



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

**DESENVOLVIMENTO DE MODELOS DE PREVISÃO
DE DESEMPENHO A PARTIR DA IMPLANTAÇÃO DE
TRECHOS MONITORADOS NA REGIÃO DE SANTA
MARIA - RS**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

MAURICIO SILVEIRA DOS SANTOS

Santa Maria, RS, Brasil

2015

**DESENVOLVIMENTO DE MODELOS DE PREVISÃO
DE DESEMPENHO A PARTIR DA IMPLANTAÇÃO DE
TRECHOS MONITORADOS NA REGIÃO DE SANTA
MARIA - RS**

Mauricio Silveira dos Santos

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de
Pós-graduação em Engenharia Civil,
Área de Concentração em Construção Civil,
da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM,RS),
como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

Orientadora: Prof^a. Dr^a. Tatiana Cureau Cervo

Coorientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS, Brasil

2015

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Santos, Mauricio Silveira dos
DESENVOLVIMENTO DE MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO
A PARTIR DA IMPLANTAÇÃO DE TRECHOS MONITORADOS NA REGIÃO
DE SANTA MARIA - RS / Mauricio Silveira dos Santos.-2015.
202 p.; 30cm

Orientadora: Tatiana Cureau Cervo
Coorientador: Luciano Pivoto Specht
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2015

1. Trechos Monitorados 2. Modelos de previsão de
desempenho 3. Durabilidade I. Cervo, Tatiana Cureau II.
Specht, Luciano Pivoto III. Título.

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA MARIA
CENTRO DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL**

A comissão examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**DESENVOLVIMENTO DE MODELOS DE PREVISÃO DE
DESEMPENHO A PARTIR DA IMPLANTAÇÃO DE TRECHOS
MONITORADOS NA REGIÃO DE SANTA MARIA - RS**

elaborada por
Mauricio Silveira dos Santos

como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil

Comissão examinadora

Tatiana Cureau Cervo, Dr^a. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)
(Coorientador)

Laura Maria Goretti da Motta, DSc^a. (COPPE/UFRJ)

Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr. (UFSM)

Santa Maria, 16 de Julho de 2015

Dedico este trabalho à minha esposa Rafaele e ao meu filho João Gabriel pela compreensão nos momentos que não foi possível dar a atenção merecida por eles e pelo apoio e incentivo nos momentos difíceis. Aos meus pais, Amauri e Rosangela pelo amor, compreensão, companheirismo e dedicação em todos os momentos da minha vida. Amo muito vocês.

AGRADECIMENTOS

Inicialmente gostaria de agradecer imensamente à minha querida esposa Rafaela Freire dos Santos, pela compreensão, companheirismo e paciência em momentos de ausência. Sem seu incentivo e amor nada disso seria possível. Você me deu o melhor presente da minha vida, o nosso filho João Gabriel Freire dos Santos, vocês dois são a minha vida, sem vocês nada faz sentido. Amo muito vocês.

Agradeço a professora Tatiana Cureau Cervo e ao professor Luciano Pivoto Specht pela orientação, segurança, paciência e pela motivação ao estudo e à pesquisa. Sua atenção foi de fundamental importância para o bom andamento dos trabalhos e serão lembrados eternamente por mim, não só por esta pesquisa, mas também pelas conversas, dúvidas tiradas e amizade transmitida em todos os momentos.

Ao professor Deividi da Silva Pereira que de forma indireta, por diversos momentos, me orientou e tirou muitas dúvidas que surgiram durante os estudos. Sua dedicação em transmitir seus conhecimentos sempre que precisei serão para sempre lembrados.

À professora Doutora Laura Maria Goretti da Motta, pela disponibilidade em compartilhar idéias e realizar a avaliação como membro da banca examinadora.

Aos meus pais Amauri Silva Dutra dos Santos e Rosangela Maria Silveira dos Santos, por terem me passado os primeiros ensinamentos da vida e por terem continuado a me ensinar a ser uma pessoa cada vez melhor. Amo muito vocês.

Aos meus colegas Fábio Rossato, Fernando Boeira, Gustavo Menegusso, Daiana Bruxel, Lucas Bueno, Mateus Tanski, Thaís Aquino, Pedro Almeida e outros, que foram muito além de colegas e amigos, pois só sendo muito amigo para me aturar e ajudar em todos os momentos desta pesquisa. Sem vocês este estudo seria muito mais difícil de ser feito. Muito obrigado pela convivência.

Às bolsistas de iniciação científica, jovens talentos, Desirre Cureau e Nubia Wesz. Bolsistas PETROBRAS, Valdir Barboza, Eduardo Renz, Marina Frederich e Lucas Dornelles, além de todos os bolsistas e voluntários que passaram pelo GEPPASV e colaboraram com esta pesquisa, sem a ajuda de vocês, com certeza, esta pesquisa não seria a mesma.

A todos os professores e alunos do grupo GEPPASV pelos ensinamentos, companheirismo e amizade compartilhados durante todo o período do mestrado.

À PETROBRAS pelo financiamento da pesquisa e à UFSM pelo espaço de estudo.

Enfim, obrigado a todas as pessoas que fazem parte da minha vida e contribuem para o meu sucesso.

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

DESENVOLVIMENTO DE MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO A PARTIR DA IMPLANTAÇÃO DE TRECHOS MONITORADOS NA REGIÃO DE SANTA MARIA - RS

AUTOR: MAURICIO SILVEIRA DOS SANTOS
ORIENTADORA: TATIANA CUREAU CERVO
COORIENTADOR: LUCIANO PIVOTO SPECHT
Santa Maria, 16 de Julho de 2015

Em um país com dimensões continentais como o Brasil, infraestrutura de rodovias que proporcione um deslocamento com conforto e segurança é extremamente importante, uma vez que é a partir destas rodovias que a grande maioria dos insumos e das pessoas se desloca diariamente para regiões distantes. É por meio da gerência adequada dos pavimentos e medidas corretivas realizadas nos tempos corretos, que estas rodovias fornecem aos usuários segurança e conforto nos seus deslocamentos. Uma forma de realizar esta gerência de maneira adequada é fazendo uso de modelos de previsão de desempenho, que fazem com que o gestor possa prever de forma antecipada o aparecimento de defeitos e a necessidade da realização de manutenções, disponibilizando, assim, recursos financeiros necessários para as obras de intervenções. Com isso, o objetivo desta pesquisa é realizar o monitoramento de três trechos implantados na região de Santa Maria – RS, verificando seus desempenhos funcionais e estruturais de modo a subsidiar a construção de modelos de previsão de desempenho. Para a concretização do estudo foi realizado, em períodos pré-determinados, ensaios de Mancha de Areia, Pêndulo Britânico, Irregularidade Longitudinal, Afundamento em Trilha de Roda, Levantamento Visual de Defeitos e Levantamento de Bacia de Deflexões através da Viga Benkelman e Falling Weight Deflectometer (FWD) na Avenida Roraima (trecho de restauração), Avenida Hélvio Basso e no Trevo dos Quartéis (trechos novos). Além destes ensaios, foram feitas contagens quantitativas e classificatórias dos veículos que solicitavam os trechos, com a intenção de encontrar o número de solicitações equivalentes do eixo padrão através dos cálculos de FEC pela metodologia AASHTO e USACE. Com isso, obteve-se no total 34 modelos de previsão de desempenho para as Avenidas Roraima e Hélvio Basso (17 AASHTO e 17 USACE). Não foram desenvolvidos modelos para o Trevo dos Quartéis, uma vez que o mesmo está em início de monitoramento. Além dos modelos de previsão de desempenho, foram realizadas avaliações do desempenho dos três trechos monitorados à mediada que o mesmo era solicitado pelo tráfego, sendo verificado que a Avenida Roraima apresentou os maiores valores de deflexão, IGG e Área Trincada. Já o Trevo dos Quartéis apresentou os maiores valores de ATR. Foram realizadas retroanálises pelo software BAKFAA para obtenção de módulo de resiliência em todas as camadas dos pavimentos estudados e, de forma geral, encontrou-se valores coerentes com os estudados na literatura. Fez-se, também, análises estruturais através do software AEMC/SisPAv (2009), a fim de encontrar a estimativa de durabilidade dos trechos. A Avenida Roraima apesar de ser um trecho antigo e apresentar a maior quantidade de defeitos prematuramente, foi a que teve a maior previsão de durabilidade entre os três trechos. Além disso, realizou-se a análise estrutural da Avenida Roraima pela norma DNER PRO 011/1979, uma vez que se trata de uma restauração de um pavimento e constatou-se que este trecho tem previsão de durabilidade de cinco anos e dez meses. Assim, o monitoramento e obtenção de modelos de previsão de desempenho são de suma importância para a boa gerência dos pavimentos.

Palavras-chave: Trechos Monitorados; Modelos de previsão de desempenho, Durabilidade.

ABSTRACT

Master's Dissertation
Post-Graduation Program in Civil Engineering
Federal University of Santa Maria, RS, Brazil

DEVELOPMENT PERFORMANCE PREDICTION MODELS BY IMPLANTATION OF MONITORED STRETCHES IN THE REGION OF SANTA MARIA, RS

AUTHOR: SANTOS, MAURICIO SILVEIRA DOS
ADVISOR: CERVO, TATIANA CUREAU
ADVISOR CO: SPECHT, LUCIANO PIVOTO
Santa Maria, JULY 16th, 2015

In a country with continental dimensions like Brazil, road infrastructure that provides a displacement with comfort and safety is extremely important, once it is from these roads that the majority of supplies and people moves daily to distant regions. Is through appropriate management of corrective floors and measurements taken at the correct times that these highways provides safety and comfort to users in their displacement. One way to perform this management properly is making use of performance prediction models that makes the manager can predict the appearance of defects and the necessity of performing maintenance, providing financial resources required for repairs. Thus, the objective of this research is to monitor three highway stretches implemented in the region of Santa Maria - RS, checking their functional and structural performance in order to assist in the development of performance prediction models. To achieving the study, tests were performed at predetermined periods: Sand Patch, British Pendulum, Roughness, Rutting analysis, Distress identification and Deflections Basin Survey by Benkelman Beam and Falling Weight Deflectometer (FWD) at Roraima Avenue (restoration stretch), Hélvio Basso Avenue and Quartéis Intersection (new highway stretches). In these tests, quantitative and classifying counts of vehicles were made in order to find the number of equivalent demand of standard axis through the FEC calculation by AASHTO and USACE methodology. With that was obtained in all 34 performance prediction models for Avenues Roraima and Hélvio Basso (17 - AASHTO and 17 - USACE). No models have been developed for Quartéis Intersection once it is at the beginning of monitoring. In addition to performance prediction models, performance evaluations were carried out of three sections monitored the mediated that it were requested by the traffic, and found that the Roraima Avenue had the highest deflection values, IGG and cracked area. The Quartéis Intersection had the highest values of rutting. Back Analysis were performed by BAKFAA software to obtain resilient modulus in all layers of pavements studied and, in general, met values coherent with those studied in the literature. It was also made structural analysis by AEMC/SisPAv (2009) software in order to find the estimated durability in the highway stretches. The Roraima Avenue despite being an old stretch and present the highest amount of early distress, was the one that had the highest prediction of durability between the three analysed sections. Furthermore, structural analysis was performed for Roraima Avenue, by standard DNER PRO 011/1979, once it is a restored pavement, it was found that this stretch is expected five years and ten months of durability. Therefore, monitoring and obtaining performance prediction models are extremely important for the proper management of pavements.

Keywords: Stretches Monitored; Performance prediction models, Durability.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Tensões em um pavimento.....	28
Figura 2.2: Esquema de proposta de método de dimensionamento	30
Figura 2.3: Formas dos modelos determinísticos	34
Figura 2.4: Simulador de tráfego UFRGS/DAER	39
Figura 2.5: Simulador de tráfego móvel - HVS.....	40
Figura 2.6: Simulador de tráfego IPR/DNER.....	41
Figura 2.7: Pistas experimentais da AASHO Road Test	41
Figura 2.8: Seção tipo do pavimento da Avenida Bandeirantes em São Paulo em 2004.....	58
Figura 3.1: Fluxograma da metodologia da pesquisa	74
Figura 3.2: Rio Grande do Sul.....	74
Figura 3.3: Município de Santa Maria.....	74
Figura 3.4: Localização da UFSM e dos trechos monitorados	75
Figura 3.5: Temperaturas médias e pluviometria da região de Santa Maria de 2000 à 2014	76
Figura 3.6: Localização do trecho monitorado da Avenida Roraima	76
Figura 3.7: Composição e espessura das camadas da Avenida Roraima	77
Figura 3.8: Curva granulométrica do solo do subleito da Avenida Roraima	82
Figura 3.9: Curva granulométrica da BGS da Avenida Roraima	83
Figura 3.10: Curvas granulométricas dos agregados utilizados nos revestimentos antigo e novo da Avenida Roraima	85
Figura 3.11: Acompanhamento da execução da camada de revestimento.....	91
Figura 3.12: Extração de corpos de prova	92
Figura 3.13: Localização do trecho monitorado da Avenida Hélvio Basso.....	94
Figura 3.14: Composição e espessura das camadas da Avenida Hélvio Basso	95
Figura 3.15: Curva granulométrica do solo do subleito da Avenida Hélvio Basso	98
Figura 3.16: Camada de Sub-base em macadame seco	99
Figura 3.17: Curva granulométrica da BGS da Avenida Hélvio Basso.....	99
Figura 3.18: Acompanhamento da execução da camada de base	100
Figura 3.19: Curva granulométrica do revestimento da Avenida Hélvio Basso.....	101
Figura 3.20: Acompanhamento da execução da camada de revestimento.....	105
Figura 3.21: Extração de corpos de prova na Avenida Hélvio Basso.....	107
Figura 3.22: Localização do trecho monitorado do Trevo dos Quartéis.....	108
Figura 3.23: Composição e espessura das camadas da BR158 – Trevo dos Quartéis	109
Figura 3.24: Curva granulométrica do solo do subleito do Trevo dos Quartéis.....	111
Figura 3.25: Aspectos da camada de sub-base em macadame seco.....	112
Figura 3.26: Curva granulométrica da BGS do Trevo dos Quartéis.....	112
Figura 3.27: Fases de execução da camada de base do Trevo dos Quartéis	113
Figura 3.28: Curvas granulométricas dos revestimentos inferior e superior do Trevo dos Quartéis	114
Figura 3.29: Aspectos do acompanhamento da execução do Revestimento no Trevo dos Quartéis	117
Figura 3.30: Processo de extração de corpos de prova no Trevo dos Quartéis.....	118
Figura 3.31: Etapas de realização do ensaio de Mancha de Areia.....	121
Figura 3.32: Aspectos da realização do ensaio de Pêndulo Britânico	123
Figura 3.33: Modelo de IFI	124
Figura 3.34: Veículo com barra que contém cinco sensores a laser	125
Figura 3.35: Exemplo de deformações em trilhas de roda de pavimento flexível	126
Figura 3.36: Exemplo do mapeamento dos defeitos entre duas estacas	127
Figura 3.37: Etapas de obtenção das deflexões por Viga Benkelman	130
Figura 3.38: Equipamento para obtenção de deflexões por FWD marca Kuab.....	131
Figura 3.39: Exemplo de retroanálise no software BAKFAA	132
Figura 4.1: Comportamento da Macrotextura ao longo do tempo	137
Figura 4.2: Comparativo entre valores observados e calculados para macrotextura	139
Figura 4.3: Comparação entre os modelos encontrados para Macrotextura	140
Figura 4.4: Comportamento da Microtextura ao longo do tempo	142
Figura 4.5: Comparativo entre valores observados e valores calculados para microtextura	143
Figura 4.6: Comparação entre os modelos encontrados para Microtextura.....	145
Figura 4.7: Comportamento do atrito em função da velocidade na Avenida Roraima	146
Figura 4.8: Comportamento do atrito em função da velocidade na Avenida Hélvio Basso	147
Figura 4.9: Comportamento do atrito em função da velocidade no Trevo dos Quartéis	148
Figura 4.10: Comparativo entre valores observados e valores calculados para IFI.....	150

Figura 4.11: Comparação entre os modelos encontrados para IFI nesta pesquisa	150
Figura 4.12: IRI da Avenida Roraima ao longo do trecho monitorado	151
Figura 4.13: IRI da Avenida Hélvio Basso ao longo do trecho monitorado	152
Figura 4.14: IRI do Trevo dos Quartéis ao longo do trecho monitorado	152
Figura 4.15: Comportamento do IRI ao longo do tempo	154
Figura 4.16: Comparação entre valores observados e valores calculados para IRI	155
Figura 4.17: Modelos de desempenho deste estudo comparados com a literatura para IRI.....	157
Figura 4.18: ATR na Avenida Roraima ao longo do trecho	158
Figura 4.19: ATR na Avenida Hélvio Basso ao longo do trecho.....	159
Figura 4.20: ATR no Trevo dos Quartéis ao longo do trecho.....	159
Figura 4.21: Comportamento do ATR ao longo do tempo	161
Figura 4.22: Comparativo entre valores observados e valores calculados para ATR	162
Figura 4.23: Modelo encontrado comparado com a literatura para ATR	164
Figura 4.24: Comportamento do IGG e da Área Trincada ao longo do tempo	165
Figura 4.25: Comparação entre valores observados e calculados para IGG e Área Trincada	167
Figura 4.26: Comparação entre os modelos encontrados para IGG e Área Trincada	169
Figura 4.27: Deflexões medidas com Viga Benkelman e FWD para Avenida Roraima	171
Figura 4.28: Deflexões medidas com Viga Benkelman e FWD para Avenida Hélvio Basso.....	172
Figura 4.29: Deflexões medidas com Viga Benkelman e FWD para Trevo dos Quartéis	173
Figura 4.30: Comparação entre valores observados e valores calculados de deflexão	175
Figura 4.31: Modelos desenvolvidos comparados com os da literatura	176
Figura 4.32: Módulo de Resiliência para ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD na Avenida Roraima	178
Figura 4.33: Módulo de Resiliência para ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD na Avenida Hélvio Basso.....	180
Figura 4.34: Módulo de Resiliência para ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD no Trevo dos Quartéis	182
Figura 4.35: Estimativa de durabilidade do pavimento segundo os modelos mecânicos.....	186

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Tipos de modelos de desempenho para níveis de gerência de pavimentos.....	35
Tabela 2.2: Expectativa dos parâmetros de correlação dos modelos de desempenho de pavimentos	37
Tabela 2.3: Características dos trechos monitorados.....	55
Tabela 2.4: Características as Redes de pavimentos montada por Lerch (2003).....	56
Tabela 3.1: Valores médios das contagens de 2013 para Avenida Roraima	79
Tabela 3.2: Valores médios das contagens de 2014 para Avenida Roraima	80
Tabela 3.3: Comparativo entre métodos e contagens de tráfego	81
Tabela 3.4: Massa unitária e volume de vazios dos agregados do revestimento da Avenida Roraima	86
Tabela 3.5: Valores de referência dos resultados no AIMS.....	86
Tabela 3.6: Resultados no AIMS dos agregados da mistura da Avenida Roraima.....	87
Tabela 3.7: Viscosidade do CAP 50/70 da Avenida Roraima	88
Tabela 3.8: Valores dos ensaios da classificação PG do CAP 50/70 da Avenida Roraima.....	89
Tabela 3.9: MR, RT e Grau de Compactação para CPs extraídos da Avenida Roraima.	92
Tabela 3.10: Caracterizações dos materiais utilizados nas camadas Avenida Roraima	93
Tabela 3.11: Valores médios das contagens de 2013 para Avenida Hélvio Basso.....	96
Tabela 3.12: Valores médios das contagens de 2014 para Avenida Hélvio Basso	97
Tabela 3.13: Resultados no AIMS dos agregados da mistura da Avenida Hélvio Basso	102
Tabela 3.14: Viscosidade do CAP 50/70 da Avenida Hélvio Basso	103
Tabela 3.15: Valores dos ensaios da classificação PG do CAP 50/70 da Avenida Hélvio Basso	104
Tabela 3.16: Valores MR, RT e Grau de Compactação para CPs extraídos da Avenida Hélvio Basso.	106
Tabela 3.17: Caracterizações dos materiais utilizados nas camadas Avenida Hélvio Basso.....	107
Tabela 3.18: Contagens de tráfego de 2014 para o Trevo dos Quartéis	110
Tabela 3.19: Viscosidade do CAP 50/70 da camada inferior do Trevo dos Quartéis.....	115
Tabela 3.20: Viscosidade do CAP 50/70 da camada superior do Trevo dos Quartéis.....	116
Tabela 3.21: MR, RT e Grau de Compactação para CPs extraídos do Trevo dos Quartéis.....	118
Tabela 3.22: Caracterizações dos materiais utilizados nas camadas do Trevo dos Quartéis	119
Tabela 3.23: Classes de macrotextura pelo método da mancha de areia	120
Tabela 3.24: Classes de microtextura pelo método do pêndulo britânico	122
Tabela 3.25: Limites de classificação do IFI.....	124
Tabela 4.1: Número de solicitações e relação entre métodos de cálculo	136
Tabela 4.2: Valores de Macrotextura nos trechos monitorados nesta pesquisa.....	136
Tabela 4.3: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de macrotextura, R^2 e ϵ_p	139
Tabela 4.4: Valores de Microtextura nos trechos monitorados nesta pesquisa.....	141
Tabela 4.5: Resumo dos modelos de previsão de desempenho, R^2 e ϵ_p	144
Tabela 4.6: Resumo dos modelos de previsão de desempenho, R^2 e ϵ_p	149
Tabela 4.7: Valores médios de IRI nos trechos monitorados	153
Tabela 4.8: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de IRI, R^2 e ϵ_p	156
Tabela 4.9: Valores médios de ATR com treliça nos trechos monitorados	160
Tabela 4.10: Valores médios de ATR com perfilômetro laser nos trechos monitorados.....	160
Tabela 4.11: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de ATR, R^2 e ϵ_p	163
Tabela 4.12: Valores de IGG e Trincamento nos trechos monitorados	165
Tabela 4.13: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de IGG e Área Trincada, R^2 e ϵ_p	167
Tabela 4.14: Valores de deflexão de Viga Benkelman e FWD na Avenida Roraima	170
Tabela 4.15: Valores de deflexão de Viga Benkelman e FWD na Avenida Hélvio Basso.....	172
Tabela 4.16: Valores de deflexão de Viga Benkelman e FWD no Trevo dos Quartéis.....	173
Tabela 4.17: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de deflexão, R^2 e ϵ_p	175
Tabela 4.18: Valores de Módulo de Resiliência nas camadas da Avenida Roraima	178
Tabela 4.19: Valores de Módulo de Resiliência nas camadas da Avenida Hélvio Basso.....	180
Tabela 4.20: Valores de Módulo de Resiliência nas camadas do Trevo dos Quartéis.....	181
Tabela 4.21: Valores de tensão de tração e tensão compressão calculados no AEMC.....	185
Tabela 4.22: N de fadiga e N de deformação permanente dos modelostestados	185
Tabela 4.23: Previsão de ruptura dos trechos através dos modelos mecânicos e contagens.....	187

LISTA DE SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO: *American Association of Highway and Transportation Officials*

ABNT: *Associação Brasileira de Normas Técnicas*

AIMS: *Aggregate Image Measurement System*

ASTM: *American Society of Testing and Materials*

ATR: *Afundamento de Trilha de Roda*

BBR: *Bending Beam Rheometer*

BGS: *Brita Graduada Simples*

CA: *Concreto Asfáltico*

CAP: *Cimento Asfáltico de Petróleo*

CBR: *California Bearing Ratio*

CBUQ: *Concreto Betuminoso Usinado à Quente*

CCR: *Concreto Compactado com Rolo*

CENPES: *Centro de Pesquisa da PETROBRAS*

DNER: *Departamento Nacional de Estradas de Rodagem*

DNIT: *Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes*

DSR: *Dynamic Shear Rheometer*

EVA: *Ethil Vinil Acetat*

FHWA: *Federal Highway Administration*

FWD: *Falling Weight Deflectometer*

IFI: *International Friction Index*

IGG: *Índice de Gravidade Global*

IRI: *International Roughness Index*

ISC: *Índice de Suporte Califórnia*

LCPC: *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*

LTTP: *Long Term Pavement Performance*

MCT: *Miniatura Compactados Tropicais*

MPa: *Mega Pascal*

MR: *Módulo de Resiliência*

MSCR: *Multiple Stress Creep and Recovery*

NBR: *Norma Brasileira*

NCHRP: *National Cooperative Highway Research Program*

PAV: *Pressurized Aging Vessel*

PETROBRAS: *Petróleo Brasileiro S.A*

PG: *Performance Grade*

REMQP: *Raiz do Erro Médio Quadrático Percentual*

RT: *Resistência à Tração*

R²: *Coefficiente de Determinação*

SBS: *Styrene-Butadiene-Styrene*

SGP: *Sistema de Gerência de Pavimentos*

TSD: *Tratamento Superficial Duplo*

UFSM: *Universidade Federal de Santa Maria*

USACE: *United States Army Corps of Engineers*

VAM: *Vazios do Agregado Mineral*

VB: *Viga Benkelman*

VDM: *Volume Diário Médio*

SUMARIO

1. INTRODUÇÃO	23
1.2 OBJETIVOS	25
1.2.1 Objetivo geral.....	25
1.2.2 Objetivos específicos	25
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	27
2.1 MECÂNICA DE PAVIMENTOS	27
2.2 SISTEMAS DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS	31
2.3 MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO	32
2.3.1 Elaboração e classificação de modelos de previsão de desempenho	33
2.3.2 Exemplos de modelos de previsão de desempenho	38
2.3.2.1 Modelos desenvolvidos por Queiroz	43
2.3.2.2 Modelos desenvolvidos por Paterson	45
2.3.2.3 Modelos desenvolvidos por Marcon.....	46
2.3.2.4 Modelos desenvolvidos por Basílio.....	49
2.3.2.5 Modelos desenvolvidos por Yshiba.....	50
2.3.2.6 Modelos desenvolvidos por Benevides	51
2.3.2.7 Modelos desenvolvidos por Albuquerque	52
2.3.2.8 Modelo desenvolvido por Lerch.....	55
2.3.2.9 Modelos desenvolvidos por Nakahara.....	57
2.3.2.10 Modelos desenvolvidos por Vitorello.....	60
2.3.2.11 Modelos desenvolvidos por Gonçalves	61
2.3.2.12 Modelos desenvolvidos por Franco	62
2.3.2.13 Modelos da Shell Oil	63
2.3.2.14 Modelo desenvolvido por Pinto.....	64
2.3.2.15 Modelos do Asphalt Institute.....	64
2.3.2.16 Modelo do Guia de Projeto da AASHTO (MEPDG)	66
2.3.2.17 Modelo da FHWA	68
2.3.2.18 Modelos desenvolvidos por Trichês.....	68
2.3.2.19 Modelo desenvolvido por Balbo.....	69
2.3.2.20 Modelo desenvolvido por Rossato	70
3. METODOLOGIA	73
3.1 PLANEJAMENTO	73
3.2 TRECHOS MONITORADOS	74
3.2.1 Avenida Roraima	76
3.2.1.1 Contagem de Tráfego	77
3.2.1.2 Materiais e Controle Tecnológico	82
3.2.1.2.1 Subleito	82
3.2.1.2.2 Base	83
3.2.1.2.3 Revestimento.....	84
3.2.1.2.3.1 Agregados	84
3.2.1.2.3.2 Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP	88
3.2.1.2.3.3 Misturas	90
3.2.2 Avenida Hélio Basso.....	94
3.2.2.1 Contagem de Tráfego	95
3.2.2.2 Materiais e Controle Tecnológico	97
3.2.2.2.1 Subleito	97
3.2.2.2.2 Sub-base	98
3.2.2.2.3 Base	99
3.2.2.2.4 Revestimento	100

3.2.2.2.4.1	Agregados	101
3.2.2.2.4.2	Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP	103
3.2.2.2.4.3	Misturas	104
3.2.3	BR 158 – Trevo dos Quartéis	108
3.2.3.1	Contagem de Tráfego	109
3.2.3.2	Materiais e Controle Tecnológico	110
3.2.3.2.1	Subleito.....	110
3.2.3.2.2	Sub-base	111
3.2.3.2.3	Base	112
3.2.3.2.4	Revestimento.....	113
3.2.3.2.4.1	Agregados	114
3.2.3.2.4.2	Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP	115
3.2.3.2.4.3	Misturas	116
3.3	AVALIAÇÕES FUNCIONAIS E ESTRUTURAIS.....	120
3.3.1	Macrotextura.....	120
3.3.2	Microtextura	121
3.3.3	International Friction Index - IFI.....	123
3.3.4	International Roughness Index – IRI.....	124
3.3.5	Afundamento em Trilha de Roda - ATR	125
3.3.6	Levantamento de Defeitos	126
3.3.7	Viga Benkelman	128
3.3.8	Falling Weight Deflectometer – FWD	130
3.3.9	Módulos de Resiliência por Retroanálise	131
4.	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	135
4.1	MACROTEXTURA.....	136
4.2	MICROTEXTURA	141
4.3	INTERNATIONAL FRICTION INDEX - IFI.....	145
4.4	INTERNATIONAL ROUGHNESS INDEX – IRI	151
4.5	AFUNDAMENTO EM TRILHA DE RODA - ATR	157
4.6	ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL – IGG/ TRINCAMENTO	164
4.7	DEFLEXÃO	169
4.8	MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR RETROANÁLISE.....	177
4.9	ANÁLISE ESTRUTURAL.....	183
4.9.1	Análise mecanicista	184
4.9.2	Análise Estrutural pela norma DNER-PRO 011/1979	189
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	191
5.1	CONCLUSÕES	191
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	193
	REFERÊNCIAS	195

1. INTRODUÇÃO

Uma infraestrutura de transporte adequada proporciona a qualquer sociedade um grande e importante desenvolvimento social e cultural, através da mobilidade de produtos e pessoas. Para o Brasil, que é um país de dimensões continentais, uma infraestrutura de rodovias que proporcione um deslocamento com conforto e segurança, é extremamente importante, uma vez que é a partir destas rodovias que a grande maioria dos insumos e das pessoas se desloca diariamente para regiões com distâncias grandes.

De acordo com o Ministério do planejamento, Orçamento e Gestão, em seu Plano Plurianual (PPA, 2012-2015), aproximadamente 58% da movimentação de cargas e 48% do transporte interestadual de passageiros é realizada por meio de transporte rodoviário. O Ministério do Planejamento menciona ainda que 82% das rodovias federais implantadas no Brasil são pavimentadas, porém esta realidade não se expande para as rodovias estaduais e municipais, sendo que o DNIT (2014) cita que 78,65% da malha rodoviária nacional, considerando os três níveis (federal, estadual e municipal) encontram-se não pavimentadas.

É por meio da gerência adequada dos pavimentos e medidas corretivas realizadas nos tempos corretos, que estas rodovias fornecem aos usuários segurança e conforto nos seus deslocamentos a qualquer tempo. Uma forma de realizar esta gerência de forma adequada é fazendo uso de modelos de previsão de desempenho, que fazem com que o gestor possa prever de forma antecipada o aparecimento de defeitos e a necessidade da realização de manutenções, disponibilizando assim recursos financeiros necessários para as obras de intervenções.

Um banco de dados grande, que contenha caracterização quantitativa e classificatória do tráfego que solicita as estruturas, bem como o conhecimento das características dos materiais que foram utilizados na construção em cada uma das camadas do pavimento, é a base para realizar uma gerência adequada dos pavimentos. É a partir deste banco de dados que se realiza o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho dos pavimentos que são gerenciados.

Para Specht (2004) a degradação do pavimento por deformações permanentes, fissuras de fadiga, retração térmica e degradação está associada a vários fatores, sendo que deformações permanentes e fissuras por fadiga estão relacionadas com o tráfego que atua na via e a estrutura que o pavimento possui, enquanto as outras duas estão em função das características dos materiais empregados e das condições climáticas que atuam no local. O

autor comenta ainda que os mais rigorosos defeitos que ocorre em estruturas flexíveis são apresentados no revestimento e fazem com que seja possível identificar duas formas diferentes de solicitação mecânica: flexão repetida que causa fissuras de fadiga e compressão simples que produz acúmulo de deformação permanente.

Franco (2007) confirma que os danos estruturais em pavimentos acontecem principalmente por aplicações de cargas elevadas na estrutura ou devido ao grande número de repetições de passagem das rodas dos veículos. Contudo o autor comenta que muitas das estruturas dos pavimentos existentes no Brasil não foram dimensionadas para tais solicitações, já que o método de dimensionamento tradicional não contempla efeitos da fadiga, pois foi desenvolvido a partir de observações de danos de deformações no subleito.

Muitas das formas de dimensionar as estruturas dos pavimentos, que devem suportar as solicitações a que serão impostas durante sua vida útil, utilizam métodos empíricos, com baixa confiabilidade das previsões tomadas como base para seus cálculos. Faz-se necessário, uma evolução nestes métodos de dimensionamento, que em curto prazo, se faz por métodos mecanístico-empíricos, com uso de análise elástico-linear e a elástico não linear através de programas computacionais calibrados por trechos experimentais, que permitam gerar modelos de previsão de desempenho dos pavimentos.

Para chegar a este método de dimensionamento mecanístico-empírico são estimados modelos de previsão de fadiga, deformação permanente e deformação máxima admissível no topo do subleito, adequados às condições ambientais da região, tanto quanto possível atualmente, e considerados diversos tipos de configuração de eixos. Franco (2007) comenta que a modelagem mecanística-empírica busca melhorar os projetos de pavimentação em termos de eficiência estrutural, de modo a utilizar materiais cujo desempenho de campo ainda não se tem experiência suficiente e considerar, também, os efeitos ambientais e de tráfego.

Neste contexto, no ano de 2009 deu-se início a implantação de um programa com abrangência nacional que busca desenvolver um novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos no Brasil. Este programa foi denominado de Programa Rede Temática de Asfalto, implantado pela PETROBRÁS com a parceria dos principais Centros de Pesquisa e universidades brasileiras.

Como a UFSM faz parte desta Rede, esta pesquisa busca o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a fim de prever o comportamento estrutural e funcional de rodovias na região central do Rio Grande do Sul, monitorando trechos em verdadeira grandeza e assim contribuir com o desenvolvimento dos estudos da Rede Temática do Asfalto. Esta pesquisa contribui para a obtenção de um banco de dados com valores de

ensaios, climatologia e características dos veículos que solicitam as vias, bem como a caracterização dos materiais utilizados em cada uma das camadas de cada trecho monitorado.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Este trabalho tem por objetivo geral monitorar três trechos implantados na região de Santa Maria – RS verificando seus desempenhos funcionais e estruturais de modo a subsidiar a construção de modelos de previsão de desempenhos regionais.

1.2.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos estão apresentados da seguinte forma:

- Acompanhar a construção dos trechos implantados, verificando as técnicas construtivas durante a execução de cada uma das camadas e coleta de amostras dos materiais empregados na construção para verificação da caracterização dos mesmos por ensaios laboratoriais;
- Realizar a análise das condições funcionais, de serventia e segurança por meio de medições periódicas de Irregularidade Longitudinal (IRI), Afundamento em Trilha de Roda (ATR), levantamento de defeitos e valores de Macrotextura e Microtextura.
- Obter um valor harmonizado do International Friction Index (IFI) com o cruzamento dos dados obtidos com os ensaios de Pêndulo Britânico e Mancha de Areia para cada período de ensaio.

- Realizar avaliações periódicas, de acordo com o Manual da Rede Temática do Asfalto, das condições estruturais submetidas ao tráfego utilizando ensaios com Viga Benkelman e FWD;
- Estimar os valores dos Módulos de Resiliência de cada uma das camadas do pavimento, por retroanálise dos valores das bacias de deformação encontrados nos ensaios com Viga Benkelman e FWD.
- Realizar estudos de tráfego por meio dos dados de contagens semestrais com avaliações quantitativa e classificatória dos veículos que possibilitem a obtenção do número de solicitações (N) do eixo padrão;
- Gerar modelos de previsão de desempenho para os pavimentos monitorados com os valores de Módulo de Resiliência das retroanálises da Viga Benkelman e FWD, com os valores de Macrotextura e Microtextura, os valores de IFI, ATR e IRI bem como com a porcentagem de área com algum tipo de defeito.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo será apresentado a revisão bibliográfica realizada através do demonstrativo dos três principais itens estudados nesta pesquisa que são: Mecânica dos Pavimentos, Sistemas de Gerência de Pavimentos e Modelos de Previsão de Desempenho.

2.1 MECÂNICA DE PAVIMENTOS

De acordo com Medina e Motta (2015) a mecânica dos pavimentos estuda os pavimentos como sendo um sistema em camadas sujeitos às cargas dos veículos e geralmente com o auxílio de programas computacionais realiza os cálculos de tensões, deformações e deslocamentos, conhecidos os parâmetros de deformabilidade dos materiais. É possível verificar o número de solicitações que leva o revestimento asfáltico à ruptura por fadiga e deve-se observar as deformações permanentes e a ruptura plástica.

Diversos fatores influenciam na mecânica dos pavimentos, no dimensionamento e na durabilidade da estrutura. Dentre estes fatores estão o tráfego aplicado sobre o pavimento, o clima da região onde está a estrutura e os materiais empregados nas camadas do pavimento.

Segundo Motta (1991) o carregamento imposto pelo tráfego de veículos, a avaliação dos materiais por meio de ensaios que reproduzam o estado de tensões e as condições ambientais a que os pavimentos estarão sujeitos no campo são fatores que estabelecem a relação tensão-deformação que ocorre nas camadas de uma estrutura.

Os materiais de pavimentação são caracterizados em termos elásticos ou aproximadamente elásticos, de forma que as respostas do pavimento em termos de tensões, deformações e deslocamentos, devidos às cargas do tráfego ou aos fatores ambientais possam ser calculadas pelas teorias mecanicistas (MASADA *et al.*, 2004).

Para Santos (2005) o carregamento dinâmico do tráfego além de causar deformações permanentes de trilhas de roda causa principalmente os defeitos de trincas de fadiga dos pavimentos. Como apresentado na Figura 2.1, na superfície do pavimento é aplicada uma carga vertical de compressão, e nas fibras inferiores da camada asfáltica surgem tensões de tração e de compressão devido ao carregamento e descarregamento repetido.

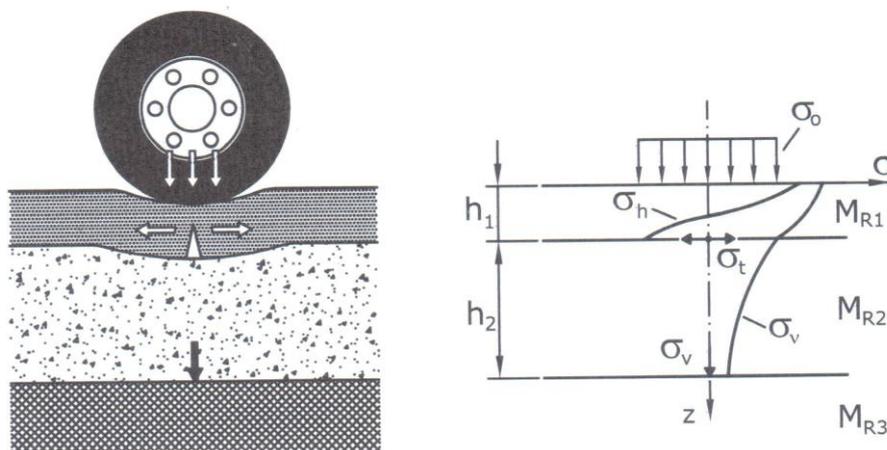


Figura 2.1: Tensões em um pavimento

Fonte: (Medina e Motta, 2015)

Existem três mecanismos principais que podem deteriorar um pavimento, que são: afundamento de trilhas de roda provocada pela deformação permanente vertical excessiva, trincas por fadiga da camada asfáltica devido à repetição do carregamento e fissuração por trincas térmicas, consequência de variações de temperatura. As trincas térmicas ocorrem em regiões de baixa temperatura.

Fadiga foi definida por Yoder e Witczak (1975) como sendo um fenômeno de trincas induzidas pelo carregamento repetido do tráfego devido a repetidos estados de tensão ou deformação inferiores ao estado último de tensão ou deformação de material.

Como consequência do estado de tensões no pavimento, Santos (2005) diz que ocorre uma gradual deterioração e que o carregamento e descarregamento constante do pavimento, devido ao tráfego geram deformações elásticas e nesta movimentação constante de deformação e recuperação surgem tensões de tração nas fibras inferiores da camada (asfáltica) do pavimento gerando assim o trincamento por fadiga.

De acordo com Morgado *et al.* (2007) a deterioração das propriedades de um material por efeito da aplicação cíclica de uma carga é o dano por fadiga; este ocorre não só sob cargas de amplitude constante como sob cargas de amplitude variável.

Para avaliar a vida de fadiga pode-se utilizar algumas teorias de dano cumulativo, dentre estas teorias está a Lei de Miner que foi concebida em 1945 após pesquisas sobre o fenômeno da fadiga em metais de uso destinados à aviação (SANTOS, 2005).

Conforme Morgado *et al.* (2007) das teorias de danos acumulados a que tem tido maior divulgação e a mais simples é a regra linear proposta por Miner. A regra de Miner é traduzida na Equação 2.1.

$$D = \sum_{i=1}^n \frac{n_i}{N_i} = 1 \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde: D: Dano acumulado de fadiga;

n_i = número de ciclos de carregamento a um nível de tensão σ_i ;

N_i é o número de ciclos que provocaria ruptura para o mesmo nível de tensão.

Santos (2005) menciona ainda que as deformações permanentes na superfície do pavimento podem ser provocadas pelo carregamento vertical de compressão oriundo do tráfego, e podem também ser decorrente da compactação sofrida pelo subleito, devido aos carregamentos do tráfego causando afundamentos em trilha de roda.

Fernandes Jr (1994) afirmou que as trincas por fadiga da camada asfáltica ou de camadas cimentadas e a deformação permanente nas trilhas das rodas causadas pelo tráfego são as principais formas de deterioração estrutural dos pavimentos. Mas um pavimento pode ainda deteriorar-se através de mecanismos resultantes de fatores ambientais, de desgaste por abrasão, irregularidades na distribuição e dosagem do material asfáltico e de outros fatores não associados às solicitações do tráfego.

As variações climáticas no desempenho de um pavimento devem ser muito bem observadas, uma vez que afetam diretamente o comportamento mecânico de alguns materiais que compõem a estrutura, especialmente a camada de revestimento e o subleito. Em contrapartida, pode-se dar menor ênfase ao fenômeno do congelamento e degelo das camadas da estrutura, pois essa ocorrência não é comum no Brasil (FRANCO, 2000).

Segundo Motta (1991), a temperatura do ar e precipitação são os fatores climáticos que mais afetam o desempenho de um pavimento. Representado por seus elementos básicos, o clima influencia os pavimentos por diversos mecanismos, tais como a intemperização dos materiais, a alteração dos módulos de resiliência ou ainda a alteração das umidades de equilíbrio.

De acordo com Franco (2007) a umidade e a temperatura são as duas variáveis ambientais que podem significativamente afetar as propriedades das camadas e do subleito do pavimento e, assim, consequentemente, afetar a capacidade da estrutura de suportar o

carregamento imposto pelo tráfego. A temperatura do ar atua diretamente nas propriedades resilientes dos materiais asfálticos devido à natureza viscosa dos ligantes asfálticos, já a umidade nas camadas inferiores do pavimento pode significar uma variação no comportamento resiliente do material.

Medina e Motta (2015) explicam que as variações de temperatura tanto diurnas quanto sazonais causam variações da rigidez dos materiais asfálticos, assim, a deformabilidade do pavimento é condicionada pelas variações da temperatura do ar ou das condições meteorológicas de um modo geral.

Para detalhar melhor os procedimentos analíticos de dimensionamento e mostrar os fatores que influenciam na mecânica dos pavimentos Motta (1991) apresenta na Figura 2.2 um diagrama com um procedimento detalhado e bastante característico para a determinação das espessuras das camadas de uma estrutura.

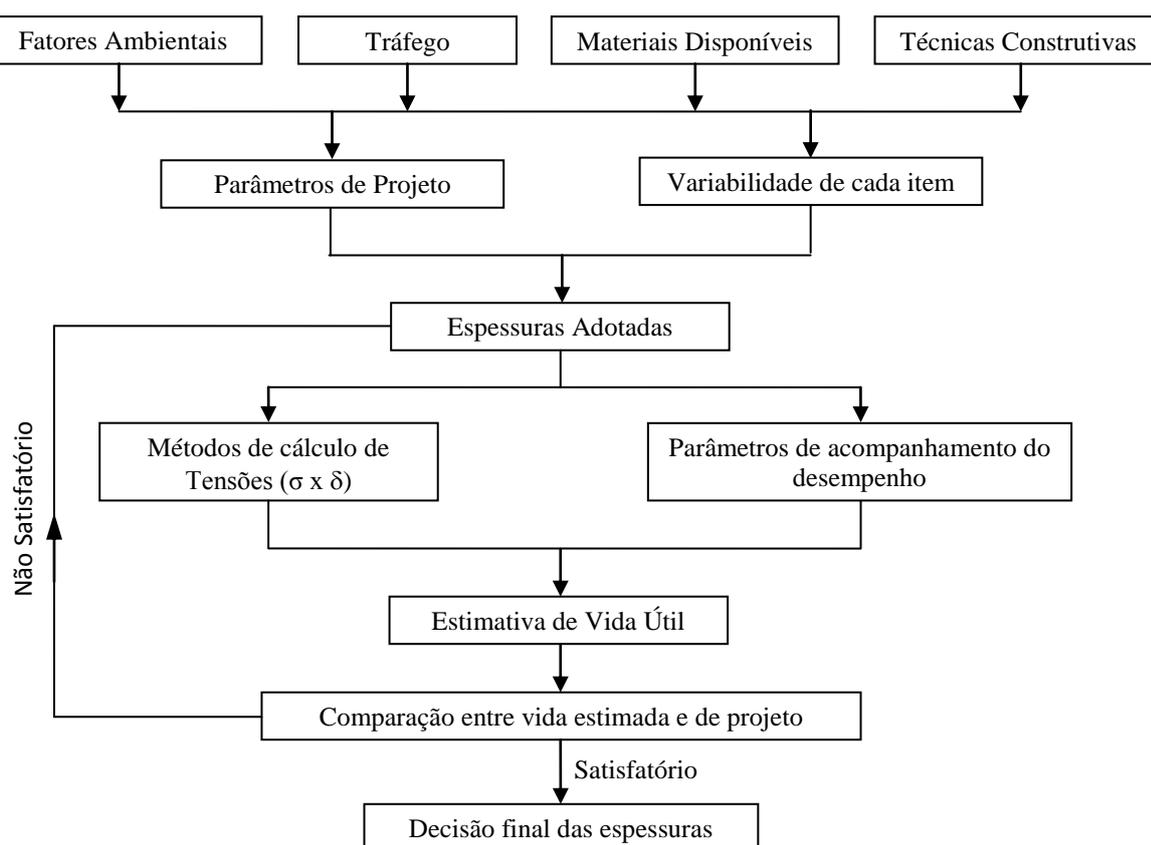


Figura 2.2: Esquema de proposta de método de dimensionamento

Fonte: (Motta, 1991)

2.2 SISTEMAS DE GERÊNCIA DE PAVIMENTOS

Segundo Haas *et al.* (1994), um Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP) consiste em um conjunto amplo e coordenado de atividades associadas com planejamento, construção, manutenção, avaliação e pesquisa de pavimentos, associados a um banco de dados objetivando otimizar os recursos, estabelecimento de programas de manutenção proporcionando conforto e segurança ao usuário.

De acordo com Hudson *et al.* (1979) um SGP utiliza procedimentos claramente estabelecidos e racionais para avaliar estratégias e alternativas ao longo de um período de análise específico e com base em valores previstos para atributos qualificáveis do pavimento. Envolve o tratamento integrado e coordenado de todas as áreas, sendo um processo dinâmico que incorpora a realização de vários atributos, restrições e critérios envolvidos no processo de otimização.

Fernandes Jr. (2001) comenta que os SGP representam uma possibilidade real de se evoluir de um esquema de manutenção tradicional, que se baseia quase sempre na correção de problemas, para um sistema de manutenção planejada, onde a atuação sobre a malha viária não é realizada somente na solução de seus problemas imediatos, mas também em um trabalho de prevenção que prolongue sua vida útil e garanta padrões mínimos de serviço em toda a malha que está sendo gerenciada.

Para Albuquerque *et al.* (2004) a gerência de pavimentos é subdividida em dois níveis diferentes de abordagem, sendo um destes o nível de rede, onde se realiza uma macro visão de toda a rede rodoviária, e o outro nível dito de projeto, onde são abordadas as características peculiares a cada sub-trecho de cada rodovia.

A Gerência de Pavimentos depende do monitoramento periódico do pavimento para obtenção de informações confiáveis sobre a característica física da rodovia ao longo do tempo e da administração dos dados obtidos. Com isso consegue-se saber o que precisa ser feito num determinado pavimento, quando serão necessárias intervenções para evitar ruptura e prolongar a vida de serviço do pavimento, onde estão os projetos prioritários e como devem ser executadas as intervenções de manutenção e reabilitação do pavimento (FERNANDES JR., 2001).

Um SGP em nível de rede é constituído, usualmente, dos seguintes componentes:

- Banco de dados: É uma ferramenta muito importante e utilizada em SGP, devendo ser bem estruturado, conter dados confiáveis e abundantes. Todas as análises e decisões necessárias são baseadas nas informações e dados coletados, que por isso devem ser objetivos, confiáveis e atualizados (AASHTO, 1990).
- Módulo de avaliação de estratégias de conservação a longo prazo (planejamento): Compreende a análise de dados, a priorização das intervenções e a tomada de decisões. Os resultados são analisados e adequados através do módulo de programação para definir soluções em nível de projeto, e para estabelecer uma programação por prioridade técnica e orçamentária (MARCON, 2003).
- Módulo de acompanhamento: Baseia-se nos dados armazenados no banco de dados e proporciona o acompanhamento/monitoramento de indicadores do pavimento. A partir da definição dos critérios de avaliação para irregularidade, deflexão, estrutura, qualidade do patrimônio e qualidade para o usuário, são definidos Índices de Qualidade para segmentos homogêneos das rodovias (CARDOSO, 2000).

De acordo com Oliveira (2013) após as fases de implantação do SGP, de definição da aplicação dos recursos, planejamento, projetos, orçamentos, e de execução das atividades e monitoramento do desempenho das estruturas de pavimento, é possível uma análise global dos resultados e, posteriormente, uma confirmação ou alteração dos índices e premissas utilizados. Assim, é fundamental considerar que, esse ajuste pode e deve ser feito ao longo do tempo, considerando as características e especificidades de cada Sistema de Gerência de Pavimentos.

2.3 MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO

Os modelos de previsão de desempenho de pavimentos são ferramentas fundamentais em um Sistema de Gerência de Pavimento, tanto em nível de rede quanto de projeto, pois com eles pode-se determinar a condição futura dos pavimentos e prever investimentos.

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 (BASÍLIO, 2002).

O uso de modelos de previsão possibilita os seguintes aspectos (FHWA, 2006):

- Determinar a vida remanescente dos pavimentos, quando se tem conhecimento da condição limite aceitável;
- Otimizar a combinação de projetos, estratégias e o tempo para a agência concluir as metas estabelecidas;
- Avaliar os impactos temporais de vários cenários elencados;
- Promover o “feed-back” para o processo de projeto do pavimento; e
- Auxiliar na estimativa dos custos do ciclo-de-vida do pavimento.

2.3.1 Elaboração e classificação de modelos de previsão de desempenho

Os modelos de previsão podem ser elaborados, individualmente, para cada parâmetro de desempenho, ou para um índice de condição que envolva todos os mecanismos de deterioração. O nível de complexidade dos modelos pode ser de livre escolha, ficando a cargo do gestor do sistema.

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 (Pedrosa, 2002; FHWA, 2006), que são:

- **Determinístico:** Modelo no qual o estado de um sistema é definido por causas que se podem determinar e identificar o descrito adequadamente sem recorrer a elementos probabilísticos. É o modelo matemático que determina os resultados, a partir de condições iniciais. Utiliza-se de regressão para fornecer um único valor de um parâmetro (variável dependente) a partir de uma ou mais variáveis (variáveis independentes). Algumas formas matemáticas para modelos determinísticos podem ser observadas na Figura 2.3.

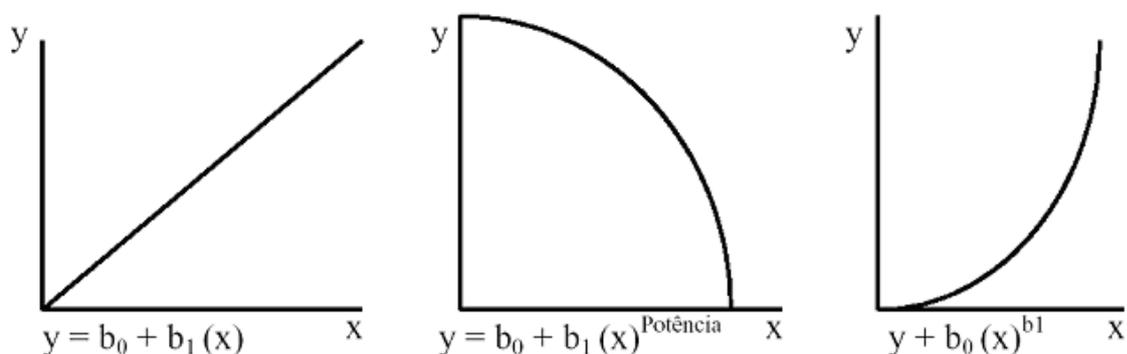


Figura 2.3: Formas dos modelos determinísticos

Fonte: Vitorello, 2008

Segundo Vitorello (2008) esse tipo de modelo pode ser subdividido nos seguintes modelos:

- a) modelos de desempenho estrutural: preveem o surgimento e a propagação dos defeitos produzidos pela repetição de cargas de tráfego ou tempo;
 - b) modelos de desempenho funcional: preveem a queda do índice de serventia e do coeficiente de atrito da superfície com a repetição de cargas de tráfego ou tempo;
 - c) modelos de degradação: são derivados de um dos dois anteriores e utilizam uma função de degradação, que é um indicador normalizado de defeitos ou de queda do índice de serventia.
- Probabilístico: permite prever os valores de um parâmetro, baseado em matrizes de transição probabilística que estimam a probabilidade de seções de pavimentos mudarem de uma condição para outra. Este tipo de modelo ainda pode ser subdividido em:
- a) curvas de sobrevivência: é um gráfico de probabilidade x tempo e representa a porcentagem de trechos que permanecem em serviço após um certo número de anos (ou de passagens do eixo-padrão) sem requererem um grande investimento em conservação ou sem necessitarem de restauração. Este gráfico pode ser elaborado a partir do histórico de manutenção de pavimentos da rede;

b) modelos markovianos: utilizam a chamada “Matriz de Transição”, que expressa a probabilidade de um grupo de pavimentos com idades semelhantes e sujeitos ao mesmo nível de tráfego passe de um estado de degradação ou índice de serventia para outro, dentro de um período de tempo especificado. Este processo é dito estacionário, pois a mudança no estado de serventia do pavimento não dependerá do tempo (com valores estatísticos invariáveis), não sendo adequado para planejamento da rede (os fenômenos naturais não se comportam desta forma); e

c) modelos semi-markovianos: são idênticos aos modelos markovianos, com a diferença de que considera que o processo seja estacionário apenas durante incrementos de tempo.

O FHWA (2006) associou os tipos de modelos de previsão de desempenho e variáveis utilizadas para níveis de gerência de pavimentos (nacional, estadual ou projeto) de acordo com a Tabela 2.1.

Tabela 2.1: Tipos de modelos de desempenho para níveis de gerência de pavimentos

Nível de Gerência	Determinístico				Probabilístico		
	Resposta Primária	Estrutural	Funcional	Deterioração	Modelos de Processo de Transição		
	Deflexão	Degradação	PSI	Carga Equivalente	Curvas de Sobrevivência	Markov	Semi-Markov
	Tensão	Condição do Pavimento	Segurança				
	Deformação						
Nacional				X	X	X	X
Estadual		X	X	X	X	X	X
Projeto	X	X	X	X			

Fonte: FHWA, 2006

Os modelos ainda podem ser subdivididos quanto à sua natureza, conforme descrito por Haas *et al.*, 1994:

- Puramente Mecanísticos: modelos baseados em parâmetros de respostas estruturais, como tensão, deformação e deflexão. Esses modelos não são considerados modelos de desempenho;

- Mecanístico-Empíricos: onde o parâmetro de resposta estrutural é relacionado à deterioração estrutural ou funcional medida, sendo obtido por equações de regressão. Esses tipos de modelo são os mais utilizados para fazer a previsão de desempenho de pavimentos;
- Empíricos ou de Regressão: onde a variável dependente de deterioração estrutural ou funcional é relacionada a uma ou mais variáveis independentes, como suporte do subleito, aplicações de carga por eixo, propriedades e espessuras das camadas do pavimento, fatores ambientais e suas interações; e
- Subjetivo: onde a experiência de engenheiros é formalizada através de processos de transição, como o processo de Markov, que permite a obtenção de modelos de desempenho mesmo sem série histórica de dados. Este tipo de modelo é um caminho alternativo para o desenvolvimento preliminar de modelos de desempenho, onde a base de dados requerida não é extensa e pode ser obtida em etapas de projeto. Esta abordagem pode ser utilizada independentemente da forma desejada para os modelos (determinístico ou probabilístico).

