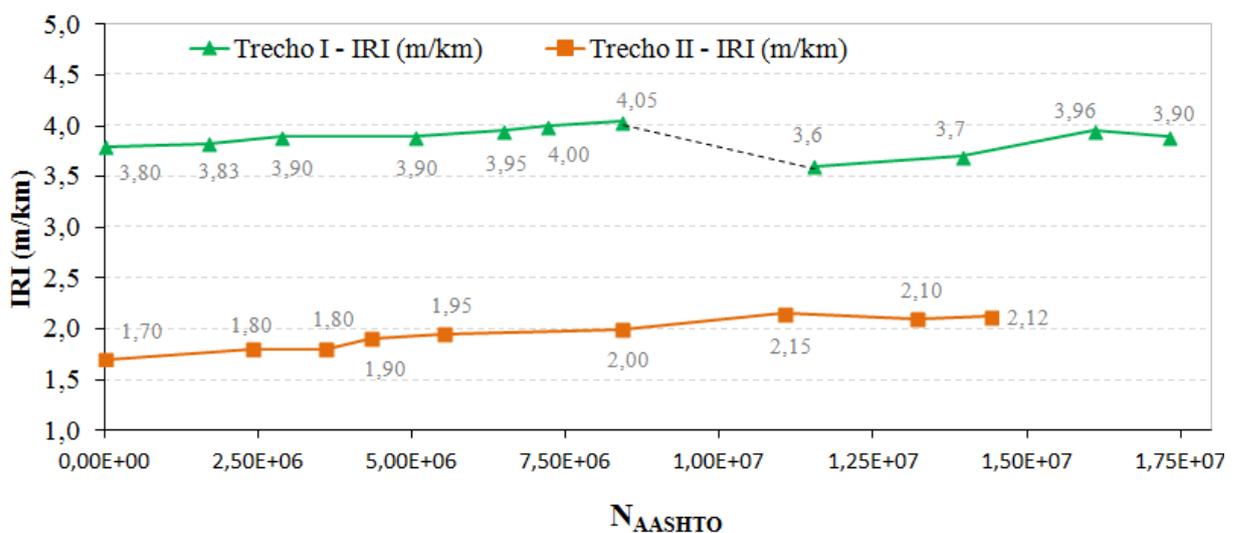


Figura 34: Evolução do IRI obtidos durante o período de monitoramento

Na Figura 34 constata-se que a irregularidade inicial dos dois trechos monitorados foi muito diferente, e isto se deve à diferença de qualidade do processo construtivo da via. O trecho I inicialmente apresentou um IRI extremamente elevado de 3,8 m/km, diferentemente do obtido para o trecho II, de 1,7 m/km. É importante destacar que o Plano de Exploração da Rodovia estabelece que o limite admissível para a irregularidade é de 2,7 m/km, o que significa que o Trecho I precisaria de intervenções expressivas antes mesmo de sua abertura ao tráfego. Desta maneira, apenas o trecho II estaria dentro do limite aceitável.

De acordo com a Concessionária que administra a via, o valor de IRI elevado no trecho I se atribui ao fato de os trechos monitorados serem ampliações da pista (construção de faixa adicional), podendo ter ocorrido no Trecho I à réplica de irregularidade longitudinal da faixa adjacente existente, que suportou o tráfego comercial durante muitos anos. Ao constatar-se este problema no Trecho I foram emitidas notas de serviço de pavimentação para que não ocorresse o mesmo problema quando executado o trecho II.

A evolução do IRI nos dois trechos se deu de forma muito semelhante, caracterizado por um leve aumento com o passar do período de monitoramento para o trecho II e um declínio para o trecho I. O trecho I apresentou um leve decréscimo no valor de irregularidade (de 4,05 m/km para 3,6 m/km) após a execução de uma camada de microrrevestimento asfáltico a frio, em 2014. Porém visualiza-se que após dois anos de realizada a intervenção, o IRI medido já é praticamente o mesmo que o obtido antes da intervenção, que era 3,90 m/km. Assim, de acordo com o Manual de Conservação Rodoviária (DNIT, 2005), o pavimento do trecho I pode ser classificado como RUIM.

No Trecho II, como era esperado, o mesmo apresentou um leve aumento da irregularidade com o tráfego, apresentando no último levantamento IRI de 2,12 m/km. A classificação do mesmo de acordo com a normatização nacional é BOM.

De posse dos dados observados em campo, propõem-se para a evolução do IRI em função do tráfego as linhas de tendência visualizadas na Figura 35. A taxa de evolução da irregularidade para os dois trechos é semelhante em função do nível de solicitação de tráfego, porém após a intervenção ocorrida no trecho I, verifica-se que a taxa de crescimento do IRI é maior.

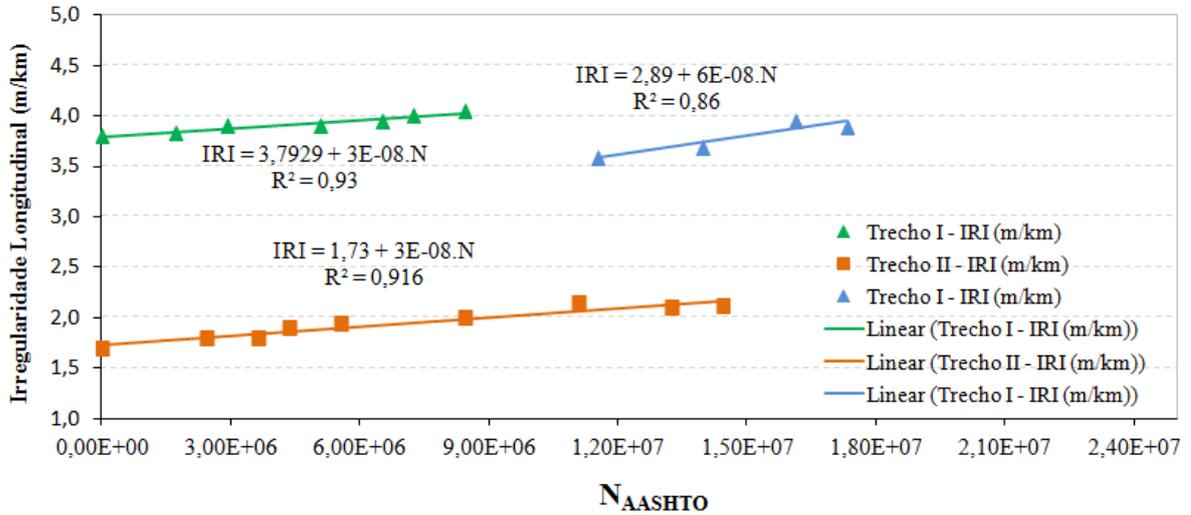


Figura 35: Linhas de tendência de IRI nos trechos experimentais da BR-290/RS

A Figura 36 apresenta uma comparação entre as linhas de tendência de evolução da irregularidade longitudinal com o tráfego, obtidas nesta pesquisa (incluindo dados obtidos desde 2010) com os modelos de previsão de desempenho propostos por Queiroz (1981), Paterson (1987), Marcon (1996), Yshiba (2003) e Vitorello (2008). Preferiu-se plotar a evolução da irregularidade longitudinal do trecho I com os valores de antes e depois da intervenção na via, com o propósito de apresentar as evoluções do IRI antiga e a atual.

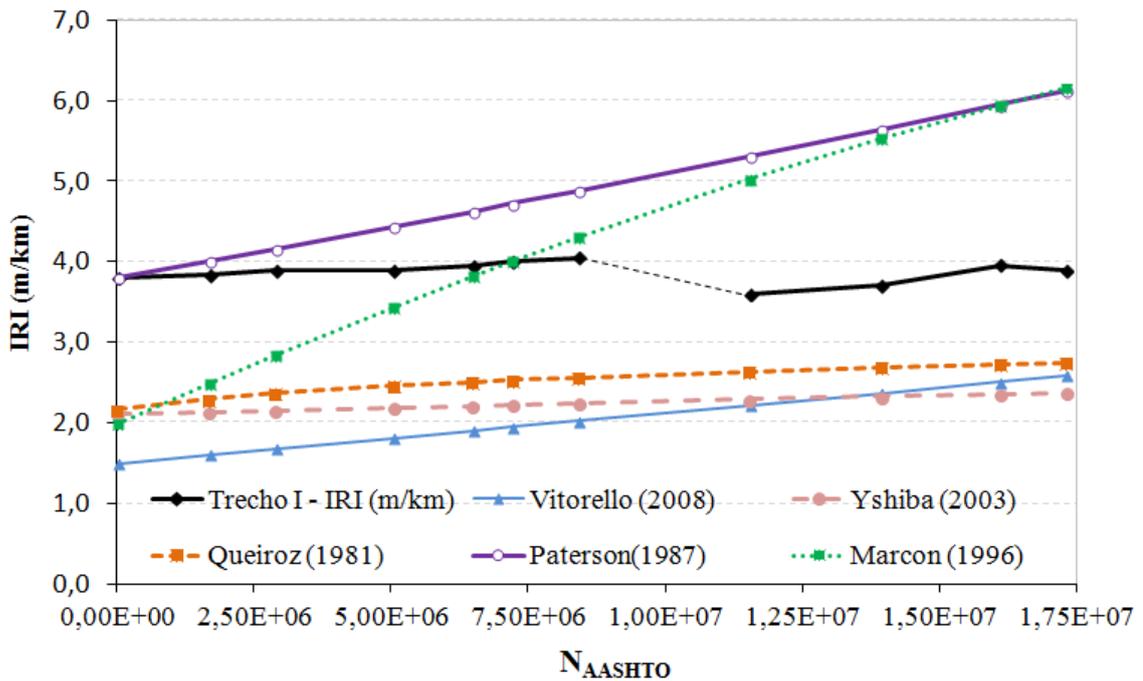


Figura 36: Linhas de tendência de evolução da irregularidade longitudinal com o tráfego no trecho I da BR-290/RS comparada com outros modelos de desempenho

Já a para o trecho II, a comparação é apresentada na Figura 37.

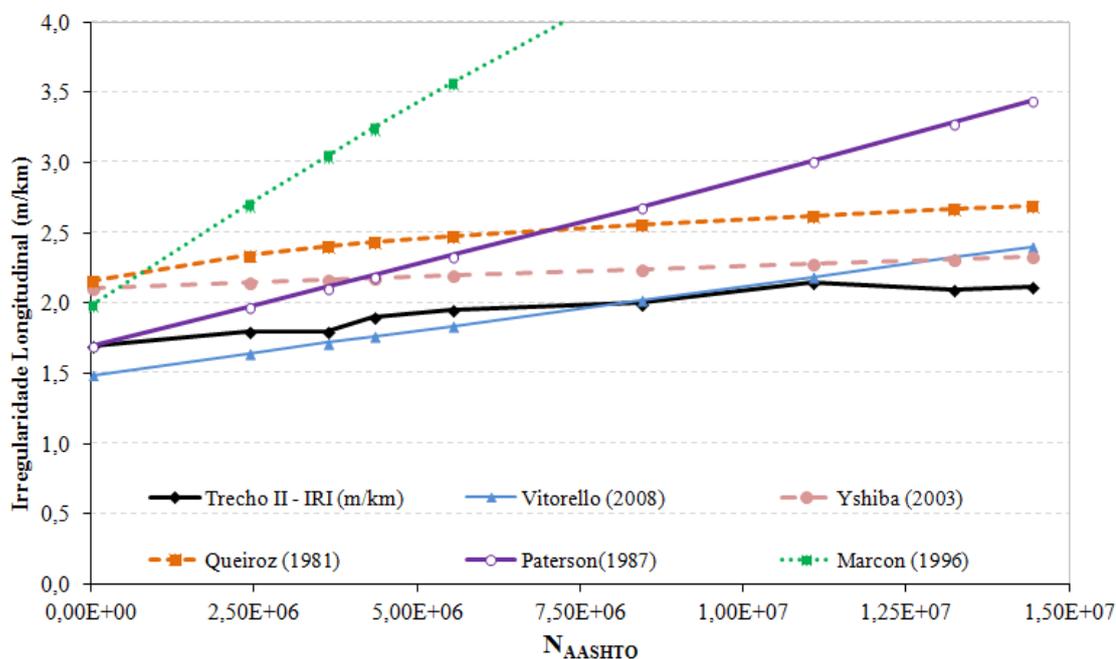


Figura 37: Linhas de tendência de evolução da irregularidade longitudinal com o tráfego no trecho II da BR-290/RS comparada com outros modelos de desempenho

Avaliando os diversos modelos propostos, constata-se que os que mais se aproximaram dos valores observados em campo foram os de Vitorello (considerando o trecho II) e Paterson (para ambos os trechos). Contudo a taxa de crescimento do IRI segundo o modelo de Paterson é mais severa. A taxa de crescimento do IRI ainda mais elevada é proporcionada pelo modelo de Marcon (1996), não correspondendo ao observado em campo. Cabe salientar novamente que o modelo proposto por Vitorello (2008) utilizou dados coletados da mesma rodovia em estudo, o que pode explicar a aproximação dos dados. Os modelos de Yshiba (2003) e Queiroz (1981) apresentaram a mesma tendência, porém ficaram bastante distantes dos resultados obtidos em campo.

Para avaliar a dependência dos dados coletados em relação ao IRI inicial, plotou-se a variação do IRI em razão do número de solicitações equivalentes do eixo padrão para os dois trechos, os quais são mostrados na Figura 38 (dados do trecho I antes da intervenção realizada).

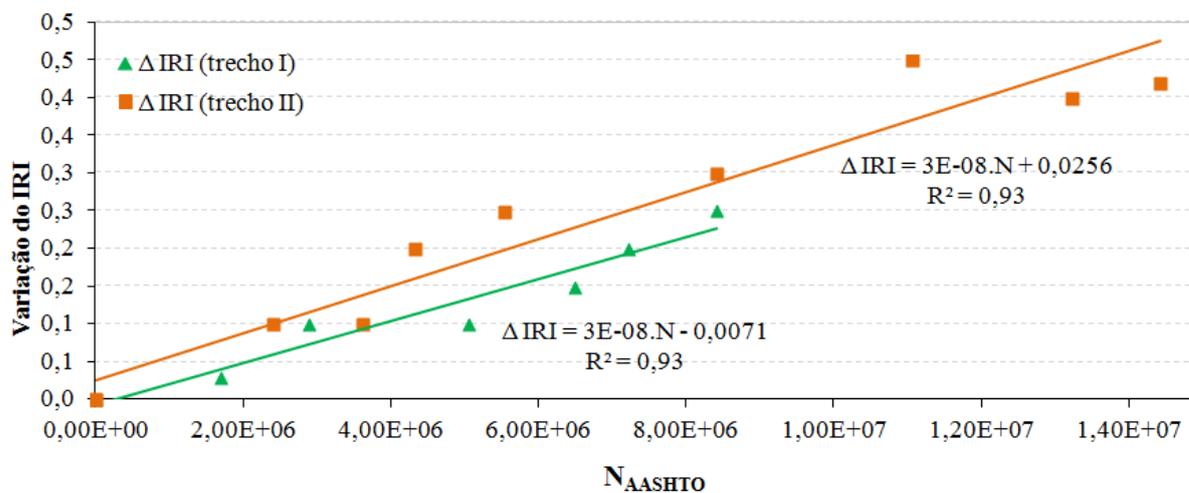


Figura 38: Relação entre o IRI inicial e os valores de IRI medidos posteriormente

Na Figura 38 observa-se um crescimento linear, com significância estatística (coeficiente de determinação igual a 0,93) para os dois trechos. Pode se perceber que a taxa de crescimento do IRI é a mesma e o que realmente os difere é o IRI inicial coletado, demonstrando ser de extrema importância à consideração do IRI inicial. Pesquisa relatada por Lerch (2002), com ampla base de dados (mais de 300 km da malha viária estadual) já tinha apontado esse fato, que, de resto, é contemplado em modelos de evolução de irregularidade incluídos no HDM-4.

4.1.3 Afundamento nas Trilhas de Rodas (ATR)

O afundamento em trilha de roda é um dos parâmetros mais importantes para a segurança dos usuários das vias, uma vez que com o acúmulo de deformações permanentes é possível ocorrer acúmulo de água na pista. O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006b) afirma que afundamentos a partir de 13 mm criam condições para que ocorra o armazenamento de água suficiente para potencial hidroplanagem. O Programa de Exploração da Rodovia (PER) admite um ATR máximo de 5 mm, acima deste valor é necessário intervir.

Na sequência são apresentadas as evoluções dos afundamentos em função do tráfego acumulado durante o período de monitoramento. A evolução dos afundamentos nas trilhas de roda para o trecho I pode ser visto na Figura 39 e para o trecho II na Figura 40.

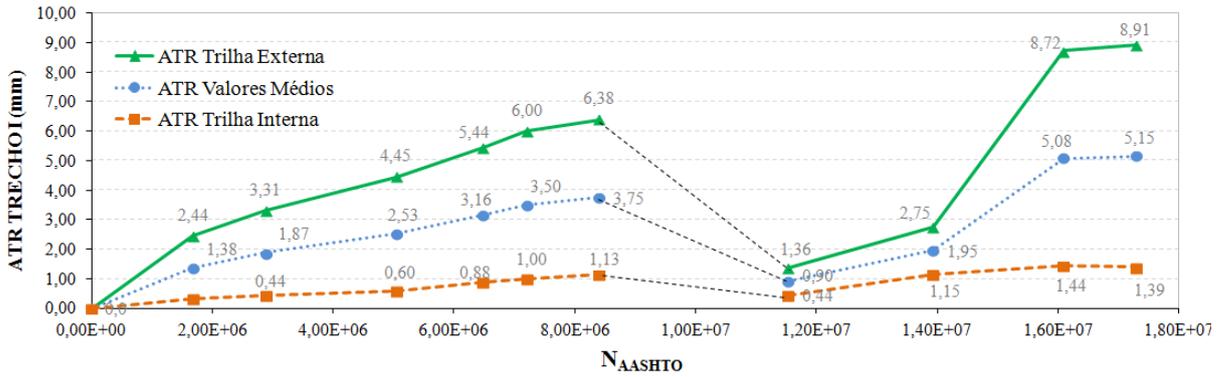


Figura 39: Evolução de ATR ao longo do período de monitoramento do Trecho I

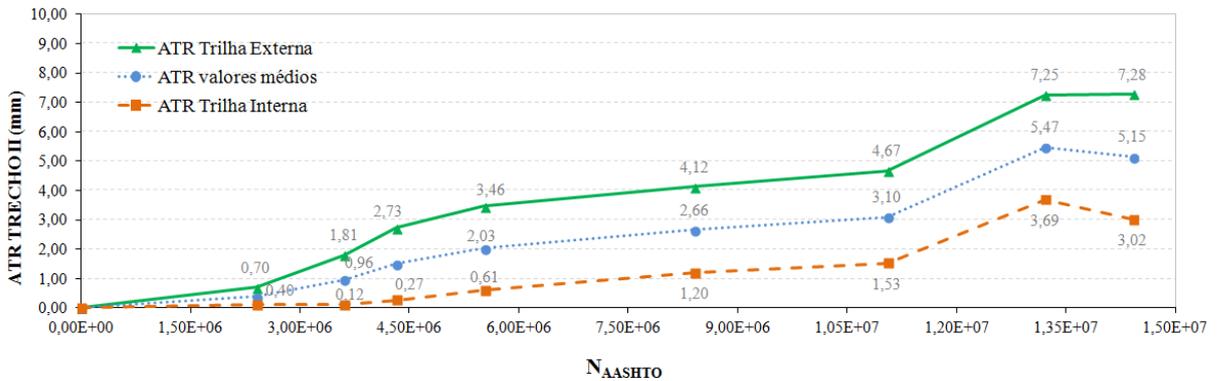


Figura 40: Evolução de ATR ao longo do período de monitoramento do Trecho II

Inicialmente percebe-se que nos dois trechos os afundamentos nas trilhas da direita (externa) apresentaram valores bastante superiores aos acumulados nas trilhas da esquerda (interna), o que é recorrente na prática. Uma das hipóteses mais prováveis para explicar esta ocorrência é o menor confinamento no bordo externo da pista. Isso explica uma maior taxa de crescimento das deformações na trilha externa se comparado com a trilha interna do trecho I. Para o trecho II a taxa de crescimento de ATR é muito próxima para as duas trilhas.

Observa-se também na Figura 39 uma redução acentuada nos valores de ATR para o trecho I quando o volume de tráfego acumulado era de aproximadamente $8,4 \times 10^6$, devido à realização de uma camada de microrrevestimento asfáltico. A manutenção realizada fez diminuir os afundamentos, porém nos últimos levantamentos realizados se verificou um aumento gradativo dos mesmos, alcançando valores superiores aos medidos antes da intervenção.

Avaliando apenas os dois trechos na situação mais crítica, onde são considerados os afundamentos máximos encontrados (ATR na trilha externa), tem-se os valores apresentados na Figura 41.

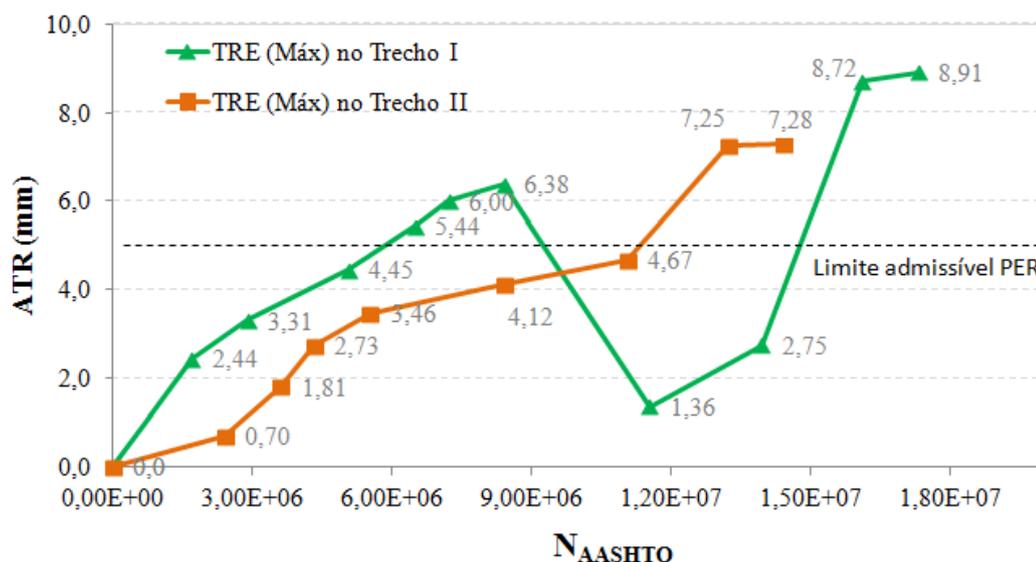


Figura 41: Valores máximos (trilha externa) dos dois trechos monitorados

Na Figura 41 fica mais evidente a crítica evolução dos afundamentos nas trilhas de rodas. Considerando o limite admissível de deformação permanente de 5 mm, definido no PER, conclui-se que com um volume de tráfego de aproximadamente $5,9 \times 10^6$ (o qual ocorreu após tão somente dois anos de abertura do tráfego) o pavimento do trecho I já precisava sofrer algum tipo de intervenção. A intervenção só foi realizada quando o pavimento apresentava um ATR máximo de aproximadamente 6,4mm. Após dois anos de realizada a intervenção do pavimento, verifica-se que os afundamentos vêm crescendo de forma mais acentuada, apresentando no último levantamento ATR de 8,9 mm, o que implica a necessidade de novo reparo na via.

