

Daniella Mello

**AVALIAÇÃO DA ADIÇÃO DE EVOTHERM NO
COMPORTAMENTO DE MISTURAS ASFÁLTICAS EM
LABORATÓRIO E NO DESEMPENHO EM CAMPO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina em cumprimento a requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Florianópolis
2012

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor,
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária da UFSC.

Mello, Daniella

Avaliação da adição de evoterns no comportamento de misturas asfálticas em laboratório e no desempenho em campo [dissertação] / Daniella Mello ; orientador, Glicério Trichês - Florianópolis, SC, 2012.
261 p. ; 21cm

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

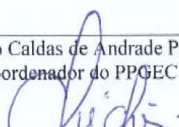
Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Mistura asfáltica normal. 3. Efeito estufa. 4. Evoterns. I. Trichês, Glicério. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

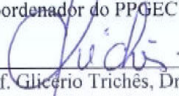
Daniella Mello

**AVALIAÇÃO DA ADIÇÃO DE EVOTHERM NO
COMPORTAMENTO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS EM LABORATÓRIO E NO
DESEMPENHO EM CAMPO**

Dissertação julgada adequada para a obtenção do
Título de MESTRE em Engenharia Civil e aprovada em
sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de
Santa Catarina - UFSC.



Prof. Roberto Caldas de Andrade Pinto, *PhD.*
Coordenador do PPGEC

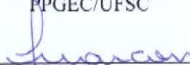


Prof. Glicerio Trichês, Dr.
Orientador

Comissão Examinadora:



Prof. Luciano Pivoto Specht, Dr.
PPGEC/UFSC



Prof. Antônio Fortunato Marcon, Dr.
ECV/UFSC



Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
ECV/UFSC

AGRADECIMENTOS

A Deus, que foi e sempre continuará sendo a base de tudo em minha vida.

Ao meu orientador professor Glicério Trichês, por toda sua dedicação, paciência, competência, e acima de tudo amizade, me motivando a sempre seguir em frente, buscando novos caminhos quando as portas muitas vezes se fecharam.

A minha mãe Olinda Mello, por nunca me deixar desanimar, sempre me motivando a seguir em frente com seus exemplos de vida.

Ao Edison, pelo carinho e companheirismo durante o desenvolvimento desta pesquisa.

Ao Billy (em memória), Tino e Leleko por sempre animarem meus dias.

Ao grupo OHL, especialmente aos meus colegas de profissão: Raphael Lótici, Márcio Pereira, Juarez Cordeiro, Amanda Marcandali e José Mário Chaves. Muito obrigada por todo apoio técnico, viabilizando a realização desta pesquisa, através da construção da pista experimental e realização de ensaios de laboratório.

Ao laboratório de pavimentação da USP/SP, em especial a professora Liedi Bernucci e o professor Edson Moura, por permitir que pudéssemos realizar o ensaio de deformação permanente sem nenhum custo.

Aos meus colegas de curso, os quais não poderia deixar de mencionar: Flávio, Mário Henrique e Murilo. Impossível esquecer todas as sextas-feiras que passamos juntos na Universidade buscando nos qualificar profissionalmente.

Aos professores Luciano Pivoto Specht, Antônio Fortunato Marcon e Orlando Martini de Oliveira, por toda contribuição ao trabalho, conferindo idéias relevantes à pesquisa.

A todos os demais amigos que se fizeram presentes quando eu mais precisei muito obrigada por todas as palavras de incentivo.

RESUMO

Este estudo apresenta os resultados da aplicação em campo e estudo laboratorial de uma mistura asfáltica morna, introduzindo esta tecnologia na Concessionária Autopista Planalto Sul S.A. A técnica apresentada, além de permitir a redução no consumo de energia, reduz a emissão de poluentes, benefício este que pode proporcionar a inclusão de projetos de comercialização de créditos de carbono. É avaliado o desempenho de um trecho experimental restaurado com a execução de uma camada de revestimento com mistura asfáltica morna produzida através da adição de Evotherm, que é um aditivo surfactante que age na trabalhabilidade da mistura asfáltica, possibilitando a redução das temperaturas de usinagem e de compactação. A restauração consistiu em fresar e recompor a estrutura com 6,0 a 10,0 cm de CAUQ produzido com mistura morna. O trecho escolhido para o experimento apresentava-se com deflexão característica de $70,7 \times 10^{-2}$ mm. Foram medidas as deflexões após a fresagem e em períodos pré-estabelecidos inicialmente de 03 meses. Foram extraídos corpos de prova da pista para testes posteriores de resistência à tração por compressão diametral, módulo resiliente e deformação permanente. Deste modo, o trabalho demonstra as diferenças observadas nas propriedades físicas e mecânicas avaliadas em laboratório e em campo da mistura asfáltica morna, quando comparada aos parâmetros exigidos para as misturas asfálticas usinadas a quente, bem como o desempenho da mistura em campo.

Palavras Chave: Mistura Asfáltica Morna; Evotherm; Efeito Estufa.

ABSTRACT

This study presents the results of application in the field and laboratory study of warm mix asphalt, introducing this technology in Dealership Autopista Planalto Sul S.A. The technique presented, besides allowing a reduction in power consumption, reduces the emission of pollutants, that this benefit can provide the inclusion of projects for marketing carbon credits. It is evaluated the performance of a test section restored by performing a coating layer with warm mix asphalt produced by adding Evotherm, which is a surfactant additive which acts on the workability of the asphalt mixture, enabling the reduction of machining temperature and compression. The restoration consisted of milling and rebuild the structure with 6.0 to 10.0 cm of CAUQ produced with warm mix asphalt. The passage chosen for the experiment presented with characteristic deflection of 70.7×10^{-2} mm. Deflections were measured after milling and pre-established initially for 03 months. Specimens were taken from the track for further testing of tensile strength by diametral compression, resilient modulus and permanent deformation. Thus, this work demonstrates the differences in the physical and mechanical properties evaluated in laboratory and field warm mix asphalt compared to the parameters required for hot asphalt mixtures machined, and the mixing performance in the field.

Key Words: Warm Mix Asphalt; Evotherm; Greenhouse Effect.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials
ANIP – Associação nacional da indústria de pneumáticos
ANP – Agência de Petróleo, gás e energia
ASEFMA - Asociación Española de Fabricantes de Marroquinería
ASTM - American Society for Testing and Materials
CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo
CAUQ – Concreto Asfáltico Usinado a Quente
CBTA – CAP a Baixa Temperatura Ambiente
CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CETEM – Centro de Tecnologia Mineral
DEINFRA – Departamento Estadual de Infra-estrutura
DNER-ME – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – Metodo de Ensaio
FAGRO - Fundação de Apoio a Pesquisa e ao Agronegócio Brasileiro.
LCPC - *Laboratoire Central des Ponts Chaussess*
LVDT – Linear variable differential transducers
NCAT – National center of Asphalt Technology
NIOSH - National Institute for Occupational Safety and Health
PAV - Pressure Aging Vessel
RTFOT - Rolling Thin Film Oven Test
SUPERPAVE – Superior Performing Asphalt Pavements
T1 – Projeto para mistura asfáltica com Evotherm compactada a 115°C;
T2 – Projeto para mistura asfáltica sem Evotherm compactada a 115°C;
T4 – Projeto para mistura asfáltica sem Evotherm compactada a 165°C.
TRE – Trilha de Roda Externa
TRI – Trilha de Roda Interna
UENF – Universidade Estadual do Norte Fluminense
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro
USP – Universidade de São Paulo
WMA – Warm Mix Asphalt

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Classificação das misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem (D’ANGELO et al, 2008 citado por MOTTA, 2011).....	35
Figura 2 – Diferentes tipos de misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem (adaptado de D’ANGELO et al, 2008).....	36
Figura 3 – Aditivo sob a forma de pastilha adicionado a mistura asfáltica (MOTTA, 20112).....	41
Figura 4 – Produção de espuma de asfalto (adaptado de WIRTGEN, 2001).....	41
Figura 5– Sistema de mistura da água e ligante da usina de asfalto (TEREX, 2011).....	42
Figura 6 – Estrutura básica de uma zeólita (AGUIAR, 2002).....	43
Figura 7 – Produção de mistura morna no processo LEA® (MOTTA, 2011).....	44
Figura 8 – Recobrimento do agregado pelo ligante asfáltico em relação a elevação de temperatura (MOTTA, 2011).....	45
Figura 9 – Aditivo surfactante agindo como melhorador de adesividade (MOTTA, 20112).....	46
Figura 10 – Comparação entre misturas asfálticas com Evotherm e tradicional (MEADWESTVACO, 2011).....	50
Figura 11 - Comparação entre a emissão de gases para misturas asfálticas quentes e misturas asfálticas mornas (Northeast Asphalt, 2003).....	51
Figura 12 – Determinação do MR no equipamento do laboratório da UFSC...60	60
Figura 13 – Mesa Compactadora LCPC.....	62
Figura 14 – Foto externa do Simulador de Tráfego da USP.....	63
Figura 15 – Realização do ensaio no Simulador de Tráfego da USP.....	63
Figura 16 – Placa após ensaio de deformação permanente.....	64
Figura 17 – Ação da água livre em pavimentos asfálticos (AZEVEDO, 2007).....	70
Figura 18 – Dados necessários a realizar a retroanálise do pavimento (NOBREGA, 2003).....	72
Figura 19 – Resumo esquemático dos ensaios realizados.....	74

Figura 20 – Curva granulométrica de projeto segundo especificação SUPERPAVE para o diâmetro máximo nominal de 12,5 mm (SILVA, 2010).	75
Figura 21 – Fluxograma para obtenção do teor de projeto (BERNUCCI, et al, 2008).....	78
Figura 22 – Compactador giratório do CDT da OHL Brasil.....	79
Figura 23 - Curva granulométrica da mistura (Basalto 8) – com cal	92
Figura 24 – Curva granulométrica da mistura (Basalto 8) – sem cal	92
Figura 25 – Curva granulométrica da mistura (Marc).....	93
Figura 26 – Variação da viscosidade do CAP em função da mudança de temperatura.....	95
Figura 27 – Extração de corpos de prova em campo	99
Figura 28 – Extração de corpos de prova em campo	100
Figura 29 – Realização do ensaio de MR	101
Figura 30 – Placa extraída da pista para o ensaio de deformação permanente	102
Figura 31 – Leitura após 1.000 ciclos.....	102
Figura 32 – Leitura após 3.000 ciclos.....	103
Figura 33 – Leitura após 10.000 ciclos.....	103
Figura 34 – Leitura após 30.000 ciclos.....	103
Figura 35 – Resultados de deformação permanente em função do número de ciclos (em termos de afundamento de trilha de roda).....	105
Figura 36 – Resultados da deformação permanente em função do número de ciclos (em porcentagem da espessura inicial das placas).....	105
Figura 37 – Condição inicial da pista	107
Figura 38 – Revestimento antigo.....	107
Figura 39 – Levantamento das deflexões do revestimento antigo (antes da fresagem).....	108
Figura 40 – Fresagem da Pista.....	111
Figura 41 – Execução de fresagem na pista.....	111
Figura 42 – Janela de sondagem.....	111

Figura 43 – Coleta de material.....	112
Figura 44 – Termômetro registrando a temperatura da massa na compactação	113
Figura 45 – Espalhamento do CBUQ.....	113
Figura 46 – Compactação do CBUQ.....	114
Figura 47 – Aspecto visual final da camada compactada.....	114
Figura 48 - Comparativo de curvas granulométricas de projeto e após extração do ligante.....	116
Figura 49 – Levantamento de irregularidade km 183+350.....	117
Figura 50 – Levantamento de irregularidade km 183+500.....	118
Figura 51 – Evolução da irregularidade longitudinal.....	119
Figura 52 – Verificação das flechas km 183+620.....	120
Figura 53 – Verificação das flechas km 183+750.....	121
Figura 54 – Evolução de trilha de roda (flechas).....	122
Figura 55 – Avaliação visual km 183+500 – 03 meses.....	123
Figura 56 – Avaliação visual km 183+660 – 03 meses.....	123
Figura 57 – Avaliação visual km 183+800 – 03 meses.....	124
Figura 58 – Avaliação visual km 183+600 – 03 meses.....	124
Figura 59 – Avaliação visual km 183+650 – 06 meses.....	125
Figura 60 – Avaliação visual km 183+660 – 06 meses.....	125
Figura 61 – Avaliação visual km 183+620 – 09 meses.....	126
Figura 62 – Avaliação visual km 183+630 – 09 meses.....	126
Figura 63 – Avaliação visual km 183+640 – 09 meses.....	127
Figura 64 – Avaliação visual km 183+660 – 09 meses.....	127
Figura 65 – Avaliação visual km 183+600 – 12 meses.....	128
Figura 66 – Avaliação visual km 183+600 – 12 meses.....	128
Figura 67 – Levantamento de irregularidade km 183+640 – 12 meses	129
Figura 68 – Levantamento de irregularidade km 183+660 – 12 meses	129

Figura 69 – Fator correção para deflexão em função da temperatura do pavimento para bases granulares (AASHTO, 1993) – (68°F = 20°C)	131
Figura 70 – Deflexões medidas para cada segmento e deflexão máxima admissível	133
Figura 71 – Levantamento Deflectométrico – Trilha de Roda Interna (TRI) .	134
Figura 72 – Levantamento Deflectométrico – Trilha de Roda Externa (TRE)	134
Figura 73– Presença de trincas e fissuras nas pistas adjacentes a pista experimental.....	135
Figura 74 – Lateral da pista experimental sem acostamento	136
Figura 75 – Presença de água dentro da estrutura do pavimento (adaptado de AZEVEDO, 2007).....	137

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Consumo de óleo durante a usinagem.....	54
Tabela 2 – Custos de misturas quentes e mornas.....	55
Tabela 3 – Parâmetros de dosagem segundo o DNIT-ES 031/04.....	59
Tabela 4– Organização da metodologia SUPERPAVE de dosagem de misturas asfálticas em função do volume de tráfego.	59
Tabela 5 – Classificação das rodovias pavimentadas em função do IRI e QI....	67
Tabela 6 – Faixas de classificação do pavimento quanto ao IRI	67
Tabela 7 – Limites estabelecidos para o ligante asfáltico	76
Tabela 8 – Seleção do número de giros para o SGC.....	77
Tabela 9 – Projetos de misturas asfálticas estudadas.....	80
Tabela 10 – Misturas asfálticas estudadas quanto ao Dano por Umidade Induzida	81
Tabela 11 – Programação de Ensaios Mecânicos e Volumétricos.....	82
Tabela 11 – Programação de Ensaios Mecânicos e Volumétricos (continuação)	82
Tabela 12 – Levantamento da Irregularidade do pavimento	85
Tabela 13 – Levantamento das trilhas de roda do pavimento.....	85
Tabela 14 – Determinação das bacias deflectométricas.....	86
Tabela 15 – Levantamento dos defeitos do pavimento	86
Tabela 16 - Características dos agregados utilizados na pesquisa	89
Tabela 16 - Características dos agregados utilizados na pesquisa (continuação)	90
Tabela 17 - Características dos agregados da Pedreira Basalto 8	90
Tabela 18 – Características dos agregados da Pedreira Marc.....	90
Tabela 19 – Faixa recomendada para DMN = 12,5mm	91
Tabela 20 – Características do CBTA	93
Tabela 20 – Características do CBTA (continuação)	94

Tabela 21 – Variação da viscosidade em função da temperatura.....	94
Tabela 22 – Projeto para a mistura asfáltica morna T1mcbta.....	95
Tabela 23 – Projeto para a mistura asfáltica morna T2mmse.....	96
Tabela 24 – Projeto para a mistura asfáltica quente T3mqse.....	96
Tabela 25 – Projeto para a mistura asfáltica T4bcbta	96
Tabela 25 – Projeto para a mistura asfáltica T4bcbta (continuação).....	97
Tabela 26 – Projeto para a mistura asfáltica T5bcbtas.....	97
Tabela 27 – Dano por Umidade Induzida para a mistura asfáltica T1mcbta.....	98
Tabela 28 – Dano por Umidade Induzida para a mistura asfáltica T3mqse.....	98
Tabela 29 – Dano por Umidade Induzida para a nova mistura asfáltica T4bcbta	98
Tabela 30 – Dano por Umidade Induzida para a mistura asfáltica T5bcbtas.....	98
Tabela 31 – Resultados obtidos para resistência a tração por compressão diametral.....	100
Tabela 32 – Resultados obtidos para o ensaio de Módulo Resiliente.....	100
Tabela 33 – Volume de vazios encontrado antes e após o ensaio no simulador de tráfego.....	104
Tabela 34 – Resultados de deformação permanente em trilha de roda.....	104
Tabela 35 – Afundamento de trilha de roda do revestimento antigo.....	108
Tabela 36– Conceito de degradação do pavimento em função do IGG (DNIT 006/2003).....	109
Tabela 37 – IGG do revestimento antigo.....	109
Tabela 38 – Levantamento da irregularidade do revestimento antigo.....	110
Tabela 39 – Boletim de sondagem da pista experimental	112
Tabela 40 – Controle de espessura e compactação do trecho experimental	114
Tabela 40 – Controle de espessura e compactação do trecho experimental (continuação).....	115
Tabela 41 – Teor de ligante obtido para mistura coletada em usina	116

Tabela 42 – Levantamento da condição funcional da superfície do pavimento	118
Tabela 43 – Afundamento de trilha de roda.....	121
Tabela 44 – IGG do revestimento antigo.....	130
Tabela 45– Fatores de ajuste para deflexão em função da temperatura do pavimento (AASHTO, 1993)	131
Tabela 46 – Média e desvio padrão das deflexões e temperatura de cada segmento (ajustadas para temperatura de 20°C)	132
Tabela 47 – Dados para o segmento TR(1).....	138
Tabela 48 – Dados para o segmento TR(2).....	139
Tabela 49 – Dados para o segmento TR(3).....	139
Tabela 50 – Valores máximos de erro admissível.....	140
Tabela 51 – Resultados da retroanálise das bacias medidas e calculadas TRE(1)	141
Tabela 52 – Resultados da retroanálise das bacias medidas e calculadas TRE(2)	141
Tabela 53 – Resultados da retroanálise das bacias medidas e calculadas TRE(3)	142
Tabela 54 – Valores modulares médios obtidos com a retroanálise para os segmentos.....	142

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	27
1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA	27
1.2 OBJETIVO GERAL	28
1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	28
1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	31
2.1 O PROTOCOLO DE KYOTO E O SETOR RODOVIÁRIO.....	31
2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS QUANTO A TEMPERATURA DE PRODUÇÃO	34
2.3 PRODUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS	38
2.3.1 Tecnologias de Misturas Asfálticas Mornas	40
2.3.1.1 <i>Aditivos Orgânicos</i>	40
2.3.1.2 <i>Misturas Utilizando Espuma de Asfalto</i>	41
2.3.1.3 <i>Aditivo Químico de Ligante</i>	44
2.4 EVOTHERM.....	46
2.4.1 Evotherm Emulsion Technology (ET)	47
2.4.2 Evotherm Dispersed Asphalt Technology (DAT)	47
2.4.3 Evotherm 3G	48
2.5 BENEFÍCIOS DA PRODUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS.....	50
2.5.1 Redução de Emissão de Gases	50
2.5.2 Lucratividade no Mercado de Carbono	52
2.5.3 Redução do Consumo de Energia na Produção de Misturas Asfálticas	53
2.5.4 Aplicação em Épocas e Locais de Clima muito Frio	55
2.5.5 Transporte da Massa Asfáltica a Maiores Distâncias	55
2.6 MATERIAIS COMPONENTES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	56
2.6.1 Agregados	56
2.6.2 Ligante Asfáltico	56
2.6.3 Adesividade Agregado e Ligante Asfáltico	57
2.7 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS.....	58
2.7.1 Metodologia Marshall	58
2.7.2 Metodologia SUPERPAVE	59
2.8 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	60
2.8.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)	60
2.8.2 Ensaio de Módulo de Resiliência (MR)	60

2.8.3 Resistência à Deformação Permanente	61
2.8.3.1 Ensaio com Simuladores de Tráfego em Laboratório	61
2.9 AVALIAÇÃO DO PAVIMENTO	65
2.9.1 Avaliação Funcional do Pavimento	65
2.9.2 Avaliação Estrutural do Pavimento	68
2.9.3 Medida de Deflexões	69
2.9.3.1 Viga Benkelman.....	69
2.9.4 Considerações sobre Drenagem Profunda e Sub-superficial dos Pavimentos ...	69
2.9.5 Retroanálise	70
3 METODOLOGIA DA PESQUISA	73
3.1 ETAPA 1 – CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS	75
3.1.1 Caracterização dos Agregados	75
3.1.2 Caracterização do Ligante Asfáltico	76
3.2 ETAPA 2 - PROJETO DA MISTURA.....	77
3.3 ETAPA 3 - VERIFICAÇÃO DO DANO POR UMIDADE INDUZIDA.....	80
3.4 ETAPA 4 – CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E VOLUMÉTRICA DA MISTURA ASFÁLTICA APLICADA NO TRECHO.....	81
3.5 ETAPA 5 – CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	82
3.6 ETAPA 6 – CARACTERIZAÇÃO DO PAVIMENTO EXISTENTE NO TRECHO EXPERIMENTAL	83
3.6.1 Condição Inicial do Pavimento	83
3.7 ETAPA 7 – EXECUÇÃO DO EXPERIMENTO	84
3.7.1 Execução dos Serviços	84
3.8 ETAPA 8 – ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO.....	85
4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	89
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	89
4.1.1 Caracterização dos Agregados	89
4.1.2 Caracterização do Ligante Asfáltico	93
4.2 PROJETO DA MISTURA.....	95
4.3 ENSAIO DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA	98
4.4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DA MISTURA ASFÁLTICA.....	99
4.4.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral ...99	
4.4.2 Ensaio de Módulo Resiliente	100
4.4.3 Ensaio de Deformação Permanente	101
4.5 CARACTERIZAÇÃO DO PAVIMENTO EXISTENTE DO TRECHO EXPERIMENTAL	106

4.5.1	Condição Inicial do Pavimento	106
4.5.2	Remoção do Revestimento Antigo	110
4.6	PRODUÇÃO DA MISTURA ASFÁLTICA E SUA APLICAÇÃO EM PISTA	112
4.7	CONTROLE TECNOLÓGICO	114
4.7.1	Controle Tecnológico de Compactação em Campo.....	114
4.8	ENSAIOS LABORATORIAIS E TESTES COMPLEMENTARES COM A MISTURA MORNA DE USINA.....	115
4.8.1	Teor de Ligante.....	115
4.8.2	Granulometria	116
4.9	ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO	116
4.9.1	Avaliação da Irregularidade do Pavimento	117
4.9.2	Avaliação Objetiva das Condições do Pavimento.....	120
4.9.3	Avaliação dos Defeitos do Pavimento	122
4.9.4	Avaliação da Estrutura do Pavimento.....	130
4.9.5	Infiltração através de fissuras da pista lateral.....	135
4.9.6	Infiltração através das Bordas do Pavimento	136
4.10	RETROANÁLISE DE BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS	137
4.10.1	Critério para Determinação das Bacias Deflectométricas a serem Retroanalizadas.....	138
4.10.2	Critério de Ajuste entre Bacia Deflectométrica Medida e Calculada.....	139
4.10.3	Análise dos Resultados.....	140
5	CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES	145
5.1	CONCLUSÕES.....	145
5.2	COMENTÁRIOS	146
5.3	RECOMENDAÇÕES	147
5.3.1	Recomendações para a Concessionária	147
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	151
	ANEXO 01 – INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO E CÁLCULO DO IGG.....	165
	ANEXO 02 – BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS MÉDIAS MEDIDAS EM CAMPO	193
	ANEXO 03 – BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS MEDIDAS E CALCULADAS.....	237

1 INTRODUÇÃO

1.1 IMPORTÂNCIA DA PESQUISA

Vem crescendo expressivamente nos últimos anos a preocupação com o meio ambiente e o setor rodoviário tem buscado seguir esta tendência, através do desenvolvimento de tecnologias no campo da pavimentação, que contemple conceitos de sustentabilidade à atividade. A partir deste argumento, surgiram, entre outras, as misturas asfálticas mornas, que buscam reduzir as emissões de poluentes e o consumo de combustível.

Misturas asfálticas mornas e semimornas são basicamente aquelas produzidas a temperaturas intermediárias, ou seja, não se encaixam na definição de misturas asfálticas frias, que são as produzidas à temperatura ambiente, entre 25° e 55°C, e também não estão enquadradas na faixa das misturas asfálticas quentes, que são produzidas a temperaturas que podem variar entre 145° até 180°C, dependendo do tipo de ligante utilizado. As Misturas Asfálticas Mornas são produzidas a temperaturas intermediárias, em uma faixa que varia de 105° a 145°C, enquanto que as misturas asfálticas semimornas são produzidas a temperaturas variando entre 55°C e 105°C (D'ANGELO *et al.*, 2008).

Temperaturas de usinagem e compactação muito elevadas trazem como consequência a aceleração do envelhecimento do ligante pela queima da mistura asfáltica. Já baixas temperaturas podem não garantir a viscosidade ideal que o ligante asfáltico necessita para recobrir perfeitamente os agregados e conseqüentemente obter a homogeneidade da mistura asfáltica.

De um modo geral, a redução de temperatura na usinagem e compactação das misturas asfálticas pode trazer importantes benefícios relacionados ao meio ambiente e a qualidade da pavimentação como: redução do consumo energético, menor emissão de poluentes atmosféricos, menor exposição aos trabalhadores de pavimentação, redução do envelhecimento asfáltico, aplicação em locais de clima frio, possibilidade de se transportar a mistura asfáltica a maiores distâncias entre pista e usina e utilização de material fresado.

O princípio fundamental das misturas asfálticas mornas está diretamente ligado à redução da viscosidade do ligante asfáltico, pois quando reduzida a viscosidade, consegue-se revestir o agregado a temperaturas mais baixas. Quando produzidas a temperaturas inferiores às tradicionais, as misturas asfálticas reduzem de forma significativa a emissão de gases como o CO₂, sendo este ponto de extrema importância,

pois possibilita a instalação de usinas em locais anteriormente proibidos por questões ambientais, além da redução do consumo de energia, que é um grande benefício aos produtores de asfalto, trazendo redução do custo da tonelada de asfalto.

1.2 OBJETIVO GERAL

Avaliar os efeitos da redução da temperatura de compactação nas propriedades físicas e mecânicas das misturas asfálticas através da construção de um trecho experimental restaurado com uma camada de revestimento com mistura asfáltica morna, com adição de Evotherm.

1.3 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Analisar a influência do Evotherm nas características mecânicas da mistura asfáltica;
- Avaliar a execução e o desempenho de um trecho experimental restaurado com uma camada de revestimento com mistura asfáltica morna;
- Verificar em laboratório e campo as facilidades e dificuldades de trabalhar com mistura asfáltica morna.

1.4 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta dissertação foi organizada nos seguintes capítulos:

1 Introdução: Apresenta a importância do tema da pesquisa, as necessidades, os objetivos gerais e específicos e a organização da estrutura da pesquisa;

2 Revisão Bibliográfica: Apresenta os aspectos relacionados às misturas asfálticas, histórico, componentes, caracterização mecânica e ensaios de acompanhamento de desempenho do pavimento. Definição do aditivo Evotherm e sua utilização a nível mundial na produção de misturas asfálticas mornas;

3 Metodologia da Pesquisa: Expõe a metodologia utilizada na pesquisa e as normas a serem seguidas para cada uma das etapas estabelecidas para o desenvolvimento da pesquisa;

4 Apresentação e Discussão dos Resultados: Apresenta a característica dos materiais empregados na confecção das misturas asfálticas, assim como os resultados obtidos em relação às propriedades

mecânicas, deformação permanente e interpretação do desempenho do pavimento;

5 Conclusão e Recomendações: apresenta as conclusões e recomendações obtidas através desta pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como principal objetivo apresentar informações importantes para o desenvolvimento da pesquisa, que tenham um fundamento teórico e experimental, a fim de auxiliar tanto na análise dos resultados do trabalho quanto sua conclusão geral.

2.1 O PROTOCOLO DE KYOTO E O SETOR RODOVIÁRIO

Nas últimas décadas tem-se verificado uma crescente preocupação com as questões ambientais, com isso, instigando a realização de pesquisas para o desenvolvimento de novas tecnologias que minimizem os impactos ambientais provenientes das atividades humanas.

Conforme o Painel Intergovernamental de Mudança do Clima (IPCC), uma das grandes preocupações se deve com o aumento da temperatura média anual global, que está em torno de 2 a 4,5 °C até o final do século, estando este fato diretamente ligado às emissões acumuladas de gases de efeito estufa (REVISTA NOVO AMBIENTE, 2010).

Na década de 70 começaram a aparecer críticas a respeito dos efeitos prejudiciais ao meio ambiente devido à atividade industrial e ao crescimento econômico. Na Conferência das Nações Unidas sobre Meio Ambiente, em 1972, que reuniu 113 países no Estado de Estocolmo, foram criados ministérios encarregados de encarar de maneira eficaz a degradação da natureza.

No ano de 1987 foi criado o relatório “Nosso Futuro Comum” da Comissão Brudtland, o qual propôs a integração dos conceitos de meio ambiente e desenvolvimento, objetivando-se alcançar o desenvolvimento sustentável, sendo o mesmo definido como: aquele que atende as necessidades do presente sem comprometer a possibilidade das gerações futuras atenderem suas próprias necessidades (SILVA, 2010).

Em 1992, foi realizada no Rio de Janeiro a Conferência da ONU sobre o Meio Ambiente e Desenvolvimento, com a participação de 170 países, entre os objetivos desta Conferência, destacam-se:

- Indicar medidas a serem tomadas em relação à proteção ambiental através de uma política de desenvolvimento sustentado;

- Promover o aperfeiçoamento da legislação ambiental internacional;
- Estudar estratégias com o objetivo de promover o desenvolvimento sustentável e a pobreza dos países em desenvolvimento, entre outros.

O marco inicial da busca por alternativas para o uso racional de recursos naturais e o aproveitamento de fontes renováveis de energia iniciou-se com o estabelecimento do Protocolo de Kyoto, que tem como principal objetivo estabilizar as concentrações de gases estufa na atmosfera para que não ocorram mudanças climáticas drásticas e catástrofes ambientais, de forma a prevenir futuras interferências antrópicas perigosas ao sistema climático global.

O problema do aquecimento global foi discutido inicialmente na Conferência das Nações Unidas sobre o Meio Ambiente e o Desenvolvimento (Rio-92), o que resultou num acordo internacional conhecido como o Protocolo de Kyoto, assinado em 1997, na 3ª Conferência das partes para a Convenção das Mudanças Climáticas. As 38 nações industrializadas se comprometeram a reduzir as emissões de gases que causam o efeito estufa, a níveis abaixo dos níveis verificados entre 1990 e 2012. As medidas aprovadas entraram em vigor em 2005.

O Protocolo de Kyoto estabelece responsabilidades diferenciadas para os 38 países considerados os principais emissores de dióxido de carbono e outros cinco gases estufa. Estes países desenvolvidos têm quotas estabelecidas de emissões para o período entre 2008 e 2012, reduzindo suas emissões em 5,2% em relação aos níveis medidos em 1990. Cerca de 30 países já transformaram o protocolo em lei.

A fim de viabilizar a idéia de redução de emissão de gases, foi aceito o conceito de que créditos de carbono pudessem ser utilizados por países com maior dificuldade em reduzir as próprias emissões – o princípio do Poluidor Pagador, surgindo então os mercados de carbono, que são de dois tipos: o obrigatório, estabelecido entre países que precisam cumprir metas de redução de emissão de gases poluentes e o voluntário, que funciona em países que não aderiram ao acordo, como os Estados Unidos, e em países em desenvolvimento. Dentro desse sistema, a redução das emissões de gases causadores do efeito estufa pode ser comercializada por meio dos Certificados de Emissões Reduzidas (CER) dentro do Mecanismo de Desenvolvimento Limpo, sendo que cada CER representa uma tonelada de dióxido de carbono equivalente. As cotas de carbono não emitidas ou retiradas do meio

ambiente de um país em desenvolvimento podem ser vendidas, como créditos de carbono para os países que tenham metas de redução.

As indicações do Protocolo de Kyoto, com a finalidade de promover a sustentabilidade do planeta, demonstraram a necessidade imediata de gerar medidas preventivas ou mitigatórias dos impactos ambientais causados pelas atividades produtivas, indicando a conveniência de atividades como a pavimentação asfáltica, em função da emissão de gases poluentes na sua produção e aplicação.

No campo rodoviário tem sido colocado um novo desafio para os órgãos gestores e responsáveis por obras, que é a redução dos problemas ambientais causados por obras de pavimentação asfáltica, visando assegurar um desenvolvimento sustentável. Uma das formas de se reduzir os impactos indesejáveis é a redução do consumo energético e a emissão de poluentes na atmosfera, durante a produção a aplicação das misturas asfálticas, com isso, podendo-se até converter tais reduções em créditos de carbono.

Nas obras de infraestrutura rodoviária, a análise dos impactos ambientais é de grande relevância e têm por objetivo, avaliar desde o início os danos potenciais a serem causados ao meio ambiente, de forma a evitar ou mitigar os seus efeitos. Estas obras têm características peculiares sob o aspecto ambiental, por ser uma infraestrutura fundamental como indutora do desenvolvimento econômico, é também indutora de modificações ambientais significativas. Seus efeitos sobre o meio ambiente, caso não sejam corretamente avaliados, podem provocar danos irreversíveis em nível local e regional a médio e longo prazo (DNIT, 2006).

A fim de reduzir os impactos ambientais causados pelas obras de pavimentação, materiais alternativos vem sendo estudados, apresentando alternativas menos poluentes para a redução da emissão de gases tóxicos gerados pela produção de misturas asfálticas. O nível de emissão de poluentes em uma usina de mistura asfáltica não é só função da temperatura. O combustível utilizado, o tipo de usina, teor de umidade dos agregados e a utilização de material fresado também influenciam no nível de poluição emitida pela usina (PROWELL e HURLEY, 2007).

Um grande impulso para o desenvolvimento de misturas asfálticas que necessitam de menos energia para a sua industrialização e que geram menos emissões de gases do efeito estufa deu-se quando a União Européia buscava formas para contribuir com a redução das emissões de gases de efeito estufa, atendendo com isso o Protocolo de Kyoto (PROWELL e HURLEY, 2007).

Assim, com o objetivo de adequar os procedimentos empregados pela indústria da pavimentação às premissas do Protocolo de Kyoto, surgiram entre outros o conceito de misturas asfálticas mornas, que diferem das demais misturas asfálticas pelas temperaturas nas quais são produzidas, visando economizar energia e reduzir o efeito estufa.

2.2 CLASSIFICAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS QUANTO A TEMPERATURA DE PRODUÇÃO

O aquecimento dos agregados e do ligante no processo de usinagem de uma mistura asfáltica tem como objetivos:

- Secagem dos Agregados Pétreos: A grande quantidade de água encontrada nos agregados tende a bloquear o processo de secagem, conseqüentemente elevando o consumo de energia pela usina (PROWELL & HURLEY, 2007);
- Conservar a temperatura da mistura asfáltica: Os agregados representam cerca de 95% da mistura asfáltica, logo, acabam controlando a temperatura da mistura asfáltica e precisam manter-se quentes o suficiente para garantir o perfeito recobrimento do asfalto;
- Redução da viscosidade do asfalto: O ligante asfáltico precisa ter fluidez suficiente para ser bombeado na usina e ser capaz de garantir o perfeito recobrimento dos agregados durante a usinagem, e conseqüentemente a homogeneidade da mistura asfáltica.

Temperaturas de usinagem e compactação muito elevadas trazem como consequência a aceleração do envelhecimento e a queima da mistura asfáltica. Um dos problemas do envelhecimento é o endurecimento do ligante asfáltico, pois conforme o ligante torna-se mais rígido, também torna-se mais resistente a deformações permanentes, porém, sua susceptibilidade ao trincamento por fadiga torna-se maior.

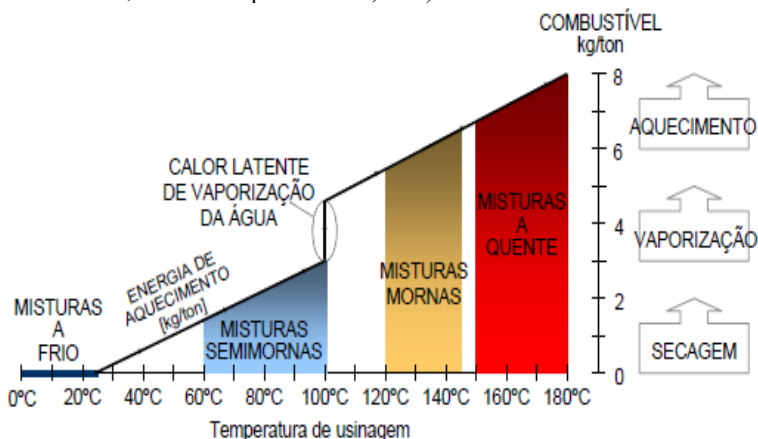
O envelhecimento do ligante asfáltico é representado pelo aumento da sua consistência (viscosidade), alterando o comportamento físico e reológico do ligante, tornando-o mais duro e conseqüentemente mais quebradiço, menos dúctil e menos elástico. O processo de envelhecimento do ligante asfáltico inicia-se durante a produção de massa asfáltica na usina com a perda de voláteis e oxidação (envelhecimento a curto prazo) e prossegue em campo com a oxidação progressiva (envelhecimento a longo prazo) (AIREY, 2003).

Baixas temperaturas de usinagem e compactação podem não garantir a viscosidade ideal que o ligante asfáltico necessita para recobrir perfeitamente os agregados e consequentemente obter a homogeneidade da mistura asfáltica.

Além do consumo de combustível, o aquecimento do asfalto a essas temperaturas causa grande emissão de VOCs (compostos orgânicos voláteis) e de fumaça, que são extremamente poluentes e nocivos ao meio ambiente e à saúde do trabalhador.

A crescente preocupação em se produzir misturas asfálticas com maior economia e menor impacto ambiental tem instigado o setor de pavimentação ao desenvolvimento de novas tecnologias que mantenham as mesmas propriedades das misturas asfálticas utilizadas atualmente e minimizem os impactos ambientais. A Figura 1 faz um comparativo entre as temperaturas de usinagem das misturas asfálticas semi-mornas, mornas e quentes com o consumo de combustível.

Figura 1 – Classificação das misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem (D'ANGELO *et al*, 2008 citado por MOTTA, 2011)



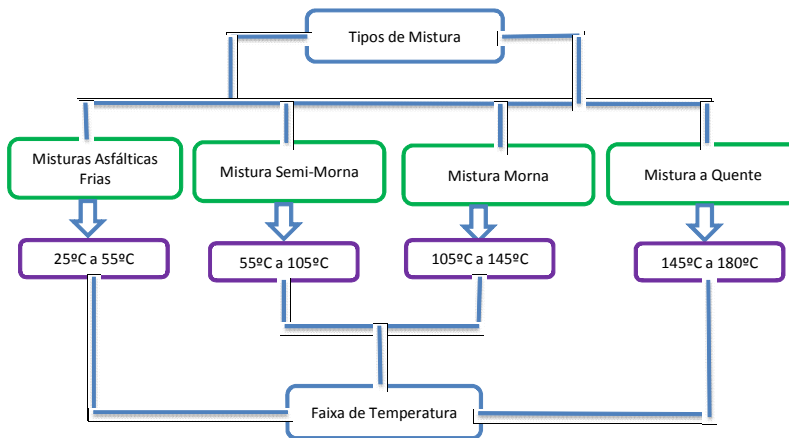
Conforme aumenta o nível de aquecimento no processo de usinagem há acréscimo na energia consumida para usinagem da mistura asfáltica, com conseqüente aumento do consumo de combustível por parte da usina. Cabe ressaltar que os processos de secagem e vaporização da água exigem grande quantidade de energia para serem realizados.