Existem quatro critérios que devem ser levados em consideração para o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho (FHWA, 2006):

- Um banco de dados adequado às condições e interesses do sistema;
- A inclusão de todas as variáveis importantes que afetem o desempenho;
- Uma formulação funcional adequada do modelo; e
- O critério estatístico adequado de acordo com a precisão requerida para o modelo.

Com uma consistente base de dados os modelos de previsão de desempenho tem uma boa aplicabilidade à pavimentação, principalmente quando desenvolvidos para regiões específicas.

Eles devem ser desenvolvidos para famílias de pavimentos com características comuns, tais como: tipo de superfície, classificação funcional, níveis de tráfego, localização geográfica e clima. A técnica de se separar os pavimentos em famílias é uma boa opção quando a quantidade de dados não é significativa (FHWA, 2006).

FHWA (2006) afirma que, apesar de serem muito utilizados, os modelos determinísticos fornecem vários erros de resultados por não levarem em consideração variações regionais que ocorrem nos pavimentos. Essa situação só é contornável com uma calibração destes modelos, o que requer um extenso banco de dados.

Deve-se utilizar de ferramentas estatísticas para avaliar se os resultados fornecidos pelos modelos são confiáveis. A verificação do ajuste 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.

A Tabela 2.2 apresenta o que se espera dos parâmetros de regressão para modelos elaborados em nível de rede de projeto.

Tabela 2.2: Expectativa dos parâmetros de correlação dos modelos de desempenho de pavimentos

Nível de Análise do SGP	R^2	REMQP	Tamanho da Amostra	Número de Variáveis Independentes
Nível de Rede	Valores de médio para baixo	Valores médios para altos	Grande	Mais de uma
Nível de Projeto	Valores altos	Valores baixos	Pequena	Uma

Obs.:
 R^2 → coeficiente de determinação; e
 REMQP (Raiz do Erro Médio Quadrático Percentual) → erro médio quadrado, que é o desvio padrão do valor determinado pelo modelo.

Fonte: FHWA, 2006

Como já mencionado, fazendo referência a outros autores, pode-se citar que Rodrigues (2003) resume que os modelos de previsão de desempenho também podem ser classificados de duas maneiras diferentes, em termos de forma e em termos de sua natureza. Em termos de forma, os modelos podem ser determinísticos ou probabilísticos. Os modelos determinísticos preveem um único número para a vida do pavimento ou para seu nível de degradação ou, ainda, para outro parâmetro indicador de sua condição, indicados para SGP em nível de projeto. Por outro lado, os modelos probabilísticos preveem uma distribuição dos eventos citados nos modelos determinísticos, adequados para SGP em nível de rede.

Em termos de sua natureza, os modelos podem ser empíricos ou mecanístico-empírico. Os modelos empíricos são simples correlações entre o desempenho do pavimento e alguns

parâmetros explicativos, referentes ao tráfego e à estrutura do pavimento. Os modelos mecanístico-empíricos utilizam o universo de dados experimentais apenas para efeito de sua calibração e não para o seu desenvolvimento, na medida em que sua forma é ditada por leis da Mecânica (HAAS *et al.*, 1994).

É de suma importância que, a teoria desses modelos seja coerente com o que é observado em experimentos planejados onde exista um alto grau de controle dos parâmetros envolvidos, como nos ensaios de laboratório em modelos reduzidos e em pistas experimentais. Caso contrário, os fatores de calibração terão pouco significado e as previsões do modelo final terão baixa confiabilidade.

Para maximizar os efeitos da gerência de pavimentos, o uso de modelos de previsão de desempenho confiáveis é muito importante. A seleção de estratégias ótimas de manutenção depende da viabilidade de uso de modelos que reflitam as condições locais (NUÑEZ E SHAHIN , 1986).

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 planejador ou o engenheiro de pavimentação tiver à disposição modelos de previsão de desempenho realistas. Estes modelos são instrumentos tecnológicos essenciais para a análise de estratégias alternativas de projetos de pavimentos (QUEIROZ, 1984).

Algumas pesquisas que são realizadas em grande escala para a obtenção de modelos de previsão de desempenho utilizam simuladores de tráfego. No Brasil existem alguns simuladores de tráfego que podem ser utilizados em pistas experimentais em verdadeira grandeza que aceleram os processos de degradação do pavimento, reduzindo assim o tempo necessário para obtenção dos resultados. Como destaque temos a pista experimental do IPR/DNER o simulador de tráfego da UFRGS/DAER e o simulador de tráfego móvel – HVS - Simular.

Nuñez (1997) ressalta que a pista do IPR foi construída nos anos de 1974/75 em forma circular, já o simulador de tráfego de UFRGS é do tipo linear como pode ser visto na Figura 2.4. Victorino (2008) explica que o simulador da UFRGS desloca-se a uma velocidade

de até 20km/h e realiza cerca de 2500 aplicações de carga por dia podendo obter os danos corridos em uma rodovia com tráfego médio durante sua vida útil ou período de projeto em até dois meses.



Figura 2.4: Simulador de tráfego UFRGS/DAER

Fonte: Azambuja (2004)

O simulador utilizado por Fritzen (2005) em sua pesquisa foi o simulador de tráfego móvel – HVS (Hércules Veículo Simulador), com características semelhantes ao simulador da UFRGS/DAER, como pode ser visto na Figura 2.5, uma vez que foi construído e desenvolvido pela empresa Cifali com a colaboração da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. O equipamento tem comprimento total de 20,7 metros, porém pode realizar um comprimento máximo de simulação de 11 metros tendo um comprimento de simulação útil de 5 metros. Fritzen (2005) comenta ainda que o simulador pode realizar 350 ciclos/hora sentido único e 700 ciclos/hora em sentidos opostos.

Quando a simulação ocorre em sentido único o semi-eixo desloca-se no sentido longitudinal do equipamento havendo contato do pneu com o pavimento somente em um único sentido, o retorno se dá com o rodado suspenso. Quando a simulação é feita em sentidos opostos, o contato pneu pavimento se dá tanto na ida quanto na volta. É através de uma unidade hidráulica que ocorre a aplicação de carga que varia de 15kN até 90kN, com uma

velocidade máxima de 9km/h, no semi-eixo o que permite acelerar os esforços associados ao carregamento e simular, efetivamente, as sobrecargas (FRITZEN, 2005).



Figura 2.5: Simulador de tráfego móvel - HVS

Fonte: Fritzen (2005)

Silva (2001) diz que o simulador do IPR é uma estrutura metálica composta de três subestruturas treliçadas com um conjunto de rodas duplas na ponta de cada uma dessas subestruturas. A autora comenta ainda que o simulador pode chegar a uma velocidade de até 80km/h com velocidade média de operação de 40km/h. Assim é possível ter 1500 aplicações de carga por hora podendo obter modelos de desempenho em um curto período de tempo. A Figura 2.6 apresenta o simulador de tráfego circular do IPR/DNER.

Os melhores modelos de previsão de desempenho de pavimentos são aqueles desenvolvidos diretamente a partir de dados de campo sistematicamente coletados e analisados, sendo que estes dados de observação de pavimentos restringem o uso do modelo ao ambiente de avaliação (PATERSON, 1987 apud ALBUQUERQUE, 2007).

Estes modelos, além de prever a condição dos pavimentos conservados com determinada atividade de manutenção, também podem ser úteis para comparar economicamente várias alternativas de manutenção, ajudando no prognóstico do desempenho do pavimento tratado com ações de manutenção e restauração que satisfaçam restrições de orçamento e desempenho (BASÍLIO, 2002).



Figura 2.6: Simulador de tráfego IPR/DNER

Fonte: Silva (2001 apud VICTORINO, 2008)

Um dos maiores experimentos em todo o mundo, e que deu origem a alguns modelos de previsão de desempenho, foram as pistas da AASHO Road Test desenvolvidas na década de 1950. Segundo Senço (1997) eram compostas por 6 circuitos, apresentando cada uma, duas retas paralelas ligadas por segmentos circulares como pode ser visto na Figura 2.7. Cada circuito tinha duas faixas de rolamento solicitadas pelo mesmo carregamento desde o eixo simples de 9 kN até o eixo tandem de 220 kN.



Figura 2.7: Pistas experimentais da AASHO Road Test

Fonte: Weingroff – FHWA

Este experimento realizado nas proximidades de Ottawa, Illinois, teve como objetivo principal determinar o desempenho das estruturas estudadas sob a ação de um tráfego específico. Para alcançar este objetivo a equipe da AASHO utilizou diversas técnicas para a determinação do índice de desempenho a partir de dados históricos de serventia ao longo do tempo (VALE, 2008).

Vale (2008) menciona também que uma das principais contribuições desta pesquisa está o método de dimensionamento de pavimentos baseado no CBR com sua utilização em aeroportos e a introdução do conceito de repetição de cargas no dimensionamento. Outra contribuição dada pelo estudo foram os conceitos para o método de dosagem Marshall de misturas asfálticas, após cinco anos de estudos realizados nas pistas.

Queiroz (1981 apud ALBUQUERQUE, 2007) desenvolveu modelos de previsão de deterioração, em termos de irregularidade, trincas e afundamento de trilhas de rodas para pavimentos asfálticos em função da estrutura do pavimento, subleito e tráfego. Esta pesquisa foi realizada utilizando dados coletados de rodovias dos Estados de Goiás, Minas Gerais, São Paulo e Distrito Federal. Estes modelos podem ser utilizados em outros locais, porém é necessário fazer uma calibração dos mesmos para as características de onde ele será utilizado e uma verificação dos resultados obtidos, através da coleta contínua de dados.

Um tipo mais geral de sistema de trabalho, que inclua outros itens de custo (como drenagem e terraplenagem) é melhor representado pelo “Highway Design and Maintenance Standards Model” (HDM). Este modelo foi desenvolvido com base em uma extensa pesquisa realizada no Brasil, Quênia, Índia e Ilhas Caribenhas (BASÍLIO, 2002).

Hudson *et al.* (1979) concluíram que “a condição atual de um pavimento é dependente da sua história, em termos de estrutura, carga suportada e fatores ambientais”. Toda a ação tomada no presente proporcionará efeitos no futuro do pavimento, enfatizando, assim, a importância de prever o comportamento futuro dos pavimentos para auxiliar a tomada de decisão do gestor e, para tanto, faz-se necessário o uso de modelos de desempenho que reflitam as condições reais da rede. Tais modelos serão mais realistas quando existir uma contínua retroalimentação do banco de dados do sistema.

Basílio (2002) destaca que os modelos de previsão de desempenho apresentam normalmente erros nas estimativas de tempo para execução de serviços de manutenção ou reabilitação dos pavimentos. Estes erros costumam ser menores quando o pavimento se aproxima da vida final e maiores quando estão no início da vida útil. Desta forma, os modelos devem ser periodicamente atualizados, e as previsões devem restringir-se a períodos em que se tenha um razoável grau de confiabilidade (Haas *et al.*, 1994). A impossibilidade de incluir

todas as variáveis significativas, como drenagem, qualidade de construção e condições climáticas, colabora, também, para a ocorrência de erros e incertezas nos modelos (Watanatada *et al.*, 1987, Bolivar e Achútegui, 1998).

Alguns modelos de previsão de desempenho merecem ser destacados. Além dos trabalhos já citados desenvolvidos por Queiroz (1981 apud ALBUQUERQUE, 2007) e Paterson (1987 apud ALBUQUERQUE, 2007), de repercussão internacional, que foram, com algumas adaptações, incorporados ao sistema HDM, outros trabalhos de grande relevância foram realizados por Marcon (1996), Basílio (2002) e Yshiba (2003), para, respectivamente, os Estados de Santa Catarina, Paraná e Goiás.

Benevides (2006) e Albuquerque (2007) mais recentemente 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) por sua vez elaborou modelos de previsão para rodovias urbanas de intenso tráfego pesado, na cidade de São Paulo e Lerch (2003) desenvolveu modelos avaliando a redução da irregularidade em pavimentos do Estado do Rio Grande do Sul. Em seguida serão apresentados mais detalhadamente alguns desses modelos de previsão de desempenho desenvolvidos, baseando-se na literatura nacional e internacional.

2.3.2.1. Modelos desenvolvidos por Queiroz

Queiroz (1981 apud ALBUQUERQUE, 2007) desenvolveu modelos empíricos e mecanístico-empíricos a partir de dados de irregularidade, entre outros parâmetros, obtidos nos Estados de Goiás, Minas Gerais, São Paulo e Distrito Federal. Alguns destes modelos foram depois atualizados para o procedimento de projeto de reforço DNER-PRO 159/1985 (DNER, 1985).

O autor desenvolveu 5 modelos de previsão de desempenho para a irregularidade. O primeiro modelo apresentado correlaciona a irregularidade com o número estrutural (Equação 2.2). Os dois modelos seguintes, por sua vez, correlacionam a irregularidade com as deflexões dos pavimentos, obtidas com a Viga Benkelman (Equação 2.3) e com o Dynaflect (equação 2.4). E as duas últimas correlacionam com o número estrutural e a deflexão em conjunto (Equação 2.5 para deflexão com a Viga Benkelman e Equação 2.6 para deflexão com o Dynaflect).

$$\log QI = 1,478 - 0,138ER + 0,000795A + 0,0224 \left(\frac{\log N_{acum}}{SNC} \right)^2 \quad (\text{Equação 2.2})$$

$R^2 = 0,26$ e Erro Padrão = 0,13

$$QI = 21,8 - 7,52ER + 5,16TR + 0,515A + 7,22 \times 10^{-5} (D_{VB} \times \log N_{acum}) \quad (\text{Equação 2.3})$$

$R^2 = 0,48$ e Erro Padrão = 10,58

$$\log QI = 1,391 - 0,1315ER + 0,0414P + 0,00751A + 0,0248D_D \times \log N_{acum} \quad (\text{Equação 2.4})$$

$R^2 = 0,32$ e Erro Padrão = 0,13

$$QI = 12,63 - 5,16ER + 3,31TR + 0,393A + 8,66 \left(\frac{\log N_{acum}}{SNC} \right) + 7,17 \times 10^{-5} (D_{VB} \times \log N_{acum})^2 \quad (\text{Equação 2.5})$$

$R^2 = 0,52$ e Erro Padrão = 10,22

$$\log QI = 1,299 - 0,1072ER + 0,0415P + 0,0623A + 0,0856 \left(\frac{\log N_{acum}}{SNC} \right) + 0,023D_D \times \log N_{acum} \quad (\text{Equação 2.6})$$

$R^2 = 0,36$ e Erro Padrão = 0,13

Onde: QI = irregularidade longitudinal dos pavimentos (contagem / km);

ER = variável que indica se o pavimento é restaurado ou não (ER = 0, original;

ER= 1, restaurado);

A = idade do pavimento desde a construção ou reabilitação (anos);

N_{acum} = número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado pelos fatores de equivalência da AASHTO;

SNC = número estrutural corrigido;

TR = variável indicadora do tipo de revestimento (TR = 0, mistura asfáltica; TR = 1, tratamento superficial);

D_{VB} = deflexão com Viga Benkelman (10^{-2} mm);

P = porcentagem do pavimento que recebeu reparos de remendos profundos; e

D_D = deflexão com Dynaflect (0,001 polegadas = 0,0254mm).

Albuquerque (2007) destaca que o fato de o modelo da equação 2.2, correlacionando a irregularidade com o número estrutural, ter apresentado desempenho insatisfatório, com baixo coeficiente de determinação, pode ser devido ao método de cálculo do SNC utilizado. Nas regiões monitoradas para o desenvolvimento do modelo, o subleito é constituído de solo laterítico, e a utilização de valores medidos de ISC, que para solos lateríticos são particularmente baixos, acabaram subestimando a capacidade estrutural dos pavimentos considerada nos modelos e diminuindo sua correlação com o QI.

2.3.2.2. Modelos desenvolvidos por Paterson

Fazendo uso de métodos estatísticos de regressão, Paterson (1987 apud ALBUQUERQUE 2007) desenvolveu modelos de previsão dos principais defeitos dos pavimentos, tais como trincamento, irregularidade e afundamento de trilha de roda.

Para a irregularidade longitudinal dos pavimentos, Paterson desenvolveu o modelo apresentado na Equação 2.7.

$$IRI = \left[IRI_0 + 725(1 + SNC)^{-4,99} \times NE_4 \right] \times e^{0,0153AGE} \quad (\text{Equação 2.7})$$

$$R^2 = 0,75$$

Onde: IRI = irregularidade longitudinal dos pavimentos (m / km);

IRI_0 = irregularidade longitudinal inicial (m / km);

SNC = número estrutural corrigido;

NE_4 = representa o número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado com fator de carga da AASHTO (milhões por faixa);

AGE = idade do pavimento desde a construção, restauração ou reconstrução (anos).

Para o afundamento de trilha de roda, por sua vez, Paterson desenvolveu o modelo apresentado nas Equações 2.8 e 2.9.

$$RDM = 1,0 \times AGE^{0,166} \times SNC^{-0,502} \times COMP^{-2,30} \times NE_4^{ERM} \quad (\text{Equação 2.8})$$

$$R^2 = 0,42$$

Com:

$$ERM = 0,0902 + 0,0384 \times DEF - 0,009 \times RH + 0,00158 \times MMP \times CRX \quad (\text{Equação 2.9})$$

Onde: RDM = profundidade média das trilhas de roda (mm);

COMP = índice de compactação relativa média ponderada pela espessura da camada, sendo obtido em Paterson (1987);

DEF = deflexão máxima média medida com viga Benkelman (10^{-2} mm);

RH = variável que indica se o pavimento é restaurado ou não (RH=0, original;

RH=1, restaurado);

MMP = precipitação média mensal (m / mês); e

CRX = área de trincamento indexado, sendo obtido em Paterson (1987).

AGE = idade do pavimento desde a construção, restauração ou reconstrução (anos).

2.3.2.3. Modelos desenvolvidos por Marcon

Reunindo dados de levantamentos de 2.500km da malha rodoviária do Estado de Santa Catarina, Marcon (1996) desenvolveu linhas de tendência de pavimento para parâmetros como irregularidade longitudinal, deflexões máximas médias, índice de gravidade global e afundamento de trilha de roda. Os modelos relacionaram o parâmetro de desempenho do pavimento com a idade do revestimento ou com o número equivalente de operações do eixo padrão. Os modelos foram desenvolvidos para três diferentes regiões geológicas do estado de Santa Catarina. A região denominada, por Marcon (1996), como sendo Região 2, é a que mais se aproxima das características do presente estudo, por se tratar de uma região cujos solos são formados pela decomposição de rochas sedimentares como argilitos, siltitos e arenitos.

Com relação às características gerais da composição de cada pavimento, 83,8% dos trechos estudados pelo autor apresentam revestimento de CBUQ e 86,3% do total de trechos era formada por brita graduada na camada de base. Outra característica dos materiais e camadas que compõem os trechos estudados por Marcon (1996) é que 45,2% da extensão estudada era composta por macadame seco na sub-base, semelhante aos estudos desta pesquisa onde dois dos três trechos tem sub-base de macadame.

Para deflexões, Marcon (1996) desenvolveu para a Região 2 os modelos apresentados na equação 2.10, relacionando a defeito ou a deflexão com a idade dos pavimentos, e na Equação 2.11, relacionando com o número equivalente de operações.

$$DEFM = 24,288 + 3,5458 \times IDADE \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$R^2 = 0,37$$

$$DEFM = 44,928 + 1,0 \times 10^{-5} \times NA \quad (\text{Equação 2.11})$$

$$R^2 = 0,50$$

Os dados de irregularidade longitudinal para a Região 2 foram ajustados nos modelos apresentados na Equação 2.12, relacionado com a idade, e na Equação 2.13, relacionado com o número estrutural.

$$QI = 18,348 + 1,1635 \times IDADE \quad (\text{Equação 2.12})$$

$$R^2 = 0,29$$

$$QI = 25,783 + 4,0 \times 10^{-6} \times NA - 5,0 \times 10^{-14} \times NA^2 \quad (\text{Equação 2.13})$$

$$R^2 = 0,32$$

Para o afundamento de trilha de roda, para a Região 2, foram desenvolvidos os modelos das Equações 2.14 e 2.15, respectivamente relacionando o afundamento em trilha de roda com a idade e o número estrutural dos pavimentos.

$$TRI = 1,8228 + 0,2325 \times IDADE \quad (\text{Equação 2.14})$$

$$R^2 = 0,28$$

$$TRI = 3,3051 + 5,0 \times 10^{-7} \times NA \quad (\text{Equação 2.15})$$

$$R^2 = 0,26$$

Para o índice de gravidade global (IGG), para a Região 2, foram elaborados os modelos apresentados na Equação 2.16, que relaciona o IGG com a idade, e na Equação 2.17, com o número equivalente de operações.

$$IGG = -20,91 + 5,01 \times IDADE \quad (\text{Equação 2.16})$$

$$R^2 = 0,52$$

$$IGG = 8,7647 + 2,0 \times 10^{-5} \times NA - 1,0 \times 10^{-12} \times NA^2 \quad (\text{Equação 2.17})$$

$$R^2 = 0,61$$

Onde: DEFM = deflexão máxima média (10^{-2} mm);

QI = quociente de irregularidade (cont. / km);

TRI = profundidade média de trilhas de roda (mm);

IGG = índice de gravidade global;

IDADE = idade do pavimento desde a construção, restauração ou reconstrução (anos); e

NA = número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado com o fator de carga da AASHTO.

Destaca-se, nos modelos desenvolvidos por Marcon a praticidade das equações, estando os parâmetros relacionados somente à idade ou ao número equivalente, mas esta condição só é válida para gerência em nível de rede e porque a maioria dos pavimentos tinha estrutura parecida.

2.3.2.4. Modelos desenvolvidos por Basílio

Basílio (2002) desenvolveu linhas de tendência de desempenho para rodovias do Estado de Goiás. As linhas de tendência foram propostas para dois tipos de revestimento: Tratamento superficial duplo (TSD) e concreto asfáltico (CBUQ). Esta revisão focará apenas nos resultados obtidos por Basílio (2002) para pavimentos revestidos com CBUQ ou CA, já que no presente trabalho os estudos foram desenvolvidos em trechos com este tipo de revestimento.

Segundo Basílio (2002) os dados obtidos no ano de 2000 pela Agência Goiana de Transportes e Obras Públicas (AGETOP, 2000), mostram que apenas 11,4% da malha rodoviária pavimentada no estado de Goiás eram pavimentadas com CA. Para as camadas de base e de sub-base foram geralmente utilizados cascalho laterítico, pois se tratar de um material amplamente distribuído pelo território goiano e que apresenta boa capacidade de suporte, com valores de CBR variando, mais frequentemente, entre 40 e 70%.

Assim como nos trechos estudados nesta pesquisa, Basílio (2002) informou que a grande maioria dos veículos que utilizam os trechos monitorados em seu trabalho é composta por veículos de passeio, aproximadamente 73%. Os trechos estudados pelo autor apresentaram espessuras características de camadas de solo bem semelhantes as encontradas neste estudo, sendo as camadas de base geralmente de 17cm e 18cm para camadas de sub-base, embora as camadas de revestimento tivessem espessuras de 2,5cm bem inferiores as camada encontradas neste trabalho.

Foram desenvolvidas por Basílio (2002) linhas de tendência para deflexão (Equação 2.18), irregularidade longitudinal (Equação 2.19), afundamento de trilha de roda (Equação 2.20) e trincamento (Equação 2.21), para os trechos monitorados que apresentaram camadas de revestimentos compostas por CBUQ.

$$DEFM = 7 \times 10^{-13} \times NA^2 + 9 \times 10^{-7} \times NA + 57,602 \quad (\text{Equação 2.18})$$

$$R^2 = 0,61$$

$$QI = 3 \times 10^{-13} \times NA^2 + 2 \times 10^{-6} \times NA + 37,741 \quad (\text{Equação 2.19})$$

$$R^2 = 0,61$$

$$ATR = 6 \times 10^{-7} \times NA + 1,9814 \quad (\text{Equação 2.20})$$

$$R^2 = 0,66$$

$$TRI = 1 \times 10^{-5} \times NA - 0,6982 \quad (\text{Equação 2.21})$$

$$R^2 = 0,81$$

Onde: DEF_M = deflexão máxima média (10^{-2} mm);

QI = quociente de irregularidade (cont. / km);

ATR = profundidade média de trilhas de roda (mm);

TRI = porcentagem da área trincada;

NA = número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado com o fator de carga da AASHTO.

2.3.2.5. Modelos desenvolvidos por Yshiba

Com dados obtidos da malha rodoviária do Estado do Paraná, Yshiba (2003) elaborou modelos estatísticos de deflexão e irregularidade longitudinal, para pavimentos originais e restaurados. Tal trabalho teve como base dados históricos da avaliação funcional e estrutural das condições da malha rodoviária neste estado entre os anos de 1995 e 1998.

Os pavimentos estudados na pesquisa de Yshiba (2003) eram constituídos de revestimento em concreto asfáltico com espessuras entre 3 e 10cm, base em brita graduada com espessuras entre 10 e 20cm e sub-base granular com espessuras entre 10 e 30cm, sendo que a região do estudo apresenta formação geológica de derrame basáltico, correspondendo a 42% da área total do Estado do Paraná. Para pavimentos com revestimento original, foram obtidos os modelos apresentados na Equação 2.22, para deflexão, e na Equação 2.23, para irregularidade longitudinal.

$$DEF = 56,0 + 8,7P(I) + 4,25P(N) - 4,75P(S) + 1,81 \times P(I) \times P(S) \quad (\text{Equação 2.22})$$

$$R^2 = 0,62$$

$$IRI = 2,8 + 0,38P(I) + 0,31P(N) - 0,16P(S) + 0,09 \times P(I) \times P(N) - 0,08 \times P(I) \times P(S) \quad (\text{Equação 2.23})$$

$$R^2 = 0,75$$

Onde: DEF = deflexão determinada com a Viga Benkelman (10^{-2} mm);

IRI = irregularidade longitudinal do pavimento (m / km);

$$P(I) = \frac{I - 13}{8}, \text{ sendo I a idade em anos do revestimento;}$$

$$P(N) = \frac{N - 5 \times 10^4}{10^5}, \text{ sendo N o número de solicitações de tráfego; e}$$

$$P(S) = \frac{S - 5,5}{2}, \text{ sendo S o número estrutural corrigido.}$$

Para pavimentos restaurados, por sua vez, foram desenvolvidos os modelos apresentados na Equação 2.24, para deflexão, e na Equação 2.25, para irregularidade longitudinal.

$$DEF = 47,2 + 2,2P(I) + 3,81P(N) - 2,7(P(S)) + 1,44 \times P(N) \times P(S) \quad (\text{Equação 2.24})$$

$$R^2 = 0,83$$

$$IRI = 2,37 + 0,12P(I) + 0,22P(N) - 0,14P(S) \quad (\text{Equação 2.25})$$

$$R^2 = 0,81$$

Onde as siglas têm os mesmos significados anteriores.

2.3.2.6. Modelos desenvolvidos por Benevides

Benevides (2006) elaborou modelos de irregularidade longitudinal, com dados de perfilômetro a laser de 72 trechos da malha rodoviária da região Metropolitana de Fortaleza, no Estado do Ceará.

Os 72 trechos escolhidos por Benevides (2006) para realização de seu estudo, perfizeram um total de 493,946 km de rodovias, sendo 42 trechos com revestimento em Concreto Betuminoso Usinado a Quente - CBUQ perfazendo uma extensão de 235,466km; 81,240 km em Areia Asfalto Usinado a Quente - AAUQ sendo dividida em 10 trechos monitorados e outros 20 trechos em Tratamento Superficial Duplo – TSD com um total de 177,240 km. O autor mostra ainda em seu trabalho que o volume diário médio de veículos nos trechos em TSD variou entre 4686 e 645 veículos por dia, entre 6430 e 251 veículos por dia nos trechos com AAUQ e entre 50062 e 2254 veículos por dia nos trechos com CBUQ.

O autor correlacionou os dados de IRI com o Índice de Condição do Pavimento, deflexão, número estrutural e porcentagem de trincamento. As equações que representam tais modelos são as Equações 2.26 e 2.27.

$$IRI = -0,141 \cdot PCI - 0,0211 \cdot DEF - 0,00641 \cdot TF + 15,636 \quad (\text{Equação 2.26})$$

$$R^2 = 0,86$$

$$IRI = -8,303 \cdot PCI - 0,812 \cdot NEC - 0,0050 \cdot TF + 101,844 \quad (\text{Equação 2.27})$$

$$R^2 = 0,93$$

Onde: IRI = irregularidade longitudinal do pavimento (m/km);

PCI = Índice de Condição do Pavimento (%);

DEF = deflexão determinada com FWD (10^{-2} mm);

NEC = número estrutural corrigido obtido por correlação com a deflexão determinada com FWD; e

TF = porcentagem padrão do defeito Trinca por Fadiga (%).

2.3.2.7. Modelos desenvolvidos por Albuquerque

Com o objetivo de propor a estruturação necessária de um SGP apropriado aos Estados do Nordeste brasileiro, Albuquerque (2007) realizou um denso estudo em sua tese de doutorado no qual desenvolveu modelos de previsão de desempenho a partir de levantamentos ocorridos nos Estados da Paraíba e Ceará. Albuquerque (2007) fez uso de ferramentas

estatísticas na elaboração dos modelos de desempenho. Foram desenvolvidos modelos para revestimentos em mistura asfáltica e tratamento superficial. Nesta revisão são apresentados os elaborados para misturas asfálticas.

Para o Estado da Paraíba, Albuquerque (2007) teve como objetivo o estudo da malha rodoviária estadual sendo que 43,18% desta malha eram pavimentadas com pista simples. Albuquerque (2007) obteve no Sistema de Informações Geográficas Aplicado ao Planejamento Rodoviário (SIGA do DER-PB), os seguintes dados de 2006 para realização do estudo de sua tese:

- Contagem classificatória de tráfego entre os anos de 1981 e 2002;
- Ano da última intervenção;
- Tipos e espessuras de camadas de pavimentos;
- ISC de camadas granulares e subleito;
- Levantamentos deflectométricos;
- IGG;
- Raio de curvatura entre os anos de 1990 e 1994.

Com estes dados o autor citado desenvolveu modelos de previsão de deflexão (Equação 2.28) e de índice de gravidade global (Equação 2.29).

$$D_{VB} = e^{(3,747+0,092C-0,095S+0,299N)} \quad (\text{Equação 2.28})$$

$$R^2 = 0,91$$

$$IGG = 47,7 + e^{(3,31+0,53C-1,55S+0,46N)} \quad (\text{Equação 2.29})$$

$$R^2 = 0,88$$

Onde: D_{VB} = deflexão determinada com Viga Benkelman (10^{-2} mm);

IGG = índice de gravidade global;

C = parâmetro representativo das condições climáticas;

S = parâmetro representativo do número estrutural corrigido; e

N = parâmetro representativo do número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado pelo método da AASHTO.

O objetivo de Albuquerque (2007) no estudo realizado no Estado do Ceará, também foi verificar apenas as rodovias estaduais, sendo que este estado apresentava 10.853,20km de

rodovias estaduais e deste total 38,97% eram rodovias pavimentadas. A Figura 2.8 apresenta toda a malha rodoviária do Ceará no ano de 2006.

Através do Sistema Integrado de Gestão e Manutenção (SIGMA) disponibilizados pelos DERT-CE, Albuquerque (2007) conseguiu a contagem classificatória dos veículos nos anos de 1994, 1997, 2000, 2004; Cadastro com datas de intervenção, espessura e tipo de materiais utilizados; Levantamentos deflectométricos com FWD nos anos de 1998, 2002 e 2005; Levantamentos de Irregularidade do pavimento com integrador tipo resposta (IPR/USP) em 2001 e 2005 e levantamento visual.

Com a obtenção destes dados o autor desenvolveu modelos de previsão de desempenho para deflexão (Equação 2.30), irregularidade longitudinal (Equação 2.31) e índice de condição do pavimento (Equação 2.32).

$$D_{FWD} = e^{(3,6783+0,0601C-0,3265S+0,0888N)} \quad (\text{Equação 2.30})$$

$$R^2 = 0,84$$

$$IRI = -173,35 + e^{(5,177+0,0011C-0,0023S+0,0046N)} \quad (\text{Equação 2.31})$$

$$R^2 = 0,79$$

$$PCR = 71,3 - 4,1C + 3,5S - 14,6N \quad (\text{Equação 2.32})$$

$$R^2 = 0,89$$

Onde: D_{FWD} = deflexão determinada com FWD (10^{-2} mm);

IRI = índice de irregularidade longitudinal (m/km);

PCR = índice de condição do pavimento;

C = parâmetro representativo das condições climáticas;

S = parâmetro representativo do número estrutural corrigido; e

N = parâmetro representativo do número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado pelo método da AASHTO.

A descrição dos parâmetros representativos das condições climáticas (C), do número estrutural (S) e do número equivalente de solicitações (N) é encontrada no trabalho de Albuquerque (2007).

2.3.2.8. Modelo desenvolvido por Lerch

Lerch (2003) desenvolveu modelo de avaliação da redução da irregularidade longitudinal após aplicação de camada de reforço em nove trechos de rodovias do Estado do Rio Grande do Sul. Foram monitorados aproximadamente 265km com registros de irregularidade antes e após o recapeamento das rodovias. Os valores obtidos foram comparados com valores previstos pelos modelos lineares e bilineares propostos pelo programa HDM-4 do Banco Mundial.

Os dados utilizados por Lerch (2003) foram coletados pela Coordenadoria de Programas Especiais (CPROESP) e pela Unidade de Normas e Pesquisas (UNP), sendo cedidos estes dados pelo Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER-RS). No CPROESP foi coletado dados históricos dos pavimentos, condições estruturais e funcionais de rodovias localizadas na metade norte do RS, bem como as condições superficiais e da classificação tanto qualitativa, como quantitativa do tráfego.

Já na UNP foram coletados dados das condições superficiais dos pavimentos, principalmente quanto à irregularidade longitudinal após a execução das obras de manutenção dos trechos. A Tabela 2.3 apresenta algumas características dos trechos estudados pelo autor citado.

Tabela 2.3: Características dos trechos monitorados

Rodovia	Trecho	Extensão (km)	Tipo de base	Espessura (cm)	Revestimento	Espessura (cm)
RS 020	Vista Alegre - Taquara	48,0	Solo/Brita	30	Tratamento Superficial Duplo	2,5
RS 128	Bom Retiro do Sul - Entr. BR 386	8,0	Brita Graduada	15 a 25	Tratamento Superficial Duplo	3 a 5
RS 324	Marau - Casca	30,9	Brita Graduada	35	Pé Misturado a Frio	5 a 7
RS 342	Ijuí - Cruz Alta	44,6	Brita Graduada	22 a 30	Pé Misturado a Frio	4 a 8

Continua

RS 344	Giruá - Entroncam. RS 218	31,2	Brita Graduada	30 a 35	Tratamento Superficial Duplo	3 a 4
RS 404	Rondal Alta - Sarandi	27,5	Brita Graduada	25 a 35	Tratamento Superficial Duplo	2,5
RS 446	Entr. RS 122 - Entr. RS 470	17,0	Brita Graduada	35 a 45	CBUQ	4 a 5
RS 452	Entr. RS 122 - Entr. RS 116	27,5	Brita Graduada	30 a 40	CBUQ ou TSD	3 a 4
RS 470	Entr. RS 359 - Entr. RS 431	30,3	Brita Graduada	30 a 65	CBUQ ou PMF	5 a 8

Fonte: Lerch (2003)

Pelo fato de Lerch (2003) ter utilizado o programa HDM-4 foi necessário dividir os trechos em segmentos. Foram estabelecidas 14 redes de segmentos homogêneos contendo todas as seções de mesmas características iniciais (antes da manutenção) e finais (mesma espessura de recapeamento), como pode ser observado na Tabela 2.4.

Tabela 2.4: Características as Redes de pavimentos montada por Lerch (2003)

REDE	TIPO DE BASE	MATERIAL DO REVESTIMENTO ANTERIOR	RESTAURAÇÃO EMPREGADA
1	Granular	Tratamento Superficial Duplo	Recape de 3,0cm de CBUQ
2			Recape de 4,0cm de CBUQ
3			Recape de 5,0cm de CBUQ
4			Recape de 6,0cm de CBUQ
5			Recape de 8,0cm de CBUQ
6			Reperfilagem de 2,0cm + Recape de 4,0cm de CBUQ
7		Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ)	Recape de 3,0cm de CBUQ
8			Recape de 4,0cm de CBUQ
9			Recape de 6,0cm de CBUQ
10		Pré Misturado a Frio (PMF)	Recape de 4,0cm de CBUQ
11			Recape de 6,0cm de CBUQ
12			Reperfilagem de 2,0cm + Recape de 5,0cm de CBUQ
13			Reperfilagem de 2,0cm + Recape de 6,0cm de CBUQ
14		Estabilizada	Tratamento Superficial Duplo

Fonte: Lerch (2003)

Das 14 redes estudadas por Lerch (2003) apenas 5 não necessitaram de ajustes nos parâmetros das equações de previsão de desempenho do programa HDM-4. Isso ocorreu devido o fato de que o modelo linear ou o bilinear previam valores próximos aos medidos, as demais redes, sofreram algum tipo de ajuste nos parâmetros das suas equações. Com o auxílio do software ESTATISTICA o autor, obteve o modelo de regressão linear múltipla que está apresentado na Equação 2.33.

$$\Delta IRI = 0,31 \cdot ESP + 0,87 \cdot IRI_{antes} - 3,17 \quad (\text{Equação 2.33})$$

$$R^2 = 0,97$$

Onde: $\Delta IRI = IRI_{antes} - IRI_{após}$ = variação do índice de irregularidade longitudinal com a aplicação de camada de reforço (m/km);

ESP = espessura da camada de reforço (cm); e

IRI_{antes} = índice de irregularidade longitudinal antes do reforço (m/km);

2.3.2.9. Modelos desenvolvidos por Nakahara

Nakahara (2005) realizou um estudo experimental sobre o desempenho de reforços de pavimentos asfálticos executados na Avenida Bandeirantes, via urbana com elevado volume de tráfego comercial pesado localizada no município de São Paulo. Nos dados históricos da construção da Avenida Bandeirantes, o autor verificou que o início das obras nesta avenida foi em dezembro de 1969 com a realização de 33 furos de sondagem e foi observado que a maioria destes furos mostrou a presença de argila orgânica na região da avenida.

Nos furos onde os solos apresentaram capacidade de suporte acima de CBR=10%, o sub leito destes locais foi aproveitado como camada de sub-base, após a escarificação e a compactação na espessura de 20cm. Nos trechos onde houve necessidade de substituição do solo, o material importado foi retirado de uma jazida e teve sua classificação como uma argila arenosa, do Tipo A-6, com Limites de Liquidez de 31,2%, Índice de Plasticidade de 11 e ISC de 11%. Posteriormente foi dimensionado o pavimento da Avenida Bandeirante, sendo que as espessuras médias obtidas para cada camada estão apresentadas na Figura 2.8.

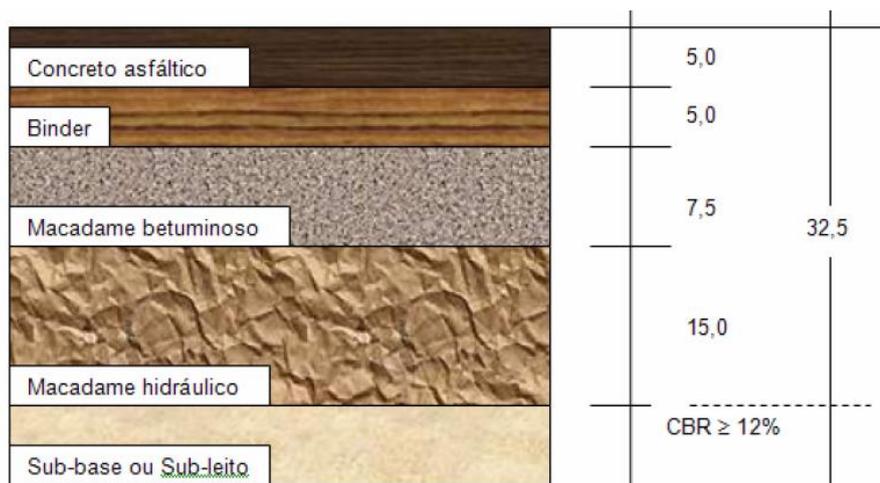


Figura 2.8: Seção tipo do pavimento da Avenida Bandeirantes em São Paulo em 2004

Fonte: Nakahara (2005)

Segundo Nakahara (2005) em 1978 a Prefeitura Municipal de São Paulo realizou obras de recapeamento asfáltico em toda a extensão da avenida, porém não foi mencionado no trabalho as espessuras colocadas no trecho. Em 1991 e 1992 a Avenida Bandeirantes passou por uma nova intervenção, onde foi realizada a fresagem e a construção de camadas de reforço e a reconstrução da camada de base de alguns trechos. Já no ano de 1995 a avenida passou por um processo de manutenção corretiva com a execução de remendos superficiais em defeitos isolados (tapa buracos).

Nos anos de 2002 e 2003 a Avenida Bandeirantes passou novamente por um processo de restauração, uma vez que esta estava bastante deteriorada e contava com um volume diário médio de caminhões de 10.810 no sentido Rodovia dos Imigrantes e 8.338 no sentido Marginal Pinheiros. Para a realização das intervenções, a avenida foi dividida em 2 trechos sendo que no Trecho 1 foram realizadas apenas correções superficiais e construção de camadas de reforço, no Trecho 2 além das medidas corretivas, foram realizadas reconstrução da camada de base ou do pavimento em alguns trechos na faixa da direita na pista em sentido Marginal Pinheiro (NAKAHARA, 2005).

O autor comenta ainda que antes da restauração, os pavimentos dos trechos foram fresados até profundidades iguais às espessuras de reforço, que no sentido Rodovia dos Imigrantes variaram de 5 a 20 cm no Trecho 1 e variaram de 5 a 22 cm no Trecho 2. Já no sentido Marginal Pinheiro as espessuras de reforço foram de 5 cm no Trecho 1 e variaram de 5 a 15 cm no trecho 2.

Para o desenvolvimento da pesquisa, foram monitorados os pavimentos durante quatro anos desde a mais recente restauração executada na época. Para a irregularidade, obteve-se modelo para a variação da irregularidade após a restauração (Equação 2.34) e para a evolução da irregularidade (Equações 2.35, 2.36 e 2.37).

$$\Delta IRI = -2,383 + 0,102 \times h_{ref} + 0,862 \times IRI_{antes} \quad (\text{Equação 2.34})$$

$$R^2 = 0,90$$

Onde: $\Delta IRI = IRI_{antes} - IRI_{após}$ = variação do índice de irregularidade longitudinal (m/km)

com a aplicação de camada de reforço;

h_{ref} = espessura da camada de reforço (cm); e

IRI_{antes} = índice de irregularidade longitudinal antes da aplicação do reforço (m/km);

$$IRI = \frac{1}{0,497 + 0,086 \times REF - 7,800 \times 10^{-9} \times D \times N} \quad (\text{Equação 2.35})$$

$$IRI = \frac{1}{0,486 + 0,031 \times REF - 9,290 \times 10^{-3} \times e^{idade}} \quad (\text{Equação 2.36})$$

$$IRI = \frac{1}{0,675 + 0,076 \times REF - 1,570 \times 10^{-8} \times D \times N_A - 0,012 \times \ln N_A} \quad (\text{Equação 2.37})$$

Onde: IRI = índice de irregularidade longitudinal (m/km);

REF = variável indicadora da espessura de reforço (-1, se $h_{ref} < 10\text{cm}$, ou 0 se $h_{ref} \geq 10\text{cm}$);

D = deflexão medida com o FWD (mm);

N = número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80kN, segundo o critério do DNER, em eixos-padrão/dia;

idade = idade do pavimento desde a restauração (anos);

N_A = número de repetições equivalentes ao eixo padrão de 80kN, segundo o critério da AASHTO, em eixos-padrão/dia;

Também foram desenvolvidos por Nakahara (2005) modelos de previsão de desempenho para o início e evolução do trincamento.

2.3.2.10. Modelos desenvolvidos por Vitorello

Vitorello (2008), baseado em um estudo experimental na BR-290/RS, para segmentos construídos entre os anos 2000 e 2007 (a estrutura contempla 8cm de revestimento asfáltico, 15cm de base, 30cm de sub-base e 60cm de camada de reforço), desenvolveu tendências de comportamento do pavimento (Equações 2.38 a 2.40); as mesmas foram comparadas aos modelos de previsão de desempenho desenvolvidos em outras pesquisas. Para a irregularidade e o afundamento de trilha de roda, as tendências apresentadas neste estudo comportaram-se significativamente semelhantes as de outros modelos. Por outro lado, para a tendência referente às deflexões, nenhum dos modelos desenvolvidos em estudos anteriores apresentou comportamento similar ao encontrado na pesquisa, evidenciando a importância do desenvolvimento de modelos particulares para cada rodovia e estrutura.

$$DEF = 47,87 + 1,65N_{acum} \quad (\text{Equação 2.38})$$

$$R^2 = 0,46$$

$$QI = 19,35 + 0,82N_{acum} + 5,81i \quad (\text{Equação 2.39})$$

$$R^2 = 0,51$$

$$ATR = 2,36 + 0,56N_{acum} \quad (\text{Equação 2.40})$$

$$R^2 = 0,50$$

Onde: DEF = deflexão máxima (10^{-2} mm);

N_{acum} = número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf, calculado pelo método da AASHTO;

QI = Coeficiente de irregularidade longitudinal do pavimento (contagem/km);

ATR = Afundamento em Trilha de Roda (mm)

$i = 0$, segmento sem intervenção e $i = 1$, segmento com intervenção.

2.3.2.11. Modelos desenvolvidos por Gonçalves

Gonçalves (2002) desenvolveu modelos de previsão de desempenho para afundamento em trilha de roda e porcentagem de área trincada. Sua pesquisa foi desenvolvida através da construção de duas pistas experimentais que foram submetidas a ensaios acelerados com o simulador linear de tráfego da UFRGS tendo espessuras de 50 cm de reforço do subleito em argila, 15 cm de base em Brita Graduada Simples e 4 cm de revestimento, sendo uma com ligante modificado com polímero e outra com CAP-20.

Os modelos encontrados para a estrutura que continha revestimento asfáltico com ligante modificado com polímero estão apresentados nas Equações 2.41 e 2.42 para afundamento em trilha de roda e porcentagem de área trincada respectivamente.

$$ATR_{SBS} = 0,4887 + 0,0177.N^{-0,4963} \quad (\text{Equação 2.41})$$

$$R^2 = 0,98$$

$$TRI_{SBS} = 1,1 \cdot 10^{-5} \cdot N^{-1,1926} \quad (\text{Equação 2.42})$$

$$R^2 = 0,96$$

Já para o trecho com revestimento realizado com ligante convencional CAP-20, Gonçalves (2002) encontrou os modelos mostrados nas Equações 4.43 e 4.44 respectivamente para afundamento em trilha de roda e porcentagem de área trincada.

$$ATR_{CAP-20} = 0,1031 + 0,117x.N^{-0,3711} \quad (\text{Equação 2.43})$$

$$R^2 = 0,97$$

$$TRI_{CAP-20} = 1,32 \cdot 10^{-4} \cdot N^{-0,9747} \quad (\text{Equação 2.44})$$

$$R^2 = 0,99$$

Onde: ATR = Afundamento em Trilha de Roda (mm);

TRI = Porcentagem de Área Trincada;

N_{acum} = número de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf.

2.3.2.12. Modelos desenvolvidos por Franco

Franco (2007), em sua tese de doutorado, compilou o banco de dados existente na UFRJ, de ensaios de carga repetida à tensão controlada, realizados no laboratório de pavimentação da COPPE e de outros publicados em diversos trabalhos técnicos e científicos, para obter os modelos de previsão de fadiga das misturas asfálticas. Foram analisados pelo autor os resultados de 536 ensaios em misturas asfálticas com ligantes tradicionais, 51 ensaios em misturas com ligantes modificados por polímero do tipo SBS ou EVA e 88 ensaios de misturas com asfalto borracha.

Os dados consultados por Franco (2007) foram as dimensões do corpo de prova, o percentual de nível de tensão aplicada, a carga aplicada (kgf), a pressão aplicada (kgf/cm²) a deformação específica resiliente, a diferença de tensões (MPa), o número de aplicações de carga, o módulo de resiliência médio (MPa) e a Tensão de tração estática máxima (MPa).

Com estes dados foram apresentados dois modelos relacionando a tensão de tração na camada asfáltica e o desempenho à fadiga. A Equação 2.45 é aplicável a misturas convencionais a Equação 2.46 a ligantes modificados com SBS ou EVA e a Equação 2.47 para ligantes asfalto borracha.

$$N = fcl.1,904.10^{-6} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{2,821} \cdot \left(\frac{1}{Mr}\right)^{0,74} \quad (\text{Equação 2.45})$$

$$R^2 = 0,805$$

$$N = fcl.4,455.10^{-7} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,798} \cdot \left(\frac{1}{Mr}\right)^{1,493} \quad (\text{Equação 2.46})$$

$$R^2 = 0,813$$

$$N = fcl.7,26.10^{-3} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,103} \cdot \left(\frac{1}{Mr}\right)^{1,918} \quad (\text{Equação 2.47})$$

$$R^2 = 0,676$$

Onde: N= número equivalente acumulado de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf,

calculado pelo método da USACE;

ε_t = deformação específica de tração;

Mr = Módulo de resiliência (MPa);

fcl = fator campo laboratório, para aplicação prática, Franco (2007) recomenda o valor de 10000 advindo das pesquisas de Pinto (1991).

2.3.2.13. Modelos da Shell Oil

O modelo de fadiga que atualmente é conhecido como modelo da Shell foi desenvolvido por Shook *et al.* (1982 apud HUANG, 1993). Os dados utilizados pelo autor para o desenvolvimento do modelo foram obtidos de ensaios de flexão repetida de vigotas a deformação controlada. Como o modelo é parte de um método de dimensionamento, acredita-se que esteja calibrado para as condições específicas do método da Shell (FRANCO, 2004).

Do modelo originalmente desenvolvido em 1978, os autores substituíram o módulo de rigidez pelo módulo dinâmico e eliminaram o parâmetro teor de asfalto como variável de entrada, generalizando ainda mais a forma do modelo. As alterações resultaram na Equação 2.48.

$$N = 0,0685 \cdot \varepsilon_t^{-5,671} \cdot E^{-2,363} \quad (\text{Equação 2.48})$$

Onde: N = vida de fadiga;

ε_t = deformação específica de tração;

E = Módulo dinâmico (psi).

Para o caso da deformação permanente no subleito a Shell Oil apresenta dois modelos, com confiabilidade de 85 e 95%, conforme Equações 2.49 e 2.50, respectivamente.

$$\varepsilon_v = 2,1 \cdot 10^2 \cdot (N_f)^{-0,25} \quad (\text{Equação 2.49})$$

$$\varepsilon_v = 1,9 \cdot 10^2 \cdot (N_f)^{-0,21} \quad (\text{Equação 2.50})$$

Onde: ε_v = deformação específica vertical no topo do subleito;

N_f = número equivalente de solicitações do eixo rodoviário para produzir ATR na ordem de 13mm;

2.3.2.14. Modelo desenvolvido por Pinto

Pinto (1991) sugeriu um modelo, baseado em 82 ensaios de fadiga à tensão controlada de seis misturas asfálticas. O método de ensaio utilizado foi o de compressão diametral, com aplicação de 60 pulsos de carga por minuto e 0,14 segundos de duração da aplicação da carga repetida.

O modelo desenvolvido por Pinto (1991), que fornece o número de aplicações de carga necessário para a ruptura do corpo-de-prova, está apresentado na Equação 2.51.

$$N = 9,07 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{2,65} \cdot \left(\frac{1}{Mr} \right)^{0,033} \quad (\text{Equação 2.51})$$

$$R^2 = 0,676$$

Onde: N_{acum} = vida de fadiga em laboratório;

ε_t = deformação específica de tração;

Mr = Módulo de resiliência (kgf/cm^2).

Pinto (1991) realizou a calibração do seu modelo com base em observações e análises do comportamento no campo de trechos da rodovia BR-101 definindo curvas para estimar os valores mínimos e máximos do fator campo - laboratório para o seu modelo, associados à deformação específica inicial e às diferenças de tensões no revestimento dos trechos da rodovia analisados. Atualmente, diversos órgãos e institutos de pesquisa vêm utilizando o coeficiente fcl igual a 10.000 como fator campo/laboratório para esse modelo, que corresponde a cerca de 20% da área trincada do pavimento a uma temperatura de 54°C.

2.3.2.15. Modelos do Asphalt Institute

O modelo apresentado na Equação 2.52 faz parte do manual de dimensionamento de pavimentos de rodovias e ruas do Instituto do Asfalto dos Estados Unidos – MS-1, de 1969 e reeditado pela nona vez em 1991.

$$N_f = 18,4.C.[4,325,10^{-3}(\varepsilon_t)^{-3,291} \cdot |E^*|^{-0,854}] \quad (\text{Equação 2.52})$$

Onde: $C = 10^M$

$$M = 4,84 \cdot \left(\frac{V_{asf}}{V_{ar} + V_{asf}} - 0,69 \right)$$

Onde: V_{asf} = o teor de asfalto em volume na camada asfáltica;

V_{ar} = o volume de vazios com ar na camada asfáltica;

N_f = o número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

ε_t = deformação específica de tração da camada asfáltica;

$|E^*|$ = módulo dinâmico da camada asfáltica (psi).

Este modelo de fadiga foi desenvolvido a partir de um conjunto de dados obtidos de ensaios de laboratório realizados à tensão controlada em flexão repetida e calibrada com dados de seções selecionadas da AASHTO Road Test. O fator 18,4 na equação pode ser entendido como fator de calibração campo-laboratório que permite estimar o número mínimo de repetições de carga de eixo simples equivalente de 80kN para que o pavimento acumule um dano equivalente a uma área trincada por fadiga de pelo menos 20% em relação à área total (Asphalt Institute, 1994).

Ainda, o Asphalt Institute apresenta um modelo para deformação permanente do subleito (Equação 2.53):

$$N_f = 1,365 \cdot 10^{-9} \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_v} \right)^{4,47} \quad (\text{Equação 2.53})$$

Onde: N_f = número equivalente de solicitações do eixo rodoviário para produzir ATR na ordem de 13mm;

ε_v = deformação específica vertical no topo do subleito.

2.3.2.16. Modelo do Guia de Projeto da AASHTO (MEPDG)

Um modelo baseado no modelo do Instituto do Asfalto é o utilizado no Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004), porém este modelo é apresentado com uma nova calibração determinada por otimização numérica e por outros modos de comparação de dados. Tal modelo leva em consideração a espessura da camada de revestimento, o que não é observado nos demais modelos; admitindo que a espessura influencia no mecanismo de ruptura por fadiga do revestimento. O modelo tem o formato apresentado nas Equações 2.54 e 2.55:

$$N_f = 0,00432.k_1'.C.\left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{3,9492}\left(\frac{1}{|E^*|}\right)^{1,281} \quad (\text{Equação 2.54})$$

Onde: $C = 10^M$

$$M = 4,84.\left(\frac{V_{asf}}{V_{ar} + V_{asf}} - 0,69\right) \quad (\text{Equação 2.55})$$

Onde: V_{asf} é o teor de asfalto em volume na camada asfáltica;

V_{ar} é o volume de vazios com ar na camada asfáltica;

N_f é o número de repetições de carga para atingir a ruptura por fadiga;

ε_t é a deformação específica de tração da camada asfáltica;

$|E^*|$ é o módulo dinâmico da camada asfáltica, em psi.

O parâmetro k_1' foi inserido no modelo para prever uma correção no dano de fadiga devido ao efeito da espessura da camada asfáltica. O parâmetro k_1' pode ser obtido por meio das Equações 2.56 e 2.57 dependendo se o tipo de fadiga ocorre da base da camada para o topo ou do topo para a base (trincamento longitudinal), respectivamente.

Para o trincamento da base para o topo:

$$k_1' = \frac{1}{0,000398 + \frac{0,003602}{1 + e^{(11,02-3,49.hac)}}} \quad (\text{Equação 2.56})$$

Para o trincamento do topo para a base:

$$k_1' = \frac{1}{0,0001 + \frac{29,844}{1 + e^{(30,544-5,7357.hac)}}} \quad (\text{Equação 2.57})$$

Onde: hac = é a espessura total da camada asfáltica.

As duas previsões são realizadas concomitantemente, desde que ocorram tensões de tração nos pontos críticos no período de análise para o carregamento selecionado.

O Guia de Projeto da AASHTO (NCHRP, 2004) ainda desenvolveu modelos que estimam a área trincada a partir do dano de fadiga calculado. As funções de transferência, como os modelos foram chamados, estão apresentados nas Equações 2.58 e 2.59.

Para o trincamento da base para o topo:

$$FC_{bottom} = \left(\frac{6000}{1 + e^{(C_1' + C_2' \cdot \log_{10}(D \cdot 100))}} \right) \cdot \left(\frac{1}{60} \right) \quad (\text{Equação 2.58})$$

Onde: FC_{bottom} = o trincamento da base para o topo, %;

D = é o dano da fadiga da base para o topo;

$$C_1' = -2 \cdot C_2', \quad C_2' = -2,40874 \cdot (1 + hac)^{-2,856}$$

Para o trincamento do topo para a base:

$$FC_{bottom} = \left(\frac{1000}{1 + e^{(2,8-1,4 \cdot \log_{10}(D \cdot 100))}} \right) \cdot (10,56) \quad (\text{Equação 2.59})$$

Onde: FC_{bottom} = o trincamento do topo para a base, ft/miles;

D = é o dano da fadiga do topo para a base;

A calibração dos modelos de fadiga foi realizada com base em informações e dados de observação ao longo do tempo de 82 trechos experimentais localizados em 24 estados americanos e canadenses. A maioria dos trechos avaliados pertence ao programa LTPP (Long Term Pavement Performance) de instrumentação e acompanhamento de diversas seções de rodovias americanas que produz um banco de dados bastante amplo de informações sobre as propriedades e desempenho dos pavimentos (FRANCO, 2007).