Já em relação ao trecho II é possível verificar que com um volume de tráfego de aproximadamente $1,2 \times 10^7$, correspondente a quatro anos de monitoramento, os afundamentos já estavam próximos a 5 mm. Para o último levantamento realizado o afundamento crítico obtido foi de 7,28 mm, indicando que também nesse trecho são necessários reparos urgentes.

Com os dados coletados nos dois trechos propõem-se linhas de tendência observadas na Figura 42.

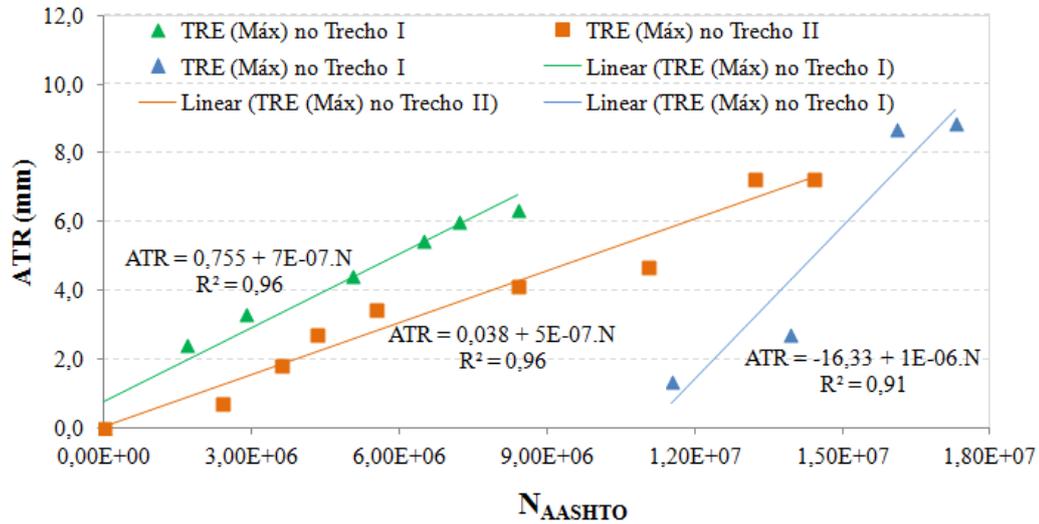


Figura 42: Linhas de tendência da evolução dos afundamentos em trilhas de rodas (ATR) para a BR-290/RS

É visível na Figura 42 que a taxa de crescimento dos ATR no trecho I é maior que a do trecho II, até mesmo após a intervenção realizada. Segundo Bock (2016) os trechos foram construídos na mesma época do ano (dezembro de 2010 e 2011), sendo que essa evolução diferente das deformações permanentes não parece estar associada à temperatura do pavimento. Essa diferença pode estar associada ao comportamento dos materiais utilizados na construção dos dois trechos, sendo que no trecho I foram substituídos os solos moles por areia e no trecho II por blocos de rochas, o que resultou em uma evolução mais lenta das deformações.

As linhas de tendência propostas foram comparadas com modelos da literatura, como se mostra nas Figura 43 e Figura 44.

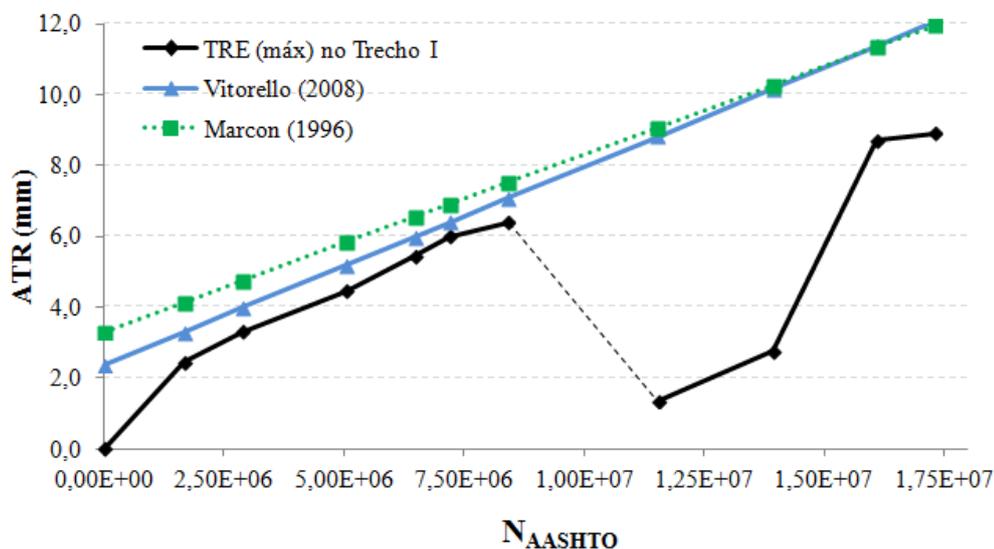


Figura 43: Comparação entre a evolução de deformações permanentes no trecho I com modelos de previsão de desempenho

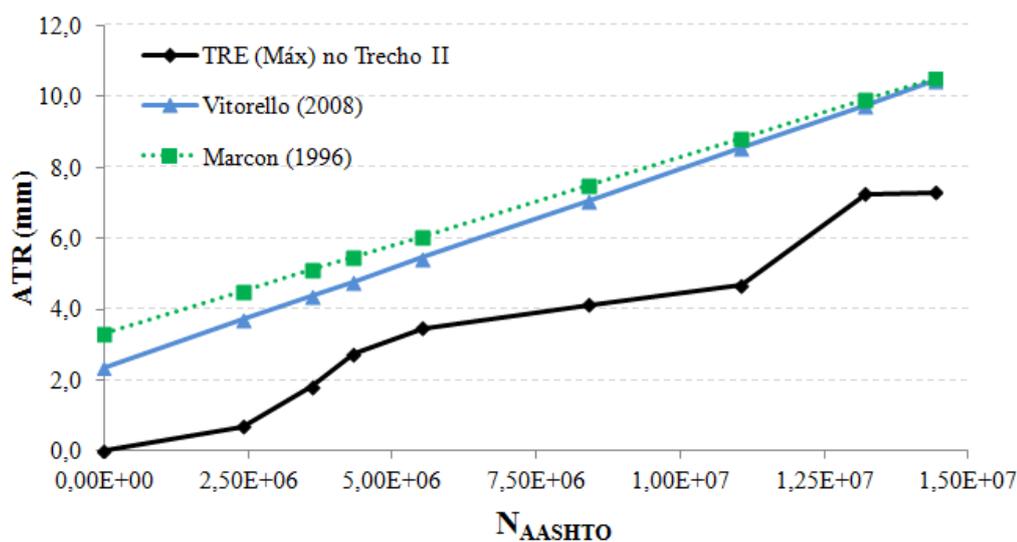


Figura 44: Comparação entre a evolução de deformações permanentes do trecho II com modelos de previsão de desempenho

Analisando a Figura 43 é possível perceber que os modelos de Vitorello e Marcon permitem estimar os ATRs com boa acurácia até o momento da intervenção realizada, com um volume de tráfego estimado em $8,4 \times 10^6$. A divergência com os dois modelos de desempenho se dá quanto à previsão inicial de ATRs, onde os mesmos já consideram este fator no início dos levantamentos, o que não foi visto em campo. Esta divergência pode ocorrer por estes modelos serem desenvolvidos a partir dados coletados em rodovias já trafegadas e não desde o início da abertura ao tráfego.

Já no trecho II, como mostrado na Figura 44, os modelos de Vitorello e de Marcon superestimam os ATRs.

4.1.4 Avaliação da Macrotextura Superficial

A macrotextura superficial do pavimento foi avaliada através do ensaio de mancha de areia, com a determinação da altura média de areia (Hs) medida na trilha de roda externa (TRE). Inicialmente a macrotextura apresentou evoluções semelhantes em ambos os trechos até um volume de tráfego estimado em $8,4 \times 10^6$, o que já era esperado visto que a composição granulométrica e os agregados utilizados na composição do CA são os mesmos (mesma origem e local de extração). Porém a partir deste volume de tráfego foi realizada a intervenção no trecho I, alterando a condição do pavimento. Essa condição pode ser vista na Figura 45.

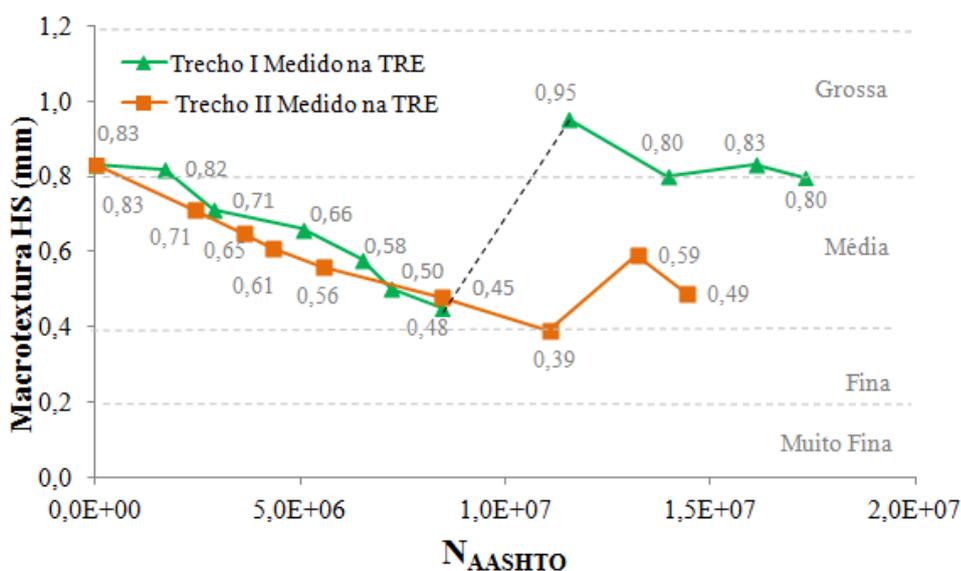


Figura 45: Evolução da macrotextura superficial dos dois trechos monitorados

Antes da intervenção, o trecho I apresentava uma condição MÉDIA, muito próxima da FINA e após a intervenção retornou a condição inicial de GROSSA. Após dois anos da aplicação da camada de microrrevestimento verifica-se que a macrotextura do pavimento do trecho I vem diminuindo, novamente encontrando-se na condição MÉDIA.

Em relação ao trecho II inicialmente houve uma queda brusca em sua rugosidade, passando de GROSSA para MÉDIA logo nos primeiros meses. Após quatro anos de monitoramento o trecho II já apresentava uma superfície de rugosidade FINA com tendência de continuar

diminuindo, porém os dois últimos levantamentos realizados no ano de 2016 evidenciaram um leve aumento neste quesito, retornando a condição MÉDIA.

Geralmente a tendência do pavimento é ficar com uma rugosidade cada vez menor na superfície, porém acredita-se que esse aumento da macrotextura nos dois últimos levantamentos ocorreu em razão do aparecimento de trincas longitudinais na trilha de roda, o que causou uma descontinuidade na superfície do pavimento. Não foram verificados outros defeitos que pudessem contribuir para este aumento na macrotextura e também não foi verificada elevada variabilidade entre os valores coletados.

Segundo Luong *et al* (2012) o aumento da temperatura na superfície do pavimento não leva necessariamente a uma variação da profundidade de textura do mesmo. Entretanto, não se pode desprezar o efeito de dilatação do ligante em função do seu tipo, cor e idade do pavimento, pois com o aumento da temperatura podem ocorrer pequenas oscilações dos dados coletados de macrotextura. Este poderia ser um fator a se considerar, já que a maioria dos levantamentos foi realizada no verão e somente o penúltimo, no qual a macrotextura apresentou um valor mais elevado, foi realizado no inverno.

Com os dados coletados propõem-se uma linha de tendência, mostrada na Figura 46. Percebe-se que a taxa de redução na macrotextura no trecho I foi maior que a no trecho II. Contudo após a aplicação do microrrevestimento asfáltico, o trecho I apresentou uma taxa de decréscimo um pouco menos acentuada.

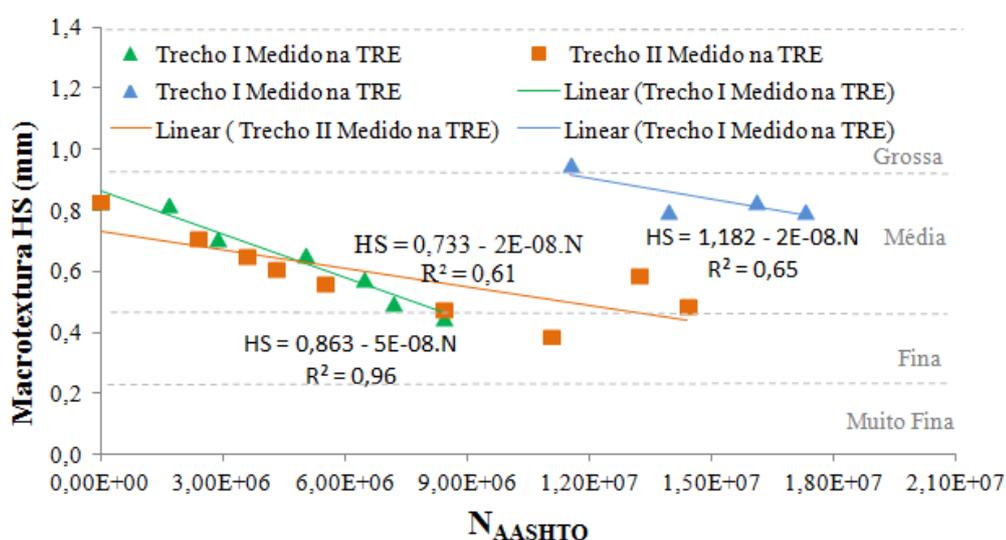


Figura 46: Linha de tendência para a evolução da macrotextura superficial

Com os dados coletados nos trechos I e II, realizou-se uma comparação entre a evolução observada da macrotextura e a prevista com o modelo proposto por Mattos (2009), desenvolvido para a mesma rodovia, com agregados e composição granulométrica do revestimento asfáltico idênticos. As comparações podem ser vistas na Figura 47 e na Figura 48.

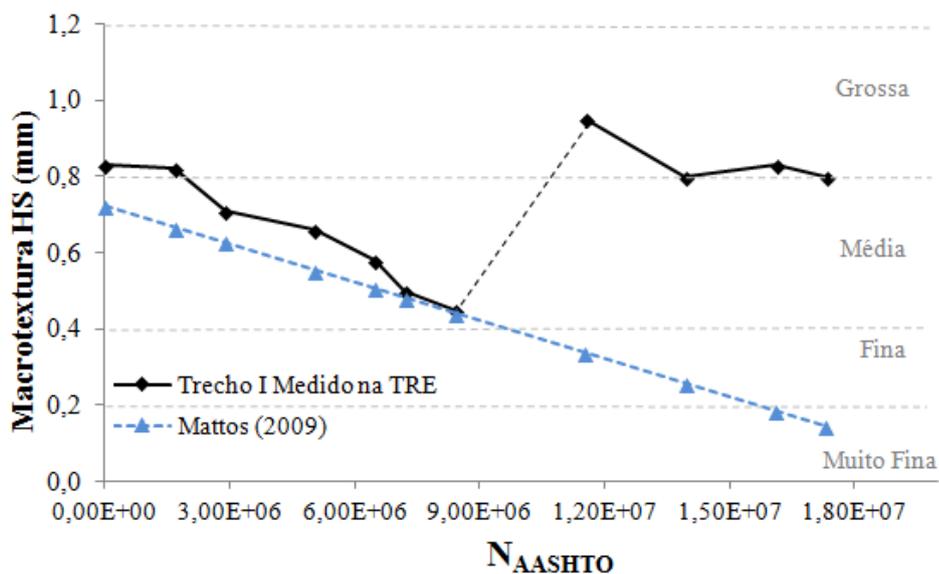


Figura 47: Comparação entre a evolução da macrotextura do trecho I com a prevista pelo modelo de Mattos (2009) para a BR-290/RS

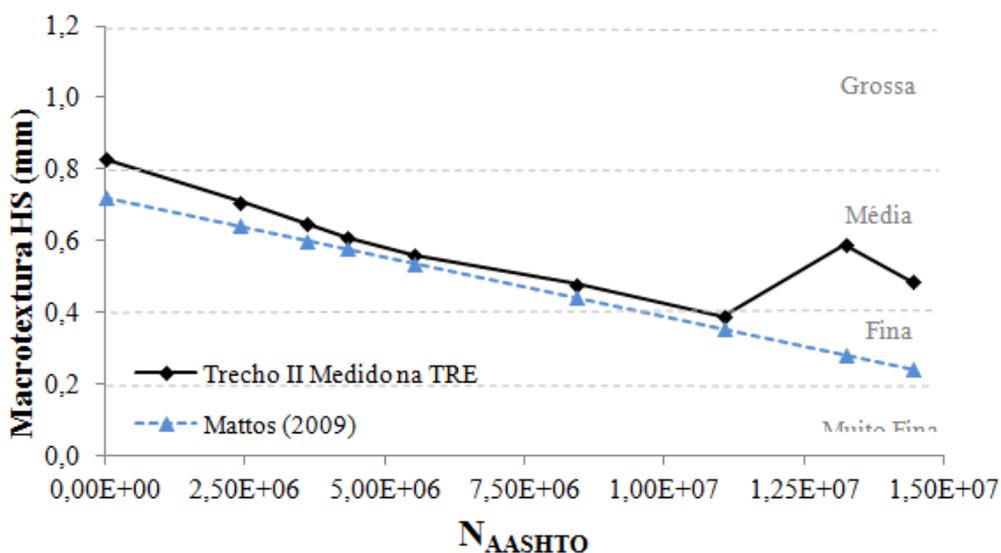


Figura 48: Comparação entre a evolução da macrotextura do trecho II com a prevista pelo modelo de Mattos (2009) para a BR-290/RS

Constata-se que a evolução da macrotextura é prevista com elevada acurácia pelo modelo proposto por Mattos (2009) com uma taxa de decréscimo muito próxima à observada no campo. Após a intervenção no trecho I os valores medidos não se assemelham aos previstos pelo modelo.

Já no trecho II, observa-se na Figura 48 que o modelo proposto por Mattos (2009) permite estimar a evolução da macrotextura com notável acurácia, com a mesma taxa de decréscimo observada no campo. Porém, nos dois últimos levantamentos, os valores de rugosidade medidos no trecho II diferiram dos previstos pelo modelo.

4.1.5 Avaliação da Microtextura Superficial

Outro parâmetro que faz parte da avaliação funcional do pavimento é a microtextura, que foi avaliada através do pêndulo britânico, com a determinação do valor de resistência a derrapagem (BPN ou VRD), medidos na trilha de roda externa (TRE). A Figura 49 apresenta a evolução da microtextura ao longo do período de monitoramento.

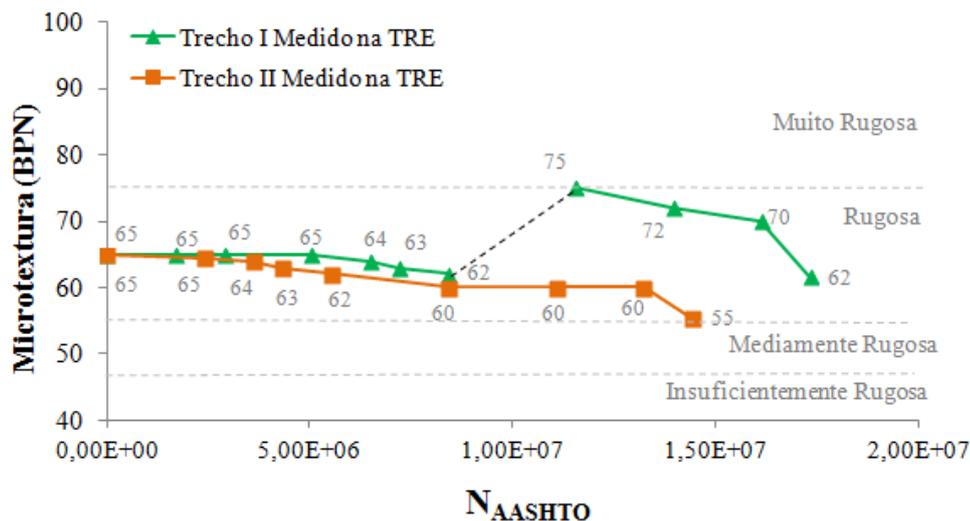


Figura 49: Evolução da microtextura dos dois trechos monitorados

Percebe-se na Figura 49 que ambos os trechos apresentaram inicialmente uma superfície RUGOSA e mantiveram valores semelhantes até um volume de tráfego estimado em $8,4 \times 10^6$. No trecho I o valor de microtextura se manteve praticamente inalterado até um tráfego de $5,05 \times 10^6$ enquanto que o trecho II apresentou uma maior taxa de decréscimo a partir do volume de tráfego de $3,55 \times 10^6$. Depois da aplicação da camada de microrrevestimento no

trecho I, sua superfície foi classificada entre MUITO RUGOSA a RUGOSA. Contudo, após esse significativo aumento da microtextura, registraram-se reduções nesse parâmetro, com taxas de decréscimo muito acentuadas. Não obstante, no último levantamento realizado, a superfície do trecho I ainda se apresentava RUGOSA.

Com relação ao trecho II, após um tráfego estimado em $8,4 \times 10^6$, a microtextura se manteve praticamente inalterada, apresentando uma superfície menos rugosa apenas no último levantamento realizado, quando foi classificada como RUGOSA.

Com os dados medidos propõem-se linhas de tendência mostradas na Figura 50. Reitera-se que são apresentadas duas linhas de tendência para o trecho I, uma antes da intervenção realizada e outra depois.