As misturas asfálticas podem ser classificadas de diversas formas, e uma delas é pelo grau de temperatura de usinagem e compactação. O

intervalo de temperatura de mistura agregado – ligante das misturas mornas é amplo, podendo ser desde 20°C até 50°C mais baixas em comparação às temperaturas das misturas quentes. Na ocorrência da temperatura da mistura ficar no intervalo entre 55°C e 105°C esta tem sido considerada uma mistura semi-morna (D'ANGELO *et al*, 2008).

A Figura 2 apresenta os diferentes tipos de misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem.

Figura 2 – Diferentes tipos de misturas asfálticas em função da temperatura de usinagem (adaptado de D'ANGELO *et al*, 2008).



Misturas Asfálticas Frias

As misturas asfálticas frias são produzidas a temperatura ambiente, variando entre 25°C e 55°C. Sua principal aplicação está voltada a manutenção e conservação de pavimentos, como o recapeamento asfáltico, tendo-se em vista que as misturas asfálticas frias não apresentam o mesmo desempenho que as misturas produzidas a quente quando submetidas a um intenso volume de tráfego (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Misturas Asfálticas a Quente

As misturas asfálticas a quente são aquelas produzidas a temperaturas que variam entre 145°C e 180°C, sendo utilizadas como revestimento de rodovias em que se prevê um elevado volume de tráfego, possuindo maior resistência devido ao arranjo das partículas

com granulometria bem graduada e a quantidade ideal de ligante asfáltico (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A mistura asfáltica mais empregada no Brasil é o Concreto Asfáltico (CA) ou também conhecido por Concreto Asfáltico Usinado a Quente (CBUQ), sendo definido como uma mistura de agregados de diversos tamanhos e cimento asfáltico, ambos aquecidos em temperaturas previamente escolhidas, em função da característica viscosidade-temperatura do ligante (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Suas propriedades são extremamente sensíveis a variação do teor de ligante asfáltico, sendo que, qualquer variação pode acarretar problemas de deformação permanente por fluência e exsudação ou enfraquecimento da mistura e da resistência à formação de trincas (BERNUCCI, *et al.*, 2008).

Misturas Asfálticas Semi-Mornas

As misturas asfálticas semi-mornas diferem da mistura morna pela temperatura de mistura, sendo que, se a temperatura de mistura em usina for abaixo de 105°C à mistura é considerada semi-morna (BERNUCCI *et al.*, 2008)..

Misturas Asfálticas Mornas

As misturas asfálticas mornas são aquelas produzidas a temperaturas intermediárias, ou seja, não se encaixam na definição de misturas asfálticas frias, que são as produzidas à temperatura ambiente, entre 25° a 55°C, e também não estão enquadradas na faixa das misturas asfálticas quentes, que são produzidas a temperaturas que podem variar entre 145° até 180°C, dependendo do tipo de ligante utilizado. As misturas Asfálticas Mornas são produzidas a temperaturas intermediárias, em uma faixa que varia de 105° a 145°C (BERNUCCI *et al.*, 2008). As vantagens e desvantagens da sua aplicação serão detalhas no item a seguir.

2.3 PRODUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS

A produção de misturas asfálticas mornas não é uma discussão nova e se deve principalmente a idéia de diminuir o consumo de energia e reduzir as emissões das indústrias de asfalto. A primeira proposta em reduzir a temperatura de produção de misturas asfálticas foi feito em 1956 pelo Dr. H. Ladis Csanyi, professor da Iowa State University, que compreendeu o potencial do asfalto espuma como camada selante em solos. Logo, a tecnologia dos asfaltos espumados que permite a redução das temperaturas de misturas é usada com muito sucesso em diversos países (KRISTJANSDOTTIR, 2006).

No ano de 1996, o Ministro do Trabalho e das Relações Sociais da Alemanha, começou a questionar sobre os limites de exposição dos trabalhadores aos gases e produtos voláteis de asfalto, criando o Fórum de Asfalto da Alemanha, cujo objetivo foi procurar respostas a este questionamento. Naquele momento foram realizados estudos e debates sobre: constituintes do asfalto; emissões de fumos; uso de equipamentos de proteção individual (EPI's) na indústria do asfalto; epidemiologia; incidência de câncer nos operários do setor; diversos estudos ocupacionais; tecnologias que permitissem baixar a temperatura do processo de usinagem, espalhamento e compactação e por fim desenvolver processos objetivando a redução das emissões (NASCIMENTO et al, 2008).

Jenkins et al (1999) realizaram um estudo com asfalto espuma em que os agregados eram aquecidos acima da temperatura ambiente e abaixo dos 100°C. Esta técnica mostrou um ganho nas propriedades mecânicas quando comparado a misturas produzidas com agregados a temperatura ambiente. No segundo Eurasphalt & Eurobitume Congress realizado em Barcelona, Koenders et al. (2000) apresentaram um trabalho que apontou resultados de laboratório e de trechos experimentais em grande escala de uma tecnologia chamada de Warm Mix Asphalt Foam Emulsion com testes na Noruega, Reino Unido e Holanda entre os anos de 1996 e 1999, tendo sido estudadas mais de 1000 toneladas de asfalto espuma morno em diferentes períodos do ano em pistas de tráfego com média intensidade. Os autores observaram que este processo contribuiu para uma redução significativa nas emissões de poeiras, fumos e CO₂, além de uma economia de energia de 20 a 30%. Além disso, os parâmetros mecânicos apresentaram resultados aceitáveis.

Em 2002, a NAPA (*National Asphalt Pavement Association*) realizou uma visita de técnicos pela Europa visitando a Dinamarca,

Alemanha e a Noruega visando à análise das misturas asfálticas mornas usadas nestes países. A partir deste momento, houve um crescente interesse nos EUA sobre o desenvolvimento desta tecnologia, de tal forma que a FHWA mencionou as misturas mornas como área em foco e organizou com a NAPA, em 2003, uma conferência cujo objetivo principal é explorar a seu potencial de utilização nos EUA (FEREIRA, 2009).

Em 2004, no “World of Asphalt” são expostos projetos e desenvolvimentos nesta área por diversas empresas do setor rodoviário. A partir deste momento, tanto nos EUA quanto na Europa, prosseguiram-se os estudos sobre as vantagens da tecnologia de produção de misturas mornas (FEREIRA, 2009). Ainda em 2004, Barthel utiliza zeólita como um aditivo no asfalto para aumentar a trabalhabilidade da mistura a temperaturas mais baixas (BARTHEL et al, 2004).

Em 2007 nasceu uma sociedade entre o Departamento de Transportes da Califórnia (CALTRANS) e o Departamento de Transportes e Pavimentação da Universidade da Califórnia (UCPRC) para avaliar se as misturas mornas teriam um desempenho igual ou superior as misturas tradicionais, para avaliar possíveis problemas relacionados a baixa temperatura de compactação e a suscetibilidade do pavimento à umidade. Foram realizados vários ensaios de laboratório de forma a avaliar problemas de curto, médio e longo prazo. Os resultados deste estudo apontaram maior conforto dos trabalhadores devido a menor temperatura de trabalho e a menor emissão de fumos. Já em relação as propriedades mecânicas, foi observado que este tipo de tecnologia não apresenta perdas nas características mecânicas e, portanto, a sua utilização é próspera (JONES, 2009).

Uma das principais metas a ser alcançada é que, apesar da redução de temperatura, a mistura asfáltica morna precisa manter a mesma qualidade, sem sofrer alterações nas suas propriedades mecânicas. As misturas asfálticas mornas são obtidas normalmente pelo aquecimento parcial dos agregados, com o uso de asfalto ou emulsão, dependendo do tipo de tecnologia empregada. A temperatura do agregado seco controla a quantidade de calor da mistura como um todo, pois os agregados compõem cerca de 95% da mistura asfáltica. A temperatura do ligante asfáltico ajusta-se rapidamente a temperatura do ligante, quando ambos são misturados.

A redução de temperatura de usinagem da mistura asfáltica precisa garantir a secagem adequada dos agregados, de modo a evitar a ocorrência do efeito *stripping* e garantir o total recobrimento dos

agregados, garantido a homogeneidade da mistura e a boa compactação em campo. As técnicas de misturas asfálticas mornas buscam garantir a qualidade da mistura através da adição de agentes melhoradores de adesividade que reduzam a viscosidade do ligante.

2.3.1 Tecnologias de Misturas Asfálticas Mornas

As misturas asfálticas mornas não correspondem a um único produto, mas sim a uma variedade de tecnologias destinadas a reduzir as temperaturas de usinagem e compactação. Na maioria das vezes, os processos de mistura asfáltica morna reduzem a viscosidade do asfalto de diversas formas, possibilitando a cobertura completa dos agregados a temperaturas inferiores se comparadas às técnicas convencionais de mistura de asfalto a quente (CBUQ).

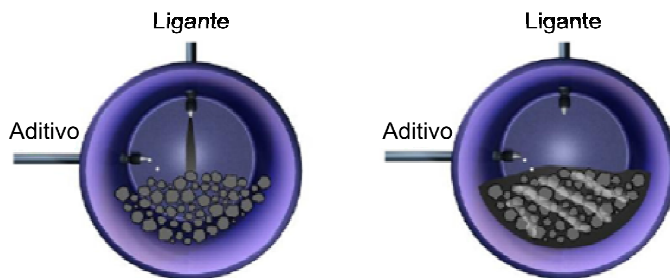
As misturas asfálticas mornas podem ser classificadas de acordo com o tipo de tecnologia empregada para reduzir a temperatura de trabalho, de acordo com PERKINS, (2009).

2.3.1.1 Aditivos Orgânicos

Os aditivos orgânicos são utilizados para reduzir a viscosidade do ligante e permitir que a mistura asfáltica tenha trabalhabilidade superior àquela obtida sem a adição deste aditivo no ponto de fusão. São exemplos de aditivos orgânicos o Cecabase RT® e Sasobit®.

O aditivo Sasobit® é uma cera parafínica, que permite a produção de misturas mornas com a redução da viscosidade do ligante, modificando a curva temperatura-viscosidade. Este produto é comercializado em flocos ou em pastilhas, sendo que, quando utilizado em flocos deve ser incorporado diretamente no ligante, e quando utilizado sob a forma de pastilhas deve ser incorporado diretamente na massa asfáltica, conforme ilustrado na Figura 3.

Figura 3 – Aditivo sob a forma de pastilha adicionado a mistura asfáltica (MOTTA, 2011₂).

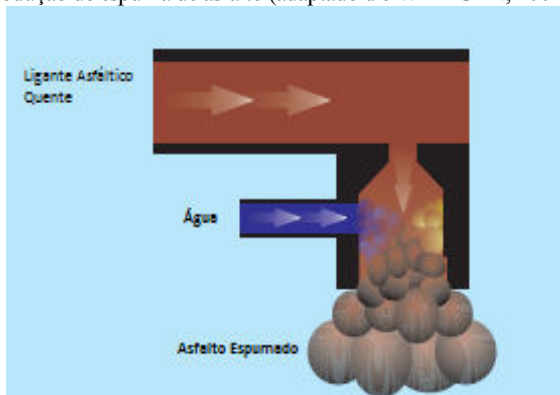


2.3.1.2 Misturas Utilizando Espuma de Asfalto

Um dos processos mais conhecidos mundialmente, resultante da combinação do ligante aquecido e água à temperatura ambiente, resultando na expansão do asfalto. Trata-se da técnica de espumar o ligante, com isso, a mistura sendo produzida a temperaturas inferiores. Neste processo, o ligante asfáltico quente é colocado em contato com a água em temperatura ambiente, com isso, tornando-a vapor e expandindo (PROWELL e HURLEY, 2007).

Nas misturas asfálticas em que se emprega o processo de espuma de asfalto, a água é inserida no processo de usinagem por injeção direta, espumando o ligante asfáltico antes do mesmo ser misturado com o agregado. A Figura 4 mostra o processo de expansão do asfalto.

Figura 4 – Produção de espuma de asfalto (adaptado de WIRTGEN, 2001).

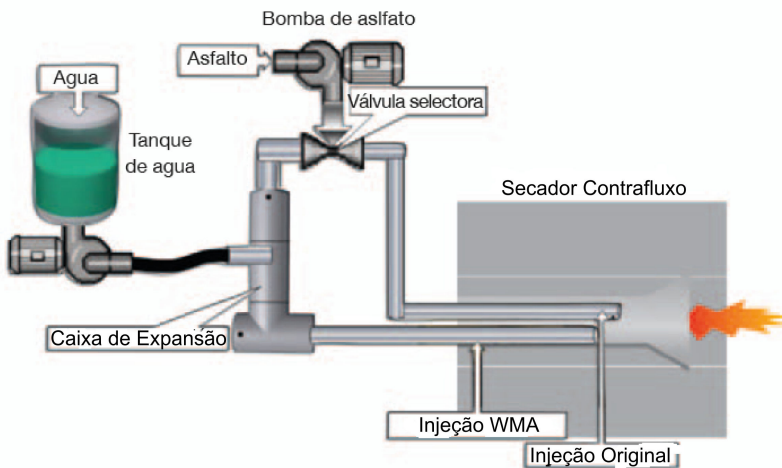


O processo WMA Foam® utiliza-se do equipamento produzido pela Terex Roadbuilding. Esta tecnologia permite produzir asfalto com temperaturas inferiores às comumente utilizadas, com desempenho e produtividade iguais ou superiores aos das misturas a quente.

O equipamento que permite a produção de misturas asfálticas espumadas consiste em uma barra anexada à usina para espumação do asfalto com controle de temperatura, controle de pressão de injeção de água, ar e dosagem fina dos componentes através de uma bomba de deslocamento positivo. O controle da pressão de ar é necessário para o perfeito funcionamento do sistema. Cilindros de limpeza evitam entupimento durante a operação, antes e após paradas. O sistema permite a operação em asfalto tanto para a mistura asfáltica tradicional quanto para a espumada.

A Mistura Asfáltica Morna produzida na usina de asfalto baseia-se no princípio da espuma de asfalto, fabricando misturas asfálticas a temperaturas inferiores das usualmente utilizadas. A usina possui uma plataforma de controle especialmente para dosar a quantidade de água e ligante a ser adicionado à mistura. A Figura 5 apresenta o sistema de funcionamento da usina de mistura asfáltica morna.

Figura 5– Sistema de mistura da água e ligante da usina de asfalto (TEREX, 2011)

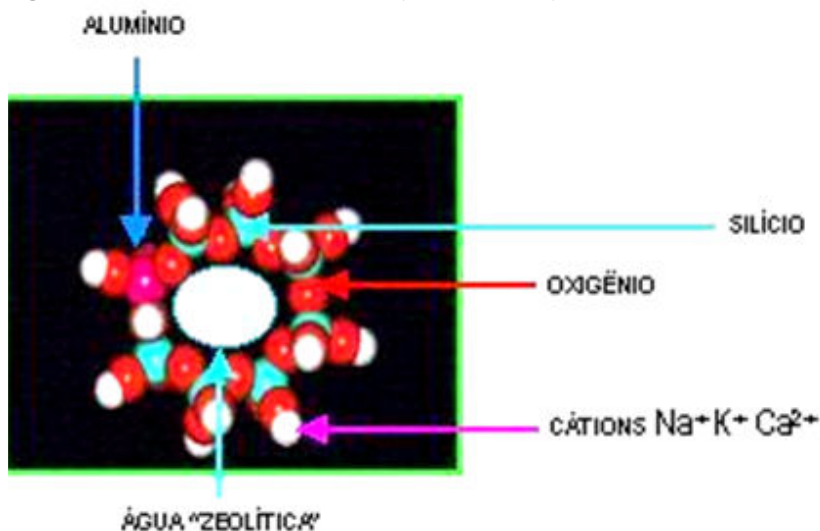


A espumação do asfalto também pode ser obtida através da adição de zeólitas, que por suas propriedades de reterem água permitem a espumação do asfalto. As zeólitas são aluminosilicatos hidratados

com estrutura molecular aberta, ou seja, possui aproximadamente 20% de vazios, com íons positivos que estão fracamente ligados à estrutura, permitindo a absorção e liberação de água. Sua principal característica está na habilidade de perder e ganhar água reversivelmente, e de trocar alguns de seus elementos constituintes sem maiores mudanças na estrutura. A zeólita possui em sua estrutura canais ou concavidades interconectadas, nas quais se encontram moléculas de água. A estrutura microporosa faz com que a zeólita apresente uma elevada superfície interna, quando comparada a sua superfície externa, e permite a transferência de massa entre o espaço cristalino e o meio externo. Entretanto, a transferência é limitada pelo diâmetro dos poros da estrutura zeolítica (AGUIAR, *etc al* 2002).

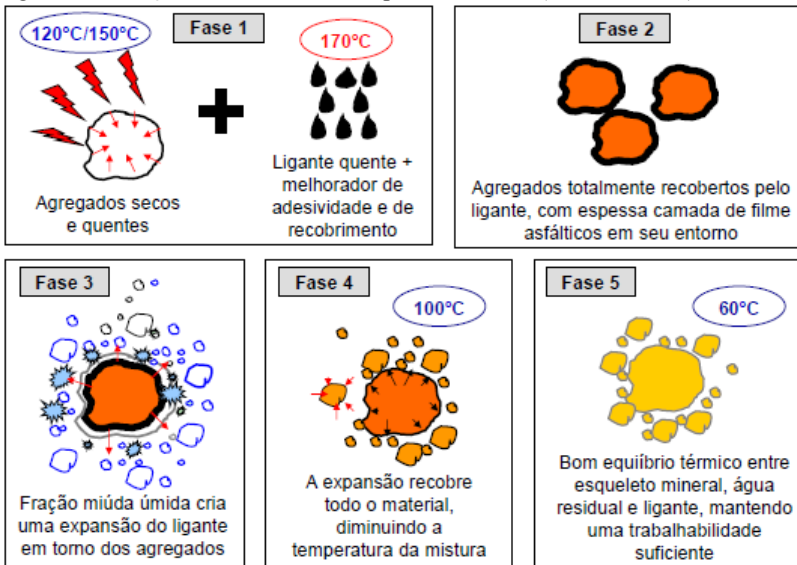
A água dos canais desprende-se facilmente e de maneira contínua com o aquecimento. Esse processo é seletivo e depende da estrutura particular da zeólita (tamanho do poro) e do tamanho das moléculas, podendo assim ser usada como peneira molecular. A Figura 6 apresenta a estrutura básica da zeólita.

Figura 6 – Estrutura básica de uma zeólita (AGUIAR, 2002)



A tecnologia LEA® (Low Energy Asphalt) foi desenvolvido na França e também baseia-se na espumação do asfalto, realizado através da água contida na fração miúda dos agregados. A Figura 7 extraída do trabalho de MOTTA, 2011 ilustra como ocorre este processo.

Figura 7 – Produção de mistura morna no processo LEA® (MOTTA, 2011)



2.3.1.3 Aditivo Químico de Ligante

Nesta tecnologia, o aditivo é adicionado diretamente ao ligante, podendo a adição ser feita diretamente pelo fabricante de asfalto. O recobrimento dos agregados é obtido através de agentes tensoativos ou surfactante que compõem o aditivo. Tem-se como exemplos de produtos com esta classificação o RedisetTM WMX, Revix® e o EvothermTM.

Agentes surfactantes são compostos tensoativos caracterizados pela capacidade de alterar as propriedades superficiais e interfaciais de um líquido, reduzindo acentuadamente a tensão superficial na interface líquido / superfície.

Os surfactantes são adicionados a um líquido com a finalidade de aumentar as suas propriedades de se espalhar e de molhar a superfície por redução da sua tensão superficial.

O ligante asfáltico precisa ser aquecido a fim de garantir a fluidez para ser bombeado na usina e também o perfeito recobrimento dos agregados durante a usinagem da mistura asfáltica. As altas temperaturas tem grande influência na distribuição do ligante e, conseqüentemente, na homogeneidade da mistura asfáltica a quente, pois reduz a tensão superficial na interface agregado/ligante. Quando a temperatura de usinagem e compactação é reduzida, cabe ao agente

surfactante garantir a redução da tensão superficial na interface ligante/agregado, com isso, obtendo-se o perfeito recobrimento dos agregados pelo ligante, além da boa trabalhabilidade da massa asfáltica durante a compactação. A Figura 8 apresenta o esquema de recobrimento dos agregados pelo ligante, em função da temperatura. Observa-se que, a medida que a temperatura aumenta, obtém-se um melhor recobrimento dos agregados pelo ligante asfáltico.

Figura 8 – Recobrimento do agregado pelo ligante asfáltico em relação a elevação de temperatura (MOTTA, 2011).



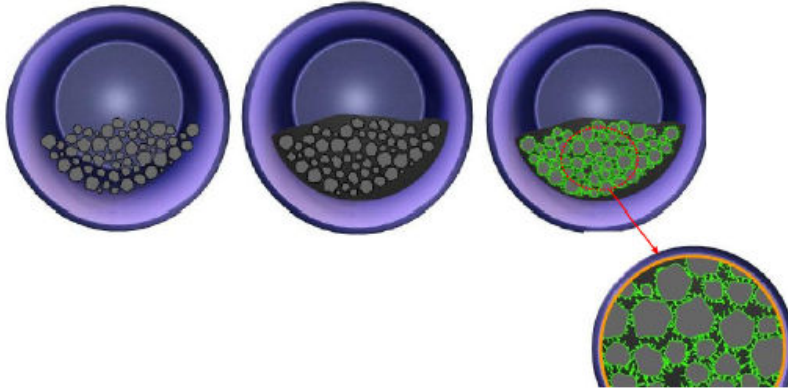
O aditivo RedisetTM é comercializado na forma de pastilhas, e através da combinação de agentes surfactantes e aditivos orgânicos, busca aperfeiçoar o recobrimento do ligante – agregado, sendo que, também age como melhorador de adesividade.

O aditivo Revix® é produzido com aditivos surfactantes e busca reduzir o atrito interno entre as partículas de agregados e as finas películas de ligante durante a usinagem da mistura asfáltica e compactação em campo, momentos em que a massa asfáltica é submetida a altas taxas de cisalhamento.

O Cecabase RT® é um aditivo líquido que age como agente de superfície, proporcionando o perfeito recobrimento dos agregados pelo ligante quando a usinagem é realizada a temperaturas mais inferiores das praticadas comumente. Também atua como melhorador de adesividade.

O processo Evotherm utiliza-se de um “pacote químico” misturado a uma emulsão ou a um asfalto, tendo por finalidade melhorar o recobrimento dos agregados, a adesividade e a trabalhabilidade da mistura asfáltica produzidas a baixas temperaturas. A Figura 9 ilustra o aditivo surfactante agindo como melhorador de adesividade entre ligante e agregado.

Figura 9 – Aditivo surfactante agindo como melhorador de adesividade (MOTTA, 2011₂).



Dentre as tecnologias apresentadas, o presente trabalho tem como objetivo o estudo de misturas asfálticas mornas através da adição de Evotherm, buscando produzir misturas asfálticas mornas com a mesma qualidade das misturas asfálticas quentes, porém, com a vantagem da redução de fumos ao meio ambiente e mais segurança e saúde aos operários.

2.4 EVOTHERM

Uma das tecnologias de mistura asfáltica morna é o Evotherm, produzido pela MeadWestvaco Asphalt Innovations. O Evotherm é um aditivo fácil de usar, pois agrega lubricidade às partículas microscópicas de asfalto, além de gerar a formação de miscelas que desenvolvem “planos de deslizamento”, o que permite que as partículas de asfalto se movimentem mais facilmente, exigindo menos energia mecânica durante a mistura e compactação. Na verdade, a mistura morna com Evotherm apresenta as mesmas propriedades reológicas que o CBUQ convencional quando submetida a baixas forças de cisalhamento; mas quando submetida a alto cisalhamento (usinagem e rolagem) apresenta menor viscosidade mesmo em temperaturas mais baixas. Além da economia de combustível, outras vantagens do uso de Evotherm se destacam:

- O ligante aditivado mantém as propriedades de especificação original;

- Redução da temperatura de produção, com consequente redução da degradação por oxidação do ligante;
- Totalmente compatível com os projetos originais de pavimentação com CBUQ;
- Permite trabalhar com elevada porcentagem de material fresado;
- Não requer nenhuma modificação na usina a partir da terceira geração do produto. A aditivação é direta no ligante.

A tecnologia Evotherm baseia-se num pacote químico que é misturado a uma emulsão ou ao ligante asfáltico. Este pacote químico tem por objetivo melhorar o recobrimento dos agregados, a trabalhabilidade e a adesividade das misturas asfálticas, quando estas são produzidas e compactadas a temperaturas inferiores daquelas usualmente praticadas. O Evotherm sofreu alterações desde o seu surgimento, processos distintos os quais são descritos a seguir:

2.4.1 Evotherm Emulsion Technology (ET)

No primeiro processo criado, denominado de *Evotherm Emulsion Technology* (ET), o pacote químico é diretamente adicionado a uma emulsão asfáltica com alto teor de asfalto (70%), sendo em seguida armazenado à temperatura de 80°C. Sua usinagem deve ser feita entre as temperaturas de 85°C e 115°C, sendo que nesta fase, a grande parte da emulsão se transforma em vapor quando entra em contato com os agregados quentes, garantindo desta forma a perfeita cobertura da superfície dos agregados, não havendo diferença visual entre a mistura morna e a mistura quente (PROWELL e HURLEY, 2007). Neste caso, o pacote químico já é vendido misturado à emulsão.

2.4.2 Evotherm Dispersed Asphalt Technology (DAT)

Na sua segunda geração, o Evotherm passou a ser chamado de *Evotherm Dispersed Asphalt Technology* (DAT), onde o mesmo pacote químico utilizado no primeiro processo passou a ser dissolvido em uma pequena quantidade de água e injetado no ligante asfáltico durante a usinagem (D'ANGELO *et al*, 2008). Neste caso, o pacote químico é vendido separadamente, sendo o aditivo incorporado no ligante diretamente na usina.

2.4.3 Evotherm 3G

Na terceira geração do Evotherm, chamada de *Evotherm 3G*, o princípio de funcionamento do Evotherm deixa de ser a água ou o vapor de água, e passa a atuar no atrito interno entre as partículas dos agregados. Estas, quando submetidas a altas taxas de cisalhamento durante a usinagem e compactação da mistura, resultam na redução do atrito interno dos agregados através de agentes tensoativos ou agentes de tensão superficial que facilitam o recobrimento dos agregados pelo ligante asfáltico.

As moléculas que atuam como agentes tensoativos são provenientes de óleos naturais de plantas. De acordo com o fabricante, tudo inicia-se no próprio processo de reflorestamento criado pela empresa. Para cada planta colhida, tem-se a seguinte constituição:

- 70% são fibras utilizadas na indústria de papel;
- 28% é uma substância chamada de lignina, que é um dispersante utilizado em diversas aplicações;
- 2% óleos naturais, que depois de modificados em laboratório, a sua estrutura química é modificada por reações químicas a fim de se obter o efeito desejado, ou seja, a criação de uma molécula que permita utilizar algo proveniente da natureza para melhorar o processo da pavimentação asfáltica.

Há necessidade da aplicação de calor externo para se conseguir que o ligante asfáltico recubra perfeitamente os agregados. A adição de Evotherm na mistura inclui moléculas tensoativas especialmente desenvolvida que permitem que grande parte da energia térmica necessária seja substituída por energia química. Qualquer água que esteja presente no agregado é capturada dentro das micelas do ligante asfáltico a fim de facilitar o recobrimento dos agregados pelo ligante asfáltico. Porém, este recobrimento não é suficiente para se obter a homogeneidade total da mistura. Logo, o efeito da compactação é fundamental para a finalização deste processo.

Para se obter um pavimento resistente as ações do tráfego e intempéries, a realização de um processo de compactação adequado é fundamental. As moléculas tensoativas que agem durante a preparação da mistura asfáltica também melhoram o processo de compactação, através das micelas presentes dentro da mistura. Estas micelas apresentam baixa viscosidade e não apresentam resistência ao

cisalhamento causada pela ação dos rolos durante a compactação da mistura asfáltica em campo. Por possuírem propriedades dinâmicas que permitem que estas mudem de forma e permaneçam intactas, ao serem compactadas pelo rolo, as micelas criam uma superfície deslizante, permitindo que a mistura asfáltica seja compactada adequadamente até 50 °C abaixo das temperaturas usualmente utilizadas em campo.

O Evotherm 3G já vem adicionado no ligante, não havendo necessidades de alterações na usina de asfalto. Existem diferenças na produção da mistura asfáltica entre as três gerações de Evotherm. Enquanto que para a primeira geração, a emulsão asfáltica deve estar estocada à 80°C e os agregados aquecidos 20°C acima da temperatura que se espera compactar, para a segunda e terceira geração, o ligante asfáltico deve estar à temperatura usual das misturas tradicionais, e o agregado deve estar 20°C acima da temperatura que se deseja compactar. Para todas as gerações de Evotherm, costuma-se adicionar o produto a uma taxa de 0,5% do peso da emulsão asfáltica ou do ligante.

Segundo o fabricante, a redução das temperaturas de produção da mistura asfáltica pode chegar a 38°C, com isso, podendo-se obter uma redução do consumo de energia em torno de 55%, representado 45% na redução de CO₂ e SO₂ (FHWA, 2008).

No Brasil, foram iniciados em 2011, trechos experimentais com a utilização da terceira geração de Evotherm, podendo-se citar um trecho na Rodovia Bandeirante, com a aplicação de ligante asfalto borracha, onde tem se alcançado bons resultados. O trecho que faz parte da presente pesquisa, trecho da BR 116/PR em Rio Negro está entre os primeiros a serem testados no Brasil. Por serem experiências recentes envolvendo a terceira geração de Evotherm, ainda não se tem resultados do seu desempenho a longo prazo. A Figura 10 apresenta fotos de um trecho executado com Evotherm e outro com mistura asfáltica tradicional a fim de se comparar a emissão de poluentes.

Figura 10 – Comparação entre misturas asfálticas com Evotherm e tradicional (MEADWESTVACO, 2011)



2.5 BENEFÍCIOS DA PRODUÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS MORNAS

A literatura de um modo geral mostra que a redução das temperaturas de usinagem e compactação das misturas asfálticas pode trazer diversos benefícios relacionados ao meio ambiente, a exposição ocupacional e à qualidade da pavimentação.

2.5.1 Redução de Emissão de Gases

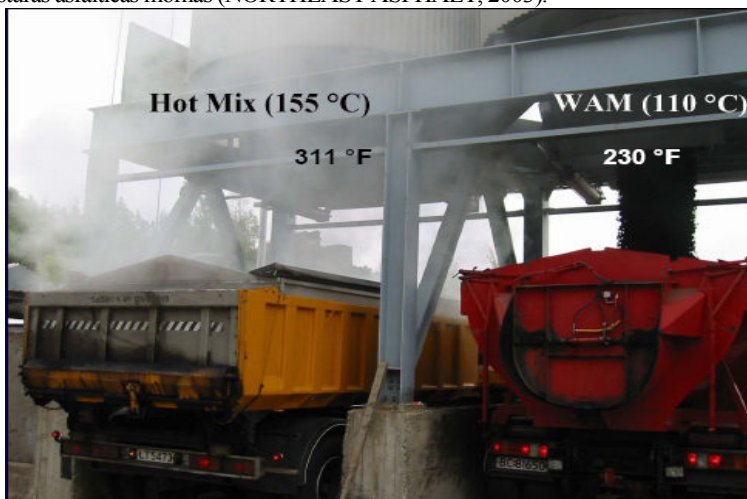
As Misturas Asfálticas Mornas reduzem de forma significativa a emissão de gases como CO_2 , e hidrocarbonetos poliaromáticos (PAH) provenientes principalmente da queima de combustíveis fósseis, contribuindo de forma significativa para o combate contra a poluição atmosférica. Como são produzidas e aplicadas a temperaturas inferiores às tradicionais misturas asfálticas quentes, reduz-se a energia utilizada

no processo e, conseqüentemente, a emissão de poluentes, tanto em usina quando em campo.

De acordo com D'ANGELO *et al*, 2008, a redução na emissão de poluentes nas usinas de produção de misturas asfálticas mornas podem chegar a redução de 30% a 40% de CO₂, 50% de compostos orgânicos voláteis (VOC), 10% a 30% de monóxido de carbono (CO), 60% a 70% de óxidos nitrogenados (NO_x) e 20% a 25% de poeiras. Desta forma, tem-se que o emprego de misturas asfálticas mornas possa ser inserido em projetos para obtenção de créditos de carbono, passando a ser um fator de extrema importância para a produção de misturas asfálticas mornas..

Além das questões ambientais, outro fator que deve ser observado, é com relação à saúde dos trabalhadores que atuam diretamente na execução do revestimento asfáltico. Com relação a limites recomendáveis de exposição às emissões asfálticas, não se tem informações ainda sobre quais os reais efeitos dos poluentes nos humanos. Em 1977, o NIOSH - Instituto Nacional da Saúde e Segurança dos Estados Unidos realizou um estudo sobre a exposição ocupacional aos fumos de asfalto e observou que os principais efeitos maléficó a saúde foram irritação das membranas do revestimento ocular e das mucosas respiratórias. A Figura 11 ilustra a massa asfáltica logo após despejada no caminhão, pronta para seguir para a pista.

Figura 11 - Comparação entre a emissão de gases para misturas asfálticas quentes e misturas asfálticas mornas (NORTHEAST ASPHALT, 2003).



No ano de 2000, o NIOSH (citado por KRISTJANSDOTTIR, 2006), publicou uma crítica a respeito do risco à saúde das pessoas, principalmente a irritação do aparelho respiratório quando expostas diretamente aos gases emanados no manuseio asfalto. O instituto realizou estudos com animais expostos diretamente aos gases emitidos pelo asfalto e concluiu que, quando à pele do animal, ao ser exposta por um longo período, esta acabou apresentando locais com indícios cancerígenos. Após realizar estes estudos, foram recomendados alguns limites quanto à exposição direta aos gases do asfalto.

A fim de se minimizar o efeito maléfico dos gases emitidos pelo asfalto, recomenda-se que os trabalhadores não fiquem expostos aos fumos e vapores por um período superior a 15 minutos e a taxa de emissão seja de $5\text{mg}/\text{m}^3$, a fim de que não haja irritação aos olhos, nariz e garganta. Mesmo assim, algumas medidas preventivas devem ser observadas, tais como:

- Utilização apropriada de protetor respiratório;
- Prevenção da pele quando exposta às ações dos gases.

Porém, as pesquisas que se tem a respeito do potencial cancerígeno causado pela emissão dos vapores e fumos do asfalto ainda são limitadas. As discussões ainda são longas, e ainda faltam confirmações para que se possa fazer tal afirmação.

2.5.2 Lucratividade no Mercado de Carbono

A partir da entrada em vigor do Protocolo de Kyoto, houve uma transformação do dióxido de carbono (CO_2), que antes considerado como o grande vilão do efeito estufa, passou a ser mercadoria, ou seja, o mercado de carbono possibilita trocar a redução dos gases que colaboram para o aumento do efeito estufa por créditos, que serão posteriormente negociados.

Com o vigor do protocolo, é permitido que investidores de países que precisam reduzir suas emissões de CO_2 financiem em outros territórios projetos que reduzam a poluição atmosférica. Emitidos pela ONU, os chamados créditos de carbono, podem ser conquistados por empresas e governos que criarem projetos que tenham como objetivo o Mecanismo de Desenvolvimento Limpo, ou seja, quando um órgão ou empresa conseguir diminuir a emissão de gás carbônico na atmosfera e obter os certificados de redução de emissão de CO_2 , este certificado

poderá ser abatido da cota que o país tem de cumprir ou ser vendido a terceiros.

Tendo-se em vista que a produção de misturas asfálticas mornas tende a reduzir cerca de 30% a emissão de gases, já se pode começar a calcular em termos de créditos de CO₂, o benefício em termos econômicos que a produção destas pode gerar, pois além de beneficiar o meio ambiente, a redução de emissão de CO₂ já está representando verba para os cofres públicos.

De acordo com Ruhl (2008) citado por Motta (2011), avalia-se que na Alemanha são produzidas 60 milhões de toneladas de misturas asfálticas a quente por ano, que por sua vez geram 1,5 milhões de toneladas de CO₂. Segundo D'Angelo *et al.*, (2008), a redução na emissão de poluentes nas usinas de produção de misturas asfálticas mornas podem chegar a redução de 30% a 40% de CO₂.

O consumo de cimento asfáltico no Brasil em 2010 foi de aproximadamente 3 milhões de toneladas. Considerando-se que 90% deste total foi utilizado para fabricação de mistura asfáltica, e que, para cada tonelada de mistura asfáltica produzida, haja um consumo de 6% de cimento asfáltico, foram produzidas aproximadamente 45 milhões de toneladas de massa asfáltica. Considerando-se os valores estabelecidos por Ruhl (2008), isso resulta na emissão de 1,125 milhões de toneladas de CO₂ lançados na atmosfera. Produzindo-se misturas asfálticas a temperaturas mais baixas, entre 30°C a 35°C a menos que as temperaturas usualmente utilizadas, a emissão da taxa de CO₂ cairia cerca de 30%, resultando numa redução de 337.500 toneladas de CO₂. Considerando-se o valor do crédito de carbono em 19 euros, isso resultaria em uma receita anual para as empresas brasileiras de aproximadamente 6,5 milhões de euros (R\$ 17 milhões).

2.5.3 Redução do Consumo de Energia na Produção de Misturas Asfálticas

A redução do consumo de energia é sem dúvida, um grande benefício para os produtores de mistura asfáltica, principalmente tendo-se em vista a elevação dos preços do petróleo nos últimos anos. A redução com combustíveis na produção de misturas asfálticas em função da redução de temperatura pode apresentar uma economia em torno de 11% a 35%, variando em função da técnica empregada (FHWA, 2008).

A secagem dos agregados na usina exige grande consumo de energia, especialmente o mesmo permanecer com o teor de umidade elevado, podendo o gasto no consumo de combustível aumentar em 10%

para cada 1% a mais de água contida nos agregados (PROWELL e HURLEY, 2007).

De acordo com BATHEL (2001), para se produzir uma tonelada de asfalto, consome-se aproximadamente 8 litros de óleo, e estima-se uma economia de 2,4 litros de óleo por tonelada produzida. O trabalho publicado por ASEFMA (Asociación Española de Fabricantes de Marroquinería), que é direcionado para o estudo de misturas asfálticas mornas, apresenta uma comparação entre o consumo de óleo para as diferentes temperaturas de usinagem das misturas, conforme apresentado na Tabela 1.

Tabela 1 - Consumo de óleo durante a usinagem

Temperatura da Mistura (°C)	Consumo de Óleo (kg) óleo/t)
140	6,6
160	7,3
180	7,9

Nota: Tais valores são estimados para uma produção de 200 t/h.

Fonte: ASEFMA (2007)

A energia consumida pela usina de mistura asfáltica poderá ser de 20% a 75% quando se compara mistura asfálticas quente e morna (KRISTJANS DOT TIR, 2006). Em regiões onde o custo do combustível é relativamente alto, como por exemplo, na Islândia ou no Estado Norte Americano do Haváí, a redução do consumo de energia já pode compensar o custo da adição do aditivo na produção da mistura morna, se essa redução estiver em torno de 50%. Do contrário, somente a economia de energia pode não compensar os gastos com a mistura morna, porém, com a popularização das tecnologias, este custo tende a minimizar (KRISTJANS DOT TIR, 2007). A Tabela 2 apresenta uma comparação entre os custos entre misturas asfálticas morna e quente com relação a óleo, eletricidade, etc.

Tabela 2 – Custos de misturas quentes e mornas

Localidade	Islândia (\$)	Havaí (\$)	Irlanda (\$)
Fonte de Combustível	Óleo	Diesel	Gás Natural
Custo do combustível para 1 tonelada de HMA ^a	5,00 - 7,50	4,40 - 9,00	1,75 - 2,80
Custo da eletricidade para 1 tonelada de HMA ^b	0,16 - 0,28	1,44 - 2,53	0,36 - 0,64
Custo total de energia para 1 tonelada de HMA	5,16 - 7,78	5,84 - 11,53	2,11 - 3,44
20% de economia com WMA	1,00 - 1,50	0,88 - 1,80	0,35 - 0,56
50% de economia com WMA	2,50 - 3,75	2,20 - 4,50	0,88 - 1,40

HMA: Mistura Asfáltica a Quente

WMA: Mistura Asfáltica Morna

Fonte: KRISTJANSDOTTIR (2007)

2.5.4 Aplicação em Épocas e Locais de Clima muito Frio

A aplicação de misturas mornas mostra-se como ótima alternativa em épocas e locais de clima muito frio (KRISTJANSDOTTIR, 2007). As especificações a nível nacional (DNIT) estabelecem que, a produção, transporte e aplicação do concreto betuminoso usinado a quente só deve ser realizada quando à temperatura ambiente mínima de 10°C, pois à temperaturas inferiores há grande preocupação com perdas expressivas de temperatura, que acabam impedindo a perfeita compactação da mistura asfáltica na pista.