2.3.2.17. Modelo da FHWA

Ainda para a fadiga do revestimento pode-se utilizar o modelo do FHWA (2006) desenvolvido a partir de dados obtidos nas pistas experimentais da AASHO Road Test. O modelo de previsão está apresentado na Equação 2.60.

$$N = 1,092 \cdot 10^{-6} \left(\frac{1}{\varepsilon_t} \right)^{3,512} \quad (\text{Equação 2.60})$$

Onde: N= vida de fadiga em termos de N_{AASHTO} ;

ε_t = deformação específica de tração;

2.3.2.18. Modelos desenvolvido por Trichês

Trichês (1993) em seu doutoramento estudou a influência do consumo de cimento, da granulometria, do tempo de cura e da energia de compactação no desempenho de CCR (Concreto Compactado com Rolo). O autor buscou contemplar a utilização do CCR em duas estruturas básicas: Camadas de base/revestimento e camadas de base revestida com Concreto Betuminoso Usinado a Quente.

Durante a realização de seus ensaios, Trichês (1993) verificou que a partir do início da realização dos ensaios, até atingir 10% da vida de fadiga havia um acréscimo acelerado de

deformações no corpo de prova, que poderia ser devido à acomodação do CP no dispositivo de aplicação de carga ou devido a energia consumida na reativação de fissuras pré-existente. A partir dos 10% e até atingir de 50 a 70% da vida de fadiga a energia de cada ciclo se mantinha quase constante, com uma pequena taxa de crescimento nas deformações.

O autor menciona ainda que acima de 50 a 70% da vida de fadiga já consumida, era possível observar novamente uma aceleração na taxa de crescimento das deformações no corpo de prova. Nos ensaios em que era realizado o acompanhamento do crescimento de trincas, era a partir deste momento que as trincas iniciavam sua propagação. Este comportamento indica que o dano unitário por fadiga não é linear.

A partir destes dados, o autor desenvolveu modelos de fadiga para CCR, com consumos de cimento de 120kg/m^3 e 200kg/m^3 apresentados nas Equações 2.61 e 2.62, respectivamente.

$$\log_{10} N = 14,911 - 15,074.RT \quad (\text{Equação 2.61})$$

$$\log_{10} N = 14,310 - 13,518.RT \quad (\text{Equação 2.62})$$

Onde: N= vida de fadiga;

RT = resistência á tração na flexão (MPa);

2.3.2.19. Modelo desenvolvido por Balbo

Balbo (1993) desenvolveu, com materiais do estado de São Paulo, uma pesquisa laboratorial que definiu os parâmetros elásticos e resistentes de uma mistura de Brita Graduada Tratada com Comento (BGTC). A mistura realizada pelo autor foi feita com uma curva granulométrica na faixa B da especificação de materiais para BGTC projetada pela ABNT (1990) e com teor de cimento de 4% em relação ao peso total de agregados, mantido constante para todos os corpos de prova.

O autor obteve o teor de umidade das misturas através da preparação de algumas misturas variando a quantidade de água, com isso verificou a umidade ótima por meio de compactação na energia intermediária. Para a fabricação dos corpos de prova, foi realizado

compactação na energia modificada, que segundo o autor, era indicado como padrão para o material.

Após as moldagens, os corpos de prova eram mantidos nos moldes cilíndricos tampados por sete dias para cura da BGTC, posteriormente eram desmoldados e mantidos em compartimento fechado no laboratório com umidade relativa do ar e temperatura controlada de 60% e 21°C respectivamente. Posteriormente realizou ensaios de módulo de elasticidade, resistência à compressão, resistência à tração e fadiga por solicitações à tração. Para BGTC o modelo de fadiga encontrado por Balbo (1993) esta apresentado na Equação 2.63.

$$\log_{10} N = 17,137 - 16,608.RT \quad (\text{Equação 2.63})$$

Onde: N= vida de fadiga;

RT = resistência á tração na flexão (MPa);

2.3.2.20. Modelo desenvolvido por Rossato

Rossato (2015) utilizou materiais da Avenida Hélio Basso, que fez parte deste estudo como um dos trechos monitorados para desenvolver um modelo de previsão de vida de fadiga em laboratório. O autor coletou agregado e ligante asfáltico utilizado na mistura asfáltica colocada na pista, e avaliou o fenômeno de fadiga e das propriedades elásticas da mistura em diferentes temperaturas. Além disso, o autor utilizou ligante asfáltico modificado com polímero do tipo SBS, com propriedades superiores ao utilizado na pista para realizar um comparativo da melhoria que ocorre na mistura quando utilizado outro ligante com propriedades melhores.

Durante seu estudo, Rossato (2015) avaliou o desempenho da mistura asfáltica nas temperaturas de 10°C, 25°C e 35°C, com misturas moldadas em laboratório seguindo as características de campo, com uma pequena alteração no teor de ligante da mistura descrita no projeto, devido a dosagem realizada no laboratório que encontrou um teor ideal de 6,9% de ligante na mistura. Este teor foi o mesmo utilizado para realização de alguns ensaios necessários para caracterização da mistura no presente trabalho.

Ao realizar o ensaio para encontrar a vida de fadiga da mistura em laboratório, que foi moldada com um ligante 50/70 convencional, o autor encontrou o modelo apresentado na Equação 2.64.

$$N_f = 2,319 \times 10^{-10} \cdot \varepsilon_t^{-1,514} \cdot MR^{2,075} \quad (\text{Equação 2.64})$$

$$R^2 = 0,71$$

Onde: N_f = vida de fadiga;

ε_t = deformação específica de tração;

MR = Módulo de Resiliência (MPa);

Contudo, os modelos apresentados na revisão bibliográfica expressão de forma adequada as características e expectativas esperadas no desempenho dos pavimentos estudados por cada autor. Os modelos apresentados pela literatura estudada, obtidos a partir de dados de trechos monitorados, mostrou que com um banco de dados amplo é possível o desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho que mostram de forma adequada o que poderá acontecer com os pavimentos a medida que os mesmos são solicitados, desde que obedecem as características de materiais, clima e tipo de construção de cada pavimento.

Já para os modelos estudados em laboratório, verifica-se que os mesmos representam adequadamente o que se espera de cada material empregado em campo, da mesma forma que os modelos encontrados em trechos monitorados. Porém os modelos obtidos em laboratório, necessitam de um fator campo/laboratório, que relacione os valores obtidos no laboratório com os valores obtidos em campo, conseguindo assim mostrar a expectativa de durabilidade de um material quando empregado em campo.

3. METODOLOGIA

Neste capítulo será mostrado todo o processo de metodologia empregado no desenvolvimento do trabalho, desde a localização dos três trechos monitorados, a parte de coleta de materiais empregados em cada uma das camadas, caracterização destes materiais, acompanhamento na construção das camadas, e monitoramento dos trechos através de ensaios periódicos.

Foram realizadas contagem quantitativa e classificatória do tráfego que solicitou cada um dos trechos monitorados, avaliações funcionais com ensaios de Macrotextura, Microtextura, International Friction Index (IFI) e International Roughness Index (IRI). Além disso, foram realizadas as avaliações estruturais com ensaios de Afundamento em Trilha de Roda (ATR), levantamento visual de defeitos, ensaios de deflexão com Viga Benkelman e Falling Weight Deflectometer (FWD). Para cada um destes parâmetros encontrou-se modelos de previsão de desempenho em função do número de solicitações do eixo padrão.

3.1 PLANEJAMENTO

Esta pesquisa consiste na implantação e monitoramento de trechos experimentais, dentro do qual a UFSM é parceira da REDE TEMÁTICA DO ASFALTO da PETROBRAS para determinação e calibração de modelos de previsão de desempenho que darão margem a elaboração de um método de dimensionamento de pavimentos asfálticos adaptado às diferentes condições climáticas, geológicas e de tráfego do Brasil.

Para tanto, acompanhou-se a efetiva implantação de três trechos experimentais com seu subsequente monitoramento. A avaliação, nas diferentes etapas, pré-execução, execução e pós-execução (após a liberação ao tráfego), foram sendo realizadas conforme indicações da Rede Temática de Asfalto (2012) no Manual de Execução de Trechos Monitorados.

Buscou-se estudar algumas variáveis relevantes na pesquisa como tipos de estruturas diferentes, materiais empregados nos trechos de locais diferentes, bem como, o tipo de intervenção realizada em cada trecho (um trecho de restauração e dois trechos de implantação de uma estrutura nova). Na Figura 3.1 é apresentado o fluxograma da metodologia da pesquisa.

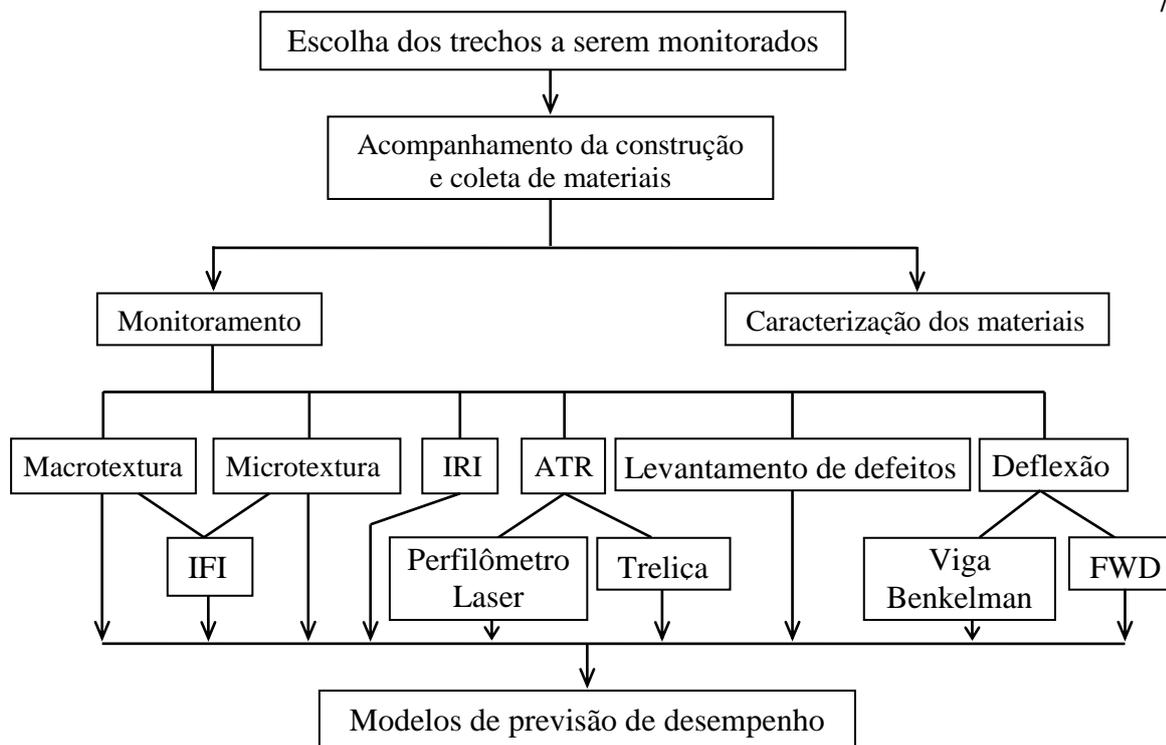


Figura 3.1: Fluxograma da metodologia da pesquisa

3.2 TRECHOS MONITORADOS

Os três trechos monitorados encontram-se na região central do estado do Rio Grande do Sul no município de Santa Maria, como pode ser visto nas Figuras 3.2 e 3.3. O município localiza-se a uma altitude média de 113 metros acima do nível do mar, e segundo Boeira (2014) esta região possui uma formação geológica com um tipo de Rocha Vulcânica Ácida (Riodacito), sendo este tipo de rocha que se utilizou na formação das camadas dos trechos .



Figura 3.2: Rio Grande do Sul



Figura 3.3: Município de Santa Maria

Fonte: Google Earth

O primeiro trecho monitorado (Trecho 1) é conhecido como Avenida Roraima, um segmento de restauração; o segundo trecho é a Avenida Hélyvio Basso (Trecho 2), uma pista nova que foi implantada para a duplicação de uma via existente; e o terceiro trecho, localizado na BR-158 iniciando no km 330, conhecido como Trevo dos Quartéis (Trecho 3) que também é uma duplicação da rodovia existente. Todos os trechos podem ser considerados como trechos de confluência urbana, localizados no perímetro urbano de Santa Maria, onde está localizada a UFSM. Suas localizações podem ser melhor visualizadas na Figura 3.4.

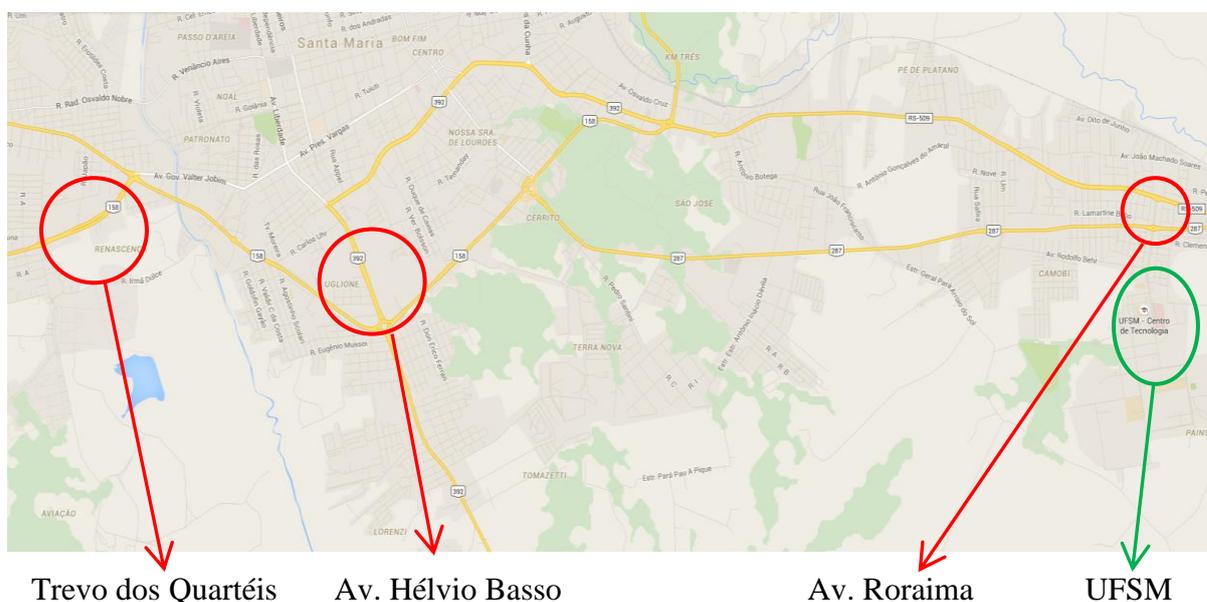


Figura 3.4: Localização da UFSM e dos trechos monitorados

Fonte: Google Earth

Para todos os trechos foi realizada a caracterização de cada uma das camadas constituintes do pavimento, desde as mais inferiores de solo do subleito até o revestimento, bem como levantamentos de tráfego e ensaios de desempenho do pavimento em serviço.

Para maior conhecimento da região onde se encontram os trechos monitorados, buscaram-se dados de temperatura e pluviometria, no Instituto Nacional de Meteorologia (INMET) que indica que, entre os anos de 2000 a 2014, a cidade de Santa Maria recebeu precipitação anual média em torno de 1700 mm e temperaturas máximas médias de 25,6°C e temperaturas mínimas médias de 14,8°C. A Figura 3.5 apresenta os valores médios das temperaturas máximas e mínimas bem como os valores de precipitações anuais entre os anos de 2000 a 2014.

Este trecho, constituído de uma via de pista dupla preexistente, com extensão de 240m e apresentava inúmeros defeitos como, por exemplo, panelas, trincas interligadas, exsudação, ondulações, entre outros, sendo que o valor do IGG (Índice de Gravidade Global) era de 240, o que qualificou o pavimento como sendo péssimo, havendo a necessidade de ser restaurado.

O trecho é composto pela camada de subleito de solo argiloso, juntamente com uma base granular de BGS (brita graduada simples) de aproximadamente 17 cm. Sobre a BGS havia um revestimento de concreto asfáltico (CA) com uma espessura média de 5 cm no qual foi assente sobre ela uma nova camada de revestimento asfáltico de 5cm. Foram realizadas apenas tapas buracos nos locais onde haviam panelas sem ser realizado qualquer tipo de remoção do revestimento antigo antes da colocação da nova camada de revestimento asfáltico.

A pista de rolamento possui uma largura de 7,50 metros dividida em duas faixas de rolamento no mesmo sentido. A estrutura do pavimento está apresentada na Figura 3.7. Este trecho teve a liberação para passagem do tráfego após sua restauração na data de 03 de dezembro de 2012.

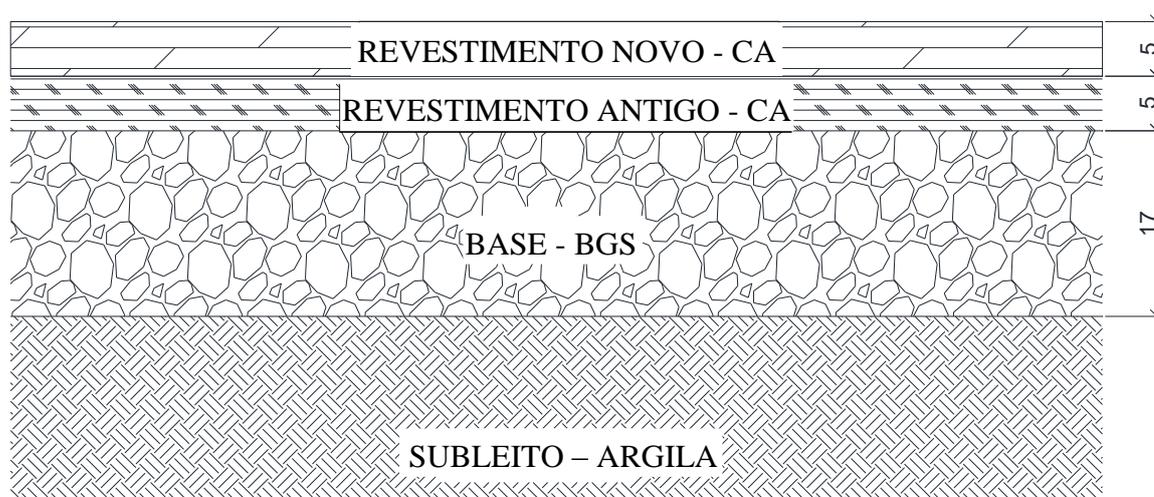


Figura 3.7: Composição e espessura das camadas da Avenida Roraima

3.2.1.1 Contagem de Tráfego

A contagem de tráfego foi realizada conforme o Manual de Estudo de Tráfego do DNIT (2006). Esta contagem teve caráter quantitativo e classificatório dos veículos que utilizaram a via diariamente durante o período estudado, sendo realizada a contagem

observando o tipo de veículo que utilizava a via e em qual faixa de rolamento este veículo passava.

Com os dados obtidos nestes levantamentos foi possível estimar o número de solicitações de um eixo padrão (N) durante um determinado período de tempo, possibilitando assim a obtenção dos modelos de desempenho dos trechos experimentais em função do N. Para a realização do cálculo do número de solicitações do eixo padrão (N), foi seguida as orientações contidas na no Manual de Tráfego do DNIT (2006) para cálculo do FEC sugeridos pela AASHTO, bem como a premissa de que todos os veículos passavam na via com a carga máxima legal do eixo, já que não foi realizado a pesagem dos veículos em nenhum momento.

Na Avenida Roraima foi realizada a primeira contagem 6 meses após a restauração do pavimento, sendo que esta contagem iniciou as 6:00 da manhã e foi concluída as 22:00 horas do mesmo dia. Obteve-se o valor de Volume Diário Médio (VDM), que mostra a quantidade total de veículos de todas as categorias que passam em um dia na via, igual a 5742 veículos, com fator de frota de 6,00%, que é a porcentagem de veículos comerciais que solicitaram a via, fator de distribuição de 89,41%, que é a porcentagem de veículos comerciais passando na faixa mais carregada (faixa externa) e fator de veículo de 2,93%, que é número que converte todas as classes de veículos em eixos padrões.

A partir do segundo semestre de 2013, em todos os trechos, foi realizada a contagem durante 3 dias consecutivos, das 6:00 da manhã as 22:00 horas, sendo que no segundo dia a contagem foi durante 24 horas. A segunda contagem na Avenida Roraima foi aproximadamente 11 meses após a restauração, obtendo-se nesta o valor de VDM igual 6349 veículos, com o mesmo fator de veículo da contagem anterior, fator de frota de 7,00% e fator de distribuição de 88,57% de veículos comerciais passando na faixa mais carregada.

Como a contagem de 24 horas era realizada apenas um dia da semana, em todos os casos foi realizado um cálculo de proporcionalidade no valor dos veículos que teoricamente passariam na via no período das 22:00 às 6:00. Este cálculo de proporcionalidade foi realizado individualmente, referente a cada classe de veículo que passava na via.

Para a Avenida Roraima realizou-se um levantamento de dados do número de ônibus que passou no trecho monitorado durante o período de férias da UFSM, tendo em vista que neste trecho aproximadamente 70% dos veículos comerciais que passaram era desta classe e que neste período passaram apenas 56% de ônibus em relação ao período letivo da UFSM. Para os demais veículos, seguiu-se o mesmo critério de proporcionalidade utilizado para o cálculo das 24 horas.

A média das contagens de 2013, proporcional a cada contagem de tráfego, foi obtida através da proporcionalidade dos períodos de contagem, sendo considerado um período de dois meses de férias (janeiro e fevereiro), quatro meses de período letivo da UFSM, referente a contagem do primeiro semestre (março a junho) e seis meses referente a contagem do segundo semestre (julho a dezembro), com isso obteve-se a Tabela 3.1. Foi a partir da Tabela 3.1 que se calcularam os valores de solicitações do eixo padrão através da metodologia de cálculo do FEC apresentada pela AASHTO (N_{AASHTO}) e pela USACE (N_{USACE}) contidas no Manual de Tráfego do DNIT (2006), para cada mês referente ao ano de 2013, utilizando os dados de fator de veículo de 2,93%, fator de frota de 6,41% e fator de distribuição de 88,64%.

Tabela 3.1: Valores médios das contagens de 2013 para Avenida Roraima

HORÁRIO	0 - 1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5	5 - 6	6 - 7	7 - 8	8 - 9	9 - 10	10 - 11	11 - 12	12 - 13	13 - 14	14 - 15	15 - 16	16 - 17	17 - 18	18 - 19	19 - 20	20 - 21	21 - 22	22 - 23	23 - 24	TOTAL	
CARROS DE PAS. 	25	19	13	14	17	34	51	171	167	202	244	380	377	361	262	293	355	481	321	249	183	124	78	35	4456	
CAMIONETAS 	6	0	2	4	7	14	10	22	25	33	39	54	42	33	40	47	47	47	35	25	13	13	5	2	565	
ÔNIBUS 	2C 	1	1	1	0	2	4	7	28	24	16	11	13	17	21	16	15	15	18	17	15	8	6	2	2	259
	3C 	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	5
C A M I N H Ô E S 	2C 	0	0	0	0	0	0	1	4	8	9	7	8	5	5	11	7	7	6	2	1	1	0	0	0	81
	3C 	0	0	0	0	0	0	1	3	1	2	2	2	2	3	2	2	2	1	0	0	0	0	0	0	25
	4C 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2S1 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2S2 	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
	2S3 	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
	3S2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3S3 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
	3S2S2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1
	2C2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2C3 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C3 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C2S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
3S2C4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
OUTROS 	1	4	1	2	3	6	6	20	13	19	25	39	36	31	29	36	37	54	31	25	22	17	23	8	489	
VMD																								5887		

Já no ano de 2014, realizou-se a contagem correspondente a aproximadamente 15 meses após a restauração do pavimento. Nesta contagem o fator de veículo reduziu para 2,95%, o fator de frota foi de 7,19% e o fator de distribuição de 79,29% de veículos comerciais passando na faixa mais carregada com um VDM igual a 6181 veículos deslocando-se pelo trecho monitorado. O levantamento de 23 meses foi realizado no mês de novembro de 2014 e

neste levantamento o VDM foi de 6256 veículos, o fator de distribuição de 88,79%, 6,63% de fator de frota e o fator de veículo foi 2,94%.

Para obtenção da média das contagens para o ano de 2014, foram considerados dois meses de período de férias (Janeiro e Fevereiro), quatro meses referente ao primeiro semestre do ano (Março a Junho) e seis meses referente ao segundo semestre (Julho a Dezembro) agrupado na Tabela 3.2. Obteve-se fator de frota de 6,56%, fator de veículo de 2,93% e fator de distribuição de 85,90%. A partir da Tabela 3.2 e dos dados mencionados realizou-se cálculo do N para os meses de monitoramentos realizados no ano de 2014. Além disso, encontrou-se ainda uma taxa de crescimento anual, do número N, do ano de 2013 para o ano de 2014 de 1,15%.

Tabela 3.2: Valores médios das contagens de 2014 para Avenida Roraima

HORÁRIO		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	TOTAL		
CARROS DE PAS. 		26	20	13	14	18	35	52	170	177	205	239	371	361	343	262	295	382	494	327	285	194	142	79	35	4539		
CAMIONETAS 		6	0	2	4	7	14	10	21	32	44	44	53	37	42	33	40	43	34	34	21	18	14	5	2	558		
ÔNIBUS	2C 	1	1	1	0	2	4	7	27	25	19	13	17	18	21	17	15	17	20	17	13	8	8	3	2	276		
	3C 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	0	0	0	0	0	0	0	3		
	2C 	0	0	0	0	0	0	0	2	4	7	10	8	8	2	6	8	8	8	5	3	1	1	1	0	0	82	
CAMI N H Õ E S	3C 	0	0	0	0	0	0	1	3	1	3	3	3	1	2	2	2	2	1	1	0	0	0	0	0	0	24	
	4C 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	2S1 	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	2S2 	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	
	2S3 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	3S2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3S3 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	
	3S2S2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	2C2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2C3 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C2 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C3 	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C2S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3S2C4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
OUTROS 		1	5	2	2	3	6	6	20	14	17	19	33	31	42	31	34	41	50	36	31	24	24	24	8	503		
VMD																								5993				

Para realizar uma análise da importância da realização das contagens durante o final de semana, noturnas e de sazonalidades, confeccionou-se a Tabela 3.3 que faz o comparativo entre a realização ou não destas contagens.

Para esta análise foram considerados 6 cenários de comparação, o primeiro tendo como referência a contagem realizada como padrão da UFSM, levando em consideração as

contagens de 3 dias na semana, contagem noturna, final de semana e período de férias da UFSM. O segundo, terceiro e quarto desconsiderando alguns dos padrões utilizados, seja férias, contagem noturna ou de final de semana, o quinto cenário levou em consideração apenas a contagem de 3 dias e o último cenário levou em consideração a realização apenas de uma contagem por ano no padrão da UFSM. Estes cenários estão expostos na Tabela 3.3.

Tabela 3.3: Comparativo entre métodos e contagens de tráfego

Avenida Roraima Período de Projeto de 1 ano					
	2013		2014		
Considerações nas contagens	N_{AASHTO}	Variação	N_{AASHTO}	Variação	Média
* Padrão UFSM	3,57E+05		3,61E+05		
Sem Contagem nas Férias	3,75E+05	↑ 4,93%	3,87E+05	↑ 7,01%	↑ 5,97%
Sem Contagem Noturna	3,43E+05	↓ 3,98%	3,47E+05	↓ 4,04%	↓ 4,01%
Sem Contagem de Final de Semana	3,96E+05	↑ 10,88%	4,06E+05	↑ 12,26%	↑ 11,57%
Contagem Apenas 3 dias das 6:00 às 22:00	4,48E+05	↑ 25,36%	4,61E+05	↑ 27,68%	↑ 26,52%
Padrão UFSM com 1 contagem no ano	3,88E+05	↑ 8,52%	3,66E+05	↑ 1,32%	↑ 4,92%

* Padrão = Contagem 3 dias consecutivos sendo um durante 24 horas, os outros dois das 6:00 às 22:00 horas, contagem de final de semana e contagem de Férias.

Observando a Tabela 3.3 verifica-se principalmente a importância da realização de contagens na forma considerada como padrão para UFSM uma vez que há variação relativamente alta quando não considerado uma das contagens. Quando é desconsiderado apenas o período de férias o valor do número de solicitações equivalentes do eixo padrão resulta, aproximadamente, 5,97% maior, isso ocorreu por não ter sido considerado a redução do número de veículos que solicita a via neste período. Quando não é realizada a contagem noturna o Valor de N cai em torno de 4,01 %, devido à desconsideração dos veículos que solicitam a via neste período.

Já quando não é realizada contagem no final de semana, é considerado que o mesmo número de veículos que solicitou o pavimento durante a semana também solicitou o pavimento durante o final de semana e assim o valor de N mostrou-se 11,57% maior. Quando é considerada apenas a contagem de 3 dias sem a contagem noturna, o valor de N apresenta-se 26,52% maior devido as outras contagem terem uma redução do número de veículos que passam na via, principalmente veículos comerciais, o que não é considerado neste cenário.

No cenário em que se analisa apenas uma contagem por ano o aumento no valor médio do N foi de 4,92%; essa diferença ocorreu devido a consideração dos doze meses do ano com o mesmo número de solicitações, o que não ocorre no período de férias, fazendo com que seja considerado erroneamente uma solicitação maior do pavimento.

3.2.1.2 Materiais e Controle Tecnológico

3.2.1.2.1 Subleito

O solo existente no trecho monitorado foi caracterizado de duas formas: A primeira utilizando o Método de Classificação Unificada através dos ensaios de granulometria de solos por peneiramento seguindo a norma DNER ME 080/1994 e posteriormente com o material passante na peneira nº 200 foi realizada a granulometria por sedimentação seguindo a norma DNER ME 083/1998. A Figura 3.8 apresenta a curva granulométrica do solo existente no trecho monitorado da Avenida Roraima.

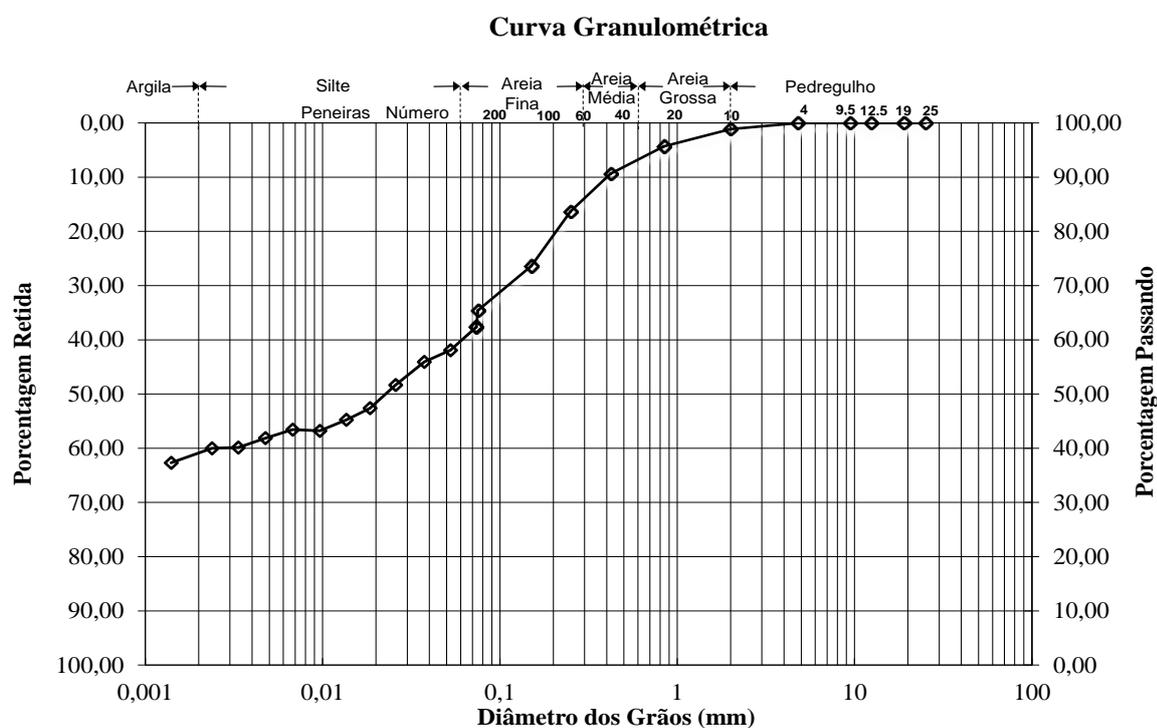


Figura 3.8: Curva granulométrica do solo do subleito da Avenida Roraima.

Para a classificação do solo realizaram-se os ensaios de limite de liquidez pela norma DNER ME 122/1994 e limite de plasticidade seguindo a norma DNER ME 082/1994. Na Avenida Roraima, os valores para Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade foram 36,2% e 18%, respectivamente. Com esses dois dados foi possível classificar o solo em argiloso com baixa compressibilidade (CL). Já pelo segundo método de classificação que é pelo Sistema Rodoviário de Classificação, a classificação do solo em questão foi de um solo do tipo A6.

Também foi realizado ensaio de compactação que seguiu a norma DNER ME 129/1994 e obteve o valor de 1,724 g/cm³ para massa específica aparente seca máxima e um teor de umidade ótima de 19%. Para o ensaio de CBR utilizou-se a norma DNER ME 049/1994 e obteve-se um valor de CBR de 6% e expansão de 0,10%. O ensaio de densidade real para o solo teve como base a norma DNER ME 093/1994 e o valor encontrado foi de 2,508 g/cm³.

3.2.1.2.2 Base

Para a base foi realizado o ensaio de granulometria segundo a norma ASTM C 136/2006 obtendo a granulometria apresentada na Figura 3.9.

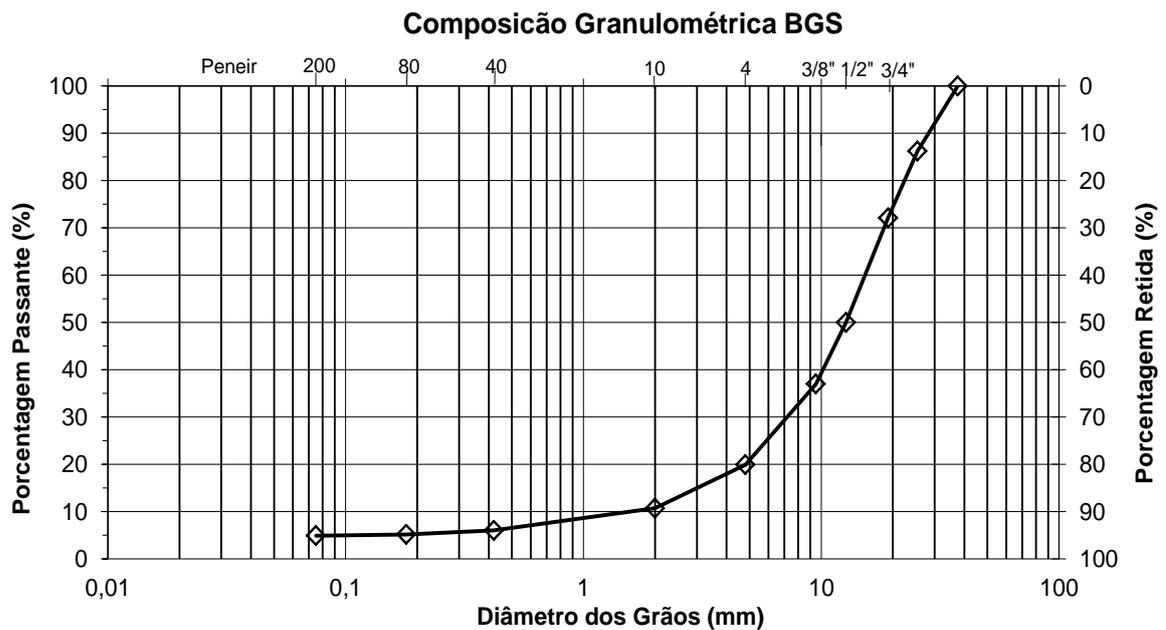


Figura 3.9: Curva granulométrica da BGS da Avenida Roraima.

Posteriormente, realizou-se o ensaio de determinação da Abrasão Los Angeles seguindo a norma ASTM C 131/2006 apresentando um valor de perda de 8%. Realizou-se também o ensaio de compactação (DNER ME 129/1994) obtendo-se o valor de 2,467 g/cm³ para massa específica aparente seca máxima e um teor de umidade ótima de 7,2%. Para o ensaio de CBR utilizou-se a norma DNER ME 049/1994 e obteve-se um valor de CBR de 117% e expansão de 0,00%.

3.2.1.2.3 Revestimento

Os revestimentos dos três trechos experimentais foram constituídos de Concreto Asfáltico (CA), estas misturas foram compostas por um arranjo granulométrico de agregados minerais naturais de pedreiras da região de Santa Maria e misturadas com um Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP). Tais materiais possuem características específicas para cada local onde foi coletado e período de utilização, por isso é necessária a caracterização dos mesmos sempre que for alterado o local e o período onde foi realizada a mistura.

3.2.1.2.3.1 Agregados

Como particularidade nesta camada, a Avenida Roraima foi o trecho que possuía uma camada de revestimento antigo de 5 centímetros de espessura. Para conhecer as características do material que estava em uso na pista de rolamento da Avenida Roraima, no momento em que estava sendo realizada a recuperação do trecho foi realizada a coleta de material para realização do ensaio de extração de betume com o rotarex seguindo a norma DNER ME 053/1994, obtendo-se um teor de ligante da mistura de 6,3%. A análise granulométrica dos agregados utilizados em todos os revestimentos novos foi realizada conforme a norma ASTM C 136/2006.

Para os materiais utilizados no revestimento novo da Avenida Roraima foi realizada a coleta dos agregados e do cimento asfáltico de petróleo utilizado para a mistura na usina de asfalto, bem como de amostras de massa asfáltica na pista, para posteriores ensaios

laboratoriais. A Figura 3.10 apresenta as curvas granulométricas dos agregados utilizados nos revestimentos asfálticos antigo e novo da Avenida Roraima, sendo que ambos enquadraram-se na Faixa C do DNIT.

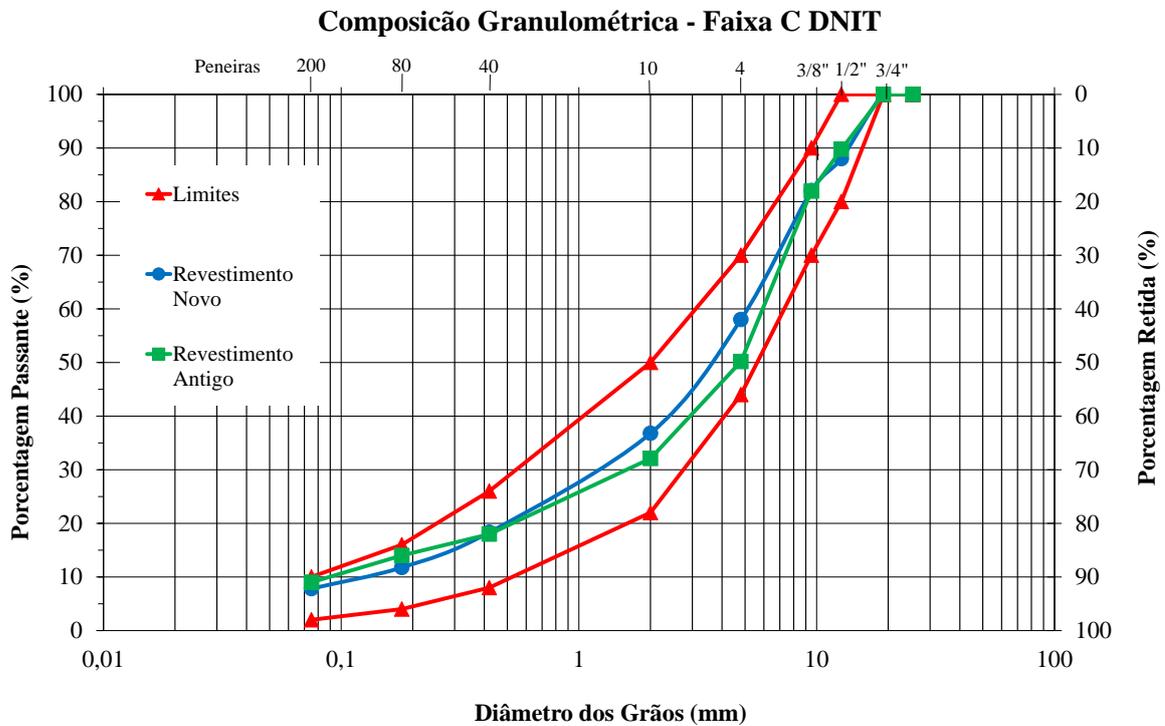


Figura 3.10: Curvas granulométricas dos agregados utilizados nos revestimentos antigo e novo da Avenida Roraima

Com os materiais do revestimento novo da Avenida Roraima realizou-se o ensaio de determinação da Abrasão Los Angeles e o material apresentou um valor de perda de 12,50%. Realizou-se também a determinação da massa específica real, massa específica aparente e absorção de agregados graúdos segundo a norma ASTM C 127/2007 obtendo-se, respectivamente, valores de 2,657g/cm³, de 2,472g/cm³ e de 2,804%. Para o agregado miúdo o valor de massa específica foi de 2,669g/cm³ e o ensaio foi realizado segundo a norma ASTM C 128/2007.

Foram realizados também os ensaios de lamelaridade de agregado graúdo seguindo a norma ASTM D 4791/2007 e obteve-se o valor de 1,44% de partículas lamelares na fração graúda desta dosagem. O ensaio de Equivalente de Areia em agregados miúdos teve como base a norma AASHTO T 176/2008, encontrando-se o valor de 79%.

Para o ensaio de massa unitária e volume de vazios utilizou-se como base a norma NBR NM 45/2006 sendo que os dados estão apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4: Massa unitária e volume de vazios dos agregados do revestimento da Avenida Roraima

Material	Massa Unitária (kg/m ³)	Volume de Vazios (%)
3/4"	1373,74	48,43
3/8"	1324,45	50,00
Pó de Pedra	1474,35	44,77

Realizou-se também o ensaio de determinação da massa específica real de material finamente pulverizado (DNER-ME 085/1994) obtendo-se o valor de 2,770g/cm³.

O ensaio de determinação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio que segue a norma ASTM C 88/2005 apresentou um valor de perda de material de 0,8%.

Foram realizados também os ensaios de determinação da angularidade, textura e da forma dos agregados por imagem, utilizando o AIMS (Aggregate Image Measurement System) no Centro de Pesquisa da PETROBRAS (CENPES). A Tabela 3.5 apresenta os valores de referência para a classificação dos parâmetros observados durante os ensaios. Os resultados obtidos para os agregados da Avenida Roraima estão apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.5: Valores de referência dos resultados no AIMS

Índice	Aplicação	Faixa	Significado dos valores	
			Mínimo	Máximo
Forma 2D	Agregados miúdos	0 – 20	Círculo perfeito	Totalmente irregular
Angularidade	Agregados miúdos e graúdos	1 – 10000	Círculo perfeito	Muito angular
Textura	Agregados graúdos	0 – 1000	Liso	Rugoso
Esfericidade 3D	Agregados graúdos	0 – 1	Não cúbico	Cúbico
Partículas chatas e alongadas	Agregados graúdos	%	-	-

Fonte: (PETROBRAS/CENPES, 2014)

Tabela 3.6: Resultados no AIMS dos agregados da mistura da Avenida Roraima

Fração	Peneira, mm	Forma 2D (apenas miúdos)	
		Média	Desvio padrão
Pó-de-pedra	2,36	9,40	2,38
	1,18	9,46	2,25
	0,60	8,64	2,24
	0,30	8,47	2,30
	0,15	7,88	2,68
	0,075	8,84	2,26
3/8	2,36	8,78	2,11
Fração	Peneira, mm	Angularidade	
		Média	Desvio padrão
Pó-de-pedra	4,75	3034,3	660,5
	2,36	4042,4	893,9
	1,18	4365,0	991,5
	0,60	4233,7	1065,6
	0,30	4185,2	1238,3
	0,15	3378,9	1338,3
	0,075	2236,5	968,7
3/8	4,75	2794,9	714,9
	2,36	3658,6	1032,4
3/4	12,7	2697,6	566,8
	9,5	2754,3	544,0
	4,75	2727,0	519,3
Fração	Peneira, mm	Textura (apenas graúdos)	
		Média	Desvio padrão
Pó-de-pedra	4,75	287,0	44,4
3/8	4,75	350,6	41,9
3/4	12,7	430,8	67,4
	9,5	442,8	58,2
	4,75	344,6	53,8
Fração	Peneira, mm	Esfericidade 3D (apenas graúdos)	
		Média	Desvio padrão
Pó-de-pedra	4,75	0,58	0,10
3/8	4,75	0,67	0,09
3/4	12,70	0,73	0,07
	9,50	0,69	0,09
	4,75	0,67	0,09

Continua

Fração	Peneira, mm	Partículas chatas e alongadas (apenas graúdos), %				
		L/S > 1:1	L/S > 2:1	L/S > 3:1	L/S > 4:1	L/S > 5:1
Pó-de-pedra	4,75	100,0	93,5	67,4	47,8	30,4
3/8	4,75	100,0	74,0	22,0	6,0	0,0
3/4	12,7	100,0	45,8	6,3	0,0	0,0
	9,5	100,0	63,3	12,2	2,0	0,0
	4,75	100,0	66,0	18,0	2,0	0,0

Fonte: (PETROBRAS/CENPES, 2014)

Observando os valores obtidos nos ensaios, é possível dizer que o agregado da Avenida Roraima apresenta em sua forma 2D partículas medianamente circulares, tendo angularidade de média a baixa, textura média e esfericidade 3D medianamente cúbica. Estes fatores poderão influenciar no desempenho da mistura asfáltica aplicado no trecho.

3.2.1.2.3.2 Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP

Para o CAP utilizado na mistura asfáltica do revestimento novo da Avenida Roraima determinou-se o ponto de amolecimento pelo Método do Anel e Bola seguindo a norma NBR 6560/2008, chegando-se à temperatura de 50,9°C. Para o ensaio de penetração, seguiu-se a norma NBR 6576/2007, encontrando-se o valor de 65×10^{-1} mm, e obteve-se um valor de 318°C para ensaio de determinação do ponto de fulgor em vaso aberto de Cleveland que seguiu a norma NBR 11341/2008.

O ensaio de determinação da viscosidade em temperatura elevada usando um viscosímetro rotacional seguiu a norma NBR 15184/2004 e na Tabela 3.7 pode-se encontrar os valores de viscosidade para três temperaturas diferentes.

Tabela 3.7: Viscosidade do CAP 50/70 da Avenida Roraima

Viscosidade					
Temp. (°C)	RPM	Torque (%)	Visc. (cP)	S. Str. (d/cm ³)	S. Rate (1/sec)
135	20	15,3	412,5	72	18,6
155	20	7,5	187,5	32,7	18,6
177	20	2,9	87,5	13	18,6

Para realização do ensaio de Massa específica do Cimento Asfáltico de Petróleo teve-se como base a norma NBR 6296/2004 e obteve-se o valor de 1,008g/cm³.

Os ensaio de Determinação do Grau de Performance (PG) de ligantes asfálticos (AASHTO M 320/2009), Envelhecimento acelerado de ligantes asfálticos utilizando o vaso pressurizado de envelhecimento – PAV (ASTM D 6521/2008), Determinação da rigidez flexural à fluência de ligantes asfálticos utilizando reômetro de Viga em flexão – BBR (ASTM D 6648/2008), Determinação das características reológicas de ligantes asfálticos utilizando o reômetro de cisalhamento dinâmico – DSR (ASTM D 7175/2008) e Fluência e Relaxação sob Múltipla Tensão – MSCR (ASTM D 7405/2008) foram realizados na COPPE/UFRJ e estão apresentados na Tabela 3.8, tal ensaio classificou o ligante como sendo de PG 64-16.

Tabela 3.8: Valores dos ensaios da classificação PG do CAP 50/70 da Avenida Roraima

ENSAIOS DE CLASSIFICAÇÃO SUPERPAVE					ESPECIFICAÇÃO
DSR	58 °C	2,88	kPa	Atende	G* /sen(δ) >1,0 kPa
	64 °C	1,25	kPa	Atende	
	70 °C	0,57	kPa	Não Atende	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT					
DSR	58 °C	6,69	kPa	Atende	G* /sen(δ) >2,2 kPa
	64 °C	2,59	kPa	Atende	
	70 °C	1,27	kPa	Não Atende	
DSR/MSCR	64 °C	J _{nr;3,2}	3,8	Atende	S [4,0 > J _{nr;3,2} > 2,0]
				Não Atende	H [2,0 > J _{nr;3,2} > 1,0]
				Não Atende	V [1,0 > J _{nr;3,2} > 0,5]
				Não Atende	S [0,5 > J _{nr;3,2} > 0,0]
	R _{diff} (%)	69,8%	Atende	R _{diff} < 75%	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT + PAV					
DSR	22 °C	8.485,24	kPa	Não Atende	G* /sen(δ) <5000 kPa
	25 °C	5.483,88	kPa	Não Atende	
	28 °C	3.720,42	kPa	Atende	
BBR	-6 °C	78,1	MPa	Atende	S < 300 MPa
	-12 °C	157,0	MPa	Atende	
	-18 °C	336,0	MPa	Não Atende	
BBR	-6 °C	0,392	-	Atende	m > 0,3
	-12 °C	0,345	-	Atende	
	-18 °C	0,280	-	Não Atende	
Performance Grade	64	-16	S	CAP 50/70 Roraima	

Continua

MSCR		
Temperatura (°C)	64	
Tensão (kPa)	0,1	3,2
R (%)	2,17%	0,65%
Rdiff	69,77%	
Jnr(kPa-1)	3,50	3,80
Jnrdiff	8,29%	

3.2.1.2.3.3 Misturas

Para realização dos ensaios da misturas asfáltica foram coletadas amostras durante a execução do trecho monitorado; o acompanhamento das execuções e dos métodos de aplicação e compactação das misturas asfálticas nas pistas foi também realizado.

A dosagem pelo Método Marshall foi realizada pela empresa construtora do trecho monitorado e adotou-se uma granulométrica enquadrada na faixa C do DNIT, um teor de betume de 6,15% e os valores de 4,3% para Volume de Vazios, 17,5% para os Vazios de Agregado Mineral (VAM), 75% para Relação Betume Vazios e uma densidade aparente de 2,156g/cm³. A densidade máxima de misturas betuminosas não compactadas, realizada pelo Método RICE e seguindo a norma NBR15619/2012, foi de 2,338g/cm³, a relação filler-betume foi de 1,02.

Na Figura 3.11 estão fatores que ilustram o acompanhamento durante a execução da restauração do trecho monitorado da Avenida Roraima.



(a) Temperatura na Vibroacabadora



(b) Temperatura na pista

Continua



(c) Aplicação da pintura de ligação



(d) Aplicação da massa na pista



(e) Acabamento manual



(f) Compactação com rolo de pneus



(g) compactação com rolo de chapa



(h) textura do pavimento.

Figura 3.11: Acompanhamento da execução da camada de revestimento

Após 1 mês da execução do trecho, foi feita a primeira extração de corpos de prova para realização dos ensaios de Módulo de Resiliência em laboratório pela norma DNIT – ME 135/2010 e Resistência a Tração pela norma DNIT – ME 136/2010, bem como os valores de grau de compactação das misturas realizados pelas normas DNIT-ME 117/1994 e NBR 15573/2012. Nesta avenida foi realizada uma segunda extração de CPs aproximadamente 22

meses após a liberação do tráfego, porém na primeira extração o grau de compactação foi realizado apenas pela norma do DNIT pois nesta época não era utilizado também a norma da ABNT para obtenção deste dado. Os valores encontrados para estes ensaios estão apresentados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9: MR, RT e Grau de Compactação para CPs extraídos da Avenida Roraima.

Data da Extração	Ensaio	Norma	Valor
1 mês	Módulo de Resiliência (MPa)	DNIT-ME 135/2010	5921
	Resistência à Tração (MPa)	DNIT-ME 136/2010	1,41
	Grau de Compactação (%)	DNIT-ME 117/1994	93,70
	Grau de Compactação (%)	NBR 15573/2012	-
22 meses	Módulo de Resiliência (MPa)	DNIT-ME 135/2010	6296
	Resistência à Tração (MPa)	DNIT-ME 136/2010	1,73
	Grau de Compactação (%)	DNIT-ME 117/1994	94,09
	Grau de Compactação (%)	NBR 15573/2012	93,20

A Figura de 3.12 ilustra os procedimentos de extração dos corpos de prova no trecho da Avenida Roraima.



(a) extração de testemunho



(b) testemunho extraído



(c) testemunho 1 extraído



(d) testemunho 2 extraído

Figura 3.12: Extração de corpos de prova

Na Figura 3.10 (itens c e d) verifica-se uma diferença entre as espessuras do revestimento asfáltico, esta diferença ocorre devido a extração da camada de revestimento antigo que está junto com a camada de revestimento novo no item c e não está junto com o revestimento novo no item d. A fim de melhor visualização geral das características dos materiais utilizados nas camadas do trecho da Avenida Roraima, confeccionou-se a Tabela 3.10 que resume os dados destes materiais.

Tabela 3.10: Caracterizações dos materiais utilizados nas camadas Avenida Roraima

		Ensaio	Norma	Valor
Subleito		Limite de Liquidez (%)	DNER ME 122/1994	36,2
		Limite de Plasticidade (%)	DNER ME 082/1994	18,00
		Massa Espec. Apar. Seca Máxima (g/cm ³)	DNER ME 129/1994	1,724
		Teor de Umidade (%)	DNER ME 129/1994	19,0
		CBR (%)	DNER ME 049/1994	5,94
		Expansão (mm)	DNER ME 049/1994	0,20
		Densidade Real (g/cm ³)	DNER ME 093/1994	2,508
Base		Abrasão Los Angeles (%)	ASTM C 131/2006	7,80
		Massa Espec. Apar. Seca Máxima (g/cm ³)	DNER ME 129/1994	2,467
		Teor de Umidade (%)	DNER ME 129/1994	7,2
		CBR (%)	DNER ME 049/1994	116,52
		Expansão (mm)	DNER ME 049/1994	0,00
Revestimento	Agregados	Abrasão Los Angeles (%)	ASTM C 131/2006	12,50
		Massa Específica Real Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,657
		Massa Específica Aparente Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,472
		Absorsão (%)	ASTM C 127/2007	2,804
		Massa Específica Real Miúdo (g/cm ³)	ASTM C 128/2007	2,669
		Índice de Lamelaridade (%)	ASTM D 4791/2007	1,44
		Equivalente de Areia (%)	AASHTO T 176/2008	79,24
		Massa Específica Real Material Fin. Pulverizado (g/cm ³)	DNER-ME 085/1994	2,770
		Sanidade (%)	ASTM C 88/2005	0,757
	CAP	Recuperação Elástica a 25°C (%)	NBR 6293/2001	15,0
		Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560/2008	50,9
		Ponto de Fulgor em Vaso Aberto de Cleveland (°C)	NBR 11341/2008	318
		Penetração a 25°C (10 ⁻¹ mm)	NBR 6576/2007	65
		Massa Específica a 25°C (g/cm ³)	NBR 6296/2004	1,008
		Grau de Performance	AASHTO M 320/2009	PG 64-16
	Mistura	Teor de Betume (%)		6,15
		Voume de Vazios (%)		4,30
		Vazios de Agregado Mineral - VAM (%)	ABNT NBR 12891-93	17,5
		Relação Betume Vazios (%)		75
		Relação Filler Betume		1,02
Densidade Aparente (g/cm ³)		DAER/RS-EL 212/01	2,156	
Densidade Máxima Medida - RICE (g/cm ³)		NBR15619/2012	2,338	

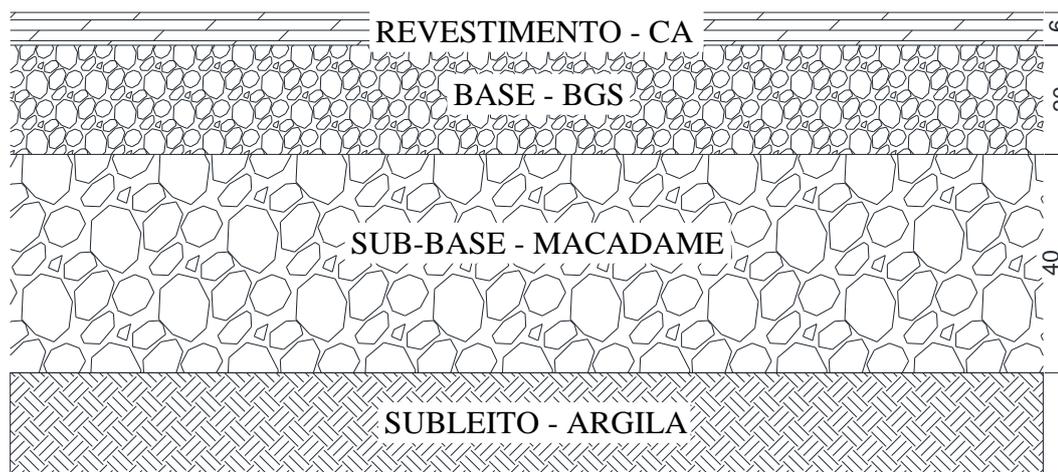


Figura 3.14: Composição e espessura das camadas da Avenida Hélvio Basso

3.2.2.1 Contagem de Tráfego

Todos os processos de obtenção de dados do tráfego e cálculos para obtenção das médias referentes a este trecho monitorado seguiram os mesmos critérios e premissas utilizados no trecho da Avenida Roraima. Todavia, neste trecho não se percebeu nenhuma sazonalidade que pudesse ocasionar a variação no volume do tráfego de veículos em algum período do ano. Assim, levou-se em conta para o cálculo da média anual das contagens apenas as duas contagens realizadas em cada ano.