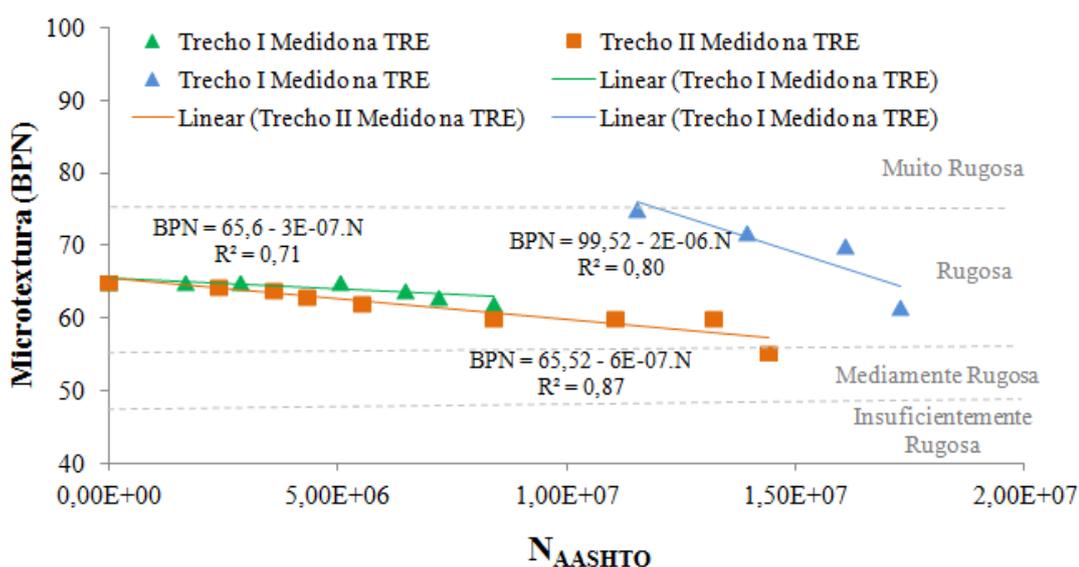


Figura 50: Linhas de tendência propostas para a evolução da microtextura

Comparando os valores observados em campo com os estimados através do modelo proposto por Mattos (2009) para a mesma rodovia, constata-se que as previsões feitas pelo modelo são bastante pessimistas. Esta afirmação pode ser observada na Figura 51, onde apenas o valor inicial condiz com a leitura realizada no trecho.

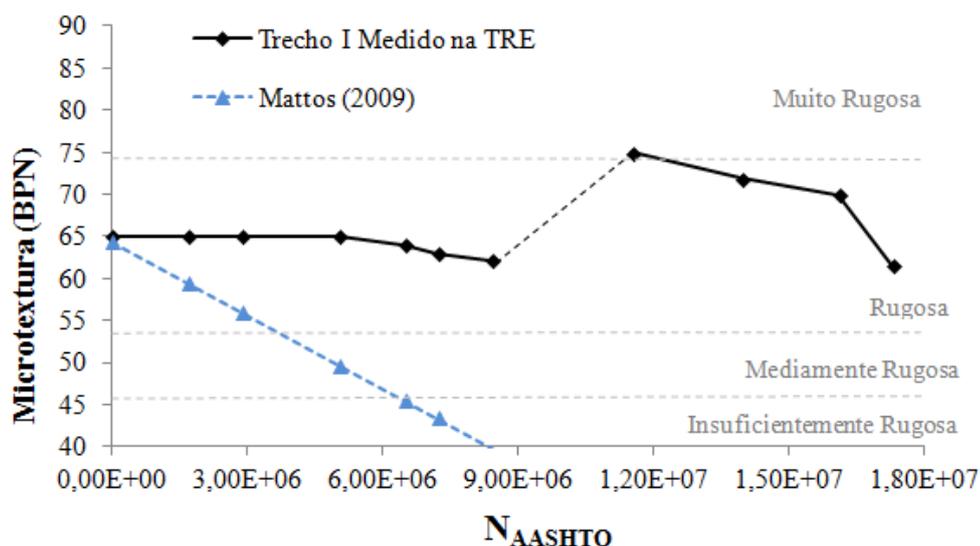


Figura 51: Comparação entre a evolução da microtextura no trecho I e a estimada pelo modelo proposto por Mattos (2009)

De forma semelhante, na Figura 52 se observa que no trecho II o modelo proposto por Mattos (2009) superestima a redução da microtextura.

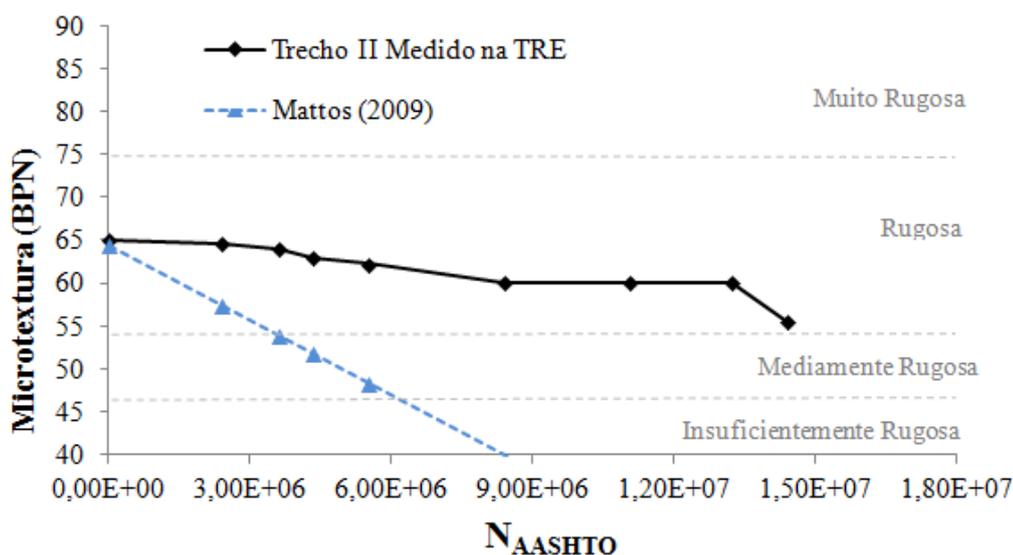


Figura 52: Comparação entre a evolução da microtextura no trecho II e a estimada pelo modelo proposto por Mattos (2009)

Esperava-se que as estimativas das evoluções fossem semelhantes para ambos os trechos, pois, como citado anteriormente, o concreto asfáltico aplicado no trecho monitorado é semelhante ao aplicado em outros trechos da rodovia, que forneceram dados para o modelo proposto por Mattos (2009). As misturas asfálticas apresentam a mesma composição

granulométrica e foram elaboradas com agregados extraídos da mesma pedreira. A discrepância talvez possa ser atribuída à exploração de uma frente diferente de extração de rochas na mesma pedreira ou a características das misturas empregadas nos revestimentos considerados.

Também se deve considerar que o modelo proposto por Mattos (2009) foi elaborado com dados de pavimentos com alguns anos de utilização e não trechos novos. Desta forma, pode-se correlacionar os últimos levantamentos dos dois trechos (que já possuem certo tempo de monitoramento) com a evolução apresentada pelo modelo, onde se visualiza uma tendência de decréscimo muito parecida.

4.1.6 Levantamento de Defeitos

Nos dois trechos monitorados da BR-290/RS foram realizados levantamentos visuais de defeitos para determinar o surgimento de patologias desde o início do monitoramento.

Durante o período de 2010 a 2013, Mattos (2014) realizou levantamentos visuais de defeitos juntamente com as outras análises estruturais, funcionais e de segurança. Posteriormente, Bock (2016) deu continuidade a esses levantamentos durante o período de 2014 e 2015. Os defeitos encontrados pelos dois autores estão relatados no presente trabalho, de forma a embasar os atuais defeitos vistos nos dois trechos.

Segundo Mattos (2014), além de apresentar elevada irregularidade longitudinal após a construção do trecho I, foram observados alguns defeitos superficiais logo após a abertura ao tráfego, como desgaste superficial e polimento de agregados (Figura 53). Ambos os mecanismos de degradação afetam a textura superficial da camada de rolamento, o que pode explicar o trecho I apresentar desde o início uma superfície rugosa. Ainda foi verificado um desnível de 4 cm existente entre a pista de rolamento e o acostamento.



Figura 53: Evolução dos defeitos superficiais durante os três primeiros anos de monitoramento da BR-290/RS (Adaptado de Mattos, 2014)

Após dois anos de monitoramento, verificou-se o aumento de defeitos como arrancamento de agregados do concreto asfáltico, tanto no trecho I como no trecho II, e o início de pequenas panelas no trecho I após três anos de liberação ao tráfego. Essas patologias também podem ser vistas na Figura 53.

Ainda segundo Mattos (2014), no mês de outubro de 2012, após uma semana de intensas chuvas na região dos trechos monitorados, formaram-se panelas junto ao km 14+440. Assim tornou-se necessária a execução de um remendo de grandes dimensões na trilha externa e centro da faixa de rolamento (2,15m de largura x 11,60m de extensão).

As primeiras fissuras na superfície de rolamento foram observadas em março de 2013, no entanto percebeu-se que elas selavam naturalmente. Já no mês de julho do mesmo ano foram observadas as primeiras trincas na superfície.

Como nos meses subsequentes ao aparecimento dos trincamentos ocorreu uma rápida evolução dos mesmos, a Concessionária que administra a rodovia optou por executar uma camada de microrrevestimento asfáltico. Como citado anteriormente, esta intervenção afetou

significativamente as avaliações e os estabelecimento de modelos de previsão de desempenho para o trecho I. Porém nos últimos levantamentos se pôde observar a retomada da tendência de deterioração.

A partir dos levantamentos realizados por Bock (2016), verificou-se a continuidade destas patologias, sendo que na camada de microrrevestimento asfáltico se visualizou as reflexões de trincas presentes anteriormente. Além desta patologia, verificou-se em alguns pontos a exsudação do ligante asfáltico, conforme mostrado na Figura 54.



Figura 54: Aspecto da superfície de rolamento após a execução da camada de microrrevestimento asfáltico no Trecho I, com mais de três anos de monitoramento (Bock, 2016)

Em relação ao trecho II, Bock (2016) observou de forma mais lenta o surgimento de patologias, podendo citar um leve desgaste superficial e o surgimento de algumas fissuras após 35 meses de operação.

Nos levantamentos realizados no ano de 2016, verificou-se uma evolução dos defeitos observados por Mattos (2014) e Bock (2016). Essa evolução se mostrou mais rápida no trecho I, onde na Figura 55 se pode perceber que entre os meses de julho e novembro de 2016, o km 14+660 sofreu um aumento do trincamento.

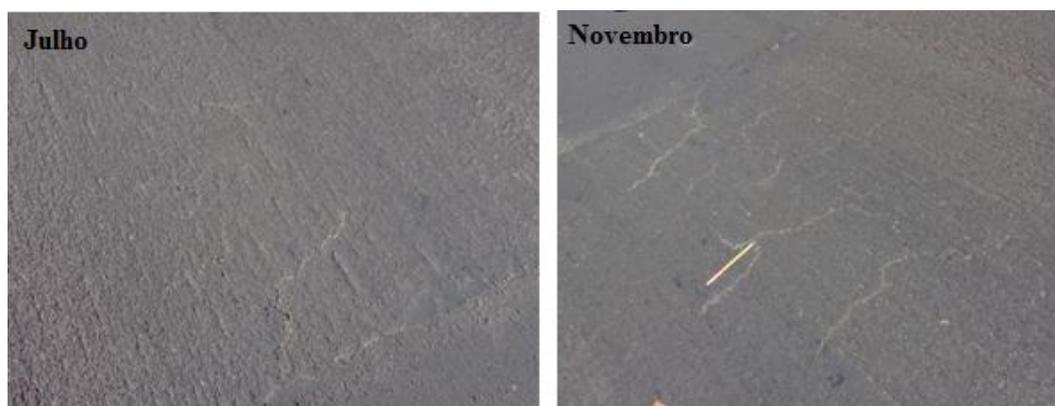


Figura 55: Evolução do trincamento no km 14+660 entre os meses de julho e novembro de 2016

Observou-se no trecho I uma maior evolução dos defeitos em comparação com o trecho II. No trecho I, constatou-se que após a execução do microrrevestimento asfáltico houve aumento no trincamento com bombeamento de finos, arrancamento de agregados e até mesmo pequenas panelas. Estas degradações, que ainda não haviam sido visualizados por Bock (2016) no ano anterior, são apresentadas na Figura 56.

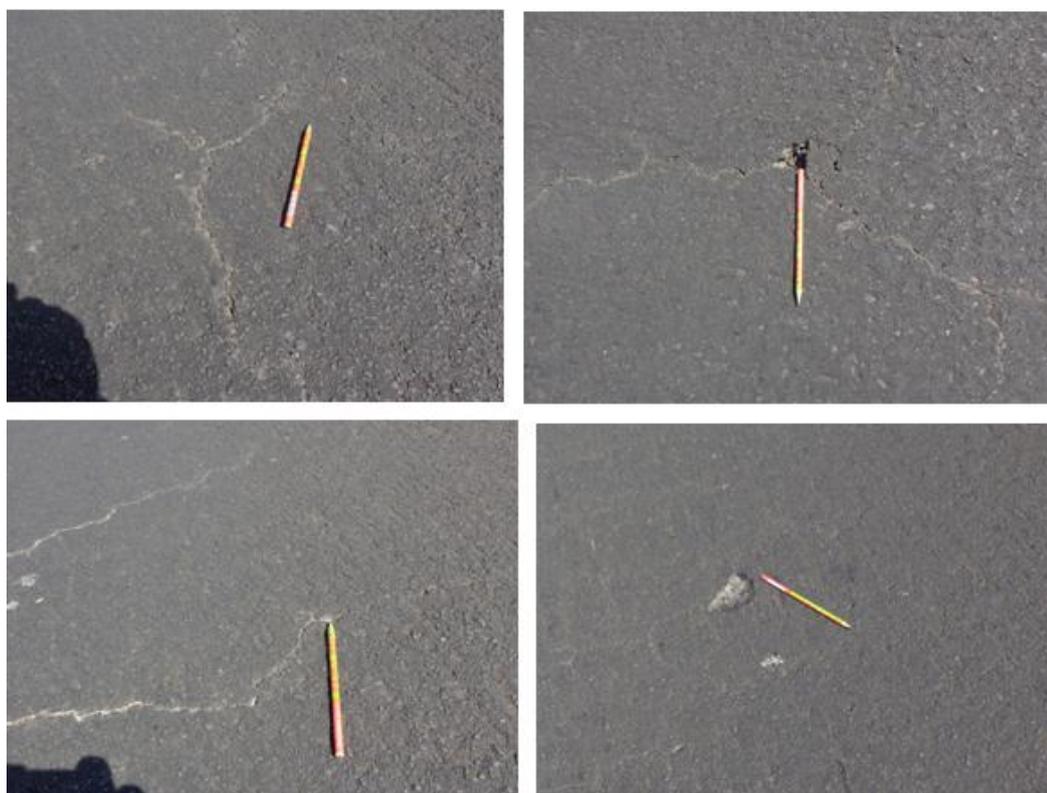


Figura 56: Evolução dos defeitos no trecho I após a execução da camada de microrrevestimento asfáltico, apresentando pequenas panelas e trincamentos mais severos (novembro de 2016)

De modo geral pode-se associar a evolução e surgimento de novos defeitos às fortes chuvas que ocorreram antes do último levantamento, realizado em novembro. A água da chuva consegue percolar através das fissuras e trincas existentes no pavimento e causar um dano mais crítico ao mesmo em pouco tempo.

Já no trecho II não se verificou uma evolução crítica nos defeitos. Os mesmos continuaram com um crescimento gradativo, mas de forma mais lenta. Não surgiram defeitos novos na pista de rolamento, apenas se confirmou a presença do desgaste superficial e algumas fissuras, sendo que poucas já apresentavam bombeamento de finos (Figura 57).



Figura 57: Defeitos presentes no trecho II da BR-290/RS (novembro de 2016)

Por fim, apresenta-se na Figura 58 os aspectos atuais dos trechos I e II, sendo visível a diferença da superfície dos dois trechos, com o trecho I atualmente mais danificado.



Figura 58: Aspecto dos trechos I e II após o último levantamento realizado em novembro de 2016 (novembro de 2016)

Como conclusão do atual monitoramento de desempenho dos trechos experimentais, adaptou-se a tabela apresentada por Bock (2016), com o registro de defeitos e a evolução das condições funcionais e estruturais dos dois trechos monitorados em função do tráfego solicitante (N_{AASHTO}), registrando-se novos defeitos encontrados e a evolução dos defeitos já existentes.

Tabela 12: Principais patologias encontradas nos trechos monitorados da BR-290/RS

Defeito	Surgimento de principais patologias	Tráfego
		N AASHTO
Trincamento	T1 - Surgimento das primeiras fissuras (healing)	4,00E+06
	T1 - Início do trincamento	6,49E+06
	T1 - Trincas bombeamento de finos	7,21E+06
	T1 - Microrrevestimento asfáltico	8,00E+06
	T1 - Reflexão de trincas no microrrevestimento	1,00E+07
	T1 - Início de Painelas	1,73E+07
	T2 - Surgimento das primeiras fissuras	5,24E+06
	T2 - Início do trincamento	6,04E+06
	T2 - Trincamento com pouca propagação	6,94E+06
Desgaste	T1 - Detecção de desgaste inicial	2,88E+06
	T1 - Desgaste e arrancamento de agregados	5,05E+06
	T2 - Detecção de desgaste inicial	2,29E+06
	T2 - Desgaste superficial	5,24E+06
	T1 - Perda da Macrotextura: Grossa - Média	2,88E+06
	T1 - Perda da Macrotextura: Média - Fina	1,00E+07 ¹
	T2 - Perda da Macrotextura: Grossa - Média	2,29E+06
	T2 - Perda da Macrotextura: Média - Fina	6,94E+06
ATR	T1 - ATR (4,00 mm)	4,00E+06
	T1 - ATR (5,00 mm)	6,07E+06
	T1 - ATR (6,00 mm)	7,21E+06
	T1 - ATR (8,00 mm)	1,61E+07
	T2 - ATR (4,00 mm)	8,41E+06
	T2 - ATR (5,00 mm)	1,15E+07
	T2 - ATR (7,00 mm)	1,32E+07

¹ Teria atingido a classificação se não houvesse sofrido a intervenção.

Fonte: Adaptado de Bock (2016)

- Índice de Gravidade Global – IGG

Juntamente com o levantamento de defeitos, também se determinou o Índice de Gravidade Global (IGG). Esta avaliação foi realizada no último levantamento (novembro/2016).

Para a identificação e interpretação das degradações utilizaram-se os padrões estabelecidos pelo DNIT (DNIT 005/2003 - TER). A partir do levantamento contínuo dos defeitos do pavimento, foi calculado do Índice de Gravidade Global (IGG) nos dois trechos.

A Tabela 13 apresenta os resultados de IGG, classificando o pavimento como “REGULAR” para o trecho I e “BOM” para o trecho II. A exceção se dá no reparo localizado no trecho I (remendo de grandes dimensões realizado em 2012) e ao elevado trincamento, que resulta em um IGG mais elevado que o do trecho II.

Tabela 13: Resultados de IGG dos trechos monitorados na BR-290/RS

Trecho	Km i	Km f	Ext (m)	ATR (mm)	IGG
I	14+700	14+400	300	8,91	69,8
II	5+500	5+000	500	7,28	27,1

4.2 MONITORAMENTO DO NÍVEL DO LENÇOL FREÁTICO

4.2.1 Balanço hídrico da região

Para realizar o balanço hídrico da região onde se localiza os trechos experimentais da BR-290/RS e verificar se as camadas permanecem úmidas ou não durante o ano, coletou-se informações no Atlas Climático da Região Sul do Brasil (EMBRAPA, 2012) para o município de Osório (km 0+000 da rodovia), as quais são apresentadas na Figura 59.

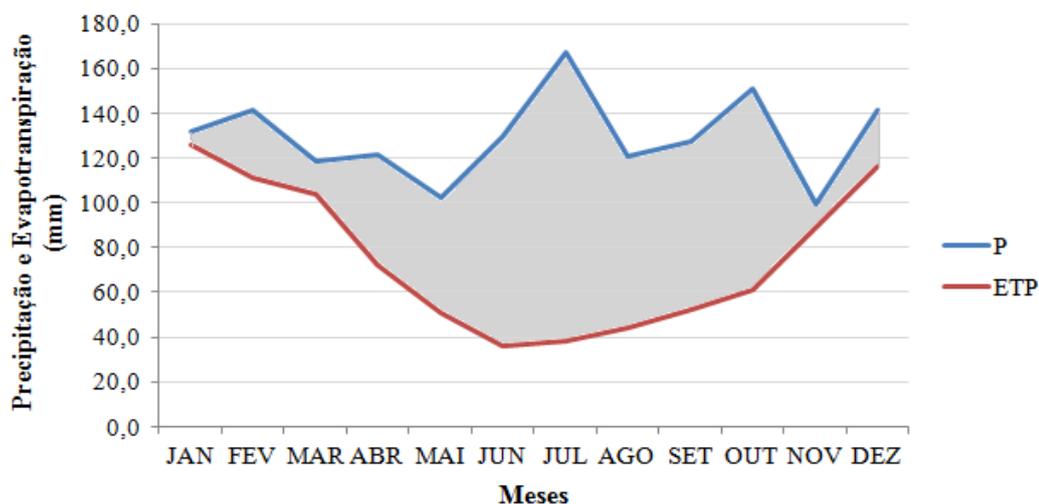


Figura 59: Balanço hídrico mensal da região de Osório/RS (EMBRAPA, 2012)

No município de Osório/RS, durante todo o ano a precipitação é superior à evapotranspiração (ETP), resultando assim em um excedente de precipitação pluviométrica. Como a precipitação anual média é de 1553 mm e a evapotranspiração potencial é de 901 mm, temos que o excedente anual é de 652,1 mm. Assim, utilizando a Equação 8, apresentada no item 3.2.8, tem-se um Índice de Umidade de Thornthwaite igual a 72%, o que demonstra que as camadas do pavimento tendem a permanecerem úmidas ao longo do ano.

4.2.2 Monitoramento do nível de água

Como citado no capítulo da Metodologia desta dissertação, se propôs avaliar mensalmente a variação do nível de água do lençol freático na BR-290/RS (km 14+630) através de um medidor de nível de água (NA), verificando se esta variação influi no comportamento do pavimento. A partir desta verificação procurou-se correlacionar a variação da profundidade do lençol freático com a deflexão medida no local, com as deflexões obtidas através de análise com o auxílio do software Everstress 5.0, e de resultados de ensaios laboratoriais.

Apresenta-se na Tabela 14 as medições de nível de água realizadas mensalmente no km 14+630, de setembro de 2016 a março de 2017. Também é exposta a precipitação ocorrida no município de Osório/RS para os cinco dias anteriores à medição do NA, de modo a avaliar se houve influência das chuvas no valor coletado.