Testes realizados na Alemanha apontaram que, misturas asfálticas mornas apresentam bom resultado de compactação quando aplicadas às temperaturas ambientes de -3°C e -4°C (D'ANGELO *et al.*, 2008).

2.5.5 Transporte da Massa Asfáltica a Maiores Distâncias

A distância percorrida entre a usina de asfalto e a pista influencia no rápido resfriamento da mistura asfáltica, variando em função da distância de transporte percorrida. As misturas asfálticas mornas apresentam-se como uma ótima alternativa, pois sendo produzidas a temperaturas inferiores, esfriam a uma taxa menor, pois possuem um menor gradiente térmico (PROWELL e HURLEY, 2007).

2.6 MATERIAIS COMPONENTES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A definição de mistura asfáltica é basicamente um produto obtido em usina, a quente ou a frio, produzido a partir de agregados e ligante asfáltico. No Brasil um dos tipos mais empregados é o Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ), que é uma mistura previamente dosada de agregados e cimento asfáltico aquecidos a uma temperatura previamente escolhida em função da viscosidade do ligante. O comportamento mecânico da mistura asfáltica depende diretamente das propriedades dos constituintes da mistura (agregados, ligante asfáltico, aditivos).

2.6.1 Agregados

A seleção de agregados para a utilização em misturas asfálticas deve-se observar que o mesmo possua propriedades capazes de suportar as tensões impostas na superfície do pavimento e também no seu interior.

O conhecimento das propriedades físicas e mecânicas dos agregados, tais como: resistência, porosidade e densidade e as propriedades químicas, tais como: umidade e adesividade são de extrema importância para a perfeita escolha dos agregados para a sua utilização em revestimentos asfálticos de boa qualidade (BERNUCCI, et. al, 2008).

2.6.2 Ligante Asfáltico

A avaliação das propriedades físicas, químicas e reológicas são os fatores que determinam a especificação dos ligantes asfálticos.

A fim de se especificar um determinado asfalto como adequado para pavimentação, grande parte dos países utiliza medidas simples de características físicas do ligante, devido à fácil execução nos laboratórios de obras. As principais características utilizadas nesta avaliação são a “dureza” do ligante, que é medida através do ensaio de penetração, o qual é inserida uma agulha padrão na amostra de ligante e a resistência ao fluxo, que é medida através do ensaio de viscosidade (BERNUCCI, et. al, 2008).

Atualmente classificação brasileira de ligantes baseia-se principalmente na consistência do cimento asfáltico que é avaliada pelo ensaio de penetração à temperatura de 25°C, a qual é descrita na norma DNIT-EM 095 (2006).

Desde o final da década de 1990 o CENPES (Centro de pesquisa da Petrobrás) dispõe dos equipamentos que permite classificar o CAP segundo a metodologia SUPERPAVE, determinando-se o seu Grau de Desempenho – PG (LEITE e TONIAL, 1994; LIBERATORI, 2000; TONIAL, 2001).

Com apoio financeiro da Petrobras, via Rede Temática de Tecnologia em Asfalto, algumas Universidades Brasileiras também estão se equipando para poderem classificar o CAP segundo o seu grau de desempenho. (MAGALHÃES, 2004; FAXINA; FABRI; SOARES, 2009).

Nesta mesma direção, distribuidoras de asfalto também caminham para apresentar aos clientes a classificação dos CAPs segundo a metodologia SUPERPAVE (LIBERATORI, et al, 2004).

2.6.3 Adesividade Agregado e Ligante Asfáltico.

Atualmente, um método muito utilizado para avaliar esta propriedade é o ensaio de Lottman modificado ou Ensaio de Dano por Umidade Induzida, descrito pela norma AASHTO T 283.

O Ensaio Dano por Umidade Induzida ou Ensaio Lottman Modificado, tem como principal objetivo avaliar a capacidade da mistura asfáltica em preservar sua resistência após ação nociva da água em ciclos de temperaturas intermediárias e baixas.

No ensaio Lottman avalia-se a perda da resistência à tração através de um processo de umidade induzida aplicado em corpos de prova compactados com o soquete Marshall que apresentem um índice de vazios de $7\% \pm 1\%$. Para se atingir esse número de vazios, reduz-se o número de golpes aplicados, que inicialmente seriam de 75 golpes para tráfego pesado.

O valor final encontrado é o quociente entre a resistência a tração não condicionada e a resistência à tração condicionada, o que resulta num número adimensional. O valor encontrado é multiplicado pelo fator 100 a fim de se obter um valor final em percentual. A relação entre RT'/RT indica a perda de resistência por umidade induzida. Essa relação deve ser maior ou igual a 0,70, ou seja, a perda deve ser inferior ou igual a 30% (BERNUCCI *e. al*, 2008). Já a metodologia SUPERPAVE recomenda valores superiores a 80%.

A adição de melhoradores de adesividade é comumente utilizada, pois estes atuam modificando melhorando a adesividade entre ambos.

2.7 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas usinadas a quente são produzidas conforme um projeto de mistura que utiliza um método de dosagem, sendo o mais comumente utilizado no Brasil o Marshall. Porém, o método SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavements*) atualmente vem sendo utilizado para obras rodoviárias e não somente em pesquisas.

A dosagem da mistura asfáltica consiste na escolha, através de métodos experimentais, do teor ótimo de ligante, em função de uma faixa granulométrica pré - determinada. O teor ótimo do ligante, ou teor de projeto, varia conforme o método de dosagem, sendo função dos parâmetros tais como energia de compactação, tipo de mistura, temperatura a qual o pavimento estará submetido. O método de dosagem mais utilizado mundialmente utiliza a compactação por impacto e é denominado método Marshall.

2.7.1 Metodologia Marshall

A dosagem Marshall é realizada seguindo-se os procedimentos descritos no método de ensaio DNER-ME 043/95 para a preparação os corpos de prova e determinação da Estabilidade Marshall. Atualmente, busca-se realizar modificações na Metodologia Marshall, uma vez que esta não está de acordo com a norma americana da ASTM. Embora parecida, existem diferenças entre ambas a serem ressaltadas, tais como, a absorção do ligante pelo agregado, que causa interferência nas determinações volumétricas.

Na metodologia Marshall, utilizada no Brasil, o teor ótimo de ligante asfáltico é determinado, levando-se em consideração valores empíricos da estabilidade, que é a capacidade da mistura deformar-se sob a ação de cargas, fluência e os parâmetros volumétricos volume de vazios (Vv) e relação betume vazios (RBV). A norma ASTM 2041/00, preconiza dois pontos importantes que não são levados em conta pelo DNIT: a absorção do asfalto com a inclusão do parâmetro de densidade efetiva dos agregados e o uso da densidade máxima da mistura (Gmm).

O método de ensaio DNIT-ME 43/95 recomenda um esforço de compactação de 50 golpes para pressão de pneus até 7 kgf/cm² e 75 golpes para uma pressão entre 7 kgf/cm² e 14 kgf/cm². A especificação de serviço DNIT-ES 031/04 apresenta os parâmetros de dosagem recomendados para as misturas asfálticas. A Tabela 3 apresenta os valores especificados

Tabela 3 – Parâmetros de dosagem segundo o DNIT-ES 031/04

Características	Camada de Rolamento	Camada de Ligação
Vv(%)	3 – 5	4 – 6
RBV (%)	75 – 82	65 – 72
Estabilidade mínima	500 kgf	500 kgf
RT mínima a 25°C	0,65 MPa	0,65 MPa

Fonte: DNIT-ES (031/2004)

Um fator que deve ser observado quanto à dosagem Marshall é a dispersão significativa nos seus resultados, que segundo COELHO E SÓRIA (1992), podem ser proveniente da forma de compactação dos corpos de prova, das características dos equipamentos utilizados e das condições operacionais do processo, causando com isso a variabilidade de resultados, apesar das condições idênticas de materiais.

2.7.2 Metodologia SUPERPAVE

A principal diferença existente entre a Dosagem Marshall e a SUPERPAVE é o tipo de compactação. Enquanto na Dosagem Marshall a compactação é feita por golpes, utilizando-se o soquete Marshall, na SUPERPAVE a compactação é realizada por amassamento, utilizando-se o compactador giratório.

De acordo com Bernucci *et. al*, 2008, na metodologia SUPERPAVE há três níveis de projeto de mistura, dependendo do tráfego e do número de passagens do eixo equivalente (ESAL - *Equivalent Axle Loads*), conforme indicado na Tabela 4.

Tabela 4 – Organização da metodologia SUPERPAVE de dosagem de misturas asfálticas em função do volume de tráfego.

Nível	1	2	3
Critério	Volumétrico	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a uma temperatura 10^6 e 10^7	Volumétrico Ensaio de previsão de desempenho a três temperatura $N \geq 10^7$
N (AASHTO)	$N < 10^6$		

Fonte: ((BERNUCCI *et. al*, 2008).

2.8 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

2.8.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)

No Brasil o ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral obedece a Especificação Brasileira DNER ME 138/94 ((BERNUCCI *e. al.*, 2008). Este método especifica o modo pelo qual se determina a resistência à tração de corpos de prova cilíndricos de mistura asfáltica através do ensaio de compressão diametral.

2.8.2 Ensaio de Módulo de Resiliência (MR)

O DNIT 135/10 - ME, define módulo resiliente como sendo a relação entre a tensão de tração aplicada repetidamente no plano diametral de uma amostra cilíndrica e a deformação específica recuperável correspondente à tensão aplicada.

A frequência de carregamento é de 1 Hz, com tempo de aplicação de carga de 0,1s e 0,9s de repouso. A temperatura de ensaio é de 25°C e a tensão máxima aplicada corresponde a 15% da resistência à tração da mistura. A Figura 12 apresenta o equipamento da UFSC utilizado para a determinação do módulo de resiliência.

Figura 12 – Determinação do MR no equipamento do laboratório da UFSC



2.8.3 Resistência à Deformação Permanente

De acordo com o procedimento DNIT-PRO 08 (2003), a deformação permanente em trilha de roda tem como causas o afundamento plástico ou o afundamento por consolidação. O afundamento plástico é a deformação permanente que ocorre em uma ou mais camadas dos pavimentos flexíveis ou semi-rígidos, ou ainda, no subleito. O afundamento por consolidação é o que ocorre nos pavimentos flexíveis ou semi-rígidos devido a consolidação diferencial que se verifica em camadas do pavimento ou subleito.

A deformação permanente que ocorre na camada asfáltica é função da combinação do fluxo do material (viscoelástico ou viscoplástico) e do dano neste material, representado pelo surgimento e proliferação de trincas. A capacidade de uma mistura em resistir a esta deformação, depende de diversos fatores, tais como, a consistência do ligante e a volumetria da mistura (agregados e ligantes) (BERNUCCI *et al*, 2008).

Entre os ensaios utilizados para avaliar a deformação permanente de misturas asfálticas, pode-se destacar (SHELL, 2003):

- Ensaios fundamentais: triaxial com carregamento repetido e compressão uniaxial não confinada (creep estático e creep dinâmico);
- Ensaios de simulação: simuladores de laboratório.

Neste capítulo será abordado apenas o ensaio de simulação em laboratório, que foi o utilizado para o estudo da deformação permanente desta pesquisa.

2.8.3.1 Ensaios com Simuladores de Tráfego em Laboratório

O potencial que uma mistura asfáltica possui em resistir à deformação permanente pode ser determinado através de ensaios em laboratório com equipamentos simuladores de tráfego, como por exemplo, o equipamento francês *orniéreur*, ou produtor de trilhas (MOURA, 2010).

Este equipamento utiliza corpos de prova (placas) de 18 cm de largura, 50 cm de comprimento e altura de 5 ou 10 cm. As placas são preparadas na mesa compactadora, seguindo a metodologia descrita na

norma francesa AFNOR NF 98-250-2. A Figura 13 apresenta a mesa compactadora LCPC da UFSC utilizada para a compactação de placas.

Figura 13 – Mesa Compactadora LCPC



A mistura asfáltica é compactada por amassamento o que torna o processo de compactação muito próximo da compactação da mistura em campo. Desta forma, o volume de vazios das placas compactadas é muito próximo do volume de vazios encontrado em campo após a compactação (MOURA, 2010).

A mesa compactadora permite escolher a pressão de inflação dos pneus, carga do eixo, número de passadas e o local das passadas, de modo a garantir a perfeita distribuição das mesmas.

Após a preparação das placas, normalmente aos pares, são submetidas a resfriamento e cura, em média de dois a três dias, sendo submetidas posteriormente ao ensaio de deformação permanente em trilha de roda no equipamento *orniéreur*. As Figuras 14 e 15 apresentam o simulador de Tráfego da USP e a Figura 16 mostra uma placa após o ensaio de deformação.

Figura 14 – Foto externa do Simulador de Tráfego da USP



Figura 15 – Realização do ensaio no Simulador de Tráfego da USP



Figura 16 – Placa após ensaio de deformação permanente



Os dados obtidos neste ensaio são a temperatura do ar no interior da câmara do pneu, a temperatura da superfície da placa (corpo de prova), a deformação vertical no centro da placa e o número de aplicações de carga num intervalo de tempo definido por quem realiza o ensaio.

De acordo com as especificações francesa e europeia (NF P 98-130, 1999 e EN 13108-2, 2006), o afundamento em trilha de roda de misturas BBSG 3 0/14 (diâmetro máximo nominal de 14 mm) submetidas a tráfego pesado deve ser de no máximo 5% em relação a espessura inicial da placa após 30.000 ciclos (placas de 10 cm), enquanto a de misturas BBTM 10B (diâmetro máximo nominal de 10 mm) não deve ultrapassar 15% após 3.000 ciclos (placas de 5 cm). No Brasil se tem buscado utilizar valores máximos em torno de 5% aos 30.000 ciclos devido as condições específicas locais, já que o clima é contrário quanto à deformação permanente, sendo este limite utilizado a partir de 1994 no LTP/EPUSP, desde o início dos testes realizados no Brasil (MOTTA, 2011).

O ensaio é finalizado quando a placa é submetida a um número máximo de 30.000 ciclos (ou seja, 60.000 passadas do pneu), ou então, quando a placa se deforma excessivamente prejudicando as leituras de afundamento.

2.9 AVALIAÇÃO DO PAVIMENTO

As condições estruturais e funcionais de um pavimento devem ser avaliadas por meio de procedimentos que verifiquem os defeitos que surgem na superfície dos pavimentos. Vários fatores dentre eles o clima, solicitação do tráfego, características dos materiais e processos construtivos devem ser levados em conta como causa destes defeitos.

O levantamento dos defeitos do pavimento tem como principal finalidade a avaliação da área afetada, a sua identificação e quantificação, além da severidade de cada defeito. As trincas apresentam um impacto significativo na evolução das trilhas de roda e irregularidade longitudinal. A partir do trincamento, podem-se adotar critérios para definição das intervenções de recuperação do pavimento (DNIT, 2006).

A condição funcional descreve a rodovia em relação ao conforto, segurança, custo ao usuário e aspectos estéticos, sendo avaliados como exemplo, os afundamentos de trilha de roda e a exsudação. A avaliação estrutural está relacionada à capacidade de suporte do pavimento, englobando as características de resistência e deformabilidade das camadas do pavimento, tendo-se como exemplo a avaliação da descontinuidade provocada pelo trincamento por fadiga de alto nível de severidade (DNIT, 2006).

2.9.1 Avaliação Funcional do Pavimento

A avaliação funcional é realizada em termos de segurança e conforto proporcionados aos usuários. São utilizados procedimentos padronizados de medidas e observações que analisam qualitativamente e quantitativamente a condição funcional do pavimento.

De acordo com o manual de restauração do DNIT (2006), irregularidade longitudinal de um pavimento é o conjunto dos desvios da superfície do pavimento em relação a um plano de referência, desvios estes que influenciam a qualidade do rolamento e a ação dinâmica das cargas sobre a via. É uma grandeza física mensurável, direta ou indiretamente, que pode ser decorrente de imperfeições no processo construtivo, ou resultante de problemas ocorridos após a construção resultantes da ação do tráfego, do clima e outros fatores causadores da restauração do pavimento.

Para se realizar a medida de parâmetros ligados à irregularidade longitudinal, diversos equipamentos foram desenvolvidos, podendo-se

citar como os mais utilizados para medida indireta de perfil o MERLIN e para sistemas de medida com sonda de contato o Perfilômetro laser.

O equipamento MERLIN (*Machine Evaluation Roughness using Low Coast Instrumentation*) foi desenvolvido pelo TRL (*Transport Research Laboratory*) para utilização nos países em desenvolvimento por ser um equipamento de baixo custo, fácil de ser construído e simples de ser operado.

O equipamento é composto por uma armação metálica de 1,80 m de comprimento, com uma roda de bicicleta na frente, um apoio na parte posterior e um apoio intermediário que tem por objetivo medir a diferença de nível entre a linha imaginária que liga a roda de bicicleta e o apoio posterior. O equipamento é movido por um guidão no qual existe um ponteiro que se movimenta sobre um formulário que é utilizado para registrar a diferença de nível medida pelo apoio intermediário (FARIAS e SOUZA, 2002).

O equipamento é movimentado de forma que a roda dê uma volta completa em torno do seu eixo, e então, realiza-se a medida, sendo este procedimento realizado sucessivamente até que se realizem 200 medidas, resultando num trecho de aproximadamente 415 metros, tendo-se em vista que o perímetro da roda é de aproximadamente 2,07 metros (FARIAS e SOUZA, 2002).

De acordo com o TRL (1996), para cada ponto de medida realizada com o Merlin, a máquina deve ser sustentada na superfície da via com a roda alinhada e os apoios intermediário e superior em contato com a superfície do pavimento. A posição do ponteiro sobre o formulário deve ser marcada com um "X" no quadrado seguinte constituinte da coluna indicada pelo ponteiro. Para cada medida efetuada deve-se também marcar com "X" em um dos quadrados do campo denominado *tally box* (caixa de registros) existente no formulário, para que se tenha controle de quantas medidas foram realizadas. Sequencialmente ergue-se o guidão do MERLIN, deslocando os apoios traseiro e intermediário da via e levando a máquina para o próximo ponto de medição, onde o processo deve ser repetido. Ao final das medições o formulário apresentará um histograma. O comprimento (Dh) desse histograma é determinado, em mm, de acordo com as orientações de TRL (1996) e aplicado na expressão 2.1 para determinação da irregularidade do trecho em escala de IRI.

$$\text{IRI} = 0,593 + 0,0471 * \text{Dh} \quad (2.1)$$

Onde: Dh - comprimento do histograma, mm;

IRI - *International Roughness Index*, m/km.

Após a determinação do IRI, utiliza-se a expressão 2.2 para determinação da irregularidade em termos Quociente de Irregularidade (QI), parâmetro mais utilizado no Brasil.

$$QI = 13 * IRI \quad (2.2)$$

Onde: QI - quociente de irregularidade, contagens/km;

IRI - *International Roughness Index*, m/km.

A partir dos valores de IRI e QI pode-se determinar a condição do pavimento quanto a sua irregularidade por meio dos limites apresentados na tabela 5.

Tabela 5 – Classificação das rodovias pavimentadas em função do IRI e QI

Condição	IRI (m/km)	QI (contagens/km)
Excelente	1,0 – 1,9	13 - 25
Boa	1,9 – 2,7	25 - 35
Regular	2,7 – 3,5	35 - 45
Ruim	3,5 – 4,6	45 – 60
Péssima	> 4,6	> 60

Fonte: DNIT (2006)

O IRI é um parâmetro utilizado mundialmente, porém, cada país estabelece o limite aceitável para as diferentes classes de rodovias e também para a decisão de intervenções reparadoras. A Tabela 6 extraída do trabalho de FARIAS e SOUZA (2002) apresenta as faixas de classificação dos pavimentos quanto à irregularidade longitudinal, onde pode-se observar para fins de comparação, há uma grande variabilidade entre os valores aceitáveis para cada país.

Tabela 6 – Faixas de classificação do pavimento quanto ao IRI

EUA		Brasil		Espanha	
Muito bom	0-0,95	Excelente	1,0-1,9	Excelente	0-1,5
Bom	0,95-1,5	Bom	1,9-2,7	Aceitável	1,5-2,5
Regular	1,5-2,7	Regular	2,7-3,5	Regular	2,5-4,0
Ruim	> 2,7	Ruim	3,5-4,6	Não desejável	>4,0
Fonte: AASHTO		Péssimo	>4,6	Fonte: Rio (1977)	
		Fonte: Pinto & Preussler (2001)			

Fonte: FARIAS e SOUZA (2002)

2.9.2 Avaliação Estrutural do Pavimento

Com o decorrer do tempo, o pavimento vai perdendo a sua capacidade de servir ao tráfego, devido ao surgimento de defeitos na superfície, que são causados em sua grande parte pelas solicitações do tráfego passante e efeitos climáticos, até evoluir ao estágio onde o pavimento se encontra totalmente incapaz de cumprir a sua função, que é proporcionar aos usuários conforto e segurança ao trafegarem na via.

Avaliar um pavimento consiste em verificar sua capacidade de resistir aos esforços solicitados pela passagem do tráfego. Os defeitos estruturais são provenientes principalmente da repetição das cargas e estão ligados à deformação elástica ou recuperável e a deformação plástica ou permanente. As deformações elásticas são avaliadas por equipamentos que medem os deslocamentos verticais chamados de “deflexões do pavimento”, sendo responsáveis pelo surgimento de trincamentos no pavimento, podendo leva à fadiga do revestimento. As deformações plásticas são acumulativas ao longo da vida de serviço do pavimento, e formam as conhecidas “trilhas de rodas, que são medidas por meio de treliças normatizadas (BERNUCCI *et al*, 2008).

Após a caracterização da estrutura, ou seja, a definição das espessuras das camadas, os módulos de resiliência, coeficiente de Poisson e o tráfego atuante, a resposta do pavimento pode ser estimada via cálculo das tensões, deformações e deslocamentos gerados na estrutura (RIBAS, 2010).

Os modelos de desempenho de pavimento buscam prever a condição futura do pavimento, a partir da condição analisada. A avaliação estrutural do pavimento pode ser realizada de duas formas:

- Avaliação Destrutiva: É realizada através de poços de sondagens para coleta de amostras das camadas do pavimento e posterior análise;
- Avaliação Semi-Destrutiva: É realizado através de aberturas menores de janelas, que permite utilizar um equipamento portátil, como o cone dinâmico de penetração;
- Avaliação Não Destrutiva: É realizada através de medidas de deflexão e deformação do pavimento.

2.9.3 Medida de Deflexões

Os equipamentos para medida de deflexões mais utilizados no Brasil são a Viga Benkelman e o Falling Weight Deflectometer – FWD, sendo medidos os seguintes parâmetros: (BERNUCCI *et al*, 2008).

- Deflexão Máxima (d_0): deslocamento medido sob o centro da carga (FWD) ou sob o centro das rodas duplas de um eixo simples (Viga Benkelman), sendo normalmente medido em 10^{-2} mm;
- Raio de Curvatura: círculo ou arco de parábola que passa por dois pontos da deformada (Viga Benkelman), normalmente sob a carga e a 25 cm do centro da mesma (d_0 e d_{25});
- Deformada, bacia de deformação ou bacia deflectométrica: medidas dos deslocamentos deflectométricos em vários pontos a partir do centro do carregamento (d_0 , d_{25} , d_{50} , etc).

2.9.3.1 Viga Benkelman

Entre os equipamentos mais utilizados para a avaliação estrutural dos pavimentos, tem-se a Viga Benkelman, que permite avaliar as deflexões do pavimento, que podem ser interpretadas como deslocamentos verticais recuperáveis que ocorrem no pavimento devido à carga aplicada pelo veículo passante.

A qualidade estrutural do pavimento pode ser avaliada através dos dados obtidos por meio do ensaio da Viga Benkelman. Sua grande vantagem, quando comparada aos demais equipamentos, é o baixo custo, assim como o baixo custo para aquisição de informações por meio dele.

Para a determinação da bacia de deformação através da viga Benkelman, as estações devem ser convenientemente marcadas e localizadas nas trilhas de rodas, de forma que as rodas traseiras do veículo mantenham-se a uma distância fixada da borda do revestimento.

2.9.4 Considerações sobre Drenagem Profunda e Sub-superficial dos Pavimentos

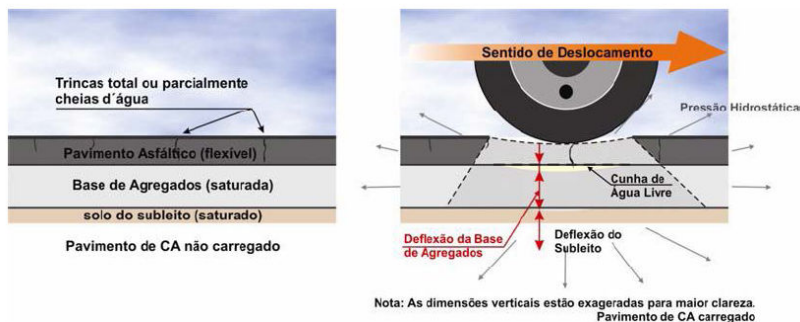
Existem diversas fontes de infiltração que favorecem o acúmulo de água na estrutura do pavimento, tais como: juntas, trincas e fissuras na superfície do pavimento, águas laterais acumuladas em canteiros, acostamentos não revestidos e sarjetas não estanques, fluxos de água provenientes do nível de lençol d'água elevado, sucção capilar, entre

outros. A água livre no interior da estrutura do pavimento interfere na resistência dos materiais, e a remoção desta através de drenos subsuperficiais deve ser parte integrante do processo de dimensionamento estrutural do pavimento (AZEVEDO, 2007).

Os defeitos de pavimentos flexíveis relacionados com a umidade caracterizam-se pela elevada deflexão, trincamento por fadiga, redução da capacidade de suporte e desagregação (AZEVEDO, 2007). O segmento estudado, assim como grande parte da rodovia é desprovida de drenagem profunda e subsuperficial, limitando-se apenas a drenagem superficial, sendo esta realizada por sarjetas de concreto nas laterais. A drenagem superficial eficiente contribui para a segurança do tráfego, pois minimiza a lâmina d'água sobre a pista, reduzindo a aquaplanagem.

A saturação da estrutura do pavimento causada pela infiltração pelas bordas ou pela superfície prejudica a capacidade de suportar as solicitações dinâmicas do tráfego. Nos pavimentos asfálticos, os danos surgem com o aumento das poro-pressões que geram a perda de suporte das camadas não estabilizadas (base, sub-base e subleito). Sequencialmente, as poro-pressões causam o bombeamento de finos através das trincas formadas na superfície do pavimento (AZEVEDO, 2007). A figura 17 apresenta a ação da água livre em pavimentos asfálticos.

Figura 17 – Ação da água livre em pavimentos asfálticos (AZEVEDO, 2007)



2.9.5 Retroanálise

A retroanálise é um método que permite a obtenção dos módulos de resiliência das camadas do pavimento e do subleito. Sua determinação é feita a partir das bacias de deflexões que o pavimento apresenta quando submetido ao carregamento externo, simulado através da viga Benkelman e do FWD (*Falling Weight Deflectometer*). O

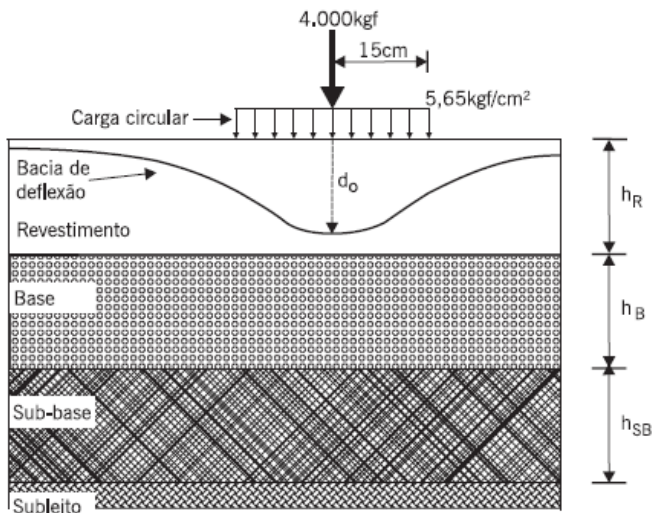
principal objetivo da retroanálise é fornecer as propriedades das camadas do pavimento *in situ*, dados estes que são utilizados na manutenção ou na restauração das características aceitáveis do pavimento (VILLELA e MARCON, 2001).

A retroanálise dos módulos de resiliência apresenta certas vantagens quando comparada a outros processos de avaliação, tais como: minoração da necessidade de ensaios destrutivos para coleta de amostras, representação real da estrutura, determinação dos módulos resilientes dos materiais nas condições reais de campo, exatidão na obtenção das propriedades elásticas das camadas do pavimento (PREUSSLER *et al.*, 2000). Atualmente existem diversos métodos computacionais que proporcionam a análise de estruturas do pavimento compostos por n camadas, comparando-se as deflexões medidas e calculadas, apresentando como resultados finais os módulos e espessuras das camadas, somatório de erros, etc.

Os métodos de retroanálise para dimensionamento de pavimentos flexíveis utilizam-se do módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson como os principais parâmetros de dimensionamento das espessuras das camadas, de maneira que o sistema “pavimento–subleito” trabalhe em níveis de tensão e deformação compatíveis com a resistência de cada material constituinte das camadas (ALBERNAZ, 1997).

A Figura 18 apresenta os elementos necessários à aplicação do método de retroanálise nos pavimentos. É necessário o conhecimento da carga externa aplicada para a qual foi obtida a bacia deflectométrica e as características básicas dos tipos de materiais de cada camada e suas espessuras, sendo possível obter os módulos de elasticidade à partir das deflexões obtidas. Realiza-se uma combinação de módulos de modo a fazer coincidirem a bacia teórica calculada com a bacia encontrada em campo através dos equipamentos como a viga Benkelman e o FWD.

Figura 18 – Dados necessários a realizar a retroanálise do pavimento (NOBREGA, 2003)



Entre os programas mais utilizados pelo método da retroanálise, pode-se citar o ELMOD, RETROANA, ELSYM5, FEPAVE, DAMA, ILLIPAVE, ECOROUTE, entre outros.

As tensões ou deformações geradas na estrutura pelo carregamento são comparadas às tensões ou deformações dos materiais de cada camada, sendo que, as tensões ou deformações geradas deverão ser menores que as admissíveis dos materiais. Os deslocamentos calculados pelo programa podem ser utilizados para a previsão da deflexão na superfície de cada camada do pavimento, com isso, fornecendo informações para o controle de execução das obras (ALBERNAZ, 1997).

3 METODOLOGIA DA PESQUISA

Será abordado neste capítulo o procedimento experimental, as etapas e os ensaios a serem realizados juntamente com as normas a serem obedecidas e os materiais empregados no estudo realizado com misturas asfálticas mornas e acompanhamento do desempenho da vida de serviço da pista experimental. Para isso, a pesquisa foi desenvolvida nas seguintes etapas:

Etapa 1 – Características dos Materiais: Nesta etapa foram estudadas as características dos materiais utilizados na pesquisa, tais como: a granulometria dos agregados e a caracterização do ligante asfáltico.

Etapa 2 – Projeto da Mistura: O objetivo desta etapa foi estabelecer parâmetros para definir quais características serão utilizadas como parâmetro para a mistura asfáltica.

Etapa 3 – Verificação do Dano por Umidade Induzida: Esta etapa teve por finalidade avaliar a ação deletéria da água no descolamento da película de asfalto nos agregados, verificando a ação do Evotherm na mistura asfáltica.

Etapa 4 – Caracterização Mecânica da Mistura Asfáltica: Nesta etapa buscou-se verificar as características mecânicas da mistura asfáltica através dos ensaios de resistência a tração por compressão diametral e módulo resiliente.

Etapa 5 – Caracterização de Desempenho: Esta etapa visou verificar o desempenho do pavimento através do ensaio de deformação permanente, verificando a eficiência do Evotherm na mistura asfáltica.

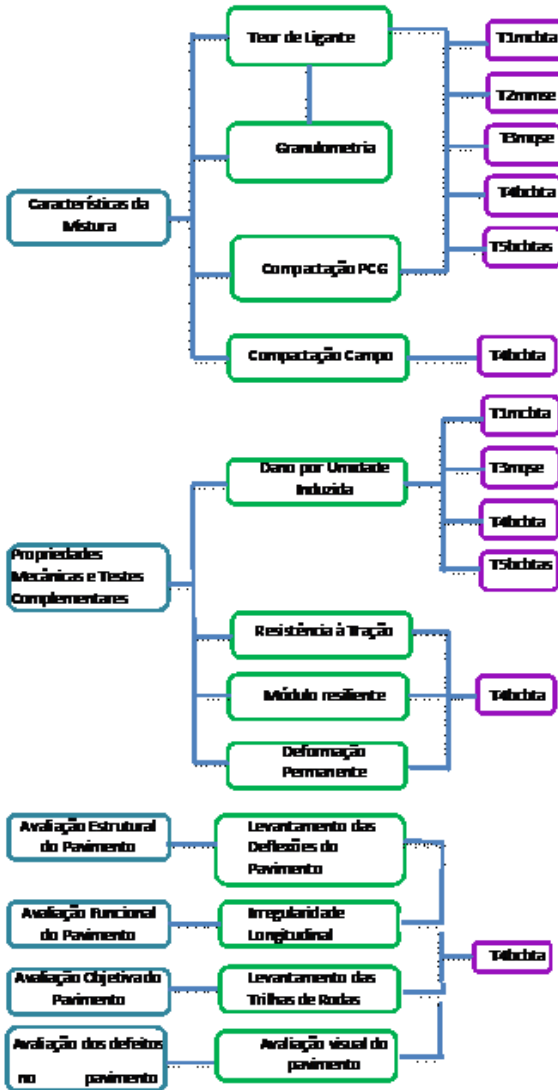
Etapa 6 - Trecho Experimental com Mistura Morna na Rodovia Régis Bittencourt: O objetivo desta etapa é apresentar o trecho experimental.

Etapa 7 – Execução e Controle Tecnológico do Experimento: O objetivo desta etapa é acompanhar o serviço de execução da pista experimental e apresentar quais ensaios foram realizados para o controle tecnológico da mistura durante a execução dos serviços, tais como: ensaio de resistência à tração por compressão diametral, grau de compactação e controle da espessura do pavimento.

Etapa 8 – Acompanhamento do Desempenho do Pavimento: O objetivo desta etapa é mostrar quais parâmetros foram adotados na realização do ensaio de deflexão, avaliação do tráfego local e o levantamento de patologias que possam surgir após a execução da pista

experimental. A Figura 19 apresenta um resumo esquemático dos ensaios realizados.

Figura 19 – Resumo esquemático dos ensaios realizados



Onde: T1_{mcbta}; T2_{mmse}; T3_{mqse}; T4_{bcbta} e T5_{bcbtas} foram as misturas asfálticas estudadas na pesquisas, estando suas características definidas no item 3.2.

3.1 ETAPA 1 – CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS

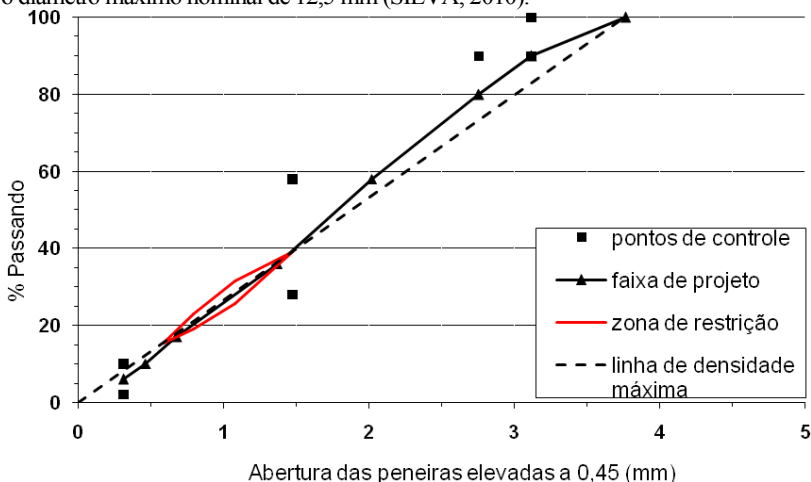
Nesta etapa foram estabelecidas quais as características dos materiais utilizados no estudo seriam obedecidas a fim de garantir a qualidade da mistura asfáltica utilizada.

3.1.1 Caracterização dos Agregados

A granulometria dos agregados que foram utilizados na pesquisa foi definida segundo as especificações SUPERPAVE. O agregado utilizado é proveniente das Pedreiras Marc e Basalto 8, localizadas em São José dos Pinhais/PR.

Para o presente trabalho, a curva granulométrica da mistura possui tamanho máximo nominal de 12,5 mm (definido como sendo a peneira imediatamente superior a aquela que retém mais de 10% dos agregados). A Figura 20 trás a representação da curva granulométrica de projeto de acordo com a especificação SUPERPAVE para o diâmetro máximo nominal de 12,5 mm.

Figura 20 – Curva granulométrica de projeto segundo especificação SUPERPAVE para o diâmetro máximo nominal de 12,5 mm (SILVA, 2010).



3.1.2 Caracterização do Ligante Asfáltico

O ligante asfáltico utilizado foi o CAP 30/45 fornecido pela Betunel, acrescido de 0,5% de Evotherm em função do peso do ligante asfáltico. Este foi o percentual determinado pela MeadWestvaco em laboratório para esta pesquisa. Normalmente, a adição do Evotherm em percentual pode variar entre 0,4% a 0,8% do peso do ligante. Através de ensaios de laboratório realizado pelo fabricante, para determinação da relação $G^*/\text{sen}\delta$, que indica o comportamento quanto às deformações permanentes do ligante asfáltico, cuja especificação SUPERPAVE determina como ideal valores acima de 1,0 kPa, verificou-se para o intervalo entre 0,4% e 0,8% que o melhor resultado foi obtido para o percentual de 0,5% de Evotherm, ficando a relação $G^*/\text{sen}\delta$ em aproximadamente 1,38 kPa.

O cimento asfáltico já vem com o produto adicionado, não sendo necessárias alterações na usina de asfalto para a fabricação da mistura asfáltica modificada. A Tabela 7 apresenta as características dos limites estabelecidos por norma para o Cimento Asfáltico conforme especificação DNIT 095/2006-EM.

Tabela 7 – Limites estabelecidos para o ligante asfáltico

Ensaio	Unidade	Método	Especificação
Penetração (100g 5s, 25°C)	0,1mm	NBR 6756	30-45
Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	Mínimo 52
Viscosidade centipoise 135°C	cP	NBR 15184	Mínimo 374
Viscosidade centipoise 150°C	cP	NBR 15184	Mínimo 203
Viscosidade centipoise 177°C	cP	NBR 15184	76-285
Índice de susceptibilidade Térmica	-	ANP R-19	-1,5 a +0,7
Ponto de fulgor	°C	NBR 11341	Mínimo 235
Espuma a 177°C	-	ANP R-19	Negativo
Varição em massa	%	NBR 15235	Mínimo 0,5
Aumento do ponto de amolecimento	°C	ANP R-19	Máximo 8
Penetração retida	%	ANP R-19	Mínimo 60

Fonte: DNIT (095/ 2006)

3.2 ETAPA 2 - PROJETO DA MISTURA

O projeto da mistura asfáltica seguiu a metodologia SUPERPAVE (*Superior Performing Asphalt Pavements*), baseado nos parâmetros volumétricos, conforme previsto para o nível I de dosagem.

A compactação é realizada por amassamento (giros). A determinação do Número de giros de projeto (N_{projeto}) corresponde ao número de giros que o compactador giratório fará para produzir o corpo de prova, sendo determinada em função do tráfego (N) (BERNUCCI *et al*, 2008). A Tabela 8 apresenta mostra a determinação do N_{projeto} .