Como a liberação de tráfego neste trecho só ocorreu no fim do primeiro semestre de 2013, a primeira contagem foi realizada somente no segundo semestre, aproximadamente 5 meses após a liberação do tráfego, logo os valores da média de veículos que se deslocaram nesta via durante este ano, foi obtido apenas nessa contagem. Para o ano de 2013 o VDM encontrado foi de 10705 veículos, com fator de frota de 6,34%, fator de veículo de 2,93% e fator de distribuição de 70,71% de veículos comerciais passando na faixa mais carregada. A Tabela 3.11 apresenta os dados referentes à contagem realizado no ano de 2013, usados para o cálculo do número N para correlação com os ensaios realizados no referido ano.

Tabela 3.11: Valores médios das contagens de 2013 para Avenida Hólvio Basso

HORÁRIO		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	TOTAL	
CARROS DE PAS.		42	24	17	8	7	13	126	521	455	392	393	407	422	572	461	417	438	572	581	434	308	214	173	72	7069	
CAMIONETAS		3	1	1	0	1	1	29	72	120	123	114	122	60	103	121	124	100	92	100	63	29	21	3	3	1405	
ÔNIBUS	2C	0	0	0	0	0	1	15	17	19	12	9	10	17	15	13	11	12	13	20	12	6	3	3	1	207	
	3C	0	0	0	0	0	0	1	2	2	0	0	1	1	3	1	1	1	1	1	0	0	1	0	0	16	
C A M I N H Ô E S	2C	0	2	0	0	1	1	13	24	33	34	34	26	15	26	32	31	26	18	10	6	6	3	1	1	341	
	3C	0	1	0	0	0	1	4	6	7	6	9	6	1	4	7	7	8	4	4	1	1	1	0	0	76	
	4C	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	
	2S1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
	2S2	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	2	1	1	0	2	1	0	1	0	0	1	0	0	0	0	13
	2S3	0	0	0	0	0	1	0	1	1	1	0	1	1	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	8
	3S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3S3	0	0	3	0	0	0	1	1	0	0	1	1	0	1	1	1	1	1	0	0	1	1	2	0	14	
	3S2S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	0	0	2	
	2C2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2C3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		3C2S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3S2C4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
OUTROS		4	4	3	3	4	4	34	136	118	80	80	91	86	136	105	94	91	113	128	91	58	42	35	14	1552	
																								VMD	10705		

Para a segunda contagem de tráfego realizada na Avenida Hólvio Basso os valores encontrados de VDM, fator de frota, fator de veículo e fator de distribuição foram 11526 veículos, 6,11%, 2,89% e 78,85% respectivamente. Esta contagem foi realizada aproximadamente 13 meses após a liberação do tráfego. Já para a contagem realizada no segundo semestre de 2014 os valores encontrados foram 12617 veículos, 5,70%, 2,90% e 78,90% para VDM, fator de frota, fator de veículo e fator de distribuição respectivamente. Com isso obteve-se para o cálculo do N referente às contagens de 2014 os valores de fator de veículo de 2,90%, fator de frota de 5,90%, e fator de distribuição de 78,87% bem como a média das contagens de tráfego para o ano de 2014 que está apresentado na Tabela 3.12 junto com o VDM. Encontrou-se também com a média dos dados de 2013 e 2014 uma taxa de crescimento anual para o número N de 13,68%.

Tabela 3.12: Valores médios das contagens de 2014 para Avenida Hélvio Basso

HORÁRIO		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	TOTAL	
CARROS DE PAS.		51	30	20	10	8	17	137	554	532	522	521	544	510	679	570	530	577	623	653	461	336	252	212	87	8438	
CAMIONETAS		4	1	1	0	1	1	21	92	102	104	112	114	68	110	125	127	100	111	91	67	42	33	4	3	1435	
ÔNIBUS	2C	0	0	0	0	0	1	13	19	17	14	10	12	19	16	12	11	9	13	20	13	7	4	4	1	213	
	3C	0	0	0	0	0	0	3	1	2	2	0	0	1	3	2	1	1	0	1	0	0	0	0	0	17	
C A M I N H Ô E S	2C	0	2	0	0	1	1	8	26	34	36	39	30	16	27	35	34	28	19	12	7	3	3	2	1	363	
	3C	0	1	0	0	0	1	4	7	7	7	9	7	4	6	6	5	6	5	3	1	1	1	0	0	81	
	4C	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	0	1	1	1	0	1	1	0	0	0	0	0	0	0	7	
	2S1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	2	
	2S2	0	0	0	0	0	0	1	1	1	0	0	1	0	1	1	0	0	0	1	0	1	0	0	0	0	8
	2S3	0	0	0	0	0	1	1	0	0	1	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	0	0	7
	3S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3S3	0	0	2	0	0	0	0	1	0	1	2	0	0	0	0	1	1	0	0	0	1	1	2	0	12	
	3S2S2	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2
	2C2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2C3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3C3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		3C2S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3S2C4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
OUTROS		4	4	3	3	4	4	42	113	113	90	86	101	93	135	106	92	88	108	107	57	48	38	34	14	1486	
																								VMD	12071		

3.2.2.2 Materiais e Controle Tecnológico

3.2.2.2.1 Subleito

Para este trecho o solo existente também foi caracterizado de duas formas e utilizando as mesmas normas citadas no trecho anterior. A primeira classificação utilizando o Sistema de Classificação Unificada obteve a curva granulométrica apresentada na Figura 3.15 e Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade do subleito de 36,7% e 18%, respectivamente; com estes dados o solo constituinte do trecho monitorado foi classificado como areia argilosa (SC). Já pelo segundo método de classificação que é pelo TBR Sistema Rodoviário de Classificação, o solo em questão foi enquadrado como A6.

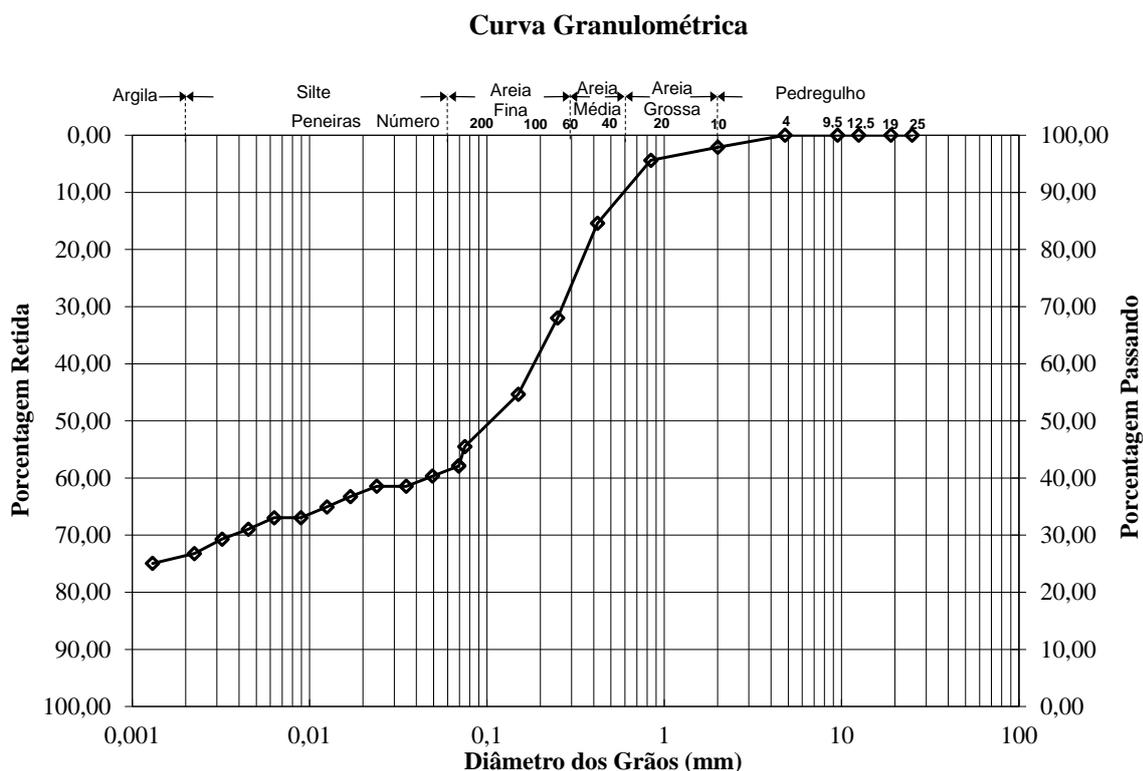


Figura 3.15: Curva granulométrica do solo do subleito da Avenida Hélio Basso

No ensaio de compactação obteve-se o valor de $1,894 \text{ g/cm}^3$ para massa específica aparente seca máxima e um teor de umidade ótima de 13,6%. No ensaio de CBR os valores encontrados foram de 7% para o CBR e expansão de 0,17%. Já no ensaio de densidade real o valor encontrado para o solo deste trecho foi de $2,598 \text{ g/cm}^3$.

3.2.2.2.2 Sub-base

Foi coletado material graúdo e material de enchimento da sub-base de macadame seco, e realizado os ensaios de granulometria, sendo que o material graúdo ficou enquadrado dentro do intervalo de 2 a 5 polegadas e o material de enchimento foi um pó de pedra. A Figura 3.16 ilustra o acompanhamento da execução da camada de sub-base.



Figura 3.16: Camada de Sub-base em macadame seco

3.2.2.2.3 Base

Para a base, o ensaio de granulometria apresentou uma curva granulométrica na faixa A de acordo com o Manual de Pavimentação do DNIT (2006) a Figura 3.17 apresenta a curva granulométrica encontrada.

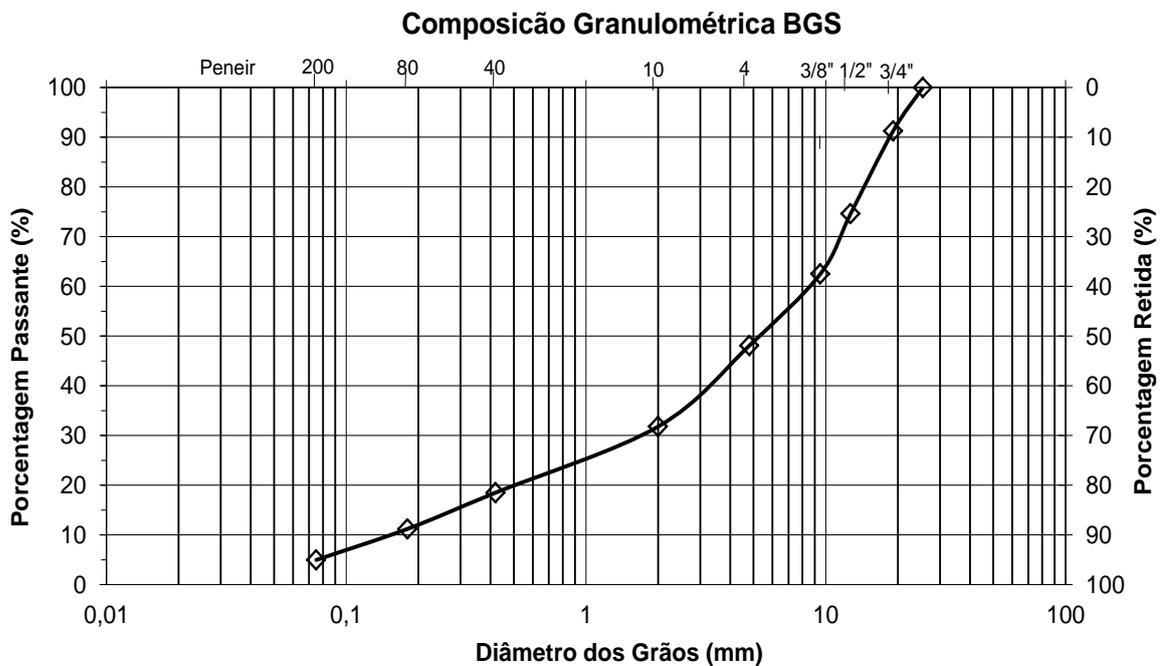


Figura 3.17: Curva granulométrica da BGS da Avenida Hélvio Basso.

No ensaio de determinação da Abrasão Los Angeles o valor de perda de material encontrado foi de 15%. No ensaio de compactação, o valor para massa específica aparente seca máxima foi de 2,294 g/cm³ com um teor de umidade ótima de 8,2%. Para o ensaio de CBR o valor encontrado de CBR foi de 108% e expansão 0,00%.

A Figura 3.18 ilustra fases de execução da camada de base do pavimento da Avenida Hέλvio Basso.



(a) Borda da camada de Base



(b) BGS da Avenida Hέλvio Basso



(c) Imprimação da camada de Base



(d) Imprimação da BGS

Figura 3.18: Acompanhamento da execução da camada de base

3.2.2.2.4 Revestimento

Para os materiais utilizados no revestimento foi realizada a coleta dos agregados e do cimento asfáltico de petróleo utilizado para a mistura na usina de asfalto. Em laboratório foram realizados os ensaios para a caracterização destes materiais.

3.2.2.2.4.1 Agregados

Nos agregados foi realizado primeiramente o ensaio de granulometria do material, que se enquadrou na faixa C do DNIT. Sua curva granulométrica está apresentada na Figura 3.19.

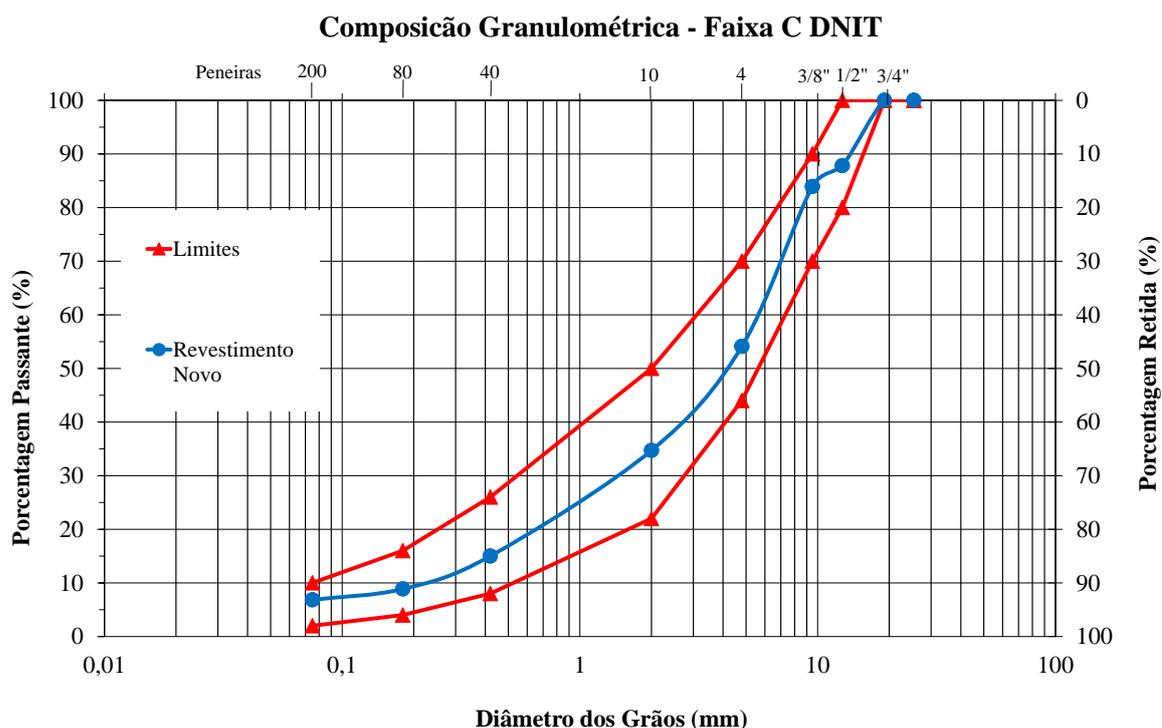


Figura 3.19: Curva granulométrica do revestimento da Avenida Hélio Basso

Realizaram-se também os ensaios de Abrasão Los Angeles obtendo-se um valor de perda de material de 11%, determinação da massa específica, massa específica aparente e absorção de agregados graúdos onde se encontraram os resultados de 2,664g/cm³, 2,500g/cm³ e 2,458% respectivamente. Para o agregado miúdo o valor de massa específica foi de 2,663g/cm³.

Foram realizados também os ensaio de lamelaridade de agregado graúdo e Equivalente de Areia, obtendo-se 2,20% de partículas lamelares na fração graúda e 85% de Equivalente de Areia. No ensaio de determinação da massa específica real de material finamente pulverizado obteve-se o valor de 2,70g/cm³ e o ensaio de determinação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio obteve-se um valor de perda de material de 0,8%.

Assim como no agregado da Avenida Roraima, foram realizados também nos agregados da Avenida Hélio Basso os ensaios de determinação da angularidade, textura e da

forma por imagem, utilizando o AIMS no CENPES. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 3.13 e também seguem os valores de referência para a classificação dos parâmetros observados durante os ensaios apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.13: Resultados no AIMS dos agregados da mistura da Avenida Hélio Basso

Fração	Peneira, mm	Forma 2D (apenas miúdos)	
		Média	Desvio padrão
Pó-de-pedra	2,36	8,20	1,71
	1,18	8,51	1,77
	0,6	7,73	1,64
	0,3	8,17	1,88
	0,15	8,37	2,76
	0,075	8,92	2,39
3/8	2,36	8,63	1,99
Fração	Peneira, mm	Angularidade	
		Média	Desvio padrão
Pó-de-pedra	2,36	3826,0	965,9
	1,18	4006,0	903,2
	0,6	3716,7	904,7
	0,3	4063,1	1074,0
	0,15	3726,2	1756,9
	0,075	2774,3	1434,5
3/8	4,75	2878,6	477,4
	2,36	3606,0	788,6
3/4	12,7	2809,2	626,3
	9,5	2884,0	614,4
	4,75	2938,8	519,4
Fração	Peneira, mm	Textura (apenas graúdos)	
		Média	Desvio padrão
3/8	4,75	356,7	50,0
3/4	12,7	457,4	73,3
	9,5	445,7	64,8
	4,75	381,0	47,4
Fração	Peneira, mm	Esfericidade 3D (apenas graúdos)	
		Média	Desvio padrão
3/8	4,75	0,60	0,09
3/4	12,7	0,68	0,08
	9,5	0,63	0,08
	4,75	0,63	0,07

Continua

Fração	Peneira, mm	Partículas chatas e alongadas (apenas grãos), %				
		L/S > 1:1	L/S > 2:1	L/S > 3:1	L/S > 4:1	L/S > 5:1
3/8	4,75	100	94,0	68,0	28,0	10,0
3/4	12,7	100	77,8	17,8	2,2	0,0
	9,5	100	86,0	28,0	10,0	4,0
	4,75	100	84,0	34,0	10,0	0,0

Fonte: (PETROBRAS/CENPES, 2014)

Os valores apresentados mostram que o agregado da Avenida Hélvio Basso apresenta características semelhantes aos agregados da Avenida Roraima, porém comparando os valores percebe-se que o agregado da Avenida Hélvio Basso é mais circular e tem uma textura maior que o agregado da Avenida Roraima.

3.2.2.2.4.2 Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP

Realizaram-se os ensaios de caracterização do CAP 50/70 utilizado na mistura asfáltica da Avenida Hélvio Basso e encontrou-se um valor de 51°C para o ponto de amolecimento. Para o ensaio de penetração o valor observado foi de 55×10^{-1} mm, e para ensaio de determinação do ponto de fulgor em vaso aberto de Cleveland obteve-se um valor de 324°C.

O ensaio de determinação da viscosidade em três temperaturas distintas com temperatura elevada usando um viscosímetro rotacional pode ser visualizado na Tabela 3.14.

Tabela 3.14: Viscosidade do CAP 50/70 da Avenida Hélvio Basso

Viscosidade					
Temp. (°C)	RPM	Torque (%)	Visc. (cP)	S. Str. (d/cm ³)	S. Rate (1/sec)
135	20	14,9	372	69,3	18,6
155	20	6,2	152	28,8	18,6
177	20	3,1	77	14,4	18,6

Para realização do ensaio de Massa específica do Cimento Asfáltico de Petróleo obteve-se o valor de 1,008g/cm³. Os ensaios de determinação do Grau de Performance (PG) do ligante asfáltico utilizado na Avenida Hélvio Basso, que foram realizados na

COPPE/UFRJ estão apresentados da Tabela 3.15, sendo que os ensaios classificaram tal ligante como sendo de PG 58-16.

Tabela 3.15: Valores dos ensaios da classificação PG do CAP 50/70 da Avenida Hélvio Basso

ENSAIOS DE CLASSIFICAÇÃO SUPERPAVE					ESPECIFICAÇÃO
DSR	58 °C	2,54	kPa	Atende	G* /sen(δ) >1,0 kPa
	64 °C	1,29	kPa	Atende	
	70 °C	0,51	kPa	Não Atende	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT					
DSR	58 °C	4,66	kPa	Atende	G* /sen(δ) >2,2 kPa
	64 °C	1,98	kPa	Não Atende	
	70 °C	0,91	kPa	Não Atende	
DSR/MSCR	58 °C	J _{nr;3,2}	1,9	Atende	S [4,0 > J _{nr;3,2} > 2,0]
				Atende	H [2,0 > J _{nr;3,2} > 1,0]
				Não Atende	V [1,0 > J _{nr;3,2} > 0,5]
				Não Atende	S [0,5 > J _{nr;3,2} > 0,0]
	R _{diff} (%)	68,61%		R _{diff} < 75%	
APÓS ENVELHECIMENTO NO RTFOT + PAV					
DSR	19 °C	11.197,91	kPa	Não Atende	G* sen(δ) <5000 kPa
	22 °C	7.441,95	kPa	Não Atende	
	25 °C	4.998,20	kPa	Atende	
BBR	-6 °C	53,0	MPa	Atende	S < 300 MPa
	-12 °C	113,0	MPa	Atende	
	-18 °C	316,0	MPa	Não Atende	
BBR	-6 °C	0,425	-	Atende	m > 0,3
	-12 °C	0,350	-	Atende	
	-18 °C	0,278	-	Não Atende	
Performance Grade	58	-16	H	CAP 50/70 HÉLVIO BASSO	
MSCR					
Temperatura (°C)		58			
Tensão (kPa)		0,1	3,2		
R (%)		3,79%	1,19%		
R _{diff}		68,61%			
J _{nr} (kPa-1)		1,82	1,94		
J _{nr} diff		6,63%			

3.2.2.2.4.3 Misturas

A dosagem realizada pela empresa construtora pelo Método Marshall, que foi colocada na Avenida Hélvio Basso, obteve um teor de betume de 5,9% e os valores de 4,0%

para Volume de Vazios, 17,98% para os Vazios de Agregado Mineral (VAM), 76,46% para Relação Betume Vazios, uma densidade aparente de $2,21\text{g/cm}^3$, a densidade máxima realizada pelo método RICE foi de $2,355\text{g/cm}^3$ e a relação filer-betume foi de 1,05.

A Figura 3.20 ilustra o acompanhamento durante a execução do revestimento do trecho da Avenida Hólvio Basso.



(a) Imprimação da Base



(b) Transporte da mistura de CA



(c) Mistura de CA



(d) Aplicação do CA na pista



(e) Aplicação do CA na pista



(f) Compactação do CA na pista

Figura 3.20: Acompanhamento da execução da camada de revestimento

Na Avenida Hélvio Basso também foi realizada a extração de corpos de prova para realização dos ensaios em laboratório de Módulo de Resiliência, Resistência a Tração e Grau de compactação. As extrações de corpos de prova neste trecho ocorreram 10 e 17 meses após a liberação do tráfego e assim como na Avenida Roraima o valor de grau de compactação para a primeira extração de CPs foi feita seguindo apenas a norma do DNIT. Os valores obtidos para estes ensaios estão apresentados na Tabela 3.16.

Tabela 3.16: Valores MR, RT e Grau de Compactação para CPs extraídos da Avenida Hélvio Basso.

Data da Extração	Ensaio	Norma	Valor
10 meses	Módulo de Resiliência (MPa)	DNIT-ME 135/2010	6339
	Resistência  Tração (MPa)	DNIT-ME 136/2010	1,81
	Grau de Compactação (%)	DNIT-ME 117/1994	95,02
	Grau de Compactação (%)	NBR 15573/2012	-
17 meses	Módulo de Resiliência (MPa)	DNIT-ME 135/2010	6482
	Resistência  Tração (MPa)	DNIT-ME 136/2010	1,83
	Grau de Compactação (%)	DNIT-ME 117/1994	96,10
	Grau de Compactação (%)	NBR 15573/2012	95,60

O processo de extração dos corpos de prova na Avenida Hélvio Basso pode ser visto na Figura 3.21.



(a) Extração do testemunho



(b) Remoção do testemunho da broca

Continua



(c) Testemunho da mistura de CA

(d) Fechamento do furo da extração

Figura 3.21: Extração de corpos de prova na Avenida Hólvio Basso

Para melhor visualização da característica dos materiais utilizados nas camadas do trecho da Avenida Hólvio Basso, foi confeccionado a Tabela 3.17 que reúne todo os dados destes materiais.

Tabela 3.17: Caracterizações dos materiais utilizados nas camadas Avenida Hólvio Basso

		Ensaio	Norma	Valor
Subleito		Limite de Liquidez (%)	DNER ME 122/1994	36,7
		Limite de Plasticidade (%)	DNER ME 082/1994	18,0
		Massa Espec. Apar. Seca Máxima (g/cm ³)	DNER ME 129/1994	1,894
		Teor de Umidade (%)	DNER ME 129/1994	13,6
		CBR (%)	DNER ME 049/1994	7,25
		Expansão (mm)	DNER ME 049/1994	0,17
		Densidade Real (g/cm ³)	DNER ME 093/1994	2,598
Base		Abrasão Los Angeles (%)	ASTM C 131/2006	14,83
		Massa Espec. Apar. Seca Máxima (g/cm ³)	DNER ME 129/1994	2,294
		Teor de Umidade (%)	DNER ME 129/1994	8,2
		CBR (%)	DNER ME 049/1994	107,73
		Expansão (mm)	DNER ME 049/1994	0,00
Revestimento	Agregados	Abrasão Los Angeles (%)	ASTM C 131/2006	10,82
		Massa Especifica Real Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,664
		Massa Especifica Aparente Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,500
		Absorsão (%)	ASTM C 127/2007	2,458
		Massa Especifica Real Miúdo (g/cm ³)	ASTM C 128/2007	2,663
		Indice de Lamelaridade (%)	ASTM D 4791/2007	2,20
		Equivalente de Areia (%)	AASHTO T 176/2008	85,44
		Massa Especifica Real Material Fin. Pulverizado (g/cm ³)	DNER-ME 085/1994	2,700
	Sanidade (%)	ASTM C 88/2005	0,757	

Continua

Revestimento	CAP	Recuperação Elastica a 25°C (%)	NBR 6293/2001	9,5
		Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560/2008	51,0
		Ponto de Fulgor em Vaso Aberto de Cleveland (°C)	NBR 11341/2008	324
		Penetração a 25°C (10 ⁻¹ mm)	NBR 6576/2007	55,0
		Massa Específica a 25°C (g/cm ³)	NBR 6296/2004	1,008
		Grau de Performance	AASHTO M 320/2009	PG 58-16
	Mistura	Teor de Betume (%)		5,9
		VOLUME de Vazios (%)		4,00
		Vazios de Agregado Mineral - VAM (%)	ABNT NBR 12891-93	17,98
		Relação Betume Vazios (%)		76,46
		Relação Filler Betume		1,05
Densidade Aparente (g/cm ³)		DAER/RS-EL 212/01	2,21	
	Densidade Máxima Medida - RICE (g/cm ³)	NBR15619/2012	2,355	

3.2.3 BR 158 – Trevo dos Quartéis

A BR-158 atravessa a cidade de Santa Maria, no estado do Rio Grande do Sul, sendo que o trecho monitorado se inicia no km 330 na latitude 29°42'24,2'' Oeste e longitude 53°51'5,81'' Sul e termina na latitude 29°42'0,92'' Oeste e longitude 53°50'55,39'' Sul, como pode ser visto na Figura 3.22.

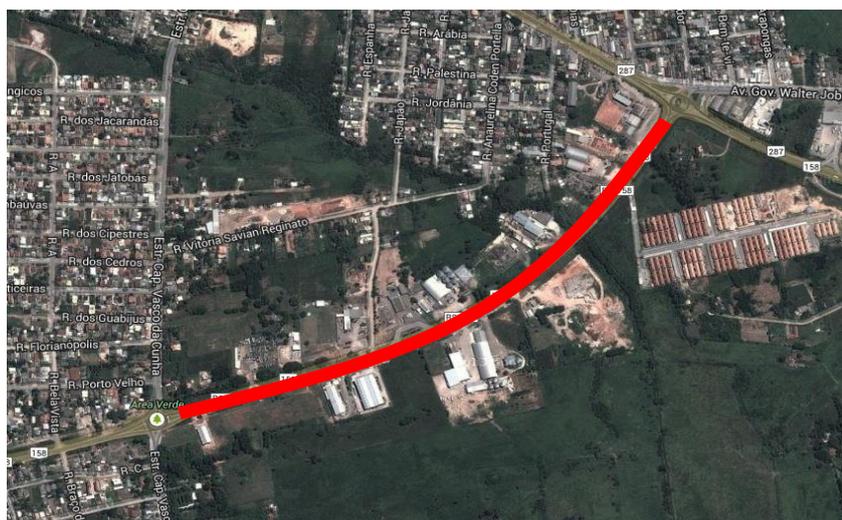


Figura 3.22: Localização do trecho monitorado do Trevo dos Quartéis

Fonte: Google Earth

Trata-se de um trecho onde foi executada uma duplicação da BR-158, portanto de um segmento de implantação de pavimento novo, onde a liberação ao tráfego ocorreu no dia 15 de julho de 2014. O trecho apresenta 300m de extensão e é composto pela camada de subleito de solo argiloso, uma camada de 40 cm de pedra detonada, 15 cm de macadame seco, 15 cm de BGS e uma camada de 7,5 cm de CBUQ. A estrutura do pavimento está representada na Figura 3.23.

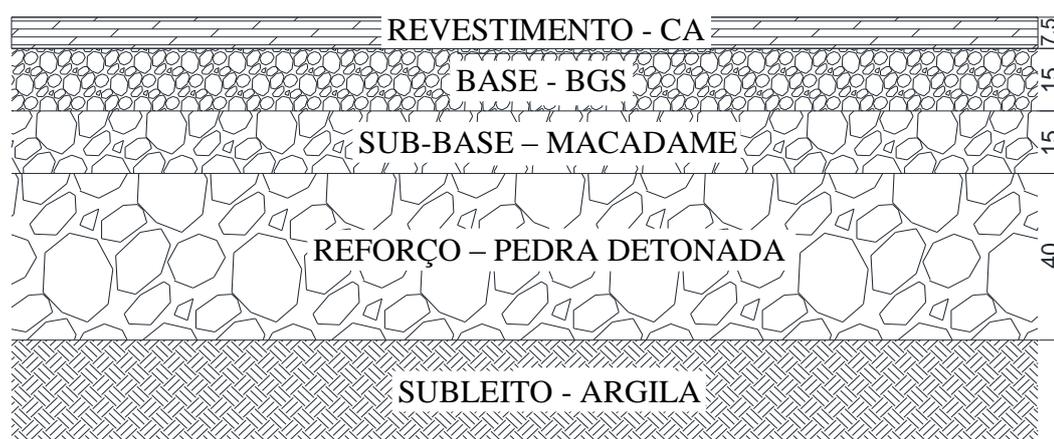


Figura 3.23: Composição e espessura das camadas da BR158 – Trevo dos Quartéis

3.2.3.1 Contagem de Tráfego

Por se tratar de um trecho no qual a liberação de tráfego ocorreu apenas no segundo semestre de 2014, foi realizado apenas uma contagem quantitativa e classificatória aproximadamente 4 meses após a liberação do tráfego. Esta contagem mostrou a passagem de 9781 veículos por dia, com fator de frota de 6,31%, fator de veículo de 3,06% e fator de distribuição de 79,24% de veículos comerciais passando na faixa externa do trecho. A Tabela 3.18 apresenta a quantidade de veículos que passaram durante a contagem.

Tabela 3.18: Contagens de tráfego de 2014 para o Trevo dos Quartéis

HORÁRIO		0-1	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	10-11	11-12	12-13	13-14	14-15	15-16	16-17	17-18	18-19	19-20	20-21	21-22	22-23	23-24	TOTAL	
CARROS DE PAS.		92	55	26	18	13	33	111	445	308	264	314	342	397	317	297	317	324	501	676	503	395	301	277	177	6503	
CAMIONETAS		7	4	4	1	2	3	37	59	57	74	71	85	62	54	62	59	76	73	80	61	30	27	15	12	1014	
ÔNIBUS	2C	2	0	0	0	0	9	27	19	15	6	5	5	6	6	9	4	5	7	4	6	1	1	0	1	137	
	3C	0	0	0	0	1	0	0	2	2	0	0	1	1	0	1	1	0	0	1	0	1	0	0	0	11	
C A M I N H Ô E S	2C	1	2	2	0	2	4	8	8	20	24	23	32	15	11	20	20	18	15	13	5	3	3	2	2	251	
	3C	2	1	1	1	3	3	4	6	8	7	9	11	3	7	5	6	6	6	3	6	3	3	4	1	105	
	4C	0	0	0	1	0	1	0	0	0	1	1	0	0	1	1	3	3	1	0	0	0	0	0	0	13	
	2S1	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	0	6	
	2S2	0	1	0	0	0	3	1	1	1	1	1	1	0	1	1	2	1	1	2	1	0	2	0	0	19	
	2S3	0	0	0	0	0	0	1	1	1	2	2	1	0	4	2	2	1	2	1	0	1	1	1	0	0	21
	3S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	3S3	0	0	2	0	0	0	3	3	3	1	3	1	0	0	2	0	1	1	1	2	3	2	3	3	34	
	3S2S2	0	0	0	0	0	0	2	1	0	1	1	0	1	0	1	0	1	0	0	0	2	0	1	0	11	
	2C2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	2	
	2C3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	3C2	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	4	
	3C3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	2	
	3C2S2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
3S2C4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
OUTROS		37	18	8	4	3	4	34	110	44	52	63	100	149	72	73	60	80	137	191	133	89	70	80	37	1647	
																								VMD	9781		

3.2.3.2 Materiais e Controle Tecnológico

3.2.3.2.1 Subleito

Para o trecho localizado na BR158 (Trevo dos Quartéis) os valores para Limite de Liquidez e Limite de Plasticidade encontrados foram 33,22% e 18% respectivamente, a curva granulométrica do solo deste trecho está apresentada da Figura 3.24. Com esses dados realizou-se a classificação segundo o Sistema de Classificação Unificada que classificou o solo como sendo uma argila de baixa compressibilidade (CL) e pelo método de classificação do Sistema Rodoviário de Classificação, o solo foi classificado como A6.

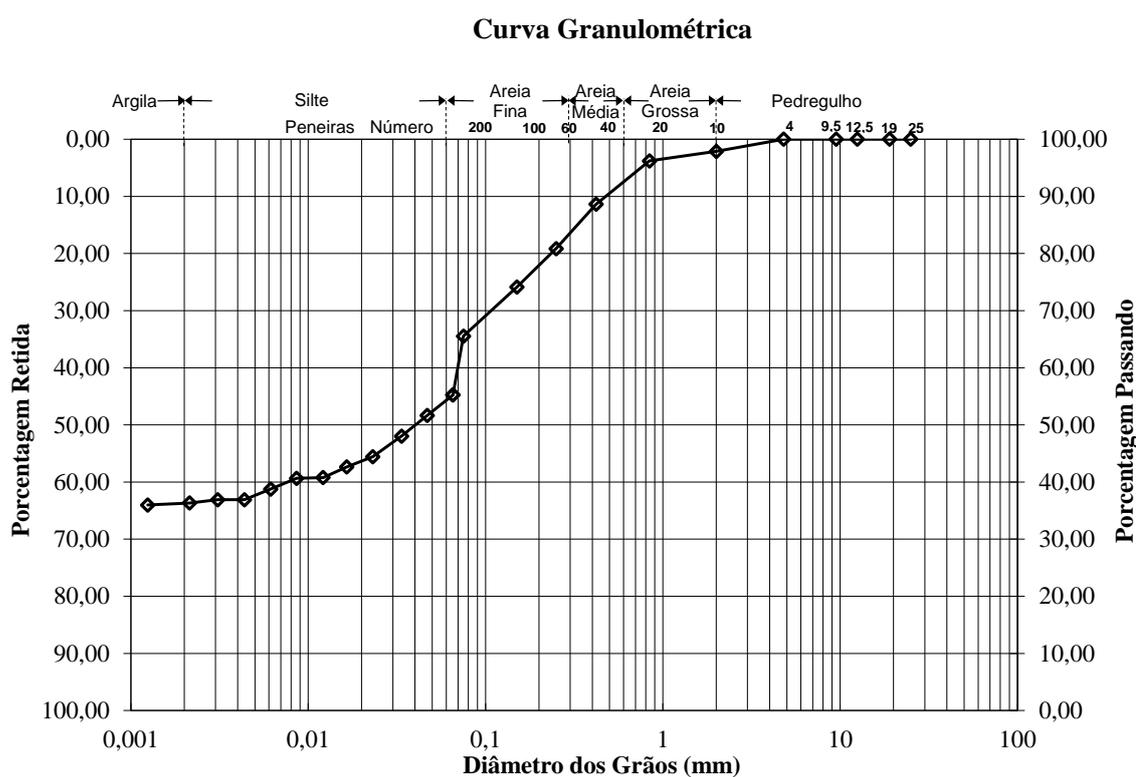


Figura 3.24: Curva granulométrica do solo do subleito do Trevo dos Quartéis.

No ensaio de compactação obteve-se o valor de $1,820 \text{ g/cm}^3$ para massa específica aparente seca máxima e um teor de umidade ótima de 16,6%; no ensaio de CBR obteve-se um valor de CBR de 7% e expansão de 0,24% e no ensaio de densidade real o valor obtido foi de $2,668 \text{ g/cm}^3$.

3.2.3.2.2 Sub-base

Foi coletado material graúdo e material de enchimento da sub-base de macadame seco, e realizado os ensaios de granulometria, sendo que o material graúdo ficou enquadrado dentro do intervalo de 2 a 5 polegadas e o material de enchimento era um pó de pedra. A Figura 3.25 ilustra o acompanhamento na execução da camada de sub-base.



Figura 3.25: Aspectos da camada de sub-base em macadame seco

3.2.3.2.3 Base

Para a base foi realizado primeiramente o ensaio de granulometria da brita graduada simples, enquadrada na faixa A segundo o Manual de pavimentação do DNIT (2006), obtendo a curva mostrada na Figura 3.26 para cada agregado utilizado na composição.

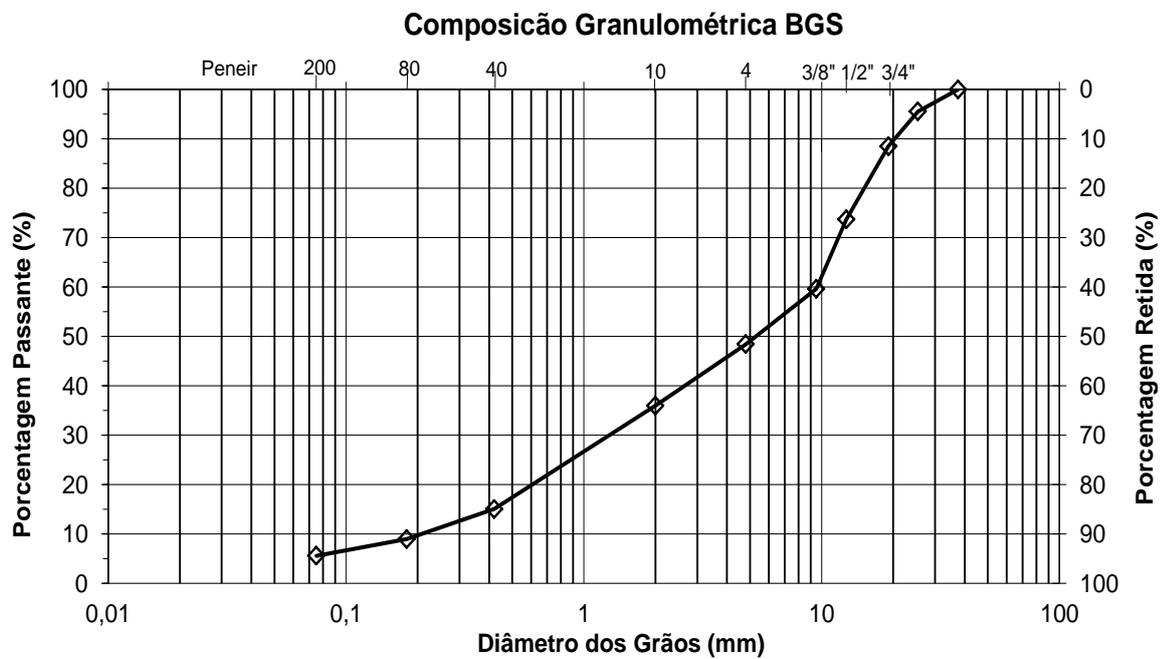


Figura 3.26: Curva granulométrica da BGS do Trevo dos Quartéis.

Posteriormente realizou-se o ensaio de determinação da Abrasão Los Angeles onde foi encontrado um valor de 11% de perda de material. Realizou-se também o ensaio de compactação que indicou o valor de $2,265 \text{ g/cm}^3$ para massa específica aparente seca máxima e um teor de umidade ótima de 8,0%. Conseguiu-se um valor de 117% para o ensaio de CBR e expansão 0,00%.

A Figura de 3.27 ilustra as fases de execução da camada de base do pavimento do trecho monitorado do Trevo dos Quartéis.



(a) Borda da camada de Base



(b) BGS do Trevo dos Quartéis



(c) Textura da camada de Base



(d) Camada de BGS imprimada

Figura 3.27: Fases de execução da camada de base do Trevo dos Quartéis

3.2.3.2.4 Revestimento

O revestimento do pavimento no Trevo dos Quartéis foi construído em duas camadas, a camada inferior de revestimento com 4cm de espessura e materiais de uma usina de asfalto,

já a camada superior de revestimento foi feita com a espessura de 3,5cm e materiais de uma segunda usina de asfalto. Como o revestimento asfáltico deste trecho foi realizado com materiais de duas usinas e pedreiras diferentes, os agregados e CAPs coletados em ambas foram levados ao laboratório para realização dos ensaios de caracterização destes materiais.

3.2.3.2.4.1 Agregados

Foi realizado o ensaio de granulometria dos agregados utilizados em ambas as camadas do revestimento do Trevo dos Quartéis, sendo as duas misturas enquadradas na faixa B do DNIT. As curvas granulométricas das camadas do revestimento inferior e superior estão apresentadas na Figura 3.28.

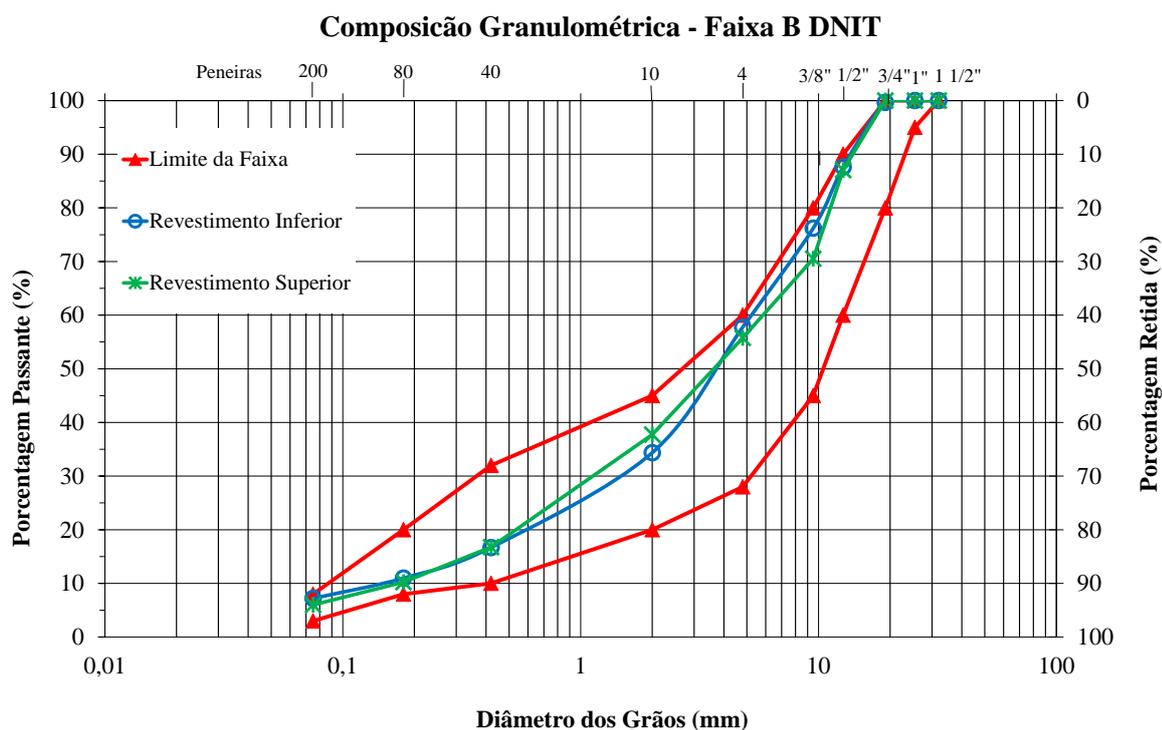


Figura 3.28: Curvas granulométricas dos revestimentos inferior e superior do Trevo dos Quartéis

Para a mistura colocada na parte inferior do revestimento, o ensaio de Abrasão Los Angeles revelou uma perda de material de 16%, para os agregados graúdos a massa específica

foi de 2,676g/cm³, massa específica aparente de 2,450g/cm³ e absorção de 3,500%. Para o agregado miúdo o valor de massa específica foi de 2,672g/cm³.

Obteve-se ainda um Equivalente de Areia de 60%; 5,42% de partículas lamelares na fração graúda e uma perda de material de 2,33% no ensaio de determinação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio. O resultado na determinação da massa específica real de material finamente pulverizado foi de 2,721g/cm³.

Assim como na camada colocada na parte inferior do revestimento, realizou-se igualmente na camada superior o ensaio de Abrasão Los Angeles para os agregados onde 12% do material ensaiado foi perdido. Para os agregados graúdos a massa específica foi de 2,645g/cm³, massa específica aparente de 2,493g/cm³ e absorção de 2,300%. Para o agregado miúdo o valor de massa específica foi de 2,681g/cm³.

Foram realizados também os ensaio de lamelaridade de agregado graúdo e Equivalente de Areia, obtendo-se 3,43% de partículas lamelares na fração graúda e 69% de Equivalente de Areia. No ensaio de determinação da massa específica real de material finamente pulverizado obteve-se o valor de 2,669g/cm³ e o ensaio de determinação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio apresentou um valor de perda de material de 1,56% para o material utilizado na camada inferior do revestimento deste trecho.

3.2.3.2.4.2 Cimento Asfáltico de Petróleo – CAP

Foi realizada a caracterização dos ligantes da mistura inferior e da mistura superior. No ligante utilizado na mistura inferior encontrou-se 47°C para o ponto de amolecimento e 359°C para o ponto de fulgor. Este ligante apresentou massa específica de 1,008g/cm³ e o valor de penetração de 57x10⁻¹mm. A Tabela 3.19 apresenta os valores da determinação da viscosidade em três temperaturas distintas usando um viscosímetro rotacional.

Tabela 3.19: Viscosidade do CAP 50/70 da camada inferior do Trevo dos Quartéis

Viscosidade					
Temp. (°C)	RPM	Torque (%)	Visc. (cP)	S. Str. (d/cm ³)	S. Rate (1/sec)
135	20	13,0	325,0	60,5	18,6
150	20	6,7	167,5	21,2	18,6
177	20	2,7	67,5	12,6	18,6

Para o CAP utilizado na mistura asfáltica colocada no revestimento superior do Trevo dos Quartéis os valores encontrados foram de 49°C para o ponto de amolecimento e 342°C para o ponto de fulgor. Encontrou-se também um valor de penetração de 59×10^{-1} mm e um valor de massa específica de $1,007 \text{ g/cm}^3$, bem como os valores de viscosidade em três temperaturas distintas usando um viscosímetro rotacional que estão apresentadas na Tabela 3.20.

Tabela 3.20: Viscosidade do CAP 50/70 da camada superior do Trevo dos Quartéis

Viscosidade					
Temp. (°C)	RPM	Torque (%)	Visc. (cP)	S. Str. (d/cm ³)	S. Rate (1/sec)
135	20	12,2	305,0	56,7	18,6
150	20	6,3	157,5	29,3	18,6
177	20	2,6	65,0	12,1	18,6

Ainda não foi possível realizar a determinação do Grau de Performance (PG) dos ligantes utilizados no revestimento deste trecho como foi realizado nos demais trechos monitorados, porém para dar continuidade aos estudos serão realizados os ensaios para a classificação destes ligantes asfálticos.

3.2.3.2.4.3 Misturas

Foi utilizado o Método Marshall, pela empresa construtora do trecho monitorado, para dosagem das misturas asfálticas que foram executadas na BR158. Na mistura colocada na camada inferior do revestimento obteve-se um teor de betume de 5,85%, volume de vazios de 3,93% bem como VAM de 17,04%, RBV de 76,92 %, densidade aparente de $2,223 \text{ g/cm}^3$, densidade máxima medida pelo método RICE de $2,316 \text{ g/cm}^3$ e a relação filer betume foi de 0,97.

Para o revestimento superior e teor de betume foi 5,39%, 3,83% de Volume de Vazios, 15,92% de VAM e 76,58% de RBV; encontrou-se também uma densidade aparente de

2,24g/cm³, um valor de 2,329g/cm³ para densidade máxima medida pelo método RICE e 1,11 para relação filer betume.

A Figura 29 ilustra o acompanhamento da execução do revestimento do trecho monitorado do Trevo dos Quartéis.



(a) Imprimação da Base



(b) Transporte da mistura de CA



(c) Temperatura da mistura de CA



(d) Aplicação do CA na pista



(d) Compactação do CA na pista



(e) Compactação do CA na pista

Figura 3.29: Aspectos do acompanhamento da execução do Revestimento no Trevo dos Quartéis

Assim como nos outros dois trechos monitorados também foi realizada a extração de corpos de prova para realização dos ensaios de Módulo de Resiliência, Resistência a Tração e Grau de Compactação em laboratório. As extrações foram realizadas 1 mês e 4 meses após a liberação do tráfego e os valores encontrados estão apresentados na Tabela 3.21.

Tabela 3.21: MR, RT e Grau de Compactação para CPs extraídos do Trevo dos Quartéis

Data da Extração	Ensaio	Norma	Valor
1 mês	Módulo de Resiliência (MPa)	DNIT-ME 135/2010	1898
	Resistência à Tração (MPa)	DNIT-ME 136/2010	0,53
	Grau de Compactação (%)	DNIT-ME 117/1994	90,85
	Grau de Compactação (%)	NBR 15573/2012	87,90
4 meses	Módulo de Resiliência (MPa)	DNIT-ME 135/2010	2348
	Resistência à Tração (MPa)	DNIT-ME 136/2010	0,54
	Grau de Compactação (%)	DNIT-ME 117/1994	92,06
	Grau de Compactação (%)	NBR 15573/2012	90,55

O processo de extração dos corpos de prova e fechamento dos furos da extração pode ser visualizado na Figura de 3.30.



(a) Extração do testemunho



(b) Remoção do testemunho da broca



(c) Testemunho da mistura de CA



(d) Fechamento do furo da extração

Figura 3.30: Processo de extração de corpos de prova no Trevo dos Quartéis

Assim como para os outros dois trechos monitorados, para melhor visualização das características dos materiais utilizados nas camadas do trecho monitorado do Trevo dos Quartéis, foi confeccionada a Tabela 3.22 que resume todos os dados obtidos.

Tabela 3.22: Caracterizações dos materiais utilizados nas camadas do Trevo dos Quartéis

		Ensaio	Norma	Valor
Subleito		Limite de Liquidez (%)	DNER ME 122/1994	33,22
		Limite de Plasticidade (%)	DNER ME 082/1994	18,00
		Massa Espec. Apar. Seca Máxima (g/cm ³)	DNER ME 129/1994	1,820
		Teor de Umidade (%)	DNER ME 129/1994	16,6
		CBR (%)	DNER ME 049/1994	7,25
		Expansão (mm)	DNER ME 049/1994	0,24
		Densidade Real (g/cm ³)	DNER ME 093/1994	2,668
	Base		Abrasão Los Angeles (%)	ASTM C 131/2006
		Massa Espec. Apar. Seca Máxima (g/cm ³)	DNER ME 129/1994	2,265
		Teor de Umidade (%)	DNER ME 129/1994	8,0
		CBR (%)	DNER ME 049/1994	117,39
		Expansão (mm)	DNER ME 049/1994	0,00
Revestimento Inferior	Agregados	Abrasão Los Angeles (%)	ASTM C 131/2006	15,96
		Massa Específica Real Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,676
		Massa Específica Aparente Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,450
		Absorção (%)	ASTM C 127/2007	3,5
		Massa Específica Real Miúdo (g/cm ³)	ASTM C 128/2007	2,672
		Índice de Lamelaridade (%)	ASTM D 4791/2007	5,42
		Equivalente de Areia (%)	AASHTO T 176/2008	60,7
		Massa Específica Real Material Fin. Pulverizado (g/cm ³)	DNER-ME 085/1994	2,721
	Sanidade (%)	ASTM C 88/2005	2,33	
	CAP	Recuperação Elástica a 25°C (%)	NBR 6293/2001	15,0
		Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560/2008	47,0
		Ponto de Fulgor em Vaso Aberto de Cleveland (°C)	NBR 11341/2008	359
		Penetração a 25°C (10 ⁻¹ mm)	NBR 6576/2007	57
		Massa Específica a 25°C (g/cm ³)	NBR 6296/2004	1,008
	Mistura	Teor de Betume (%)		5,85
		VOLUME de Vazios (%)		3,93
		Vazios de Agregado Mineral - VAM (%)	ABNT NBR 12891:93	17,4
		Relação Betume Vazios (%)		76,92
		Relação Filler Betume		0,97
		Densidade Aparente (g/cm ³)	DAER/RS-EL 212/01	2,223
Densidade Máxima Medida - RICE (g/cm ³)		NBR15619/2012	2,329	
Revestimento Superior	Agregados	Abrasão Los Angeles (%)	ASTM C 131/2006	11,80
		Massa Específica Real Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,645
		Massa Específica Aparente Graudo (g/cm ³)	ASTM C 127/2007	2,493
		Absorção (%)	ASTM C 127/2007	2,3
		Massa Específica Real Miúdo (g/cm ³)	ASTM C 128/2007	2,681
		Índice de Lamelaridade (%)	ASTM D 4791/2007	3,43
		Equivalente de Areia (%)	AASHTO T 176/2008	69,4
		Massa Específica Real Material Fin. Pulverizado (g/cm ³)	DNER-ME 085/1994	2,669
Sanidade (%)	ASTM C 88/2005	1,56		

Continua

Revestimento Superior	CAP	Recuperação Elastica a 25°C (%)	NBR 6293/2001	13,5
		Ponto de Amolecimento (°C)	NBR 6560/2008	49,0
		Ponto de Fulgor em Vaso Aberto de Cleveland (°C)	NBR 11341/2008	342
		Penetração a 25°C (10 ⁻¹ mm)	NBR 6576/2007	59
		Massa Específica a 25°C (g/cm ³)	NBR 6296/2004	1,007
	Mistura	Teor de Betume (%)	ABNT NBR 12891:93	5,39
		Voume de Vazios (%)		3,83
		Vazios de Agregado Mineral - VAM (%)		15,92
		Relação Betume Vazios (%)		76,58
		Relação Filler Betume		1,11
		Densidade Aparente (g/cm ³)	DAER/RS-EL 212/01	2,24
		Densidade Máxima Medida - RICE (g/cm ³)	NBR15619/2012	2,329

3.3 AVALIAÇÕES FUNCIONAIS E ESTRUTURAIS

3.3.1 Macrotextura

A determinação da Macrotextura da superfície do concreto asfáltico foi realizada pelo método da mancha de areia, seguindo a norma ASTM E 965/2006. Em todos os trechos experimentais foi adotado cinco estacas para realização do ensaio, sendo em todos os trechos realizado nas estacas 3, 5, 7, 9 e 11, sendo realizado o ensaio na trilha de roda externa da faixa externa (mais carreadada).