Tabela 14: Profundidade do NA medido mensalmente e a precipitação anterior à medição

Ano	Mês	Medição	Profundidade (m)	Precipitação anterior (mm)					Precipitação total (mm)
2016	SET	08/09/2016	2,29	07/09/2016	06/09/2016	05/09/2016	04/09/2016	03/09/2016	66,1
				0	17,3	9,3	20,6	0	
	OUT	10/10/2016	3,19	09/10/2016	08/10/2016	07/10/2016	06/10/2016	05/10/2016	238,4
				0	0	5,5	13	0,4	
NOV	08/11/2016	2,86	07/11/2016	06/11/2016	05/11/2016	04/11/2016	03/11/2016	136,5	
			0	0	0	0	0,2		
DEZ	01/12/2016	2,70	30/11/2016	29/11/2016	28/11/2016	27/11/2016	26/11/2016	173,2	
			0	0,5	50,2	0	0		
2017	JAN	10/01/2017	2,57	09/01/2017	08/01/2017	07/01/2017	06/01/2017	05/01/2017	225
				1,4	0	0	42,8	35,4	
	FEV	07/02/2017	3,18	06/02/2017	05/02/2017	04/02/2017	03/02/2017	02/02/2017	100,8
0				0	4,6	7,2	1,6		
MAR	15/03/2017	2,78	14/03/2017	13/03/2017	12/03/2017	11/03/2017	10/03/2017	177,1	
			0	21,7	20,2	2,8	28,5		

Na Figura 60 é apresentado de forma gráfica as profundidades de NA coletados mensalmente, considerando que a estrutura total do pavimento constitui de 1,13 metros (a partir do topo do subleito) e que no mês de novembro houve a coleta da bacia deflectométrica no local.

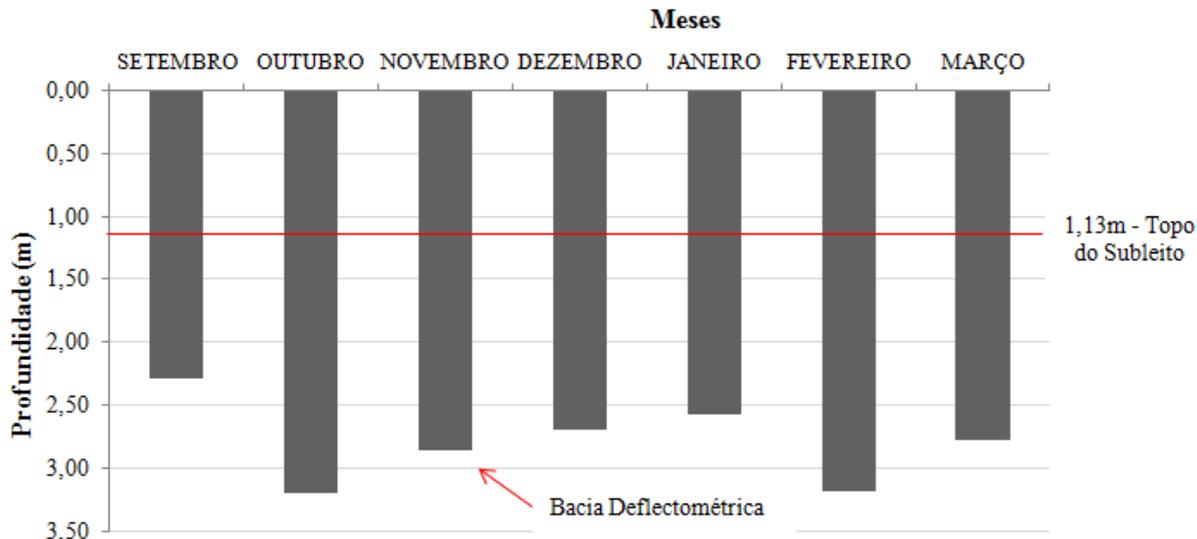


Figura 60: Valores de NA medidos mensalmente no km 14+630 da BR-290/RS

De acordo com a Figura 60, no mês de setembro se mediu a menor profundidade do lençol freático, sendo de 2,29m em relação ao topo do pavimento. Deve-se também considerar que a estrutura do pavimento naquele trecho possui 1,13m de espessura acima do subleito, ou seja, a profundidade do lençol freático em relação ao topo do subleito era 1,16m. Também se deve considerar que no período de junho a setembro ocorrem elevadas precipitações pluviométricas

e baixa evapotranspiração potencial (já apresentado no balanço hídrico no item 4.2.1), resultando em um elevado excedente de água, o que pode influenciar no nível de água local.

Outro aspecto que merece relevância é que o solo acima do nível do lençol freático pode também estar em parte saturado, já que, por capilaridade, a água se eleva por entre os interstícios de pequenas dimensões deixados pelas partículas sólidas, além do nível medido. A altura que pode ser alcançada vai depender da natureza do solo (em solos argilosos a capilaridade ocorre em maiores proporções).

Relacionando com a bacia defletométrica obtida no mês de novembro, temos o nível de água a uma profundidade de 2,86m, em relação à superfície do pavimento, e uma deflexão máxima de 43×10^{-2} mm. Não se pode afirmar que o valor da deflexão obtida se dá apenas em razão da variação do lençol freático, pois para ela também contribuem todas as camadas do pavimento. Porém a presença de água no subleito da rodovia afeta significativamente a deflexão superficial.

A relação entre a variação de umidade no subleito e as deflexões medidas foi avaliada e é apresentada a seguir.

4.3 ANÁLISE DO COMPORTAMENTO RESILIENTE DO SUBLEITO DA BR-290/RS

4.3.1 Resultados dos Ensaios de Módulo de Resiliência

Conforme descrito no Capítulo 3, os ensaios triaxiais cíclicos foram realizados visando à determinação dos módulos de resiliência do material do subleito da BR-290/RS (retirado especificamente do km 14+630) frente a ciclos de secagem e umedecimento da amostra na compactação e no pós-compactação.

Nas Figuras 61, 62 e 63 apresentam-se os resultados dos ensaios de módulo resiliente para as amostras compactadas e ensaiadas nas umidades de 18% ($W_{ót} - 2\%$), 20% ($W_{ót}$) e 22% ($W_{ót} + 2\%$). Os demais resultados dos ensaios realizados variando a umidade do solo estão dispostos no Apêndice A deste trabalho.

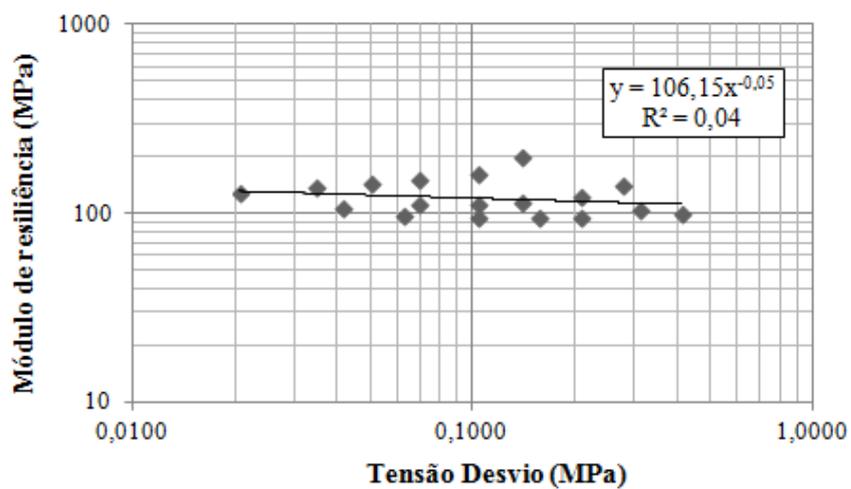


Figura 61: Resultado do ensaio de MR na umidade de 18% ($W_{ót} - 2\%$)

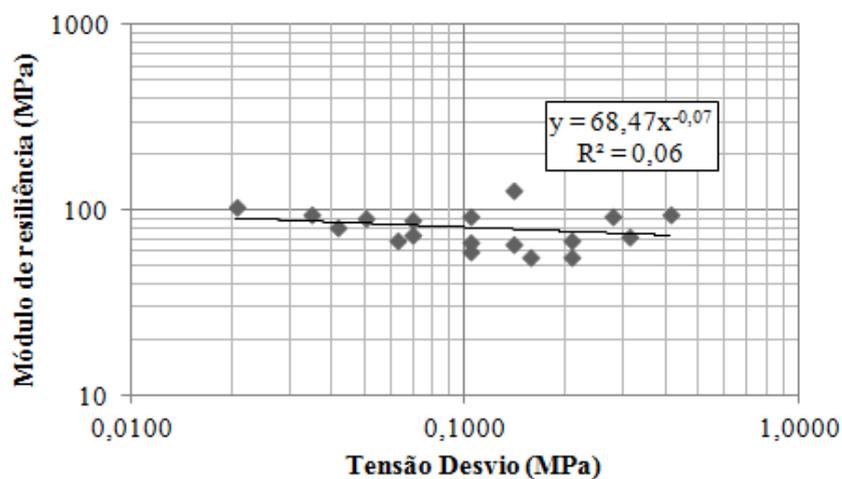


Figura 62: Resultado do ensaio de MR na umidade de 20% ($W_{ót}$)

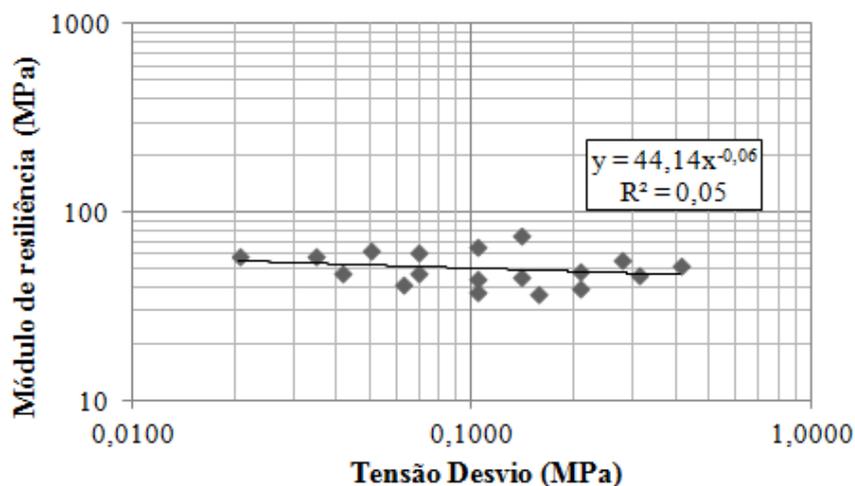


Figura 63: Resultado do ensaio de MR na umidade de 22% ($W_{ót} + 2\%$)

Constata-se que nos ensaios mostrados nas Figuras 61 a 63 o módulo resiliente se mostrou praticamente independente do estado de tensões, como atesta os valores muito baixos de Coeficiente de Determinação (R^2).

Comportamento semelhante foi relatado por Medina e Motta (2015) para solos finos coesivos, argilosos e siltosos, com mais de 50% de peso passando na peneira n°200, que terão seu comportamento condicionado pela fração argilosa nos finos. Este comentário pode ser visualizado na Figura 64, onde se verifica que quanto menor a fração argilosa (portanto, maior a de silte nos finos), menos sensível se torna o módulo à variação da tensão desvio e, também mais deformável é o solo a ação de cargas repetidas.

No capítulo 3 foi apresentada a análise granulométrica e os Limites de Atterberg do solo que foi classificado como sendo um solo siltoso de elevada compressibilidade (MH). O solo por apresentar uma elevada fração de silte, correspondendo a praticamente 45%, tem comportamento resiliente praticamente independente da tensão desvio.

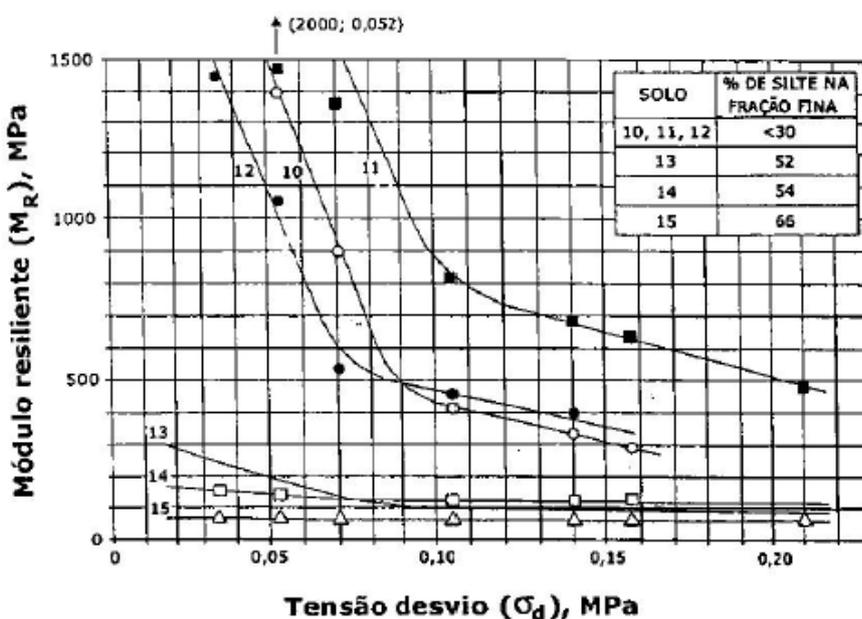


Figura 64: Relação entre o MR e a tensão desvio de solos argilosos e siltosos de rodovias (MEDINA E MOTTA, 2015)

Outro aspecto que pode ser observado nas Figuras 61, 62 e 63 é a elevada variação do módulo de resiliência em função da umidade. Considerando-se a tensão desvio igual a 69 kPa, o corpo de prova compactado e ensaiado com 18% de umidade (2% abaixo da ótima) alcançou módulos da ordem de 120,5MPa; já no CP que foi compactado e ensaiado no teor de umidade

de 20% (umidade ótima) o MR é 71,5MPa e no CP compactado e ensaiado a 22% (2% acima da ótima) tem-se 48,4MPa.

Esta discussão é aprofundada no item 4.3.2, porém já se pode constatar que quanto menor a umidade de compactação e ensaio, maior será o módulo de resiliência e quanto maior a umidade de compactação, menor será o MR.

4.3.2 Comparações entre Módulos de Resiliência a diferentes umidades

Foram realizados ensaios triaxiais em 15 condições diferentes de umidade, variando esta umidade na compactação ou pós-compactação. É importante destacar que as amostras ensaiadas não apresentaram o mesmo peso específico aparente seco, mesmo esta tendo demonstrado pouca variação, conforme pode ser visto na curva de compactação apresentada na Figura 28 e na Tabela 8, onde se apresenta o programa de ensaios executados. Desta forma os resultados foram tratados e comparados apenas em termos de umidade, mas todos com grau de compactação muito próximo a 100%.

Para fins de conhecimento, moldou-se uma amostra com grau de compactação próximo a 90%, simulando uma má compactação do solo em campo; porém a amostra não suportou os primeiros pares de tensões, rompendo logo em seguida. Algumas amostras que passaram por trajetórias de umedecimento não suportaram todos os pares de tensões. As amostras compactadas e ensaiadas acima da umidade ótima apresentaram menor resistência ao carregamento, sofrendo deformações plásticas excessivas, o que tornou impossível a continuidade do ensaio em alguns CPs.

Na Figura 65 é mostrada a variação do módulo de resiliência com a tensão desvio para as diversas condições de umidade na compactação da amostra, ou seja, a amostra foi compactada e ensaiada com a mesma umidade. Alguns resultados (teores de umidade de 18%, 20% e 22%) já foram apresentados nas Figuras 61 a 63. Aqui se preferiu apresentar somente as linhas de tendência de modo a ficar mais claro o efeito do teor de umidade.

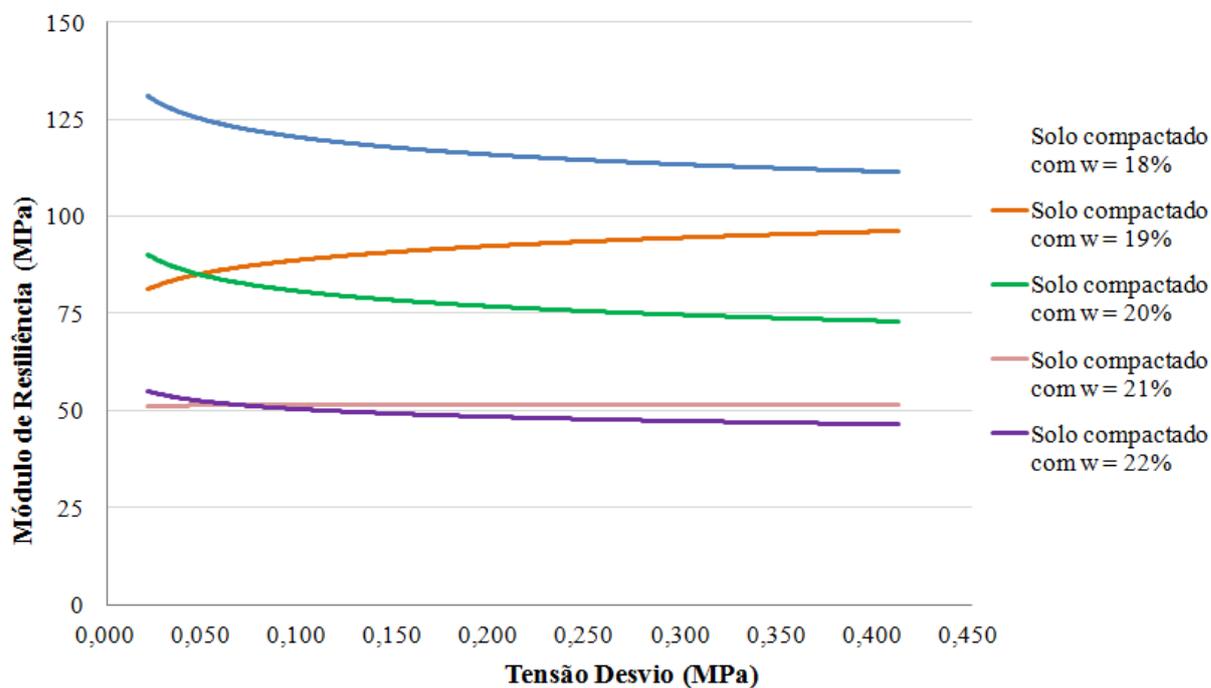


Figura 65: Resultado dos ensaios de MR para amostras compactadas e ensaiadas em diferentes umidades

Um aspecto relevante se tem avaliando apenas as amostras compactadas no ramo seco, nas quais se pode verificar uma grande diferença de valores de módulos resilientes com variações de apenas 1% no teor de umidade. O solo compactado e ensaiado com 18% de umidade apresentou um comportamento típico de solos coesivos: diminuição do MR com o aumento da tensão desvio. Porém o solo compactado e ensaiado com 19% de umidade apresentou uma leve tendência de aumento do MR com o aumento da tensão desvio. Este comportamento observado é atípico para solos coesivos e mais comuns em solos siltosos.

Analisando o solo compactado no ramo úmido, com 21 e 22% de umidade respectivamente, observa-se escassa variação do módulo resiliente. Além de não haver relevante variação do módulo comparando as umidades, ainda se verifica a independência do MR com relação à tensão desvio.

A Figura 66 apresenta uma comparação entre os comportamentos de amostras compactadas na umidade ótima (20%) e submetidas a ciclos de umedecimento e secagem antes do ensaio propriamente dito.

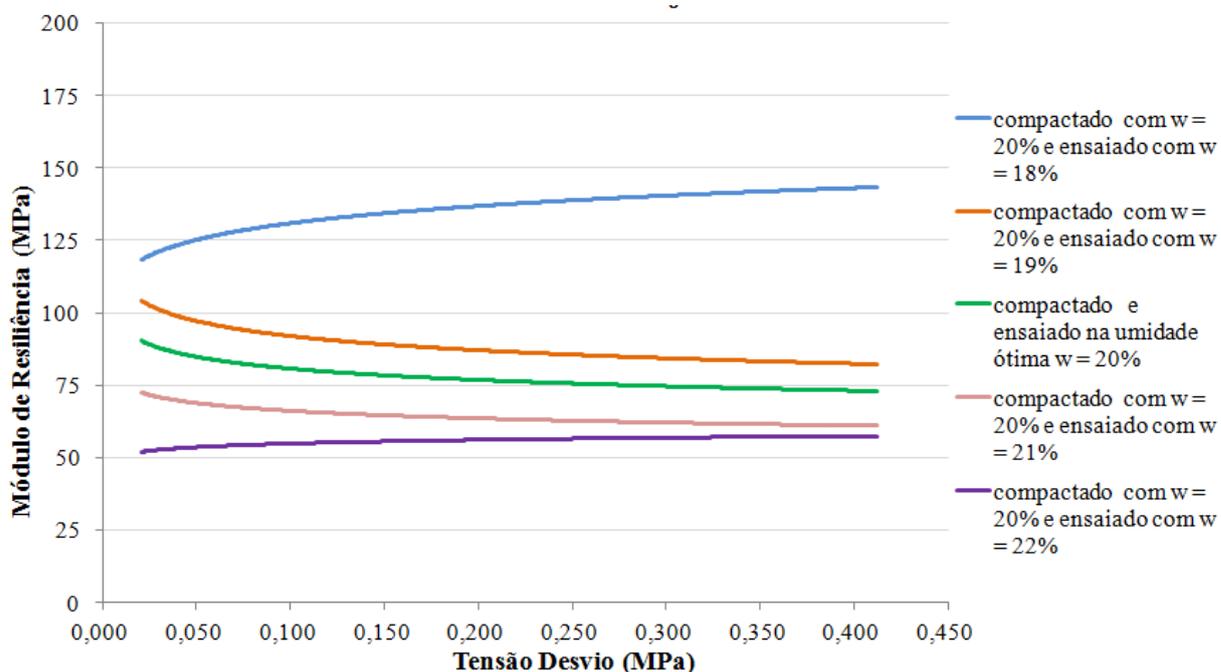


Figura 66: Resultado dos ensaios de MR em amostras compactadas na umidade ótima (20%) e submetidas a ciclos de secagem e umedecimento antes do ensaio

Analisando a Figura 66 verificamos que quando a amostra é compactada na umidade ótima e submetida à trajetória de umedecimento, o módulo não sofre variação significativa. Por exemplo: tomando referência os valores obtidos para uma tensão desvio de 69kPa, têm-se MR de 62,4MPa para a amostra ensaiada com 22% de umidade e 62,7MPa para a amostra ensaiada com 21% de umidade, ou seja, os módulos são relativamente iguais.

Entretanto, se a amostra for compactada no teor de umidade ótima e submetida a ciclos de umedecimento ou secagem (+1% ou -1%) antes do ensaio, os módulos resilientes resultantes serão significativamente diferentes.

Por fim, avaliando as amostras compactadas na umidade ótima e que sofreram secagem antes de serem ensaiadas, observa-se que quanto menor o teor de umidade no qual a amostra foi ensaiada, maior é o módulo medido. Quando a secagem reduz o teor de umidade em 2% obtém-se valores de MR que são quase o dobro dos módulos medidos em amostras compactadas e ensaiadas na umidade ótima. Aumento tão significativo no MR pode ser atribuído à sucção. Mesmo que nesta pesquisa não se tenha determinada a curva de retenção de água do solo de subleito, nem medido a sucção durante os ensaios de MR, diversos

pesquisadores (Gehling et al., 1998; Ceratti et al., 2004; Weber, 2013) mostraram a importância capital da sucção no comportamento resiliente de solos finos.