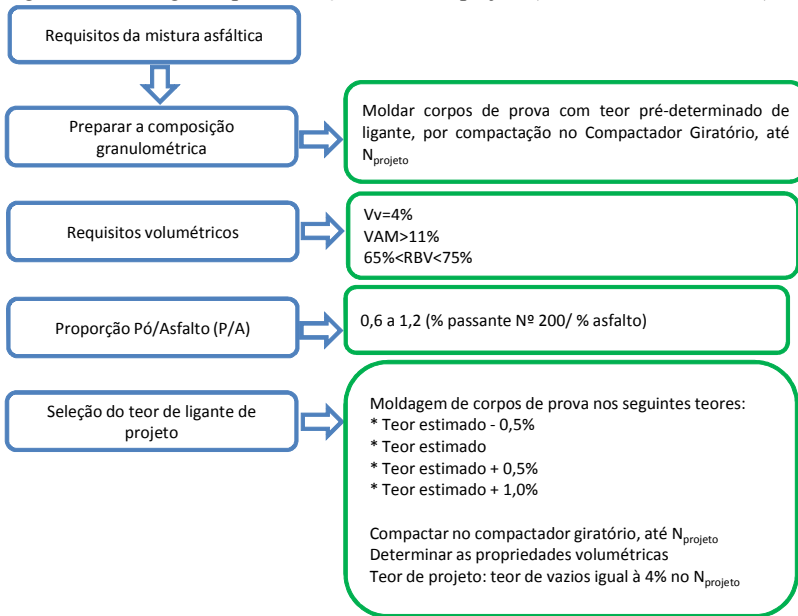
Tabela 8—Seleção do número de giros para o SGC.

Número de Giros	Tráfego
50	Muito leve (local)
75	Médio (vias principais e rodovias rurais)
100	Médio a alto (vias principais e rodovias rurais)
125	Alto volume de tráfego (interestaduais, muito pesados)

Fonte: BERNUCCI *et al*, (2008)

A determinação dos teores de projeto segue o fluxograma apresentado na Figura 21.

Figura 21 – Fluxograma para obtenção do teor de projeto (BERNUCCI, *et al*, 2008)



O compactador giratório utilizado tem as seguintes características:

- Ângulo de giro de 1,16°;
- Rotação de 30 giros por minuto;
- Pressão vertical durante os giros de 600 kPa.

A Figura 22 apresenta o compactador giratório do Centro de Desenvolvimento Tecnológico de Atibaia da OHL Brasil, o qual foi utilizado na pesquisa.

Figura 22 – Compactador giratório do CDT da OHL Brasil



Foram estudados cinco projetos de mistura asfáltica, sendo estes:

- **T1_{mc_{bt}a}** – Projeto de mistura asfáltica confeccionada com agregados provenientes da pedreira Marc, contendo 1,5% de cal na composição granulométrica e ligante CBTA¹ com 0,5% de Evotherm na sua composição, sendo a mistura compactada a 115°C;
- **T2_{mm_{se}}** – Projeto de mistura asfáltica confeccionada com agregados provenientes da pedreira Marc, contendo 1,5% de cal na composição granulométrica e ligante asfáltico CAP 30/45 sem Evotherm na sua composição, sendo a mistura compactada a 115°C;
- **T3_{mq_{se}}** – Projeto de mistura asfáltica confeccionada com agregados provenientes da pedreira Marc, contendo 1,5% de cal na composição granulométrica e ligante asfáltico CAP 30/45 sem Evotherm na sua composição, sendo a mistura compactada a 165°C;
- **T4_{bc_{bt}a}** – Projeto de mistura asfáltica confeccionada com agregados provenientes da pedreira Basalto 8, contendo 1,5% de cal na composição granulométrica e ligante CBTA¹ com 0,5% de Evotherm na sua composição, sendo a mistura compactada a 115°C;
- **T5_{bc_{bt}a_s}** – Projeto de mistura asfáltica confeccionada com agregados provenientes da pedreira Basalto 8, sem cal na composição granulométrica e ligante CBTA¹ com 0,5% de Evotherm na sua composição, sendo a mistura compactada a 115°C.

¹ **CBTA:** CAP a Baixa Temperatura Ambiente

A tabela 9 apresenta um resumo das misturas asfálticas estudadas em função das suas características.

Tabela 9 – Projetos de misturas asfálticas estudadas

Mistura	Ligante	Agregado	Cal (%)	Temperatura de Compactação (°C)
T1 _{mcbta}	CBTA	Marc	1,5	115
T2 _{mmse}	CAP 30/45	Marc	1,5	115
T3 _{mqse}	CAP 30/45	Marc	1,5	165
T4 _{bcbta}	CBTA	Basalto 8	1,5	115
T5 _{bcbtas}	CBTA	Basalto 8	-	115

O teor de projeto foi verificado para cada uma das cinco misturas asfálticas estudadas, a fim de se verificar se a redução na temperatura de compactação ou o uso do aditivo Evotherm exercem influência no teor de ligante definido em projeto.

3.3 ETAPA 3 - VERIFICAÇÃO DO DANO POR UMIDADE INDUZIDA

Diversos pesquisadores, em diferentes estudos, verificaram que a adição de cal hidratada [CA(OH₂)] melhora a adesividade em misturas asfálticas. NUNEZ *et al*, (2007), afirmam que a cal hidratada melhora a adesividade ligante-agregado, reduz a formação de afundamentos de trilhas de roda, bem como o trincamento e o envelhecimento (oxidação) da camada asfáltica, contribuindo para a formação de pavimentos que apresentarão elevado desempenho por muitos anos.

O ensaio de Dano por Umidade Induzida ou ensaio Lottman foi realizado obedecendo à metodologia descrita na norma AASHTO T 283 que estipula um valor mínimo para a Razão da resistência à Tração (RRT) em 80%. Porém, no Brasil, costuma-se utilizar a relação entre RT'/RT maior ou igual a 0,70, ou seja, a perda deve ser inferior ou igual a 30% (BERNUCCI, et. al, 2008).

Sua realização tem como objetivo avaliar a influência do Evotherm a resistência da mistura asfáltica, após ação nociva em ciclos de temperaturas intermediárias e baixas. A verificação do dano por umidade induzida foi realizada para as seguintes misturas, conforme apresentado na tabela 10.

Tabela 10 – Misturas asfálticas estudadas quanto ao Dano por Umidade Induzida

Mistura	Ligante	Agregado	Cal (%)	Temperatura de Compactação (°C)
T1 _{mcbta}	CBTA	Marc	1,5	115
T3 _{mqse}	CAP 30/45	Marc	1,5	165
T4 _{bcbta}	CBTA	Basalto 8	1,5	115
T5 _{bcbtas}	CBTA	Basalto 8	-	115

3.4 ETAPA 4 – CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA E VOLUMÉTRICA DA MISTURA ASFÁLTICA APLICADA NO TRECHO

Nesta etapa são realizados os ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo resiliente e volume de vazios, com o objetivo de avaliar as propriedades mecânicas e volumétricas da mistura asfáltica estudada. A mistura **T4**_{bcbta} será a utilizada para a moldagem dos corpos de prova, por ser aquela escolhida para aplicar na pista experimental.

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral obedece à metodologia descrita na norma DNER-ME 138/94, porém, como o projeto da mistura obedece à metodologia SUPERPAVE, os corpos de prova foram moldados com 100 giros no compactador giratório à temperatura de 115°C, ao invés da utilização do soquete Marshall para a compactação da mistura no molde. O ensaio de módulo resiliente obedece à metodologia descrita na norma DNIT 135/2010 - ME.

Na fase de execução da pista experimental e após a sua conclusão, foram extraídos de corpos de prova com sonda rotativa para a realização de ensaios relacionados ao comportamento mecânico da mistura, com o objetivo de avaliar o efeito da redução de temperatura na resistência à tração e módulo resiliente, verificando se a mistura asfáltica sofreu alterações nas suas propriedades mecânicas após seis e doze meses da construção da pista experimental.

A Tabela 11 apresenta o resumo dos ensaios realizados e a quantidade de corpos de prova extraídos da pista.

Tabela 11 – Programação de Ensaios Mecânicos e Volumétricos

Ensaio	Durante a Execução	06 meses após a conclusão do trecho	12 meses após a conclusão do trecho
Resistência à Tração	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎

Tabela 11 – Programação de Ensaios Mecânicos e Volumétricos (continuação)

Ensaio	Período após conclusão da pista experimental				
	01 mês	03 meses	06 meses	09 meses	12 meses
Módulo Resiliente	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎
Volume de Vazios	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎	3 ₍₁₎

(1)– Extraídos 03 corpos por cada período considerado

3.5 ETAPA 5 – CARACTERIZAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Para a caracterização da deformação permanente, foram extraídas duas placas da pista experimental no dia do término dos serviços de pavimentação asfáltica para o ensaio no simulador de tráfego.

O ensaio de deformação permanente é realizado simultaneamente com duas placas compactadas de mistura asfáltica, nas dimensões padrões de 500 mm de comprimento por 180 mm de largura e 50 mm de espessura e segue as especificações francesa e européia (NF P 98-130, 1999 e EN 13108-2, 2006). O LCPC especifica para o tráfego intenso (VDM = 2000 veículos com eixo carregado) e condições climáticas com temperaturas médias elevadas, que o ensaio realizado de deformação permanente em trilha de roda com o equipamento francês deve ser inferior a 5% para 30.000 ciclos. Para as condições das rodovias brasileiras, com elevado volume de tráfego e com características climáticas de temperaturas elevadas, tem-se adotado o mesmo valor de 5% para 30.000 ciclos (MOURA, 2010).

Após o término do ensaio de deformação permanente realizado no simulador de tráfego, as placas foram cortadas e novamente submetidas à pesagem hidrostática, para determinação do volume de vazios.

3.6 ETAPA 6 – CARACTERIZAÇÃO DO PAVIMENTO EXISTENTE NO TRECHO EXPERIMENTAL

O segmento escolhido para a execução da pista experimental está localizado em Campo do Tenente, a 30 quilômetros de Rio Negro/PR, entre o Km 183+000 (latitude: -25,9312756897 e longitude: -49,6327375961) ao Km 183+800 (latitude: -25,9367928936 e longitude: -49,6380938393) da BR-116 (Rodovia Régis Bittencourt), no sentido Rio-Negro/PR – Curitiba/PR, num total de 880 m de comprimento, sendo a largura da faixa de 3,50 m.

O segmento selecionado para a construção da pista experimental encontra-se num trecho da rodovia em curva, sem acostamentos e desprovido de dispositivos de drenagem profunda e sub-superficial, tendo apenas drenagem superficial. Adjacentes à pista, pode-se observar um talude de corte formado por material argiloso e a presença de vegetação.

A pista experimental foi dividida em três trechos, sendo que, para os trechos 01 (localizado entre o Km 183+000 ao 183+669) e 03 (localizado entre o Km 183+751 ao Km 183+880), foi executada uma camada de 6,00 cm de revestimento, enquanto que, para o trecho 02 (localizado entre o Km 183+670 ao 183+750) foi executada uma camada de 10,0 cm de revestimento.

Foi escolhida a execução da pista experimental na terceira faixa por estar mais sujeita a ação de cargas pesadas e desta forma avaliar o comportamento da mistura sob uma condição severa de tráfego.

3.6.1 Condição Inicial do Pavimento

A condição superficial em que se encontrava o pavimento foi a primeira verificação a ser realizada. A observação da existência de trincas e afundamento por trilhas de roda é importante para futuras comparações com os resultados obtidos após a aplicação de mistura morna no trecho.

O levantamento da estrutura do pavimento foi feito através de duas janelas de sondagem, abertas logo após os serviços de fresagem do trecho, a fim de se verificar as camadas constituintes do pavimento, assim como a sua capacidade de suporte. As medidas das deflexões foram e serão realizadas através da viga Benkelman eletrônica.

Segundo informações obtidas através de sondagens, o pavimento possui uma camada asfáltica de 12 cm, uma camada de base de brita graduada simples de 21 cm e uma sub-base de bica corrida de 27 cm e, à

época do projeto de restauração, estava submetido a um Volume Diário Médio (VDM) de veículos comerciais de 6.300, com número N (10 anos) de $2,87 \times 10^7$, pelo método da AASHTO, classificando esta rodovia como sendo de tráfego pesado.

3.7 ETAPA 7 – EXECUÇÃO DO EXPERIMENTO

3.7.1 Execução dos Serviços

Para o trecho da BR 116/PR compreendido entre os km 142,7 ao km 211,5 tem-se um N de projeto estimado em $6,60 \times 10^7$ pelo método USACE. De acordo com o DNER-PRO 11/79, que é o procedimento utilizado pelo DNER / DNIT para a avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis, o valor da deflexão máxima admissível foi calculado em função do N de projeto, utilizando-se a equação:

$$\text{Log}(D_{adm}) = 3,01 - 0,176 \cdot \text{log}(N) \quad (3.1)$$

Onde D_{adm} é a deflexão de projeto admissível, em 0,01mm. Para $N = 6,60 \times 10^7$ (10 anos), obtém-se $D_{adm} = 43$ (0,01mm).

A execução do serviço deu-se da seguinte forma:

- Leitura da viga Benkelman eletrônica no revestimento a ser removido;
- Realização dos serviços de fresagem na espessura de 6,00 cm do revestimento existente em todo o segmento (localizado entre o Km 183+000 ao 183+880);
- Realização dos serviços de fresagem no trecho 02 (localizado entre o Km 183+670 ao 183+750) na espessura de 4,00 cm do revestimento existente;
- Execução da nova camada;
- Nova leitura da viga Benkelman eletrônica.

Conforme a norma DNIT ES 031/2004, o grau de compactação deve situar-se entre 97% e 101%. Com relação ao volume de vazios, o valor esperado para se encontrar em campo, seria em torno de 7%.

3.8 ETAPA 8 – ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO

Foi realizado o acompanhamento das condições do pavimento durante o período de 12 meses, com o objetivo de se observar as condições superficiais do revestimento, através índice de irregularidade, a avaliação objetiva da superfície do pavimento através do levantamento das flechas (trilhas de roda) e a situação estrutural do pavimento, por meio de deflexões em viga Benkelman.

A condição superficial do revestimento antigo foi determinada com o perfilômetro a laser, para determinação da irregularidade longitudinal através dos índices QI (Quociente de Irregularidade) e IRI (*International Roughness Index*).

A avaliação das condições superficiais do novo revestimento foi realizada através da determinação do índice de irregularidade longitudinal (IRI), com a utilização do equipamento MERLIN (*Machine for Evaluating Rovehness Usine Low-Cost Instrumentation*) e obedeceu aos parâmetros estabelecidos no manual de restauração de pavimentos asfálticos do DNIT (2006). O cronograma de levantamento da condição superficial do pavimento é apresentado na Tabela 12.

Tabela 12 – Levantamento da Irregularidade do pavimento

Levantamento	Condição
02	06 meses após a execução
03	12 meses após a execução

A avaliação objetiva do revestimento asfáltico foi realizada através dos levantamentos das flechas (afundamentos em trilhas de roda), através da treliça metálica, conforme preconizado no procedimento do DNIT 006/2003 PRO, sendo realizado em toda a extensão da pista teste. O cronograma de levantamento dos afundamentos em trilhas de roda é apresentado na Tabela 13.

Tabela 13 – Levantamento das trilhas de roda do pavimento

Levantamento	Condição
01	Revestimento Antigo
02	06 meses após a execução
03	12 meses após a execução

A condição estrutural do pavimento foi realizada através do delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman através do método padronizado DNIT-ME 133/2010, utilizando-se um caminhão com pneus calibrados com 0,56 MPa e carga de 80 KN por eixo. A Viga Benkelman utilizada é a eletrônica e as leituras são realizadas a cada 20 metros, todas nas mesmas posições, em relação ao eixo da rodovia. O cronograma de levantamento das deflexões é apresentado na Tabela 14, sendo totalizados 07 levantamentos deflectométricos.

Tabela 14 – Determinação das bacias deflectométricas

Levantamento	Condição
01	Revestimento removido
02	Após fresagem
03	01 mês após a execução
04	03 meses após a execução
05	06 meses após a execução
06	09 meses após a execução
07	12 meses após a execução

A avaliação dos defeitos do pavimento foi realizada através do levantamento visual de fissuras, afundamentos, ondulação ou corrugação, escorregamento, exsudação, desgaste, panela ou buraco e remendos obedecendo à norma DNIT 005/2003 – TER. O cronograma da avaliação dos defeitos do pavimento é apresentado na Tabela 15.

Tabela 15 – Levantamento dos defeitos do pavimento

Levantamento	Condição
01	Revestimento Antigo
02	06 meses após a execução
03	12 meses após a execução

O acompanhamento do desempenho do pavimento pelo período de 12 meses teve como objetivo avaliar os efeitos da adição de Evotherm na mistura asfáltica, quando esta é compactada a baixas temperaturas. Para tanto, foram necessárias a realização dos ensaios de acompanhamento durante este período, conforme já descrito nas etapas anteriores. Com os dados obtidos em campo, tem-se os seguintes objetivos:

- Observar a variação das deflexões obtidas em campo, durante o período de 12 meses, com o objetivo de analisar se estas encontram-se próximas ao valor admissível (deflexão máxima admissível), de 43×10^{-2} mm. Para pontos onde ocorram valores acima do admissível, buscar as possíveis causas que possam ter influenciado na discrepância dos resultados;
- Através da retroanálise, estimar os módulos resilientes dos materiais constituintes das camadas do pavimento nas reais condições de campo.

4 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A seguir são apresentados os resultados obtidos para os ensaios laboratoriais e testes em campo realizados para a mistura asfáltica estudada.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1 Caracterização dos Agregados

Os agregados utilizados para as misturas asfálticas estudadas foram procedentes das Pedreiras Marc e Basalto 8, localizadas em São José dos Pinhais/PR. Os materiais pétreos, de origem granito/basalto, estavam separados em três frações, a saber: Brita $\frac{3}{4}$, pedrisco e pó-de-pedra.

A definição pelos agregados utilizados na pesquisa se fundamentou principalmente nas características de localização das pedreiras e do índice de forma dos agregados. Foram avaliados dois tipos de agregados naturais, sendo um de forma predominante cúbica (basalto) e o outro de forma predominante lamelar (granito). A variação no índice de forma em agregados graúdos, influencia tanto o teor ótimo, quanto a distribuição dos agregados na mistura. Agregados muito lamelares podem aumentar muito a rigidez das misturas, e se quebrar durante a compactação, resultando em faces expostas, sem recobrimento de ligante.

Como material de enchimento foi utilizado 1,50% de cal hidratada calcítica tipo CH-1. A principal função da incorporação da cal na mistura é melhorar a adesividade ligante-agregado. Normalmente, a quantidade de cal acrescentada é de 1% a 2% em peso da mistura (LIME, 2006).

A composição (fração) para cada mistura e os resultados dos ensaios sobre agregados encontram-se nas Tabelas 16, 17 e 18 para os dois tipos de agregados utilizados: basalto e granito.

Tabela 16 - Características dos agregados utilizados na pesquisa

Agregado/Pedreira	Fração	Forma/ Angulosidade	Abrasão “Los Angeles”	Equivalente de Areia	Valores Limites
Marc (Granito)	Brita $\frac{3}{4}$	Lamelar	16,50%	62,00%	50,0%
	Pedrisco	Cúbico	18,00%		50,0%
	Pó	Cúbico			65,0%

Tabela 16 - Características dos agregados utilizados na pesquisa (continuação)

Agregado/Pedreira	Fração	Forma/ Angulosidade	Abrasão “Los Angeles”	Equivalente de Areia	Valores Limites
Basalto 8 (Basalto)	Brita $\frac{3}{4}$	Cúbico	10,50%	65,00%	50,0%
	Pedrisco	Cúbico	10,60%		50,0%
	Pó de Pedra	Cúbico			65,0%

Tabela 17 - Características dos agregados da Pedreira Basalto 8

Agregado	Porcentagem na mistura (%)	Massa específica real (g/cm³)	Massa específica aparente (g/cm³)	Absorção de água (%)
Brita $\frac{3}{4}$	15,0	2,634	2,590	0,6
Pedrisco	45,0	2,638	2,574	0,9
Pó de Pedra	38,5	2,710	2,688	0,3
Cal CH “I”	1,50	2,344		

Tabela 18 - Características dos agregados da Pedreira Marc

Agregado	Porcentagem na mistura (%)	Massa específica real (g/cm³)	Massa específica aparente (g/cm³)	Absorção de água (%)
Brita $\frac{3}{4}$	15,0	2,628	2,602	0,4
Pedrisco	45,0	2,624	2,583	0,6
Pó de Pedra	38,5	2,734	2,714	0,3
Cal CH “I”	1,5	2,344		

De acordo com os resultados obtidos, observou-se que o basalto tem forma predominantemente cúbica, favorecendo o inter-travamento entre os agregados, gerando um esqueleto pétreo mais resistente. Em relação ao ensaio de Abrasão, pode-se observar que o agregado basalto apresentou menor desgaste se comparado ao granito, porém, ambos estão dentro da especificação DNER-ME 035/98, que estipula valores inferiores a 50% para que o agregado possa ser utilizado em camada de revestimento.

O basalto apresentou maior absorção de água se comparado com o granito. A absorção pode influenciar no teor de CAP. Um agregado

poroso irá absorver ligante asfáltico, consumindo parte do ligante necessário para dar coesão à mistura asfáltica.

Para o presente estudo optou-se por adotar misturas com volume de vazios em torno de 4%. Variaram-se as distribuições granulométricas, sendo ensaiadas duas distribuições granulométricas densas e contínuas. Para as duas granulometrias optou-se por selecionar uma curva que passasse abaixo da Zona de Restrição, conforme sugerido por diversos autores. Ambas apresentaram tamanho médio nominal de 12,5mm. Os limites estabelecidos para o $DMN^2 = 12,5mm$ e os valores obtidos para as duas distribuições granulométricas utilizadas são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Faixa recomendada para $DMN = 12,5mm$

Porções de Agregados	Faixa de valor	Pedreira Basalto 8	Pedreira Marc
PAG	0,50-0,65	0,62	0,63
PGAM	0,35-0,50	0,48	0,49
PFAM	0,35-0,50	0,47	0,48

PAG: Proporção de Agregado Graúdo

PGAM: Proporção Graúda do Agregado Miúdo

PFAM: Proporção Fina do Agregado Miúdo

DNM: Diâmetro Máximo Nominal do Agregado

As curvas granulométricas das misturas são apresentadas nas Figuras 23 e 24 e 25.

² DMN = Diâmetro Máximo Nominal

Figura 23 - Curva granulométrica da mistura (Basalto 8) – com cal

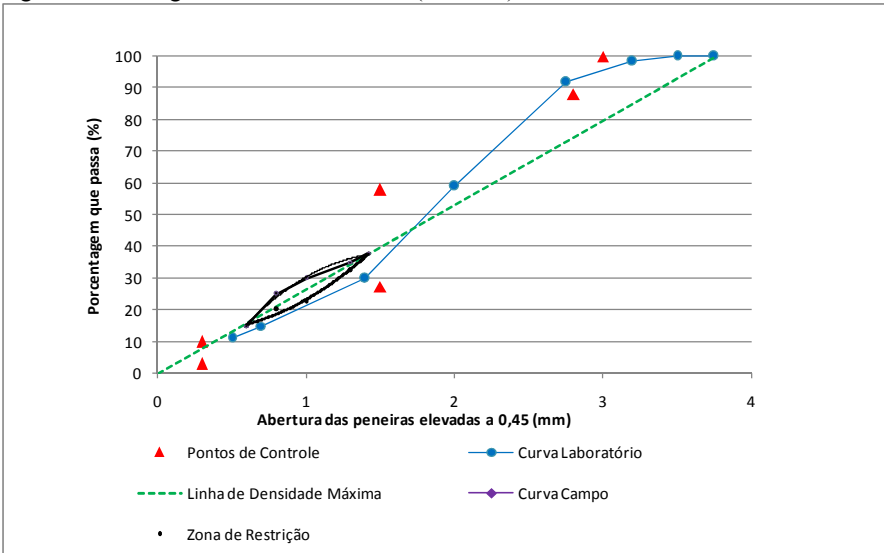


Figura 24 – Curva granulométrica da mistura (Basalto 8) – sem cal

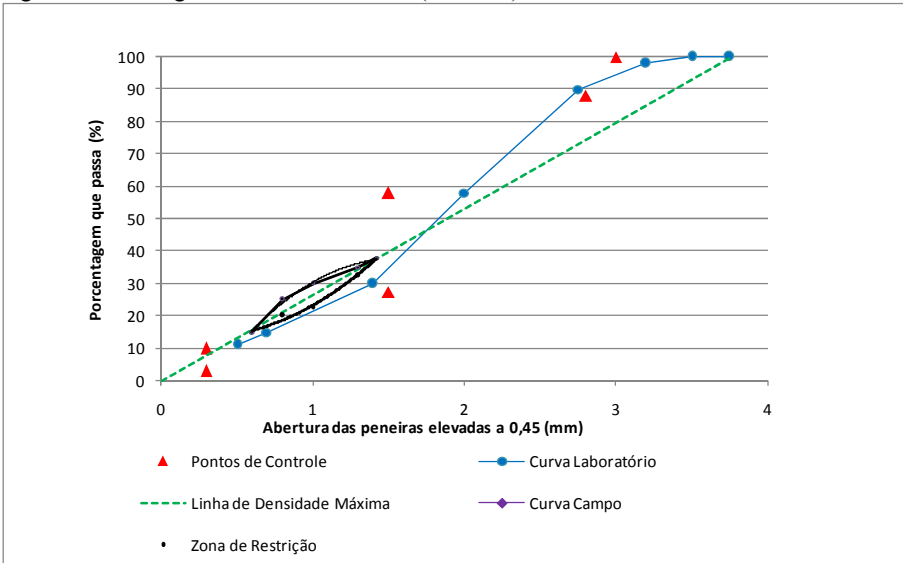
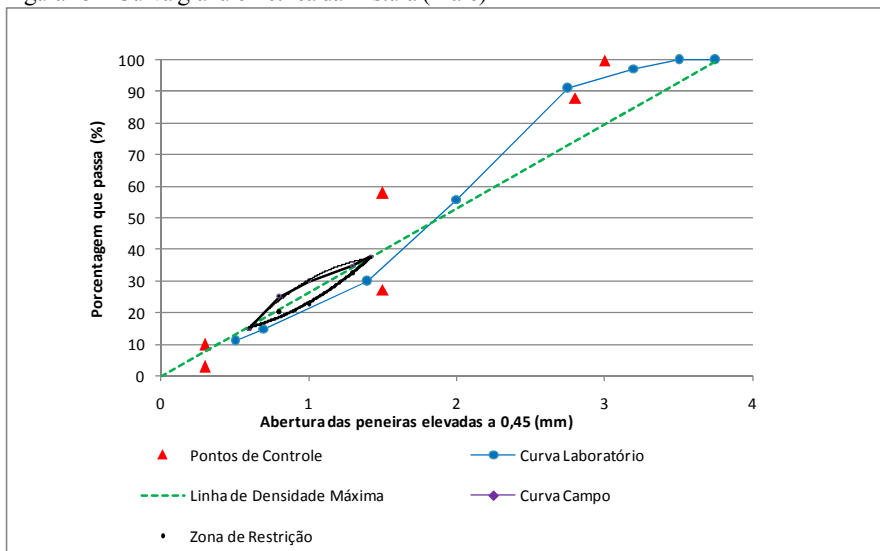


Figura 25 – Curva granulométrica da mistura (Marc)



4.1.2 Caracterização do Ligante Asfáltico

O ligante asfáltico utilizado foi o CAP 30/45 fornecido pela Betunel, acrescido de 0,5% de Evotherm, sendo este percentual calculado em função do peso do ligante asfáltico na mistura.

O cimento asfáltico já vem com o produto adicionado, não sendo necessárias alterações na usina para a fabricação da mistura asfáltica modificada. A Tabela 20 apresenta as características do ligante modificado com Evotherm, também chamado de CBTA – CAP à Baixa Temperatura Ambiente.

Tabela 20 – Características do CBTA

Ensaio	Unidade	Método	Resultado	Especificação
Penetração (100g 5s, 25°C)	0,1mm	NBR 6756	39	30-45
Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	56	Mínimo 52
Recuperação elástica por torção	%	OHL T-329	8	-
Densidade		DNIT ME 193	1,008	-

Tabela 20 – Características do CBTA (continuação)

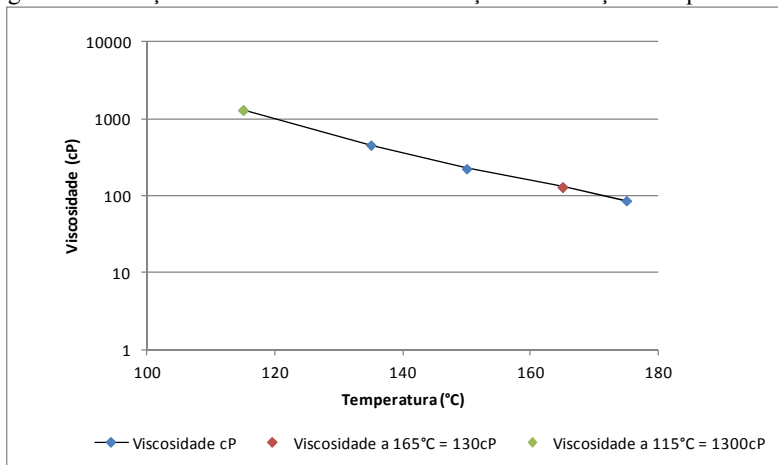
Ensaio	Unidade	Método	Resultado	Especificação
Índice de susceptibilidade Térmica	-	ANP R-19	-0,4	-1,5 a +0,7
Ponto de fulgor	°C	NBR 11341	312	Mínimo 235
Espuma a 177°C	-	ANP R-19	Negativo	Negativo
Efeito do Calor e do Ar (RTFOT) a 163°C, 85 minutos				
Variação em massa	%	NBR 15235	0,04	Mínimo 0,5
Aumento do ponto de amolecimento	°C	ANP R-19	1	Máximo 8
Penetração retida	%	ANP R-19	53	Mínimo 60
Variação na recuperação elástica	%	ANP R-19	-7,1%	-

A Tabela 21 e a Figura 26 apresentam a variação de viscosidade do CAP CBTA em função da mudança de temperatura, obtidos através do Ensaio de Viscosidade Brookfield, ensaio este descrito na norma brasileira NBR 15184.

Tabela 21 – Variação da viscosidade em função da temperatura

Temperatura (°C)	Velocidade (rpm)	Viscosidade (cp)
115	20	1300
135	50	456
150	50	225
165	100	130
175	100	86,5

Figura 26 – Variação da viscosidade do CAP em função da mudança de temperatura



4.2 PROJETO DA MISTURA

Foram realizados cinco projetos de mistura asfáltica, conforme especificado no item 3.2, sendo as características de cada projeto apresentadas nas Tabelas 22, 23, 24, 25 e 26.

Tabela 22 – Projeto para a mistura asfáltica com o T₁

Projeto da Mistura	Valores utilizados
Temperatura do ligante	155°C
Temperatura do Agregado	120°C
Temperatura de Compactação	115°C
Especificação do Ligante	CBTA3
Teor de ligante (%)	4,7
Procedência dos Agregados	Pedreira Marc
Porcentagem de Cal (%)	1,50
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,372
V _v (%)	4,0
Vazios Cheios de Asfalto (%)	71,6
VAM (%)	14,1
N projeto 100 giros: % compactação DMT	96

³ CBTA = CAP 30/45 adicionado de 5% de Evotherm em peso do ligante

Tabela 23 – Projeto para a mistura asfáltica morna T2_{mre}

Projeto da Mistura	Valores utilizados
Temperatura do ligante	155°C
Temperatura do Agregado	120°C
Temperatura de Compactação	115°C
Especificação do Ligante	CAP 30/45
Teor de ligante (%)	4,8
Procedência dos Agregados	Pedreira Marc
Porcentagem de Cal (%)	1,50
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,368
Vv (%)	3,7
Vazios Cheios de Asfalto (%)	72,1
VAM (%)	14,4
N projeto 100 giros: % compactação DMT	97

Tabela 24 – Projeto para a mistura asfáltica quente T3_{mre}

Projeto da Mistura	Valores utilizados
Temperatura do ligante	155°C
Temperatura do Agregado	165°C
Temperatura de Compactação	165°C
Especificação do Ligante	CAP 30/45
Teor de ligante (%)	4,4
Procedência dos Agregados	Pedreira Marc
Porcentagem de Cal	1,50
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,383
Vv (%)	4,0
Vazios Cheios de Asfalto (%)	70,6
VAM (%)	13,6
N projeto 100 giros: % compactação DMT	96

Tabela 25 – Projeto para a mistura asfáltica T4_{hta}

Projeto da Mistura	Valores Utilizados
Temperatura do ligante	155°C
Temperatura do Agregado	120°C
Temperatura de Compactação	115°C
Especificação do Ligante	CBTA
Teor de ligante (%)	4,1
Procedência dos Agregados	Pedreira Basalto 8
Porcentagem de Cal	1,50
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,361
Vv (%)	4,0

Tabela 25 – Projeto para a mistura asfáltica T4_{btta} (continuação)

Projeto da Mistura	Valores Utilizados
VAM (%)	13,3
Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,9
N projeto 100 giros: % compactação DMT	96

Tabela 26 – Projeto para a mistura asfáltica T5_{btas}

Projeto da Mistura	Valores Utilizados
Temperatura do ligante:	155°C
Temperatura do Agregado	120°C
Temperatura de Compactação	115°C
Especificação do Ligante	CBTA
Teor de ligante (%)	4,2
Procedência dos Agregados	Pedreira Basalto 8
Porcentagem de Cal	1,50
Massa específica aparente (g/cm ³)	2,361
V _v (%)	4,0
Vazios Cheios de Asfalto (%)	69,9
VAM (%)	13,3
N projeto 100 giros: % compactação DMT	96

Houve variação entre os teores de ligantes obtidos para cada uma das misturas asfálticas estudadas:

- **T1_{mcbta}** – Obteve 4,7% de teor de ligante asfáltico quando compactado a 115°C;
- **T2_{mmse}** – Obteve 4,8% de teor de ligante asfáltico quando compactado a 115°C;
- **T3_{mqse}** – Obteve 4,4% de teor de ligante asfáltico quando compactado a 165°C;
- **T4_{bcbta}** – Obteve 4,1% de teor de ligante asfáltico quando compactado a 115°C;
- **T5_{bcbtas}** – Obteve 4,2% de teor de ligante asfáltico quando compactado a 115°C.

A variação no tipo de agregado permitiu verificar a variabilidade no teor ótimo de projeto. Os agregados representam a maior parcela de material numa mistura asfáltica, sendo fundamental conhecer as características dos materiais que estão sendo utilizados, além disso, os agregados podem variar significativamente nas diversas regiões do país,

obrigando a utilização de materiais locais, sem prejuízos na qualidade das misturas.

4.3 ENSAIO DE DANO POR UMIDADE INDUZIDA

Posteriormente a definição do teor de projeto da mistura, foi realizado o ensaio de Dano por Umidade Induzida. O ensaio foi realizado para as misturas $T1_{mc\beta ta}$, $T3_{mqse}$ e $T4_{bc\beta ta}$ e $T5_{bc\beta ta}$. Os resultados obtidos encontram-se nas Tabelas 27, 28, 29 e 30.

Tabela 27 – Dano por Umidade Induzida para a mistura asfáltica $T1_{m\beta ta}$

	Corpo de prova Seco	Corpo de prova condicionado
Resistência à Tração (MPa)	1,06	0,80
Vazios (%)	8,3	8,4
Saturação (%)		78,4
Razão da Resistência à Tração (RRT) (%)		74

Tabela 28 – Dano por Umidade Induzida para a mistura asfáltica $T3_{mqse}$

	Corpo de prova Seco	Corpo de prova condicionado
Resistência à Tração (MPa)	1,35	0,90
Vazios (%)	7,1	7,2
Saturação (%)		77,5
Razão da Resistência à Tração (RRT) (%)		65

Tabela 29 – Dano por Umidade Induzida para a nova mistura asfáltica $T4_{t\beta ta}$

	Corpo de prova Seco	Corpo de prova condicionado
Resistência à Tração (MPa)	0,90	0,68
Vazios (%)	10,8	10,5
Saturação (%)		76,7
Razão da Resistência à Tração (RRT) (%)		74

Tabela 30 – Dano por Umidade Induzida para a mistura asfáltica $T5_{t\beta ta}$

	Corpo de prova Seco	Corpo de prova condicionado
Resistência à Tração (MPa)	1,15	0,79
Vazios (%)	7,7	8,1
Saturação (%)		76,5
Razão da Resistência à Tração (RRT) (%)		68

De acordo com resultados obtidos, observou-se que as misturas asfálticas $T1_{mc\text{bta}}$ e $T4_{bc\text{bta}}$, que contém Evotherm e 1,50% de cal na composição granulométrica, ficaram dentro do limite estabelecido na especificação brasileira, que considera aceitáveis valores acima de 70% (BERNUCCI *et al*, 2008). A mistura a quente sem Evotherm, que possui 1,50% de cal em sua composição granulométrica ($T3_{mq\text{se}}$) e a mistura com Evotherm e sem cal ($T5_{bc\text{btas}}$), não atingiram o valor mínimo aceitável.

Em função dos resultados obtidos, a mistura $T4_{bc\text{bta}}$ foi a escolhida para ser aplicada em campo, pois foi obtida a compactação para N projeto 100 giros e a razão da resistência à tração encontrada é considerada aceitável conforme a especificação vigente.

4.4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DA MISTURA ASFÁLTICA

4.4.1 Ensaio de Resistência à Tração por Compressão Diametral

Foram realizados ensaios de Resistência à Tração por Compressão Diametral em corpos de prova moldados em laboratório e em corpos de prova extraídos em campo. A Figura 27 mostra a extração dos corpos de prova em campo.

Figura 27 – Extração de corpos de prova em campo



A média dos resultados obtidos encontram-se na Tabela 31.

Tabela 31 – Resultados obtidos para resistência a tração por compressão diametral

Condição	Média RT (MPa)*	Desvio Padrão RT (MPa)
Laboratório	1,22	0,06
Campo – ano zero	1,33	0,04
Campo – 6 meses	1,10	0,04
Campo – 12 meses	0,90	0,03

*Os valores apresentados correspondem à média de 03 CP's.

Pode-se observar a partir dos resultados obtidos que os mesmos encontram-se dentro do valor estabelecido pela especificação de serviço DNIT 031/2006-ES, que determina o valor mínimo de 0,65 MPa para camada de rolamento.

4.4.2 Ensaio de Módulo Resiliente

Foram extraídos corpos de prova da pista experimental para determinação do Módulo Resiliente. A Figura 28 mostra a extração dos corpos de prova em campo.

Figura 28 – Extração de corpos de prova em campo



A média dos resultados encontrados estão apresentados na Tabela 32.

Tabela 32 – Resultados obtidos para o ensaio de Módulo Resiliente

Condição	GC (%)	Vv (%)	MR (MPa)
Laboratório	98,0	4,0	8.446
Campo – 01 mês	94,03	10,3	7.383
Campo – 03 meses	96,57	7,8	8.274
Campo – 6 meses	96,78	7,6	8.367
Campo – 9 meses	97,00	7,4	8.875
Campo – 12 meses	97,33	7,1	9.341

A Figura 29 mostra a realização dos ensaios.

Figura 29 – Realização do ensaio de MR



Foram obtidos resultados satisfatórios para os ensaios de resistência à tração por compressão diametral e módulo resiliente. Os valores encontrados são compatíveis com a baixa deformação permanente obtida para a placa 01 através do ensaio de simulador de tráfego (apresentado no item 4.4.3). O fato de ter sido utilizado um ligante asfáltico de maior consistência (faixa 30/45) influenciou os valores encontrados.

De acordo com os resultados obtidos, observa-se que os valores encontrados para o volume de vazios a partir dos 12 meses está próximo do valor de 7%, que seria o valor esperado para os corpos de prova extraídos em campo.