Este ensaio serve para verificar a profundidade média da Macrotextura (HS) da superfície do pavimento. Esta Macrotextura possibilita o escoamento da água que chegar nesta superfície; quanto maior a macrotextura maior o escoamento. Sua classificação segundo o Manual de Restauração do DNIT (2006) está apresentada na Tabela 3.23.

Tabela 3.23: Classes de macrotextura pelo método da 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

A Figura 3.31 ilustra o processo de realização do ensaio de mancha de areia.



Figura 3.31: Etapas de realização do ensaio de Mancha de Areia

Este ensaio foi realizado nos períodos de 1 mês, 6 meses, 13 meses, 19 meses e 25 meses após a liberação do tráfego na Avenida Roraima; na Avenida Hélio Basso foram nos períodos de 1 mês, 7 meses, 13 meses e 19 meses após a liberação do tráfego. No trecho do Trevo dos Quartéis após a liberação do tráfego foi realizado o primeiro ensaio depois de 1 mês, o segundo levantamento foi 6 meses após a liberação do tráfego.

3.3.2 Microtextura

Os ensaios de Microtextura foram realizados com o Pêndulo Britânico e seguiu a norma ASTM E 303/2008, sendo realizados nas mesmas datas e locais do ensaio de Mancha

de Areia nos três trechos monitorados, para posterior cruzamento dos dados dos dois ensaios e determinação do valor do International Friction Index (IFI).

Este ensaio tem como principal objetivo medir a textura dos agregados que estão aparentes na mistura naquele momento do ensaio, determinando se este agregado está polido ou rugoso como é mostrado na Tabela 3.24.

Tabela 3.24: 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, 2006

Foi feita a limpeza da superfície do pavimento no mesmo ponto onde foi realizada a mancha de areia. Posicionou-se o pêndulo, e fez-se seu nivelamento, testando para que a sapata passasse exatamente entre dois pontos específicos. Desta forma, garante-se que o ensaio esta sendo realizado com a mesma área de contato. A partir deste ajuste o pavimento foi molhado sempre que a leitura fosse feita, sendo que foram coletadas cinco determinações para cada ponto. A Figura de 3.32 ilustra a realização dos ensaios de Pêndulo Britânico.



(a) Colocação do Pêndulo na posição



(b) Ajuste do Pêndulo

Continua

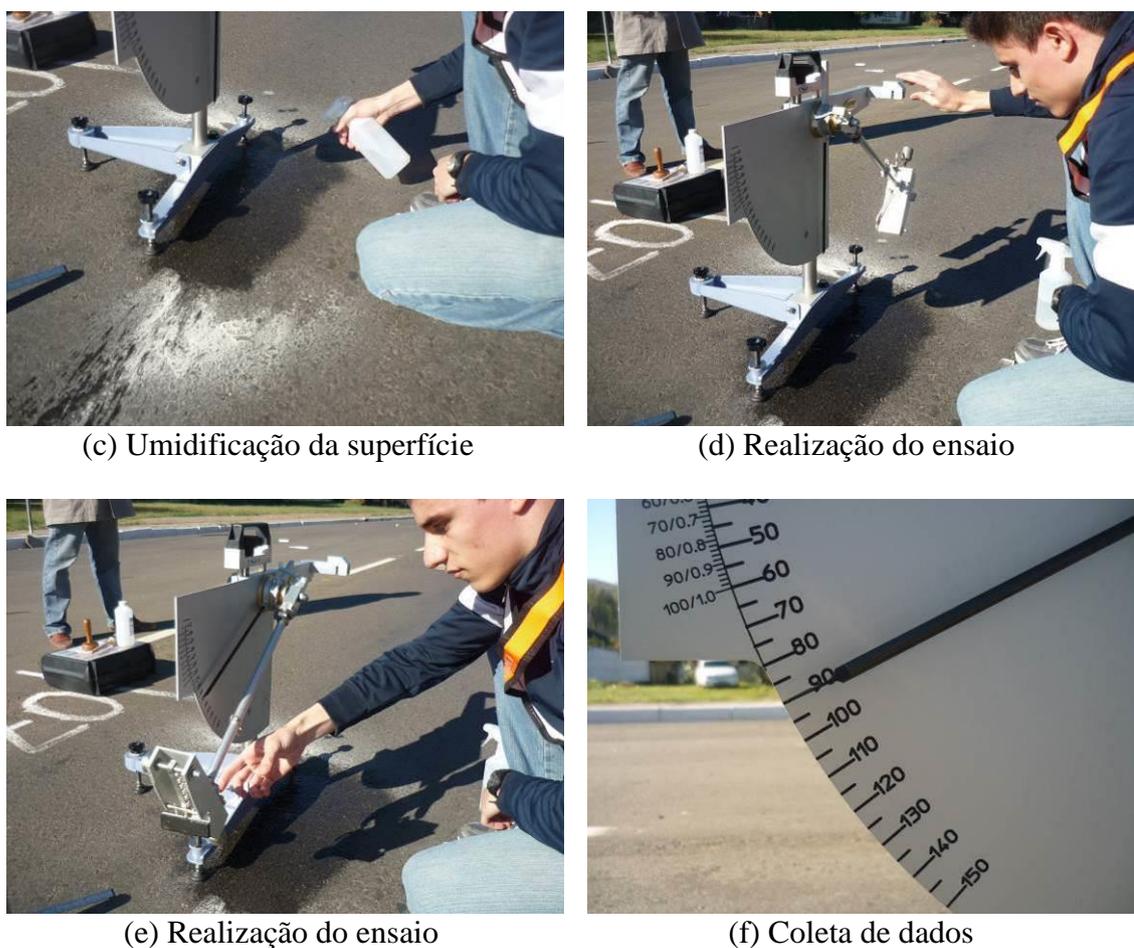


Figura 3.32: Aspectos da realização do ensaio de Pêndulo Britânico

3.3.3 International Friction Index - IFI

Para fazer o cálculo do IFI deve-se fazer o cruzamento dos dados do ensaio da macrotextura e da microtextura encontrados nos ensaios de Mancha de Areia e Pêndulo Britânico. Com o cálculo do IFI é possível verificar se o pavimento está proporcionando condições de atrito e segurança ao usuário. Os intervalos de atrito para avaliação do pavimento estão apresentados na Tabela 3.25 seguindo DNIT (2006).

Tabela 3.25: Limites de classificação do IFI

Limites de IFI		
Péssimo	<0,06	
Ruim	0,06	0,12
Regular	0,13	0,16
Bom	0,17	0,3
Ótimo	>0,30	

Fonte: DNIT, 2006

Usando algumas equações que seguem a norma ASTM E 1960/1998 é possível chegar a valores harmonizados do IFI para velocidade padrão de 60 km/h, ou para qualquer outra velocidade plotando um gráfico que possibilita o encontro de um valor de atrito para qualquer velocidade como é mostrado na Figura 3.33 segundo Aps (2006).

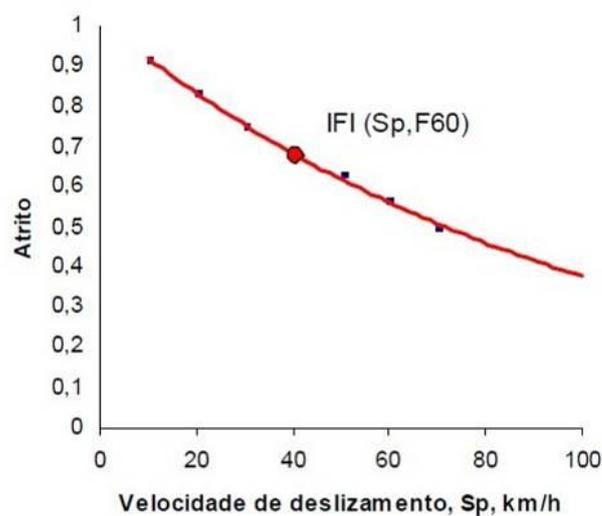


Figura 3.33: Modelo de IFI

Fonte: APS, 2006

3.3.4 International Roughness Index – IRI

O ensaio de irregularidade longitudinal do pavimento (International Roughness Index – IRI) foi realizado seguindo a norma ASTM E 950/2004 utilizando sensores a laser. Este

levantamento foi realizado nos dias 14, 22 e 27 meses após a liberação ao tráfego na Avenida Roraima, aos 9, 16 e 21 meses após a liberação ao tráfego na Avenida Hélio Basso e aos 2 e 7 meses após a liberação do tráfego no Trevo dos Quartéis.

Este ensaio tem por finalidade o levantamento das irregularidades longitudinais existentes no pavimento ao longo do trecho, e nesta pesquisa foi realizado com uma barra com cinco sensores a laser colocado na parte frontal de um veículo, como mostrado na Figura 3.34, que se desloca pela via medindo a irregularidade do pavimento. Nos trechos monitorados estudados este levantamento foi realizado pela empresa Pavesys nas duas faixas de rolamento (interna e externa), porém serão analisados apenas os dados obtidos na faixa externa por se tratar da faixa mais carregada.



Figura 3.34: Veículo com barra que contém cinco sensores a laser

3.3.5 Afundamento em Trilha de Roda - ATR

As medidas de ATR (Afundamento em Trilha de Roda) foram realizadas utilizando a barra com cinco sensores a laser, concomitantemente com o ensaio de IRI nas faixas internas e externas de rolamento, porém para obtenção dos ATR avalia-se apenas a irregularidade transversal à via. A Figura 3.35 ilustra um exemplo de ATR bastante elevado segundo Balbo (2007).



Figura 3.35: Exemplo de deformações em trilhas de roda de pavimento flexível

Fonte: Balbo, 2007

3.3.6 Levantamento de Defeitos

A avaliação de defeitos foi realizada obedecendo ao manual de execução de trechos monitorados da Rede Temática do Asfalto (2012). Este levantamento tem como objetivo a avaliação do desempenho dos pavimentos dos trechos experimentais frente à ação do tráfego e do clima, verificando assim sua capacidade mecânica ao longo do tempo. Esta avaliação, em todos os trechos experimentais, foi realizada nas duas faixas de rolamento. Uma tabela foi montada e está formatada para anotar os defeitos em um retângulo de um metro de comprimento por um terço da largura da faixa. Um exemplo desta avaliação está apresentado na Figura 3.36.

Trecho Monitorado RORAIMA - 19/12/2013													
Estaca		1m	2m	3m	4m	5m	6m	7m	8m	9m	10m	11m	12m
Faixa Interna	TE												
	CE												
	TI												
Faixa Externa	TI												TIF-B
	CE					TIF-A		TIT-A	TIT-B		TIT-B		
	TE	TIF-A AFL	TIF-B				TIF-B						

Figura 3.36: Exemplo do mapeamento dos defeitos entre duas estacas

Onde: TIF-B: Trinca Interligada de Fadiga severidade Baixa

TIF-A: Trinca Interligada de Fadiga severidade Alta

TIT-B: Trinca Isolada Transversal severidade Baixa

TIT-A: Trinca Isolada Transversal severidade Alta

AFL: Afundamentos Localizados

Os levantamentos na Avenida Roraima foram realizados nos períodos de 1 mês, 6 meses, 13 meses, 19 meses e 25 meses após a liberação do tráfego. Já na primeira avaliação de defeitos foi verificado algum tipo de defeito como trincas longitudinais e trincas transversais com severidades baixas e altas. No ensaio realizado 13 meses após a liberação do tráfego o pavimento já apresentava trincas interligadas por fadiga de severidade alta e até mesmo afundamentos localizados.

Na Avenida Hélvio Basso foi realizada a avaliação nos períodos de 1 mês, 7 meses, 13 meses e 19 meses após a liberação do tráfego, sendo que o primeiro defeito a ser verificado foi durante a realização do levantamento de 19 meses após a liberação do tráfego onde foram visualizadas pequenas trincas isoladas transversais e longitudinais de severidade baixa.

No Trevo dos Quartéis realizou-se uma avaliação logo após a liberação do tráfego sendo que o pavimento estava em perfeitas condições de rolamento sem a apresentação de

defeitos. Porém 6 meses após a liberação do tráfego pôde-se verificar a presença de trincas isoladas de severidade baixa em vários pontos do trecho monitorado.

3.3.7 Viga Benkelman

Foi realizado o ensaio de determinação das deflexões pela viga Benkelman seguindo a norma DNIT ME 133/2010. O ensaio foi realizado com a utilização de caminhão de eixo traseiro simples de rodas duplas com uma carga de aproximadamente 8200kg sobre o eixo traseiro e pressão de inflação dos pneus de aproximadamente 0,55 MPa.

Foram realizados os levantamentos em todas as estacas que compõem a extensão do trecho, sendo que as distancias entre as estacas eram de 20 em 20 metros. Assim, no trecho da Avenida Roraima, que tem uma extensão de 240 metros, foram 13 estacas (estaca 0 a 12), já os outros dois trechos, com extensão de 300 metros, foram medidas as deflexões em 15 estacas (estaca 1 a 15).

Na faixa externa de todos os trechos experimentais, por se tratar da faixa mais carregada, foi realizado o levantamento com bacia completa nas distâncias de 0cm, 12,5cm, 25cm, 40cm, 60cm, 80cm, 100cm, 120cm, 140cm, 160cm, 180cm, 200cm, 220cm, 240cm, 260cm, 280cm e 300cm. Na faixa interna foram realizados os levantamentos apenas nas distâncias 0cm, 25cm e 300cm para obtenção apenas das deflexões máximas e os raios de curvatura de cada uma das estacas.

Além da coleta das leituras das deflexões do pavimento foram realizadas também as leituras das temperaturas do pavimento em cada um dos pontos avaliados para uma posterior correção das deflexões encontradas em função da temperatura do pavimento. Tais correções foram realizadas empregando o fator de correção da temperatura apresentado na Equação 3.5, retirada do ábaco do DER-SP (2006) por Ribas (2014). Foi multiplicado cada valor, de cada distância de deflexão anotada em campo, por esse fator, encontrando assim a deflexão em cada ponto para uma temperatura de referência de 25°C.

$$F_t = \frac{1}{\left(\left(\frac{Hc}{1000} \right) \times (t - 25) \right) + 1} \quad (\text{Equação 3.5})$$

Onde: F_t = Fator de correção da temperatura ;

H_c = espessura do pavimento (cm);

t = temperatura do pavimento no momento do ensaio ($^{\circ}\text{C}$).

É possível se fazer o controle tecnológico construtivo das camadas do pavimento com a medida de deflexão. Quando o ensaio é realizado nas camadas subjacentes à camada do revestimento é pode se verificar a necessidade ou não de uma melhor compactação de uma das camadas; já na camada do revestimento serve para verificar a necessidade de um reforço do pavimento que pode estar com sua vida útil excedida caso apresente deflexões muito elevadas.

O primeiro levantamento na Avenida Roraima foi realizado no dia 30/11/2012 antes da execução do recapeamento asfáltico, os demais levantamentos foram realizados 1 mês, 6 meses, 13 meses, 20 meses, 23 meses e 27 meses após a liberação do tráfego. Os procedimentos durante os levantamentos estão representados na Figura 3.37.



(a) Realização do ensaio de VB



(b) Deslocamento do Caminhão



(c) Medição da temperatura da pista



(d) Coleta dos dados de deflexão

Continua



(e) Coleta de dados das deflexões



(f) Exibição da leitura de deflexão

Figura 3.37: Etapas de obtenção das deflexões por Viga Benkelman

Na Avenida Hélyvio Basso o primeiro levantamento foi realizado no dia 01/03/2012 na camada de base do pavimento antes da colocação do revestimento asfáltico, apenas para obtenção das deflexões máximas no trecho. O primeiro ensaio de Viga Benkelman no revestimento asfáltico foi realizado antes da liberação do tráfego no dia 16/05/2013, os demais ensaios foram realizados nos períodos de 1 mês, 7 meses, 14 meses, 17 meses e 21 meses após a liberação do tráfego.

No Trevo dos Quartéis a camada superior de revestimento foi realizada no dia 11 de julho de 2014 e a liberação do tráfego foi no dia 15/07/2014. O primeiro levantamento foi realizado no dia 14 de agosto de 2014, 1 mês após a liberação do tráfego; ainda foi realizado ensaios com Viga Benkelman 3 e 7 meses após a liberação do tráfego.

3.3.8 Falling Weight Deflectometer – FWD

Foi realizada, também, a determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo Falling Weight Deflectometer - FWD seguindo especificação indicada pela norma DNER PRO 273/1996. Foi utilizado equipamento de marca Kuab da empresa Pavesys, mostrado na Figura 3.38 e em todos os trechos monitorados foram realizadas nas mesmas estacas onde foram feitos os ensaios com Viga Benkelman. As bacias de deflexão com este equipamento ocorreram nas distância de 0cm, 20cm, 30cm, 45cm, 60cm, 90cm e 120cm por sensores localizados nestas distâncias como pode ser visto na Figura 3.38 (b).



Figura 3.38: Equipamento para obtenção de deflexões por FWD marca Kuab

O levantamento com FWD ocorre através da queda de um conjunto de massas, usualmente calibrado com uma carga de aproximadamente 4100kgf, causando a propagação de uma energia de deslocamento nas camadas do pavimento. Esta energia é captada por sensores posicionados nestas distâncias mencionadas, e assim se obtém as deflexões típicas do pavimento no momento do ensaio.

Este ensaio foi realizado no dia 21 de janeiro de 2013 somente na Avenida Roraima, aproximadamente 2 meses após a liberação ao tráfego, e no dia 02 de fevereiro de 2014 nas Avenidas Roraima (14 meses) e Hélivio Basso (9 meses). Já nos dias 13/10/2014 e 18/02/2015 realizaram-se estes levantamentos nos três trechos monitorados, sendo 23 e 27 meses após a liberação do tráfego na Avenida Roraima, 17 e 21 meses na Avenida Hélivio Basso e 3 e 7 meses no Trevo dos Quartéis. Assim como no ensaio realizado com a Viga Benkelman, a coleta dos dados realizada com o FWD possibilita verificar se a camada do revestimento necessita ou não de um reforço no pavimento que pode estar com sua vida útil excedida caso apresente deflexões muito elevadas.

3.3.9 Módulos de Resiliência por Retroanálise

Com os valores de deflexão tanto da Viga Benkelman quanto do FWD já corrigidos para a temperatura de 25°C fez-se uso do software BAKFAA (2013) para realização da

retroanálise das bacias de deformação para estimar os Módulos de Resiliência (MR) das camadas que compõem cada trecho monitorado.

O software admite apenas bacias de no máximo 7 pontos de distâncias de leituras em uma única estaca; como nos ensaios realizados com Viga Benkelman, é possível a coleta de até 17 leituras de deflexões nas distâncias citadas no Item 3.4.1 para cada estaca. Nas bacias com mais de 7 leituras coletadas, foram escolhidos apenas os 7 primeiros pontos de forma a bem representar a bacia de deflexões, uma vez que estes pontos tem uma maior representatividade nos valores de módulo de resiliência das camadas do pavimento.

Como o software esta calibrado para um carregamento utilizado no ensaio de FWD, onde a carga é aplicada em apenas uma área, foi necessário realizar também uma adequação da área de contato pneu pavimento no ensaio de Viga Benkelman. Essa adequação foi feita através do cálculo da área equivalente de aplicação de carga, passando de duas áreas de contato real (duas rodas) para uma área de contato equivalente de um círculo, como no caso da área de contato do FWD.

Com os valores de deflexões corrigidos, as espessuras das camadas, os coeficiente de Poisson adotados de cada uma das camadas e a carga equivalente bem como o raio de contato equivalente já calculados, foram inseridos no software e realizadas as retroanálises através da interface do programa como apresentado na Figura 3.39.

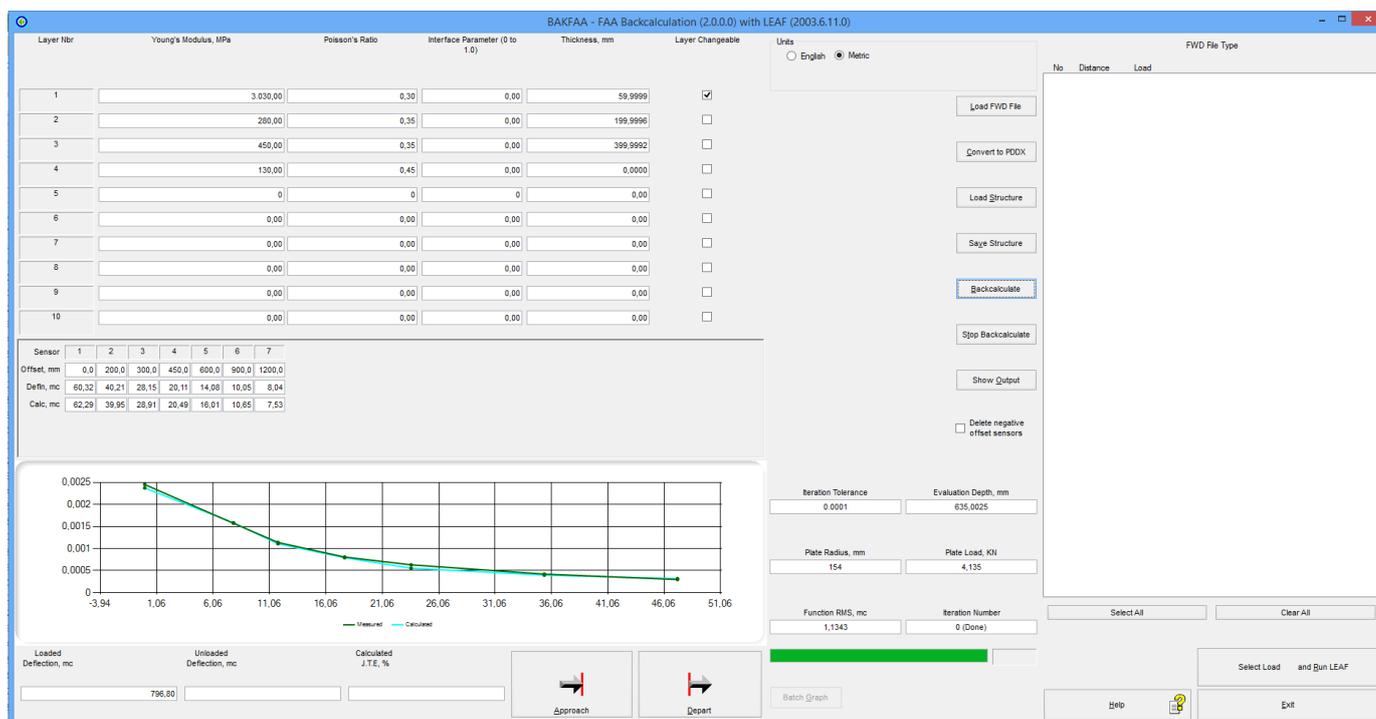


Figura 3.39: Exemplo de retroanálise no software BAKFAA

Os coeficientes de Poisson utilizados nessa pesquisa foi 0,30 para materiais asfálticos a 25°C tendo como referência Specht (2004). Segundo Medina e Motta (2015) para materiais granulares é indicado coeficiente de Poisson igual a 0,35; para solos argilosos, como esta no subleito dos trechos, é indicado coeficiente de Poisson de 0,45.

O programa apresenta a curva obtida em campo e uma curva teórica de deflexão gerada pelo programa bem como os valores de MR estimados de cada camada. Este procedimento busca o melhor ajuste da curva encontrada no programa com a curva encontrada no levantamento de campo.

Para isso é variado os valores de módulos previstos tentando reduzir ao máximo o valor do erro médio quadrático (RMS) correspondente ao ajuste das duas curvas (teórica e de campo). Quando o valor do erro ficava o mais baixo possível eram salvos os valores de MR encontrados no BAKFAA.

Com os valores de MR de cada camada, referente a cada levantamento, realizou-se um tratamento estatístico onde se obteve a média dos valores de MR e o desvio padrão. Para definir o valor a ser considerado, optou-se por utilizar um intervalo de aceitação através da Equação 3.6, de maneira semelhante ao DNER PRO 011/1979. Como o número de amostras é de 13 para Avenida Roraima e 15 tanto para a Avenida Hélvio Basso quanto para o Trevo dos Quartéis em cada levantamento, a DNER PRO 011/1979 indica a utilização de $z = 2,5$, porém para ter uma maior confiabilidade nos dados utilizou-se $z = 2,0$.

$$\text{Intervalo} = \bar{x} \pm z * \sigma \quad \text{Equação 3.6}$$

Onde:

\bar{x} = Média dos n valores de Módulo de Resiliência da camada;

z = Coeficiente de majoração e minoração, em função do número de amostras;

σ = Desvio padrão.

Os valores que ficavam fora desse intervalo de aceitação eram retirados e recalculavam-se os valores da média e do desvio padrão e mais uma vez era verificado o intervalo de aceitação até que não houvesse mais valores fora deste intervalo e assim era obtido o valor da média dos MR de cada camada em cada levantamento.

4. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo estão apresentados, analisados e discutidos os resultados dos procedimentos de monitoramento dos trechos estudados, bem como dos modelos empíricos de previsão de desempenho de cada um dos parâmetros avaliados. Estão apresentadas também comparações dos modelos encontrados neste estudo com os modelos de previsão de desempenho apresentados na literatura para avaliar o comportamento das estruturas que foram monitoradas durante esta pesquisa.

Os modelos gerados nesta pesquisa tem seu espaço de inferência bem definido: Foram obtidos para as condições climáticas da região, materiais utilizados na construção das camadas dos trechos e tráfego que solicitou cada trecho. Por se tratar de trechos onde a solicitação foi feita basicamente por veículos leves e comerciais com baixa capacidade de carga, os números de solicitações equivalentes ao eixo padrão foram razoavelmente baixos, necessitando assim de um período maior de monitoramento.

Assim, todos os modelos apresentados nesta pesquisa devem ser utilizados em intervalos restritos ao número de solicitação (N), encontrados no último ensaio realizado em cada parâmetro. Qualquer extrapolação pode apresentar valores impróprios ao esperado, para o parâmetro que se busca obter a previsão do desempenho do pavimento.

Todas as análises dos parâmetros foram feitas em função do número de solicitações equivalentes ao eixo padrão, sendo calculado o FEC conforme recomendações da AASHTO, pelo fato dos modelos utilizados para comparação na literatura apresentarem também seus modelos segundo a AASHTO. Porém calculou-se também a solicitação equivalente ao eixo padrão segundo as recomendações da USACE no cálculo do FEC, por ser a forma cálculo utilizada no Brasil, encontrando assim a correlação entre os dois métodos para os trechos monitorados, o que pode ser verificado na Tabela 4.1. Os cálculos dos FECs pelas metodologias da AASHTO e USACE utilizaram as formulações indicadas pelo Manual de Tráfego do DNIT (2006).

Além disso, são mostrados no decorrer da pesquisa os modelos de previsão de desempenho para cada parâmetro analisado, calculados tanto pelo N da AASHTO quanto pelo da USACE, a fim de facilitar a utilização dos modelos e não haver necessidade de transformação de um método para outro.

Tabela 4.1: Número de solicitações e relação entre métodos de cálculo

Trecho Monitorado	Periodo Contagem (ano)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	$\frac{N_{USACE}}{N_{AASHTO}}$
Roraima	2013	3,57E+05	5,13E+05	1,44
	2014	3,61E+05	5,10E+05	1,41
Hélvio Basso	2013	5,12E+05	8,66E+05	1,69
	2014	5,93E+05	9,90E+05	1,67
Trevo dos Quartéis	2014	5,47E+05	1,18E+06	2,17

4.1 MACROTEXTURA

Um parâmetro que foi analisado durante o monitoramento dos trechos foi o desempenho da macrotextura do pavimento à medida que era solicitado. A partir dos dados obtidos com os levantamentos realizados nos trechos monitorados desde o primeiro mês após a abertura ao tráfego e com o número de solicitações equivalentes do eixo padrão para cada trecho, foi possível compilar os dados apresentados na Tabela 4.2 com valores de média, desvio padrão e coeficiente de variação da profundidade de macrotextura para cada um dos trechos nos períodos de monitoramento.

Tabela 4.2: Valores de Macrotextura nos trechos monitorados nesta pesquisa

Trecho Monitorado	Periodo Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	Macrotextura Média (mm)	Desvio Padrão (mm)	Coef. Variação (%)	Média + DP (mm)	Média - DP (mm)
Roraima	1	3,03E+04	4,36E+04	0,57	0,07	12,04	0,64	0,50
	6	1,79E+05	2,57E+05	0,40	0,03	8,33	0,43	0,37
	13	3,88E+05	5,57E+05	0,44	0,06	12,86	0,49	0,38
	19	5,69E+05	8,12E+05	0,42	0,08	18,34	0,50	0,34
	25	7,49E+05	1,07E+06	0,47	0,03	5,47	0,50	0,45
Hélvio Basso	1	4,35E+04	7,36E+04	0,35	0,06	15,65	0,41	0,30
	7	2,99E+05	5,05E+05	0,30	0,05	15,63	0,35	0,25
	13	6,38E+05	1,07E+06	0,29	0,01	4,51	0,31	0,28
Trevo dos Quartéis	19	9,34E+05	1,57E+06	0,30	0,04	12,39	0,34	0,26
	1	4,64E+04	1,01E+05	0,68	0,11	16,13	0,79	0,57
	6	2,74E+05	5,94E+05	0,48	0,05	10,21	0,53	0,43

Verifica-se na Tabela 4.2 que os valores de desvio padrão mostraram-se relativamente baixos, porém alguns valores de coeficiente da variação foram um pouco altos, como o obtido

no ensaio realizado no 19º mês após a liberação de tráfego da Avenida Roraima. Esse valor pode ter dado alto devido a variações de macrotextura entre os pontos de leitura ao longo do trecho, ou seja, alguns pontos podem ter um desgaste na superfície do pavimento diferente de outros, causando variação nos valores de macrotextura entre os pontos da pista. Com os dados da Tabela 4.2 confeccionou-se o gráfico mostrado na Figura 4.2 e assim analisar o comportamento da macrotextura em função do número de solicitações equivalentes do eixo padrão de forma mais eficaz.

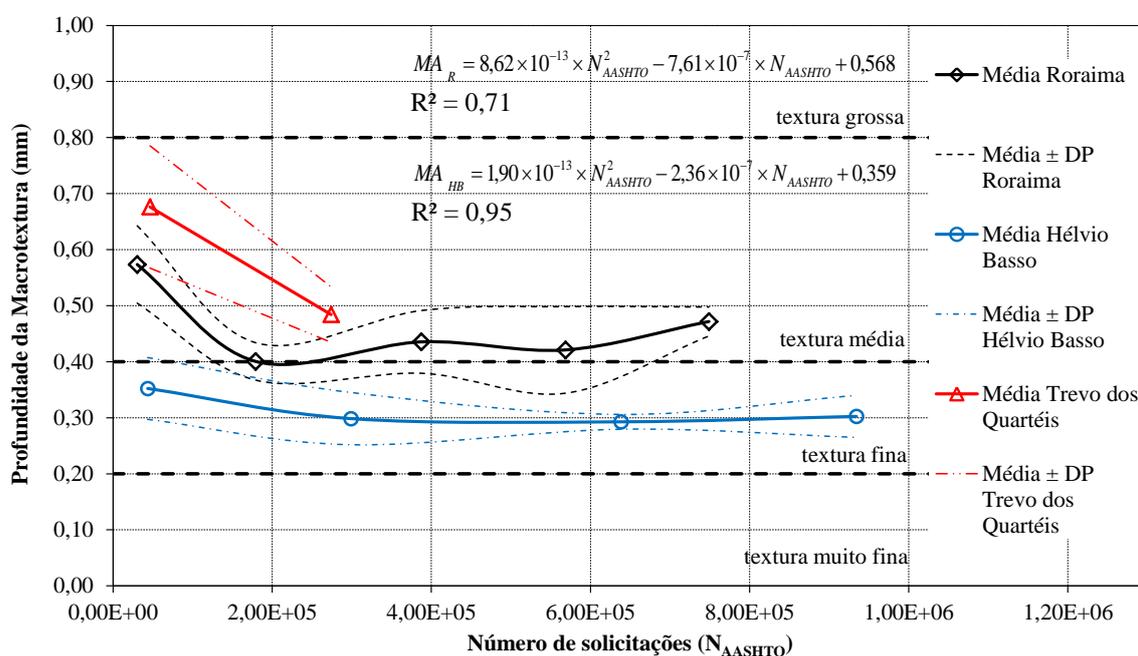


Figura 4.1: Comportamento da Macrotextura ao longo do tempo

Nos gráficos da Figura 4.1 são apresentadas as macrotexturas dos trechos monitorados da Avenida Roraima, Hélio Basso e Trevo dos Quartéis. O pavimento da Avenida Roraima obteve a classificação de textura média, no intervalo entre 0,41 e 0,80 mm, o que indica que o pavimento terá bom escoamento de água. O único valor que ficou fora deste intervalo de classificação foi o ensaio realizado no 6º mês após a liberação do tráfego, porém bastante próximo desta classificação, podendo ser até mesmo classificado nesta textura uma vez que o intervalo entre a média mais o desvio padrão está dentro desta classificação.

Observou-se ainda que ocorreu um aumento no valor da macrotextura no último ensaio da Avenida Roraima, isso pode ter ocorrido devido ao aparecimento de trincas interligadas de fadiga com severidade alta (com esborcinamento nas juntas das trincas), como

será comprovado no item 4.6, o que causou uma descontinuidade na superfície do pavimento e por consequência um aumento na macrotextura.

A Avenida Hélvio Basso teve seus valores de Macrotextura na faixa entre 0,21 e 0,40, o que classifica o pavimento como tendo uma textura fina, dificultando assim o escoamento da água em períodos chuvosos, causando insegurança ao usuário. A macrotextura deste trecho pode ter se apresentado baixa devido ao arranjo granulométrico da mistura e do grau de compactação mais alto em relação aos outros dois trechos, causando assim um fechamento maior dos vazios na superfície do pavimento.

Foram mostrados também os modelos de previsão de desempenho da macrotextura para as Avenidas Roraima e Hélvio Basso em função do número de solicitações do eixo padrão, calculados pelos métodos da AASHTO. Como foram realizados apenas dois levantamentos no Trevo dos Quartéis, uma vez que o trecho teve sua liberação ao tráfego a pouco tempo, não foi realizado um modelo de previsão de desempenho para este parâmetro neste trecho monitorado, sendo realizada apenas uma observação do comportamento da macrotextura em função do número de solicitações equivalentes do eixo padrão.

Observa-se que houve uma redução no valor da macrotextura à medida que o pavimento foi solicitado no Trevo dos Quartéis, o que também aconteceu nos outros dois trechos monitorados. Isso acontece devido ao preenchimento dos vazios existentes na superfície do pavimento com sujeiras e até mesmo borracha dos pneus dos veículos. Esta redução ocorre principalmente nos períodos iniciais pelo fato de que a primeira leitura foi realizada logo após a liberação da via aos veículos, logo, os vazios foram pouco preenchidos e a macrotextura se apresenta bem mais alta.

Vale salientar ainda que o trecho da Avenida Roraima tem velocidade de deslocamento máxima permitida de 50km/h; a Avenida Hélvio e o Trevo dos Quartéis tem velocidade máxima de deslocamento na via de 60km/h. Assim pode-se dizer que todos os trechos estão de acordo com as indicações de macrotextura, uma vez que para trechos com macrotextura fina é indicada velocidades inferiores a 80km/h.

Para verificação da confiabilidade nos modelos de previsão de macrotextura obtidos até o momento, fez-se o gráfico da Figura 4.2 onde é feita uma correlação dos valores obtidos em campo (observados) pelos valores encontrados com os modelos de previsão de desempenho. Quanto mais valores próximos da reta, maior a confiabilidade do modelo.

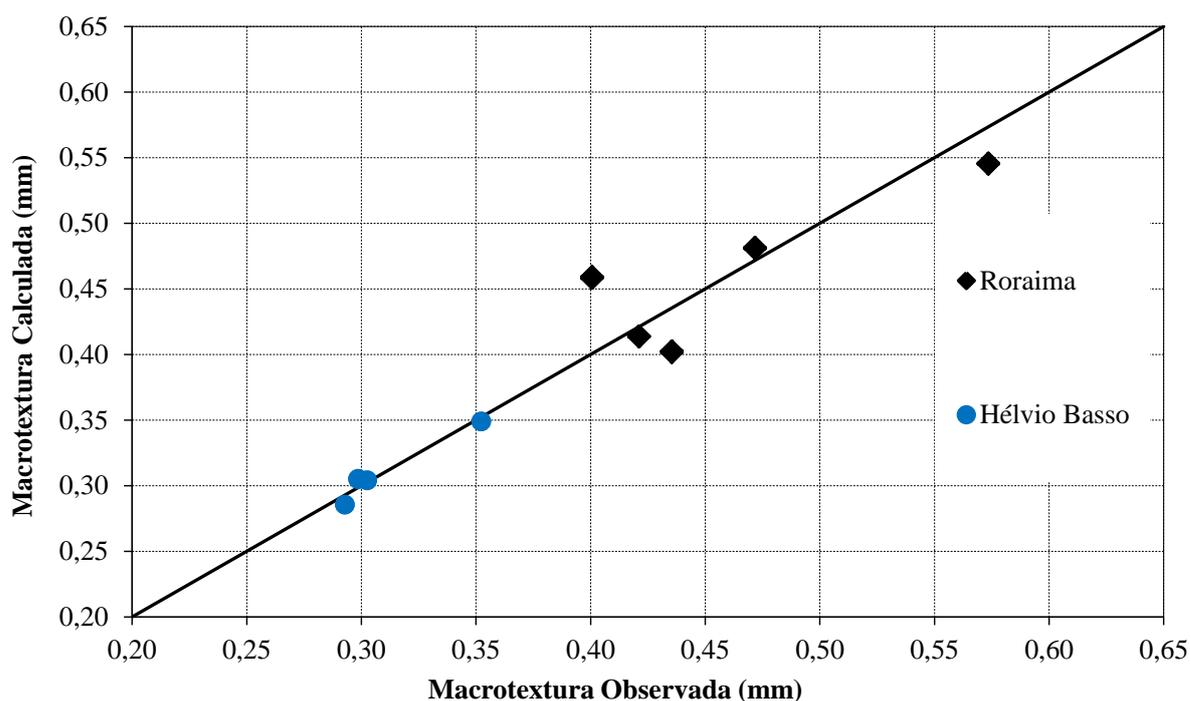


Figura 4.2: Comparativo entre valores observados e calculados para macrotextura

Verifica-se na Figura 4.2 que os valores dos modelos estão bem próximos das retas, principalmente para os da Avenida Hélio Basso, comprovando que os modelos estão de acordo com o comportamento visualizado em campo. Para corroborar com a confiabilidade dos modelos de previsão de desempenho, foi feita a Tabela 4.3 onde está em resumo os dois modelos encontrados para o parâmetro de macrotextura, bem como seus respectivos coeficientes de determinação (R^2), que mostra em percentagem o quanto o modelo consegue explicar os valores encontrados durante o ensaio, e Erro Padrão de Estimativa (ϵ_p) que avalia a precisão na unidade de medida do parâmetro estudado, pelo cálculo da raiz da soma das diferenças quadradas dividida pelo número de amostras menos dois.

Tabela 4.3: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de macrotextura, R^2 e ϵ_p

Método	Trecho Monitorado	Modelo de Previsão de Desempenho	R^2	ϵ_p (mm)
AASHTO	Avenida Roraima	$MA_R = 8,62 \times 10^{-13} \times N_{AASHTO}^2 - 7,61 \times 10^{-7} \times N_{AASHTO} + 0,568$	0,71	0,043
	Avenida Hélio Basso	$MA_{HB} = 1,90 \times 10^{-13} \times N_{AASHTO}^2 - 2,36 \times 10^{-7} \times N_{AASHTO} + 0,359$	0,95	0,007
USACE	Avenida Roraima	$MA_R = 4,26 \times 10^{-13} \times N_{USACE}^2 - 5,36 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 0,568$	0,71	0,043
	Avenida Hélio Basso	$MA_{HB} = 6,76 \times 10^{-14} \times N_{USACE}^2 - 1,41 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 0,359$	0,95	0,007

Onde: MA = Valor de Macrotextura da superfície do pavimento (mm);

N_{AASHTO} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da AASHTO;

N_{USACE} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da USACE;

R^2 = Coeficiente de determinação;

ε_p = Erro Padrão de Estimativa (mm).

Os valores de R^2 apresentados na Tabela 4.3, são considerados bons, comprovando que o ajustamento dos modelos está de acordo com os valores medidos. Pode-se verificar também que os erros padrão de estimativa estão bastante baixos mostrando que os valores encontrados com os modelos estão bem próximos aos valores apresentados em campo. Foram confeccionados os gráficos da Figura 4.3 para comparação dos modelos de previsão de desempenho encontrados para o parâmetro de macrotextura em função do número equivalente de solicitações do eixo padrão.

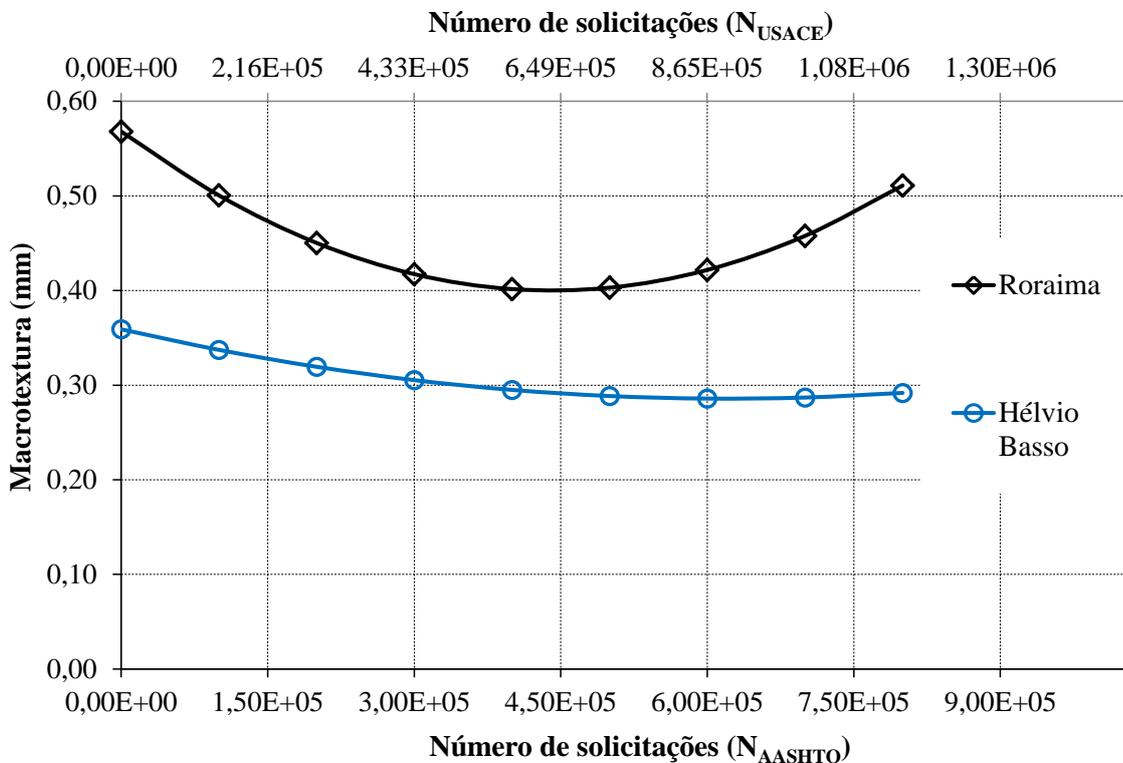


Figura 4.3: Comparação entre os modelos encontrados para Macrotextura

Os valores da macrotextura encontrados nos modelos para Avenida Hélvio Basso deram bem inferiores aos da Avenida Roraima, devido ao arranjo granulométrico e ao grau de compactacao que foi um pouco maior na Avenida Hélvio Basso, causando assim o fechamento dos vazios na superfície do pavimento.

Os modelos de previsão de desempenho das Avenidas Roraima e Hélvio Basso estão de acordo com o esperado ao longo do tempo, com maior reduçao inicial, e posteriormente um período em que a macrotextura continua reduzindo de forma menor com valores quase constantes. Porém, o modelo da Avenida Roraima tem comportamento adequado somente para um número de solicitações equivalentes do eixo padrão mais baixo, mas a elevaao no valor da macrotextura com o aumento do número de solicitações, não é esperado, o motivo desta elevaao foi devido ao surgimento de fissuras causando o aumento no valor da macrotextura.

4.2 MICROTTEXTURA

Outro parâmetro, assim como a macrotextura, que faz uma avaliaao funcional do pavimento é a microtextura, que neste estudo foi obtido com o Pêndulo Britânico como mostrado no item 3.3.2. Através dos ensaios foram obtidos os valores médios de microtextura para os três trechos monitorados à medida que o trecho era solicitado pelo tráfego. A Tabela 4.4 mostra os valores médios obtido de microtextura, bem como seus respectivos valores de desvio padrão e coeficiente de variaao.

Tabela 4.4: Valores de Microtextura nos trechos monitorados nesta pesquisa

Trecho Monitorado	Período Ensaio (meses)	N _{AASHTO}	N _{USACE}	Microtextura Média	Desvio Padrão	Coef. Variaao (%)	Média + DP	Média - DP
Roraima	1	3,03E+04	4,36E+04	84,25	4,28	5,08	88,53	79,97
	6	1,79E+05	2,57E+05	79,48	12,22	15,37	91,70	67,26
	13	3,88E+05	5,57E+05	29,80	2,54	8,53	32,34	27,26
	19	5,69E+05	8,12E+05	32,48	1,79	5,52	34,27	30,69
	25	7,49E+05	1,07E+06	37,52	2,08	5,55	39,60	35,44
Hélvio Basso	1	4,35E+04	7,36E+04	85,96	2,99	3,48	88,95	82,97
	7	2,99E+05	5,05E+05	35,32	1,31	3,70	36,63	34,01
	13	6,38E+05	1,07E+06	39,20	3,87	9,87	43,07	35,33
Trevo dos Quartéis	1	4,64E+04	1,01E+05	73,40	2,85	3,88	76,25	70,55
	6	2,74E+05	5,94E+05	31,16	0,91	2,94	32,07	30,25

Observou-se na Tabela 4.4 que os valores de desvio padrão e coeficiente de variação, no 6º mês após a liberação do tráfego da Avenida Roraima, estão um pouco elevados em relação aos outros ensaios, no entanto os valores obtidos nos demais ensaios foram bem baixos, mostrando a regularidade de operação durante os ensaios. Com os dados desta tabela realizou-se a Figura 4.4 que mostra o desempenho da microtextura em função do número de solicitações equivalentes do eixo padrão nos três trechos monitorados.

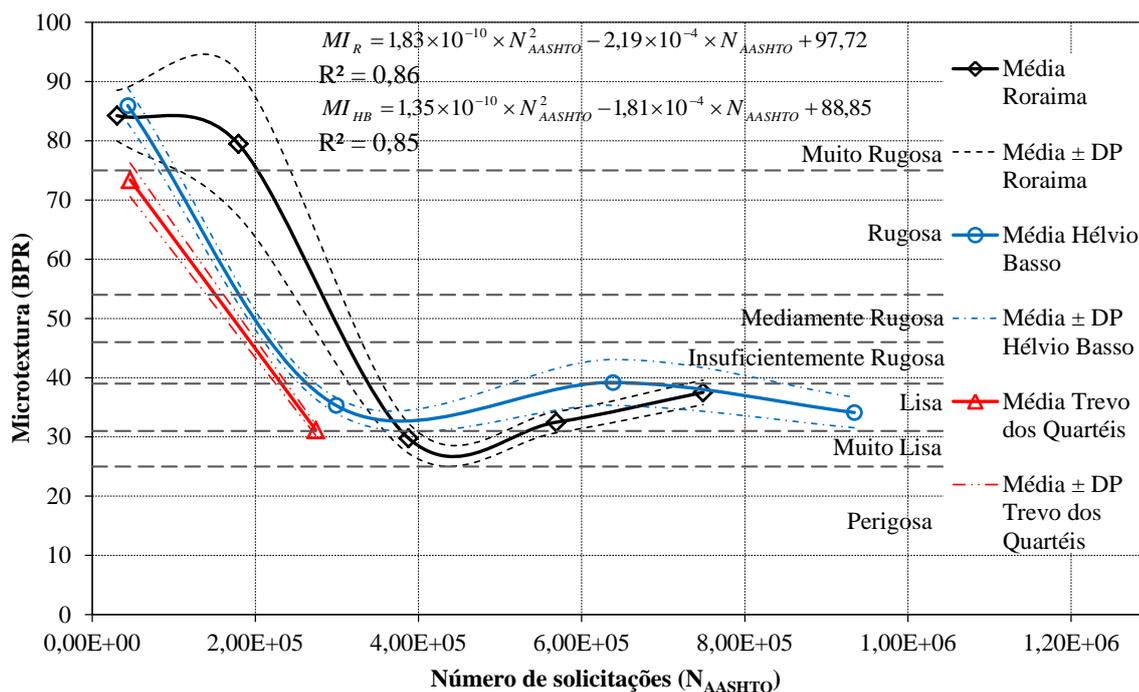


Figura 4.4: Comportamento da Microtextura ao longo do tempo

Na Figura 4.4 é possível verificar uma grande queda no valor da microtextura do ensaio realizado no 6º meses para o ensaio realizado no 13º meses após a liberação do tráfego, na Avenida Roraima. Esta queda pode ter ocorrido pelo fato de o agregado ter perdido a película de ligante asfáltico que o cobria passando o mesmo a sofrer desgaste através da solicitação do tráfego, diminuindo assim sua textura. Outra verificação é que a Avenida Roraima apresentou no ensaio de 13 meses após a liberação ao tráfego o menor valor de microtextura, isso pode ter ocorrido pelo fato de o agregado deste trecho ter valores de textura inferior aos da Avenida Hélio Basso, o que foi mostrado no ensaio de AIMS realizados no CENPES.

A mesma queda no valor da microtextura pode ser visualizada também para os outros dois trechos, porém esta queda ocorreu em um menor período de tempo. Apesar da redução da

microtextura nos trechos da Avenida Hélvio Basso e Trevo dos Quartéis terem ocorrido num período de tempo menor que a da Avenida Roraima, o número de solicitaoes equivalentes do eixo padrão em que ocorreu essa reduao foi bem próximo para os três casos, comprovando assim que o número de solicitaoes tem grande interferência no valor da microtextura.

A reduao no valor da microtextura no trecho do Trevo dos Quartéis foi de aproximadamente 58%, passando a microtextura de uma classificaao rugosa para uma classificaao lisa; na Avenida Hélvio Basso a reduao foi de 59% chegando a uma classificaao de microtextura insuficientemente rugosa. Já a Avenida Roraima teve a maior reduao de um ensaio para outro, tal reduao foi de 63% quando a microtextura no terceiro ensaio foi classificada como muito lisa, no penúltimo e no ultimo ensaio passou a ter uma classificaao de microtextura lisa.

Assim como no parâmetro de macrotextura, foi realizado o gráfico da Figura 4.5 onde é verificada a confiabilidade dos modelos de previsão de microtextura obtidos para os dois trechos monitorados com a correlaao dos valores obtidos em campo (observados) pelos valores encontrados com os modelos de previsão de desempenho. Quanto mais valores próximos da reta, maior a confiabilidade do modelo.

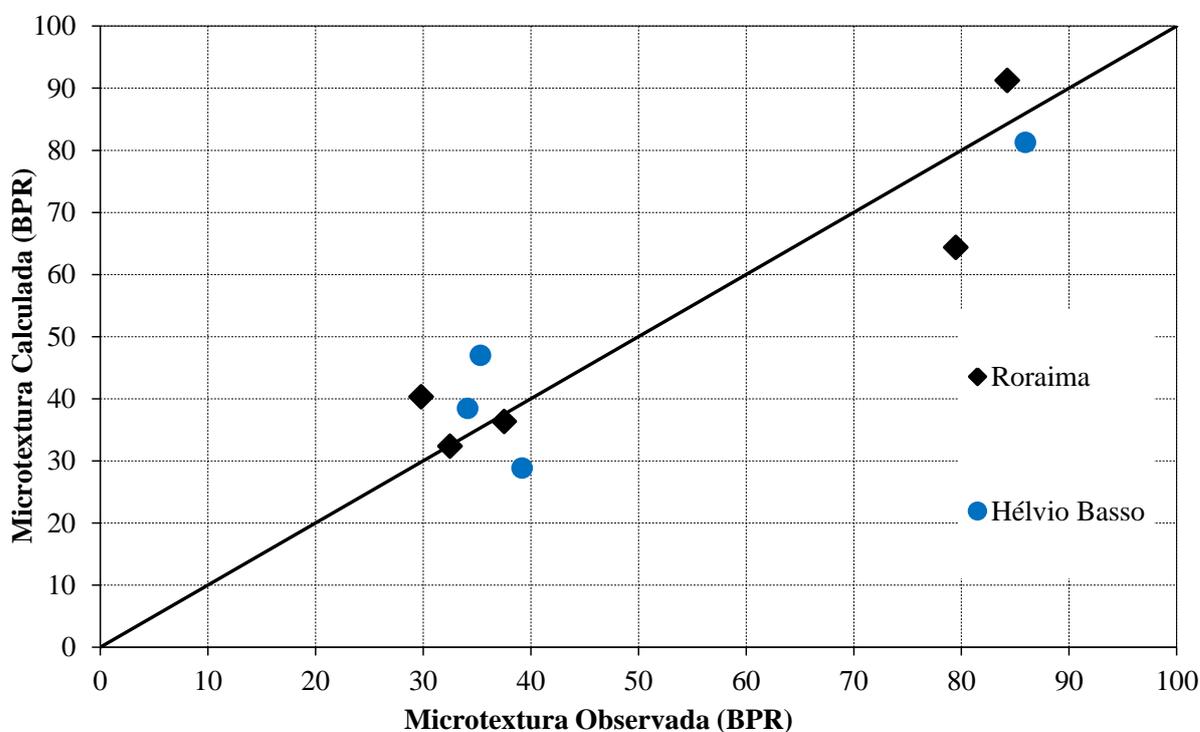


Figura 4.5: Comparativo entre valores observados e valores calculados para microtextura

Verifica-se na Figura 4.5 que os valores obtidos com o modelo de previsão de desempenho de microtextura para as Avenidas Roraima e Hélvio Basso estão bem coerentes em relaao aos valores obtidos em campo. Desta forma a confiabilidade nos modelos de previsão de desempenho encontrados para este parâmetro nos dois trechos monitorados é alta.

Mostra-se na Tabela 4.5 resumo dos modelos de previsão de desempenho encontrados para a microtextura e os valores de R^2 e Erro Padrão de Estimativa (ϵ_p) para cada modelo. Quanto maior o valor de R^2 e menor o valor de ϵ_p maior a confiabilidade do modelo.

Tabela 4.5: Resumo dos modelos de previsão de desempenho, R^2 e ϵ_p

Método	Trecho Monitorado	Modelo de Previsão de Desempenho	R^2	ϵ_p (BPR)
AASHTO	Avenida Roraima	$MI_R = 1,83 \times 10^{-10} \times N_{AASHTO}^2 - 2,19 \times 10^{-4} \times N_{AASHTO} + 97,72$	0,86	11,40
	Avenida Hélvio Basso	$MI_{HB} = 1,35 \times 10^{-10} \times N_{AASHTO}^2 - 1,81 \times 10^{-4} \times N_{AASHTO} + 88,85$	0,85	11,92
USACE	Avenida Roraima	$MI_R = 8,91 \times 10^{-11} \times N_{USACE}^2 - 1,53 \times 10^{-4} \times N_{USACE} + 97,75$	0,86	11,41
	Avenida Hélvio Basso	$MI_{HB} = 4,80 \times 10^{-11} \times N_{USACE}^2 - 1,08 \times 10^{-4} \times N_{USACE} + 89,02$	0,85	11,83

Onde: MI = Valor de Microtextura da superfície do pavimento (BPR);

N_{AASHTO} = Número equivalente de solicitaoes do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da AASHTO;

N_{USACE} = Número equivalente de solicitaoes do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da USACE;

R^2 = Coeficiente de determinaao;

ϵ_p = Erro Padrão de Estimativa (BPR).

Os valores de R^2 mostraram-se alto, comprovando que o ajustamento dos modelos condiz com os valores obtidos em campo, porém os valores de ϵ_p apresentaram-se elevados, uma vez que se obtiveram valores de microtextura próximos a 30 durante os ensaios e o ϵ_p foi aproximadamente 38% deste valor nas avenidas Roraima e Hélvio Basso. Assim deve haver parcimonia durante a utilizaao destes modelos, todavia serve como balizadores de prováveis resultados a serem encontrados na via. Realizou-se um comparativo entre os dois modelos de previsão de desempenho para microtextura que está mostrado na Figura 4.6.