Observando a Figura 67, pode se entender o comportamento resiliente de uma camada do solo estudado ao ser compactada acima ou abaixo da umidade ótima, sofrendo posteriormente ciclos de umedecimento e secagem, até alcançar o teor de umidade ótima.

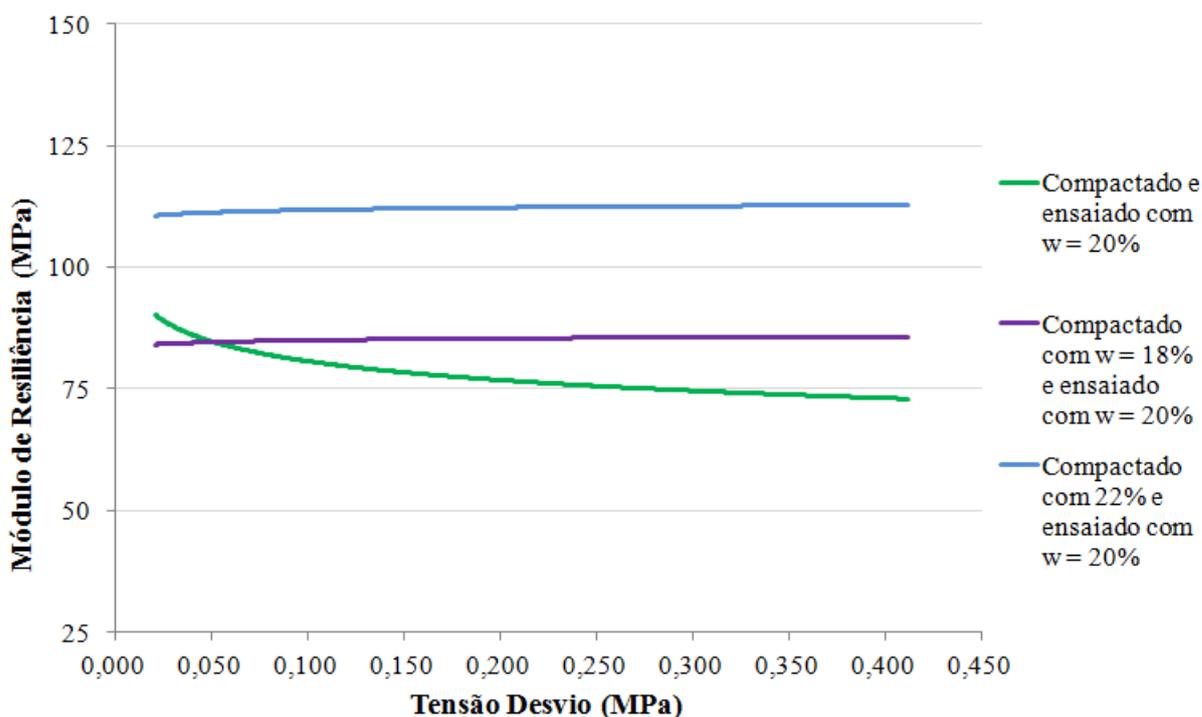


Figura 67: Resultado dos ensaios de MR para amostras que alcançaram a umidade ótima (20%) através de trajetórias de umedecimento ou secagem

Pode-se observar que a amostra compactada a uma umidade acima da ótima e submetida ao processo de secagem apresentou os maiores valores de módulo de resiliência. Este comportamento é atribuído ao fato de, na trajetória de secagem, além da redução da umidade, há o conseqüente aumento da sucção.

Para a amostra que passou por uma trajetória de umedecimento até alcançar a umidade ótima, se observam módulos superiores que os medidos na amostra compactada e ensaiada na umidade ótima de 20%.

Por fim, analisou-se a variação de umidade de amostras que não foram compactadas na umidade ótima, mas que sofreram ciclos de secagem e umedecimento, simulando uma

compactação da camada do pavimento com a umidade alterada (não a ótima) e que após a liberação ao tráfego, sofreu variações de umidade em razão de fatores ambientais e climáticos. Os resultados obtidos em laboratório são apresentados na Figura 68.

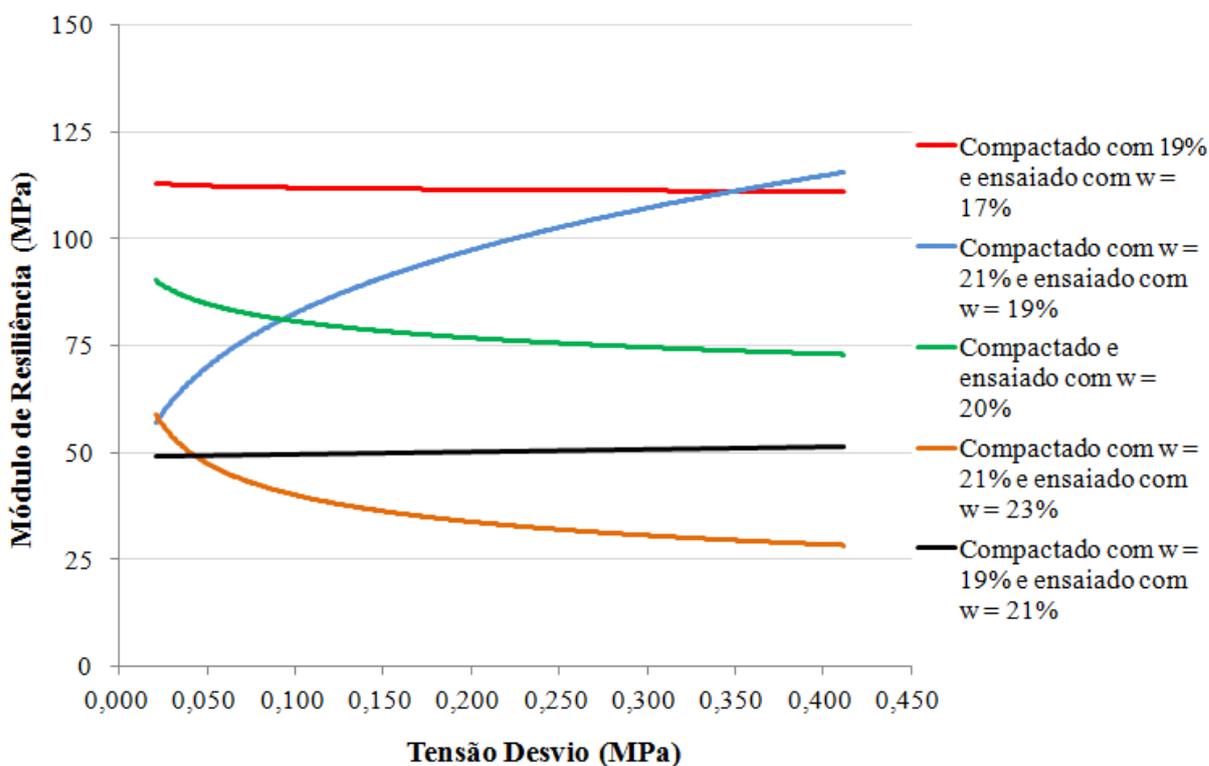


Figura 68: Resultado dos ensaios de MR para amostras compactadas mais secas ou mais úmidas em relação à umidade ótima (20%) e que passaram por trajetória de umedecimento ou secagem

Na Figura 68 pode-se observar novamente que as amostras que sofreram trajetórias de secagem apresentaram módulos de resiliência superiores aos que sofreram trajetórias de umedecimento. A amostra que apresentava menor umidade (19%) e que sofreu uma perda de 2% de água não apresentou variação de MR com o aumento da tensão desvio; ademais os MRs obtidos foram bastante elevados, o que indica principalmente uma grande influência da sucção.

Na amostra que foi compactada com 21% de umidade e sofreu um ciclo de secagem, perdendo 2% de água, observa-se um notável crescimento do módulo resiliente a tensão desvio. Acredita-se que este comportamento ocorra por a amostra passar de uma condição mais úmida que o adequado (20%) para uma condição bem mais seca, aumentando sua rigidez.

Já as amostras mais úmidas apresentaram comportamento diferente ao apresentado pelas amostras secas. Quando compactado a 19%, mas ensaiado a 21%, o solo apresentou módulos menores que a amostra compactada e ensaiada na umidade ótima de 20%. Este fato comprova que mesmo o solo estando mais seco inicialmente, a adição de 2% de água diminui a sua rigidez substancialmente e que pode levar a um aumento de deformações.

A amostra que foi compactada acima da umidade ótima (21%) e ensaiada com mais 2% de água (23%) apresentou o pior comportamento. Seu comportamento é o esperado para solos finos coesivos, porém os MR foram muito baixos. Esta amostra foi a que menos suportou as tensões aplicadas, rompendo na metade do ensaio. Este resultado confirma que camadas com elevada umidade perdem rigidez e estão sujeitas a deformações excessivas, diminuindo a vida útil do pavimento.

4.3.3 Modelagem dos resultados de Módulo de Resiliência

Além de comparar os resultados de módulo de resiliência com variações de umidade, também se optou por apresentar estes resultados na sua totalidade.

Na Figura 69 têm-se os resultados de MR para amostras com diferentes umidades de compactação e também para amostras submetidas a ciclos de secagem e umedecimento. Os valores de MR estão normalizados ao MR na umidade ótima (M_{ro}) e a variação de umidade é apresentada como sendo a umidade do ensaio e a umidade ótima ($w-w_o$). Desta maneira pode-se avaliar a variação do módulo resiliente em qualquer condição do solo em termos de variação de umidade.

A Figura 69 novamente evidencia o aumento do módulo de resiliência ao se reduzir o teor de umidade do material. Pode-se observar também que as amostras compactadas e ensaiadas no ramo seco ou que seguiram uma trajetória de secagem, a diferença de MRs devido às tensões aplicadas são maiores, sendo mais evidente para uma umidade de -2% (18%). Já para as amostras no ramo úmido, esta diferença foi menor.

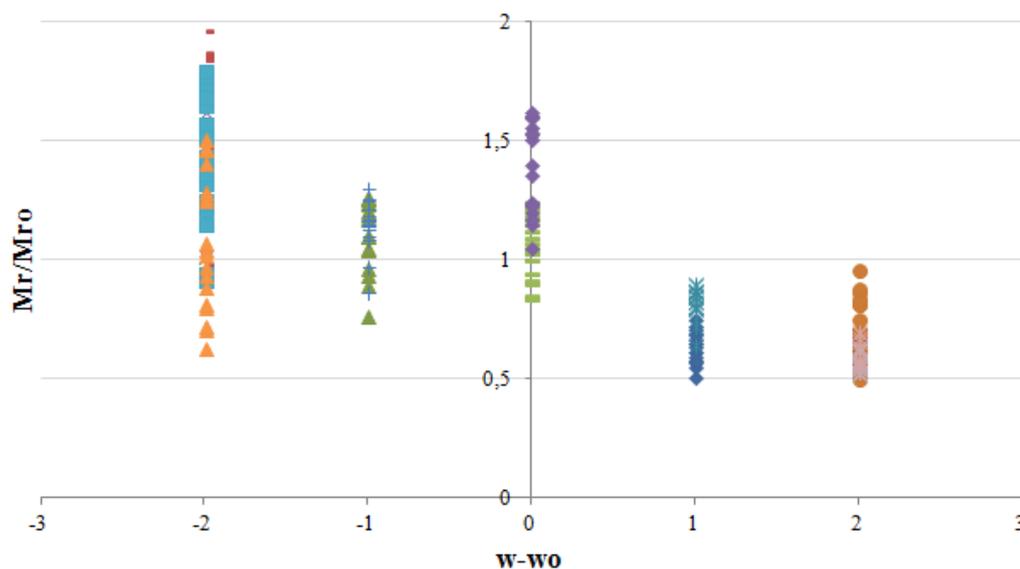


Figura 69: MR normalizado em função da diferença entre a umidade de ensaio e a umidade ótima

Por fim, as amostras compactadas ou que sofreram umedecimento (21% e 22%) não apresentaram elevada diferença de valores de MR entre si, nem elevada variação de MR com a variação da tensão desvio.

A partir dos dados apresentados na Figura 69, modelou-se a variação do módulo de resiliência normalizado médio em função da diferença ($w - w_0$), como mostrado na Figura 70.

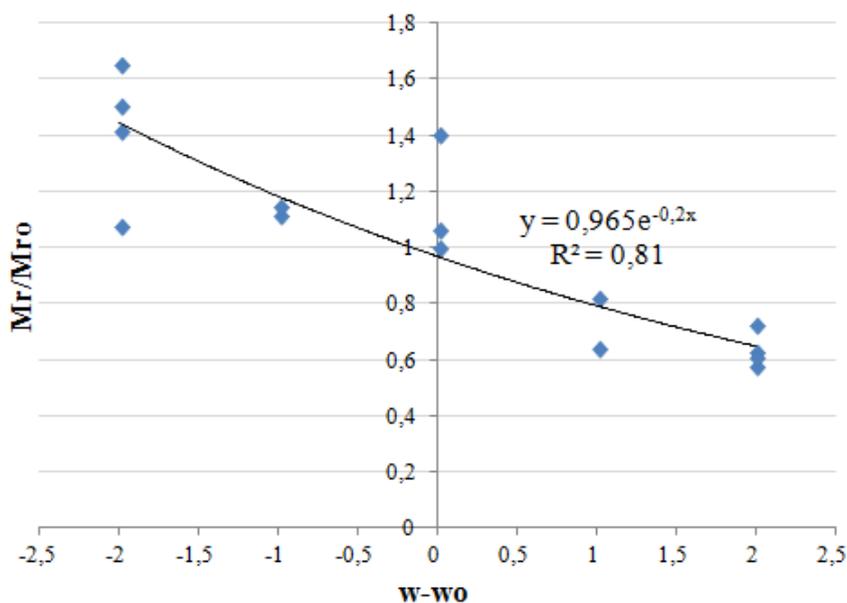


Figura 70: Linha de tendência entre o MR normalizado e as variações de umidade (compactação e trajetórias)

A modelagem exponencial apresentou significância estatística (R^2 de 0,81).

Alguns dos principais modelos de previsão do módulo de resiliência com base nos diferentes estados de tensão foram avaliados, com expressões que consideram o efeito da tensão confinante (σ_3), do primeiro invariante de tensões (θ), da tensão desvio (σ_d), entre outros. Com a análise dos dados obtidos utilizando outros modelos, pode-se verificar o comportamento do material e qual dos modelos o descreve melhor.

A escolha de um modelo que descreva com a maior fidelidade possível o comportamento resiliente de um solo é de fundamental importância para a avaliação correta da deformabilidade do material. Assim, adotou-se o valor do coeficiente de determinação (R^2) obtido dos modelos como critério para a medida de adequação de cada um deles na representação da variação do MR com o estado de tensão.

Primeiramente, na Tabela 15 são apresentados os valores dos parâmetros encontrados para três modelos tradicionais de utilização, que consideram a tensão desvio, tensão confinante e a soma das tensões principais.

Tabela 15: Parâmetros dos modelos tradicionais que consideram a tensão confinante, tensão desvio e soma das tensões principais

Amostra	$MR = K_1 \sigma_d^{K_2}$			$MR = K_1 \sigma_3^{K_2}$			$MR = K_1 \theta^{K_2}$		
	K1	K2	R ²	K1	K2	R ²	K1	K2	R ²
18%	106,2	-0,05	0,04	121,8	0,03	0,15	111,6	0	0,03
19%	101,2	0,06	0,04	141	0,18	0,45	94,91	0,11	0,25
20%	68,5	-0,07	0,06	78,7	0,03	0,07	99,5	0,2	0,01
21%	51,51	0	0	78,02	0,17	0,33	54,54	0,09	0,13
22%	44,1	-0,06	0,05	60	0,09	0,13	49,6	0,03	0,02
20+1%	57,9	-0,06	0,05	80,7	0,11	0,13	62,5	0,02	0,02
20+2%	59,18	0,03	0,01	108,1	0,24	0,56	71,9	0,22	0,27
20-1%	76,62	-0,08	0,08	92,4	0,03	0,06	83,7	0	0
20-2%	151,65	0,06	0,05	206,29	0,18	0,44	148,3	0,14	0,24
19+2%	46,89	-0,01	0	72,58	0,16	0,31	52,3	0,11	0,12
19-2%	121,79	0,03	0,02	167,4	0,15	0,46	123,1	0,09	0,23
21+2%	22,79	-0,24	0,56	50	0,06	0	40,74	0,006	0,14
21-2%	142,5	0,24	0,33	233,1	0,37	0,76	111,3	0,29	0,6
18+2%	83,57	-0,01	0	131,7	0,17	0,36	96,3	0,14	0,14
22-2%	113,42	0,01	0	152,3	0,12	0,33	117,4	0,08	0,13

Com os resultados exibidos na Tabela 15 é possível perceber que de modo geral, para os três modelos avaliados, o valor do parâmetro k_1 sofre variações significativas em função da variação de umidade, tanto de compactação como por trajetórias de umedecimento e secagem. Em geral, o parâmetro diminui com o aumento da umidade e aumenta consideravelmente quando passa por um ciclo de secagem.

Em relação aos coeficientes de determinação (R^2), o modelo que apresentou a maior significância estatística foi o que leva em consideração a tensão confinante. Os R^2 obtidos para este modelo foram baixos, porém superiores aos outros dois modelos.

Para os modelos que consideram a tensão desvio e a soma das tensões principais, os valores de R^2 obtidos foram muito baixos, evidenciando que o material estudado não depende do estado de tensões, já que possui maior fração de silte nos finos, conforme já citado anteriormente. De modo geral, esta afirmação se aplica a todos os modelos, pois se verificou que o parâmetro k_2 , que explicita a dependência do MR em relação ao estado de tensões, apresentou valores próximos à zero.

Outro modelo muito utilizado é o modelo composto, que utiliza a tensão desvio e a tensão confinante. Na Tabela 16 são apresentados os parâmetros encontrados para o modelo.

Tabela 16: Parâmetros obtidos do modelo composto

Amostra	$MR = K_1 \times \sigma_d^{K_2} \times \sigma_3^{K_3}$			
	K1	K2	K3	R^2
18%	132,34	0	0,05	0,16
19%	95,28	0	0,05	0,44
20%	81,15	0	0,04	0,07
21%	53,39	0	0,04	0,32
22%	64,8	0	0,12	0,13
20+1%	79,64	0	0,11	0,13
20+2%	58,78	0	0,04	0,55
20-1%	83,75	0	0	0
20-2%	155,44	0,07	0,04	0,14
19+2%	52,83	0	0,04	0,29
19-2%	159,22	0	0,13	0,46
21+2%	46,39	0	0,04	0
21-2%	215,72	0,0009	0,35	0,76
18+2%	136,18	0	0,19	0,36
22-2%	152,35	0	0,12	0,33

Percebe-se inicialmente que este modelo apresentou valores de R^2 parecidos com os obtidos com o modelo que considera apenas a tensão confinante. Os R^2 foram relativamente baixos, porém superiores aos obtidos com os modelos tradicionais.

O parâmetro k_1 novamente foi o que apresentou maior variação devido à variação da umidade, o que pode influenciar nos valores obtidos de módulo de resiliência. Já os parâmetros k_2 e k_3 , que possuem relação com a tensão desvio e a tensão confinante, respectivamente, apresentaram valores muito próximos à zero, evidenciando sua pouca influência na obtenção do MR. Porém entre os dois parâmetros, o k_3 apresentou valores um pouco superiores ao k_2 .

Outro modelo utilizado para verificar se os dados obtidos pelos ensaios se adaptam a ele foi o modelo universal da AASHTO. Este modelo é bastante difundido e considera o estado de tensões e a tensão cisalhante atuante no solo. A Tabela 17 apresenta os resultados encontrados pelo método universal da AASHTO.

Tabela 17: Parâmetros obtidos do modelo da AASHTO (2004)

Amostra	$MR = K_1 \times P_0 \left(\frac{\theta}{P_0}\right)^{K_2} \times \left(\frac{\tau_{oct}}{P_0} + 1\right)^{K_3}$			
	K1	K2	K3	R ²
18%	1,3	0,03	0,97	0,02
19%	1,12	0,05	0,98	0,24
20%	0,84	0,03	0,97	0,01
21%	0,56	0,03	0,97	0,12
22%	0,56	0,03	0,97	0,01
20+1%	0,68	0,02	0,92	0,02
20+2%	0,62	0,03	0,97	0,26
20-1%	0,84	0	0,93	0,04
20-2%	1,63	0,06	0,99	0,24
19+2%	0,57	0,04	0,98	0,11
19-2%	1,89	0,09	0,97	0,23
21+2%	0,4	0	0,93	0,60
21-2%	4,18	0,29	3,52	0,60
18+2%	0,93	0,03	0,97	0,13
22-2%	1,66	0,08	1	0,13

Utilizando o modelo proposto verifica-se inicialmente que os valores obtidos de R^2 são baixos, indicando que o modelo não descreve o comportamento do material em análise. O

modelo da AASHTO apresentou um R^2 mais satisfatório que os encontrados com os modelos tradicionais que consideram o estado de tensões e a tensão desvio, porém o modelo que leva em consideração a tensão confinante e o modelo composto apresentaram resultados melhores.

Também se optou por utilizar o modelo proposto por Tam e Brown (1988), o qual considera os fatores p e q , que são a média das tensões principais a tensão desvio dividida por dois, respectivamente. Os parâmetros obtidos por este modelo estão apresentados na Tabela 18.

Tabela 18: Parâmetros obtidos do modelo de Tam e Brown (1988)

Amostra	$MR = K_1 \times \left(\frac{p}{q}\right)^{K_2}$		
	K1	K2	R^2
18%	124,6	0,61	0,70
19%	86,09	0,46	0,32
20%	78,88	0,65	0,56
21%	50,53	0,47	0,57
22%	52,1	0,61	0,76
20+1%	66,26	0,59	0,67
20+2%	55,04	0,58	0,51
20-1%	92	0,45	0,54
20-2%	127,72	0,46	0,30
19+2%	47,67	0,54	0,56
19-2%	115,34	0,35	0,50
21+2%	44,66	0,59	0,11
21-2%	70,7	0,27	0,05
18+2%	85,38	0,51	0,64
22-2%	113,36	0,49	0,57

Este modelo apresentou resultados mais satisfatórios que os apresentados anteriormente, com valores de R^2 bem mais elevados. Mesmo ajustando melhor os dados obtidos nos ensaios, poucos R^2 se mostraram acima de 0,6. Algumas amostras chegaram a apresentar valores de R^2 muito baixos, porém a média obtida foi de 0,5.

4.4 RETROANÁLISE

A retroanálise realizada buscou estimar o módulo de resiliência do solo de subleito *in situ* através do método de Albernaz (1997), para bacias deflectométricas obtidas com a viga Benkelman.

A bacia de deflexão considerada foi a apresentada no item 4.1.1, levantada no km 14+630 da BR 290/RS. Lembra-se que a espessura do pavimento desta rodovia é de 113 cm. Na Tabela 19 são apresentados os parâmetros de cálculo obtidos para o método.