4.4.3 Ensaio de Deformação Permanente

Foram extraídas duas placas em campo para a realização do ensaio de deformação permanente no simulador de tráfego da USP. A Figura 30 mostra uma das placas extraídas do campo.

Figura 30 – Placa extraída da pista para o ensaio de deformação permanente



As duas placas foram extraídas em pista nas dimensões de 20 cm de largura por 55 cm de comprimento e 6 cm de espessura. Posteriormente foram retificadas nas dimensões de 17,5 cm de largura por 49,5 cm de comprimento e 5 cm de espessura, compatíveis com o molde do simulador de tráfego. Após a retificação, as placas foram submetidas à pesagem hidrostática para a verificação do volume de vazios. Sequencialmente, foram acondicionadas nos moldes com argamassa de cimento e areia por três dias. Após a cura do confinamento, foram submetidas no simulador de tráfego tipo LPC – *orniereur*, à temperatura de 60°C, para a determinação da deformação permanente em trilha de roda. As placas foram submetidas aos seguintes ciclos de atuação de carga: 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos. As Figuras de 31 a 34 mostram a evolução do ensaio e as leituras realizadas ao término de cada ciclo.

Figura 31 – Leitura após 1.000 ciclos



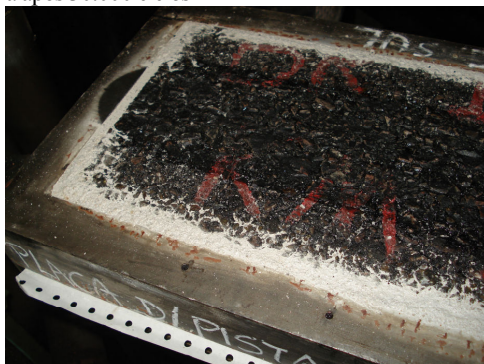
Figura 32 – Leitura após 3.000 ciclos



Figura 33 – Leitura após 10.000 ciclos



Figura 34 – Leitura após 30.000 ciclos



Após o término do ensaio, as placas foram cortadas e novamente submetidas à pesagem hidrostática, para determinação do volume de vazios. A Tabela 33 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 33 – Volume de vazios encontrado antes e após o ensaio no simulador de tráfego

Placa	Pesagem hidrostática	Volume de Vazios (%)
1	Antes do ensaio no simulador	9,2
1	Após ensaio no simulador	8,0
2	Antes do ensaio no simulador	9,9
2	Após ensaio no simulador	7,5

No Brasil são utilizados valores máximos em torno de 5% aos 30.000 ciclos devido às condições prevalecentes no país, já que o clima é desfavorável quanto à deformação permanente, sendo este limite utilizado a partir de 1994 no LTP/EPUSP. A evolução da deformação permanente é apresentada na Tabela 34 e nas Figuras 35 e 36.

Tabela 34 – Resultados de deformação permanente em trilha de roda

Placa	Número de Ciclos					
	100	300	1.000	3.000	10.000	30.000
	Afundamento em Trilha de Roda (%)					
1	1,4	1,7	2,1	2,8	3,1	4,0
2	2,8	3,1	4,0	5,0	6,0	7,8

Figura 35 – Resultados de deformação permanente em função do número de ciclos (em termos de afundamento de trilha de roda).

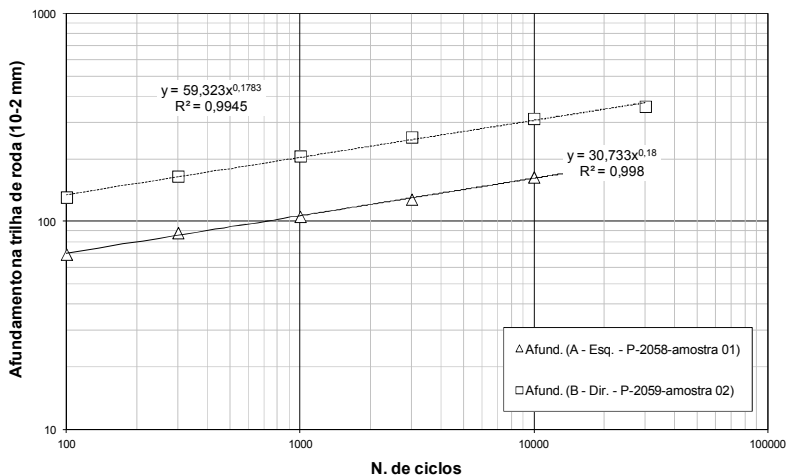
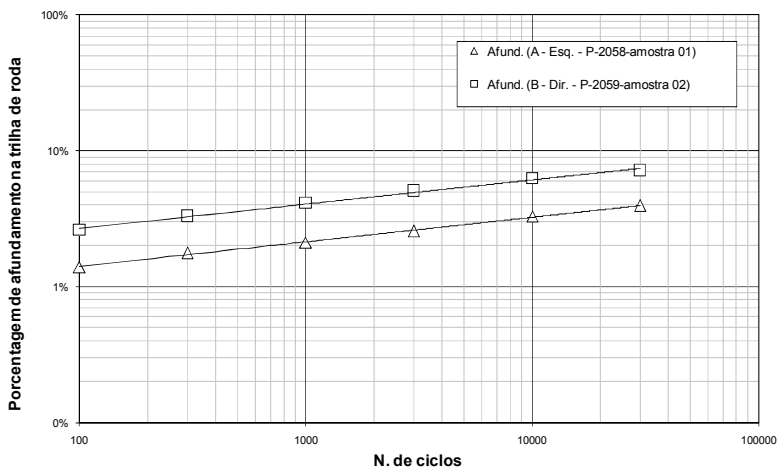


Figura 36 – Resultados da deformação permanente em função do número de ciclos (em porcentagem da espessura inicial das placas)



No Brasil não se tem especificação quanto à deformação permanente máxima aceitável, tem-se adotada a especificação da comunidade Européia. Para rodovias com tráfego pesado e elevado

percentual de caminhões, as concessionárias têm aceitado que a deformação permanente da mistura no ensaio simulador de tráfego deve ser inferior a 5% da espessura original após 30.000 ciclos e temperatura de 60°C. É possível observar que a placa 2 foi mais suscetível à deformação permanente, pois sofreu quase o dobro de afundamento em relação a placa 1. Tendo-se em vista as especificações adotadas no Brasil, observa-se que a placa 1 teve afundamento de trilha de roda considerado aceitável, apresentando 2,0mm de trilha de roda (4,0% de deformação permanente após 30.000 ciclos), enquanto que a placa 2 se situou significativamente fora do limite, apresentando 4,0mm de trilha de roda (7,8% de deformação permanente após 30.000 ciclos).

A partir dos resultados obtidos, é de se esperar que a região onde a placa 2 foi extraída apresente problemas quanto à deformação permanente, ao longo da vida útil do pavimento. A região onde a placa 2 foi extraída (km 183+620 – BR-116/PR) está dentro do segmento que apresentou trincas e fissuras, conforme apresentado no item 4.9.3. A região onde a placa 1 foi extraída (km 183+200 – BR-116/PR) está dentro do segmento com boas condições.

4.5 CARACTERIZAÇÃO DO PAVIMENTO EXISTENTE DO TRECHO EXPERIMENTAL.

A pista experimental escolhida encontra-se dentro do trecho de Concessão pedagiado pela Empresa Autopista Planalto Sul, pertencente ao grupo OHL. Optou-se por executar a pista experimental na terceira faixa por esta ser mais sujeita a ação de cargas pesadas.

4.5.1 Condição Inicial do Pavimento

Antes da execução do trecho experimental, foi realizado o levantamento das condições do pavimento, através dos registros dos afundamentos em trilha de roda, deflexões e índice de gravidade global. As Figuras 37 e 38 apresentam a condição inicial do pavimento (revestimento antigo).

Figura 37 – Condição inicial da pista



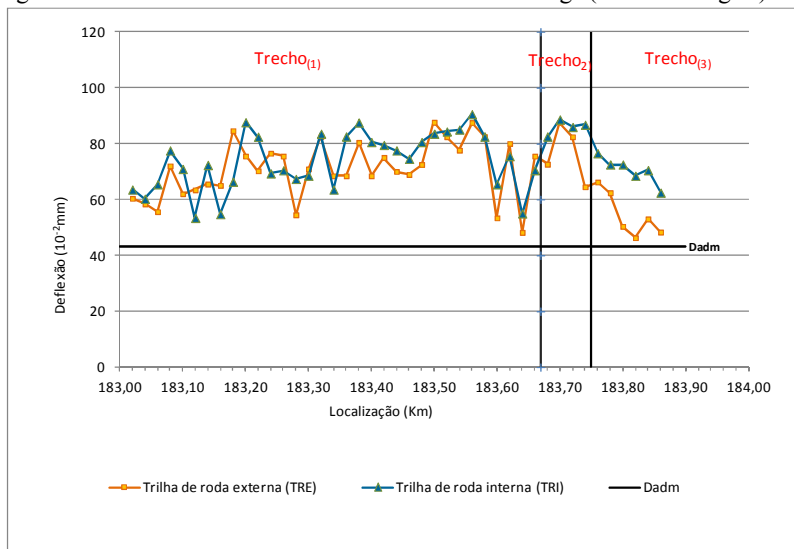
Figura 38 – Revestimento antigo



Para o segmento compreendido entre os km 183+670 ao 183+750, optou-se por executar uma camada de revestimento inicial de 4,0 cm e posteriormente foi aplicada uma camada de 6,0 cm em todos os três segmentos. Essa diferença de espessuras teve o objetivo de verificar se haveria alguma diferença significativa entre os resultados obtidos apenas variando-se a espessura.

O levantamento das deflexões do pavimento foi feito através da viga Benkelman eletrônica, conforme a metodologia descrita na norma DNIT 005/2003 – TER. Os resultados obtidos são apresentados na Figura 39.

Figura 39 – Levantamento das deflexões do revestimento antigo (antes da fresagem)



Foram realizados os levantamentos das flechas (afundamentos em trilhas de roda), de acordo com o procedimento DNIT 006/2003-PRO. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 – Afundamento de trilha de roda do revestimento antigo

Localização	Valor médio da Flecha (mm)	Desvio Padrão (mm)
TRI(1)	3,15	1,03
TRE(1)	2,79	1,14
TRI(2)	4,20	1,84
TRE(2)	5,40	0,89
TRI(3)	2,80	1,10
TRE(3)	3,00	1,22

TRI₍₁₎: Trilha de roda interna compreendida entre os km 183+000 ao 183+669

TRE₍₁₎: Trilha de roda externa compreendida entre os km 183+000 ao 183+669

TRI₍₂₎: Trilha de roda interna compreendida entre os km 183+670 ao 183+750

TRE₍₂₎: Trilha de roda externa compreendida entre os km 183+670 ao 183+750

TRI₍₃₎: Trilha de roda interna compreendida entre os km 183+751 ao 183+880

TRE₍₃₎: Trilha de roda externa compreendida entre os km 183+751 ao 183+880

Dp: desvio padrão

A ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres estabelece através do PER – Programa de Exploração Rodoviária para a rodovia BR-116/PR/SC, no trecho compreendido entre Curitiba e a divisa SC/RS, específica o limite de 7,0 mm como sendo o valor máximo de flecha admissível, indicando-se a necessidade de intervenção para trechos onde apresentar valores acima deste limite. Portanto, os três trechos encontram-se dentro do limite especificado.

O levantamento dos defeitos da superfície do pavimento foi feito com o objetivo de determinar o Índice de Gravidade Global – IGG, especificado pela norma DNIT 006/2003-PRO. A Tabela 36 indica os conceitos de degradação do pavimento em função do IGG.

Tabela 36 – Conceito de degradação do pavimento em função do IGG (DNIT 006/2003)

Conceitos	Limites
Ótimo	$0 < IGG \leq 20$
Bom	$20 < IGG \leq 40$
Regular	$40 < IGG \leq 80$
Ruim	$80 < IGG \leq 160$
Péssimo	$IGG > 160$

Os resultados obtidos para cada um dos três segmentos são apresentados na Tabela 37.

Tabela 37 – IGG do revestimento antigo

Localização	Valor IGG	Conceito
TR(1)	39	Bom
TR(2)	35	Bom
TR(3)	33	Bom

TR₍₁₎: Segmento compreendido entre os km 183+000 ao 183+669

TR₍₂₎: Segmento compreendido entre os km 183+670 ao 183+750

TR₍₃₎: Segmento compreendido entre os km 183+751 ao 183+880

Para os três segmentos, os resultados encontrados foram classificados como *bom*. O cálculo do IGG assim como as planilhas de *Inventário do Estado da Superfície do Pavimento* são apresentadas no Anexo 01.

Por fim, a condição funcional foi determinada com o Perfilômetro a Laser Classe I da ASTM E950, contendo 2 sensores lasers e 2 acelerômetros, que permitem a obtenção de valores na durante os levantamentos de campo para a determinação da irregularidade longitudinal através dos índices QI (Quociente de Irregularidade) e IRI

(*International Roughness Index*). Os levantamentos foram realizados a cada 320 metros, conforme estabelecido no PER – Programa de Exploração Rodoviária para a rodovia BR-116/PR/SC, no trecho compreendido entre Curitiba e a divisa SC/RS, com o veículo operando a cerca de 100 Km/h. Os resultados obtidos para os anos de 2010 e 2011 (revestimento antigo) para cada um dos três segmentos são apresentados na Tabela 38.

Tabela 38 – Levantamento da irregularidade do revestimento antigo

Localização	Ano	IRI (média)	QI (média)	Classificação DNIT (2006)
TRI(1)	2010	3,26	42,38	Regular
TRE(1)	2010	3,26	42,38	Regular
TRI(2)	2010	3,26	42,38	Regular
TRE(2)	2010	3,26	42,38	Regular
TRI(3)	2010	3,26	42,38	Regular
TRE(3)	2010	3,26	42,38	Regular
TRI(1)	2011	2,62	34,06	Boa
TRE(1)	2011	2,62	34,06	Boa
TRI(2)	2011	2,62	34,06	Boa
TRE(2)	2011	2,62	34,06	Boa
TRI(3)	2011	2,62	34,06	Boa
TRE(3)	2011	2,62	34,06	Boa

Pode-se observar que o valor encontrado para o ano de 2010 foi classificado como *regular*, enquanto que, o valor encontrado para o ano de 2011 foi classificado como *bom*. A partir destas informações pode-se observar que neste período entre levantamentos a Concessionária realizou serviços de conservação do pavimento, a fim de garantir o conforto e segurança do usuário estabelecido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT.

4.5.2 Remoção do Revestimento Antigo

Entre os dias 28 e 30 de junho de 2011, foram realizados os serviços de fresagem com o objetivo de se remover a camada de revestimento e abertura de duas janelas de sondagem a fim de se verificar os materiais constituintes das camadas existentes no pavimento, assim como sua capacidade de suporte, no trecho localizado entre os km 183+000 ao 183+880. As Figuras de 40 a 43 apresentam a condição inicial do pavimento, a execução de fresagem, abertura das

janelas de sondagem e coleta de material. O resultado da sondagem é apresentado na Tabela 39.

Figura 40 – Fresagem da Pista



Figura 41 – Execução de fresagem na pista



Figura 42 – Janela de sondagem



Figura 43 – Coleta de material



Tabela 39 – Boletim de sondagem da pista experimental

Camada	Espessura (cm)	Material	Aspecto Visual
Revestimento	0,12	CBUQ	Trincas/Deformação
Base	0,21	Brita Graduada Simples	Compacto
Sub-base	0,27	Bica Corrida 2"	Compacto
Subleito		Silte Argiloso Amarelo	Compacto

4.6 PRODUÇÃO DA MISTURA ASFÁLTICA E SUA APLICAÇÃO EM PISTA

Os serviços de pavimentação foram realizados entre os dias 05 e 06 de julho de 2011. Houve este intervalo entre os serviços de fresagem e pavimentação devido às chuvas locais que acabaram atrasando o cronograma inicial.

A mistura asfáltica foi produzida na usina de mistura asfáltica da Leão Engenharia (do tipo gravimétrica), localizada em São José dos Pinhais/PR, à aproximadamente 100 km de distância do trecho experimental. O tempo de viagem dos caminhões da usina à pista foi de, aproximadamente, duas horas. Para a pista foram gastos, aproximadamente, 180 m³ de massa asfáltica.

Os serviços de pavimentação foram iniciados no trecho compreendido entre os km 183+670 ao 183+750, com uma camada de 4,0 cm de CBUQ, pois este trecho teria sua camada de capa asfáltica final em 10,0 cm. Após executar esta camada inicial, todo o trecho recebeu outra camada de 6,0 cm, que foi iniciado no km 183+000.

Devido à baixa temperatura ambiente no local em que a usina está instalada, sendo de 2°C no início da usinagem da mistura e ao

significativo tempo de viagem, fatores estes que acabam ocasionando o rápido resfriamento da massa asfáltica, optou-se por usiná-la à temperatura de 150°C. A temperatura de compactação variou entre 100 e 110°C e a temperatura máxima registrada na pista foi de 6°C durante o dia.

Observou-se em campo que devido à redução de temperatura de compactação da massa, há uma percepção de decréscimo na emissão de gases, o que além de contribuir para a redução do efeito estufa (emissão de CO₂), beneficia os trabalhadores que ficam expostos diretamente à emissão dos gases.

As Figuras de 44 a 46 apresentam algumas fotos da execução do trecho experimental.

Figura 44 – Termômetro registrando a temperatura da massa na compactação



Figura 45 – Espalhamento do CBUQ



Figura 46 – Compactação do CBUQ



O aspecto visual final da camada asfáltica apresentou homogeneidade, conforme apresentado na Figura 47.

Figura 47 – Aspecto visual final da camada compactada



4.7 CONTROLE TECNOLÓGICO

4.7.1 Controle Tecnológico de Compactação em Campo

O controle tecnológico de compactação e espessura do trecho experimental foi realizado através da extração de corpos de prova da pista, após a conclusão da camada de revestimento. A Tabela 40 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 40 – Controle de espessura e compactação do trecho experimental

Localização (Km)	Grau de Compactação (%)	Volume de Vazios (%)	Espessura (cm)
183+840	94,20	10,1	5,0
183+740	93,65	10,6	9,0
183+640	93,83	10,4	5,0

Tabela 40 – Controle de espessura e compactação do trecho experimental (continuação)

183+540	92,04	12,2	5,5
183+440	95,55	9,4	6,2
183+340	94,66	10,2	5,7
183+240	92,59	12,2	5,2
183+140	94,41	10,4	5,6

De acordo dos resultados obtidos, pode-se observar que, a massa não permitiu a compactação suficiente, pois o grau de compactação não foi atingido, conforme valores indicados pela norma DNIT 031/2006 – ES, que estabelece que o grau de compactação se situe entre 97% e 101%. Este fato pode ter diferentes razões, entre elas pode-se citar:

- O uso do aditivo Evotherm pode não ter assegurado a trabalhabilidade da mistura à temperatura em que ocorreu a compactação, que variou entre 100°C e 110°C, ou seja, a temperatura pode ter ficado abaixo do aceitável para compactação, tendo-se em vista que em laboratório a compactação foi realizada a 115°C no compactador giratório;
- O processo de compactação (características dos equipamentos e números de passada do rolo) não foi suficiente para simular as condições do compactador giratório utilizado na dosagem da mistura asfáltica, ou seja, houve dificuldade de compactação da mistura na pista.

De um modo geral, pode-se supor que a combinação destes fatores tenha contribuído para que não fossem atingidos os resultados esperados.

4.8 ENSAIOS LABORATORIAIS E TESTES COMPLEMENTARES COM A MISTURA MORNA DE USINA

Foram coletadas amostras da mistura asfáltica proveniente da usina, com o objetivo de comparar os resultados obtidos com aqueles que foram encontrados para a mistura produzida em laboratório ($T_{4_{bcba}}$).

4.8.1 Teor de Ligante

Foram coletadas amostras nos dois dias de execução do revestimento asfáltico. A análise do teor de ligante indicou um valor médio próximo ao valor obtido em laboratório, sendo que existe uma

tolerância em usina de $\pm 0,3\%$, conforme indicado pela norma DNIT 031/2006 – ES. A Tabela 41 apresenta os resultados obtidos.

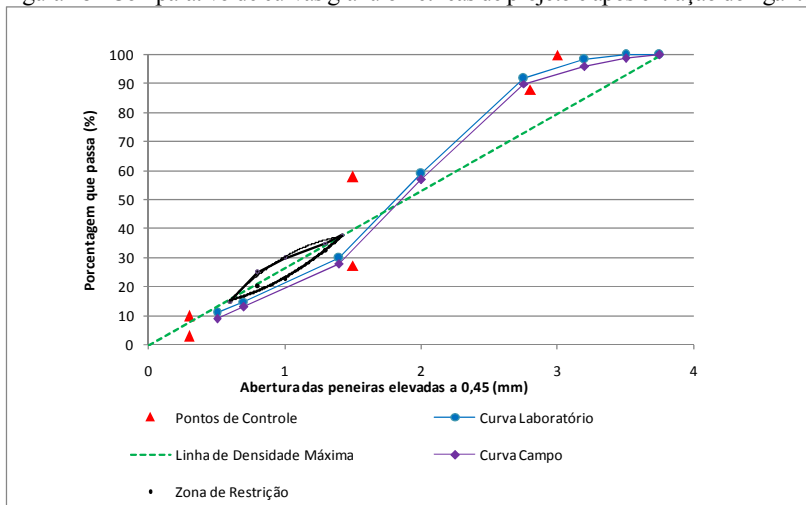
Tabela 41 – Teor de ligante obtido para mistura coletada em usina

Dia da coleta	Teor Obtido (%)	Teor de Projeto (%)	Varição (%)
1º dia	4,2	4,1	0,1
2º dia	4,1	4,1	0

4.8.2 Granulometria

A curva granulométrica obtida através de peneiramento também apresenta bastante similaridade com a curva obtida em projeto, conforme ilustra a Figura 48.

Figura 48 - Comparativo de curvas granulométricas de projeto e após extração do ligante



4.9 ACOMPANHAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO

Conforme mencionado no item 3.8, o acompanhamento do desempenho do pavimento foi feito através da avaliação da condição funcional do revestimento através índice de irregularidade, a avaliação objetiva da superfície do pavimento através do levantamento das flechas (trilhas de roda), a avaliação dos defeitos do pavimento através do

levantamento visual de fissuras, afundamentos, ondulação ou corrugação, escorregamento, exsudação, desgaste, panela ou buraco e a condição estrutural do pavimento, por meio da medida das deflexões com viga Benkelman.

A pista experimental foi dividida em três segmentos, de acordo com as espessuras de fresagem e revestimento. O segmento 1 compreendido entre os km 183+000 ao 183+669 foi fresado e revestido com 6,0 cm de CBUQ, o segmento 2 compreendido entre os km 183+670 ao 183+750 foi fresado e revestido com 10,0 cm de CBUQ e o segmento 3 compreendido entre os km 183+751 ao 183+880 foi fresado e revestido com 6,0 cm de CBUQ.

4.9.1 Avaliação da Irregularidade do Pavimento

A condição funcional foi determinada com a utilização do equipamento MERLIN, para a determinação da irregularidade longitudinal através dos índices QI (Quociente de Irregularidade) e IRI (*International Roughness Index*), seguindo o cronograma proposto no item 3.8. As Figuras de 49 e 50 ilustram o levantamento realizado em campo após a abertura ao tráfego.

Figura 49 – Levantamento de irregularidade km 183+350



Figura 50 – Levantamento de irregularidade km 183+500



Os valores médios e o desvio padrão obtidos para o levantamento da condição funcional da superfície do revestimento asfáltico é apresentado na tabela 42.

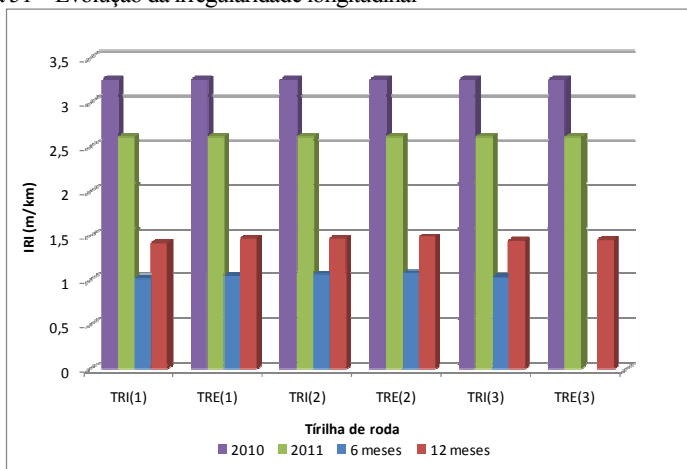
Tabela 42 – Levantamento da condição funcional da superfície do pavimento

Localização	Período após abertura do tráfego	IRI (Dp)	IRI (média)	QI (Dp)	QI (média)	Classificação DNIT (2006)
TRI(1)	6 meses	0,18	1,02	0,20	13,29	Excelente
TRE(1)	6 meses	0,24	1,05	0,23	13,65	Excelente
TRI(2)	6 meses	0,25	1,07	0,22	13,88	Excelente
TRE(2)	6 meses	0,19	1,08	0,23	14,02	Excelente
TRI(3)	6 meses	0,17	1,03	0,22	13,39	Excelente
TRE(3)	6 meses	0,20	1,0	0,18	13,00	Excelente
TRI(1)	12 meses	0,16	1,42	0,20	18,41	Excelente
TRE(1)	12 meses	0,17	1,47	0,20	19,22	Excelente
TRI(2)	12 meses	0,20	1,47	0,21	18,44	Excelente
TRE(2)	12 meses	0,18	1,49	0,24	19,26	Excelente
TRI(3)	12 meses	0,19	1,44	0,22	18,40	Excelente
TRE(3)	12 meses	0,20	1,45	0,25	19,25	Excelente

A Figura 51 ilustra a evolução da irregularidade ao longo do período de acompanhamento do desempenho da pista experimental,

assim como a irregularidade do pavimento existente antes da intervenção no pavimento.

Figura 51 – Evolução da irregularidade longitudinal



A partir dos resultados obtidos, pode-se observar que os valores encontrados para o novo revestimento estão abaixo dos valores anteriores à intervenção, indicando uma melhora significativa no conforto e segurança ao usuário.

A ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres estabelece através do PER – Programa de Exploração Rodoviária para a rodovia BR-116/PR/SC, no trecho compreendido entre Curitiba e a divisa SC/RS, não especifica limite admissível para os valores de IRI e QI, apenas menciona que deverão ser realizadas medições da irregularidade funcional. Não foi possível avaliar o levantamento realizado no ano de 2012 (novo revestimento) com o Perfilômetro a Laser, pois a Concessionária não disponibiliza esta informação antes da mesma ser protocolada junto a ANTT, o que ocorrerá num período posterior a finalização do presente estudo.

De acordo com os resultados apresentados no levantamento da condição funcional da superfície, observa-se que para os três segmentos, o pavimento encontra-se dentro do limite recomendado e aceitável, associado ao conforto e segurança do usuário pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT, tanto para o revestimento antigo quanto para o novo revestimento.

A condição superficial indicada pela irregularidade sofreu alterações com a ação do tráfego. De fato, entre as medições realizadas 06 meses e 12 meses após a abertura ao tráfego, registraram-se flechas e defeitos que certamente alteraram os valores do IRI no decorrer do período, porém, os valores encontrados são inferiores aos obtidos antes da intervenção realizada no pavimento.

4.9.2 Avaliação Objetiva das Condições do Pavimento

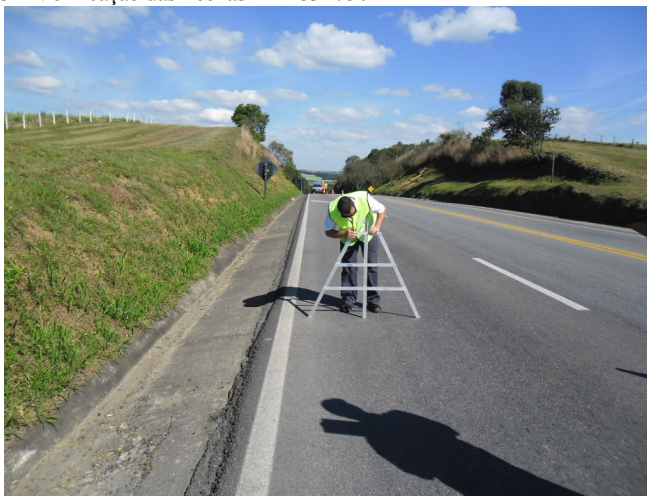
A avaliação objetiva das condições do pavimento foi realizada através do levantamento das flechas, com a utilização da treliça metálica, seguindo o procedimento descrito no DNIT 006/2003 PRO, de acordo com o cronograma proposto no item 3.8. As figuras de 54 e 55 ilustram o levantamento realizado em campo após 6 meses da abertura ao tráfego.

As Figuras de 52 e 53 ilustram o levantamento realizado em campo após 12 meses da abertura ao tráfego.

Figura 52 – Verificação das flechas km 183+620



Figura 53 – Verificação das flechas km 183+750



Os valores médios e o desvio padrão obtidos nas leituras das flechas da condição funcional da superfície do revestimento asfáltico é apresentado na Tabela 43.

Tabela 43 – Afundamento de trilha de roda

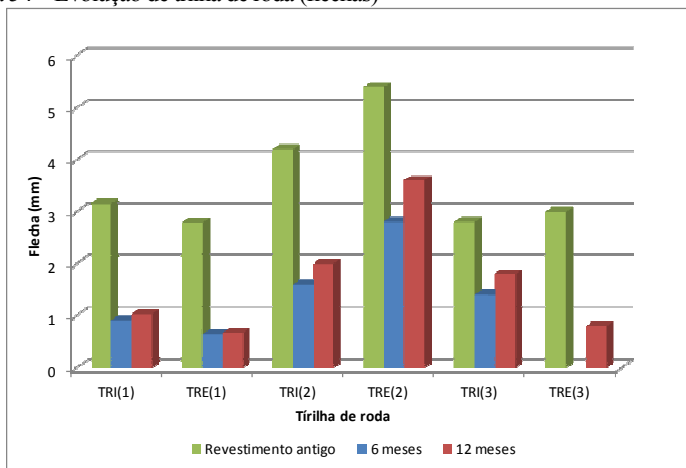
Localização	Período após abertura do tráfego	Valor médio da Flecha (mm)	Desvio Padrão (mm)
TRI(1)	6 meses	0,91	0,80
TRE(1)	6 meses	0,64	0,70
TRI(2)	6 meses	1,60	0,89
TRE(2)	6 meses	2,80	1,30
TRI(3)	6 meses	1,40	1,14
TRE(3)	6 meses	0,80	1,30
TRI(1)	12 meses	1,03	0,92
TRE(1)	12 meses	0,67	0,74
TRI(2)	12 meses	2,00	1,73
TRE(2)	12 meses	3,60	2,30
TRI(3)	12 meses	1,80	1,92
TRE(3)	12 meses	0,80	1,30

A ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres estabelece através do PER – Programa de Exploração Rodoviária para a

rodovia BR-116/PR/SC, no trecho compreendido entre Curitiba e a divisa SC/RS, especifica o limite de 7,0 mm como sendo o valor máximo de flecha admissível, indicando-se a necessidade de intervenção para trechos onde apresentar valores acima deste limite.

A Figura 54 ilustra a evolução da trilha de roda (flechas) ao longo do período de acompanhamento do desempenho da pista experimental, assim como a as flechas medidas no pavimento existente antes da intervenção no pavimento.

Figura 54 – Evolução de trilha de roda (flechas)



A partir dos resultados obtidos, observa-se que os três segmentos encontram-se dentro do limite acima especificado, mesmo apresentando valores elevados de desvio-padrão. Os valores encontrados após a intervenção são inferiores aos valores obtidos para o revestimento antigo.

4.9.3 Avaliação dos Defeitos do Pavimento

A avaliação dos defeitos da superfície do pavimento foi realizada através da avaliação visual de trincas, fissuras, afundamento e panela, com o objetivo de determinar o Índice de Gravidade Global – IGG, especificado pela norma DNIT 006/2003-PRO. O registro fotográfico local, evidenciando os pontos que apresentavam as características superficiais da pista teste são apresentados nas figuras de 55 a 68.

Figura 55 – Avaliação visual km 183+500 – 03 meses



Figura 56 – Avaliação visual km 183+660 – 03 meses



Figura 57 – Avaliação visual km 183+800 – 03 meses



Figura 58 – Avaliação visual km 183+600 – 03 meses



Figura 59 – Avaliação visual km 183+650 – 06 meses



Figura 60 – Avaliação visual km 183+660 – 06 meses



Figura 61 – Avaliação visual km 183+620 – 09 meses



Figura 62 – Avaliação visual km 183+630 – 09 meses



Figura 63 – Avaliação visual km 183+640 – 09 meses



Figura 64 – Avaliação visual km 183+660 – 09 meses

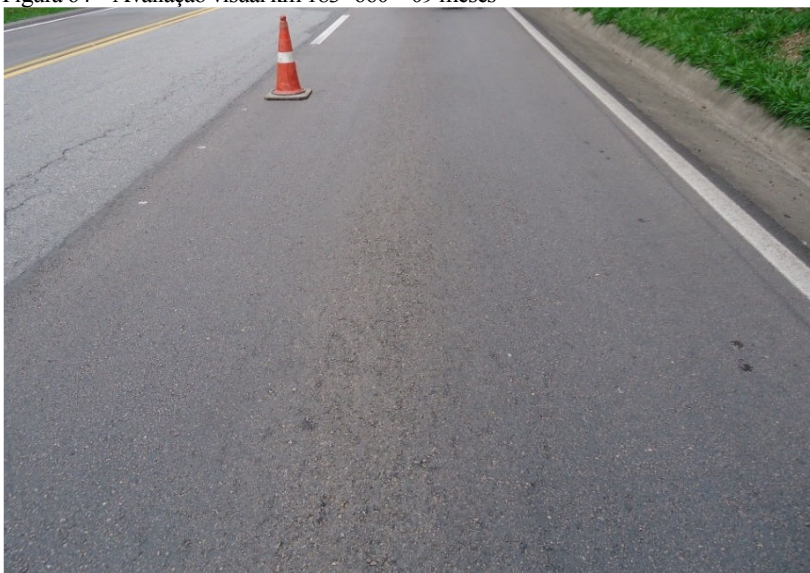


Figura 65 – Avaliação visual km 183+600 – 12 meses



Figura 66 – Avaliação visual km 183+600 – 12 meses



Figura 67 – Levantamento de irregularidade km 183+640 – 12 meses



Figura 68 – Levantamento de irregularidade km 183+660 – 12 meses



Os resultados obtidos para cada um dos três segmentos são apresentados na Tabela 44.

Tabela 44 – IGG do revestimento antigo

Localização	Período após abertura do tráfego	Valor IGG	Conceito
TR(1)	6 meses	12	Ótimo
TR(2)	6 meses	04	Ótimo
TR(3)	6 meses	03	Ótimo
TR(1)	12 meses	12	Ótimo
TR(2)	12 meses	08	Ótimo
TR(3)	12 meses	04	Ótimo

Observou-se a presença de trincas interligadas sem erosão acentuada nas bordas das trincas no primeiro segmento, com bombeamento de finos proveniente das camadas inferiores do pavimento, mais especificamente entre as estacas localizadas nos km 183+600 a 183+660 da trilha de roda interna (TRI) a partir do sexto mês da abertura da pista ao tráfego, correspondendo a 10% da área do primeiro segmento. Se comparado com o restante do segmento que se apresenta em ótimo estado, pode-se afirmar que se trata de um defeito localizado, pois representa um percentual pequeno do total considerado.

Para os três segmentos, os resultados encontrados foram classificados como *ótimo*. O cálculo do IGG assim como as planilhas de *Inventário do Estado da Superfície do Pavimento* são apresentadas no Anexo 01.

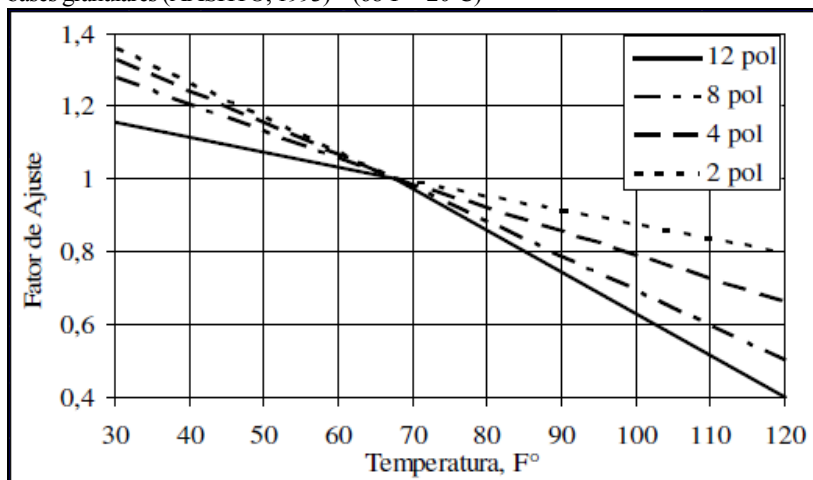
4.9.4 Avaliação da Estrutura do Pavimento

Para a verificação das características estruturais do pavimento, foram realizados levantamentos das deflexões, com o emprego da viga Benkelman eletrônica. Os levantamentos foram realizados obedecendo ao cronograma proposto no item 3.8. Utilizou-se a correção das medidas de deflexão através do gráfico apresentado no Guia da AASHTO de 1993, o qual fornece coeficientes que transformam a deflexão medida em deflexões a temperatura de 20°C.

O estudo da AASHTO envolveu diversas espessuras de revestimentos asfálticos, com dados de deflexão obtidos na faixa de temperatura da superfície do pavimento entre 0°C e 50°C (32°F e

122°F). Os fatores correção utilizados foram extraídos do ábaco da Figura 69.

Figura 69 – Fator correção para deflexão em função da temperatura do pavimento para bases granulares (AASHTO, 1993) – (68°F = 20°C)



Os fatores de correção em função da temperatura são apresentados na Tabela 45.

Tabela 45 – Fatores de ajuste para deflexão em função da temperatura do pavimento (AASHTO, 1993)

Espessura Pavimento	Temperatura de ensaio*	Fator de Ajuste
6 cm	10°C (50°F)	1,18
10 cm	10 C (50°F)	1,17
6 cm	12 C (53,6°F)	1,16
10 cm	12 C (53,6°F)	1,15
6 cm	15°C (59°F)	1,13
10 cm	15°C (59°F)	1,12
6 cm	25°C (77°F)	0,99
10 cm	25°C (77°F)	0,98

*Temperatura medida na superfície do pavimento utilizando equipamento a laser, sendo realizado os levantamentos deflectométricos entre às 8:00 e 10:00 horas da manhã.

A média e o desvio padrão já corrigidos em função da temperatura de cada segmento são apresentados na Tabela 46.