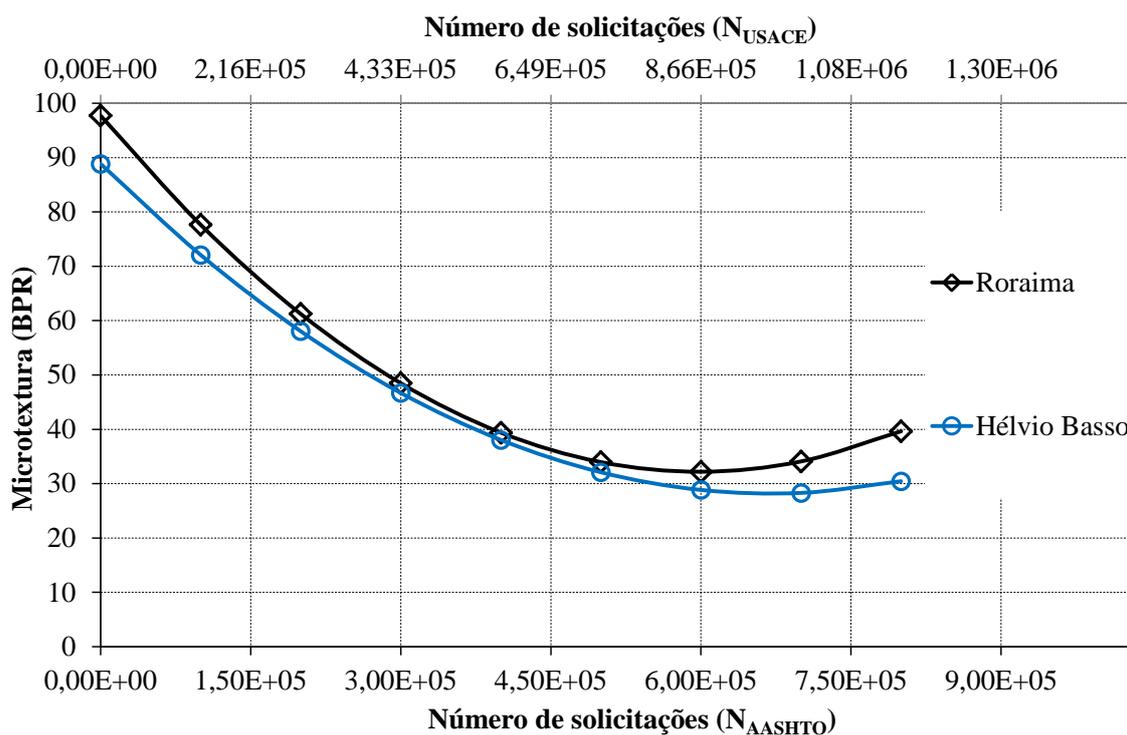


Figura 4.6: Comparação entre os modelos encontrados para Microtextura

A Figura 4.6 mostra um comportamento bem similar entre os dois modelos de previsão de desempenho encontrados, com uma queda bem acentuada na microtextura nas primeiras idades e uma pequena estabilidade no valor com o passar do tempo, mesmo com o acúmulo de solicitações. Porém o modelo da Avenida Roraima não se comportou adequadamente a partir do número acumulado de solicitação de $6,0 \times 10^5$, pois se visualiza um aumento no valor da microtextura, o que possivelmente não deveria e pode não se confirmar nas próximas medições.

4.3 INTERNATIONAL FRICTION INDEX - IFI

O international Friction Index é o valor harmonizado do atrito pneu-pavimento que possibilita maior segurança em manobras de curvas e frenagem dos veículos. Os valores de IFI foram obtidos pela combinação dos valores de Macrotextura e Microtextura, utilizando tais valores nas formulas contidas na norma ASTM E 1960/1998, sendo que o ensaios de Macro textura e Microtextura devem ser realizados na mesma data e local, somente assim é

possível o a combinação dos valores e a obtenção do IFI. Para o trecho monitorado da Avenida Roraima realizou-se a confecção do gráfico apresentado na Figura 4.7 onde é apresentado o comportamento dos valores de atrito, em cada um dos períodos de ensaio, em função da velocidade de deslocamento do veículo.

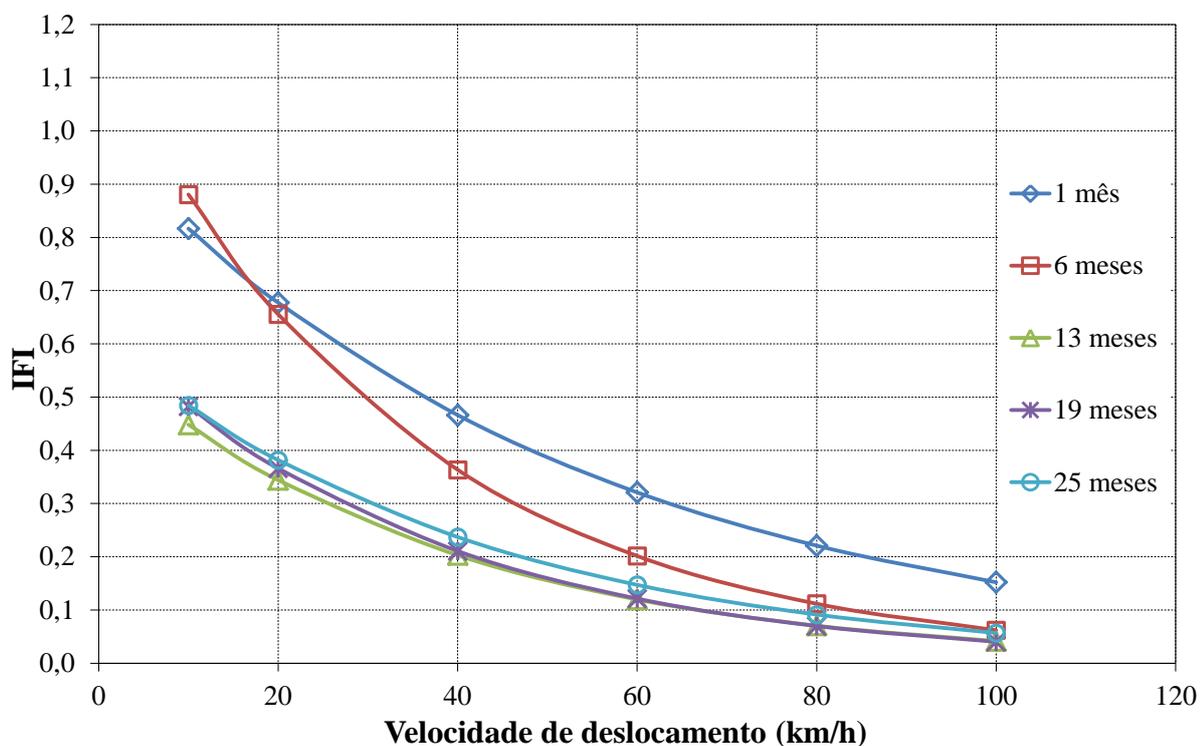


Figura 4.7: Comportamento do atrito em função da velocidade na Avenida Roraima

Pode-se verificar no gráfico da Figura 4.7 que à medida que a velocidade aumenta o atrito pneu pavimento reduz, porém no ensaio realizado no 6º mês após a liberação do tráfego essa redução ocorre de maneira mais significativa. Este fato ocorre pelo fato de o valor de macrotextura ser o menor encontrado nesta data em todos os ensaios, uma vez que a macrotextura é responsável pela aderência pneu-pavimento nas velocidades médias e altas.

Verifica-se também que com o passar do tempo e com o acúmulo de solicitações no pavimento, houve uma redução nos valores de IFI para uma mesma velocidade, como já era de se esperar, mas a partir do 13º mês de solicitações os valores se mantiveram quase constantes para uma mesma velocidade. Isso ocorreu devido à estabilização e constância nos valores principalmente de macrotextura. Encontrou-se também os modelos de IFI para AASHTO (Equação 4.1) e para USACE (Equação 4.2), para veículos que se deslocam a uma

velocidade de 60 km/h, uma vez que essa é a velocidade padrão da norma ASTM E 1960/1998 utilizada no cálculo do IFI.

$$IFI_R = 8,62 \times 10^{-13} \times N_{AASHTO}^2 - 8,98 \times 10^{-7} \times N_{AASHTO} + 0,34 \quad (\text{Equação 4.1})$$

$$R^2 = 0,99$$

$$IFI_R = 4,24 \times 10^{-13} \times N_{USACE}^2 - 6,31 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 0,34 \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$R^2 = 0,99$$

Para Avenida Hélvio Basso obtiveram-se os gráficos da Figura 4.8, também pela combinação de Macrotextura e Microtextura obtidos nos ensaios realizados no trecho monitorado em suas respectivas datas. A figura mostra ainda o modelo de previsão de desempenho de IFI encontrado para este trecho estudado.

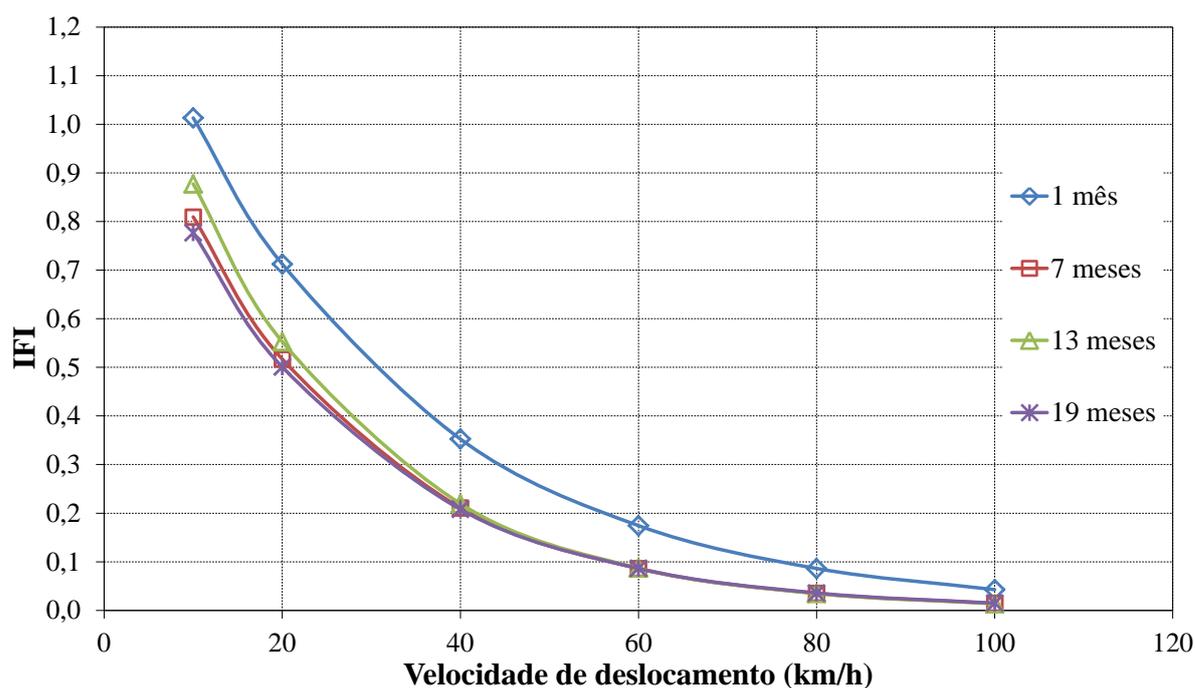


Figura 4.8: Comportamento do atrito em função da velocidade na Avenida Hélvio Basso

Visualiza-se na Figura 4.8 que há uma redução significativa nos valores do IFI em todos os períodos de monitoramento com o aumento das baixas velocidades, por exemplo, quando aumentada a velocidade de 20 km/h para 40 km/h, há uma redução no valor de atrito de até 60% no ensaio realizado 13 meses após a liberação do tráfego. Isso ocorreu justamente

pelo fato de este trecho ter apresentado os menores valores de macrotextura, classificada como fina, e assim reduzindo excessivamente o valor de IFI com o aumento da velocidade.

Nota-se ainda que a uma velocidade de 100 km/h os valores de atrito em praticamente todos os períodos de monitoramento são bem próximos de zero, o que é extremamente inseguro para o usuário da via. Encontrou-se ainda os modelos de IFI para AASHTO (Equação 4.1) e para USACE (Equação 4.2) para veículos que se deslocam a uma velocidade de 60 km/h.

$$IFI_{HB} = 2,60 \times 10^{-13} \times N_{AASHTO}^2 - 3,38 \times 10^{-7} \times N_{AASHTO} + 0,18 \quad (\text{Equação 4.1})$$

$$R^2 = 0,89$$

$$IFI_R = 9,27 \times 10^{-14} \times N_{USACE}^2 - 2,03 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 0,18 \quad (\text{Equação 4.2})$$

$$R^2 = 0,89$$

No Trevo dos Quartéis a combinação dos dados de macrotextura e microtextura obtidos nos ensaios realizados no primeiro e no sexto mês após a liberação do tráfego, deu origem aos dois gráficos apresentados na Figura 4.9. Para este trecho não foi desenvolvido modelo de previsão de desempenho para o IFI, pelo curto período de tempo para coleta de dados, e seria prematura a realização de um modelo com apenas dois levantamentos de dados.

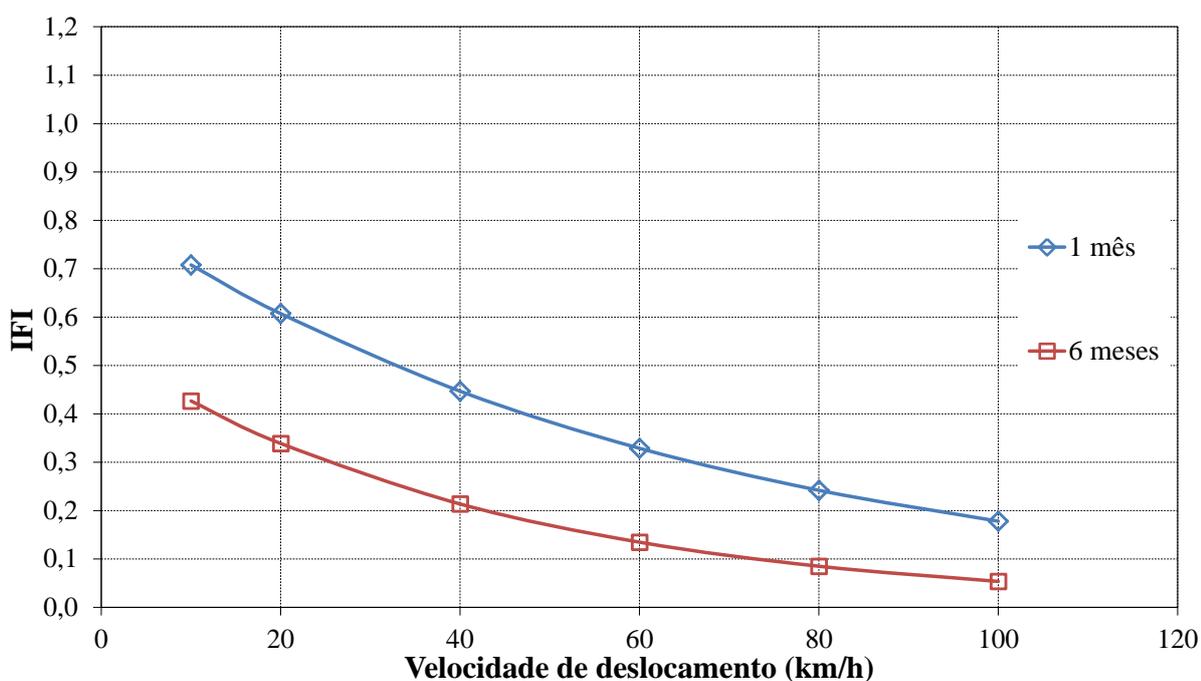


Figura 4.9: Comportamento do atrito em função da velocidade no Trevo dos Quartéis

Apesar do curto período de tempo decorrido desde o início da utilização da via até a realização do último levantamento, é possível verificar no gráfico da Figura 4.9 que houve uma redução bastante significativa nos valores de atrito para uma mesma velocidade. Neste caso esta redução pode ter ocorrido principalmente pela redução da microtextura que foi de 58% ocasionando assim a redução no valor do IFI. Foi montada a Tabela 4.6 que apresenta o valor de erro padrão de estimativa que quanto menor o valor, mais confiável é o modelo para o trecho monitorado.

Tabela 4.6: Resumo dos modelos de previsão de desempenho, R^2 e ε_p

Método	Trecho Monitorado	Modelo de Previsão de Desempenho	R^2	ε_p
AASHTO	Avenida Roraima	$IFI_R = 8,62 \times 10^{-13} \times N_{AASHTO}^2 - 8,98 \times 10^{-7} \times N_{AASHTO} + 0,34$	0,99	0,009
	Avenida Hélvio Basso	$IFI_{HB} = 2,60 \times 10^{-13} \times N_{AASHTO}^2 - 3,38 \times 10^{-7} \times N_{AASHTO} + 0,18$	0,89	0,018
USACE	Avenida Roraima	$IFI_R = 4,24 \times 10^{-13} \times N_{USACE}^2 - 6,31 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 0,34$	0,99	0,009
	Avenida Hélvio Basso	$IFI_{HB} = 9,27 \times 10^{-14} \times N_{USACE}^2 - 2,03 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 0,18$	0,89	0,018

Onde: IFI = Valor harmonizado de atrito para veículos deslocando-se à 60km/h;

N_{AASHTO} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da AASHTO;

N_{USACE} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da USACE;

R^2 = Coeficiente de determinação;

ε_p = Erro Padrão de Estimativa.

Verificou-se na Tabela 4.6 que os valores de ε_p são baixos, confirmando a confiabilidade dos modelos mostrados. Além da Tabela 4.6 fez-se o gráfico da Figura 4.10 para verificar o ajuste dos modelos encontrados, visualizando se os pontos estão próximos ou não da reta de igualdade, quanto mais próximos da reta estiverem os pontos, maior a confiabilidade do modelo.

Observando a Figura 4.10 nota-se que os pontos ficaram bastante próximos a linha, o que mostra que a coerência entre os valores calculados pela correlação entre a Macrotextura e a Microtextura e os valores calculados pelos modelos.

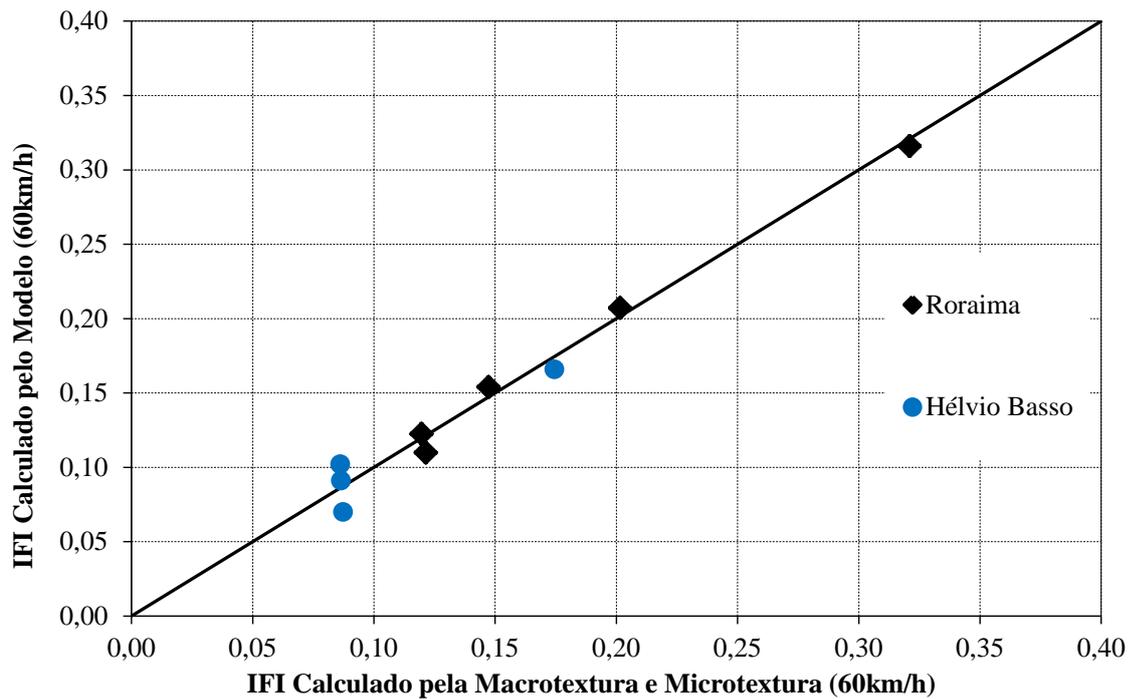


Figura 4.10: Comparativo entre valores observados e valores calculados para IFI

Fez-se também uma comparação entre os modelos de IFI das Avenidas Roraima e Hélivio Basso, confeccionando o gráfico do IFI em função do número de solicitações equivalentes do eixo padrão, que está mostrado na Figura 4.11.

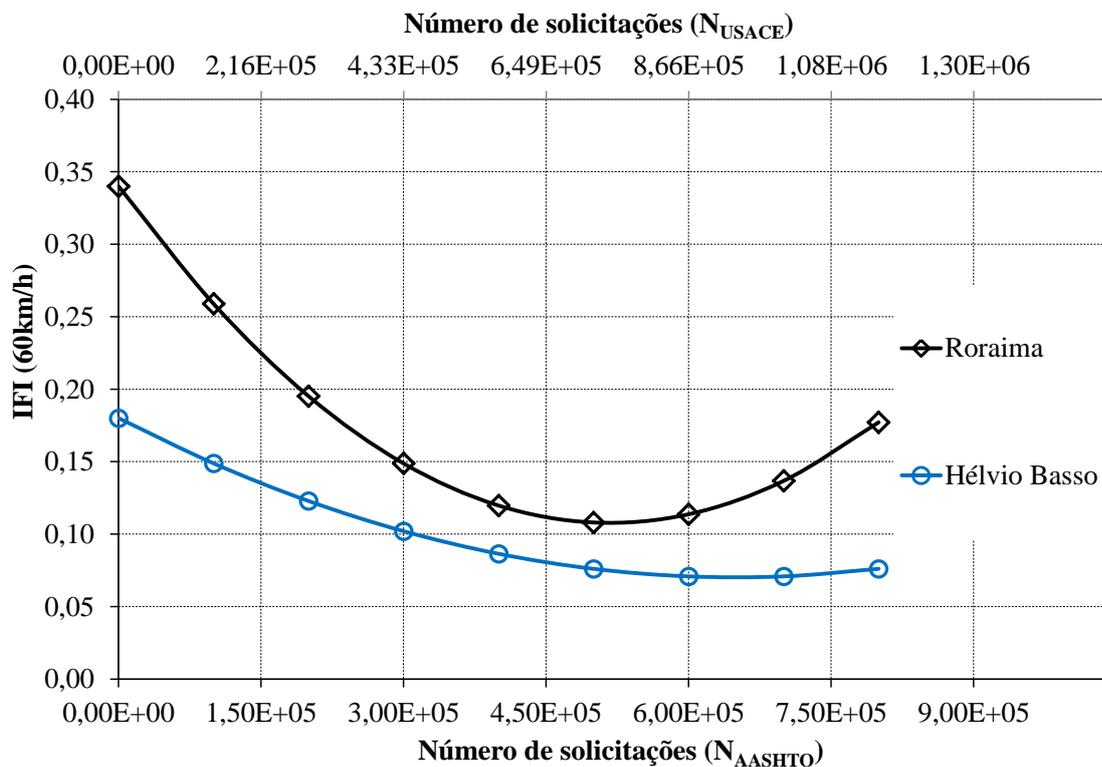


Figura 4.11: Comparação entre os modelos encontrados para IFI nesta pesquisa

Ambos os modelos de previsão apresentaram uma queda nos valores de IFI com o acúmulo do número de solicitações, o que condiz com o que apresentou os resultados obtidos pelos levantamentos. Porém a redução mostrada pelo modelo da Avenida Hélivio Basso foi mais acentuada, devido ao comportamento da macrotextura que teve o menor valor entre os três trechos monitorados. Além disso, o valor de IFI na Avenida Roraima aumenta a partir de um determinado número de solicitações, este aumento ocorre devido principalmente aos valores da macrotextura que aumentou devido ao surgimento de trincas.

4.4 INTERNATIONAL ROUGHNESS INDEX – IRI

O índice de irregularidade longitudinal (IRI) informa o quão desnivelado está o pavimento, o que causa desconforto ao usuário ao trafegar pela via sendo mais um dos parâmetros funcionais analisado neste trabalho. Os valores de IRI foram obtidos neste estudo com o perfilômetro a laser nos períodos de 14, 22 e 27 meses após a liberação ao tráfego da Avenida Roraima, nos períodos de 9, 16 e 21 meses na Avenida Hélivio Basso e 2 e 7 meses no Trevo dos Quartéis. Com os valores medidos de irregularidade sendo agrupados de 10 em 10 metros foi possível fazer os gráficos das Figuras 4.12, 4.13 e 4.14 que mostra a irregularidade média dos pavimentos ao longo dos trechos da Avenida Roraima, Avenida Hélivio Basso e Trevo dos Quartéis respectivamente.

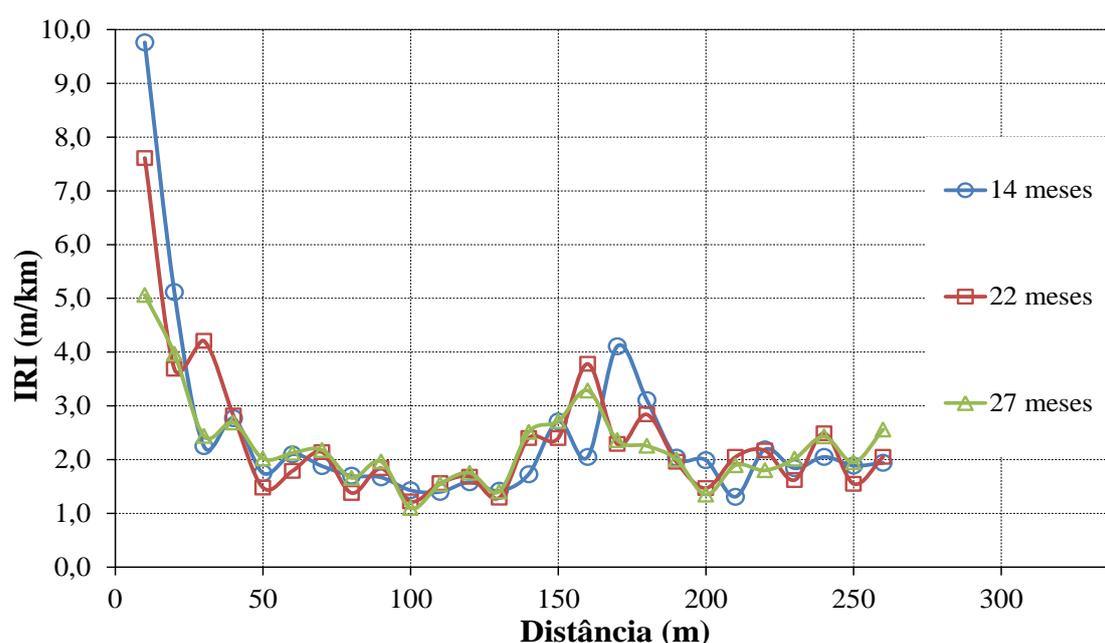


Figura 4.12: IRI da Avenida Roraima ao longo do trecho monitorado

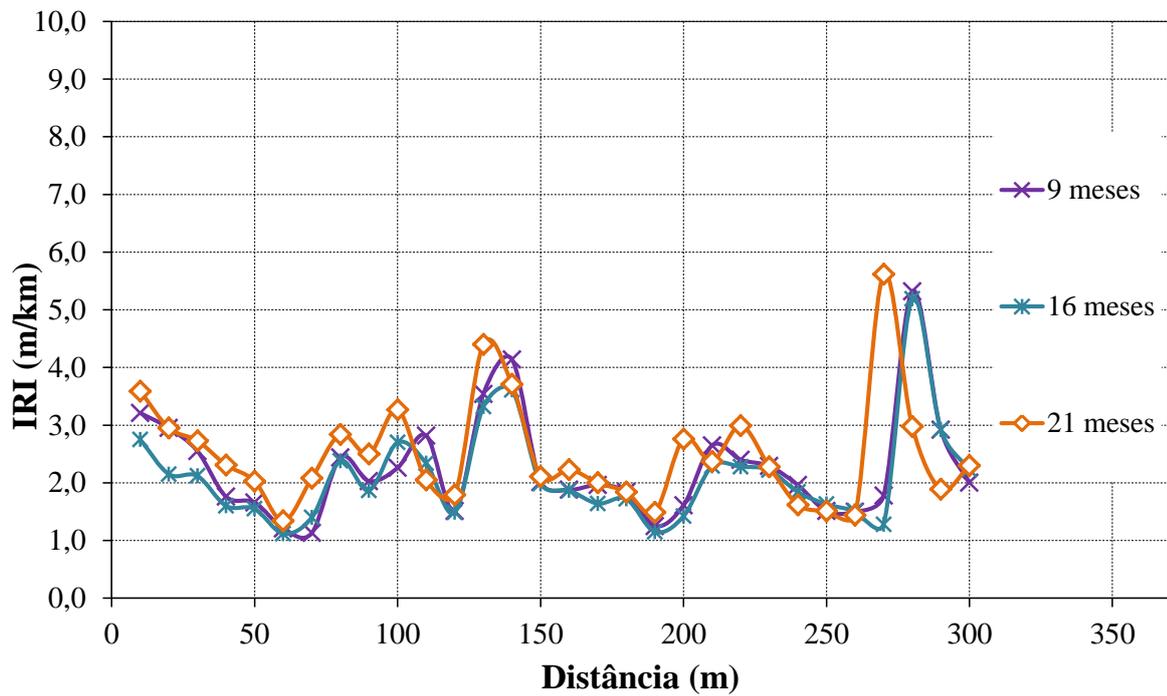


Figura 4.13: IRI da Avenida Hélvio Basso ao longo do trecho monitorado

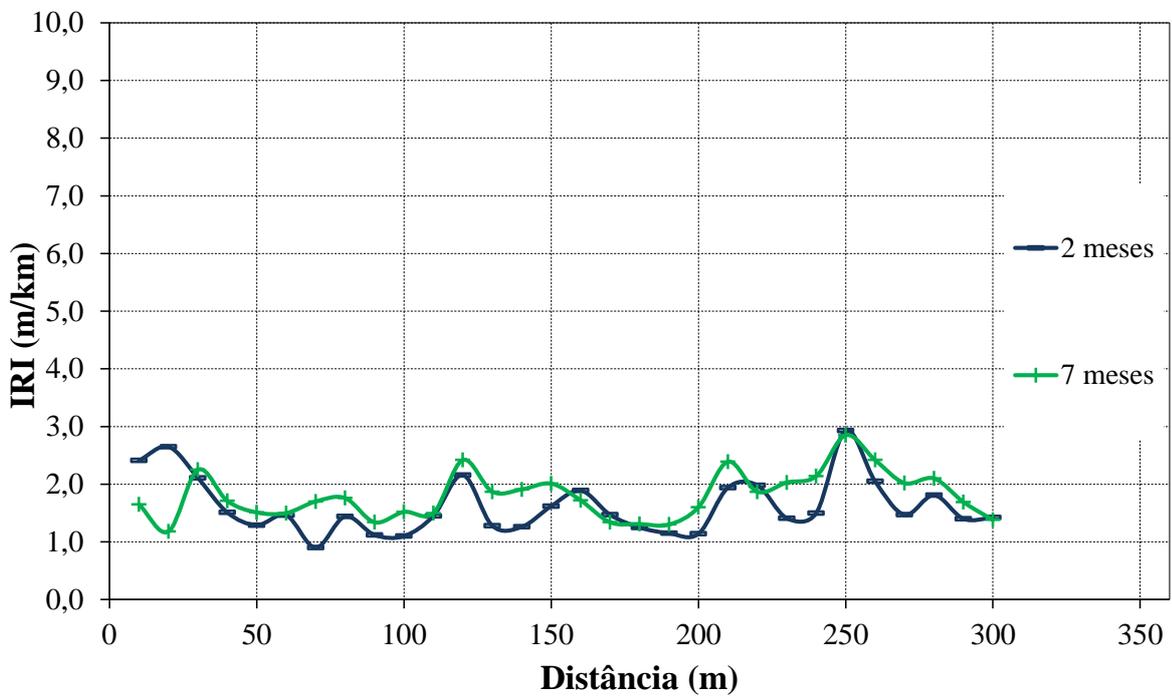


Figura 4.14: IRI do Trevo dos Quartéis ao longo do trecho monitorado

Analisando as três figuras é possível verificar que a menor irregularidade foi observada no trecho do Trevo dos Quartéis. Quando observados os gráficos da Figura 4.12 verifica-se que as maiores irregularidades estão no início do trecho, o que pode ser explicado pela existência de uma emenda da mistura asfáltica colocada no trecho e ser um ponto onde existe uma intersecção com uma rotatória; com diferentes pontos de solicitações provocando irregularidades. Por isto, foi retirado o primeiro ponto dos levantamentos realizados na Avenida Roraima para realização da análise e obtenção dos modelos para este parâmetro, uma vez que este ponto não representa de forma correta a realidade da irregularidade longitudinal existente no trecho monitorado.

Com os valores médios de irregularidade, desvio padrão e coeficiente de variação de cada trecho monitorado, bem como com os valores de solicitações equivalente do eixo padrão, fez-se a Tabela 4.7 com esses valores e seus respectivos limites de aceitação.

Tabela 4.7: Valores médios de IRI nos trechos monitorados

Trecho Monitorado	Período Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	IRI Médio (m/km)	Desvio Padrão (m/km)	Coef. Variação (%)	Média + DP (m/km)	Média - DP (m/km)
Roraima	14	4,18E+05	6,00E+05	2,16	0,87	40,12	3,03	1,29
	22	6,28E+05	8,98E+05	2,17	0,79	36,55	2,96	1,37
	27	8,09E+05	1,15E+06	2,17	0,62	28,39	2,79	1,55
Hélvio Basso	9	3,91E+05	6,61E+05	2,27	0,91	40,08	3,18	1,36
	16	7,86E+05	1,32E+06	2,12	0,84	39,69	2,96	1,28
	21	1,03E+06	1,73E+06	2,50	0,93	37,33	3,43	1,57
Trevo dos Quartéis	2	9,13E+04	1,98E+05	1,62	0,48	29,76	2,10	1,14
	7	3,19E+05	6,91E+05	1,80	0,40	22,40	2,20	1,40

Os valores de coeficiente de variação dos ensaios mostraram-se elevados, sendo que a Avenida Hélvio Basso apresentou na média os maiores valores devido a maior irregularidade longitudinal ao longo do trecho. Porém, de forma geral, os valores médios de IRI das Avenidas Roraima e Hélvio Basso estão baixos, sendo os trechos classificados no conceito bom, segundo o Manual de Restauração do DNIT (2006), com valores médios entre 2,12 e 2,50 m/km, já no Trevo dos Quartéis a classificação do IRI foi excelente, devido a adequada execução do revestimento quanto a este aspecto, não apresentando assim irregularidades.

Todavia, apesar de ter uma classificação de IRI bom nas Avenidas Roraima e Hélvio Basso, em ambas as Avenidas houve pontos onde o valor do IRI apresentou-se acima de 4,6m/km onde a classificação é péssima. Com os dados da Tabela 4.7 fizeram-se os gráficos

da Figura 4.15 que mostra a evolução da irregularidade nos três trechos monitorados à medida que era solicitado.

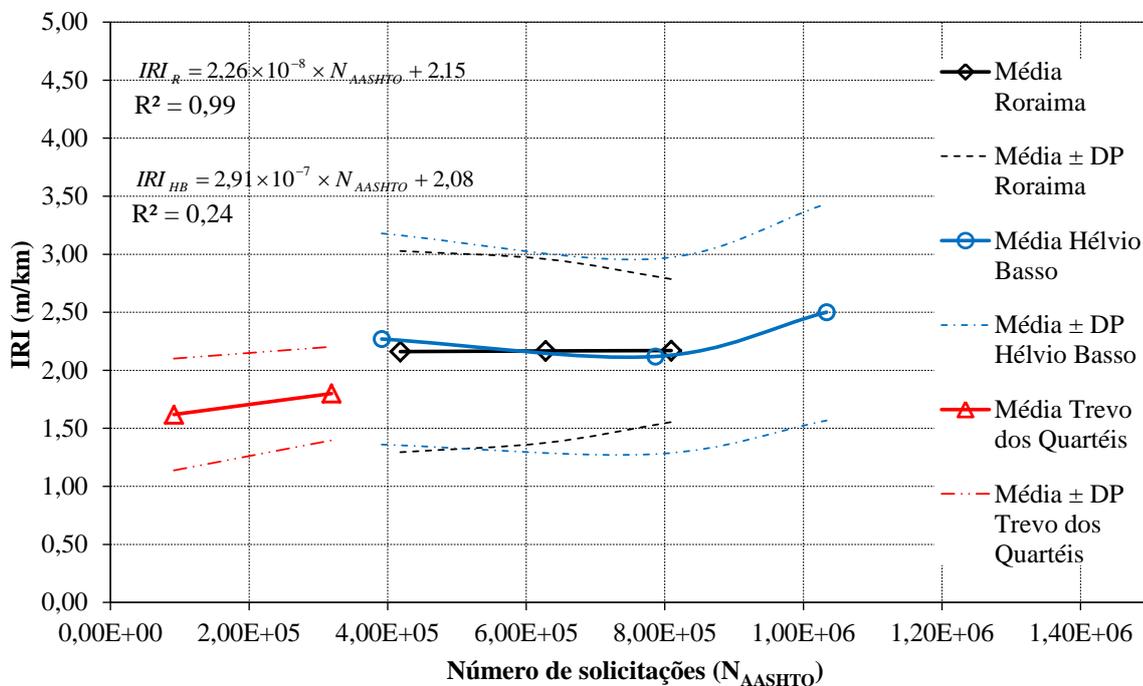


Figura 4.15: Comportamento do IRI ao longo do tempo

A Figura 4.15 apresenta um comportamento característico dos valores de IRI mostrados também em outras literaturas, com o aumento de seus valores à medida que o pavimento é solicitado. Isso ocorre pelo fato de que o pavimento passa a se degradar causando irregularidades cada vez maiores com formação de buracos e escorregamento de massa asfáltica como ocorreu na Avenida Roraima.

O único ponto em que houve uma redução nos valores médios de IRI foi no ensaio realizado aos 16 meses após a liberação do tráfego na Avenida Hélivio Basso onde a solicitação equivalente ao eixo padrão acumulada de $7,6 \times 10^5$ pelo método da AASHTO. Entretanto essa redução está dentro da margem de aceitação dos valores, o que significa que o agrupamento dos valores que ocorre de 10 em 10 metros pode ter feito com que houvesse essa redução, logo foi considerado que à medida que o pavimento foi solicitado o mesmo aumentou sua irregularidade longitudinal.

A Figura 4.15 mostra ainda os modelos de previsão de desempenho obtidos apenas para as Avenidas Roraima e Hélivio Basso em relação ao N calculados pelo critério da

AASHTO, uma vez que foram realizados poucos ensaios no Trevo dos Quartéis e não seria significativo o modelo encontrado. Com tais modelos, calcularam-se os valores para os números de solicitações nas datas das avaliações realizadas e comparou-se com os valores medidos gerando o gráfico da Figura 4.16.

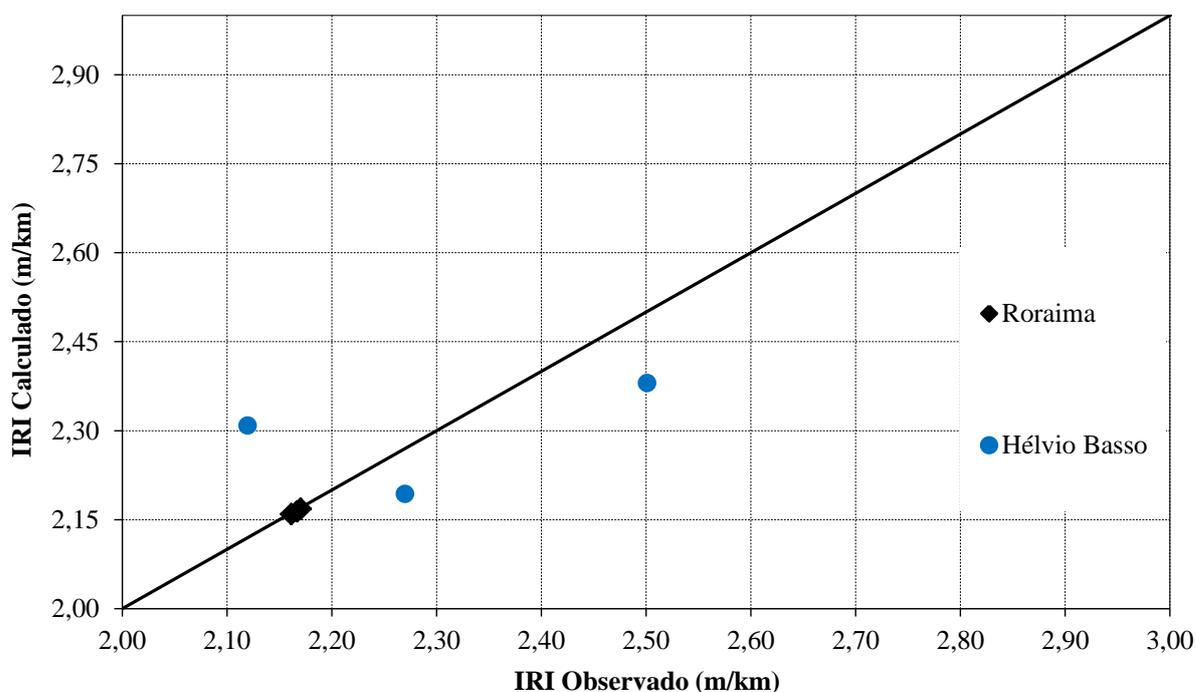


Figura 4.16: Comparação entre valores observados e valores calculados para IRI

Analisando a Figura 4.16 é possível verificar que o modelo obtido para a Avenida Roraima apresenta valores coincidentes com os obtidos em campo, enquanto o modelo encontrado para a Avenida Hélvio Basso tem certa dispersão. Todavia os valores estão bem próximos da linha de igualdade, o que significa que os modelos de previsão de desempenho representam de forma adequada os resultados encontrados durante os ensaios.

A Tabela 4.8 mostra resumidamente os modelos de previsão de desempenho para o parâmetro de irregularidade longitudinal encontrado para os trechos da Avenida Roraima e da Avenida Hélvio Basso com seus respectivos valores de R^2 e Erro Padrão de Estimativa (ϵ_p).

Tabela 4.8: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de IRI, R^2 e ε_p

Método	Trecho Monitorado	Modelo de Previsão de Desempenho	R^2	ε_p (m/km)
AASHTO	Avenida Roraima	$IRI_R = 2,26 \times 10^{-8} \times N_{AASHTO} + 2,15$	0,99	0,004
	Avenida Hélvio Basso	$IRI_{HB} = 2,91 \times 10^{-7} \times N_{AASHTO} + 2,08$	0,24	0,237
USACE	Avenida Roraima	$IRI_R = 1,60 \times 10^{-8} \times N_{USACE} + 2,15$	0,99	0,003
	Avenida Hélvio Basso	$IRI_{HB} = 1,74 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 2,08$	0,24	0,237

Onde: IRI = irregularidade longitudinal do pavimento (m/km);

N_{AASHTO} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da AASHTO;

N_{USACE} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da USACE;

R^2 = Coeficiente de determinação;

ε_p = Erro Padrão de Estimativa (m/km).

Verifica-se na Tabela 4.8 que os valores de erro padrão de estimativa (ε_p) encontrados para os modelos de ambos os trechos são baixos comprovando que os valores calculados com os modelos condizem com os obtidos em campo. Apesar de o modelo de previsão de desempenho da Avenida Hélvio Basso mostrar um valor de R^2 baixo, este modelo representou satisfatoriamente o obtido em campo. Este valor de R^2 baixo é devido à redução no valor médio do IRI no segundo ensaio, fazendo com que houvesse uma variação maior entre o valor do modelo e o do campo.

Fez-se uma comparação entre os dois modelos de desempenho para IRI encontrados neste estudo com os modelos encontrados nos estudos de Marcon (2004) e Basílio (2002) mostram o comportamento do IRI em função do número de solicitações equivalentes do eixo padrão, mostrado na Figura 4.17.

Através da observação da Figura 4.17 pode-se dizer que tanto os modelos encontrados para a Avenida Roraima como para a Avenida Hélvio Basso estão de acordo com os encontrados por Marcon (2004), e seguem um mesmo comportamento: Aumento de IRI à medida que o pavimento é solicitado. No modelo de Basílio (2002) existe uma redução no valor do IRI à medida que o pavimento é solicitado, o que fica em desacordo com os encontrados neste estudo e por Marcon (2004).

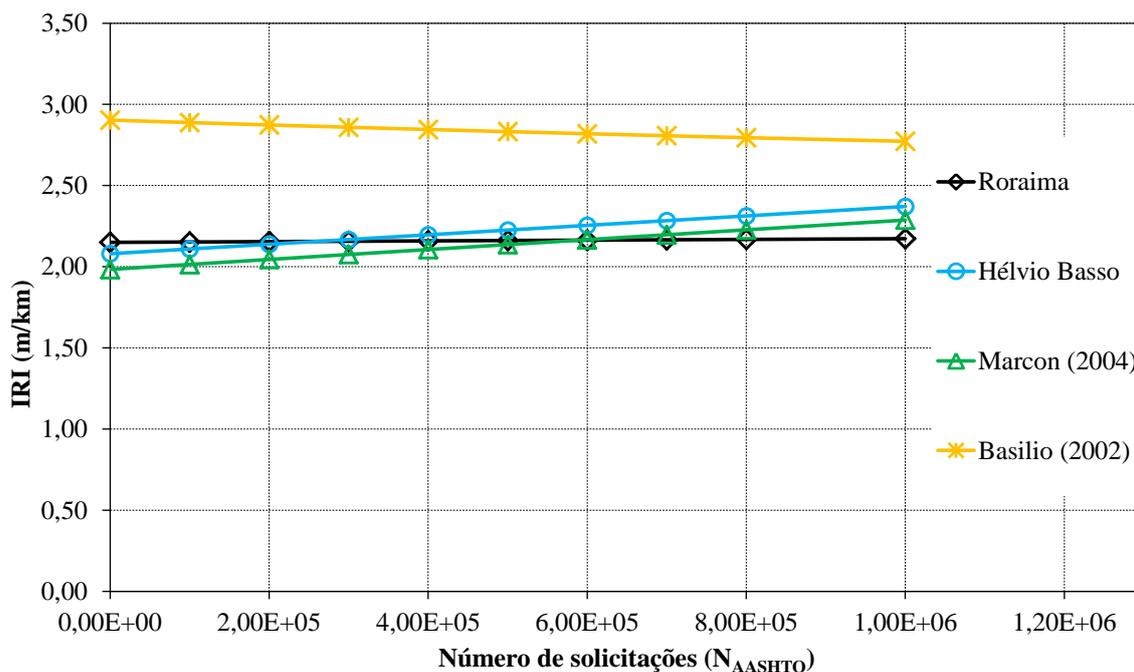


Figura 4.17: Modelos de desempenho deste estudo comparados com a literatura para IRI

O modelo da Avenida Roraima apresentou valores quase constantes, com um aumento nos valores de IRI bastante baixos à medida que a pavimento é solicitado. Já o modelo da Avenida Hélivio Basso mostra uma taxa maior no valor do IRI, quase que na mesma proporção do modelo encontrado por Marcon (2004). Porém como os valores médios de IRI em ambos os trechos mostram-se abaixo de 3,0 m/km, não há necessidade de uma intervenção em todo o trecho, havendo essa necessidade apenas em alguns “pontos” (trechos de 10 metros) que apresentam defeitos, principalmente na Avenida Roraima, que provocam maior interferência neste parâmetro.

4.5 AFUNDAMENTO EM TRILHA DE RODA - ATR

O parâmetro de afundamento em trilha de roda é um dos parâmetros mais importantes para a segurança dos usuários das vias, uma vez que com o surgimento da deformação permanente há a possibilidade de ocorrer o acúmulo de água na pista nestes pontos. Os limites de afundamento em trilha de roda dependem da largura e declividade da pista, e quanto maior a largura da pista maior deve ser a declividade e menor a profundidade admissível da trilha de roda. Porém, para o Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos do DNIT (2006)

afundamentos a partir de 13mm criam condições para que ocorra o armazenamento de água suficiente para potencial hidroplanagem.

Realizaram-se medidas com treliça para obtenção de ATR na Avenida Roraima nos períodos de 1, 6 e 13 meses após a liberação do tráfego e na Avenida Hélivio Basso nos períodos de 1 e 7 meses após a liberação do tráfego. Não foi mais realizado levantamento com treliça a partir do momento que passou a ser feito com perfilômetro laser, concomitantemente com os ensaios de irregularidade longitudinal nos trechos monitorados. As Figuras 4.18, 4.19 e 4.20 mostram os pontos de ATR através da média dos afundamentos a cada 10 metros com perfilômetro laser, ou seja, de 10 em 10 metros era realizado a média dos ATRs e apresentado o ponto, dos trechos da Avenida Roraima, Avenida Hélivio Basso e Trevo dos Quartéis, respectivamente.

Na Avenida Roraima os ensaios de ATR a laser foram realizados nos meses de 14, 22 e 27 após a liberação ao tráfego; na Avenida Hélivio Basso foram realizados os levantamentos nos meses de 9, 16 e 21 após a liberação de tráfego e no Trevo dos Quartéis 2 e 7 meses após o transito ser liberado para uso da via.

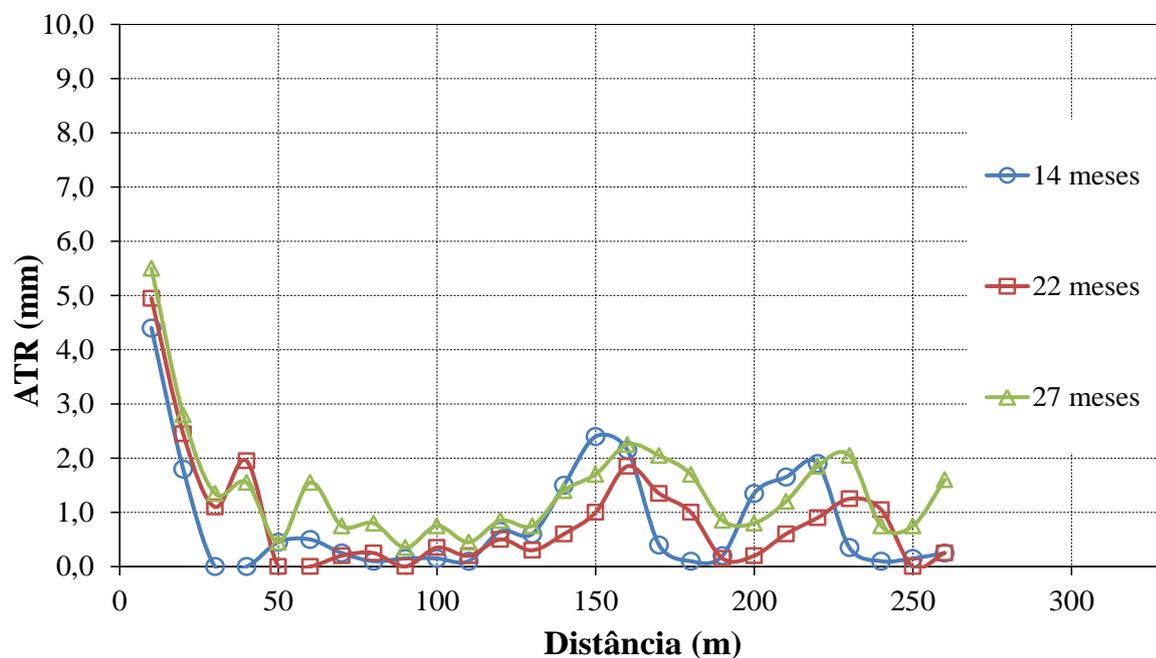


Figura 4.18: ATR na Avenida Roraima ao longo do trecho

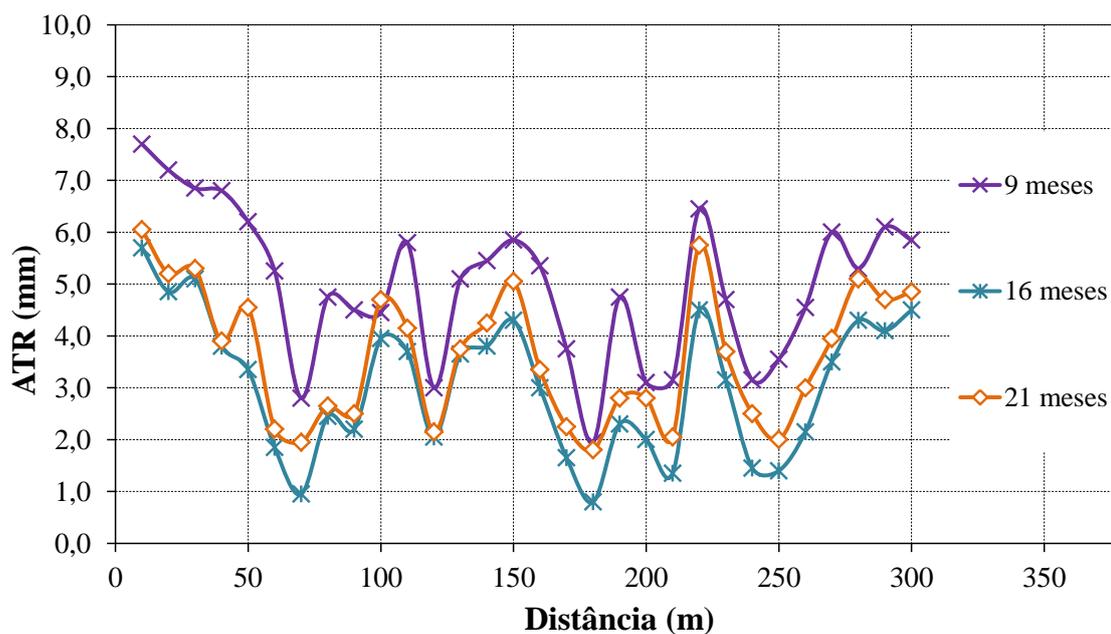


Figura 4.19: ATR na Avenida Hélvio Basso ao longo do trecho

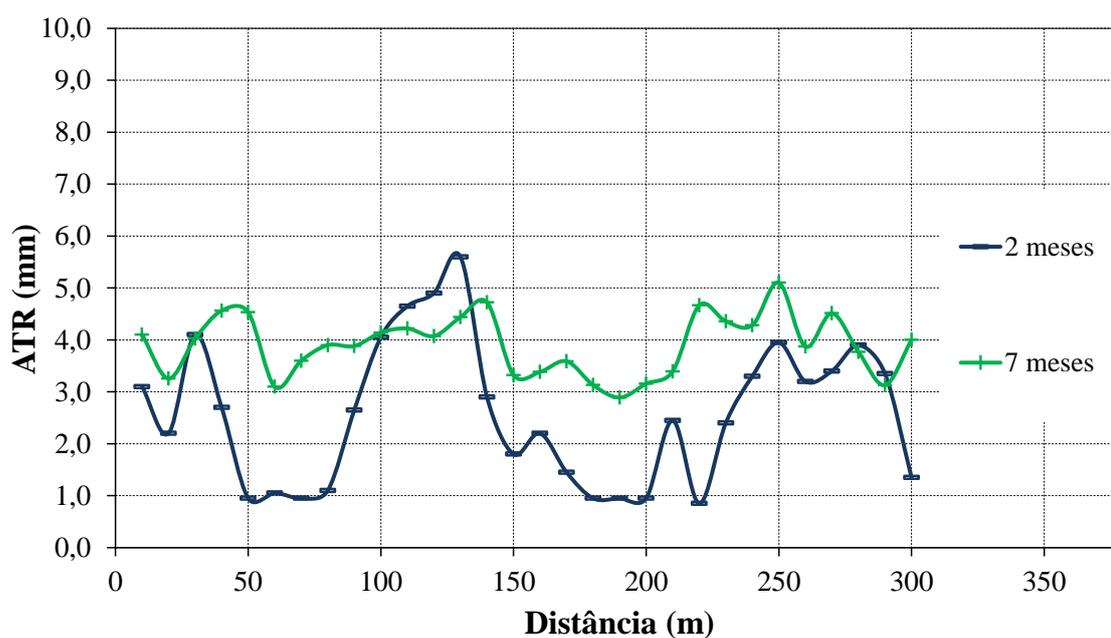


Figura 4.20: ATR no Trevo dos Quartéis ao longo do trecho

É possível visualizar na Figura 4.18 que os valores de ATR na Avenida Roraima não sofreram grandes alterações ao longo do tempo, isso pode ter ocorrido pelo fato que a estrutura está bem consolidada já que é recapeamento e que a mistura asfáltica apresenta boa estabilidade frente à ação do tráfego, causando assim uma baixa variação no valor de ATR. Já na Figura 4.19 observa-se um comportamento inesperado na aquisição dos valores de ATR

onde no primeiro ensaio os valores mostraram-se maiores que os obtidos nos ensaios posteriores, não encontrando assim uma explicação técnica para este acontecimento.

Na Figura 4.20 é mostrado um aumento significativo da deformação permanente 2 meses após a liberação ao tráfego em relação ao ensaio realizado 7 meses após a liberação ao tráfego. Este aumento pode ter ocorrido devido a não compactação adequada da mistura asfáltica em campo, uma vez que os valores de grau de compactação pelas normas NBR 15573/2012 e DNIT-ME 117/1994 foram 88% e 91%, respectivamente.

Outra observação que pode ser mencionada visualizando as três figuras é que até o momento não há nenhum ponto da pista nos trechos monitorados em que o ATR é maior que 13mm, o que faz com que não haja necessidade de intervenções nos trechos por conta deste parâmetro. A partir dos dados obtidos nos levantamentos com treliça e perfilômetro a laser construiu-se as Tabela 4.9 e Tabela 4.10, respectivamente, onde são apresentados os valores médios de afundamento em trilha de roda, desvio padrão e coeficiente de variação, bem como as faixas de aceitação em cada um dos ensaios e trechos monitorados.