Tabela 19: Parâmetros de cálculo do Método de Albernaz (1997)

R _x (cm)	0	25	50	75	100
D _x (cm)	0,043	0,039	0,029	0,009	0,003
T _x (cm)	0	16,60	44,93	118,53	202,64
MR Subleito (MPa)	0,0	122,0	82,6	187,1	350,9
MR Pavimento (MPa)	0	2772,9	868,7	370,9	332,7

A partir destes dados traçaram-se os gráficos ($T_x \times r_x$) e ($E_{sl} \times r_x$) para obter o MR de campo (Figura 71). Com a espessura do pavimento sendo conhecida é necessário apenas obter r_x , para enfim determinar o MR do subleito em campo. Não se calculou o MR efetivo do pavimento visto que o mesmo não seria utilizado nas análises realizadas.

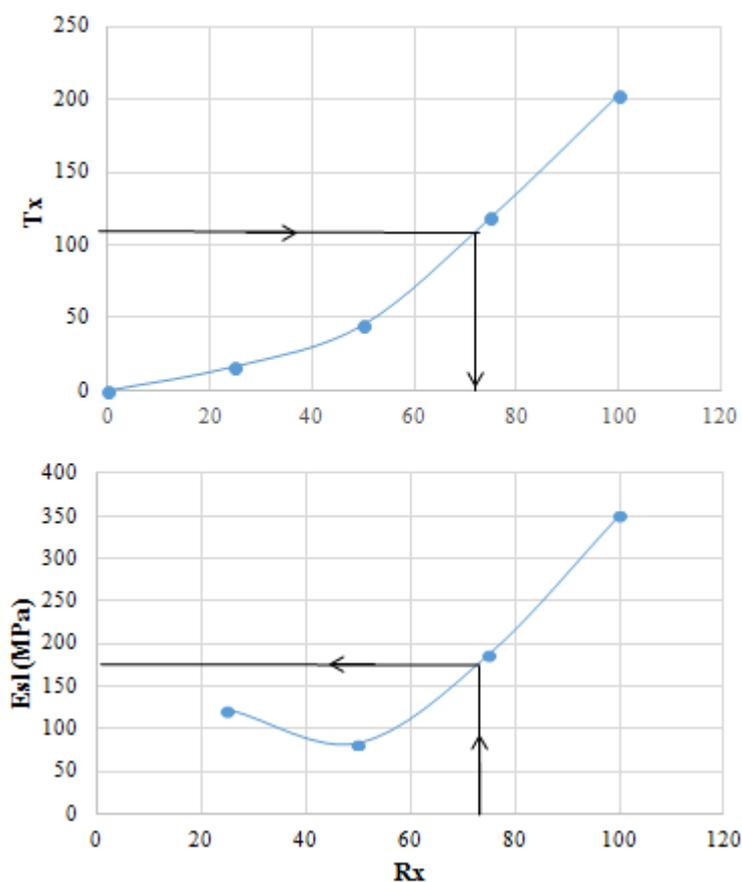


Figura 71: Obtenção de MR de campo pelo Método de Albernaz (1997)

Analisando os gráficos da Figura 71 temos que para a bacia deflectométrica levantada no km 14+630 no mês de novembro de 2016, o módulo de resiliência do subleito é de aproximadamente 175 MPa.

Verifica-se que o valor de MR obtido por retroanálise é bastante superior aos obtidos em laboratório. Como apresentado anteriormente, a diminuição da umidade pode influenciar em um aumento do MR, onde acredita-se que em campo, a umidade esteja menor, resultando em um módulo de resiliência mais elevado.

4.5 RELAÇÃO ENTRE O NÍVEL DE ÁGUA E DEFLEXÃO

A partir dos resultados de MR obtidos em laboratório, pode-se realizar a análise através do *software* Everstress 5.0, obtendo deflexões no topo do revestimento e subleito, a qual variava em função da umidade do material. Na Tabela 20 são apresentados os resultados obtidos utilizando o *software* Everstress 5.0.

Tabela 20: Deflexões calculadas com o *software* Everstress 5.0 simulando a variação de umidade na camada de subleito do pavimento

Amostra		Deflexões topo do pavimento (0,01mm)	Deflexões topo do subleito (0,01mm)
1	18%	47	13
2	19%	50	17
3	20%	52	19
4	21%	56	23
5	22%	59	26
6	20+1%	54	21
7	20+2%	55	22
8	20-1%	50	17
9	20-2%	46	13
10	19+2%	56	23
11	19-2%	46	13
12	21+2%	57	24
13	21-2%	51	17
14	18+2%	51	17
15	22-2%	47	13

Analisando as deflexões obtidas no topo do pavimento, é possível verificar inicialmente que as mesmas aumentam com o aumento da umidade, ou seja, a estrutura se apresenta menos rígida com o aumento da umidade no subleito. Considerando somente a variação de umidade na etapa de compactação da camada, tem-se uma variação de 47×10^{-2} mm para uma umidade de 18% e 59×10^{-2} mm para uma umidade de 22%. É interessante considerar que quando realizado o levantamento zero na BR-290/RS, a deflexão característica do trecho era de 56×10^{-2} mm, valor muito próximo do obtido para a umidade de 21%, porém não se pode impor que este valor de deflexão obtido esteja totalmente relacionado a uma maior umidade da camada de subleito. As deflexões no pavimento dependem de uma série de fatores como a temperatura do pavimento, o Grau de Compactação das camadas, além da umidade das mesmas.

Ao avaliar as deflexões obtidas a partir do umedecimento do solo (compactado na umidade ótima, mas umedecido posteriormente), a variação de deflexões é bastante baixa. Percebe-se que compactar o solo em um ramo mais úmido aumenta mais as deflexões do que quando o solo é compactado na umidade ótima e sofre com o umedecimento gerado pela maior proximidade do lençol freático.

Já as deflexões calculadas para o material que sofreu trajetórias de secagem caem nitidamente, mostrando que o material se torna mais rígido com um possível rebaixamento do lençol freático e apresentando um aumento de sucção.

Em relação às deflexões obtidas no topo do subleito, as mesmas apresentaram igual tendência às obtidas no topo do pavimento, porém com menor intensidade visto a profundidade do ponto em análise.

Na Figura 72 são apresentados os valores de deflexão comparados com o limite máximo definido no PER e as deflexões admissíveis obtidas por Mattos (2014) considerando o Procedimento - B (DNER-PRO 011/79) e o DNER-PRO 269/94 (TECNAPAV).

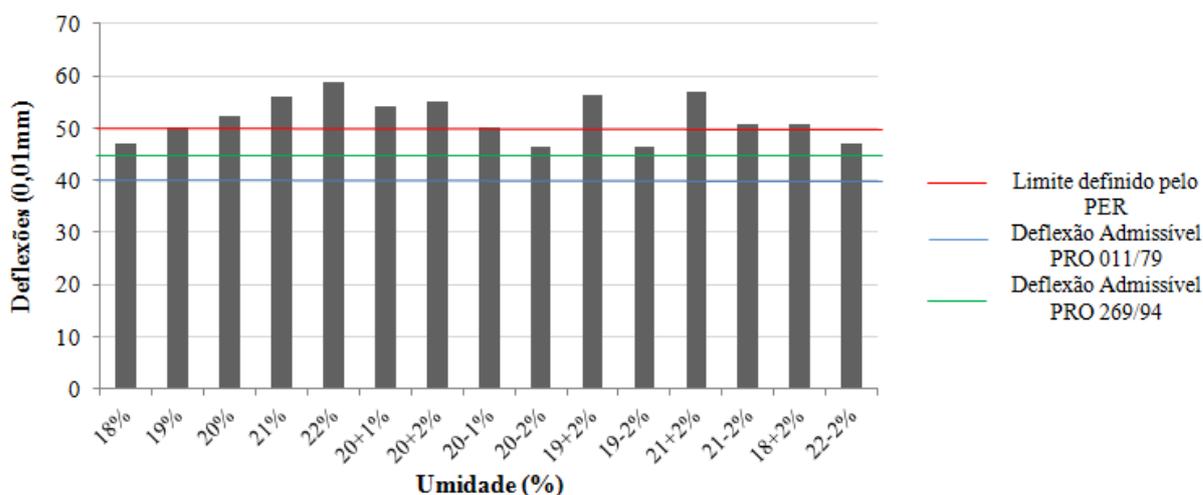


Figura 72: Comparação das deflexões obtidas através do *software* com os limites definidos pela normatização brasileira

É possível observar na Figura 72 que para todas as variações de umidades simuladas, as deflexões obtidas foram maiores que as admissíveis definidas através das duas normas vigentes no DNIT. Em relação à deflexão limite apresentada no Programa de Exploração da Rodovia, apenas as variações de umidade com o solo mais seco, com 18% de umidade ou menos, apresentou deflexões menores que a limite.

Os dados encontrados indicam que, se o solo natural estivesse apresentando variações de umidade como as sugeridas neste presente trabalho, às deflexões no topo do pavimento estariam muito acima dos limites sugeridos. Porém o que se verificou *in loco* é uma deflexão menor que as obtidas através do *software* Everstress 5.0.

É importante citar que a deflexão característica máxima obtida em campo no levantamento realizado em novembro de 2016 foi de 43×10^{-2} mm, um valor bem abaixo dos obtidos na simulação. Este fator, aliado ao MR de campo obtido com o método de Albernaz (1997) pode indicar que a camada de subleito estava mais seca no período de monitoramento, justificando assim uma menor deflexão.

Outro fator importante é que nas deflexões obtidas em campo aplicou-se um fator de correção, já que o pavimento estava com uma temperatura superior a 25°C , aproximadamente 55°C . Assim, não considerando este ajuste, a deflexão média característica obtida era de 52×10^{-2} mm, um valor próximo aos obtidos pela simulação.

Além da avaliação das deflexões no *software* Everstress 5.0, também foi analisada as tensões verticais obtidas no topo do subleito para cada uma das estruturas. As tensões verticais foram comparadas com as obtidas pelo Método de Heukelom e Klomp (1962), o qual considera o MR do subleito e o número de aplicações de carga. Os valores de MR utilizados foram os obtidos em laboratório e o número N, o obtido para o último levantamento de campo realizado em novembro de 2016.

Os dados obtidos através do software e através do Método de Heukelom e Klomp (1962) estão apresentados na Tabela 21.

Tabela 21: Tensões verticais obtidas no *software* Everstress 5.0 simulando a variação de umidade na camada de subleito do pavimento

Amostra		MR (kgf/cm ²)	Tensão Admissível (kgf/cm ²)	Tensão Admissível (kPa)	Tensões no topo do subleito (kPa)
1	18%	1100	1,09	108,79	10,25
2	19%	820	0,81	81,10	9,38
3	20%	700	0,69	69,23	8,92
4	21%	550	0,54	54,40	8,13
5	22%	470	0,46	46,48	7,6
6	20+1%	620	0,61	61,32	8,52
7	20+2%	580	0,57	57,36	8,3
8	20-1%	820	0,81	81,10	9,41
9	20-2%	1200	1,19	118,68	10,42
10	19+2%	550	0,54	54,40	8,07
11	19-2%	1190	1,18	117,69	10,43
12	21+2%	530	0,52	52,42	7,94
13	21-2%	800	0,79	79,12	9,27
14	18+2%	800	0,79	79,12	9,25
15	22-2%	1100	1,09	108,79	10,27
Campo (Retroanálise)		1750	1,73	173,08	11,41

Conforme os dados obtidos com as simulações, as tensões que chegam ao topo do subleito são relativamente baixas (entre 7 e 11 kPa) e ficam bem distante das tensões admissíveis obtidas para cada uma das estruturas pelo método de Heukelom e Klomp (1982). Como o nível de água não se encontra no topo do subleito, é provável que no ponto onde se encontra o lençol freático não haja mais influência das tensões verticais.

Os valores de tensão vertical no topo da camada de subleito seguiram o mesmo comportamento dos MR utilizados e obtidos em laboratório através da variação da umidade. Quanto menor o valor de módulo (menos úmida a camada), menor o valor de tensão vertical. Deflexões maiores implicam em módulos menores e, por consequência, em menores valores de tensão vertical de compressão no topo do subleito.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Esta pesquisa teve como objetivo avaliar o desempenho de pavimentos flexíveis incluídos no Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul. Complementarmente, analisou-se a influencia que a oscilação do lençol freático pode ter nas deflexões medidas em um dos trechos experimentais da BR-290/RS, à beira da Lagoa dos Barros.

A pesquisa aqui relatada atingiu o seu objetivo geral dando continuidade a avaliação dos trechos experimentais e calibrando as linhas de tendência de desempenho propostas por Mattos (2014).

Com relação à análise da influência da oscilação do lençol freático nas deflexões em um dos trechos da BR-290/RS concluiu-se que a mesma corrobora para a verificação da deformabilidade dos pavimentos. Esta análise paralela contribuiu para uma melhor análise do comportamento estrutural da devida rodovia, podendo-se concluir que a variação das deflexões verificada durante o período de monitoramento (2010 a 2016) pode ter sido influenciada pela oscilação do nível de água.

5.1 CONCLUSÕES

- Quanto ao desempenho da BR-290/RS:

Adicionando os dados coletados nos dois levantamentos realizados nesta pesquisa aos já obtidos anteriormente desde a construção dos trechos, verificou-se que as deflexões do pavimento, corrigidas em função da temperatura, continuaram apresentando oscilações, fato que caracteriza a fase elástica do pavimento. Mesmo não sendo tão relevantes (44 e 43×10^{-2} mm para o trecho I e 33 e 30×10^{-2} mm para o trecho II), as variações medidas estão atreladas as condições climáticas, onde se verificou que a variação de umidade na camada de subleito em apenas 2% pode alterar em até 4×10^{-2} mm a deflexão característica final.

Os valores de IRI obtidos foram mais elevados no trecho I do que no trecho II. Para os dois levantamentos realizados, o trecho I apresentou IRI de 3,96m/km e 3,90m/km, sendo que

anteriormente o valor coletado foi de 3,7m/km. O trecho II apresentou IRI de 2,10m/km e 2,12m/km, respectivamente, onde a última análise realizada por Bock (2016) obteve um IRI de 2,15m/km. A irregularidade do pavimento tende a aumentar com o aumento das solicitações de tráfego, porém o trecho I já apresentava um IRI muito superior ao limite admissível de 2,7m/km no início dos monitoramentos, o que significa que o mesmo precisaria de intervenções expressivas antes mesmo de sua abertura ao tráfego.

Os afundamentos em trilha de roda (ATR) se mostraram mais elevados nos dois últimos levantamentos realizados. No último ano verificou-se ATRs de 8,82mm e 8,91mm para o trecho I, sendo que o ATR medido anteriormente a estes valores era de 2,75mm. Da mesma maneira ocorreu para o Trecho II, onde se mediu ATRs de 7,25mm e 7,28mm se comparados ao valor medido anteriormente de 4,67mm. Este aumento substancial das deformações pode ter sido influenciado pela variação do nível de água no subleito, a qual influencia na deformabilidade e diminui a capacidade de suporte das camadas do pavimento. Arelando estes fatores aos elevados valores de irregularidade longitudinal temos que o pavimento está diminuindo seu desempenho gradativamente e que necessita novamente de reparos.

Em relação à aderência pneu-pavimento, os dois trechos foram classificados como superfícies rugosas e medianamente abertas. Os valores de microtextura apresentaram quedas acentuadas nos últimos levantamentos (70 para 62 BPN no trecho I e 60 para 55 BPN no trecho II), o qual, atrelado ao elevado aumento de deformações permanentes na superfície do pavimento, em breve poderá apresentar problemas de acúmulo de água e perda de atrito nos trechos monitorados, surgindo o risco de hidroplanagem.

Em relação aos defeitos encontrados nos trechos, se verificou uma evolução dos mesmos em relação aos levantamentos anteriores. A maior incidência eram de trincas, fissuras, desgaste, arrancamento de agregados e elevados ATRs. Os defeitos visualizados complementam a análise realizada dos outros fatores e justificam o início da fase de fadiga do pavimento.

Os modelos de desempenho apresentados na literatura assemelharam-se bastante com as linhas de tendência de evolução observadas em campo. Os modelos que apresentaram melhor comportamento foram os de Vitorello (2008) e Mattos (2009) os quais foram obtidos a partir de monitoramento de pavimentos construídos na mesma BR-290/RS.

Por fim, as linhas de tendências calibradas com os dados coletados de IRI, ATR, deflexões, macrotextura e microtextura para a BR-290/RS foram bastante satisfatórias, apresentando coeficientes de determinação elevados, variando entre 0,54 e 0,96. As linhas de tendência obtidas após a realização do microrrevestimento asfáltico no trecho I demonstraram taxas de crescimento maiores que os valores obtidos antes da intervenção.

- Quanto ao Módulo de Resiliência do solo de subleito da BR-290/RS

Ao realizar os ensaios de MR em laboratório, percebeu-se que todas as amostras apresentaram coeficientes de determinação muito baixos, próximos à zero. Algumas amostras foram refeitas, porém se obteve o mesmo resultado. Conclui-se que isto ocorreu em razão do tipo de solo estudado, o qual possui elevado índice de finos (silte) em sua composição, ficando menos sensível a variação de tensões e mais deformável a ação de cargas repetidas.

O nível de tensões para o condicionamento da amostra no ensaio triaxial de cargas repetidas, apresentado na norma DNIT 134/2010, são muito elevados para materiais argilosos, porém adequado para materiais granulares. Os corpos de prova moldados no ramo úmido ou submetidos a umedecimento não suportaram os pares de tensões previstos em norma para a fase de condicionamento. Desta forma, optou-se por não executar o condicionamento conforme a norma, e sim aplicar tensões mais baixas para se obter resultados para todas as trajetórias analisadas.

Comparando os resultados, se verificou que os corpos de prova moldados abaixo da umidade ótima apresentaram maior módulo de resiliência quando comparados aos moldados acima da umidade ótima. Considerando-se a tensão desvio igual a 69 kPa, o CP compactado e ensaiado com 18% de umidade (2% abaixo da ótima) alcançou módulos da ordem de 120 MPa; já no CP compactado e ensaiado a 22% (2% acima da ótima) tem-se 48,4MPa. Este fato era esperado visto que o solo no ramo seco adquire mais rigidez e sofre menos deformações. Conforme apresentado anteriormente, Elliot e Thornton (1988) *apud* Silva (2009) e Ceratti *et al.* (2004) também constataram este fato, em que amostras mais secas apresentam elevado MR e amostras mais úmidas uma diminuição do MR.

Da mesma maneira, as amostras compactadas na umidade ótima e que passaram por trajetórias de umedecimento não apresentaram variação significativa (MR de 62,4MPa para a

amostra ensaiada com 22% de umidade e 62,7MPa para a amostra ensaiada com 21% de umidade). Porém avaliando as amostras compactadas na umidade ótima e que sofreram secagem antes de serem ensaiadas, observa-se que quanto menor o teor de umidade no qual a amostra foi ensaiada, maior é o módulo medido. Quando a secagem reduz o teor de umidade em 2% obtêm-se valores de MR que são quase o dobro dos módulos medidos em amostras compactadas e ensaiadas na umidade ótima. Este aumento tão significativo no MR pode ser atribuído à sucção.

Apenas uma amostra rompeu durante o ensaio, a qual foi compactada acima da umidade ótima (21%) e ensaiada com mais 2% de água (23%). Esta amostra foi a que menos suportou as tensões aplicadas, confirmando que camadas com elevada umidade perdem rigidez e estão sujeitas a deformações excessivas, diminuindo a vida útil do pavimento.

- Quanto aos modelos propostos

A linha de tendência obtida entre o MR normalizado médio e as variações de umidade (compactação e trajetórias) para os ensaios realizados apresentou significância estatística (R^2 de 0,81). Porém vale ressaltar que este modelo é válido dentro das limitações do ensaio.

Dentre os diversos modelos existentes na literatura que relacionam o módulo resiliente do material com o estado de tensões, os modelos tradicionais que consideram a tensão desvio e a tensão confinante, não apresentaram coeficientes de determinação adequados, sendo próximos à zero. O modelo que mais se adequou, apresentando R^2 próximo a 0,6 foi o modelo de Tam & Brown (1988). Esta não adequação dos modelos aos dados obtidos em laboratório confirma novamente que o tipo de solo estudado corroborou para esta situação, já que o mesmo, por possuir elevada fração de silte, tem um comportamento menos sensível a variação de tensões.

- Quanto à relação entre deflexão e nível de água

Utilizando o método de Albernaz (1997) verificou-se que o módulo de resiliência em campo no trecho I da BR-290/RS era de aproximadamente 175 MPa para o subleito. O valor obtido foi bastante superior aos encontrados em laboratório com a variação de umidade entre -2% e +2%. Assim, acredita-se que o solo do subleito estava mais seco (com menos de 17% de umidade) no dia em que foi realizado o levantamento de campo com a coleta da bacia deflectométrica.

Com a análise realizada com o *software* Everstress 5.0 pode-se obter as deflexões no topo do pavimento e no topo do subleito para as variações de umidades determinadas em laboratório. Assim, verificou-se que existem relações entre a variação de NA (umidade do solo) e as deflexões. Isso explicita que para haver controle das deflexões em um pavimento é necessário controlar a profundidade do nível d'água. Quanto mais profundo for o nível de água e mais seca a camada, maior será a sucção no solo do subleito e menor será a deflexão do pavimento. Conseqüentemente, os pavimentos ficam menos propensos a sofrerem danos frente aos carregamentos impostos.

Também se obteve as tensões verticais no topo do subleito com o *software* Everstress 5.0 e que foram comparadas com as tensões verticais admissíveis obtidas pelo método de Heukelom e Klomp (1962) para cada estrutura analisada. Verificou-se que as tensões obtidas foram bastante baixas e bem menores que as admissíveis, indicando uma boa capacidade de suporte.

Com a instalação do medidor de NA no km14+630 pode-se por sete meses monitorar a oscilação do lençol freático e correlacionar com as deflexões obtidas em campo. Não foi possível realizar a medição de bacias deflectométricas juntamente com a coleta de dados no medidor de NA mensalmente, mas se pode correlacionar com a bacia medida no mês de novembro. Assim, para este período, temos o nível de água a uma profundidade de 2,86m, em relação à superfície do pavimento, e uma deflexão máxima de 43×10^{-2} mm. A menor deflexão obtida com o auxílio do *software* Everstress 5.0 foi de 46×10^{-2} mm, confirmando que o solo do subleito estava mais seco que as variações propostas em laboratório.

5.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

- Continuar com o monitoramento do lençol freático no trecho I da BR-290/RS atrelando a novos ensaios deflectométricos e com equipamentos de maior acurácia como o FWD ou a viga eletrônica;
- Determinar a curva característica do solo da BR-290/RS para diferentes umidades de compactação;
- Realizar um estudo sobre deformações permanentes em solos frente a trajetórias de secagem e umedecimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO, 1990, **Guide for Design Management Systems**. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC.

AASHTO, 2004. **Development of the 2002 Guide for Design of New and Rehabilitated Pavement Structures: Phase II**, NCHRP Project 1-37A. Washington, DC.