Tabela 46 – Média e desvio padrão das deflexões e temperatura de cada segmento (ajustadas para temperatura de 20°C)

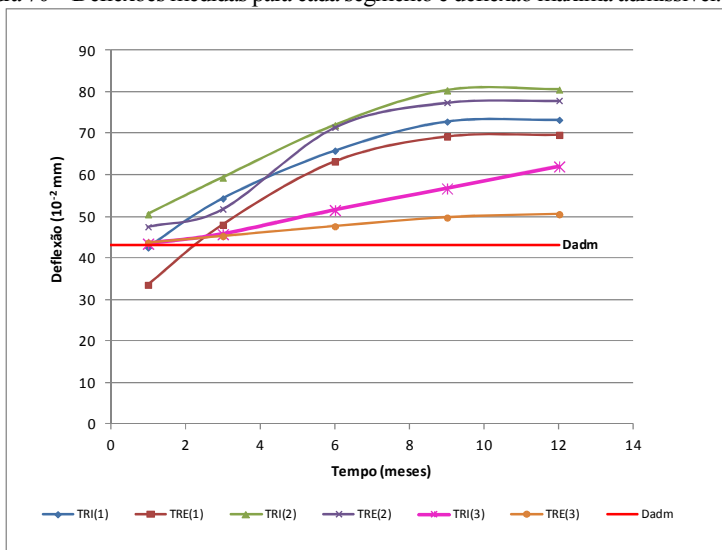
Período considerado após a Fresagem	Levantamento Deflectométrico (0,01mm)					
	TRI(1)			TRE(1)		
	Média	Dp	Temp.	Média	Dp	Temp.
Revest. Antigo	73,7	10,2	10°C	70,9	10,1	10°C
01 mês	42,5	10,2	12°C	33,5	5,8	12°C
03 meses	54,3	10,7	15°C	48,0	9,2	15°C
06 meses	65,8	12,9	15°C	63,2	14,3	15°C
09 meses	72,8	11,9	10°C	69,2	12,7	10°C
12 meses	73,2	11,9	25°C	69,6	12,7	25°C

Período considerado após a Fresagem	Levantamento Deflectométrico (0,01mm)					
	TRI(2)			TRE(2)		
	Média	Dp	Temp.	Média	Dp	Temp.
Revest. Antigo	84,0	4,8	10°C	74,64	10,05	10°C
01 mês	50,5	9,3	12°C	47,5	5,31	12°C
03 meses	59,3	3,2	15°C	51,76	5,67	15°C
06 meses	71,9	14,9	15°C	71,44	15,47	15°C
09 meses	80,3	9,9	10°C	77,42	16,37	10°C
12 meses	80,5	9,9	25°C	77,88	16,23	25°C

Período considerado após a Fresagem	Levantamento Deflectométrico (0,01mm)					
	TRI(3)			TRE(3)		
	Média	Dp	Temp.	Média	Dp	Temp.
Revest. Antigo	69,2	4,2	10°C	52,07	6,29	10°C
01 mês	43,4	7,2	12°C	43,67	9,67	12°C
03 meses	45,7	9,3	15°C	45,26	8,68	15°C
06 meses	51,5	15,5	15°C	47,60	7,39	15°C
09 meses	56,7	13,5	10°C	49,7	7,16	10°C
12 meses	57,2	17,1	25°C	50,50	7,04	25°C

A Figura 70 apresenta as deflexões medidas para os três segmentos com a nova camada de revestimento e as deflexões máximas admissíveis pelo método da AASHTO e USACE.

Figura 70 – Deflexões medidas para cada segmento e deflexão máxima admissível.



Os resultados apresentados na Tabela 48 e na Figura 82 mostram que a deflexão admissível já foi ultrapassada nos segmentos 01 e 02, e que há uma tendência em estabilizar entre 70 e 80×10^{-2} mm, que é o nível de deflexão da estrutura antes da intervenção.

A média das bacias deflectométricas para as trilhas de roda interna (TRI) e externa (TRE) são apresentadas no Anexo 02. Conforme se pode observar, foram obtidos valores altos para os raios de curvatura, que indicam boa capacidade de distribuição de tensões, indicando que a estrutura está sujeita a deformações reduzidas (SIMM, 2007).

Nas Figuras 71 e 72 estão apresentadas as deflexões obtidas para a trilha de roda interna (TRI) e trilha de roda externa (TRE) de acordo com os levantamentos deflectométricos realizados.

Figura 71 – Levantamento Deflectométrico – Trilha de Roda Interna (TRI)

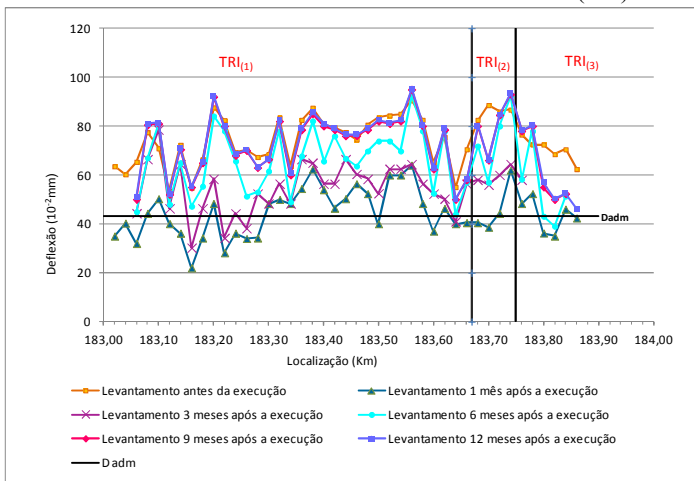
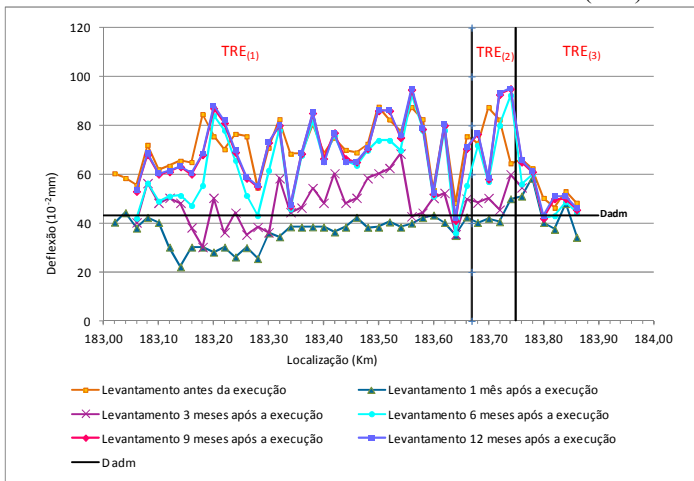


Figura 72 – Levantamento Deflectométrico – Trilha de Roda Externa (TRE)



De acordo com os resultados apresentados observa-se que para o revestimento antigo as deflexões medidas encontravam-se acima da deflexão admissível de projeto. As deflexões medidas no novo revestimento apresentam valores acima do admissível a partir do terceiro mês de abertura ao tráfego.

Um fato importante a ressaltar e que contribui para as deflexões acima do valor admissível está na falta de drenagem profunda e subsuperficial na pista, a ausência de acostamento e o excesso de vegetação adjacente à pista, colaborando com a infiltração de água na estrutura do pavimento e a manutenção de níveis elevados de umidade, exercendo influência sobre os materiais constituintes da estrutura do pavimento, que com o decorrer do tempo causam a perda de serventia.

4.9.5 Infiltração através de fissuras da pista lateral

Observou-se em campo a presença de trincas e fissuras na primeira e segunda faixa de rolamento da rodovia, adjacentes a pista experimental, sendo que a infiltração que ocorre através da superfície do pavimento por meio destas tem influencia direta na terceira faixa da rodovia. A Figura 73 ilustra a presença de trincas e fissuras nas pistas adjacentes a pista experimental.

Figura 73– Presença de trincas e fissuras nas pistas adjacentes a pista experimental



Conforme levantamento realizado em campo, a trilha de roda interna (TRI) apresenta valor médio maior para as deflexões quando comparada a trilha de roda externa, o que pode explicar o trincamento observado no segmento compreendido entre as estas 183+600 ao 183+660, sendo este na trilha de roda interna. A água que infiltra através das trincas da pista adjacente permanece dentro da estrutura do

pavimento, pois este é ausente de dispositivos de drenagem profunda e subsuperficial, causando a perda da serventia.

4.9.6 Infiltração através das Bordas do Pavimento

A infiltração de água pela borda do pavimento ocorre devido à falta de acostamento no trecho, permitindo que uma parcela significativa da água infiltre para o interior da estrutura do pavimento, reduzindo a sua capacidade estrutural. A Figura 74 apresenta a visão lateral da pista.

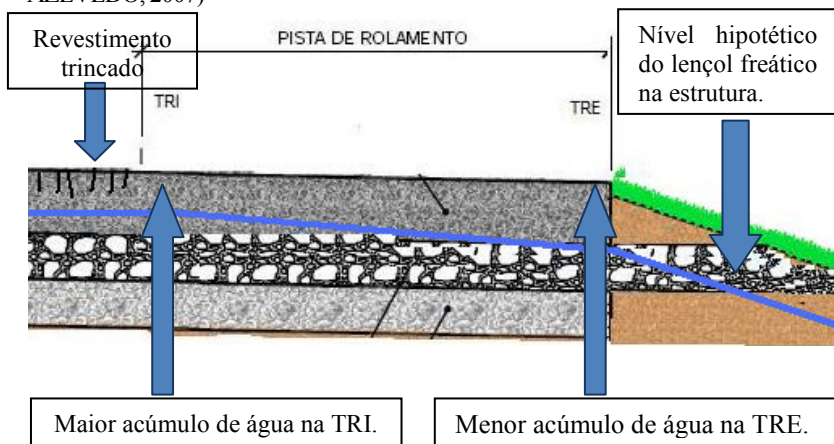
Figura 74 – Lateral da pista experimental sem acostamento



A vegetação da região adjacente ao pavimento forma uma barreira ao escoamento superficial da água devido ao acúmulo de detritos. A água tende a escoar pela superfície do pavimento, facilitando a infiltração e promovendo a saturação do solo adjacente ao pavimento da estrutura do pavimento.

Conforme observou-se nos resultados encontrados em campo, a trilha de roda interna (TRI) apresenta valores médios para a deflexão maiores que a trilha de roda externa (TRE), tanto para o revestimento antigo como para o novo. Uma vez que a trilha de roda interna vem apresentando maior perda de serventia, é factível de se afirmar que a água livre na estrutura do pavimento eleva mais o nível de água na trilha interna que na trilha externa, conforme esquema ilustrado na Figura 75. Com isso os danos devido a presença de água na TRI são maiores que na TRE.

Figura 75 – Presença de água dentro da estrutura do pavimento (adaptado de AZEVEDO, 2007)



A infiltração de água através das trincas localizadas na pista adjacente somada a infiltração pela borda do pavimento acarretam no acúmulo de água na estrutura do pavimento. Sendo este desprovido de dispositivos de drenagem profunda e subsuperficial, não há escoamento desta, uma vez que o talude e a vegetação adjacentes à rodovia acabam formando uma barreira natural dificultando o escoamento da água presente na estrutura.

4.10 RETROANÁLISE DE BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS

Durante o período de acompanhamento do desempenho da pista experimental realizaram-se medidas de bacias deflectométricas para serem utilizadas na estimativa dos módulos resilientes dos materiais empregados na pavimentação e no subleito da rodovia. Para isso, empregou-se um método iterativo de retroanálise, que consiste em determinar uma bacia deflectométrica teórica semelhante à bacia deflectométrica medida em campo, de acordo com critérios de convergência pré-estabelecidos.

Nos métodos de retroanálise, de um modo geral, considera-se o comportamento mecânico do pavimento como sendo elástico-linear. Dessa forma, uma camada de pavimento é definida através três parâmetros: a espessura, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade.

A retroanálise consiste em variar os módulos de elasticidade inicialmente adotados, até que se obtenha uma aproximação adequada entre a bacia deflectométrica medida e a calculada. Para retroanálise das bacias foi empregado o programa computacional Elsym5. Este programa considera constante em cada camada do conjunto pavimento-subleito as seguintes características mecânicas dos materiais: Módulo Elástico ou de Elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (μ). E, calcula as tensões, deformações e deslocamentos em qualquer ponto da estrutura do pavimento de até cinco camadas (US Department of Transportation, 1986).

4.10.1 Critério para Determinação das Bacias Deflectométricas a serem Retroanalizadas.

Em função da grande quantidade de bacias de deflexões obtidas ao longo do período de acompanhamento do desempenho da pista experimental, optou-se por definir um critério, na qual pudesse representar a situação em campo e realizar um trabalho de retroanálise com “qualidade”, ao invés de um trabalho cansativo e repetitivo de “quantidade”. Optou-se por retroanalizar as bacias deflectométricas obtidas na trilha de roda externa (TRE), para o período de acompanhamento considerado de um ano, com intervalos de levantamento deflectométrico de três meses.

Durante o período de construção da pista experimental foi realizada a abertura de janelas de sondagem a fim de se determinar as espessuras das camadas executadas. Utilizando-se desses resultados, determinou-se a espessura média de cada camada, sendo esses os valores utilizados na retroanálise. No caso do concreto asfáltico, foi considerada a espessura média da camada como sendo o valor executado durante a construção da pista. Os valores adotados para cada segmento são apresentados nas tabelas de 47 a 49.

Tabela 47 – Dados para o segmento TR₍₁₎

Camada	Espessura (cm)	Coef. Poisson	Carregamento (kgf/roda)
CBUQ (nova camada)	6,00	0,30	2.050
CBUQ (camada antiga)	6,00	0,30	
Brita Graduada	21,00	0,35	
Bica Corrida 2"	27,00	0,35	
Subleito	0,0	0,45	

Tabela 48 – Dados para o segmento TR₂

Camada	Espessura (cm)	Coef. Poisson	Carregamento (kgf/roda)
CBUQ (nova camada)	10,00	0,30	2.050
CBUQ (camada antiga)	2,00	0,30	
Brita Graduada	21,00	0,35	
Bica Corrida 2"	27,00	0,35	
Subleito	0,0	0,45	

Tabela 49 – Dados para o segmento TR₃

Camada	Espessura (cm)	Coef. Poisson	Carregamento (kgf/roda)
CBUQ (nova camada)	6,00	0,30	2.050
CBUQ (camada antiga)	6,00	0,30	
Brita Graduada	21,00	0,35	
Bica Corrida 2"	27,00	0,35	
Subleito	0,0	0,45	

4.10.2 Critério de Ajuste entre Bacia Deflectométrica Medida e Calculada

A retroanálise caracteriza-se pelo melhor ajuste entre a bacia medida em campo e a calculada, dois critérios matemáticos foram adotados para definir tal adequação. Um é o erro relativo calculado para cada ponto da bacia de deformação, definido na equação 4.1, e o outro é a raiz média quadrática, expressa na equação 4.2 (SIMM, 2007 e FERNANDES, 2000).

$$\varepsilon(\%) = \left[\frac{d_{mi} - d_{cj}}{d_{mi}} \right] \times 100 \quad (\text{equação 4.1})$$

$$\text{RMS}(\%) = x = \sqrt{\left\{ \left[\frac{\sum_{i=1}^n [\frac{100 \times (d_{mi} - d_{cj})}{d_{mi}}]^2}{n} \right] \right\}} \quad (\text{equação 4.2})$$

Onde: ε , $\varepsilon(\%)$ = erros aceitáveis para o ajuste entre as bacias medidas e calculadas;

d_{mi} = deflexão medida no ponto i da bacia medida em campo ($i = 1, 2, \dots, n$, sendo n o número de pontos analisados da bacia de deformação);

d_{cij} = deflexão calculada no ponto i da j -ésima bacia teórica ($i = 1, 2, \dots, n, j = 1, 2, \dots, k$, sendo k , o número iterações até ser atingido o erro máximo permitido).

Segundo pesquisas de ROCHA FILHO E RODRIGUES (1998), foi verificado que as leituras de deflexão máxima (D_0), como os pontos de leitura mais próximos do ponto de aplicação da carga, medidos com a Viga, são bastante confiáveis (4 a 10%) (MOTTA, 1999). De acordo com estes pesquisadores, leituras a distâncias superiores a 1 metro, aumentariam significativamente a incerteza do valor da deflexão, em cerca de 20 a 50%. Portanto, adotaram-se os valores para os erros relativos para cada ponto de leitura constantes da Tabela 50.

Tabela 50 – Valores máximos de erro admissível

Ponto de aplicação da carga (cm)	Erro admissível (%)
0	10
25	10
50	10
75	20
100	50
125	50

Fonte: MOTTA (1999)

Para a raiz média quadrática, o valor máximo recomendado é de 1 a 2% (SIMM, 2007). Neste trabalho foram aceitos valores superiores a estes, pois os valores máximos de erro admissível para cada ponto individual foram respeitados e, mesmo não se obtendo valores de RMS tão rígidos, os mesmos foram de baixo valor e, portanto, considerados satisfatórios.

4.10.3 Análise dos Resultados

Determinadas as bacias a serem retroanalisadas e os critérios de ajuste adotados, procedeu-se a retroanálise realizando-se a variação modular, visando o ajuste das bacias de deflexões, preferencialmente a partir das camadas superiores para as inferiores, no intuito de obterem-se valores modulares mais coerentes. As Tabelas 51 a 53 apresentam os resultados obtidos através da retroanálise para os três segmentos. As bacias deflectométricas medidas e calculadas podem ser observadas no Anexo 03 deste trabalho.

Tabela 51 – Resultados da retroanálise das bacias medidas e calculadas TRE₀

Período	Módulo Resiliente (MPa)				
	CBUQ (novo)	CBUQ (antigo)	Brita Graduada	Bica Corrida 2”	Subleito
Revest. Antigo	5.880	5.880	108*	88*	39*
01 mês	7.383**	5.880	196	157	98
03 meses	8.274**	5.390	147	98	78
06 meses	8.367**	5.390	115	78	44
09 meses	8.875**	5.390	108	78	39
12 meses	9.341**	5.390	98	78	34
Média	-	5.488	133	98	59
Desvio Padrão	-	219	40	34	28

*Nos valores apresentados para a média e o desvio padrão não foram considerados os valores obtidos no revestimento antigo.

** Resultados obtidos através de ensaios realizados em laboratório.

Tabela 52 – Resultados da retroanálise das bacias medidas e calculadas TRE₀

Período	Módulo Resiliente (MPa)				
	CBUQ (novo)	CBUQ (antigo)	Brita Graduada	Bica Corrida 2”	Subleito
Revest. Antigo	5.880	5.880	88*	78*	34*
01 mês	7.383**	5.390	147	118	59
03 meses	8.274**	5.390	118	98	59
06 meses	8.375**	5.390	118	78	39
09 meses	8.875**	5.390	88	78	31
12 meses	9.341**	5.390	88	78	29
Média	-	5.390	112	90	44
Desvio Padrão	-	-	25	18	14

*Nos valores apresentados para a média e o desvio padrão não foram considerados os valores obtidos no revestimento antigo.

** Resultados obtidos através de ensaios realizados em laboratório.

Tabela 53 – Resultados da retroanálise das bacias medidas e calculadas TRE₃

Período	Módulo Resiliente (MPa)				
	CBUQ (novo)	CBUQ (antigo)	Brita Graduada	Bica Corrida 2"	Subleito
Revest. Antigo	5.880	5.880	118*	98*	59*
01 mês	7.383**	5.390	147	118	74
03 meses	8.274**	5.390	147	98	69
06 meses	8.375**	5.390	118	98	64
09 meses	8.875**	5.390	118	98	64
12 meses	9.341**	5.390	118	98	59
Média	-	5.390	129	102	66
Desvio Padrão	-	-	16	9	6

*Nos valores apresentados para a média e o desvio padrão não foram considerados os valores obtidos no revestimento antigo.

** Resultados obtidos através de ensaios realizados em laboratório.

A Tabela 54 apresenta um resumo contendo os valores modulares médios determinados pela retroanálise das bacias medidas para os três segmentos.

Tabela 54 – Valores modulares médios obtidos com a retroanálise para os segmentos

Segmento	Módulo Resiliente (MPa)				
	CBUQ (novo)	CBUQ (antigo)	Brita Graduada	Bica Corrida 2"	Subleito
TRE (1)	**	5.488	133*	98*	59*
TRE (2)	**	5.390	112*	90*	44*
TRE (3)	**	5.390	129*	102*	66*
Média	-	5.423	125	97	56
Desvio Padrão	-	57	11	6	11

*Nos valores apresentados para a média e o desvio padrão não foram considerados os valores obtidos no revestimento antigo.

** Não são apresentados valores médios para a camada de CBUQ, pois foram utilizados os valores reais obtidos em laboratório.

Para camada de CBUQ (nova) que foi executada durante a construção da pista experimental foram adotados os valores de módulo resiliente obtidos através das amostras coletadas em campo. O valor modular médio encontrado para a brita graduada foi de 1245 MPa desvio padrão de 11 MPa e coeficiente de variação de 13,9%. O módulo da sub-base de bica corrida 2" apresentou uma variabilidade de 6,2% e o valor médio de 97 MPa. O módulo médio do subleito encontrado foi de 56 MPa.e desvio de 11 MPa, apresentado uma variabilidade de 20%.

A explicação mais plausível para a ocorrência da variabilidade nos valores modulares encontrados na retroanálise das bacias deflectométricas, se deve a não homogeneidade das deflexões máximas, sendo que os valores médios variaram de 33,5 a $77,88 \times 10^{-2}$ mm.

5 CONCLUSÃO E RECOMENDAÇÕES

Neste capítulo são feitos comentários e conclusões sobre o trabalho. Também são feitas recomendações para trabalhos futuros sobre misturas asfálticas mornas empregadas como revestimento de pavimento, tendo-se em vista que atualmente dispõe-se de diversas tecnologias de misturas mornas que permitem a redução da temperatura de usinagem e compactação.

5.1 CONCLUSÕES

Os ensaios de Módulo Resiliente apresentaram resultados elevados apesar do grau de compactação obtido para os corpos de prova extraídos em campo ter sido inferior aos valores estipulados para misturas asfálticas quentes. Cabe ressaltar que dois CP's obtiveram valores de módulo resiliente compatíveis com os de misturas de módulo elevado.

O valor encontrado para o ensaio de dano por umidade induzida está dentro do valor usualmente aceito no Brasil.

Os valores encontrados para o ensaio de Resistência a Tração por Compressão Diametral estão de acordo com o esperado, pois se encontram acima do valor comumente utilizado no Brasil para misturas asfálticas quentes.

Os ensaios laboratoriais de deformação permanente com simulador de tráfego LCPC para as placas extraídas da pista experimental apontaram variação nos resultados encontrados. A placa 01 obteve resultado satisfatório, enquanto que, a placa 02 apresentou resultado acima do esperado. Este fato pode ser justificado pela presença de trincas e bombeamento de finos que surgiram no segmento que a placa 02 foi extraída, evidenciando o que já havia sido previsto no ensaio de deformação permanente.

A porcentagem de vazios e o grau de compactação esperados foram obtidos após 12 meses de abertura ao tráfego, indicando dificuldade de compactação para a mistura morna. A compactação esperada só ocorreu após a consolidação ocorrida pela ação do tráfego. Observou-se que o novo revestimento trouxe melhoria das condições de irregularidade, quando comparado aos valores encontrados para o antigo revestimento, indicando que a intervenção realizada proporcionou melhores condições de conforto e segurança aos usuários da rodovia.

Os levantamentos dos defeitos do pavimento foram realizados através da avaliação visual, com o objetivo de determinar o índice de gravidade global. Os valores encontrados para as avaliações realizadas após a intervenção apontam resultados superiores ao encontrado para o revestimento antigo, indicando uma melhora significativa, atingindo a condição *ótimo*.

A evolução das deflexões medidas indica que após um ano de atuação do tráfego a deflexão admissível já foi ultrapassada. Entretanto, não se observa o aparecimento de trincamentos, a exceção dos observados entre os km 183+600 ao 183+660. As deflexões registradas mostram que o pavimento não resistiu à formação de trilha de roda imposta pelo tráfego.

Um fato importante a ressaltar e que colaborou para as deflexões acima do esperado está na falta de drenagem profunda e subsuperficial na pista, a ausência de acostamento pavimentado e o excesso de vegetação adjacente a pista, colaborando com a infiltração de água na estrutura do pavimento e a manutenção de níveis elevados de umidade. O aspecto do material fino encontrado nas juntas e trincas do pavimento asfáltico indica que há bombeamento de finos das camadas inferiores, evidenciando o efeito das forças hidrostáticas proveniente da água livre no pavimento.

5.2 COMENTÁRIOS

Em vista dos resultados obtidos, recomenda-se que o controle da temperatura seja rigoroso para o sucesso da técnica empregada, pois influencia diretamente nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas mornas.

O processo de compactação em campo (características dos equipamentos e número de passadas de rolo) deve assemelhar-se as condições empregadas no laboratório durante a dosagem da mistura asfáltica, com o objetivo de garantir o controle do grau de compactação e volume de vazios.

O teor de ligante definido através do projeto da mistura deve garantir a coesão necessária à mistura asfáltica.

O aditivo Evotherm deve assegurar a trabalhabilidade da mistura à temperatura em que ocorre a usinagem e compactação.

Apesar de exigir um maior investimento financeiro, em virtude do aditivo empregado para se obter a redução de temperatura de usinagem e compactação, existem outros aspectos que devem ser

equilibrados com tal gasto, como a melhoria do ambiente de trabalho aos funcionários e possibilidade de lucro com a venda de créditos de carbono, caso a iniciativa seja introduzida em projetos de mecanismos de desenvolvimento limpo (MDL).

5.3 RECOMENDAÇÕES

Levando-se em consideração os resultados obtidos com este trabalho, recomenda-se que seja avaliada a pertinência da capacidade do compactador giratório se prestar para avaliar a trabalhabilidade e definição do teor de ligante de misturas asfálticas mornas.

Cabe citar que ainda é necessário um estudo referente à fadiga das misturas mornas, uma vez que este comportamento é fundamental para que se possa fazer a previsão de desempenho do pavimento.

5.3.1 Recomendações para a Concessionária

A ausência de drenagem profunda e subsuperficial e de acostamentos pavimentados podem comprometer o comportamento estrutural do pavimento, diante da infiltração pela borda do pavimento. Diante deste fato, recomenda-se que sejam implantados dispositivos de drenagem profunda e subsuperficial na pista, assim como, as laterais da pista sejam mantidas limpas e sem vegetação para evitar empoçamentos na borda da pista, que favorecem a infiltração de água no pavimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

AGUIAR, M. R., *et al.* **Remoção de Metais Pesados de Efluentes industriais por Aluminossilicatos**. Rio de Janeiro, 2002.

AIREY, G.D., “**Rheological properties of styrene butadiene styrene polymer modified road bitumens**” Fuel 82 (14): 1709. 2003.

AMARAL, S. C. **Estudo de Misturas Laterita-Asfalto da Região Metropolitana de Belém-PA para Revestimentos de Pavimento**. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo. São Paulo, 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – ASSHTO. **AASHTO guide for design of pavement structure**. Washington-USA, 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM D 2041. **Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures**. West Conshohocken-USA, 2000.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – AASHTO T 283. **Standard method of test for resistance of hot mix asphalt (HMA) to moisture-induced damage**. Washington, 2007.

ASEFMA. **Mezclas Semicalientes com Aspha-min. Ecología en Acción: Panorámica Actual de Las Mezclas Bituminosas. un Nuevo Enfoque**. Madrid, 2007.

ASPHALT INSTITUTE – AI. **SUPERPAVE: Performance Graded Asphalt: Binder Specification and Testing**. Series nº1: Asphalt Institute. . Lexington, USA, 1995.

ASPHALT INSTITUTE – AI. **Mix Design Methods: For Asphalt**

Concrete and Other Hot-Mix Typs. Manual Series n° 2 (MS-2). 6th Edition. Lexington, USA, 1998.

Asphalt Technology News: National Center for Asphalt Technology. **AL 36849.** Auburn University. Washington, 2006.

AZEVEDO, A. M. **Considerações sobre a Drenagem Subsuperficial na Vida Útil de Pavimentos Rodoviários.** Dissertação (Mestrado). – Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

BATHEL, W. *et al.* **Warm asphalt mixes by adding aspha-min a synthetic zeolite.** Alemanha, 2001.

BARTHEL, W.; MARCHAND, J.-P.; & DEVIVERE, M. **Warm Asphalt Mixes by Adding a Synthetic Zeolite.** 3th Eurasphalt & Eurobitume Congress. Austria, 2004.

BENEVIDES, S. A. S. **Modelos de Desempenho de Pavimentos Asfálticos para um Sistema de Gestão de Rodovias Estaduais do Ceará.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2006.

BERNUCCI, L. B. *et al.* **Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros.** Rio de Janeiro, 2008.

BORGES, C. B. S. **Estudo Comparativo entre Medidas de Deflexão com Viga Benkelman e FWD em Pavimentos da Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Santa Catarina, 2001.

BORGES NETO, I. J. *et al.* **Liquefação Termoquímica na Presença de Catalizador Zeolítico para o Tratamento de Resíduo de Vácuo de Petróleo.** Curitiba, 2004.

BUTTON, J.W *et. al.* **A Synthesis of Warm Mix Asphalt.** Texas – USA: 2007.

CAVALCANTI, L. S. **Efeito de Alguns Modificadores de Ligante na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas.** Dissertação Mestrado. Rio de Janeiro: COOPE, 2010.

COELHO, W; SÓRIA, M.H.A. **Variabilidade dos Resultados do Método Marshall.** In: **ENCONTRO DE ASFALTO.** Rio de Janeiro: IBP, 1992.

CORDEIRO, W. R. **Comportamento de Concretos Asfálticos Projetados com Cimento Asfáltico Modificado por Borracha de Pneus.** Dissertação (Mestrado). Instituto Militar de Engenharia. Rio de Janeiro, 2004.

CUNDILL, M A. **The Merlin road roughness machine: further analysis of performance.** TRL Project Report PR/OSC/1 07/96. Transport Research Laboratory. 1996.

DANTAS NETO, S. A. **Avaliação das Propriedades dos Ligantes e das Misturas Asfálticas Modificados com Borracha Granulada de Pneus Usados.** Tese (Doutorado). Universidade de Brasília. Brasília, 2004.

D'ANGELO, J.; HARM, E.; BARTOSZEK, J.; BAUMGARDNER, G.; CORRIGAN, M.; COWSERT, J.; HARMAN, T.; JAMSHIDI, M.; JONES, W.; NEWCOMB, D.; PROWELL, B.; SINES, R.; YEATON, B. **Warm-Mix Asphalt: European Practice.** International Technology Scanning Program. Virginia, 2008.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-PRO 11/79: **Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis.** Procedimento. Rio de Janeiro, 1979.

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA. DEINFRA-SC-ES-P-05/92. **Camadas de misturas asfálticas usinadas a quente.** Especificação de serviço. Florianópolis, 1992:

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 133/94: **Misturas Betuminosas: Determinação do módulo de resiliência:** Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 138/94: **Misturas Betuminosas: Determinação da resistência a tração por compressão diametral.** Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 043/95: **Misturas betuminosas a quente: ensaio Marshall.** Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ES 313/97: **Pavimentação – concreto betuminoso.** Especificação ode serviço. Rio de Janeiro, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 083/98: **Agregados – análise granulométrica:** Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 006/2003-PRO. **Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos.** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003:

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 008/2003-PRO. **Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos.** – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003:

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ES 031/06: **Pavimentos flexíveis: Concreto Asfáltico:** Especificação de Serviço. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 095/2006-EM. **Cimentos asfálticos de petróleo** – Especificação de material. Rio de Janeiro, 2006:

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos.** Rio de Janeiro, 2006:

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT 133/2010-ME. **Pavimentação asfáltica – delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da Viga Benkelman.** – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010:

DI BENEDETTO, H. & DE LA ROCHE, C. **State of the Art on**

Stiffness Modulus and Fatigue of Bituminous Mixtures. RILEM Report 17. Bituminous Binders and Mixes. Brussels - Belgium, 1998.

DUSSE, C. A., *et al.* **Aspectos Técnicos, Econômicos, Logísticos, Ambientais e Sociais da Reutilização de Pneus Inservíveis para a Produção de Asfalto Borracha.** Rio de Janeiro, 2006.

ESCOBAR, J.M., *et al.* **Evaluación de Mezclas Asfálticas Tibias (WMA) con Asfaltos Comerciales.** 3º Simposio Venezolano del Asfalto – Expoasfalto. Venezuela, 2006.

FARIAS, M. M. & SOUZA, R. O., **Irregularidade Longitudinal e sua Influência na Avaliação Funcional de Pavimentos.** In: VII Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Vitória-ES, 2002.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION - FHWA. **Warm Mix Asphalt Technologies and Research.** Department of Transportation Federal Highway Administration. USA, 2008.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION - FHWA. **Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis.** Federal Highway Administration, Publication FHWA-SA-95-003. Washington, D.C. – USA, 1995

FEREIRA, C. I. G., **Avaliação do desempenho de misturas betuminosas temperadas** Dissertação (Mestrado) – Universidade do Minho. Portugal, 2009.

FERNANDES, I.S., **Contribuição à caracterização do comportamento da camada de brita graduada in situ.** Reunião Anual de Pavimentação. Florianópolis, SC, 2000.

FAXINA, A.L; FABBRI, G.T.P.; SOARES, J.B., 2009. **Efeito do Envelhecimento a Curto Prazo Sobre o Comportamento Reológico de Mástiques Asfálticos.** Anais do XXIII ANPET.

FONTES, L.L.P.T.L. **Optimização do Desempenho de Misturas Betuminosas com Betume Modificado com Borracha para Reabilitação de Pavimentos.** Tese (Doutorado). Universidade do Minho (Portugal) / Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis-SC, 2009.

FURLAN, A. P. **Considerações Acerca da Adesão e da Suscetibilidade à Umidade de Misturas Asfálticas Densas à Luz de Algumas Propriedades Mecânicas.** Tese (Doutorado). Universidade de São Carlos. São Paulo, 2006.

GALDEANO, G. *et al.* **Secagem do Isolamento Celulósico de Transformadores Energizados Utilizando Filtros de Seletividade Natural.** IV Workshop Química e Meio Ambiente. Belém, 2007.

GOUVEIA, L. T. **Avaliação do Ensaio de Angularidade do Agregado Fino (FAA da Especificação SUPERPAVE).** Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo. São Paulo, 2002.

HOFSTRA, A. & KLOMP A.J.G. **Permanent Deformation of Flexible Pavements Under Simulated Road Traffic Conditions.** Third International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements. London, U.K, 1972.

HURLEY, G.C., PROWELL, B.D. **Evaluation of Asphamin Zeolite for Use in Warm Mix Asphalt.** National Center of Asphalt Technology – Auburn University. Washington, 2005.

JANOO, V.C. & KORHONEN, C. **Performance Testing of Hot-Mix Asphalt Aggregates.** U.S. Army Cold Regions Research and Engineering Laboratory. Hanover – New Hampshire (USA), 1999.

JONES, D. **California tests the performance of warm-mix asphalt.** Roads & Bridges, Volume: 97, Numero: 10, Outubro 2009.

KAKUDA, F. M. **Desenvolvimento e a Utilização de um Equipamento de Grandes Dimensões na Análise do Comportamento Mecânico de uma Seção de Pavimento Sob Carregamento Cíclico.** Tese (Doutorado): Escola de Engenharia de São Carlos. São Paulo, 2010.

KRISTJANSDOTTIR, O. **Warm Mix Asphalt for Cold Weather Paving.** University of Washington. Olympia-Washington, 2006.

KRISTJANSDOTTIR, O. **Warm mix asphalt technology adoption.** NVF 33 Annual Meeting Trondheim, Norway, 2007

LEITE, L.M.F., Constatino, R.S. & Vivoni, A. **Rheological Studies of Asphalt with Ground Tire Rubber**. Asphalt Rubber – Proceedings. Portugal, 2000.

LEITE L. F. L.; TONIAL I. A.; 1994, “**Qualidade dos cimentos asfálticos brasileiros segundo as especificações SHRP**”, *12º Encontro de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo*, 05 a 09 de dezembro.

LIBERATORI, L. A., 2000, **Estudos de Cimentos Asfálticos Modificados Por Asfaltita e Sua Influência em Misturas Asfálticas**. Tese de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LIBERATORI, L.; CONSTANINO, R.; TUCHUMANTEL, O.; MARIN, L., 2004. **Mistura Asfáltica com Asfalto Modificado por Polímero Stylink Pg 76-22 Aplicada na SP -300. Avaliação do Desempenho após um Ano de operação**. 17º Encontro Do Asfalto. Rio De Janeiro, 2004.

LIME. Hydrated Lime – **A Solution for High Performance Hot Mix Asphalt**, 4f. Prepared for Lime Association. 2006.

LOUREIRO, T. G. **Estudo da Evolução do Dano por Fadiga em Misturas Asfálticas**. Dissertação Mestrado. Fortaleza: Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, 2003.

MACÊDO, F. N. **Retroanálise de Bacias de Deflexão Reais e Teóricas Obtidas por Métodos Estáticos e Dinâmicos**. Dissertação (Mestrado). Universidade de Brasília. Brasília, 2003.

MAGALHÃES, S. T. 2004. **Misturas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho**. Dissertação de mestrado. UFRJ

MAHBOUB, K & LITTLE, D.N. **Improved Asphalt Concrete Design Procedure**. Research Report 474-1F. Texas Transportation Institute. USA, 1998.

MARQUES, J. R. F. **Dimensionamento de Reforço Mediante Retroanálise de Avaliações Estruturais Não-Destrutivas**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos. São Carlos – SP, 2001.

MEDINA, J. MOTTA, L. M. G.. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª edição. Rio de Janeiro, 2005.

MEDINA, J.de. **Mecânica dos Pavimentos**. Editora UFRJ. Rio de Janeiro, 1997.

MEDINA, J., MACÊDO, J.A.G., MOTTA, L.M.G. E ALBERNAZ, C.A.V. **Utilização de Ensaio Deflectométricos e de Laboratório para a Avaliação Estrutural de Pavimentos**. 28ª Reunião Anual de Pavimentação – ABPv. Belo Horizonte – MG, 1994.

MOMM, L. **Estudo dos Efeitos da Granulometria sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e seu Comportamento Mecânico**. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

MORILHA JUNIOR, A. **Estudo Sobre a ação de Modificadores no Envelhecimento dos Ligantes Asfálticos e nas Propriedades Mecânicas e de Fadiga das Misturas Asfálticas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis-SC, 2004.

MOURA, E. **Estudo de Deformação Permanente em Trilha de Roda de Misturas Asfálticas em Pista e em Laboratório**. Tese (Doutorado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2010.

MOTTA, L. M. G. **Contribuição para a Estimativa do Módulo Resiliente de Misturas Asfálticas**. IBP. Rio de Janeiro, 1998.

MOTTA, R. S. **Estudo de Misturas Asfálticas Mornas em Revestimentos de Pavimentos para Redução de Emissão de Poluentes e de Consumo Energético**. Tese (Doutorado). Universidade de São Paulo. São Paulo, 2011.

MOTTA₂, R. S. **Misturas Mornas: Redução de Emissão de Poluentes e Economia de Energia**. Workshop de Avaliação dos Objetivos da Produção de Asfaltos. WAOP. São Paulo, 2011.

MOTTA, L. M. G. A. **Retroanálise Aplicada ao Projeto de Reforço de Pavimentos**. In: 3º Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço, Belém-PA, 1999.

MWV Evotherm™ Pavement Durability: Results of Laboratory and Field Testing. Transportation Research Board. Washington – USA,

2009.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com o Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2008.

NASCIMENTO, L.A.H., et al. **Misturas Asfálticas Mornas.** Revista ABPv Pavimentação nº 11 – Setembro de 2008.

NOBREGA, E. S. **Comparação entre Métodos de Retroanálise em Pavimentos Asfálticos.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2003.

NORTHEAST ASPHALT. **Warm mix Asphalt Technology.** Wilkes Barre – Pennsylvania, 2003.

NUÑEZ, W.P., CERATTI, J.A.V.P., TSUKUDA, R.S., **Produzindo Misturas Asfálticas de Elevado Desempenho com emprego de Cal Hidratada.** 38ª Reunião Anual de Pavimentação / 12º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Manaus-AM, 2007.

ODA, S. **Análise da Viabilidade Técnica da Utilização do Ligante Asfalto Borracha em Obras de Pavimentação.** Dissertação (Mestrado). São Carlos – SP, 2000.

OLARD, F. **Low energy asphalts.** 23º World Road Congress: General Report and Conclusions. Paris – França, 2008.

OLIVEIRA, E.L.M. **Considerações sobre o Projeto de Acostamentos para Rodovias.** Dissertação (Mestrado). Universidade de São Paulo. São Paulo, 2007.

OLIVEIRA, O.J. & Castro, R. **Estudo da Destinação e da Reciclagem de Pneus Inservíveis no Brasil.** XXVII Encontro Nacional de Engenharia de Produção. Foz do Iguaçu, 2007.

OTTO, G.G. **Misturas Asfáltica mornas – Verificação da Fadiga e do Módulo Complexo.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis-SC, 2009.

PAIS, J.C. **Consideração da Propagação de Fendas no Dimensionamento de Reforços de Pavimentos Flexíveis.** Tese (Doutorado). Universidade do Minho. Guimarães-Portugal, 1999.