Tabela 4.9: Valores médios de ATR com treliça nos trechos monitorados

Trecho Monitorado	Periodo Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	ATR Médio (mm)	Desvio Padrão (mm)	Coef. Variação (%)	Média + DP (mm)	Média - DP (mm)
Roraima	1	3,03E+04	4,36E+04	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	6	1,79E+05	2,57E+05	0,11	0,29	264,41	0,40	0,00
	13	3,88E+05	5,57E+05	0,19	0,38	199,87	0,58	0,00
Hélvio Basso	1	4,35E+04	7,36E+04	0,15	0,23	150,12	0,38	0,00
	7	2,99E+05	5,05E+05	0,64	0,78	122,69	1,42	0,00

Tabela 4.10: Valores médios de ATR com perfilômetro laser nos trechos monitorados

Trecho Monitorado	Periodo Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	ATR Médio (mm)	Desvio Padrão (mm)	Coef. Variação (%)	Média + DP (mm)	Média - DP (mm)
Roraima	14	4,18E+05	6,00E+05	0,69	0,76	110,35	1,45	0,00
	22	6,28E+05	8,98E+05	0,70	0,68	96,43	1,38	0,02
	27	8,09E+05	1,15E+06	1,25	0,64	51,09	1,89	0,61
Hélvio Basso	9	3,91E+05	6,61E+05	4,98	1,44	28,96	6,42	3,54
	17	7,86E+05	1,32E+06	3,06	1,33	43,53	4,39	1,73
	21	1,03E+06	1,73E+06	3,63	1,29	35,46	4,92	2,34
Trevo dos Quartéis	2	9,13E+04	1,98E+05	2,58	1,36	52,92	3,94	1,21
	7	3,19E+05	6,91E+05	3,90	0,58	14,82	4,48	3,33

Verifica-se na Tabela 4.9 que os valores de desvio padrão nos trechos monitorados apresentaram-se extremamente elevados em comparação com os valores médios obtidos nos levantamentos, conseqüentemente os valores de coeficiente de variação foram altos. Estes

valores chegaram a estes patamares devido a valores baixos e equipamento impreciso para este nível de medida.

Já na Tabela 4.10 verifica-se que os valores de desvio padrão para o trecho da Avenida Roraima ainda mostraram-se elevados em comparação com os valores médios obtidos nos levantamentos a varias idades. Estes valores foram altos devido a existência de defeitos em alguns pontos que originaram valores altos de ATR e como na média o trecho apresentou baixos valores de ATR, estes pontos provocaram a discrepância no de desvio padrão e no coeficiente de variação.

Com os dados das Tabelas 4.9 e 4.10 confeccionaram-se os gráficos da Figura 4.21 que apresentam o desenvolvimento do ATR nos três trechos monitorados em função do número de solicitações acumulado equivalentes ao eixo padrão ao qual cada um dos trechos foi submetido até a data de cada levantamento. É apresentado também na Figura 4.21 o modelo de previsão de desempenho dos ensaios com perfilômetro laser da Avenida Roraima com seu valor de coeficiente de determinação (R^2). Não será apresentado modelo de previsão de desempenho para o trecho do Trevo dos Quartéis, uma vez que foram realizados apenas dois levantamentos neste trecho.

Já na Avenida Hélvio Basso não foi feito o modelo de previsão de desempenho, visto que foi desconsiderado o ensaio de 9 meses, pela incoerência no desenvolvimento do ATR à medida que o pavimento era solicitado. Desta forma o modelo de previsão de desempenho não representaria adequadamente o desenvolvimento do ATR no pavimento.

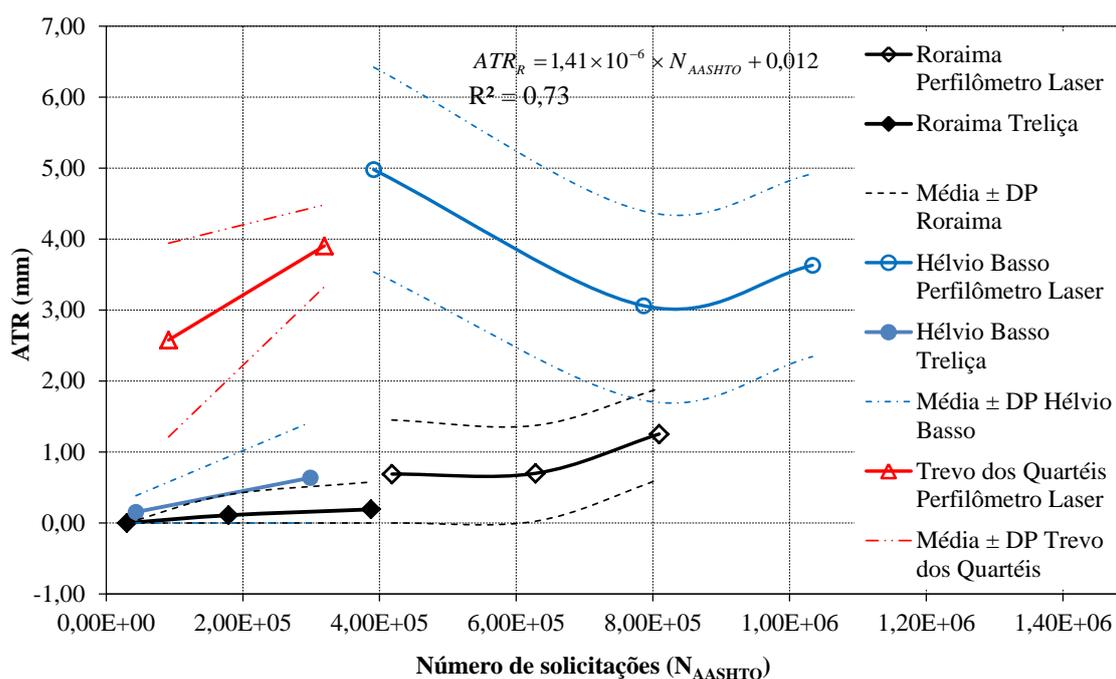


Figura 4.21: Comportamento do ATR ao longo do tempo

Avaliando o comportamento dos ATRs mostrados nos gráficos da Figura 4.21 é possível dizer que os trechos da Avenida Roraima e Trevo dos Quartéis estão até o momento com um comportamento esperado de aumento no valor de ATR à medida que o pavimento é solicitado. Em contrapartida o comportamento do ATR da Avenida Hélvio Basso é inesperado, justamente pelo valor médio de ATR encontrado no primeiro levantamento a laser que mostrou um valor superior aos outros dois levantamentos.

Para comparar os valores encontrados em campo com os obtidos no modelo de previsão de desempenho para Avenida Roraima e verificar se o modelo está representando adequadamente o comportamento do ATR no trecho, fez-se o gráfico da Figura 4.22 que relaciona tais valores. Quanto mais próximo da reta de 45° estiverem os pontos, mais os resultados encontrados no modelo condizem com os obtidos em campo.

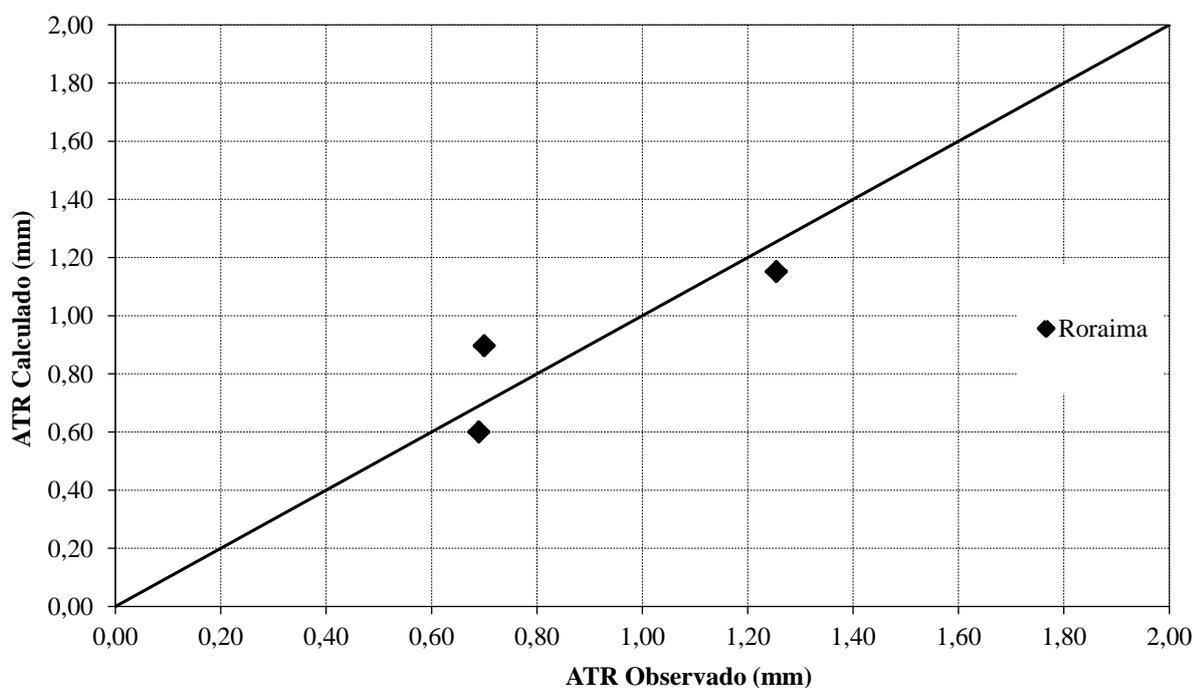


Figura 4.22: Comparativo entre valores observados e valores calculados para ATR

É possível verificar na Figura 4.22 que o modelo encontrado para a Avenida Roraima está representando adequadamente os valores conseguidos nos ensaios de campo, uma vez que estão bem próximos da reta de 45°. Além da Figura 4.22 que verifica a coerência entre os valores encontrados no modelo e os resultados encontrados em campo, foi confeccionada a Tabela 4.11 que mostra os modelos de previsão de desempenho, para os ensaios realizados

com perfilômetro laser, com seus respectivos valores de coeficiente de determinação (R^2) e erro padrão de estimativa (ε_p).

Tabela 4.11: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de ATR, R^2 e ε_p

Método	Trecho Monitorado	Modelo de Previsão de Desempenho	R^2	ε_p (mm)
AASHTO	Avenida Roraima	$ATR_R = 1,41 \times 10^{-6} \times N_{AASHTO} + 0,012$	0,73	0,240
USACE	Avenida Roraima	$ATR_R = 9,94 \times 10^{-7} \times N_{USACE} + 0,003$	0,72	0,240

Onde: ATR = Afundamento em Trilha de Roda (mm);

N_{AASHTO} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da AASHTO;

N_{USACE} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da USACE;

R^2 = Coeficiente de determinação;

ε_p = Erro Padrão de Estimativa (mm).

Os valores de R^2 e ε_p mostrados na Tabela 4.11 comprovam que os modelos de previsão de desempenho estão representando de forma adequada os valores medidos, uma vez que os valores de R^2 deram altos e ε_p relativamente baixos. Com os modelos de ATR já definidos, verificaram-se quais os modelos da literatura mais se aproximaram a este estudo, tanto no que diz respeito à característica dos trechos como também o comportamento dos modelos. Assim foi possível produzir os gráficos da Figura 4.23 que comparam os modelos de previsão de desempenho para ATR encontrados neste estudo com os existentes na literatura.

Observa-se na Figura 4.23 que o modelo da Avenida Roraima mostra um comportamento com menores valores de ATR, porém com maior taxa de variação do ATR em relação aos demais modelos de previsão de desempenho usados na comparação. Estes valores inferiores encontrados na Avenida Roraima podem ter ocorrido devido à pequena espessura da mistura asfáltica nova colocada no trecho, e pela consolidação já existente no trecho, uma vez que se trata de um trecho antigo, fazendo com que não ocorresse uma deformação mais acentuada na mesma obtendo valores de ATR baixos. Já o aumento mais proeminente do ATR à medida que o pavimento é solicitado pode ter ocorrido devido ao alto teor de ligante asfáltico utilizado na mistura, que foi 6.15%, causando assim uma instabilidade na mistura e aumento mais acelerado da deformação permanente.

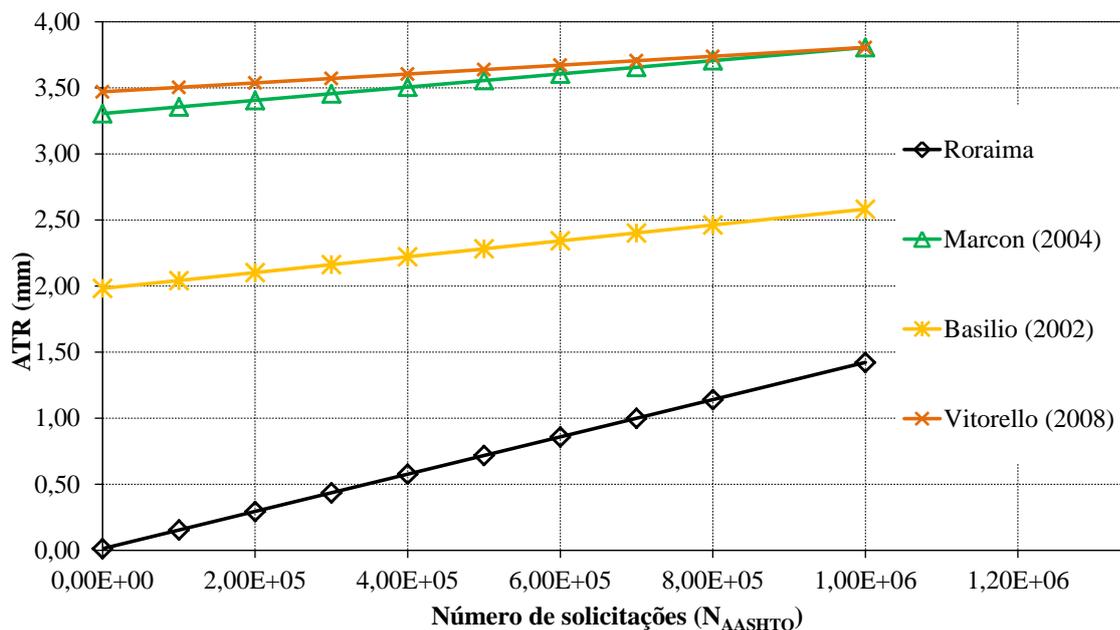


Figura 4.23: Modelo encontrado comparado com a literatura para ATR

4.6 ÍNDICE DE GRAVIDADE GLOBAL – IGG/ TRINCAMENTO

A utilização de forma segura e eficaz, com estabilidade e conforto das vias onde os usuários deslocam-se diariamente de um local para outro, seja transportando mercadorias ou indo para o trabalho, passa por bom estado de conservação das estruturas viárias, com quantidades baixas de defeitos e irregularidades nos pavimentos. Uma das formas de ponderar as condições dos pavimentos é através da avaliação visual, com apontamento dos defeitos que o pavimento apresenta e posteriormente o cálculo do Índice de Gravidade Global.

Além do IGG que cada pavimento apresentou em cada levantamento, este estudo calculou ainda a evolução percentual de área trincada que o pavimento passou a ter à medida que foi solicitado. Tais dados foram colocados na Tabela 4.12 que mostra os valores de IGG e percentagem de área trincada, bem como os períodos de ensaio e o número de solicitações acumuladas equivalente ao eixo padrão de 8,2tf em cada medição. Ao mesmo tempo, com estes dados foram montados os gráficos da Figura 4.24.

Tabela 4.12: Valores de IGG e Trincamento nos trechos monitorados

Trecho Monitorado	Período Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	IGG	Área Trincada
Roraima	1	3,03E+04	4,36E+04	1,82	0,17
	6	1,79E+05	2,57E+05	23,70	3,72
	13	3,88E+05	5,57E+05	45,39	7,77
	19	5,69E+05	8,12E+05	48,10	8,53
	25	7,49E+05	1,07E+06	53,23	16,98
Hélvio Basso	1	4,35E+04	7,36E+04	0,00	0,00
	7	2,99E+05	5,05E+05	11,30	0,00
	13	6,38E+05	1,07E+06	6,41	0,00
	19	9,34E+05	1,57E+06	11,08	0,02
Trevo dos Quartéis	1	4,64E+04	1,01E+05	4,96	0,00
	6	2,74E+05	5,94E+05	9,16	0,83

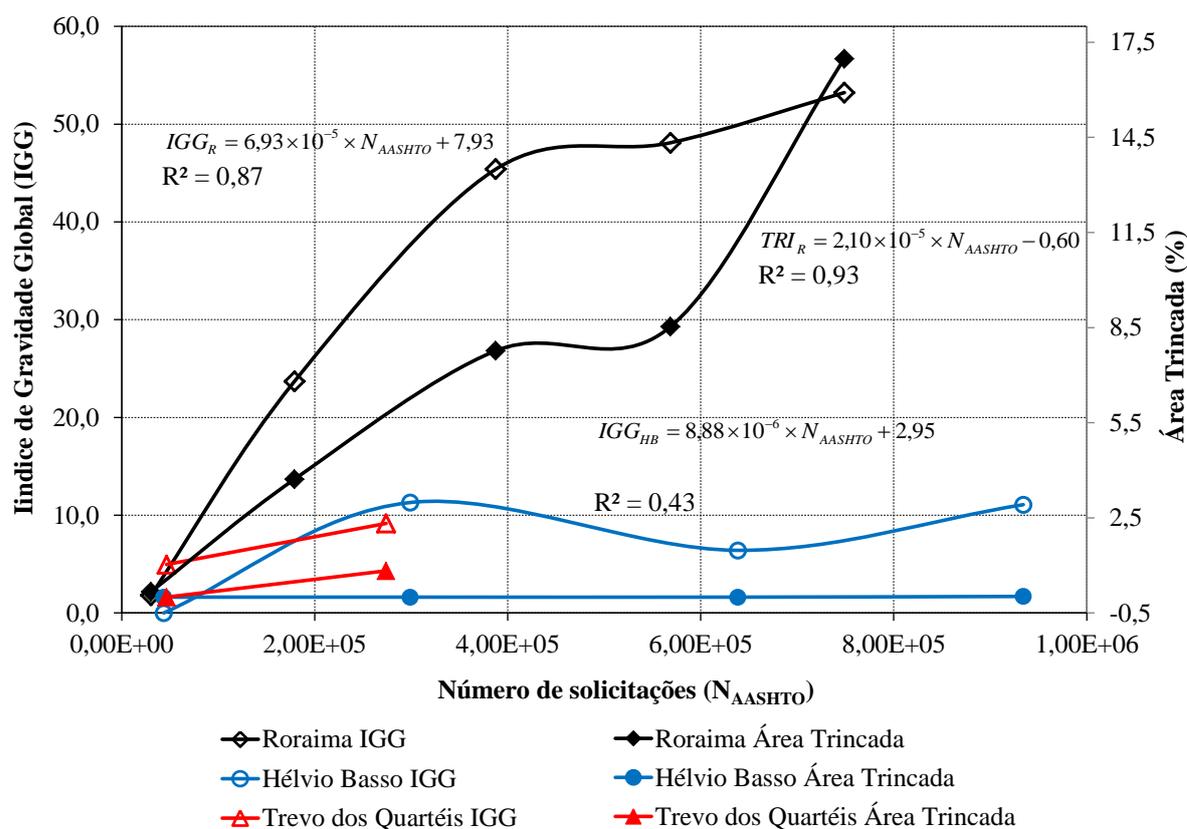


Figura 4.24: Comportamento do IGG e da Área Trincada ao longo do tempo

Observando a Figura 4.24 é possível verificar que na Avenida Roraima houve um aumento maior no valor do IGG nos períodos iniciais, justamente pelo aparecimento das trincas isoladas passando de um IGG classificado como bom para regular, segundo a norma do DNIT PRO 006/2003, em um período de um ano, permanecendo com esta classificação até o momento. O aumento significativo no valor de IGG logo no primeiro ano de uso do trecho pelo tráfego foi devido ao surgimento e evolução das fissuras do tipo FC-I para FC-III, e como a avaliação da qualidade do pavimento através do IGG leva em consideração o fator de ponderação de cada defeito, enquanto tais fissura não evoluírem para um buraco, por exemplo, o valor do IGG não sofrerá grandes alterações.

Já a área trincada teve um crescimento maior nos períodos chuvosos, entre os meses de junho e dezembro de 2013 e junho de 2014 e janeiro de 2015, ensaios de 6 à 13 e 19 à 25 meses, respectivamente. Nestes períodos o aumento da área trincada foi, respectivamente, de 52% e 50%. Na Avenida Hélvio Basso, a variação no valor do IGG ocorreu principalmente em função do valor de ATR, uma vez que os defeitos do tipo trincamento só surgiram aproximadamente 19 meses após a liberação ao tráfego. Logo, a classificação do IGG da via até o momento é de estado ótimo segundo a norma do DNIT PRO 006/2003.

Observa-se também na Figura 4.24 que o IGG, bem como o percentual de área trincada na Avenida Roraima é bem superior aos outros dois trechos. Esse valor superior deve ter ocorrido por se tratar de um trecho onde foi colocada uma camada asfáltica nova sobre outra camada asfáltica antiga com alto grau de degradação sem nenhum tratamento anti-reflexão de trincas, fazendo com que houvesse o surgimento prematuro de trincas na superfície do pavimento novo da Avenida Roraima, o que não aconteceu nos outros dois trechos monitorados que são de implantação.

Na Figura 4.24 é possível verificar também os modelos de previsão de desempenho para o IGG encontrado para a Avenida Roraima e Avenida Hélvio Basso. Foi feito também o modelo de previsão de desempenho para a percentagem de área trincada apenas para a Avenida Roraima, já que na Avenida Hélvio Basso esta no início de trincamento aos 19 meses após a liberação do trecho ao tráfego e no Trevo dos Quartéis foram realizados apenas dois levantamentos de defeitos.

Para verificar o quão representativo estão sendo os modelos encontrados, foi confeccionada a Figura 4.25 que compara os valores encontrados durante os ensaios para IGG e área trincada com os valores calculados para IGG e área trincada.

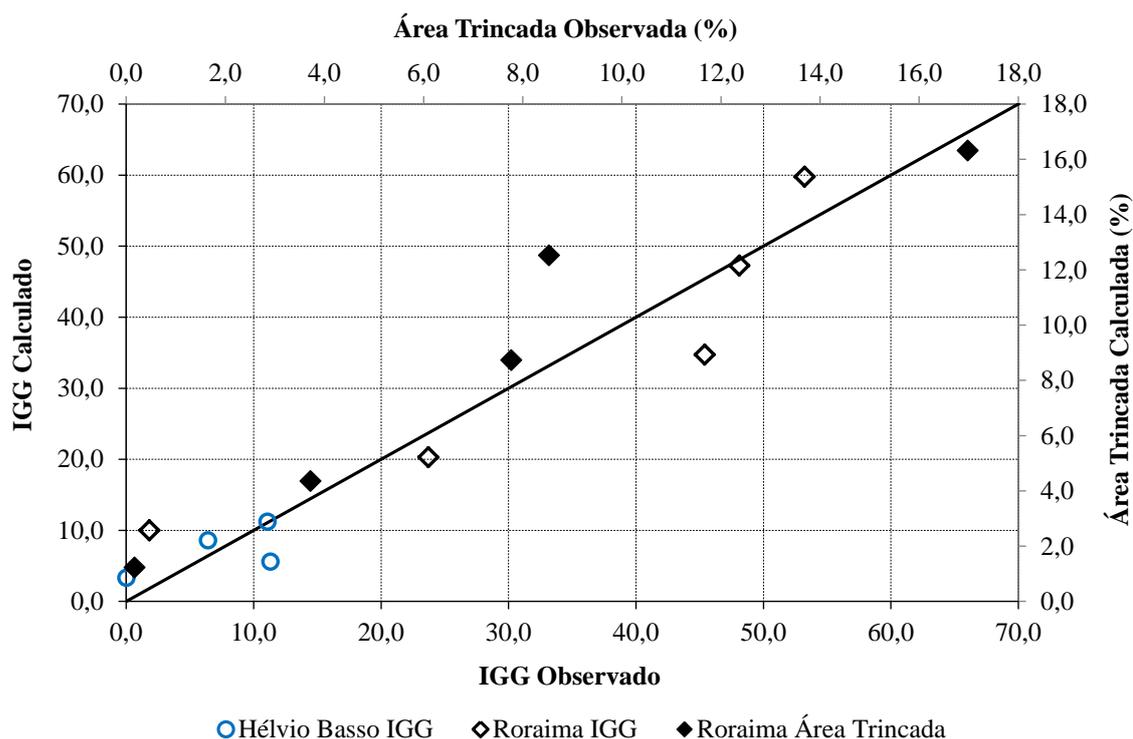


Figura 4.25: Comparação entre valores observados e calculados para IGG e Área Trincada

Observando a Figura 4.25 verifica-se que os modelos de previsão de desempenho, para os trechos monitorados, representa bem as expectativas previstas para os trechos em relação aos dois parâmetros estudados neste item. Além da Figura 4.25 fez-se também a Tabela 4.13 que mostra os modelos de previsão de desempenho do IGG para as Avenidas Roraima e Hélvio Basso e o modelo para Avenida Roraima para o parâmetro de percentagem de área trincada do trecho. Tal tabela apresenta também os valores de coeficiente de determinação e erro padrão de estimativa para cada modelo encontrado.

Tabela 4.13: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de IGG e Área Trincada, R^2 e ϵ_p

Método	Trecho Monitorado	Modelo de Previsão de Desempenho	R^2	ϵ_p
AASHTO	Avenida Roraima	$IGG_R = 6,93 \times 10^{-5} \times N_{AASHTO} + 7,93$	0,87	13,83
		$TRI_R = 2,10 \times 10^{-5} \times N_{AASHTO} - 0,60$	0,93	1,58
	Avenida Hélvio Basso	$IGG_{HB} = 8,88 \times 10^{-6} \times N_{AASHTO} + 2,95$	0,43	6,96
USACE	Avenida Roraima	$IGG_R = 4,87 \times 10^{-5} \times N_{USACE} + 7,77$	0,87	13,67
		$TRI_R = 1,47 \times 10^{-5} \times N_{USACE} - 0,63$	0,93	1,67
	Avenida Hélvio Basso	$IGG_{HB} = 5,31 \times 10^{-6} \times N_{USACE} + 2,92$	0,43	6,95

Onde: IGG = Índice de Gravidade Global do trecho analisado;

TRI = Percentagem de Área Trincada (%);

N_{AASHTO} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da AASHTO;

N_{USACE} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da USACE;

R^2 = Coeficiente de determinação;

ε_p = Erro Padrão de Estimativa.

A Tabela 4.13 confirma que os modelos de previsão de desempenho encontrados, simulam de forma satisfatória as expectativas de comportamento esperados nos trechos monitorados. Os valores de R^2 mostraram-se relativamente altos para os modelos encontrados para Avenida Roraima e valor mediano para o modelo da Avenida Hélvio Basso, porém satisfatório para confiabilidade no modelo.

Já os valores de ε_p para os modelos de IGG ficaram um pouco elevados, podendo interferir na classificação de um pavimento que está ótimo ou bom onde a faixa de classificação é pequena. No entanto, nas classificações mais importantes de um pavimento rodoviário, que são as classificações onde o pavimento já deveria sofrer alguma intervenção devido ao nível de deterioração, os modelos poderão mostrar-se coerentes com o que irá acontecer com o pavimento, uma vez que a faixa de classificação é maior, reduzindo a possibilidade de erros de enquadramento.

O valor de erro padrão de estimativa para o modelo de percentagem de área trincada encontrado para Avenida Roraima apresentou-se baixo, aprovando a confiança na utilização de tal modelo, que representou bem os valores observados no trecho para cada um dos levantamentos realizados. Com a confirmação da possibilidade de utilização dos modelos, realizaram-se os gráficos da Figura 4.26 que mostra os modelos encontrados nos trechos estudados e aqueles apresentados na literatura.

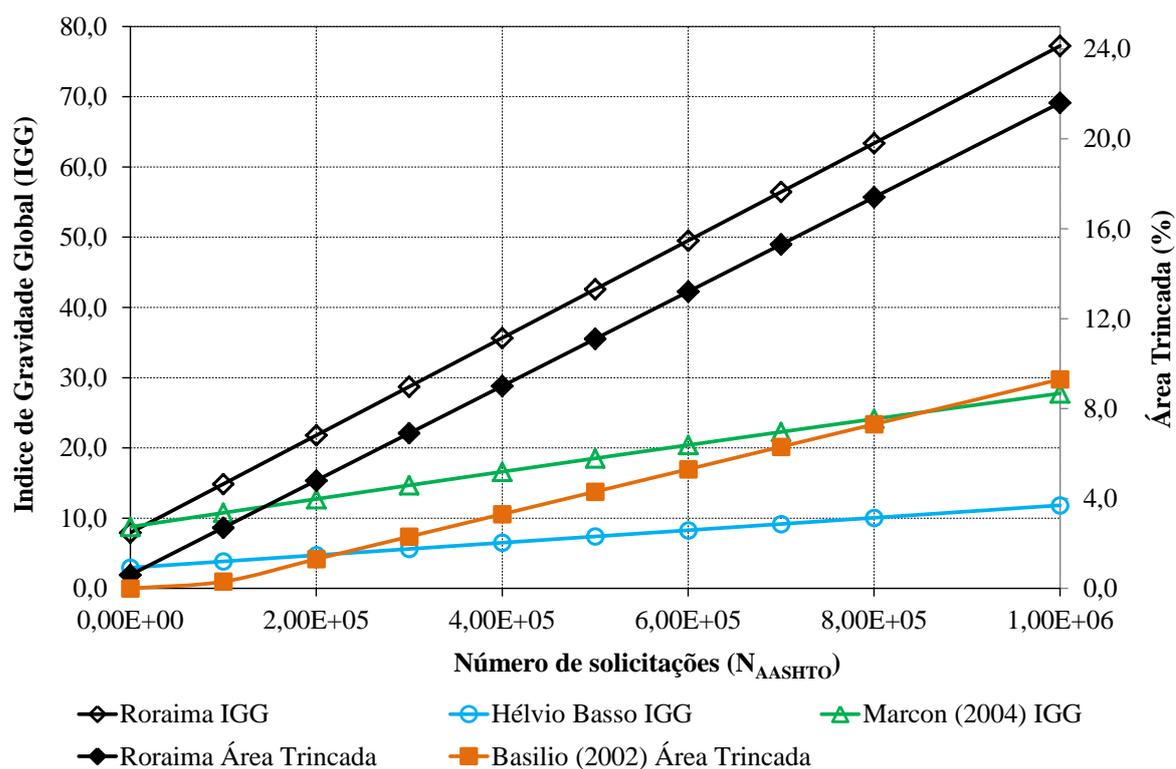


Figura 4.26: Comparação entre os modelos encontrados para IGG e Área Trincada

Na Figura 4.26 verifica-se que o modelo de previsão de desempenho para o IGG da Avenida Hélvio Basso está de acordo com o esperado em comparação com o encontrado por Marcon (2004), porém o modelo da Avenida Roraima exibiu uma taxa de aumento no valor do IGG muito acentuada devido à característica da via e fatores que aceleraram o surgimento dos defeitos. Já o modelo de previsão de desempenho para percentagem de área trincada da Avenida Roraima teve um comportamento bem semelhante ao observado por Basílio (2002), com valores um pouco superiores, também devido aos mesmos fatores já mencionados.

4.7 DEFLEXÃO

Para os modelos de deflexão utilizaram-se os dados obtidos através dos ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD, nos períodos descritos nos itens 3.3.7 e 3.3.8. Com estes dados foi possível obter os valores médios de deflexão máxima, desvio padrão e

coeficiente de variação em cada um dos períodos de levantamentos. Realizou-se também o cálculo dos valores de solicitações do eixo padrão (N) em cada período do ensaio e assim foi encontrada uma faixa de aceitação dos valores de deflexão através da média mais o desvio padrão e a média menos o desvio padrão. Os valores encontrados para a Avenida Roraima nos ensaios realizados com a Viga Benkelman e FWD estão apresentados na Tabela 4.14.

Tabela 4.14: Valores de deflexão de Viga Benkelman e FWD na Avenida Roraima

	Período Ensaio (meses)	N _{AASHTO}	N _{USACE}	Deflexão Média (10 ⁻² mm)	Desvio Padrão (10 ⁻² mm)	Coef. Variação (%)	Média+DP (10 ⁻² mm)	Média-DP (10 ⁻² mm)
Viga Benkelman	0	0,00E+00	0,00E+00	81,73	23,05	28,20	104,78	58,68
	1	3,03E+04	4,36E+04	78,66	18,80	23,90	97,46	59,86
	6	1,79E+05	2,57E+05	92,52	19,62	21,21	112,14	72,90
	13	3,88E+05	5,57E+05	90,62	24,75	27,31	115,37	65,87
	20	5,98E+05	8,54E+05	71,52	15,12	21,14	86,64	56,40
	23	6,88E+05	9,81E+05	70,68	16,51	23,36	87,19	54,17
	27	8,09E+05	1,15E+06	71,38	10,95	15,34	82,33	60,43
FWD	2	5,97E+04	8,58E+04	67,62	18,53	27,40	86,15	49,09
	14	4,18E+05	6,00E+05	51,66	12,09	23,40	63,75	39,58
	23	6,88E+05	9,81E+05	48,59	9,45	19,44	58,04	39,14
	27	8,09E+05	1,15E+06	49,41	12,1	24,53	61,52	37,29

A partir dos dados da Tabela 4.14 foi possível a confecção dos gráficos apresentados na Figura 4.27, onde está demonstrado o comportamento da deflexão em função do número equivalente de solicitações do eixo padrão. Estão apresentados ainda os modelos de previsão de desempenho encontrados para a deflexão máxima com Viga Benkelman e FWD. Recomenda-se a utilização de tais modelos para um tráfego de até $8,09 \times 10^5$ solicitações equivalentes do eixo padrão, que é o tráfego que solicitou o trecho monitorado até o último ensaio, acima deste tráfego pode-se encontrar resultados impróprios com o esperado.

É possível observar na Figura 4.27 que há uma grande variação na faixa de aceitação dos resultados, principalmente para o ensaio realizado com Viga Benkelman, ou seja, o desvio padrão das leituras realizadas se apresentou relativamente alto como pode ser visualizado na Tabela 4.14. Isso ocorreu pelo fato de se tratar de um trecho onde foi executada uma restauração sem qualquer cuidado em realizar uma fresagem ou até mesmo uma operação tapa buracos adequada antes da colocação da nova camada de revestimento asfáltico causando variações altas entre cada ponto de ensaio.

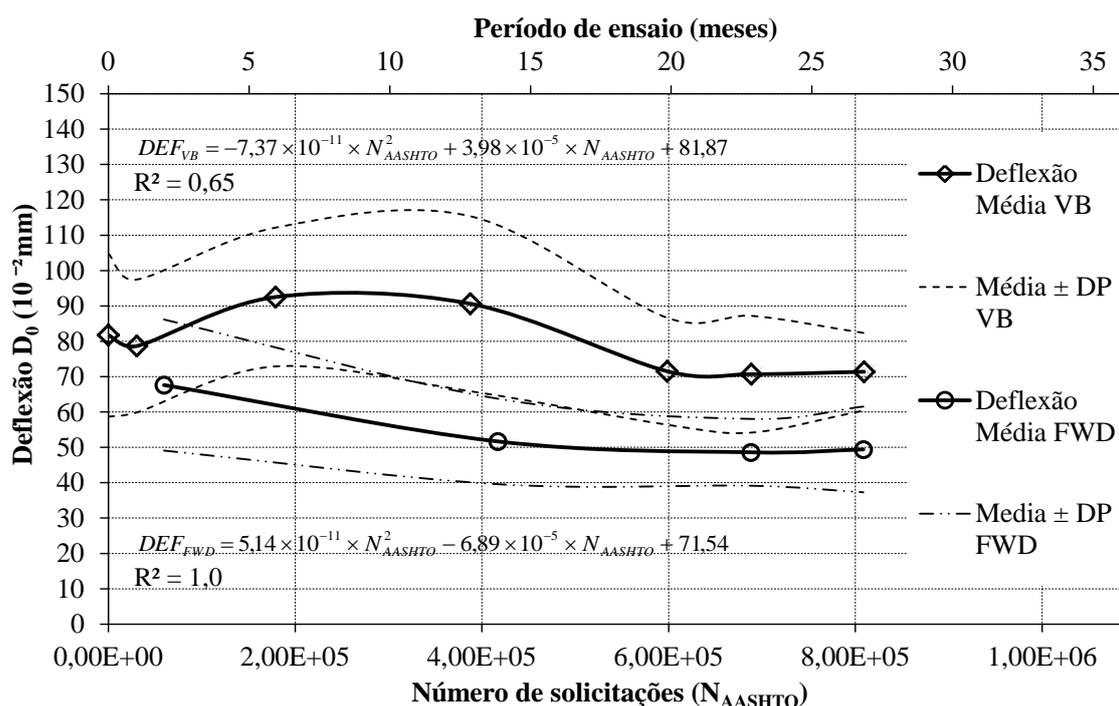


Figura 4.27: Deflexões medidas com Viga Benkelman e FWD para Avenida Roraima

Observa-se ainda que até o momento do último levantamento houve uma redução no valor de deflexão em relação ao primeiro ensaio, isso aconteceu nos ensaios realizados com os dois equipamentos, comprovando assim que houve uma redução nos valores de deflexão. Essa redução pode ter ocorrido por um enrijecimento da estrutura à medida que o pavimento foi solicitado, principalmente pelo enrijecimento da mistura asfáltica que sofre oxidação ao longo do tempo deixando a camada menos susceptível a deformações.

Porém para melhor conclusão sobre o comportamento deste pavimento frente à solicitação do tráfego se faz necessário um período de observações mais longo, já que a literatura mostra que com o passar do tempo, a tendência é ocorrer um aumento nas deflexões. Não se pode afirmar também que essa redução é um indicativo de melhora na qualidade da estrutura do trecho, pois pelo fato de os valores de desvio padrão no ensaio com Viga Benkelman estarem na ordem de 20 décimos de milímetro, esta redução no valor de deflexão está dentro desta faixa de desvio padrão, podendo até mesmo não ser considerada como uma redução real nos valores de deflexão.

Já a Tabela 4.15 apresenta os valores obtidos nos ensaios com FWD e Viga Benkelman na Avenida Hélio Basso, também com os parâmetros de deflexão máxima média das leituras, desvio padrão e coeficiente de variação, bem como os dados dos números de

solicitações em cada período de levantamento. Com os dados da Tabela 4.15 realizaram-se os gráficos apresentados na Figura 4.28 com seus respectivos modelos de previsão de desempenho para os ensaios realizados com FWD e Viga Benkelman.

Tabela 4.15: Valores de deflexão de Viga Benkelman e FWD na Avenida Hélivio Basso

	Período Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	Deflexão Média (10^{-2} mm)	Desvio Padrão (10^{-2} mm)	Coef. Variação (%)	Média+DP (10^{-2} mm)	Média-DP (10^{-2} mm)
Viga Benkelman	0	0,00E+00	0,00E+00	56,86	13,65	24,01	70,51	43,21
	1	4,35E+04	7,36E+04	72,23	6,58	9,10	78,81	65,65
	7	2,99E+05	5,05E+05	50,23	5,39	10,74	55,62	44,83
	14	7,36E+05	1,24E+06	69,65	9,77	14,02	79,42	59,89
	17	8,35E+05	1,40E+06	57,22	4,65	8,13	61,87	52,57
	21	1,03E+06	1,73E+06	43,32	6,16	14,21	49,48	37,17
FWD	9	3,91E+05	6,61E+05	37,27	3,32	8,92	40,59	33,94
	17	8,35E+05	1,40E+06	46,69	3,19	6,83	49,88	43,50
	21	1,03E+06	1,73E+06	35,19	2,95	8,40	38,15	32,24

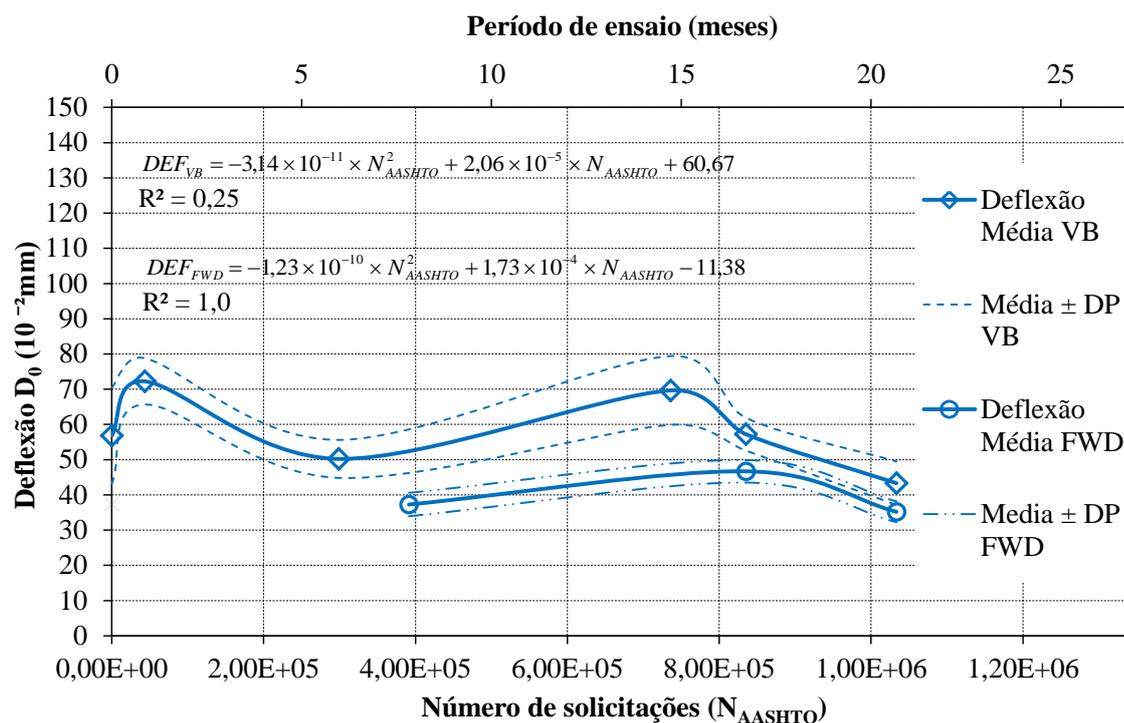


Figura 4.28: Deflexões medidas Viga Benkelman e FWD para Avenida Hélivio Basso

Assim como para Avenida Roraima, os modelos para este trecho tem um limite de utilização recomendado para o número de solicitações do eixo padrão de $1,03 \times 10^6$, e como o modelo para o FWD foi obtido com dados de apenas três ensaios, sendo que o primeiro foi realizado nove meses após a liberação do tráfego, deve-se ter cautela ao utilizá-lo.

Observa-se nos gráficos da Figura 4.28 que há uma variação nos valores das deflexões, com uma queda nos valores de deflexão, principalmente nos ensaios realizados com a Viga Benkelman a partir dos 16 meses após a liberação do tráfego. Esta redução nos valores ocorre por um aumento na rigidez das camadas que compõem o pavimento, passando a dar uma maior resistência ao deslocamento quando solicitado pelo tráfego.

No Trevo dos Quartéis realizaram-se os mesmos procedimentos que nos trechos apresentados anteriormente com os dados obtidos com Viga Benkelman e FWD encontrando-se os valores apresentados na Tabela 4.16. Esta tabela deu origem aos gráficos mostrados na Figura 4.29 com o modelo apenas dos ensaios com Viga Benkelman, uma vez que foram feitos apenas dois levantamentos deflectométricos com o FWD não sendo significativo para a apresentação de um modelo de previsão de desempenho.

Tabela 4.16: Valores de deflexão de Viga Benkelman e FWD no Trevo dos Quartéis

	Período Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	Deflexão Média (10^{-2} mm)	Desvio Padrão (10^{-2} mm)	Coef. Variação (%)	Média+DP (10^{-2} mm)	Média-DP (10^{-2} mm)
Viga Benkelman	1	4,64E+04	1,01E+05	58,07	9,04	15,57	67,12	49,03
	3	1,36E+05	2,95E+05	70,16	7,66	10,92	77,82	62,51
	7	3,19E+05	6,91E+05	53,34	8,94	16,76	62,28	44,40
FWD	3	1,36E+05	2,95E+05	58,70	5,39	9,18	64,09	53,31
	7	3,19E+05	6,91E+05	42,13	3,79	9,00	45,93	38,34

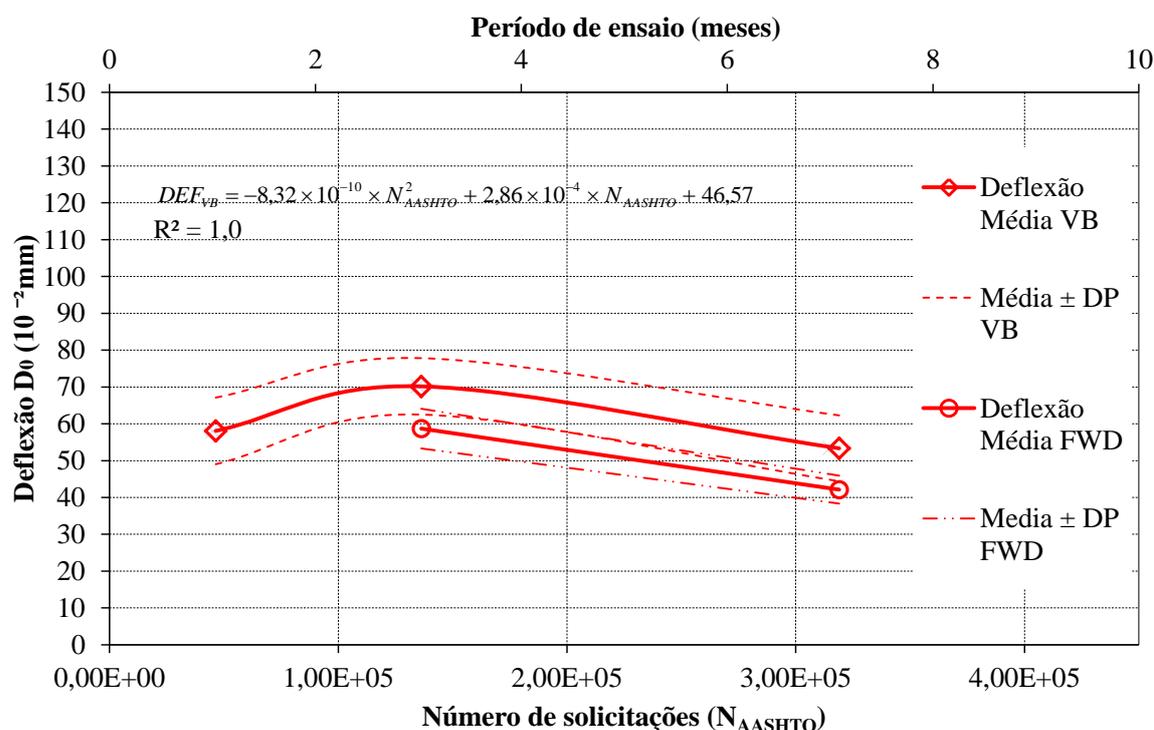


Figura 4.29: Deflexões medidas com Viga Benkelman e FWD para Trevo dos Quartéis

Da mesma forma que nos outros dois trechos monitorados, houve uma redução nos valores de deflexão à medida que a estrutura foi solicitada, porém neste caso a redução pode ter ocorrido devido a um período de consolidação da estrutura do pavimento. Nos levantamentos realizados tanto com a Viga Benkelman quanto com o FWD, esta redução foi bastante significativa se comparado o ensaio realizado nos períodos de três e sete meses após a liberação do tráfego.

Para o modelo encontrado referente aos levantamentos com a Viga Benkelman, é recomendado utilizar um número de solicitações equivalentes ao eixo padrão não superior a $3,19 \times 10^5$ neste modelo, uma vez que o tempo de monitoramento desta via foi curto para coleta de mais dados e por consequência para ter um modelo de previsão de desempenho mais preciso.

Após a apresentação e análise dos valores de deflexão máxima encontrados nos três trechos monitorados, vale mencionar neste momento que em todos os casos, os valores médios de deflexão encontrados com FWD foram menores que os valores médios encontrados com Viga Benkelman. Estes valores mostraram-se menores devido a maior precisão na obtenção dos dados com FWD, uma vez que quando realizado o ensaio com Viga Benkelman, sempre há um momento durante o procedimento de posicionamento e preparação para o ensaio, em que o caminhão inicia um carregamento inadequado para a obtenção dos dados, pegando assim, além da deformação elástica, uma parcela viscosa da deformação. Já com o FWD é obtido apenas as deformações elásticas.

Para verificar se os modelos de previsão de desempenho encontrados para cada trecho estão de acordo com os valores encontrados em campo, foi desenvolvido o gráfico da Figura 4.30 onde é realizado uma comparação dos valores observados em campo com os valores calculados através dos modelos de previsão de desempenho.

Analisando a Figura 4.30 é possível verificar que a grande maioria dos valores não está perfeitamente em cima da linha, o que significa que os modelos de previsão de desempenho não são perfeitos, porém representam satisfatoriamente o comportamento encontrado em campo. Uma observação que vale ser feita é com relação aos modelos encontrados através dos ensaios com FWD que obtiveram valores extremamente próximos aos valores obtidos em campo, posicionando os pontos mostrados na Figura 4.30 em cima da linha.

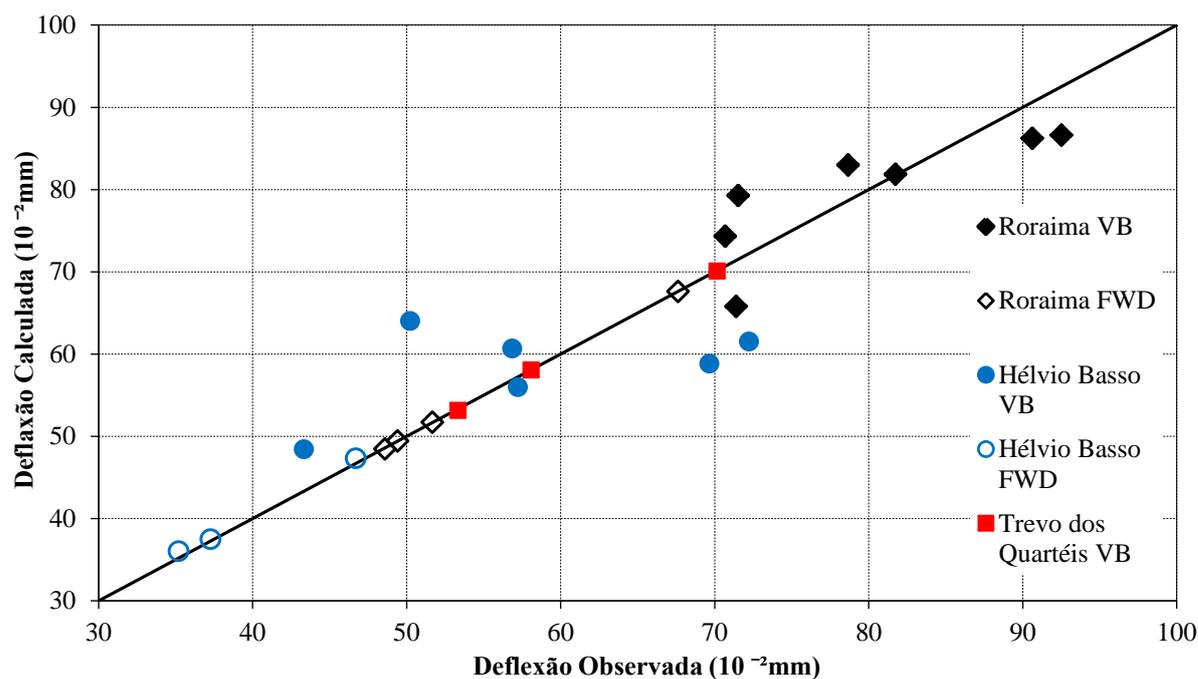


Figura 4.30: Comparação entre valores observados e valores calculados de deflexão

A Tabela 4.17 mostra resumidamente os modelos encontrados em cada trecho para os ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD com seus respectivos valores de R^2 e Erro Padrão de Estimativa (ϵ_p).

Tabela 4.17: Resumo dos modelos de previsão de desempenho de deflexão, R^2 e ϵ_p

Método	Trecho Monitorado	Modelo de Previsão de Desempenho		R^2	ϵ_p (10^{-2} mm)
AASHTO	Avenida Roraima	Viga Benkelman	$DEF_{VB} = -7,37 \times 10^{-11} \times N_{AASHTO}^2 + 3,98 \times 10^{-5} \times N_{AASHTO} + 81,87$	0,65	5,96
		FWD	$DEF_{FWD} = 5,14 \times 10^{-11} \times N_{AASHTO}^2 - 6,89 \times 10^{-5} \times N_{AASHTO} + 71,54$	1,0	0,10
	Avenida Hélivio Basso	Viga Benkelman	$DEF_{VB} = -3,14 \times 10^{-11} \times N_{AASHTO}^2 + 2,06 \times 10^{-5} \times N_{AASHTO} + 60,67$	0,25	10,78
		FWD	$DEF_{FWD} = -1,23 \times 10^{-10} \times N_{AASHTO}^2 + 1,73 \times 10^{-4} \times N_{AASHTO} - 11,38$	1,0	1,07
	Trevo dos Quartéis	Viga Benkelman	$DEF_{VB} = -8,32 \times 10^{-10} \times N_{AASHTO}^2 + 2,86 \times 10^{-4} \times N_{AASHTO} + 46,57$	1,0	0,20
USACE	Avenida Roraima	Viga Benkelman	$DEF_{VB} = -3,68 \times 10^{-11} \times N_{USACE}^2 + 2,85 \times 10^{-5} \times N_{USACE} + 81,81$	0,65	5,94
		FWD	$DEF_{FWD} = 2,52 \times 10^{-11} \times N_{USACE}^2 - 4,82 \times 10^{-5} \times N_{USACE} + 71,56$	1,0	0,07
	Avenida Hélivio Basso	Viga Benkelman	$DEF_{VB} = -1,11 \times 10^{-11} \times N_{USACE}^2 + 1,21 \times 10^{-5} \times N_{USACE} + 60,70$	0,24	10,79
		FWD	$DEF_{FWD} = -4,43 \times 10^{-11} \times N_{USACE}^2 + 1,04 \times 10^{-4} \times N_{USACE} - 12,16$	1,0	0,18
		Trevo dos Quartéis	Viga Benkelman	$DEF_{VB} = -1,77 \times 10^{-10} \times N_{USACE}^2 + 1,32 \times 10^{-4} \times N_{USACE} + 46,57$	1,0

Onde: DEF_{VB} = deflexão máxima determinada com a Viga Benkelman (10^{-2} mm);

DEF_{FWD} = deflexão máxima determinada com o FWD (10^{-2} mm);

N_{AASHTO} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da AASHTO;

N_{USACE} = Número equivalente de solicitações do eixo padrão de 8,2 tf acumulado, calculado pelo FEC da USACE;

R^2 = Coeficiente de determinação;

ε_p = Erro Padrão de Estimativa (10^{-2} mm);.

O Erro Padrão de Estimativa (ε_p) mostra a variação que existe entre os valores obtidos com os ensaios em campo e os valores obtidos com o modelo. Assim os valores que chamam a atenção na Tabela 4.15 são para o modelo de previsão de desempenho encontrado com Viga Benkelman para as Avenidas Roraima e Hélio Basso, onde tal variação foi mais elevada, chegando num ε_p de $10,79 \times 10^{-2}$ mm para Avenida Hélio Basso.

Como grande parte da literatura apresenta modelos de previsão de desempenho, onde os valores de deflexão máxima foram obtidos com Viga Benkelman, foram confeccionados os gráficos da Figura 4.31, para os modelos de deflexão máxima encontrados com Viga Benkelman nos três trechos monitorados. Fez-se ainda uma comparação destes modelos com os encontrados nos estudos de Marcon (2004) e Basílio (2002) onde é mostrado o comportamento das deflexões em função do número de solicitações.

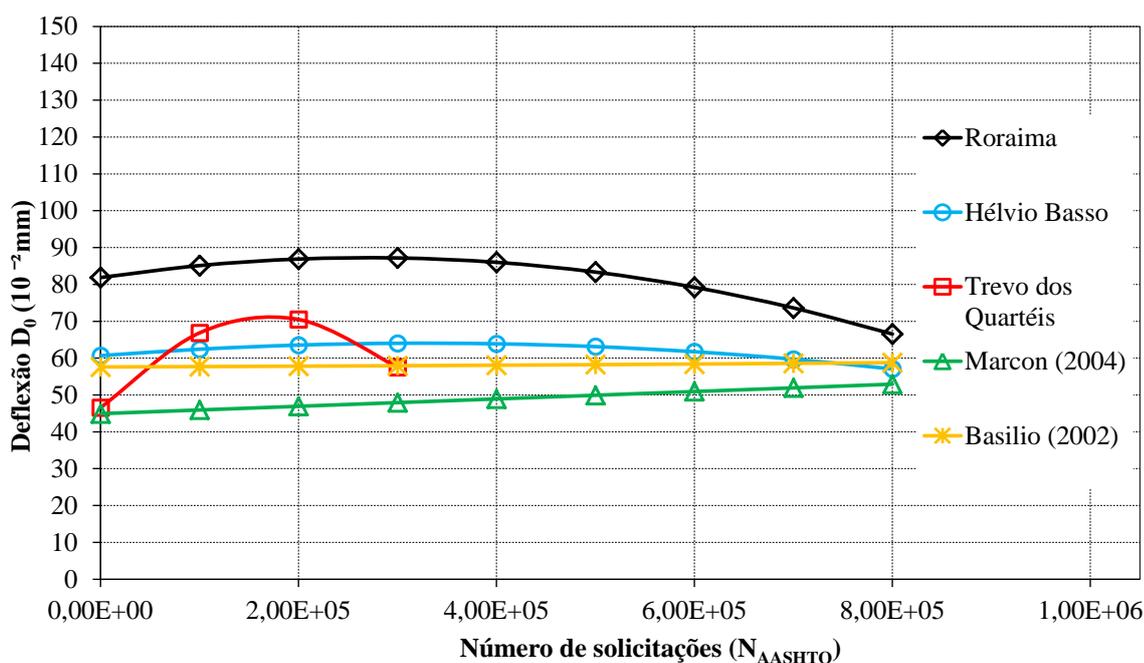


Figura 4.31: Modelos desenvolvidos comparados com os da literatura

Observa-se na Figura 4.31 que o modelo encontrado para Avenida Hélvio Basso está de acordo com os encontrados por Marcon (2004) e Basílio (2002), com resultados bem próximos. É possível mencionar ainda que o modelo da Avenida Roraima apresentou valores bem superiores aos demais, pelo fato de ser um trecho onde ocorreu uma restauraao de forma inadequada com espessuras insuficientes, como será mostrada no item 4.9 de análise estrutural dos trechos.