ALBERNAZ, C.A.V. **Método Simplificado de Retroanálise de Módulos de Resiliência de Pavimentos Flexíveis a Partir da Bacia de Deflexão**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **Standard test method for measuring surface frictional properties using the British pendulum tester**. ASTM E 303-93 (reapproved 1998. West Conshohocken, US: ASTM, 5, 1998.

ALBUQUERQUE, F. S. **Sistema de gerência de pavimentos para departamentos de estradas do nordeste brasileiro**. 2007. 303 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

BARELLA, R. M. **Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais**. 2008. 362 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008.

BASÍLIO, R. **Análise do comportamento de pavimentos de rodovias estaduais de Goiás – Estudo de caso**. 2002. 187 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

BENEVIDES, S. A. S. E. **Modelos de desempenho de pavimentos asfálticos para um sistema de gestão de rodovias estaduais do Ceará**. 2006. 381 p. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2006.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: PETROBRAS, ABEDA, 2008. 504 p.

BERNUCCI, L. B.; FERRI, S.; MARCANDALI, A. H. **Estudo das relações entre parâmetros de solo e módulo de resiliência**. Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões, 2015, Brasília. Trabalhos Técnicos. Brasília: CBR&C, 2015.

BLASS, L., **Modelagem Matemática de Respostas Estruturais em Pavimentos Flexíveis Considerando a Variação Sazonal de Temperatura**. 2011. 111 f. Dissertação (Mestrado em Modelagem Matemática) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2011.

BOCK, A. L. **Pesagem em movimento de cargas atuantes em rodovias e seu impacto no desempenho de pavimentos da Rede Temática de Asfalto**. 2016. 273 p. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

CASAGRANDE, F. L. **Estudo da influência do teor de finos na condutividade hidráulica e deformidade elástica de britas**. 2003. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

CERATTI, J. A. P., GEHLING, W. Y. Y., NÚÑEZ, W. P. **Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil**. Transportation Research Record, Washington, D. C., v 1874, p 165-173, 2004.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. **Pesquisa CNT de Rodovias 2016 – Relatório Gerencial**. Disponível em <http://pesquisarodovias.cnt.org.br/>, acessado em 30 de janeiro de 2017.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DE SÃO PAULO. **Avaliação funcional e estrutural de pavimento**. DER/SP – Maio de 2006. Disponível em: <ftp://ftp.sp.gov.br/ftpder/normas/IP-DE-P00-003_A.pdf>. Acesso em 15 de julho de 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Aferição da Viga Benkelman**: DNER-ME 175/1994. Rio de Janeiro, 11 p. 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Medição de Irregularidade de superfície de com sistemas integradores IPR/USP e maysmeter**: DNER-ME 182/1994. Rio de Janeiro, 9 p. 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **Pavimento – determinação das deflexões pela Viga Benkelman**: DNER-ME 024/1994. Rio de Janeiro, 6 p. 1994c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirígidos**: DNIT 006/2003-PRO. Brasília. 10p, 2003a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento**: DNIT 009/2003 – PRO. Brasília, 6 p, 2003b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos**: DNIT 005/2003 – TER. Brasília, 12 p , 2003c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Conservação Rodoviária** – IPR 710. Rio de Janeiro, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação** – IPR 719. Rio de Janeiro, 2006a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos** – IPR 720. Rio de Janeiro, 2006b.

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

FERREIRA, P. N. **Avaliação da macrotextura de trechos pavimentados de rodovias estaduais situadas na região insular do município de Florianópolis**. 2002. 161 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

FHWA, Federal Highway Administration. **Status of the Nation's Highways, Bridges, and Transit: Conditions & Performance**. U.S. Department of Transportation, 2006.

GEHLING, W. Y. Y.; CERATTI, J. A.; NÚÑEZ, W. P.; RODRIGUES, M. R. . **A study of the influence of suction on the resilient behaviour of soils from Southern Brazil**. In: international conference on unsaturated soils, 1998, Beijing. Proceedings, 1998. v.1. p. 47-53.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos**. 2009. 367 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 2009.

HAAS, R. **Reinventing the (pavement management) wheel**. Fifth International Conference On Managing Pavements. Seattle, Washington, 2001.

HAAS, R. C. G., HUDSON W. R., ZANIEWSKI J. P. **Modern pavement management**. Krieger Publishing Company. Malabar, Florida, 1994.

LERCH, R. L. **Previsão de Irregularidade Pós-recape em Rodovias do RS: Ajuste do Modelo HDM-4**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002. 108 p.

LUONG, J.; BUENO, M.; VÁZQUEZ, V.F.; VINUELA, U.; PAJE, S.E.. **Effect of pavement temperature on the macrotexture of a semidense asphalt surfasse**. In: Proceedings of the Acoustics 2012 Nantes Conference. Nantes, France: 2012. pg. 23-27.

MARCON, A. F. **Contribuição ao desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos para a malha rodoviária estadual de Santa Catarina**. 1996. Tese (Doutorado em Infraestrutura Aeronáutica). Instituto tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, 1996.

MARMITT, H. M. **Caracterização de propriedades resilientes de três britas graduadas utilizadas em pavimentos no sul do Brasil**. 2002. 125 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2002.

MATOS, G. F. A., **Estudo do trincamento tipo Top Down em Pavimentos Flexíveis através do método dos Elementos Finitos**. Dissertação (Mestrado em Modelagem Matemática) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, Ijuí, 2011.

MATTOS, J. R. G. **Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS – A implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul**. 2014. 264 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

MATTOS, J. R. G. **Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendências de desempenho para a rodovia BR-290/RS**. 2009. 137 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro: Ed. UFRJ, 3ª ed., 2015.

MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. 1991. 366 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 1991.

NAKAHARA, S. M. **Estudo de Desempenho de Reforços de Pavimentos Asfálticos em Vias Sujeita a Tráfego Comercial Pesado**. Tese de doutorado. Escola Politécnica, Universidade de São Paulo. São Paulo - SP, 2005. 312 p.

NASCIMENTO, L. A. H. **Estado da arte no dimensionamento de pavimentos flexíveis e aplicabilidade no cenário nacional**. In: 21º Encontro do Asfalto, 2014, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: 21º Encontro do Asfalto, 2014.

NCHRP, **Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures**: Program 1-37A, Final Report. Washington - Dc, 2004. 39v.

PARREIRA, A. B., GONÇALVES, R. F. **The influence of moisture content and soil suction on the resilient modulus of a lateritic subgrade soil**. GeoEng – An International Conference on Geotechnical & Geological Engineering. Melbourne, Austrália, 2000.

PATERSON, W. D. O. **The highway design and maintenance standards model**. Volume III: Road deterioration and maintenance effects – models for planning and management. Washington DC: Transportation Department of World Bank, 1987. 454 p.

PEDROSA, A. B dos S. O. **Calibração de Modelos de Previsão de Desempenho da AASHTO com Base na Pesquisa FHWA-LTPP**. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura Aeronáutica), Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São Jose dos Campos, 2002.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos**. 2007. 170 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

PEREIRA, J. M. B. **Um procedimento de retroanálise para pavimentos flexíveis baseado na teoria do ponto inerte e em modelagem matemática**. 2007. 938 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação rodoviária, conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. Editora Copiarte, Rio de Janeiro – RJ, 259 p., 2002.

PREUSSLER, E. S. **Ensaio Triaxiais dinâmicos de um solo arenoso**. 1978. 151 f. Tese (Mestrado em Ciências – M.Sc). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1978.

QUEIROZ, C.A.V. **Performance Prediction Models for Pavement Management in Brazil**. Dissertation for Degree of Doctor of Philosophy, University of Texas, Austin, 1981, 317p.

QUEIROZ, C. A. V. **Modelos de Previsão de Desempenho para a Gerência de Pavimentos no Brasil**. Ministério dos Transportes – Empresa Brasileira de Planejamento de Transportes (GEIPOT), Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), Brasília – DF, 1984.

RABAB'AH, S. R. **Integrated assessment of free draining base and subbase materials under flexible pavement**. 2007. 279 f. Dissertation for Degree of Doctor of Philosophy, University of Akron, Ohio, 2007.

RAMIRES, M. C. P. **Estudo dos efeitos da presença do nível de água no comportamento de dois solos lateríticos utilizados em fundações de rodovias no Rio Grande do Sul**. Tese, 261 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

RODRIGUES, M. R. de. **Influência da sucção no Módulo de Resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul**. 1997. 124 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SANTOS, M. S. dos. **Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria – RS**. 2015. 202 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2015.

SILVA, B. de A. e. **Análise mecânica de um pavimento rodoviário submetido à oscilação do lençol freático simulada em modelo físico de verdadeira grandeza**. 2009. 339 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

SONCIM, P. S. **Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho de pavimentos asfálticos com base em dados da rede de rodovias do Estado da Bahia**. 2011. 241 f. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

SVENSON, M. **Ensaio Triaxiais Dinâmicos de Solos Argilosos**. 1980. 144 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

VICTORINO, D. R. **Análise de desempenho de um pavimento flexível da rodovia BR-290/RS solicitado por um simulador de tráfego móvel**. 2008. 176 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

VITORELLO, T. **Análise de desempenho de estrutura de pavimento flexível da rodovia BR-290/RS no trecho Osório-Porto Alegre**. 2008. 155 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. **Relatório Técnico LAPAV/UFRGS – Programa Rede Temática de Asfalto**. 2015.

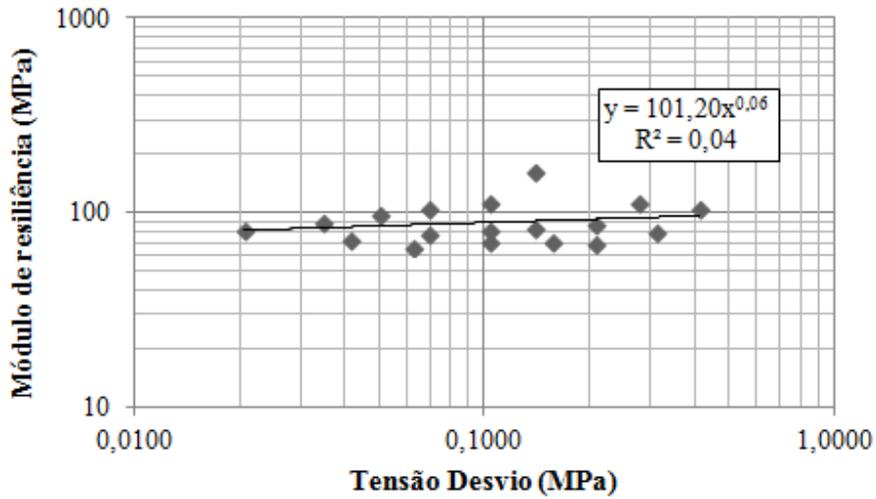
WEBER, R. C. **Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica de solos compactados**. 2013. 140 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

WERK, S. M. S. **Estudo da influência dos métodos de compactação no comportamento resiliente de solos**. 2000. 103 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

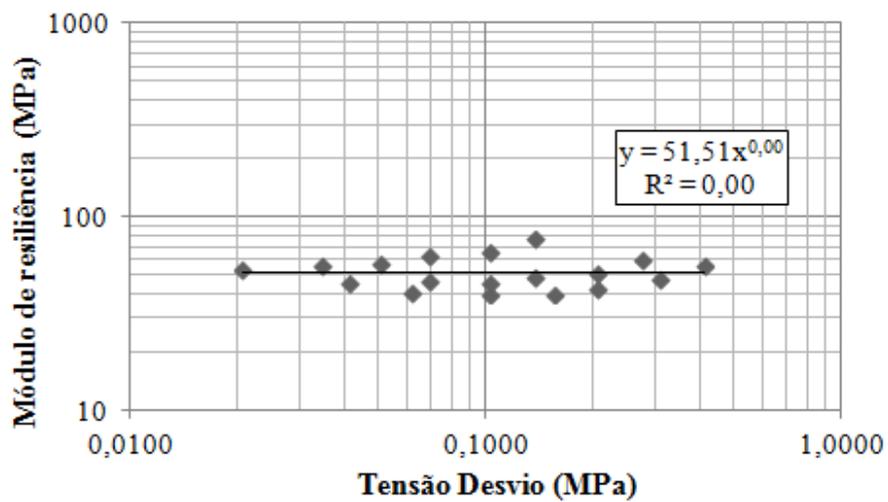
YODER, E. J. & WITCZAK, M W., 1975, **Principles of pavement design**. 2ª ed. EUA: Wiley-Interscience Publication.

YSHIBA, J. K. **Modelo de desempenho de pavimentos: estudo de rodovias do estado do Paraná**. 2003. Tese (Doutorado em Engenharia). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

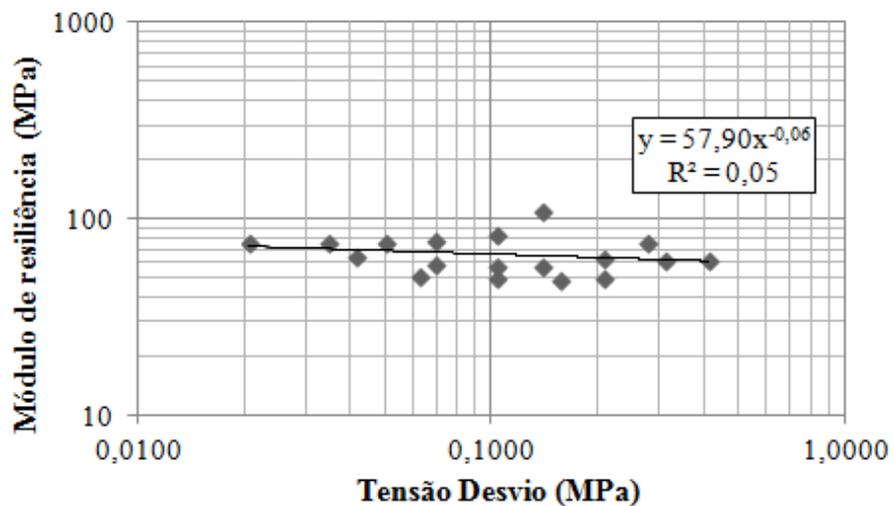
APÊNDICE A – Resultados dos ensaios de Módulo de Resiliência



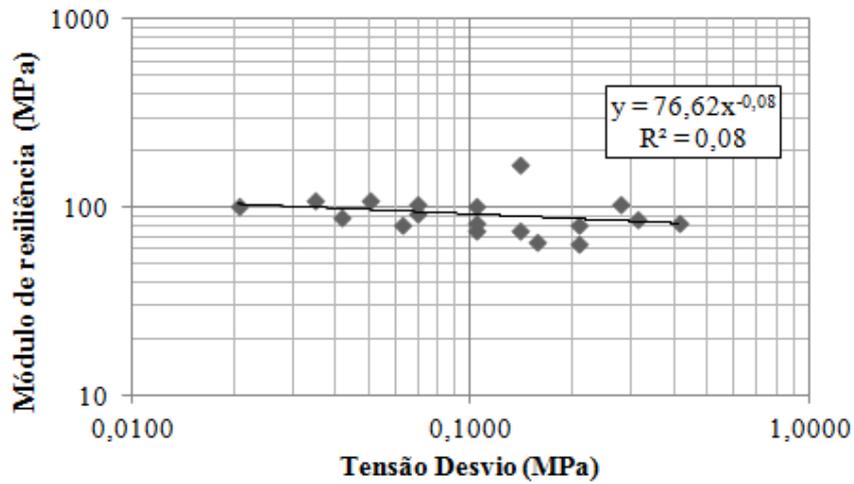
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma umidade de 19% ($W_{ót} - 1\%$)



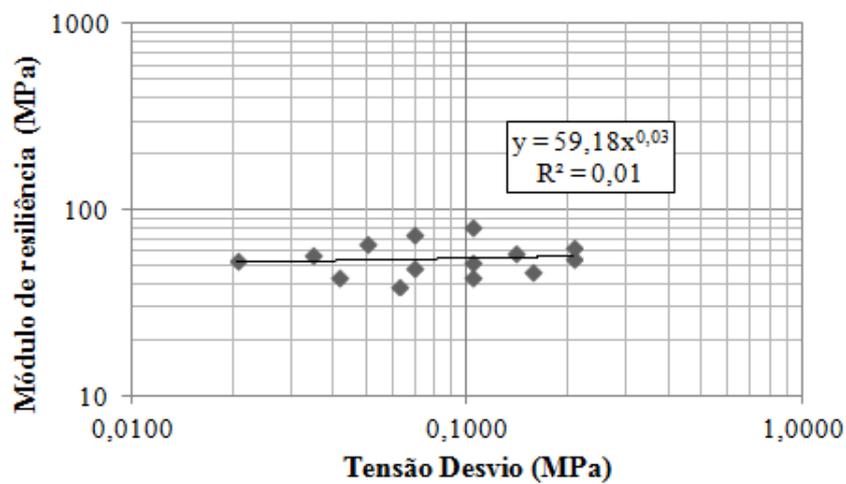
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma umidade de 21% ($W_{ót} + 1\%$)



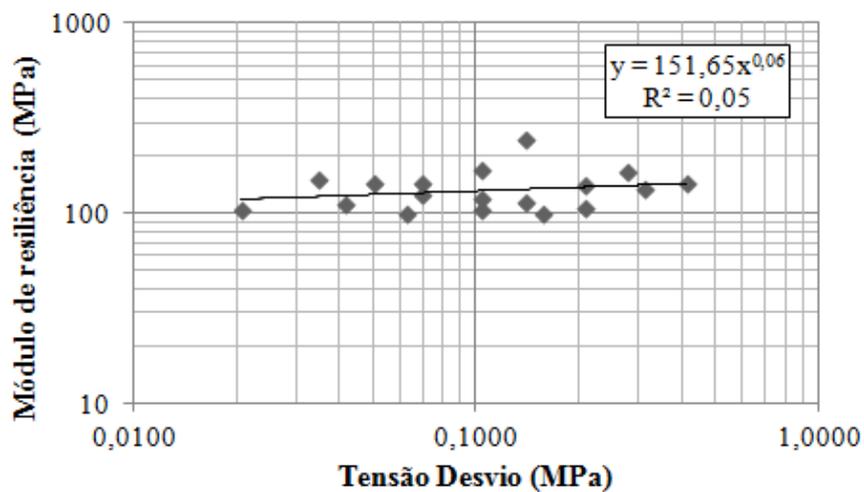
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 20% e ensaiada em 21% (trajetória de umedecimento)



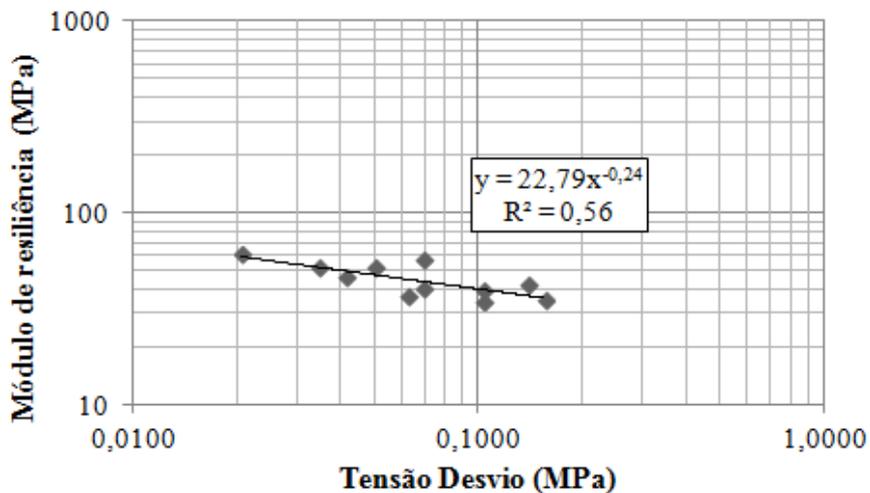
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 20% e ensaiada em 19% (trajetória de secagem)



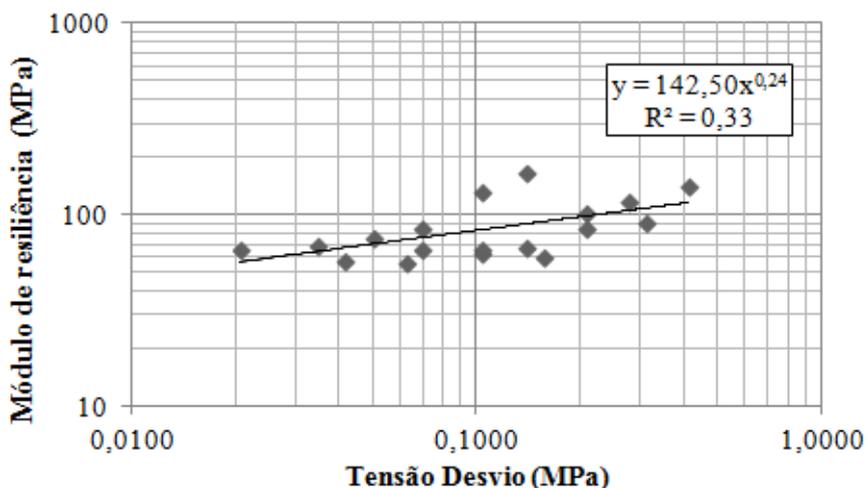
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 20% e ensaiada em 22% (trajetória de umedecimento)



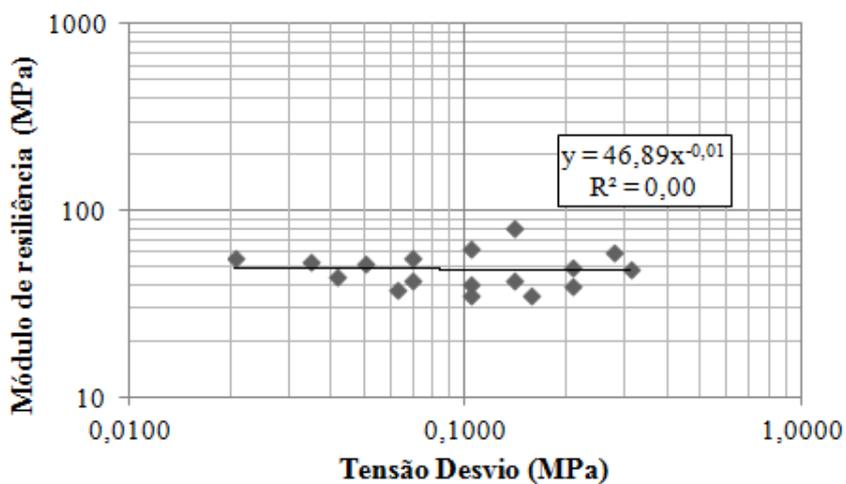
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 20% e ensaiada em 18% (trajetória de secagem)