PEREIRA, D. **Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis.** Notas de sala de aula. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria-RS, 2008.

PINHEIRO, J. H. M. **Incorporação de Borracha de Pneu em Misturas Asfálticas de Diferentes Granulometrias – Processos Úmido e Seco.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Ceará. Fortaleza-CE, 2004.

PINTO, S. **Estudo do Comportamento a Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 1991.

PREUSSLER, E.S., VALE, A.F., CARVALHO, R.L.E. et. al **Caracterização da Condição Elástica do Subleito.** REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Brasília – DF, 2000.

PREUSSLER, E.S. & PINTO, S. **Pavimentação Rodoviária: Conceitos Fundamentais Sobre Pavimentos Flexíveis.** Editora Copiarte . Rio de Janeiro, 2001.

PROWELL, B. D.; HURLEY, G. C. **Warm-mix asphalt: Best Practices.** Quality Improvement Series 125. Lanham: NATIONAL ASPHALT PAVEMENT ASSOCIATION, 2007.

PERKINS, S. W, **Synthesis of Warm Mix Asphalt Paving Strategies for Use in Montana Highway Construction,** Report N° FHWA/MT-09-009/8117-38, The State of Montana Department of Transportation in cooperation with The U.S Department of Transportation Federal Highway Administration. USA, 2009.

RAO TANGELLA, S.C.S.; CRAUS, J.; DEACON, J.A.; MONISMITH, C.L. **Summary Report on Fatigue Response of Asphalt Mixtures.** SHRP Report n° TM-UCB-A003-89-3. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington-USA, 1990.

REZENDE, L. R. **Técnicas Alternativas para Construção de Bases de Pavimentos Rodoviários**. Dissertação (Mestrado). Universidade Brasília. Brasília – DF, 1999.

Revista Novo Ambiente. Civilizações em movimento. Ano 01, número 02. Edição de julho de 2010.

RIBAS, J. **Avaliação de Desempenho de um Trecho Experimental de Pavimento Flexível Construído com Asfalto Borracha na BR-285/RS**. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí-RS, 2010.

ROCHA FILHO, N. R.; RODRIGUES, R. M. **Estudo de Correlação entre as Deflexões Medidas com a Viga Benkelman e com o Falling Weight Deflectometer**. In: 31º Reunião Anual de Pavimentação. São Paulo, 1998.

RUHL, R. **Lower temperatures: The best for asphalt, bitumen, environment and health and safety**. In: EURASPHALT & EUROBITUME CONGRESS, 4. Copenhagen-Denmark, 2008.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 1ª edição, editora PINI. São Paulo, 1997.

SHELL BITUMEN. **The Shell Bitumen Handbook**. Fifth Edition. Thomas Telford Publishing. London – UK, 2003.

SILVA, R. G. O. **Estudo Laboratorial do Desempenho Mecânico de Misturas Asfálticas com Resíduos Industriais de Minério de Ferro**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto-MG, 2010.

SILVA, P. B. **Estudo em laboratório e em campo de misturas asfálticas SMA 0/8S**. Dissertação (Mestrado). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

SOUSA FILHO, A. C. **Produção de Misturas Asfálticas pela Inserção de Zeólitas**. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Ceará. Fortaleza-CE, 2006.

SOUZA, J.B.; SOLAIMANIAN, M.; WEISSMAN, S.L. **Development and Use of the Repeated Shear Test (Constant Height): An Optional SUPERPAVE Mix Design Tool.** SHRP-A-698. Strategic Highway Research Program. Washington, D.C. – USA., 1994.

SPECHT, L.P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre-RS, 2004.

TEREX ROADBUILDING LATIN AMERICA. **Terex na Estrada.** março de 2011.

CIBER WIRTGEN GROUP. **Usina de Notícias – Novidades em Técnicas e Equipamentos.** junho de 2009.

TONIAL, I.A. **Influência do Envelhecimento do Revestimento Asfáltico na Vida de Fadiga de Pavimentos.** Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2001.

TRICHÊS, G.; FONTES, L.P.T.L.; DAL PAI, C.M. **Procedimentos Técnicos para o Emprego do Cone de Penetração e Investigação de Pavimentos Urbanos.** REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Rio de Janeiro, 2004.

US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION - FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. **ELSYM5 –Interactive Microcomputer Version** - User's Manual for IBM-PC and Compatible Microcomputer Version. 1986.

VILLELA, A.R.A.; MARCON, A.F. **Avaliação Estrutural de Pavimentos Utilizando um Método Simplificado de Retroanálise – Retran - 2CL.** REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Florianópolis, 2001.

WITCZAK, M. W. *et al.* **Simple Performance Test for SUPERPAVE Mix Design.** NCHRP Report 465. Washington – EUA, 2002.

WHITEOAK, D. **“The Shell bitumen handbook”.** 1 ed. Cambridge, 1990

<http://www.meadwestvaco.com>. Acessado em 10 de julho de 2011.

<http://www.rodoviasverdes.com>. Acessado em 25 de março de 2012.

<http://evotherm.typepad.com/blog/2011/04/evotherm-chemistry-101.html>. Acessado em 12 de julho de 2011.

<http://evotherm.typepad.com/blog/2011/04/episode-4-compaction.html>.
Acessado em 15 de setembro de 2011.



ANEXO 01 – INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO
PAVIMENTO E CÁLCULO DO IGG

SEGMENTO $TR_{(1)}$

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																															
Rodovia:	BR-116/PR											Tipo de revestimento:				CBUQ				DATA		CERTIFICADO									
Trecho:	Campo do Tenente											Operador:								27/06/2011											
Sub-trecho:	TR ₍₁₎											ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER																			
ESTACA / Km	Estação	Seção Trançamento	OK	TRINÇAS										AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						Afundamentos em trilha de roda		OBSERVAÇÕES :					
				ISOLADAS						INTERLIGADAS				PLÁSTICO		CONSOLIDADO								TRJ mm	TRE mm						
				FC - 1						FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R								
				FI	TTC	TTL	TLC	TLL	TRR	J	TB	JE	TBE	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)								
(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(2)	(3)	(3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)												
183+020	1																											0	0		
183+040	2																												0	1	
183+060	3																												0	1	
183+080	4																												0	0	
183+100	5																												0	1	
183+120	6																												0	1	
183+140	7																												0	0	
183+160	8																												0	0	
183+180	9																												1	1	
183+200	10																												1	1	
183+220	11																												1	1	
183+240	12																												1	1	
183+260	13																												0	1	
183+280	14																												0	1	
183+300	15																												0	0	
183+320	16																												1	0	
183+340	17																												2	1	
183+360	18																												2	0	
183+380	19																												2	1	
183+400	20																												2	1	
183+420	21																												1	2	
183+440	22																												2	1	
183+460	23																												2	0	
183+480	24																												0	0	
183+500	25																												2	3	
183+520	26																												2	0	

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO

Rodovia:	BR-116/PR		Tipo de revestimento:		CБУQ		DATA		CERTIFICADO																
Trecho:	Campo do Tenente				Operador:		27/06/2011																		
Sub-trecho:	TR ₍₁₎				ESPECIFICAÇÃO: DNIT 005/2003-TER <td colspan="2"></td> <td colspan="2"></td>																				
ESTACA / Km	Estação	Seção Transversagem	OK	TRINCAS						AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						Afundamentos em trilha de roda		OBSERVAÇÕES :			
				ISOLADAS			INTERLIGADAS			PLÁSTICO		CONSOLIDADO								TRI mm	TRE mm				
				FC - 1	FC - 2	FC - 3	ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R									
FI (1)	TTC (1)	TTL (1)	TLC (1)	TLL (1)	TRR (1)	J (2)	TB (2)	JE (3)	TBE (3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)						
183+540	27																						1	0	
183+560	28																						1	1	
183+580	29																						1	1	
183+600	30																						1	0	
183+620	31																						1	0	
183+640	32									x													2	0	
183+660	33									x													1	0	

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVIA: BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data : 27/06/2011	
SUBTRECHO:			Estaca ou KM		Estaca ou KM
TIPO DE REVESTIMENTO: Mistura Asfáltica Morna			183+020		183+660
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .	8	24,24%	0,2	4,8
2	(FC - 2) J , TB	6	18,18%	0,5	9,1
3	(FC -3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP, ALC, ATC	5	15,15%	0,9	13,6
5	O, P e E	2	6,06%	1,0	6,1
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	3,0		4/3 (1)	4,0
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	1,2		1,0 (2)	1,2
N° total de estações inventariadas		33	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		Bom
Índice de gravidade global		39			

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO

Rodovia:	BR-116/PR	Operador:	CBUQ	DATA	25/01/2012	CERTIFICADO																				
Trecho:	Campo do Tenente	Operador:		DATA	25/01/2012	CERTIFICADO																				
Sub-trecho:	TR ₁₁	Operador:	ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER	DATA	25/01/2012	CERTIFICADO																				
ESTACA / Km	Estação	Seção Transversal	OK	TRINCAS							AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						Afundamentos em trilha de roda		OBSERVAÇÕES :			
				ISOLADAS			INTERLIGADAS				PLÁSTICO		CONSOLIDADO								TRI mm	TRE mm				
				FC - 1	FC - 2			FC - 3			ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R	TRI mm	TRE mm				
FI (1)	TTC (1)	TTL (1)	TLC (1)	TLL (1)	TRR (1)	J (2)	TB (2)	JE (3)	TBE (3)	ALP (4)	ATP (4)	ALC (4)	ATC (4)	O (5)	P (5)	E (5)	Ex (6)	D (7)	R (8)	TRI mm	TRE mm					
183+020	1		x																				0	0		
183+040	2		x																					0	1	
183+060	3		x																					0	1	
183+080	4		x																					0	0	
183+100	5		x																					0	1	
183+120	6		x																					0	1	
183+140	7		x																					0	0	
183+160	8		x																					0	0	
183+180	9		x																					1	1	
183+200	10		x																					1	1	
183+220	11		x																					1	1	
183+240	12		x																					1	1	
183+260	13		x																					0	1	
183+280	14		x																					0	1	
183+300	15		x																					0	0	
183+320	16		x																					1	0	
183+340	17		x																					2	1	
183+360	18		x																					2	0	
183+380	19		x																					2	1	
183+400	20		x																					2	1	
183+420	21		x																					1	2	
183+440	22		x																					2	1	
183+460	23		x																					2	0	
183+480	24		x																					0	0	
183+500	25		x																					2	3	
183+520	26		x																					2	0	

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVIA:BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data : 25/01/2012	
SUBTRECHO: _____		_____		Estaca ou KM	
TIPO DE REVESTIMENTO: Mistura Asfáltica Morna				183+020 Estaca ou KM 183+660	
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB	3	9,09%	0,5	4,5
3	(FC - 3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC	2	6,06%	0,9	5,5
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	0,8	0,8	4/3 (1)	1,0
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	0,6	0,6	1,0 (2)	0,6
Nº total de estações inventariadas		33	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		ótimo
Índice de gravidade global		12			

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																										
Rodovia:	BR-116/PR											Tipo de revestimento:				CBUG				DATA		CERTIFICADO				
Trecho:	Campo do Tenente											Operador:								04/07/2012						
Sub-trecho:	TR ₍₁₎											ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER														
ESTACA / Km	Estação	Sinal Transposição	OK	TRINCAS								AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS								Afundamentos em trilha de roda		OBSERVAÇÕES :
				ISOLADAS				INTERLIGADAS				PLÁSTICO		CONSOLIDADO		O	P	E	Ex	D	R	TRI mm	TRE mm			
				FC - 1				FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC											
				FI	TTC	TTL	TLC	TLL	TRR	J	TB	JE	TBE	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)			
(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(2)	(3)	(3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)							
183+020	1		x																			0	0			
183+040	2		x																				0	1		
183+060	3		x																				0	1		
183+080	4		x																				0	0		
183+100	5		x																				0	1		
183+120	6		x																				0	1		
183+140	7		x																				0	0		
183+160	8		x																				0	0		
183+180	9		x																				1	1		
183+200	10		x																				1	1		
183+220	11		x																				2	2		
183+240	12		x																				2	1		
183+260	13		x																				0	1		
183+280	14		x																				0	1		
183+300	15		x																				0	0		
183+320	16		x																				1	0		
183+340	17		x																				2	1		
183+360	18		x																				2	0		
183+380	19		x																				2	1		
183+400	20		x																				2	1		
183+420	21		x																				1	2		
183+440	22		x																				2	1		
183+460	23		x																				2	0		
183+480	24		x																				0	0		
183+500	25		x																				2	3		
183+520	26		x																				2	0		



INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO

Rodovia:	BR-116/PR	Tipo de revestimento:		CBUQ	DATA	04/07/2012	CERTIFICADO																	
Trecho:	Campo do Tenente	Operador:																						
Sub-trecho:	TR ₁₁	ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER																						
ESTACA / Km	Estação	Seção Terminologia	OK	TRINCAS								AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						Afundamentos em trilha de roda		OBSERVAÇÕES :
				ISOLADAS						INTERLIGADAS		PLÁSTICO		CONSOLIDADO								TRI mm	TRE mm	
				FC - 1						FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R	
FI	TTC	TIL	TLC	TLL	TRR	J	TB	JE	TBE	ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R	TRI mm	TRE mm			
(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(2)	(3)	(3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)					
183+540	27		x																			3	0	
183+560	28		x																			1	1	
183+580	29		x																			1	1	
183+600	30							x														1	0	
183+620	31							x														1	0	
183+640	32																					2	0	
183+660	33							x														1	0	

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVIA: BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data :	
SUBTRECHO: _____				Estaca ou KM	Estaca ou KM
TIPO DE REVESTIMENT: Mistura Asfáltica Morna				183+020	183+660
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1, TTC , TTL, TLC , TLL, TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB	3	9,09%	0,5	4,5
3	(FC -3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC	2	6,06%	0,9	5,5
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	0,9	0,9	4/3 (1)	1,1
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	0,7	0,7	1,0 (2)	0,7
Nº total de estações inventariadas		33	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		ótimo
Índice de gravidade global		12			

SEGMENTO TR₍₂₎

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																											
Rodovia:	BR-116/PR										Tipo de revestimento:				CBUQ			DATA		CERTIFICADO							
Trecho:	Campo do Tenente										Operador:							27/06/2011									
Sub-trecho:	TR ₍₂₎										ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER																
ESTACA / Km	Estação	Sitio	Terraplenagem	OK	TRINCAS										AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						TRINCAS RODAS		OBSERVAÇÕES :
					ISOLADAS						INTERLIGADAS				PLASTICO		CONSOLIDADO								TRI mm	TRE mm	
					FC - 1						FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R			
					FI	TTC	TTL	TLC	TLL	TRR	J	TB	JE	TBE	ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R			
(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(2)	(3)	(3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)								
183+680	1																					1	3				
183+700	2																					3	4				
183+720	3																					1	2				
183+740	4												x									1	4				
183+760	5									x												2	1				

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVIA: BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data : 27/06/2011	
SUBTRECHO: _____		_____		Estaca ou KM	
TIPO DE REVESTIMENTO: Mistura Asfáltica Morna		_____		183+680 Estaca ou KM 183+760	
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB	1	20,00%	0,5	10,0
3	(FC - 3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC	1	20,00%	0,9	18,0
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	4,8		4/3 (1)	6,4
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	1,1		1,0 (2)	1,1
N° total de estações inventariadas		5	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		Bom
Índice de gravidade global		35			

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																								
Rodovia:		BR-116/PR								Tipo de revestimento:				CBUQ				DATA		CERTIFICADO				
Trecho:		Campo do Tenente								Operador:								25/01/2012						
Sub-trecho:		TR ₍₂₎								ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER														
ESTACA / Km	Estação	Seção Teraplanagem	OK	TRINCAS								AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						TRINCAS RODAS		OBSERVAÇÕES :
				ISOLADAS				INTERLIGADAS				PLÁSTICO		CONSOLIDADO		O	P	E	Ex	D	R	TRI mm	TRE mm	
				FC - 1								FC - 2		FC - 3										
				FI (1)	TTC (1)	TTL (1)	TLC (1)	TLL (1)	TRR (1)	J (2)	TB (2)	JE (3)	TBE (3)	ALP (4)	ATP (4)									
183+680	1		x																			1	3	
183+700	2		x																			3	4	
183+720	3		x																			1	2	
183+740	4		x																			1	4	
183+760	5		x																			2	1	

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVA: BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data : 25/01/2012	
SUBTRECHO: _____		TIPO DE REVESTIMEN: Mistura Asfáltica Morna		Estaca ou KM 183+680 Estaca ou KM 183+760	
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB			0,5	
3	(FC - 3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC			0,9	
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	2,2	X	4/3 (1)	2,9
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	1,5	X	1,0 (2)	1,5
Nº total de estações inventariadas		5	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		ótimo
Índice de gravidade global		4			

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																													
Rodovia:		BR-116/PR										Tipo de revestimento:				CBUQ				DATA		CERTIFICADO							
Trecho:		Campo do Tenente										Operador:								04/07/2012									
Sub-trecho:		TR(2)										ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER																	
ESTACA / Km	Estação	Seção Triangulação	OK	TRINCAS										AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						TRINCAS RODAS		OBSERVAÇÕES :			
				ISOLADAS						INTERLIGADAS				PLÁSTICO		CONSOLIDADO								TRI mm	TRE mm				
				FC - 1						FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R						
				FI (1)	TTC (1)	TTL (1)	TLC (1)	TLL (1)	TRR (1)	J (2)	TB (2)	JE (3)	TBE (3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)						
183+680	1		x																								1	3	
183+700	2		x																								5	6	
183+720	3		x																								1	2	
183+740	4		x																								1	6	
183+760	5		x																								2	1	

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVIA: BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data :	
SUBTRECHO: _____				Estaca ou KM	Estaca ou KM
TIPO DE REVESTIMENTO: Mistura Asfáltica Morna				183+680	183+760
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB			0,5	
3	(FC - 3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC			0,9	
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	2,8	X	4/3 (1)	3,7
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	4,4	X	1,0 (2)	4,4
N° total de estações inventariadas		5	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		ótimo
Índice de gravidade global		8			

SEGMENTO $TR_{(3)}$

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																								
Rodovia:	BR-116/PR							Tipo de revestimento:				CBUQ				DATA		CERTIFICADO						
Trecho:	Campo do Tenente							Operador:								27/06/2011								
Sub-trecho:	TR(2)							ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER																
ESTACA / Km	Estação	Seção Terminagem	OK	TRINCAS								AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						TRINCAS RODAS		OBSERVAÇÕES :
				ISOLADAS						INTERLIGADAS		PLÁSTICO		CONSOLIDADO								TRI mm	TRE mm	
				FC - 1						FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex			
				FI	TTC	TTL	TLC	TLL	TRR	J	TB	JE	TBE	ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R	
(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(2)	(2)	(3)	(3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)					
183+780	1																				3	0		
183+800	2																				1	0		
183+820	3																				2	0		
183+840	4												x								1	1		
183+860	5									x											0	3		

PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I . G . G .)

RODOVIA: BR-116/PR

TRECHO: Campo do Tenente

Data : 27/06/2011

SUBTRECHO: _____

Estaca ou KM

Estaca ou KM

TIPO DE REVESTIMENMistura Asfáltica Morna

183+780

183+860

ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB	1	20,00%	0,5	10,0
3	(FC - 3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC	1	20,00%	0,9	18,0
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	2,9	X	4/3 (1)	3,9
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	1,2	X	1,0 (2)	1,2
N° total de estações inventariadas		5	Z = IND. GRAVID. = I . G . G .		Bom
Índice de gravidade global		33			

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																													
Rodovia:		BR-116/PR										Tipo de revestimento:				CBUQ			DATA		CERTIFICADO								
Trecho:		Campo do Tenente										Operador:							25/01/2012										
Sub-trecho:		TR ₍₂₎										ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER																	
ESTACA / Km	Estação	Seção Terraplenagem	OK	TRINCAS										AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						TRINCAS RODAS		OBSERVAÇÕES :			
				ISOLADAS						INTERLIGADAS				PLÁSTICO		CONSOLIDADO		O	P	E	Ex	D	R	TRI mm	TRE mm				
				FC - 1						FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC												
				FI (1)	TTC (1)	TTL (1)	TLC (1)	TLL (1)	TRR (1)	J (2)	TB (2)	JE (3)	TBE (3)	(4)	(4)	(4)	(4)										(5)	(5)	(5)
183+780	1		x																								3	0	
183+800	2		x																								1	0	
183+820	3		x																								2	0	
183+840	4		x																								1	1	
183+860	5		x																								0	3	

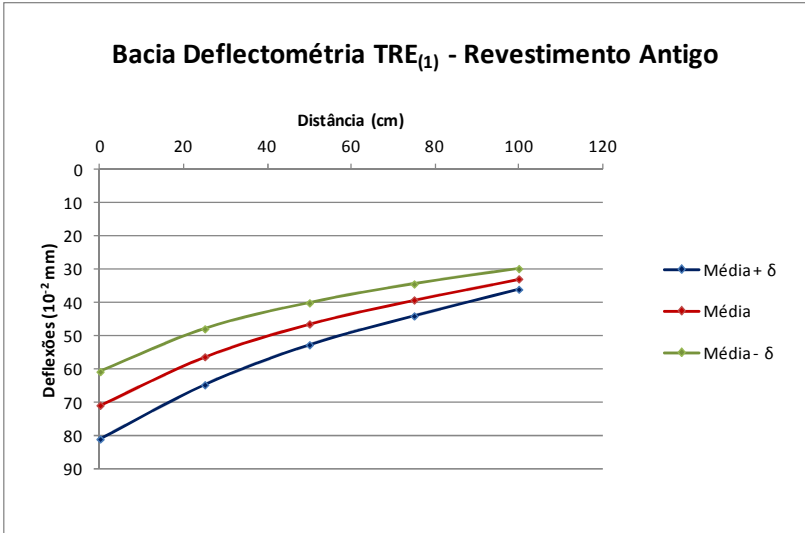
PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVIA: BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data : 25/01/2012	
SUBTRECHO: _____		_____		Estaca ou KM	Estaca ou KM
TIPO DE REVESTIMENTO: Mistura Asfáltica Morna				183+780	183+860
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB			0,5	
3	(FC - 3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC			0,9	
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	1,1	 	4/3 (1)	1,5
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	1,4	 	1,0 (2)	1,4
N° total de estações inventariadas		5	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		ótimo
Índice de gravidade global		3			

INVENTÁRIO DO ESTADO DA SUPERFÍCIE DO PAVIMENTO																								
Rodovia:	BR-116/PR						Tipo de revestimento:				CBUQ				DATA		CERTIFICADO							
Trecho:	Campo do Tenente						Operador:								04/07/2012									
Sub-trecho:	TR ₍₂₎						ESPECIFICAÇÃO : DNIT 005/2003-TER <td colspan="4"></td> <td colspan="2"></td> <td colspan="2"></td>																	
ESTACA / Km	Estação	Seção Terminologia	OK	TRINÇAS								AFUNDAMENTOS				OUTROS DEFEITOS						TRINÇAS RODAS		OBSERVAÇÕES :
				ISOLADAS				INTERLIGADAS				PLÁSTICO		CONSOLIDADO								TRI mm	TRE mm	
				FC - 1		FC - 2		FC - 3		ALP	ATP	ALC	ATC	O	P	E	Ex	D	R					
FI (1)	TTC (1)	TTL (1)	TLC (1)	TLL (1)	TRR (1)	J (2)	TB (2)	JE (3)	TBE (3)	(4)	(4)	(4)	(4)	(5)	(5)	(5)	(6)	(7)	(8)					
183+780	1		x																	5	0			
183+800	2		x																		1	0		
183+820	3		x																		2	0		
183+840	4		x																		1	1		
183+860	5		x																		0	3		

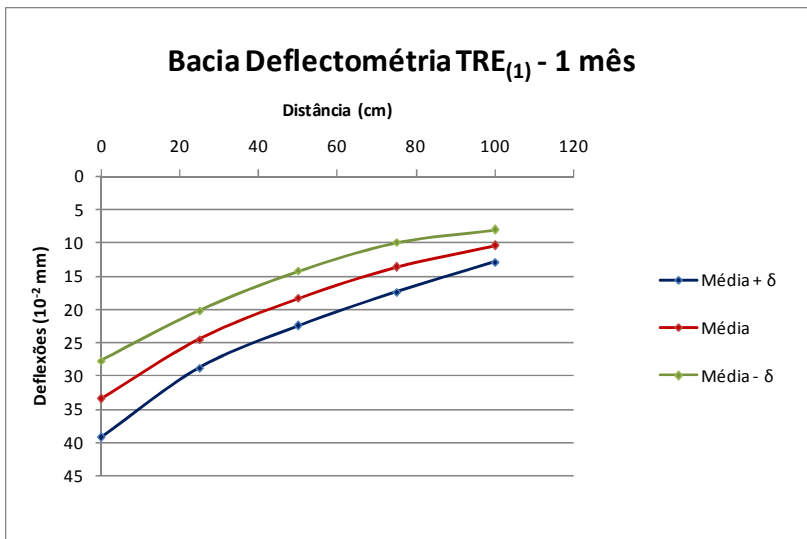
PLANILHA DE CÁLCULO DO ÍNDICE DE GARVIDADE GLOBAL (I. G. G.)					
RODOVIA: BR-116/PR		TRECHO: Campo do Tenente		Data :	
SUBTRECHO: _____		TIPO DE REVESTIMENTO: Mistura Asfáltica Morna		Estaca ou KM 183+780	Estaca ou KM 183+860
ITEM	NATUREZA DO DEFEITO	Frequência Absoluta	Frequência Relativa	Coefficiente de Ponderação	Índice de Gravidade Individual
1	(F C-1) F 1 , TTC , TTL , TLC , TLL , TRR .			0,2	
2	(FC - 2) J , TB			0,5	
3	(FC - 3) JE , TBE			0,8	
4	ALP , ATP , ALC , ATC			0,9	
5	O e P			1,0	
6	Ex			0,5	
7	D			0,3	
8	R			0,6	
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	1,3	X	4/3 (1)	1,7
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em mm nas TRI e TREE	2,7	X	1,0 (2)	2,7
N° total de estações inventariadas		5	Z = IND. GRAVID. = I. G. G.		ótimo
Índice de gravidade global		4			

ANEXO 02 – BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS MÉDIAS MEDIDAS EM CAMPO

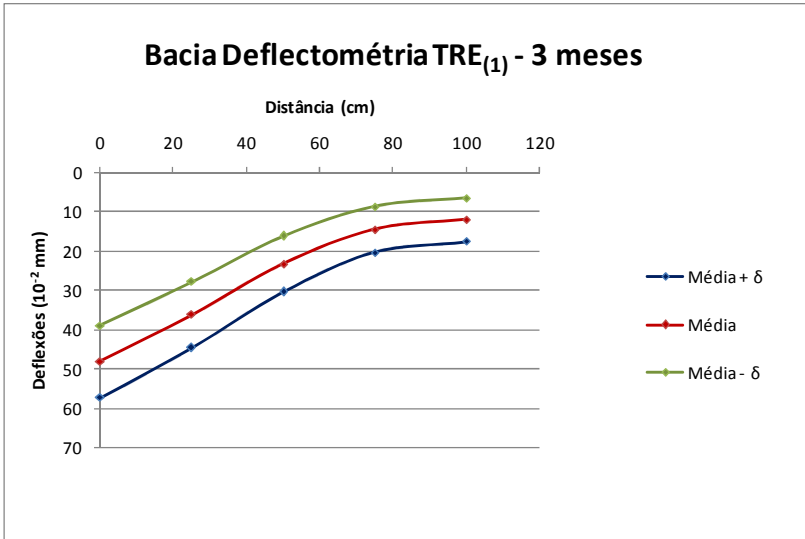
SEGMENTO $TR_{(1)}$



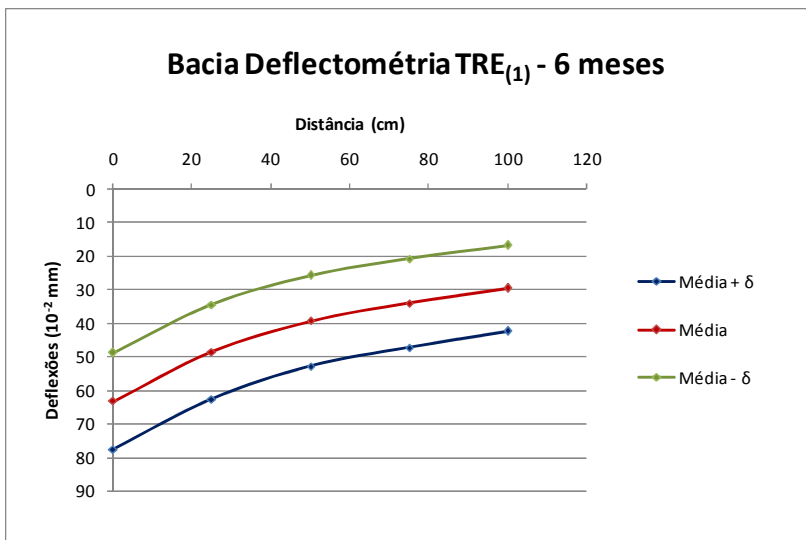
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Béknelman - TRE ₍₁₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	81,0	64,7	52,7	44,0	36,0	191,4
Média	70,9	56,3	46,4	39,2	32,9	214,2
Média - δ	60,7	47,9	40,1	34,4	29,8	243,2
Desvio Padrão (δ)	10,1	8,4	6,3	4,8	3,1	-



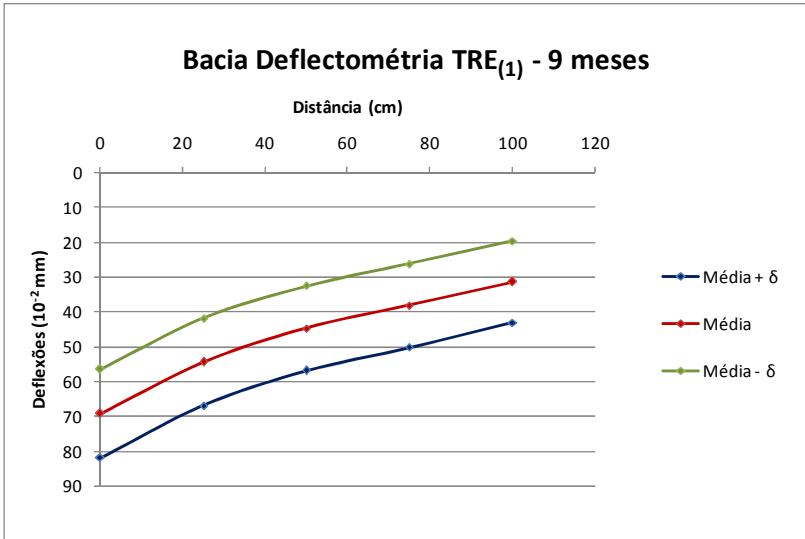
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₁₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	39,3	28,8	22,5	17,4	12,9	299,0
Média	33,5	24,5	18,4	13,7	10,5	347,2
Média - δ	27,7	20,2	14,3	10,0	8,1	414,0
Desvio Padrão (δ)	5,8	4,3	4,1	3,7	2,4	-



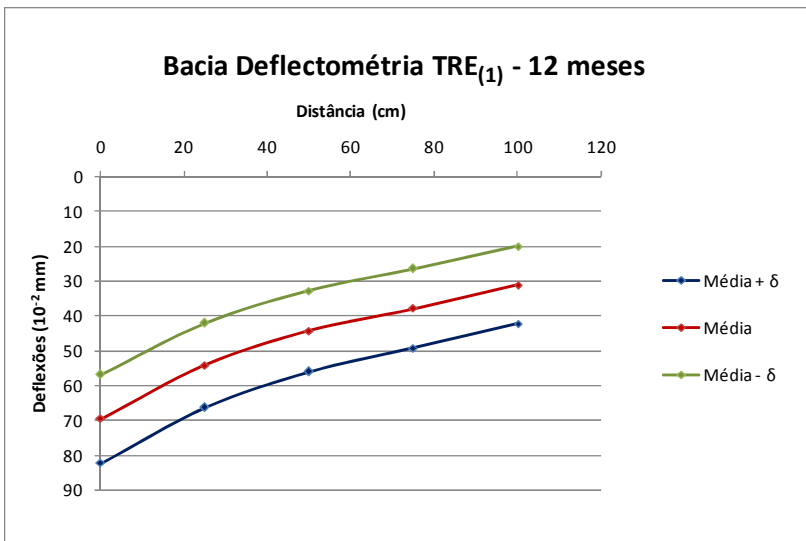
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₁₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	57,2	44,5	30,3	20,3	17,5	245,9
Média	48,0	36,1	23,2	14,5	12	262,2
Média - δ	38,8	27,7	16,1	8,7	6,5	280,7
Desvio Padrão (δ)	9,2	8,4	7,1	5,8	5,5	-



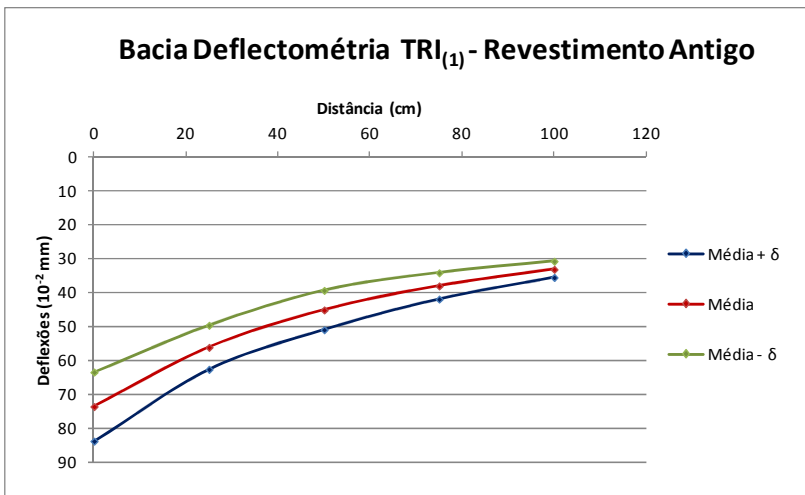
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₁₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	77,5	62,6	52,8	47,2	42,4	210,0
Média	63,2	48,5	39,3	34	29,6	212,9
Média - δ	48,9	34,4	25,8	20,8	16,8	215,9
Desvio Padrão (δ)	14,3	14,1	13,5	13,2	12,8	-



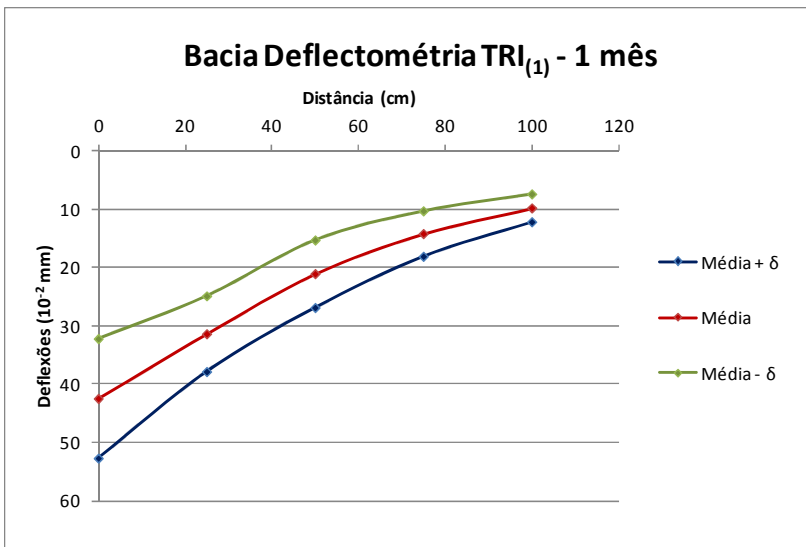
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₁₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	81,9	66,9	56,9	50,2	43,1	208,4
Média	69,2	54,4	44,7	38,2	31,4	210,9
Média - δ	56,5	41,9	32,5	26,2	19,7	213,5
Desvio Padrão (δ)	12,7	12,5	12,2	12	11,7	-



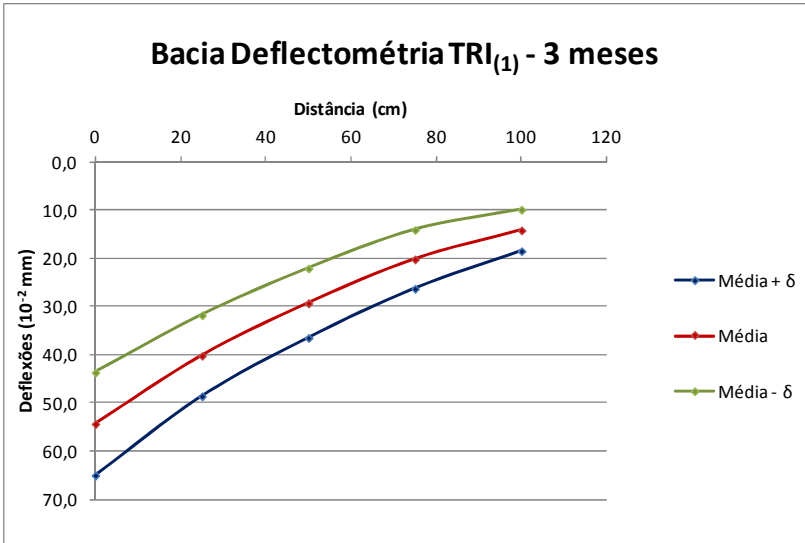
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₁₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	82,3	66,3	56,0	49,3	42,3	195,6
Média	69,6	54,2	44,4	37,9	31,2	203,5
Média - δ	56,8	42,1	32,8	26,5	20,1	212,0
Desvio Padrão (δ)	12,7	12,1	11,6	11,4	11,1	-



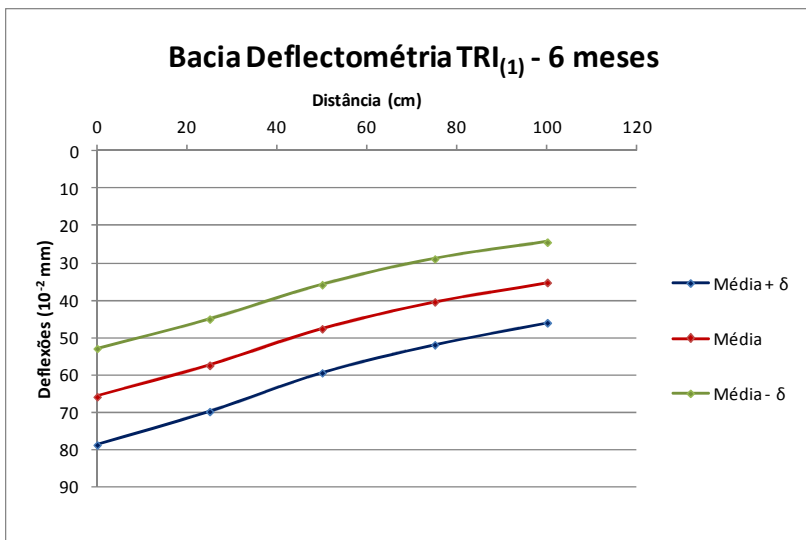
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₁₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	83,9	62,7	51,0	42,0	35,6	147,8
Média	73,7	56,2	45,2	38,1	33,2	178,8
Média - δ	63,5	49,7	39,4	34,2	30,8	226,4
Desvio Padrão (δ)	10,2	6,5	5,8	3,9	2,4	-