Como mencionado anteriormente, pelo fato de o tempo de monitoramento do Trevo dos Quartéis ter sido bastante curto, seu modelo de previsão de desempenho não apresenta uma precisão adequada do comportamento estrutural com o passar do tempo, o que está bem em evidência no gráfico da Figura 4.31.

4.8 MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR RETROANÁLISE

Através da obtenao das bacias de deflexões com Viga Benkelman e FWD na Avenida Roraima, Avenida Hélvio Basso e Trevo dos Quartéis realizou-se o procedimento de retroanálise para estimativa dos módulos de resiliência em cada camada que compõe cada uma das vias. Tais módulos foram inferidos com a utilizaao do software BAKFAA, e utilizando os valores das bacias de deflexões já corrigidas para uma temperatura de 25C, bem como os valores de coeficiente de Poisson mencionados no item 3.3.9. Para obter os valores de módulo de resiliência de cada uma das camadas do pavimento, com a maior precisão possível, adotou-se como metodologia de parada, quando se alcançasse o menor valor quadrático médio (RMS) possível apresentado no software, em cada uma das bacias retroanalisadas. Para a Avenida Roraima os valores médios de módulo de resiliência de cada camada estão apresentados na Tabela 4.18 e na Figura 4.32

Tabela 4.18: Valores de Módulo de Resiliência nas camadas da Avenida Roraima

Trecho Monitorado	Período Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	MR Rev. Novo (MPa)	MR Rev. Antigo (MPa)	MR Base (MPa)	MR Subleito (MPa)
Viga Benkelman	0	0,00E+00	0,00E+00	—	2390	122	187
	1	3,03E+04	4,36E+04	4321	1178	52	255
	6	1,79E+05	2,57E+05	4701	1330	383	62
	13	3,88E+05	5,57E+05	4307	1023	71	199
	20	5,98E+05	8,54E+05	4276	1023	81	165
	23	6,88E+05	9,81E+05	4309	1198	52	211
	27	8,09E+05	1,15E+06	4102	1013	71	207
FWD	2	5,97E+04	8,58E+04	2816	913	79	340
	14	4,18E+05	6,00E+05	3881	1562	100	374
	23	6,88E+05	9,81E+05	4910	2208	125	295
	27	8,09E+05	1,15E+06	3580	1390	165	263

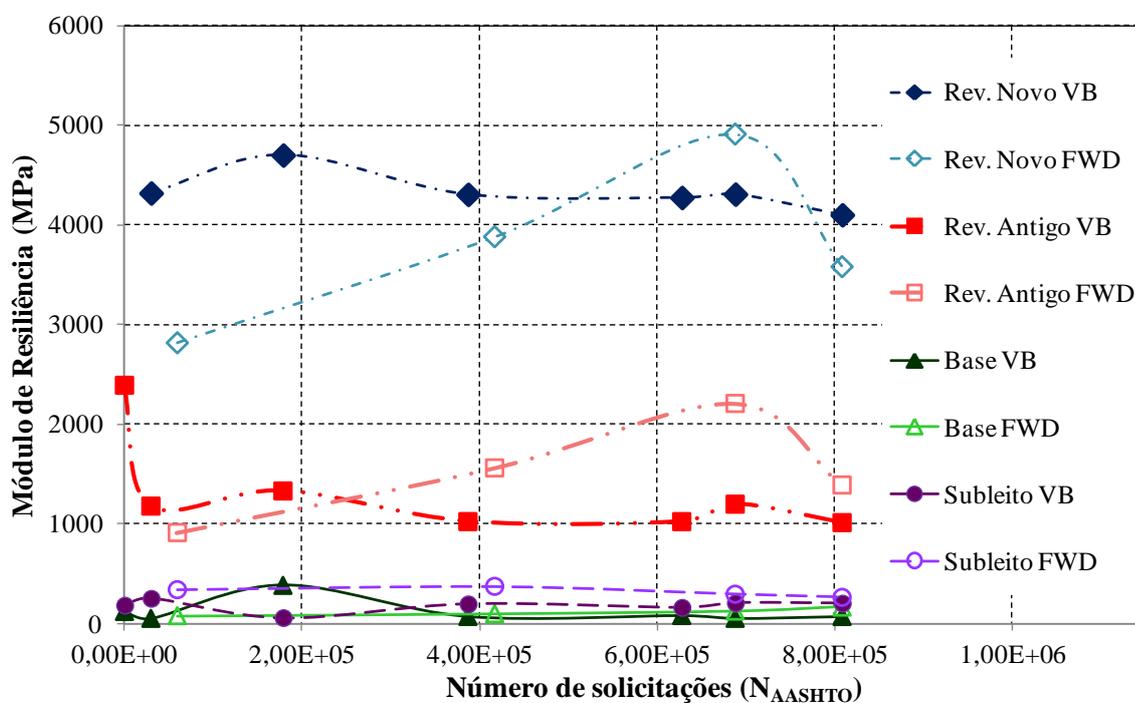


Figura 4.32: Módulo de Resiliência para ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD na Avenida Roraima

Na Figura 4.32 verifica-se para a camada de revestimento novo uma constância nos valores de MR nos ensaios realizados com Viga Benkelman. Já no ensaio com FWD os valores de MR sofreram um aumento constante durante os três primeiros levantamentos, com uma queda acentuada no quarto ensaio. Esta diferença de comportamento entre os MRs dos ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD se dá devido a maior precisão na obtenção dos dados com o FWD, que mede apenas as deformações elásticas do pavimento. Tal fato é

ideal para a obtenção dos valores de deflexão nos ensaios e, por conseguinte, para o MR das camadas, mostrando assim a evolução na capacidade do material de deformar, absorver essa energia de deformação e retornar a posição inicial, o que não aconteceu na retroanálise dos dados obtidos com Viga Benkelman. O aumento nos três primeiros ensaios realizados com FWD deve ter ocorrido em função de um possível acréscimo na rigidez da mistura asfáltica devido ao envelhecimento da mistura. A queda no valor do módulo possivelmente ocorreu pelo aumento da quantidade e severidade dos defeitos, reduzindo, assim, a capacidade estrutural da mistura.

Já a camada antiga de revestimento teve uma queda no valor de MR, do ensaio realizado antes do recapeamento em relação aos realizados após o recapeamento e liberação ao tráfego com Viga Benkelman. Porém, a obtenção dos valores de MR no primeiro levantamento, se deu através da média dos valores de retroanálise de apenas seis bacias de deflexão, o que pode ter alterado os valores reais de MR da camada de revestimento antigo de todo o trecho, mostrando assim valores mais altos para esta camada.

Os módulos obtidos para o revestimento antigo, com os dados dos ensaios de FWD, mostraram um comportamento semelhante aos conseguidos para o revestimento novo. Tal comportamento pode ser explicado pela hipótese de que, como a retroanálise leva em conta toda a estrutura para realizar as análises, e como o revestimento novo teve o comportamento de inicialmente aumentar e posteriormente retraindo, o revestimento antigo seguiu o mesmo comportamento por ter características semelhantes.

Observa-se tanto na Tabela 4.18 como na Figura 4.32, valores de MR na camada de Base abaixo do esperado, tanto para a retroanálise dos dados de Viga Benkelman como para os dados de FWD. Este valor baixo deve ter ocorrido devido a grande contaminação por finos que a camada estava apresentando. Foi possível verificar esta contaminação, pois se realizou a coleta e avaliação do material que estava empregado nesta camada. Verificou-se ainda valores relativamente altos de MR para camada de subleito, na ordem de 180 MPa. Porém, Ribas (2014) encontrou valores semelhantes nas retroanálises realizadas com dados de deflexão obtidos em rodovias do Rio Grande do Sul.

Para a Avenida Hélvio Basso os valores médios de módulo de resiliência, conseguidos com retroanálise, de cada uma das camadas, para as bacias de deflexão obtidas nos ensaios com Viga Benkelman e FWD, estão mostrados na Tabela 4.19. O comportamento dos módulos de resiliência com o passar do tempo e à medida que o pavimento foi solicitado estão apresentados na Figura 4.33.

Tabela 4.19: Valores de Módulo de Resiliência nas camadas da Avenida HÉlvio Basso

Trecho Monitorado	Período Ensaio (meses)	N_{AASHTO}	N_{USACE}	MR Revestimento	MR Base (MPa)	MR Sub base (MPa)	MR Subleito (MPa)
Viga Benkelman	0	0,00E+00	0,00E+00	4276	255	501	195
	1	4,35E+04	7,36E+04	4084	245	365	120
	7	2,99E+05	5,05E+05	4203	413	621	142
	14	7,36E+05	1,24E+06	4094	301	614	69
	17	8,35E+05	1,40E+06	4026	304	398	144
	21	1,03E+06	1,73E+06	4249	549	463	212
FWD	9	3,91E+05	6,61E+05	6477	617	603	163
	17	8,35E+05	1,40E+06	6706	634	399	167
	21	1,03E+06	1,73E+06	6983	671	587	206

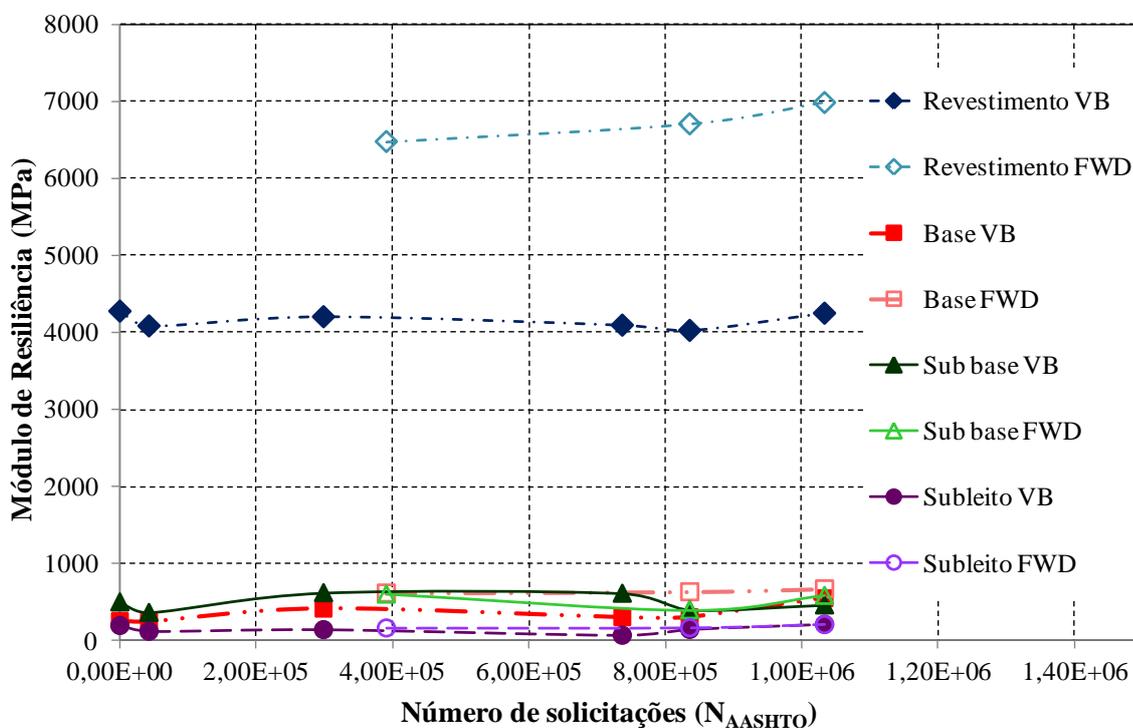


Figura 4.33: Módulo de Resiliência para ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD na Avenida HÉlvio Basso

Pode-se observar da Figura 4.33 que há uma constância nos valores de módulo de resiliência em todas as camadas que compõem o pavimento com o passar do tempo. Essa constância se dá devido a uma compactação adequada nas camadas de solo e granulares, subjacentes ao revestimento. Na camada de revestimento a constância nos valores de MR se dá devido a um envelhecimento não muito acentuado simultaneamente com o não

aparecimento de trincas, fazendo com que não aumentasse nem reduzisse os valores nestes meses de observação.

Observam-se ainda valores de MR condizentes com o encontrado na literatura, nos encontrados no laboratório e como no estudo realizado por Ribas (2014), tanto na camada de solo quanto nas camadas granulares e de revestimento asfáltico. A coerência dos valores encontrados nos módulos de resiliência deste trecho com o da literatura se dá devido a uma adequada construção de cada uma das camadas, com suas respectivas técnicas.

Vale salientar ainda que os valores de MR encontrados para o revestimento asfáltico dos ensaios com FWD mostraram-se aproximadamente 39% maiores do que os encontrados com Viga Benkelman. Este valor maior ocorreu devido a valores de deflexão menores encontrados no ensaio com FWD.

No trevo dos Quartéis os valores médios de MR encontrados para cada camada nos três ensaios realizados com Viga Benkelman e para os dois ensaios realizados com FWD estão apresentados na Tabela 4.20.

Tabela 4.20: Valores de Módulo de Resiliência nas camadas do Trevo dos Quartéis

Trecho Monitorado	Período Ensaio (meses)	N _{AASHTO}	N _{USACE}	MR Revestimento	MR Base (MPa)	MR Sub base (MPa)	MR Subleito (MPa)
Viga Benkelman	1	4,64E+04	1,01E+05	3064	193	337	285
	3	1,36E+05	2,95E+05	2786	134	176	252
	7	3,19E+05	6,91E+05	3304	425	170	195
FWD	3	1,36E+05	2,95E+05	3093	382	184	221
	7	3,19E+05	6,91E+05	3200	556	445	285

Uma observação que deve ser salientada na visualização da Tabela 4.20 é com relação aos valores de MR obtidos para o subleito, relativamente altos para uma camada composta por uma argila com as características apresentadas neste trecho. Porém para a realização da retroanálise não foi considerada a camada de reforço do subleito, em pedra detonada, como uma camada isolada do subleito, ambas foram consideradas como uma camada do sistema subleito, composta pela camada de argila e a pedra detonada, colocadas como reforço do subleito, por isso o surgimento de valores mais elevados.

Para melhor visualização do comportamento dos módulos em cada camada, foram confeccionados os gráficos da Figura 4.34 com os valores de módulo de resiliência em função do número de solicitações equivalentes do eixo padrão de 8,2tf.

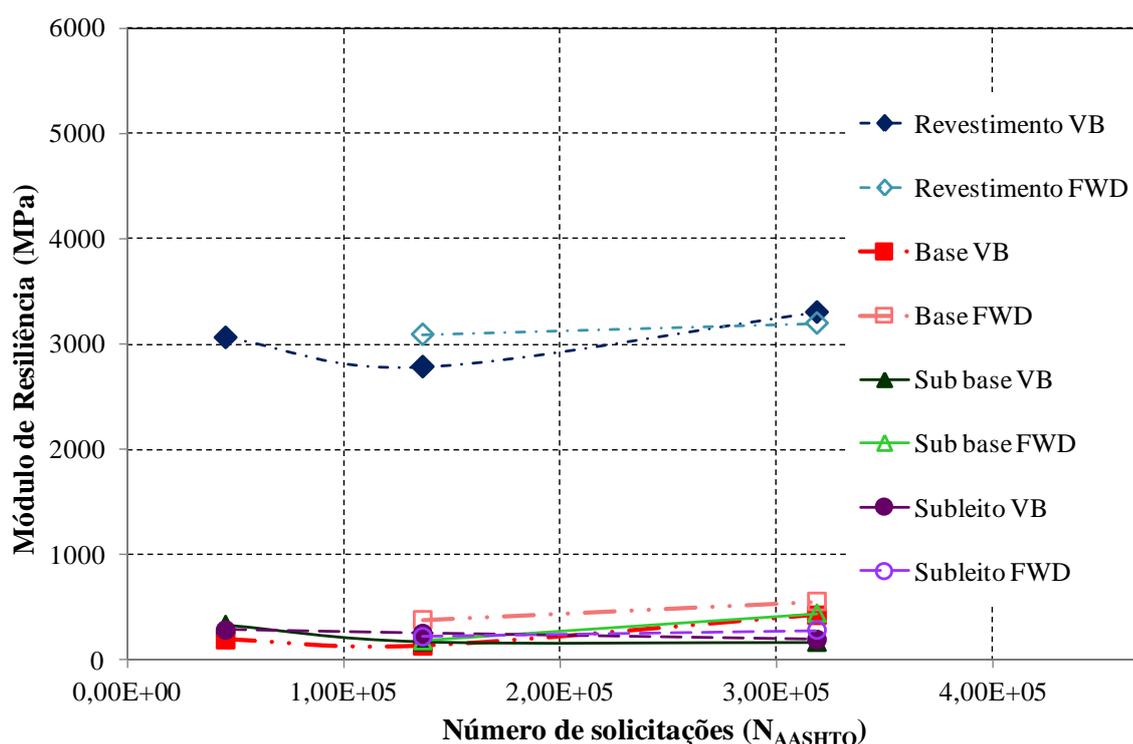


Figura 4.34: Módulo de Resiliência para ensaios realizados com Viga Benkelman e FWD no Trevo dos Quartéis

O comportamento dos valores de MR de todas as camadas, à medida que o pavimento foi solicitado, obtidos com Viga Benkelman e FWD mostraram-se constantes ao longo do tempo. Deve ter acontecido esta constância devido ao curto período de tempo de monitoramento do trecho, uma vez que foi realizado o último levantamento apenas sete meses após a liberação do tráfego.

Realizando uma comparação entre os valores de módulo de resiliência encontrados para os três trechos monitorados, observa-se que para os ensaios com Viga Benkelman os módulos de resiliência para o revestimento novo da Avenida Roraima e o revestimento da Avenida Hélio Basso resultaram bem semelhantes na ordem de 4300 MPa. Acredita-se que esta semelhança se dá devido a mistura asfáltica ter sido feita pela mesma empresa em ambos os trechos, com agregados da mesma jazida e com arranjo granulométrico com características parecidas, e ligantes de comportamentos semelhantes. Já a mistura asfáltica do Trevo dos Quartéis obteve um valor de MR na ordem de 3200 MPa, que é um pouco inferior a dos outros dois trechos monitorados.

Para a camada de base a única que apresentou valores um pouco inferiores foi a base em BGS da Avenida Roraima que teve valores em torno de 100 MPa, por ser uma camada

antiga contaminada por finos, os outros dois trechos já mostraram valores na ordem de 300 MPa, como na pesquisa de Ribas (2014). Para a camada de subleito as Avenidas Roraima e HÉlvio Basso obtiveram valores em torno de 150 MPa, o que também condiz com o apresentado em outros estudos. Somente o subleito do Trevo dos Quartéis exibiu valores mais altos, justamente por ter sido considerado como um sistema subleito.

Realizando a mesma análise, porém agora com os valores de MR obtidos pelos dados dos ensaios realizados com FWD, há um disparidade nos valores de MR das camadas de revestimento asfáltico dos três trechos, que apresentam valores mais altos para a Avenida HÉlvio Basso, na ordem de 6700 MPa, medianos para Avenida Roraima, 4200 MPa, e um pouco mais baixos no Trevo dos Quartéis, em torno de 3200 MPa. O único que se sobressaiu neste comparativo foram os valores para a Avenida HÉlvio Basso que foram bem superiores para os ensaios com FWD do que para os ensaios com Viga Benkelman, porém o motivo desta variação já foi justificado anteriormente.

Os valores de MR nas camadas de base obtidos com os dados de FWD tiveram o mesmo comportamento que os conseguidos a Viga Benkelman para cada trecho, com exceção do valor para base da Avenida HÉlvio Basso, com valores mais altos, na faixa de 630 MPa. Acredita-se que da mesma forma que os valores de MR do revestimento apresentaram valores mais elevados para os dados obtidos com FWD neste trecho; os valores de MR para base também tiveram valores mais altos pelo mesmo motivo. Para o subleito o comportamento dos valores de MR em cada trecho foi o mesmo para os obtidos com Viga Benkelman, com valores em torno de 180 MPa para as Avenidas Roraima e HÉlvio Basso e de 250 MPa para o Trevo dos Quartéis.

4.9 ANÁLISE ESTRUTURAL

Neste item serão apresentadas análises estruturais dos três trechos monitorados através de análises mecanicistas com dados obtidos nos ensaios de deflexão com Viga Benkelman, uma vez que foi realizado apenas ensaios com este equipamento no primeiro mês de abertura das vias ao tráfego. Será mostrada ainda uma análise estrutural da espessura da camada asfáltica colocada na Avenida Roraima feita com a norma do DNER-PRO 011/1979, de restauração do pavimento da via existente.

4.9.1 Análise mecanicista

Para realização deste estudo, selecionaram-se os valores de módulo de resiliência obtidos através da retroanálise dos dados dos ensaios realizados com Viga Benkelman no período em que cada trecho havia sido utilizado durante um mês. Foi utilizado como ferramenta o software AEMC/SisPav (2009), com carregamento do eixo padrão, sendo eixo simples de rodas duplas com inflação dos pneus igual a 0,55MPa e carga de 8200 kg.

Foram adotados os mesmos valores de Coeficiente de Poisson utilizados na retroanálise que foram de 0,30 para concreto asfáltico segundo Specht (2004), 0,35 para camadas granulares e 0,45 para subleitos de solos segundo Medina e Motta (2015). Com esta análise mecanicista realizada com o software obteve-se a deformação específica de tração na fibra inferior do revestimento (ϵ_t) e a deformação específica de compressão no topo do subleito (ϵ_c); valores que foram aplicados nos modelos de fadiga e de deformação permanente buscados na literatura.

Com estes dados, foram realizadas seis simulações no software AEMC/SisPav (2009), as três primeiras para obtenção dos valores das tensões de tração na fibra inferior do revestimento e tensão de compressão no topo do subleito dos três trechos monitorados, com aderência total entre as camadas. No caso específico da Avenida Roraima pegou-se a tensão de tração na fibra inferior do revestimento novo, pois o antigo já se encontrava bastante deteriorado.

As outras três simulações foram realizadas com o mesmo objetivo, porém considerando a não aderência entre as camadas. Somente foi considerada aderida a camada asfáltica nova com a camada asfáltica antiga da Avenida Roraima, por se tratar de uma interface de camada asfáltica com camada asfáltica. Optou-se por realizar as simulações com aderência entre as camadas e sem aderência entre as camadas que compõem o pavimento para verificar a influência de tal parâmetro nas tensões e na previsão de durabilidade do pavimento.

Para avaliar o desempenho a fadiga, foram utilizados os modelos de Franco (2007), Pinto (1991) e da Federal Highway Administration – FHWA (2006), que são os modelos mais utilizados no meio acadêmico. Para a deformação permanente o modelo empregado foi o proposto pelo Asphalt Institute (1991).

Dando prosseguimento ao estudo, inseriu-se no modelo de Franco (2007), que está apresentado na Equação 2.45 do item 2.3.2.12, no modelo de Pinto (1991) que está mostrado na Equação 2.51 do item 2.3.2.14 e no modelo do FHWA (2006) que está apresentado na

Equação 2.60 do item 2.3.2.17, as tensões de tração na base do revestimento, para obtenção da previsão da vida de fadiga de cada um dos trechos. No modelo proposto pelo Asphalt Institute (1991), que está na Equação 2.53 do item 2.3.2.15, inseriu-se as tensões de compressão no topo do subleito, para obtenção do número de solicitações do eixo padrão necessários para causar a deformação permanente máxima na estrutura.

A Tabela 4.21 apresenta os valores de tensão de tração na base das camadas asfálticas e tensão de compressão no topo dos subleitos, bem como os valores de módulo de resiliência da camada de revestimento necessário para o cálculo de alguns modelos. Já a Tabela 4.22 mostra os valores de N de Fadiga e N de deformação permanente em que modelos mencionados, preveem o momento que ocorrerão as rupturas dos pavimentos, seja essa ruptura pelo mecanismo de fadiga ou da deformação permanente.

Tabela 4.21: Valores de tensão de tração e tensão compressão calculados no AEMC

	Trecho	ϵ_t ($10^{-6} \mu \text{ m/m}$)	ϵ_c ($10^{-6} \mu \text{ m/m}$)	MR Revestimento (MPa)
Aderido	Avenida Roraima Rev. Novo	177	-263	4321
	Avenida Hélio Basso	251	-186	4084
	Trevo dos Quartéis	292	-236	3064
Não Aderido	Avenida Roraima Rev. Novo	207	-690	4321
	Avenida Hélio Basso	369	-610	4084
	Trevo dos Quartéis	414	-740	3064

Tabela 4.22: N de fadiga e N de deformação permanente dos modelostestados

	Trecho	N_{AASHTO}			
		Franco (2007)	Pinto (1991)	FHWA (2006)	A. Institute (1991)
Aderido	Avenida Roraima	4,97E+05	6,03E+06	1,64E+07	1,37E+07
	Avenida Hélio Basso	1,94E+05	2,39E+06	4,81E+06	6,46E+07
	Trevo dos Quartéis	1,56E+05	1,62E+06	2,83E+06	2,23E+07
Não Aderido	Avenida Roraima	3,20E+05	3,98E+06	9,47E+06	5,44E+09
	Avenida Hélio Basso	6,53E+04	8,63E+05	1,24E+06	9,43E+09
	Trevo dos Quartéis	5,84E+04	6,42E+05	8,30E+05	3,98E+09

Analisando a Tabela 4.22 é possível afirmar que ao realizar as simulações com as camadas do pavimento não aderidas, a possibilidade de o pavimento romper por fadiga e não por deformação permanente é bem maior, pois é necessário um número de solicitações bem

inferior para romper o pavimento por fadiga segundo os modelos utilizados para esta análise. Isso ocorre devido as camadas da estrutura do pavimento trabalharem de forma individual, absorvendo o carregamento e transmitindo uma menor parcela de tensão para camada inferior, rompendo com uma maior tensão de tração na base do revestimento e uma menor tensão de compressão no topo do subleito.

Além disso, a grande maioria dos pavimentos brasileiros, inclusive os trechos estudados nesta pesquisa, são dimensionados pelo método do CBR, que protege o subleito contra o carregamento, fazendo com que as tensões de compressão nesta camada sejam muito baixas. Assim os pavimentos brasileiros possuem uma possibilidade maior de romper por fadiga do que por deformação permanente.

Já quando foram realizadas as simulações com as camadas do pavimento totalmente aderidas entre elas, se tomado como base o modelo do FHWA (2006), e analisando a tensão na fibra inferior do revestimento da Avenida Roraima, o pavimento chegaria a ruína pelo mecanismo da deformação permanente. Isso ocorre devido à maior transferência de tensão de compressão entre as camadas, uma vez que elas estão trabalhando juntas como se fossem uma estrutura única. Porém, nos demais trechos, a ruptura ainda seria pelo mecanismo de fadiga, mesmo com todas as camadas do pavimento aderidas. Para melhor visualizar todas estas observações foram realizados os gráficos da Figura 4.35.

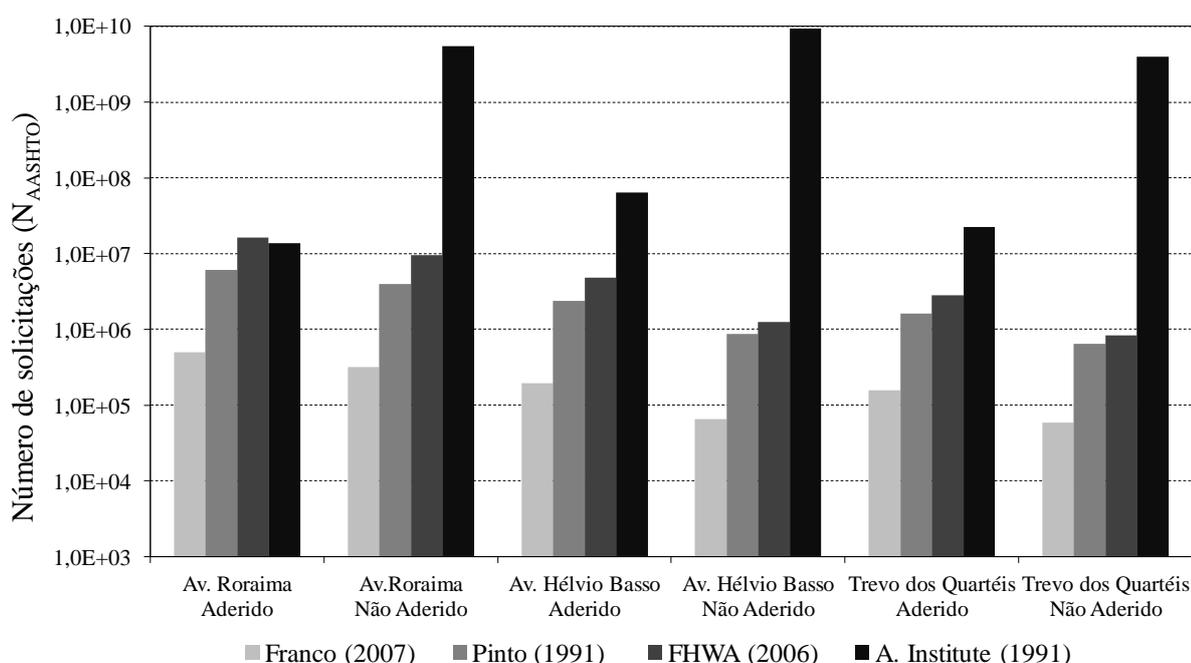


Figura 4.35: Estimativa de durabilidade do pavimento segundo os modelos mecânicos

Com os dados conseguidos através de contagem de tráfego dos três trechos monitorados, e seguindo o mecanismo de ruptura adotado pela AASHTO, que assume a perda de serventia como critério de ruptura, obteve-se o período que a estrutura suportaria a solicitação real que ocorre em cada um dos trechos. Para encontrar o período em que o número de solicitações equivalentes ao eixo padrão causaria o dano no pavimento, até causar sua ruptura, seria necessário conhecer as características do tráfego e como ele se comporta durante o dia.

Um dos parâmetros que não foi possível medir foi o peso dos veículos, devido a isso foi adotado que 100% dos veículos estavam passando com carga máxima legal, outro parâmetro adotado foi com relação a taxa de crescimento anual que foi a encontrada para a Avenida Roraima de 1,15% e para a Avenida Hélvio Basso de 13,68%. Para o Trevo dos Quartéis foi adotado a taxa de crescimento de 3,0%, segundo recomendações do DNIT, uma vez que neste trecho foi realizada apenas uma contagem de tráfego não sendo possível assim encontrar a taxa de crescimento anual. Já os parâmetros de fator de sentido e fator climático foram adotados de acordo com as características da via e da região, os demais foram calculados através dos dados obtidos nas contagens de tráfego realizados nos três trechos monitorados.

Com os dados tabulados, foi possível realizar o cruzamento dos dados das contagens com os obtidos nos modelos mecânicos e assim encontrar o período em que o número de solicitações equivalentes ao eixo padrão causaria o dano no pavimento até causar sua ruptura. Estes períodos estão apresentados na Tabela 4.23.

Tabela 4.23: Previsão de ruptura dos trechos através dos modelos mecânicos e contagens.

	Trecho	N _{AASHTO}			
		Franco (2007)	Pinto (1991)	FHWA (2006)	A. Institute (1991)
Aderido	Avenida Roraima	1 ano e 5 meses	14 anos	31 anos e 3 meses	27 anos e 3 meses
	Avenida Hélvio Basso	5 meses	4 anos e 5 meses	8 anos e 5 meses	64 anos e 6 meses
	Trevo dos Quartéis	4 meses	2 anos e 11 meses	4 anos e 10 meses	28 anos e 6 meses
Não Aderido	Avenida Roraima	11 meses	9 anos e 9 meses	20 anos e 4 meses	-
	Avenida Hélvio Basso	2 meses	1 ano e 8 meses	2 anos e 4 meses	-
	Trevo dos Quartéis	1 ano e 6 meses	1 ano e 2 meses	1 ano e 6 meses	-

É possível observar na Tabela 4.23 que se for utilizado o modelo de Franco (2007), o tempo necessário para ocorrer a ruptura do pavimento por fadiga é bem inferior em comparação aos demais modelos utilizados no comparativo, isso ocorre pelo fato de o modelo de Franco (2007) ser conservador em se tratando de vida de fadiga do pavimento. Em contrapartida, o modelo apresentado pelo FHWA (2006) mostra uma perspectiva de durabilidade maior chegando a ser bastante otimista principalmente para Avenida Roraima. Assim foi possível verificar que a escolha do modelo influencia diretamente na expectativa de vida útil do pavimento.

Outra observação que vale ser feita é com relação à colocação ou não de aderência entre as camadas do pavimento. Foi possível verificar que, para vida de fadiga este parâmetro não teve influência tão significativa quanto na deformação permanente. Para deformação permanente, a colocação da aderência entre as camadas durante as simulações, reduziu extremamente a previsão de vida útil do pavimento, já sem aderência não foi possível verificar o tempo de vida útil, devido ter uma previsão extremamente alta da vida de deformação permanente.

Além da análise mecanicista através dos modelos, foi realizado também o cálculo do número estrutural dos três trechos monitorados. Segundo Johnston (2001) o número estrutural é um número indicativo da espessura total de um pavimento para resistir um número total de solicitações equivalente ao eixo padrão, com determinadas combinações de capacidade de suporte do solo, serventia final e clima. Para a realização destes cálculos, foi seguido as orientações contidas na AASHTO.

Para a Avenida Roraima o número estrutural encontrado foi 1,46; já para Avenida Hélio Basso o valor encontrado foi 2,83 e para o Trevo dos Quartéis foi 2,63. Com isso é possível mencionar que a estrutura do pavimento da Avenida Hélio Basso tem maior capacidade de suporte em relação aos outros dois trechos monitorados, já a Avenida Roraima apresentou o menor número estrutural.

Outra análise realizada foi com relação a um possível Shift Factor na Avenida Roraima para o trincamento. Utilizou-se o modelo encontrado para o trincamento obtido pelo método de cálculo do FEC da USACE, e encontrou-se o possível número de solicitações necessário para causar 20% de área trincada, sendo encontrado $N_{USACE} = 1,46 \times 10^6$. Utilizando o modelo de Franco (2007) e $\epsilon_t = 207 \times 10^{-6} \mu$ m/m que é para o caso de apenas as duas camadas asfálticas aderidas, encontrou-se um “Shift Factor” igual a $1,46 \times 10^4$, corroborando com a indicação de Franco (2007).

4.9.2 Análise Estrutural pela norma DNER-PRO 011/1979

Por se tratar de um trecho onde foi realizada uma restauração, optou-se por conferir a espessura de reforço que foi colocada na estrutura antes do início do monitoramento do trecho. Esta conferência foi realizada através da utilização dos métodos abordados na norma DNER-PRO 011/1979.

Com os dados de deflexão encontrados no levantamento do dia 30/11/2012 (antes da colocação da camada de reforço) realizou-se a análise estatística, para obter a média e o Desvio Padrão. Como foi possível considerar os dados de todas as estacas para realização dos cálculos, encontrou-se a média e o desvio padrão e assim a deflexão característica do trecho ($D_c = 104,79 \times 10^{-2} \text{mm}$). Com a deflexão característica e considerando o fator de correção sazonal igual a um, encontrou-se a deflexão de projeto ($D_p = 104,79 \times 10^{-2} \text{mm}$).

Com os dados citados, adotou-se para realização do cálculo da espessura da camada de CA no reforço, períodos de projeto de 5 e 10 anos, bem como uma taxa de crescimento de 1,15% ao ano, encontrada para o referido trecho. A partir dos dados referentes à contagem média de 2013 encontrou-se o número de solicitações do eixo padrão para um período de 5 anos igual à $1,84 \times 10^6$ e assim a necessidade de realização de pelo menos 4,5cm de uma camada de CA e 6,7cm para um período de projeto de 10 anos onde $N = 3,78 \times 10^6$ solicitações equivalentes do eixo padrão.

Como foi realizada a colocação de 5,0cm de reforço no trecho monitorado, calculou-se o possível número de solicitações do eixo padrão que poderiam levar o trecho a ruína e encontrou-se um valor de $N = 2,15 \times 10^6$. Também com os dados referentes a contagem de 2013, estimou-se o período que esta ruína ocorreria e foi encontrado um período de 5 anos e 10 meses.

Observando os dados de levantamento de defeitos, verificou-se que 6 meses após a liberação do tráfego iniciou-se o surgimento de trincas interligadas de fadiga com esborcinamento das fissuras sendo classificada como severidade alta no início da estaca 7. Acredita-se que as trincas interligadas que surgiram neste período sejam a propagação das trincas que existiam no revestimento antigo da Avenida Roraima, uma vez que não foi realizado nenhum método que impedisse esta propagação durante a restauração do trecho.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve como objetivo monitorar três trechos de pavimentos implantados na região de Santa Maria- RS a fim de verificar os desempenhos funcionais e estruturais de tais trechos, subsidiando assim o desenvolvimento de 34 modelos de previsão de desempenho, sendo 17 deles obtidos pela forma de cálculo do fator de equivalência de carga (FEC) pela metodologia da American Association of Highway and Transportation Officials (AASHTO) e os outros 17 modelos pela forma de cálculo do FEC de acordo com o United States Army Corps of Engineers (USACE).

Com isso foi possível chegar as seguintes conclusões:

- Durante a implantação, coletaram-se amostras de materiais utilizados na construção de cada uma das camadas e pôde-se concluir que a característica de cada um desses materiais influenciou diretamente no desempenho dos trechos, uma vez que a Avenida Roraima que continha uma base contaminada com finos, por exemplo, apresentou desempenho um pouco inferior, com surgimento prematuro de trincas e deflexões maiores do que a Avenida Hélyvio Basso e Trevo dos Quartéis que foram construídos com materiais novos.
- Com relação às condições funcionais dos trechos monitorados, até o momento, apresentam valores satisfatórios de irregularidade longitudinal. A Avenida Hélyvio Basso foi a que mostrou maior IRI, sendo este igual a 2,50m/km. O maior afundamento em trilha de roda até o momento é do Trevo dos Quartéis, sendo igual a 3,90 mm e a Avenida Roraima mostrou 17% de área trincada com um IGG de 53. Conclui-se que grande parte deste trincamento foi ocasionado pela reflexão das trincas do pavimento antigo. A Avenida Hélyvio Basso apresentou o pior desempenho com relação a macrotextura, sendo classificada como fina e o Trevo dos Quartéis com a classificação de microtextura muito lisa teve o pior desempenho.uma Microtextura Lisa. A Avenida Roraima mostrou o melhor desempenho em ambos os parâmetros com macrotextura média e microtextura lisa.

- Quando realizado o cruzamento dos dados de macrotextura e microtextura para obtenção do IFI, pôde-se concluir que este está ligado de forma direta à característica da mistura e dos agregados. A Avenida Hélvio Basso por apresentar uma macrotextura fina e uma microtextura lisa obteve o menor valor de IFI, sendo igual a 0,1 para velocidade máxima permitida do trecho, com classificação de IFI ruim. Tal fato deve-se, principalmente, por este trecho ter um esqueleto pétreo bastante fechado da mistura. Já a Avenida Roraima teve o melhor desempenho, com IFI igual a 0,2 para velocidade máxima permitida no trecho, obtendo uma classificação de IFI bom.
- Nos trechos monitorados, a avaliação estrutural do pavimento através dos ensaios não destrutivos foi de suma importância, pois foi através destes ensaios que se pôde concluir que a Avenida Roraima apresenta menor capacidade de suporte em relação aos outros dois trechos, mostrando valores médios de deflexão máxima em torno de 20% maiores que esses. Pôde-se concluir também, que quando realizada a restauração de um trecho, o mesmo deve ter uma avaliação prévia da qualidade de cada uma das camadas, pois na Avenida Roraima a provável causa da baixa capacidade de suporte deve ser pelo fato da base estar contaminada por finos.
- Os valores de módulo de resiliência obtidos por retroanálise se mostraram bastante coerentes se comparados aos mencionados em literaturas. Para os revestimentos asfálticos dos três trechos monitorados, foram encontrados valores de 2800 MPa a 4700 MPa. Já para as bases estes ficaram em torno de 300 MPa, com exceção da base da Avenida Roraima que obteve valores em torno de 100MPa. As camadas de subleito das Avenidas Roraima e Hélvio Basso tiveram valores em torno de 150 MPa, enquanto o Trevo dos Quartéis teve valores um pouco mais elevado, justamente devido a consideração do sistema subleito. Assim, conclui-se que este mecanismo utilizado para obtenção de tais valores representa adequadamente o comportamento do material.
- Foram realizadas contagens periódicas que conseguiram caracterizar de forma adequada o tráfego que solicitou os trechos com as características de cada um. A partir disto, concluiu-se que a vida útil de uma determinada estrutura está diretamente ligada à solicitação que esta estrutura sofre e, que para se prever o comportamento de uma estrutura ao longo do tempo, é muito importante conhecer as solicitações que esta estrutura irá sofrer.

- Com todos os dados dos ensaios obtidos e a caracterização do tráfego adequada, realizaram-se 34 modelos de previsão de desempenho em função do número de solicitações equivalentes ao eixo padrão, sendo 17 deles obtidos pela forma de cálculo do fator de equivalência de carga (FEC) pela metodologia da AASHTO e os outros 17 modelos pela metodologia USACE. Então, pode-se dizer que é possível prever a partir de modelos de previsão de desempenho o comportamento funcional e estrutural de um pavimento, desde que o mesmo tenha características semelhantes aos trechos que se quer prever o comportamento. Além disso, é possível prever a partir dos modelos, a necessidade de adequações na estrutura de um pavimento para uma maior durabilidade e o possível momento em que será necessário realizar intervenções para melhorias na pista.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando a complementação e continuidade da pesquisa, sugere-se as seguintes realizações:

- Dar continuidade no monitoramento dos trechos implantados na região de Santa Maria – RS para aumentar a quantidade de dados obtidos para estes trechos estudados e, assim, aperfeiçoar os modelos de previsão de desempenho já encontrados.
- Obter mais dados no trecho do Trevo dos Quartéis, a fim de obter também modelos de previsão de desempenho para este trecho nos parâmetros estudados.
- Implantar e monitorar novos trechos em outros locais do Estado, a fim de obter novos dados e, conseqüentemente, novos modelos de previsão de desempenho, verificando as semelhanças e diferenças que podem existir no Rio Grande do Sul.
- Realizar estudos laboratoriais mais avançados com os materiais coletados em campo, a fim de subsidiar os modelos de previsão de desempenho encontrados.

REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, F. S. **Desenvolvimento de um Sistema de Gerência de Pavimentos Integrado com Ferramentas da Qualidade para a Malha Rodoviária do Estado da Paraíba**. XVIII ANPET. Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Florianópolis - SC, 2004.

ALBUQUERQUE, F. S. **Sistema de Gerência de Pavimentos para Departamentos de Estradas do Nordeste Brasileiro**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre - RS, 2007. 128p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO 1990: Guidelines for Pavement Management Systems**. Washington, DC/USA. 1990. 39p.

_____. **AASHTO M 320/2009** - Standard Specification for Performance Graded Asphalt Binder. 2009.

_____. **AASHTO T 176/2008** - Standard Method of Test for Plastic Fines in Graded Aggregates and Soils by Use of the Sand Equivalent Test. 2008.

APS, M. **Classificação da aderência pneu-pavimento pelo índice combinado IFI – International Friction Index para revestimentos asfálticos**. 2006. 179 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2006.

ASPHALT INSTITUTE. **Performance Graded Asphalt Binder Specification and Testing**. Superpave Series No. 1 (SP1). USA, 1994.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - **ASTM C 88/2005** - Standard Test Method for Soundness of Aggregates by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate.

_____. **ASTM C 127/2007** - Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Coarse Aggregate.

_____. **ASTM C 128/2007** - Standard Test Method for Density, Relative Density (Specific Gravity), and Absorption of Fine Aggregate.

_____. **ASTM C 131/2006** - Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine.

_____. **ASTM C 136/2006** - Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates.

_____. **ASTM D 4791/2007** - Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate.

_____. **ASTM D 6521/2008** - Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV).

____. **ASTM D 6648/2008** - Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR).

____. **ASTM D 7175/2008** - Standard Test Method for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer.

____. **ASTM D 7405/2008** - Standard Test Method for Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR) of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer.

____. **ASTM E 303/2008** - Standard Test Method for Measuring Surface Frictional Properties Using the British Pendulum Tester.

____. **ASTM E 950/2004** - Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer Established Inertial Profiling Reference.

____. **ASTM E 965/2006** - Standard Test Method for Measuring Pavement Macrotexture Depth Using a Volumetric Technique.

____. **ASTM E 1960/1998** - Standard Practice for Calculating International Friction Index of a Pavement Surface.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT - **NBR 6293/2001** - Materiais betuminosos - Determinação da ductilidade, Rio de Janeiro, 2001.

____. **NBR 6296/2012** - Produtos betuminosos semissólidos — Determinação da massa específica e densidade relativa, Rio de Janeiro, 2012.

____. **NBR 6560/2008** - Materiais betuminosos - Determinação do ponto de amolecimento - Método do Anel e Bola, Rio de Janeiro, 2008.

____. **NBR 6576/2007** - Materiais asfálticos - Determinação da penetração, Rio de Janeiro, 2007.

____. **NBR 11341/2008** - Derivados de petróleo - Determinação do ponto de fulgor em vaso aberto de Cleveland, Rio de Janeiro, 2008.

____. **NBR 15184/2004** - Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade em temperatura elevada usando um viscosímetro rotacional, Rio de Janeiro, 2004.

____. **NBR 15573/2012** - Misturas asfálticas — Determinação da densidade aparente e da massa específica aparente de corpos de prova compactados, Rio de Janeiro, 2012.

____. **NBR 15619/2012** - Misturas asfálticas - Determinação da massa específica máxima medida em amostras não compactadas, Rio de Janeiro, 2012.

____. **NBR NM 45/2006** - Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios, Rio de Janeiro, 2006.

AZAMBUJA, D. M. **Estudo de recapeamentos asfálticos de pavimentos através de ensaios acelerados**. 2004. 126p. Dissertação de Mestrado em Engenharia. – Curso de Pós-

Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2004.

BALBO J. T. Estudo das Propriedades Mecânicas das Misturas de Brita e Cimento e Sua Aplicação aos Pavimentos Semi-Rígidos. 1993. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Paulo - SP. 1993.

BALBO, J. T. Pavimentação Asfáltica: materiais, projeto e restauração. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BASÍLIO, R. Análise do Comportamento de Pavimentos de Rodovias Estaduais de Goiás – Estudo de Caso. 2002. 198 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

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 - RJ.

BOEIRA, F. D. Estudo do Comportamento de Concretos Asfálticos com Diferentes Tipos de Agregados e Cales. 2014. 148 p. Dissertação de Mestrado, (Mestrado em Engenharia Civil)– Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria – RS. 2014.

BOLIVAR, O. G.; ACHÚTEGUI, F. Development of Tools for PMS in Spanish State Road Network, 4th International Congress on Managing Pavement, Africa do Sul, CD-ROM, 1998.

CARDOSO, A. P. P. O sistema de gerência da malha rodoviária do estado do Rio Grande do Sul. 2000. In: 33ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), 5., Anais. Associação Brasileira de Pavimentação, Florianópolis – SC.

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

_____. **DNER-ME 053/1994 - Misturas betuminosas - percentagem de betume,** Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER ME 080/1994 – Solos – Análise granulométrica por peneiramento,** Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER-ME 082/1994 - Solos - determinação do limite de plasticidade,** Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER - ME 083/1998 - Agregados - Análise granulométrica,** Rio de Janeiro, 1998.

_____. **DNER-ME 085/1994 - Material finamente pulverizado - determinação da massa específica real,** Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER-ME 093/1994 - Solos - determinação da densidade real,** Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER-ME 122/1994** - Solos - determinação do limite de liquidez - método de referência e método expedito, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER-ME 129/1994** - Solos - Compactação utilizando amostras não trabalhadas, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER-PRO 011/1979** – Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis, Rio de Janeiro, 1979.

_____. **DNER-PRO 159/1985** - Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos, Rio de Janeiro, 1985.

_____. **DNER-PRO 273/1996** - Determinação das deflexões utilizando o deflectômetro de impacto tipo “falling weight deflectometer - FWD”, Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE – **DNIT-Relatório da Rede Nacional Viária**. Disponível em: <<http://189.9.128.64/download/planejamento-e-pesquisa/planejamento/evolucao-da-malha-rodoviaria/snv2014-total.pdf>>. Acesso em: 09 de junho de 2015

_____. **DNIT-ME 133/2010** - Pavimentação asfáltica - delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga benkelman, Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT-ME 135/2010** - Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT-ME 136/2010** - Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas - Determinação da resistência à tração por compressão diametral resiliência – Método de ensaio, Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT-PRO 006/2003** - Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos, Rio de Janeiro, 2003.

_____. **DNIT-ME 117/1994** – Mistura Betuminosa – Determinação da densidade aparente, Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNIT – IPR 719** - Manual de pavimentação. Instituto de Pesquisas Rodoviárias 278p, Rio de Janeiro. 2006.

_____. **DNIT – IPR 720** - Manual de restauração de pavimentos asfálticos. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 313 p, Rio de Janeiro. 2006.

_____. **DNIT – IPR 723** - Manual de estudos de tráfego. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 384p, Rio de Janeiro. 2006.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **Pavement Management Systems**. Disponível em: <http://www.nhi.fhwa.dot.gov/crsmaterial.asp?courseno=FHWA-HNI-131035>. Acesso em: 15/01/2014.

FERNANDES JR. J. L. **Investigação dos Efeitos das Solicitações do Tráfego sobre o Desempenho de Pavimentos.** 1994. Tese de Doutorado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP. 1994.

FERNANDES JR. J. L. **Sistema de Gerência de Pavimentos para Cidades de Médio Porte.** 2001. 109 p. Tese de Livre Docência – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP. 2001.

FRANCO, F. A. C. P. **Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos.** 2000. 187 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ. 2000.

FRANCO, F.A.C.P. **Avaliação dos modelos de previsão do dano de fadiga em misturas asfálticas.** In: Trabalhos técnicos do 17º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, dezembro, p. 100-117, 2004.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SisPav.** 2007. 315 p. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ. 2007.

FRITZEN, M. A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis.** 2005. 291p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ. 2005.

GONÇALVES, F. J. P. **Estudo do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados.** 2002. 507p. Tese de doutorado em Engenharia. – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2002.

HAAS, R.; HUDSON, R. W.; ZANIEWSKI, J. **Modern Pavement Management.** Krieger Publishing Company. Malabar, Florida/USA, 1994. 583p.

HUANG, H. Y. **Pavement Analysis and Design.** Englewood Cliffs: Prentice Hall, 1993. 805p.

HUDSON, W. R; HAAS, R; PEDIGO, R. D. **Pavement Management System Development.** National Cooperative Highway Research Program, Report 215 – Transportation Research Board, Washington-DC/USA, 32p, 1979.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA – INMET- **Banco de Dados Meteorológicos para Ensino e Pesquisa.** Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>>. Acesso em: 15/04/2015.

JOHNSTON, M. G. **Estudo da Obtenção de Número Estrutural em Pavimentos Flexíveis.** 2001. 187p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LERCH, R. L. **Previsão de Irregularidade Pós-recape em Rodovias do RS: Ajuste do Modelo HDM-4**. 2003. 108 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

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 Infra-Estrutura Aeronáutica), Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos – SP, Brasil.

MARCON, A. F. **Gerência rodoviária de pavimentos: da construção à restauração**. Publicação da Sociedade dos Técnicos Universitários do DAER/RS, Porto Alegre – RS. 2003. p. 81-85.

MASADA, T.; SARGAND, S. M.; ABDALLA, R. B., FIGUEROA, J. L. **Material Properties for Implementation of Mechanistic-Empirical (M-E) Pavement Design Procedures**. Final Report, Ohio Research Institute for Transportation and the Environment, Ohio University, Athens, OH, 2004. Disponível em: <<http://www.dot.state.oh.us/research/Pavements.htm>>. Acesso em: 22 de julho de 2014.

MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 3ª Edição, Edição dos autores, Rio de Janeiro. RJ. 2015. 620 p.

MINISTÉRIO DO PLANEJAMENTO, ORÇAMENTO E GESTÃO. **Plano Plurianual (PPA, 2012-2015)**. Disponível em: <http://www.planejamento.gov.br/secretarias/upload/Arquivos/spi/PPA/2012/mp_005_dimensao_tatico_infra.pdf>. Acesso em: 09 de junho de 2015

MORGADO, T. L. M.; Branco C. M.; Infante. V. **Previsão de Vida à Fadiga dos Engates (Rabetas) dos Vagões de Transporte de Carvão**. 2007. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, nº 14. 2007.

MOTTA, L. M. G. **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas**. 1991. 366 p. Tese de Doutorado. (Doutorado em Engenharia Civil) –COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, 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.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **Guide for mechanistic-empirical pavement design**. NCHRP, Washington-DC, USA, 2004.

NUÑEZ, M. M.; SHAHIN, M. Y. **Pavement Condition Data Analysis and Modeling**. Transportation Research Record 1070, Transportation Research Board, p. 125-132, Washington-DC, USA, 1986.

NUÑEZ, W. P. **Análise experimental de pavimentos rodoviários delgados com basaltos alterados**. 1997. 294p. Tese de doutorado em Engenharia. – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 1997.

OLIVEIRA, J. J. **Experiência de Implantação de Sistema de Gerência de Pavimentos em Cidade de Médio Porte – Estudo de Caso: Anápolis-GO.** 2013. 167 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Ciência) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP. 2013.

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

PETROBRAS/CENPES. **Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas Aplicadas em Trechos Monitorados.** 2014. Desenvolvimento do Método Mecânico-Empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos Brasileiro. Rio de Janeiro. 2014.

PINTO, S. **Estudo de comportamento a fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos.** 1991. 477 p. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ.

QUEIROZ, C. A. V. **Modelos de Previsão do 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.

REDE TEMÁTICA DE ASFALTO. **Manual de Execução de Trechos Monitorados.** Rio de Janeiro. 2012.

RIBAS, J. **Parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do Rio Grande do Sul e sua aplicação em uma análise de custo/benefício.** 2014. 189 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil)– Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria – RS. 2014.

RODRIGUES, R. M. **Gerência de Pavimentos.** Apostilas da Disciplina de Gerência de Pavimentos. Instituto Tecnológico de Aeronáutica – ITA. São Carlos – SP, 2003.

ROSSATO, F. P. **Avaliação do Fenômeno de Fadiga e das Propriedades Elásticas de Misturas Asfálticas com Diferentes Ligantes em Variadas Temperaturas.** 2015. 219 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil)– Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria – RS. 2015.

SANTOS, C. R. G. **Avaliação das Influências do Tipo de ligante e do volume de vazios na vida de fadiga de algumas misturas asfálticas.** 2005. 109 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP. 2005.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação.** São Paulo: Pini, 1997. 746p.

SILVA, P. D. E. A. **Estudo de Reforço de Concreto de Cimento Portland (WHITETOPING) na Pista Circular Experimental do Instituto e Pesquisa Rodoviária.** 2001. 358p. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – COPPE/Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro – RJ, 2001.

SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus**. 2004. 279 p. Tese de Doutorado, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

TRICHÊS, G. **Concreto Compactado a Rolo Para Aplicação em Pavimentação: Estudo do Comportamento na Fadiga e Metodologia de Dimensionamento**. 1993. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) – Instituto Tecnológico da Aeronáutica. São José dos Campos – SP, 1993.

VALE, A. F. **Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para a determinação de comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos**. 2008. 331p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo - SP, 2008.

VICTORINO D. R. **Análise de Desempenho de um Pavimento Flexível da Rodovia BR-209/RS Solicitado por um Simulador de Tráfego Móvel**. 2008. 178p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre – RS, 2008.

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

WATANATADA, T.; HARRAL, C. G.; PATERSON, W. D. O.; DHARESHWAR, A. M.; BHANDARI, A.; TSUNOKAWA, K. **The Highway Design and Maintenance Standards Model – Volume 1: Description of the HDM-III Model**. World Bank Publications, Washington D.C., USA, 1987.

WEINGROFF, R. F. **Essential to the National Interest**. Disponível em: <http://www.fhwa.dot.gov/publications/publicroads/06mar/07>. Acesso em: 16/03/2015.

YODER, E. J. e WITCZAK, M. W. **Principles of pavement design**, 2nd Edition. New York. John Wiley & Sons. 1975.

YSHIBA, J. K. **Modelo de Desempenho de Pavimentos: Estudo de Rodovias do Estado do Paraná**. 2003. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - SP.