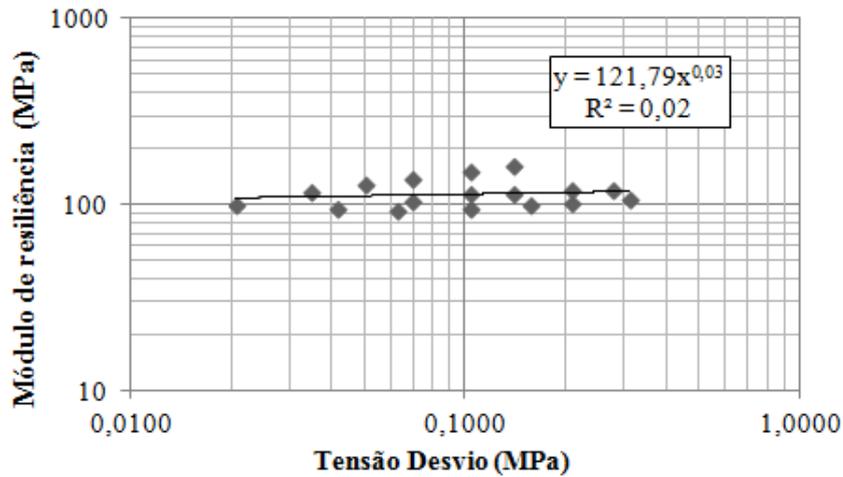
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 21% e ensaiada em 23% (trajetória de umedecimento)



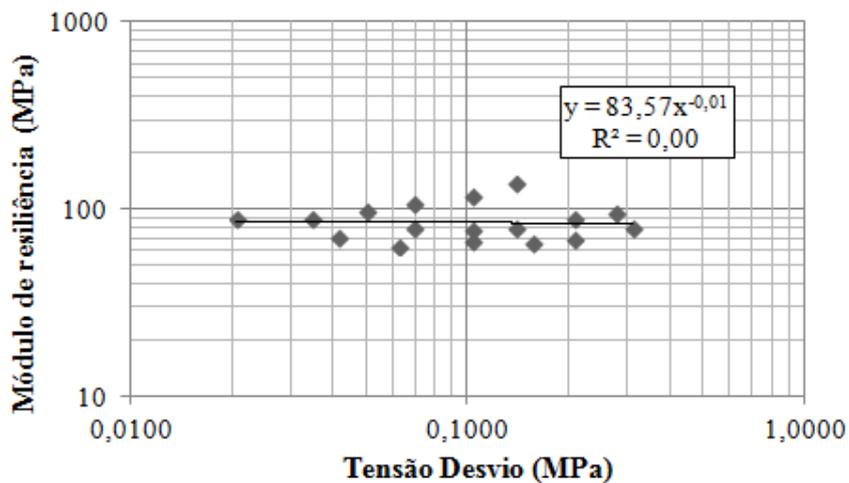
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 21% e ensaiada em 19% (trajetória de secagem)



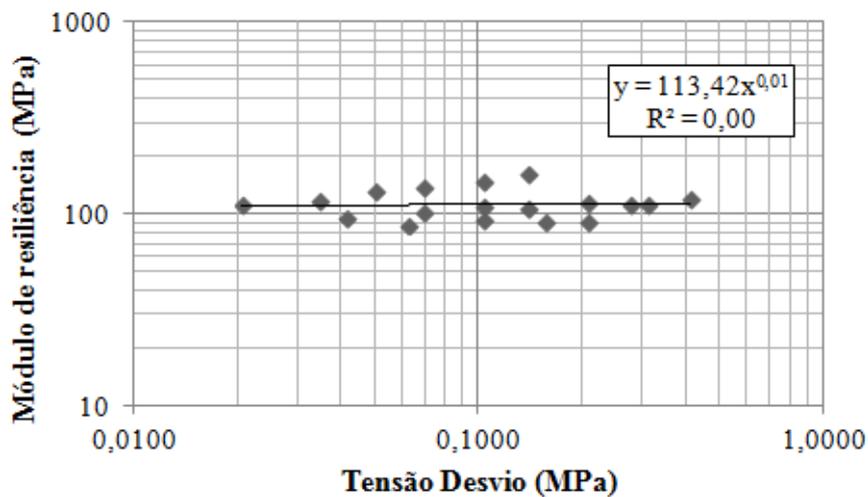
Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 19% e ensaiada em 21% (trajetória de umedecimento)



Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 19% e ensaiada em 17% (trajetória de secagem)



Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 18% e ensaiada em 20% (trajetória de umedecimento)



Resultado do ensaio de Módulo de Resiliência para uma amostra compactada na umidade de 22% e ensaiada em 20% (trajetória de secagem)

ANEXO A – Arquivo resposta do *software* Everstress 5.0 para as estruturas de pavimento analisadas

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 1

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.86	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		110.00	111.65	111.70	.000

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-275.62	-1165.80	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.35	-38.61	-172.24	.00	.00	.00
23.010	3	-22.37	-6.15	-114.47	.00	.00	.00
53.010	4	-.10	1.08	-27.53	.00	.00	.00
112.999	4	-2.37	-2.31	-10.25	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	22.19	-324.29	129.47	.000	.000	470.373
8.010	2	-65.31	291.46	-728.60	.000	.000	470.537
23.010	3	66.17	139.16	-348.31	.000	.000	369.793
53.010	4	152.55	179.30	-464.62	.000	.000	293.196
112.999	4	33.74	35.18	-143.54	.000	.000	132.511

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1165.80	-275.62	.00	-324.29	22.19	129.47
8.010	2	-172.24	-85.35	-38.61	-728.60	-65.31	291.46
23.010	3	-114.47	-22.37	-6.15	-348.31	66.17	139.16
53.010	4	-27.53	-.10	1.08	-464.62	152.55	179.30
112.999	4	-10.25	-2.37	-2.31	-143.54	33.74	35.18

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 2

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.81	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		82.00	82.84	83.70	.004

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-283.45	-1173.75	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.49	-38.76	-172.17	.00	.00	.00
23.010	3	-22.36	-6.14	-114.21	.00	.00	.00
53.010	4	.43	1.62	-26.88	.00	.00	.00
112.999	4	-.99	-.91	-9.38	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	20.56	-325.96	130.89	.000	.000	502.721
8.010	2	-65.95	290.84	-727.83	.000	.000	502.964
23.010	3	65.88	138.85	-347.44	.000	.000	402.361
53.010	4	154.54	181.30	-460.00	.000	.000	325.801
112.999	4	43.47	45.27	-145.18	.000	.000	168.226

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1173.75	-283.45	.00	-325.96	20.56	130.89
8.010	2	-172.17	-85.49	-38.76	-727.83	-65.95	290.84
23.010	3	-114.21	-22.36	-6.14	-347.44	65.88	138.85
53.010	4	-26.88	.43	1.62	-460.00	154.54	181.30
112.999	4	-9.38	-.99	-.91	-145.18	43.47	45.27

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 3

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.79	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		70.00	71.35	71.90	.003

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-287.76	-1178.12	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.56	-38.84	-172.14	.00	.00	.00
23.010	3	-22.34	-6.13	-114.06	.00	.00	.00
53.010	4	.72	1.91	-26.53	.00	.00	.00
112.999	4	-.23	-.14	-8.92	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	19.66	-326.88	131.67	.000	.000	521.872
8.010	2	-66.30	290.50	-727.42	.000	.000	522.158
23.010	3	65.75	138.70	-346.99	.000	.000	421.630
53.010	4	155.68	182.45	-457.63	.000	.000	345.072
112.999	4	49.00	51.00	-146.51	.000	.000	189.004

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1178.12	-287.76	.00	-326.88	19.66	131.67
8.010	2	-172.14	-85.56	-38.84	-727.42	-66.30	290.50
23.010	3	-114.06	-22.34	-6.13	-346.99	65.75	138.70
53.010	4	-26.53	.72	1.91	-457.63	155.68	182.45
112.999	4	-8.92	-.23	-.14	-146.51	49.00	51.00

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 4

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.74	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		55.00	55.39	63.10	.050

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-295.63	-1186.10	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.70	-38.99	-172.07	.00	.00	.00
23.010	3	-22.30	-6.10	-113.81	.00	.00	.00
53.010	4	1.26	2.45	-25.92	.00	.00	.00
112.999	4	1.16	1.26	-8.13	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	18.03	-328.57	133.09	.000	.000	559.632
8.010	2	-66.94	289.89	-726.68	.000	.000	559.997
23.010	3	65.55	138.48	-346.24	.000	.000	459.599
53.010	4	157.87	184.65	-453.62	.000	.000	383.015
112.999	4	59.38	61.73	-149.63	.000	.000	229.341

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1186.10	-295.63	.00	-328.57	18.03	133.09
8.010	2	-172.07	-85.70	-38.99	-726.68	-66.94	289.89
23.010	3	-113.81	-22.30	-6.10	-346.24	65.55	138.48
53.010	4	-25.92	1.26	2.45	-453.62	157.87	184.65
112.999	4	-8.13	1.16	1.26	-149.63	59.38	61.73

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 5

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.70	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		47.00	46.90	46.90	.000

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-301.17	-1191.72	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.80	-39.09	-172.03	.00	.00	.00
23.010	3	-22.26	-6.06	-113.64	.00	.00	.00
53.010	4	1.63	2.82	-25.51	.00	.00	.00
112.999	4	2.14	2.25	-7.60	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	16.87	-329.75	134.09	.000	.000	588.540
8.010	2	-67.40	289.45	-726.15	.000	.000	588.961
23.010	3	65.43	138.36	-345.76	.000	.000	488.649
53.010	4	159.47	186.26	-451.05	.000	.000	412.024
112.999	4	66.81	69.40	-152.29	.000	.000	259.769

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1191.72	-301.17	.00	-329.75	16.87	134.09
8.010	2	-172.03	-85.80	-39.09	-726.15	-67.40	289.45
23.010	3	-113.64	-22.26	-6.06	-345.76	65.43	138.36
53.010	4	-25.51	1.63	2.82	-451.05	159.47	186.26
112.999	4	-7.60	2.14	2.25	-152.29	66.81	69.40

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 6

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.76	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		62.00	62.61	63.10	.003

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-291.74	-1182.16	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.63	-38.91	-172.10	.00	.00	.00
23.010	3	-22.33	-6.12	-113.93	.00	.00	.00
53.010	4	.99	2.18	-26.22	.00	.00	.00
112.999	4	.47	.57	-8.52	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	18.83	-327.73	132.39	.000	.000	540.484
8.010	2	-66.63	290.19	-727.04	.000	.000	540.810
23.010	3	65.64	138.58	-346.60	.000	.000	440.349
53.010	4	156.77	183.55	-455.55	.000	.000	363.783
112.999	4	54.21	56.39	-147.98	.000	.000	208.982

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1182.16	-291.74	.00	-327.73	18.83	132.39
8.010	2	-172.10	-85.63	-38.91	-727.04	-66.63	290.19
23.010	3	-113.93	-22.33	-6.12	-346.60	65.64	138.58
53.010	4	-26.22	.99	2.18	-455.55	156.77	183.55
112.999	4	-8.52	.47	.57	-147.98	54.21	56.39

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 7

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.75	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		58.00	58.45	63.20	.030

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-293.90	-1184.35	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.67	-38.95	-172.09	.00	.00	.00
23.010	3	-22.31	-6.11	-113.87	.00	.00	.00
53.010	4	1.14	2.33	-26.05	.00	.00	.00
112.999	4	.85	.96	-8.30	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	18.39	-328.20	132.78	.000	.000	551.028
8.010	2	-66.80	290.02	-726.84	.000	.000	551.376
23.010	3	65.59	138.53	-346.40	.000	.000	450.950
53.010	4	157.38	184.16	-454.46	.000	.000	374.375
112.999	4	57.08	59.35	-148.88	.000	.000	220.214

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1184.35	-293.90	.00	-328.20	18.39	132.78
8.010	2	-172.09	-85.67	-38.95	-726.84	-66.80	290.02
23.010	3	-113.87	-22.31	-6.11	-346.40	65.59	138.53
53.010	4	-26.05	1.14	2.33	-454.46	157.38	184.16
112.999	4	-8.30	.85	.96	-148.88	57.08	59.35

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 8

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.81	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		82.00	83.77	83.75	.000

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-283.14	-1173.43	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.48	-38.75	-172.18	.00	.00	.00
23.010	3	-22.36	-6.14	-114.22	.00	.00	.00
53.010	4	.41	1.60	-26.91	.00	.00	.00
112.999	4	-1.05	-.97	-9.41	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	20.62	-325.90	130.83	.000	.000	501.372
8.010	2	-65.92	290.87	-727.86	.000	.000	501.612
23.010	3	65.89	138.86	-347.47	.000	.000	401.004
53.010	4	154.45	181.22	-460.18	.000	.000	324.443
112.999	4	43.07	44.86	-145.09	.000	.000	166.753

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1173.43	-283.14	.00	-325.90	20.63	130.83
8.010	2	-172.18	-85.48	-38.75	-727.86	-65.92	290.87
23.010	3	-114.22	-22.36	-6.14	-347.47	65.89	138.86
53.010	4	-26.91	.41	1.60	-460.18	154.45	181.22
112.999	4	-9.41	-1.05	-.97	-145.09	43.07	44.86

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 9

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.86	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		120.00	118.89	119.16	.001

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-274.11	-1164.27	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.32	-38.58	-172.26	.00	.00	.00
23.010	3	-22.36	-6.14	-114.52	.00	.00	.00
53.010	4	-.21	.98	-27.66	.00	.00	.00
112.999	4	-2.63	-2.57	-10.42	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	22.51	-323.96	129.20	.000	.000	464.473
8.010	2	-65.18	291.58	-728.75	.000	.000	464.622
23.010	3	66.23	139.22	-348.49	.000	.000	363.848
53.010	4	152.18	178.93	-465.56	.000	.000	287.240
112.999	4	31.92	33.29	-143.35	.000	.000	125.899

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1164.27	-274.11	.00	-323.96	22.51	129.20
8.010	2	-172.26	-85.32	-38.58	-728.75	-65.18	291.58
23.010	3	-114.52	-22.36	-6.14	-348.49	66.23	139.22
53.010	4	-27.66	-.21	.98	-465.56	152.18	178.93
112.999	4	-10.42	-2.63	-2.57	-143.35	31.92	33.29

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 10

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.73	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		55.00	54.43	60.40	.040

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-296.20	-1186.68	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.71	-39.00	-172.07	.00	.00	.00
23.010	3	-22.30	-6.09	-113.79	.00	.00	.00
53.010	4	1.29	2.48	-25.88	.00	.00	.00
112.999	4	1.26	1.37	-8.07	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	17.91	-328.69	133.19	.000	.000	562.531
8.010	2	-66.99	289.84	-726.62	.000	.000	562.901
23.010	3	65.53	138.47	-346.19	.000	.000	462.512
53.010	4	158.03	184.82	-453.34	.000	.000	385.925
112.999	4	60.14	62.52	-149.89	.000	.000	232.408

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1186.68	-296.20	.00	-328.69	17.91	133.19
8.010	2	-172.07	-85.71	-39.00	-726.62	-66.99	289.84
23.010	3	-113.79	-22.30	-6.09	-346.19	65.53	138.47
53.010	4	-25.88	1.29	2.48	-453.34	158.03	184.82
112.999	4	-8.07	1.26	1.37	-149.89	60.14	62.52

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 11

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.86	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		119.00	119.12	128.80	.030

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-274.06	-1164.23	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.32	-38.58	-172.26	.00	.00	.00
23.010	3	-22.36	-6.14	-114.53	.00	.00	.00
53.010	4	-.21	.98	-27.67	.00	.00	.00
112.999	4	-2.64	-2.58	-10.43	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	22.52	-323.95	129.19	.000	.000	464.296
8.010	2	-65.18	291.59	-728.76	.000	.000	464.445
23.010	3	66.24	139.23	-348.50	.000	.000	363.671
53.010	4	152.17	178.92	-465.59	.000	.000	287.062
112.999	4	31.86	33.24	-143.34	.000	.000	125.700

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1164.23	-274.06	.00	-323.95	22.52	129.19
8.010	2	-172.26	-85.32	-38.58	-728.76	-65.18	291.59
23.010	3	-114.53	-22.36	-6.14	-348.50	66.24	139.23
53.010	4	-27.67	-.21	.98	-465.59	152.17	178.92
112.999	4	-10.43	-2.64	-2.58	-143.34	31.86	33.24

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 12

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.73	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		53.00	52.25	62.70	.070

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-297.54	-1188.04	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.74	-39.02	-172.06	.00	.00	.00
23.010	3	-22.29	-6.08	-113.75	.00	.00	.00
53.010	4	1.38	2.57	-25.78	.00	.00	.00
112.999	4	1.50	1.61	-7.94	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	17.63	-328.98	133.44	.000	.000	569.372
8.010	2	-67.10	289.74	-726.50	.000	.000	569.756
23.010	3	65.50	138.44	-346.07	.000	.000	469.388
53.010	4	158.41	185.20	-452.71	.000	.000	392.792
112.999	4	61.93	64.37	-150.51	.000	.000	239.632

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1188.04	-297.54	.00	-328.98	17.63	133.44
8.010	2	-172.06	-85.74	-39.02	-726.50	-67.10	289.74
23.010	3	-113.75	-22.29	-6.08	-346.07	65.50	138.44
53.010	4	-25.78	1.38	2.57	-452.71	158.41	185.20
112.999	4	-7.94	1.50	1.61	-150.51	61.93	64.37

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 13

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.80	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		80.00	79.81	86.30	.030

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-284.50	-1174.81	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.50	-38.78	-172.16	.00	.00	.00
23.010	3	-22.35	-6.14	-114.17	.00	.00	.00
53.010	4	.50	1.69	-26.80	.00	.00	.00
112.999	4	-.81	-.73	-9.27	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	20.34	-326.19	131.08	.000	.000	507.291
8.010	2	-66.03	290.76	-727.73	.000	.000	507.544
23.010	3	65.85	138.81	-347.33	.000	.000	406.960
53.010	4	154.81	181.58	-459.41	.000	.000	330.402
112.999	4	44.80	46.66	-145.47	.000	.000	173.207

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1174.81	-284.50	.00	-326.19	20.34	131.08
8.010	2	-172.16	-85.50	-38.78	-727.73	-66.03	290.76
23.010	3	-114.17	-22.35	-6.14	-347.33	65.85	138.81
53.010	4	-26.80	.50	1.69	-459.41	154.81	181.58
112.999	4	-9.27	-.81	-.73	-145.47	44.80	46.66

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 14

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.80	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		80.00	79.40	79.50	.001

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-284.65	-1174.96	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.51	-38.78	-172.16	.00	.00	.00
23.010	3	-22.35	-6.14	-114.17	.00	.00	.00
53.010	4	.51	1.70	-26.79	.00	.00	.00
112.999	4	-.78	-.70	-9.25	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	20.31	-326.22	131.10	.000	.000	507.939
8.010	2	-66.05	290.75	-727.72	.000	.000	508.194
23.010	3	65.84	138.81	-347.31	.000	.000	407.613
53.010	4	154.85	181.62	-459.33	.000	.000	331.054
112.999	4	44.99	46.85	-145.52	.000	.000	173.912

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1174.96	-284.65	.00	-326.22	20.31	131.10
8.010	2	-172.16	-85.51	-38.78	-727.72	-66.05	290.75
23.010	3	-114.17	-22.35	-6.14	-347.31	65.84	138.81
53.010	4	-26.79	.51	1.70	-459.33	154.85	181.62
112.999	4	-9.25	-.78	-.70	-145.52	44.99	46.85

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 15

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.86	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		110.00	112.65	114.70	.007

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 4

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-275.40	-1165.58	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.34	-38.61	-172.24	.00	.00	.00
23.010	3	-22.37	-6.15	-114.48	.00	.00	.00
53.010	4	-.12	1.07	-27.55	.00	.00	.00
112.999	4	-2.41	-2.34	-10.27	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	22.24	-324.24	129.43	.000	.000	469.515
8.010	2	-65.29	291.48	-728.62	.000	.000	469.677
23.010	3	66.18	139.17	-348.34	.000	.000	368.928
53.010	4	152.50	179.25	-464.76	.000	.000	292.329
112.999	4	33.47	34.91	-143.51	.000	.000	131.551

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1165.58	-275.40	.00	-324.24	22.24	129.43
8.010	2	-172.24	-85.34	-38.61	-728.62	-65.29	291.48
23.010	3	-114.48	-22.36	-6.15	-348.34	66.18	139.17
53.010	4	-27.55	-.12	1.07	-464.76	152.50	179.25
112.999	4	-10.27	-2.41	-2.34	-143.51	33.47	34.91

Layered Elastic Analysis by Everstress© 5.0

Title: Camila - amostra 16

No of Layers: 5

No of Loads: 2

No of X-Y Evaluation Points: 1

Layer	Poisson's Ratio	Thickness (cm)	Moduli(1) (MPa)	Moduli(2) (MPa)	Multiplier (MPa)	Power
1	.30	8.000	3340.00			
2	.35	15.000	180.00	176.91	105.00	.710
3	.35	30.000	300.00			
4	.35	60.000	60.00			
5	.40		175.00			

Load No	X-Position (cm)	Y-Position (cm)	Load (N)	Pressure (kPa)	Radius (cm)
1	.00	.00	20500.0	560.00	10.795
2	30.00	.00	20500.0	560.00	10.795

No of Iteration: 3

Maximum Error in Modulus: .0

Location No: 1

X-Position (cm): 15.000

Y-Position (cm): .000

Z-Position (cm)	Layer	Normal Stresses					
		Sxx (kPa)	Syy (kPa)	Szz (kPa)	Syz (kPa)	Sxz (kPa)	Sxy (kPa)
.000	1	-265.85	-1155.90	.00	.00	.00	.00
8.010	2	-85.17	-38.43	-172.33	.00	.00	.00
23.010	3	-22.34	-6.12	-114.82	.00	.00	.00
53.010	4	-.77	.42	-28.38	.00	.00	.00
112.999	4	-4.05	-4.01	-11.41	.00	.00	.00

Z-Position (cm)	Layer	Normal Strains and Deflections					
		Exx (10 ⁻⁶)	Eyy (10 ⁻⁶)	Ezz (10 ⁻⁶)	Ux (microns)	Uy (microns)	Uz (microns)
.000	1	24.23	-322.20	127.70	.000	.000	434.009
8.010	2	-64.49	292.25	-729.60	.000	.000	434.074
23.010	3	66.62	139.63	-349.52	.000	.000	333.137
53.010	4	150.26	177.00	-470.95	.000	.000	256.436
112.999	4	22.39	23.39	-143.14	.000	.000	91.170

Z-Position (cm)	Layer	Principal Stresses and Strains					
		S1 (kPa)	S2 (kPa)	S3 (kPa)	E1 (10 ⁻⁶)	E2 (10 ⁻⁶)	E3 (10 ⁻⁶)
.000	1	-1155.90	-265.85	.00	-322.20	24.23	127.70
8.010	2	-172.33	-85.17	-38.43	-729.60	-64.49	292.25
23.010	3	-114.82	-22.34	-6.12	-349.52	66.62	139.63
53.010	4	-28.38	-.77	.42	-470.95	150.26	177.00
112.999	4	-11.41	-4.05	-4.01	-143.14	22.39	23.39