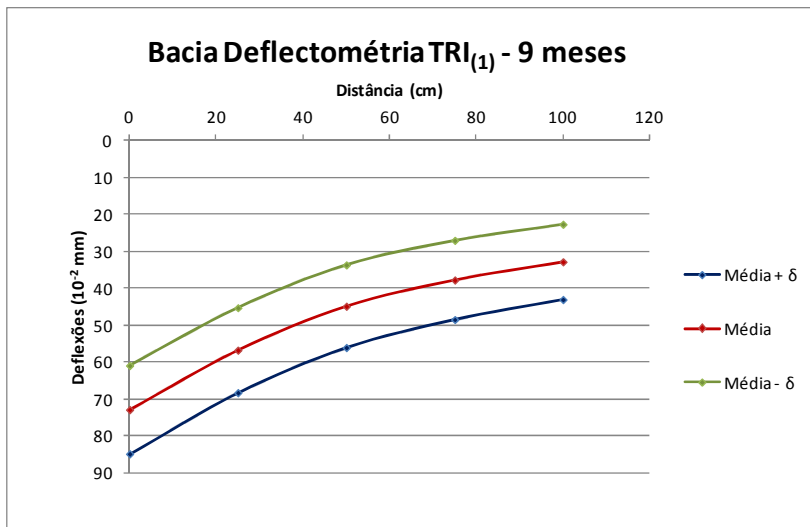
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₁₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	52,7	37,9	26,9	18,1	12,2	210,4
Média	42,5	31,4	21,1	14,2	9,8	281,5
Média - δ	32,3	24,9	15,3	10,3	7,4	425,1
Desvio Padrão (δ)	10,2	6,5	5,8	3,9	2,4	-



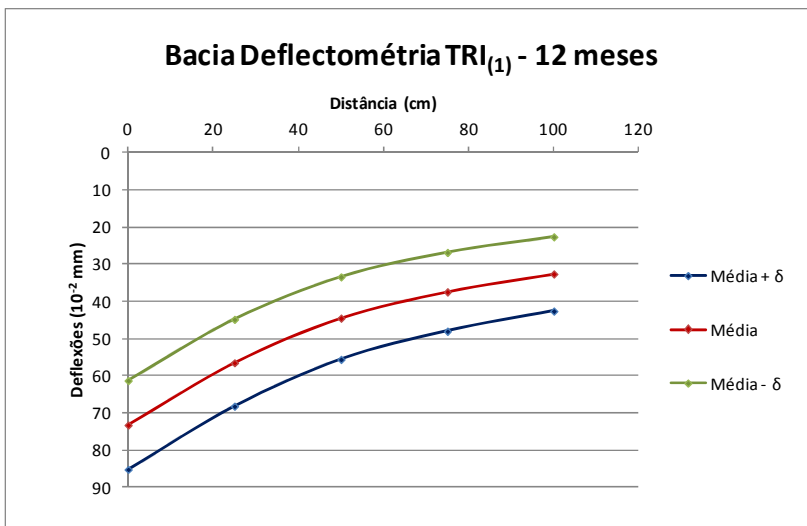
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₁₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	65,0	48,6	36,5	26,3	18,5	190,4
Média	54,3	40,2	29,3	20,2	14,2	221,0
Média - δ	43,7	31,8	22,1	14,1	9,9	263,4
Desvio Padrão (δ)	10,7	8,4	7,2	6,1	4,3	-



Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₁₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	78,7	69,8	59,4	51,9	46,0	349,8
Média	65,8	57,4	47,6	40,4	35,2	371,7
Média - δ	52,9	45,0	35,8	28,9	24,4	396,5
Desvio Padrão (δ)	12,9	12,4	11,8	11,5	10,8	-

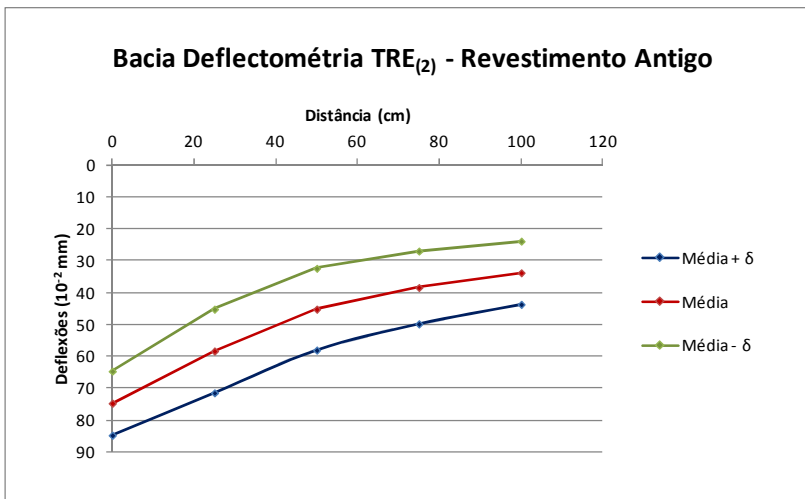


Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₁₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	84,7	68,2	56,0	48,4	43,0	188,9
Média	72,8	56,7	44,8	37,7	32,8	194,1
Média - δ	60,9	45,2	33,6	27,0	22,6	199,6
Desvio Padrão (δ)	11,9	11,5	11,2	10,7	10,2	-

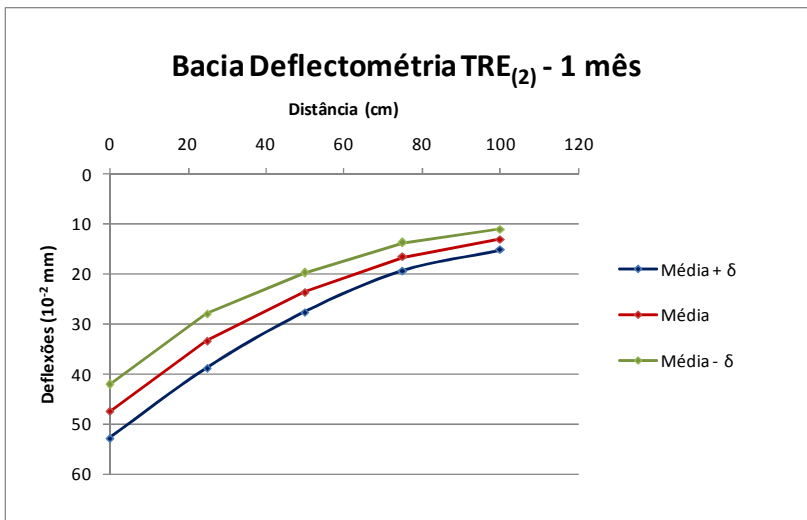


Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₁₎							
Valores	D0	D25	D50	D75	D100		Raio de Curvatura
Média + δ	85,2	68,2	55,6	48,0	42,6		184,0
Média	73,2	56,5	44,5	37,4	32,6		186,6
Média - δ	61,3	44,8	33,4	26,8	22,6		189,3
Desvio Padrão (δ)	11,9	11,7	11,1	10,6	10		-

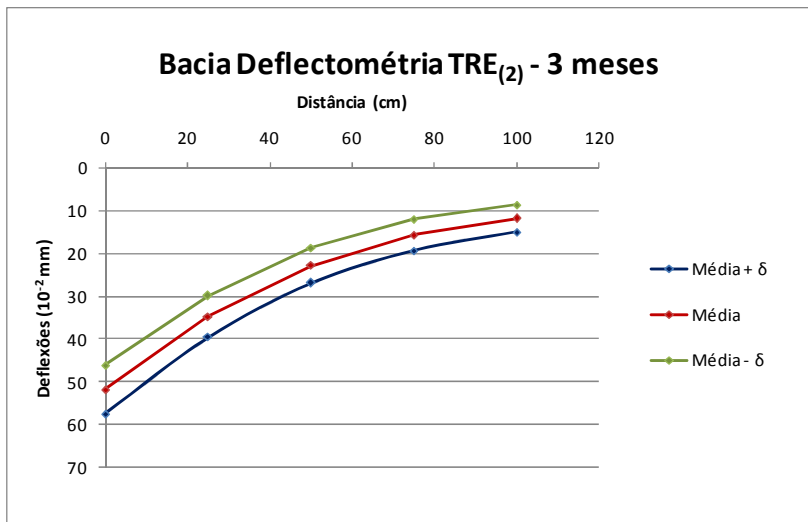
SEGMENTO TR₍₂₎



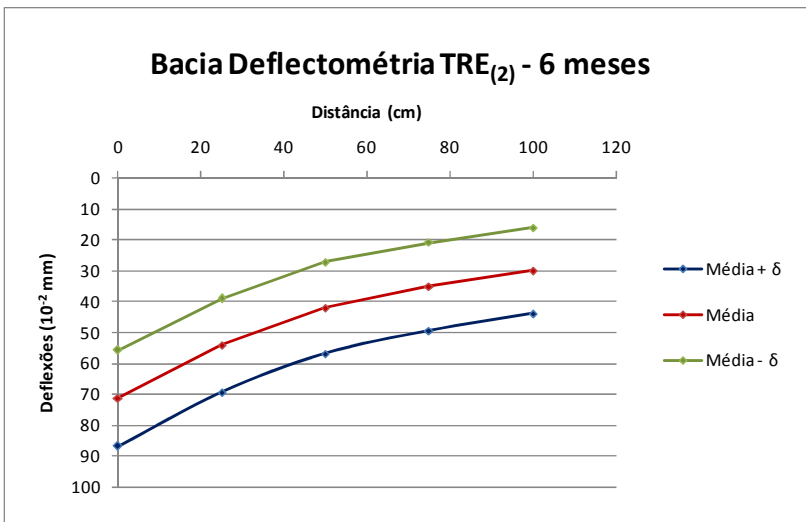
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₂₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	84,69	71,40	58,00	49,80	43,70	235,2
Média	74,64	58,30	45,20	38,40	33,80	191,2
Média - δ	64,59	45,20	32,40	27,00	23,90	161,1
Desvio Padrão (δ)	10,05	13,10	12,80	11,40	9,90	-



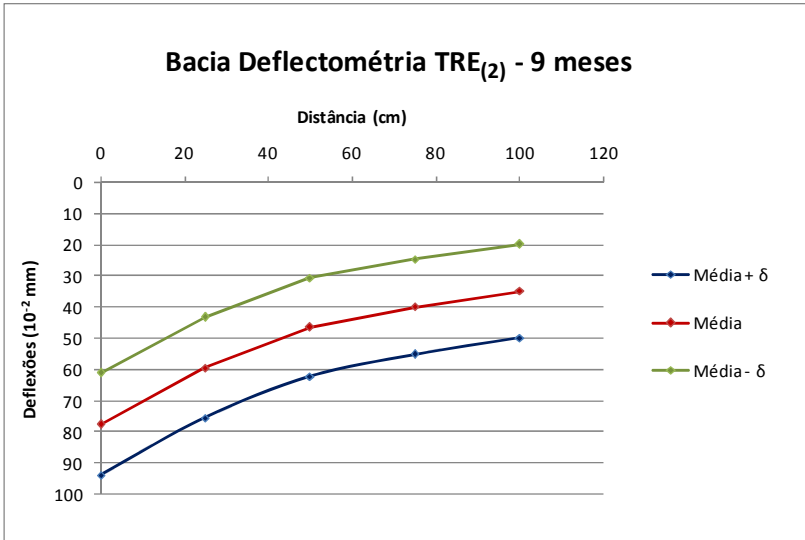
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₂₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	52,81	38,80	27,60	19,40	15,15	223,0
Média	47,50	33,40	23,70	16,60	13,10	221,6
Média - δ	42,19	28,00	19,80	13,80	11,05	220,2
Desvio Padrão (δ)	5,31	5,40	3,90	2,80	2,05	-



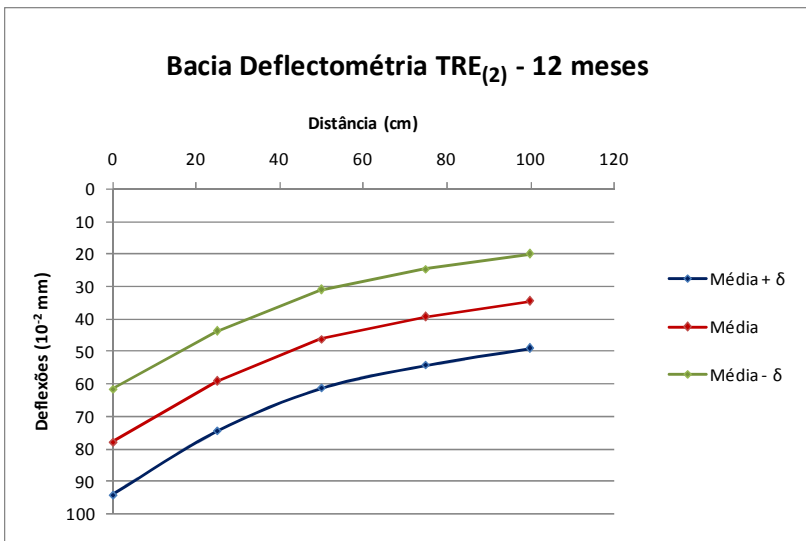
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₂₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	57,43	39,50	26,90	19,40	15,00	174,3
Média	51,76	34,70	22,80	15,70	11,80	183,2
Média - δ	46,09	29,90	18,70	12,00	8,60	193,0
Desvio Padrão (δ)	5,67	4,80	4,10	3,70	3,20	-



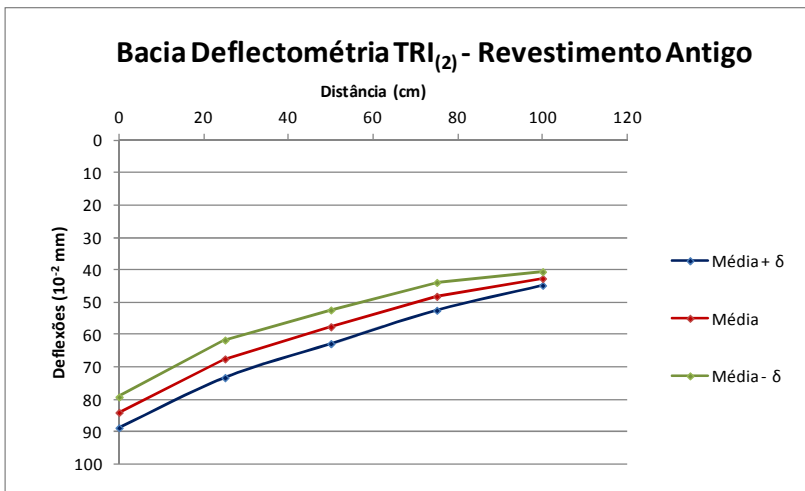
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₂₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	86,91	69,40	56,90	49,50	44,00	178,5
Média	71,44	54,30	42,20	35,30	30,20	182,3
Média - δ	55,96	39,20	27,50	21,10	16,40	186,4
Desvio Padrão (δ)	15,47	15,10	14,70	14,20	13,80	-



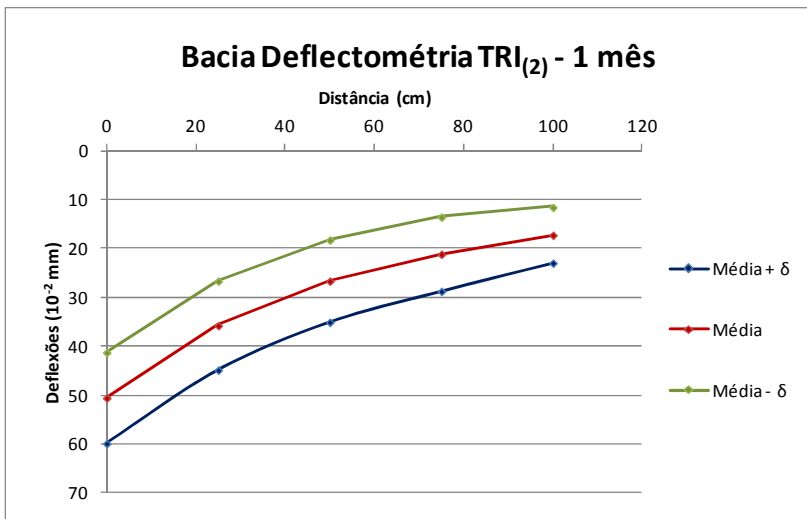
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₂₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	93,79	75,40	62,20	55,10	49,80	170,0
Média	77,42	59,30	46,40	39,80	34,80	172,5
Média - δ	61,05	43,20	30,60	24,50	19,80	175,1
Desvio Padrão (δ)	16,37	16,10	15,80	15,30	15,00	-



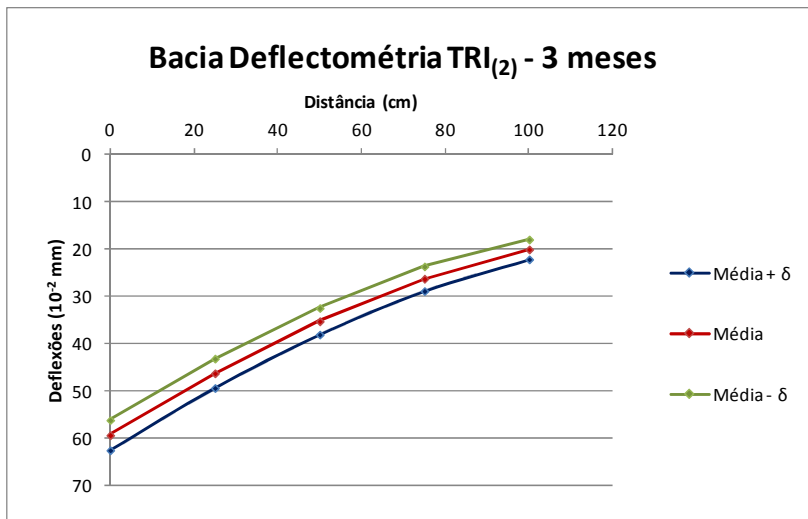
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₂₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	94,11	74,50	61,30	54,30	49,20	159,4
Média	77,88	59,20	46,20	39,50	34,70	167,3
Média - δ	61,65	43,90	31,10	24,70	20,20	176,0
Desvio Padrão (δ)	16,23	15,30	15,10	14,80	14,50	-



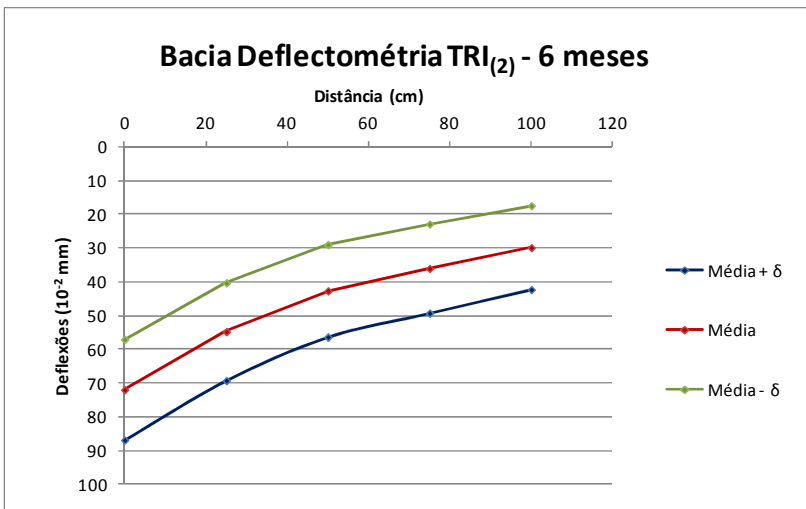
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₂₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	88,8	73,3	62,8	52,5	44,8	201,8
Média	84,0	67,5	57,6	48,2	42,7	189,0
Média - δ	79,3	61,7	52,4	43,9	40,6	177,8
Desvio Padrão (δ)	4,8	5,8	5,2	4,3	2,1	-



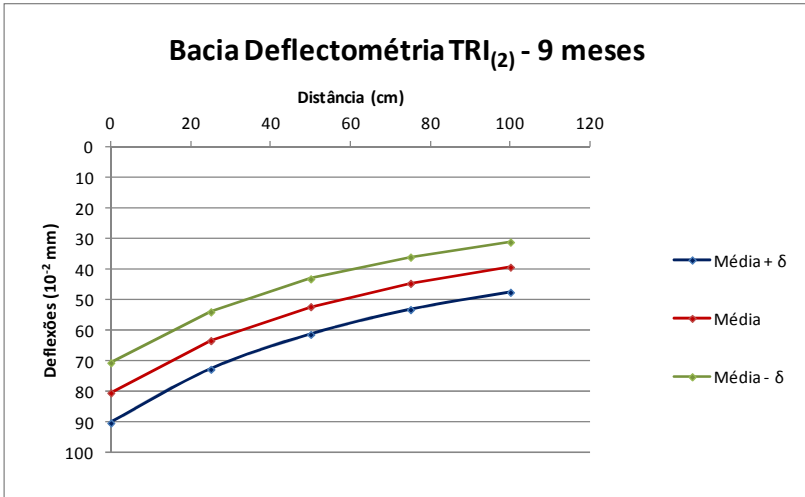
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₂₎							
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura	
Média + δ	59,8	44,8	35,0	28,7	22,9	208,2	
Média	50,5	35,7	26,6	21,1	17,2	211,1	
Média - δ	41,2	26,6	18,2	13,5	11,5	214,2	
Desvio Padrão (δ)	9,3	9,1	8,4	7,6	5,7	-	



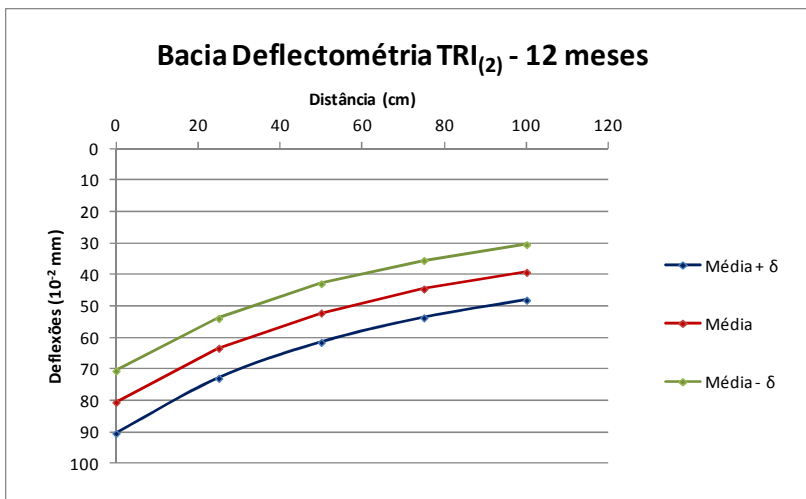
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₂₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	62,5	49,3	38,0	28,8	22,1	237,2
Média	59,3	46,2	35,2	26,2	20	238,9
Média - δ	56,1	43,1	32,4	23,6	17,9	240,6
Desvio Padrão (δ)	3,2	3,1	2,8	2,6	2,1	-



Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₂₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	86,8	69,2	56,3	49,2	42,2	177,3
Média	71,9	54,7	42,6	36	29,8	181,7
Média - δ	57,0	40,2	28,9	22,8	17,4	186,3
Desvio Padrão (δ)	14,9	14,5	13,7	13,2	12,4	-

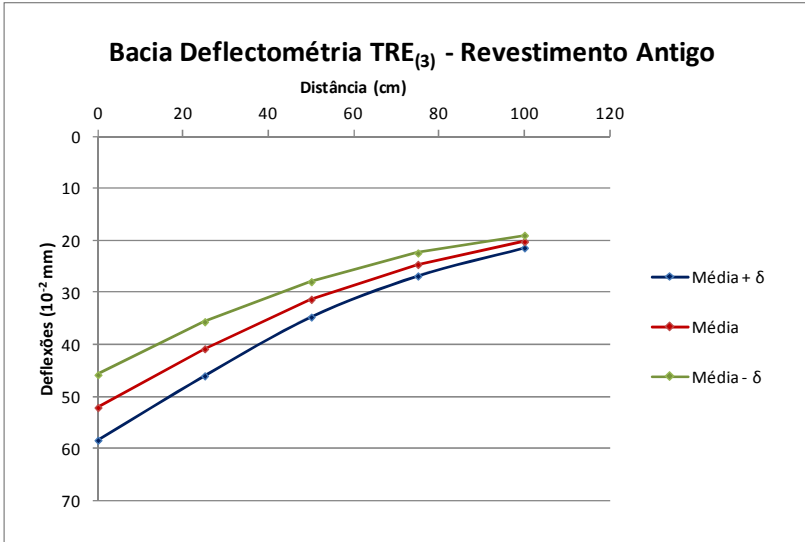


Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₂₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	90,2	72,6	61,2	53,1	47,4	177,8
Média	80,3	63,2	52,1	44,5	39,2	182,7
Média - δ	70,4	53,8	43,0	35,9	31,0	187,7
Desvio Padrão (δ)	9,9	9,4	9,1	8,6	8,2	-

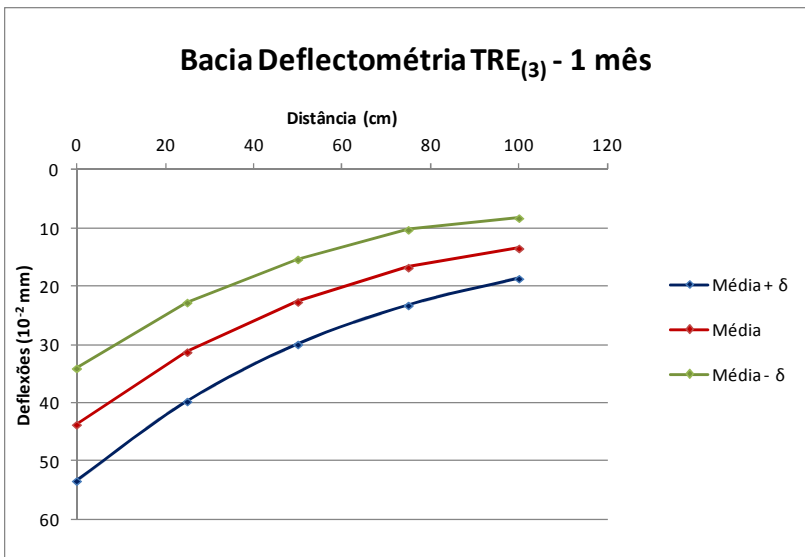


Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₂₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	90,4	72,9	61,5	53,7	48,1	178,2
Média	80,5	63,4	52,2	44,6	39,3	182,5
Média - δ	70,6	53,9	42,9	35,5	30,5	187,0
Desvio Padrão (δ)	9,9	9,5	9,3	9,1	8,8	-

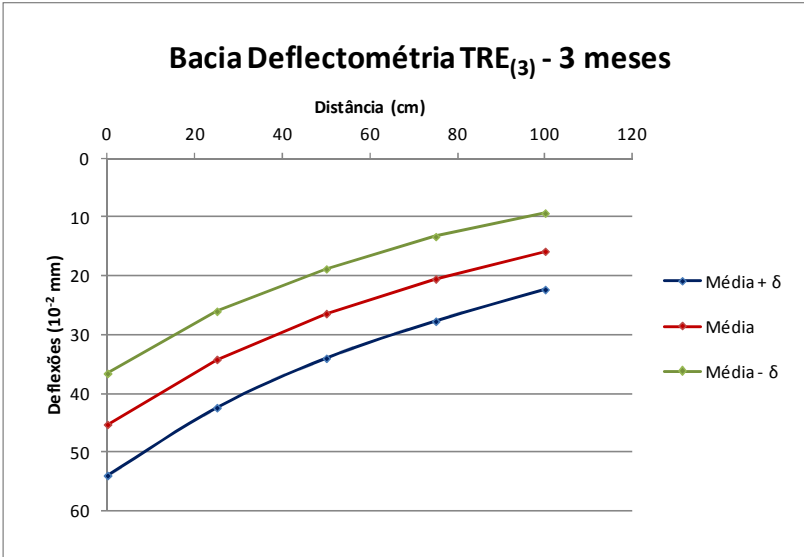
SEGMENTO $TR_{(3)}$



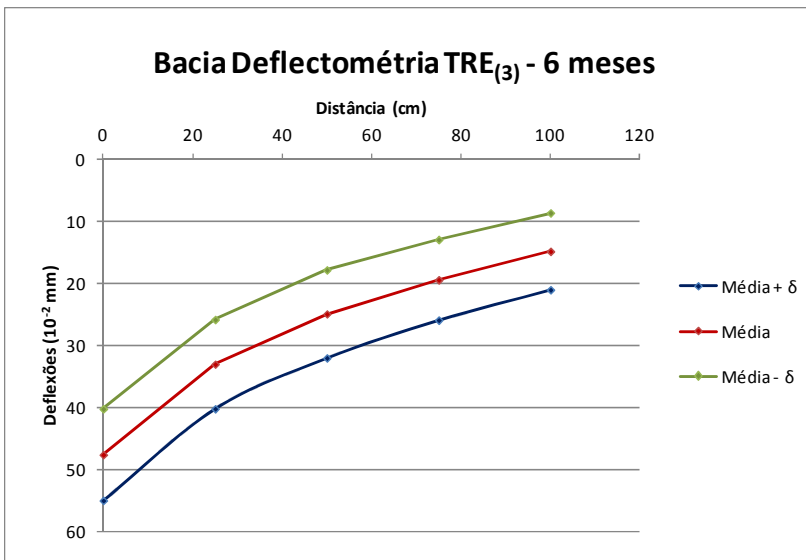
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₃₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	58,35	46,00	34,70	26,80	21,40	252,9
Média	52,07	40,80	31,30	24,60	20,20	277,3
Média - δ	45,78	35,60	27,90	22,40	19,00	307,0
Desvio Padrão (δ)	6,29	5,20	3,40	2,20	1,20	-



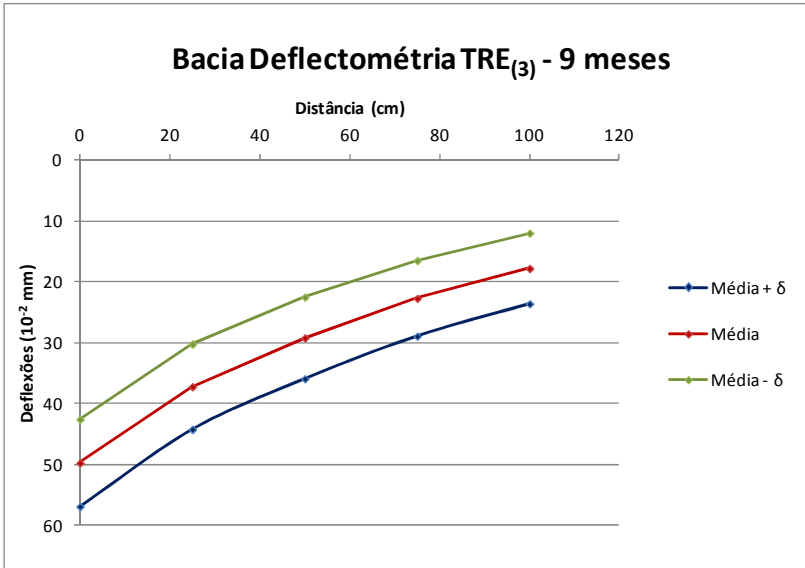
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₃₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	53,34	39,70	29,90	23,20	18,60	229,1
Média	43,67	31,20	22,60	16,70	13,40	250,6
Média - δ	34,00	22,70	15,30	10,20	8,20	276,5
Desvio Padrão (δ)	9,67	8,50	7,30	6,50	5,20	-



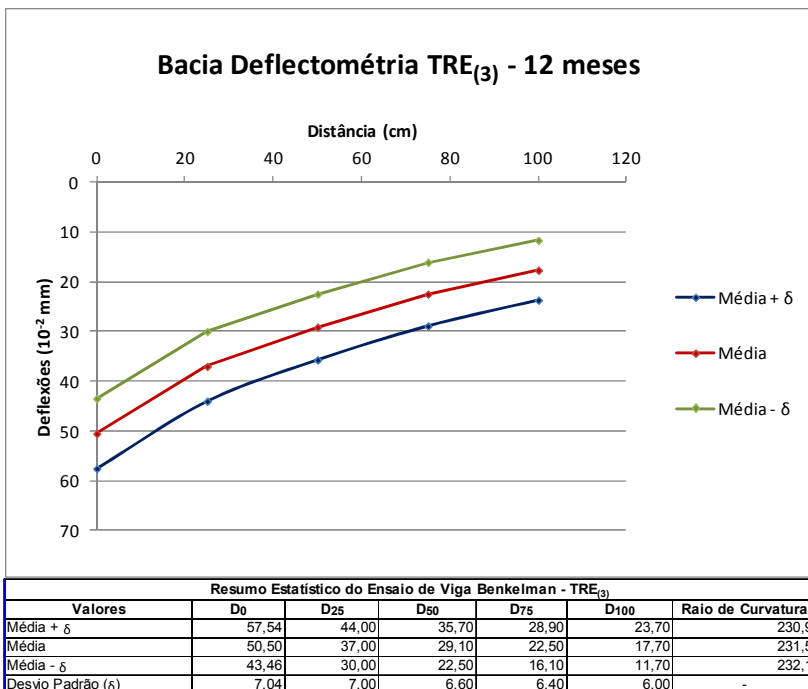
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₃₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	53,94	42,40	34,00	27,70	22,30	270,7
Média	45,26	34,20	26,40	20,50	15,80	282,5
Média - δ	36,58	26,00	18,80	13,30	9,30	295,5
Desvio Padrão (δ)	8,68	8,20	7,60	7,20	6,50	-



Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₃₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	54,99	40,20	32,00	25,90	21,00	211,3
Média	47,60	33,00	24,90	19,40	14,80	214,0
Média - δ	40,21	25,80	17,80	12,90	8,60	216,8
Desvio Padrão (δ)	7,39	7,20	7,10	6,50	6,20	-

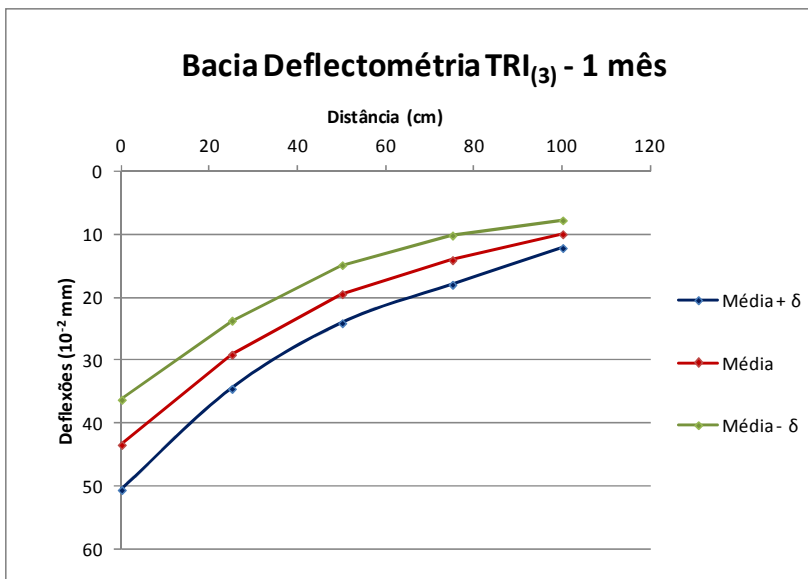


Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRE ₍₃₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	56,86	44,20	35,90	28,90	23,60	246,9
Média	49,70	37,20	29,20	22,70	17,80	250,0
Média - δ	42,54	30,20	22,50	16,50	12,00	253,1
Desvio Padrão (δ)	7,16	7,00	6,70	6,20	5,80	-

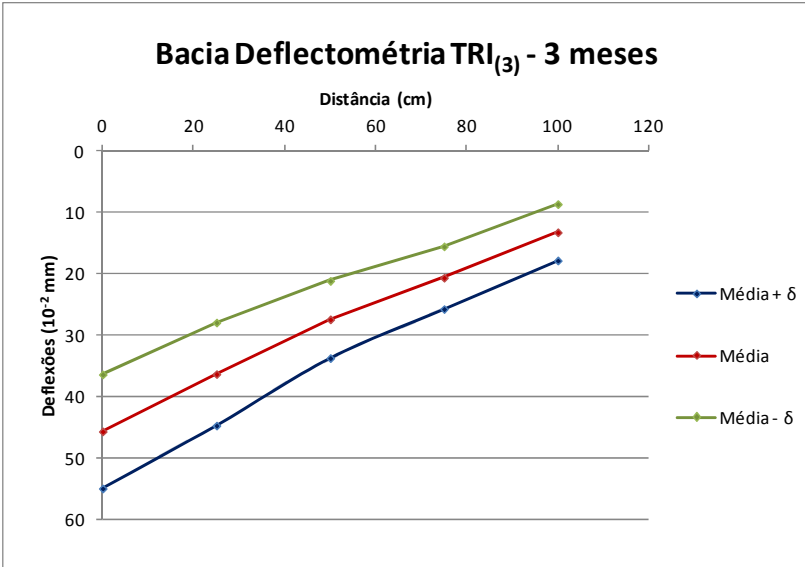




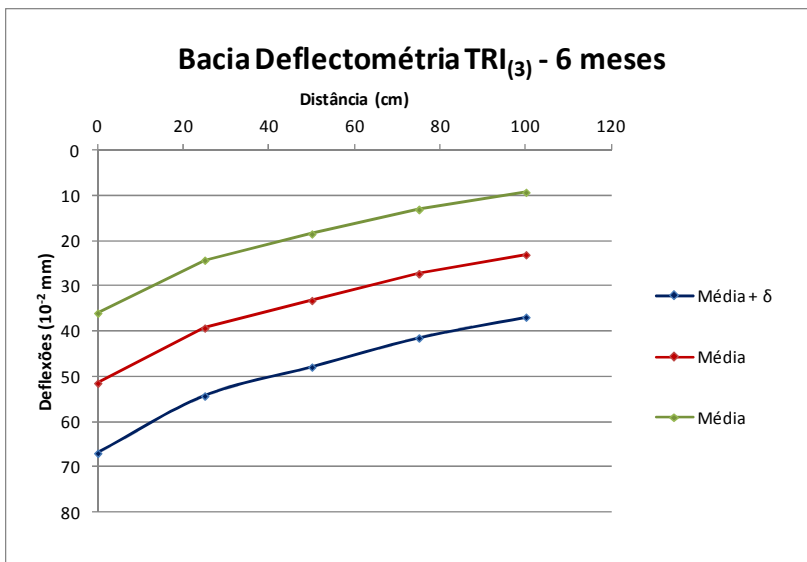
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₃₎							
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura	
Média + δ	73,4	59,4	48,7	41,5	36,0	222,5	
Média	69,2	57,2	46,9	40,1	34,8	259,4	
Média - δ	65,0	55,0	45,1	38,7	33,6	311,0	
Desvio Padrão (δ)	4,2	2,2	1,8	1,4	1,2	-	



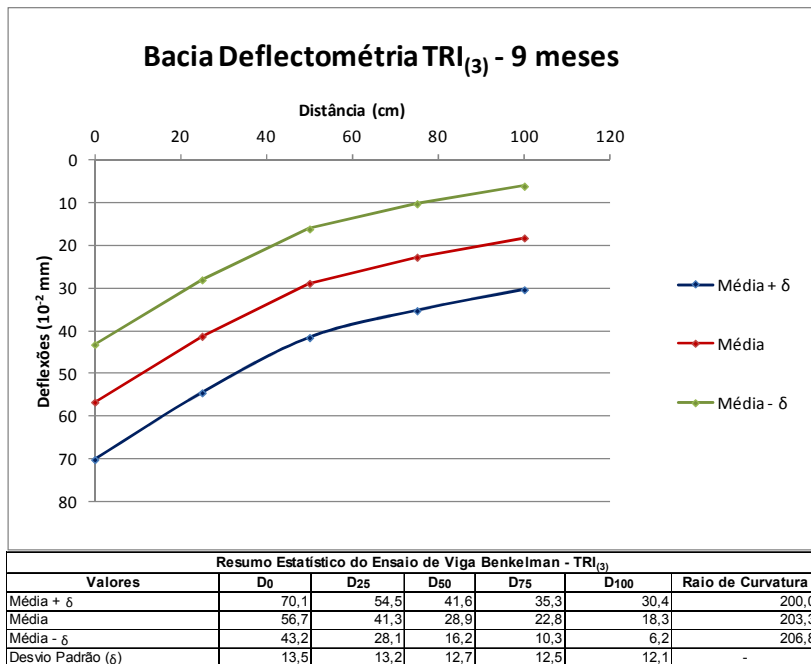
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₃₎							
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura	
Média + δ	50,6	34,5	24,1	18,0	12,2	194,7	
Média	43,4	29,1	19,5	14,1	10	218,5	
Média - δ	36,2	23,7	14,9	10,2	7,8	249,0	
Desvio Padrão (δ)	7,2	5,4	4,6	3,9	2,2	-	

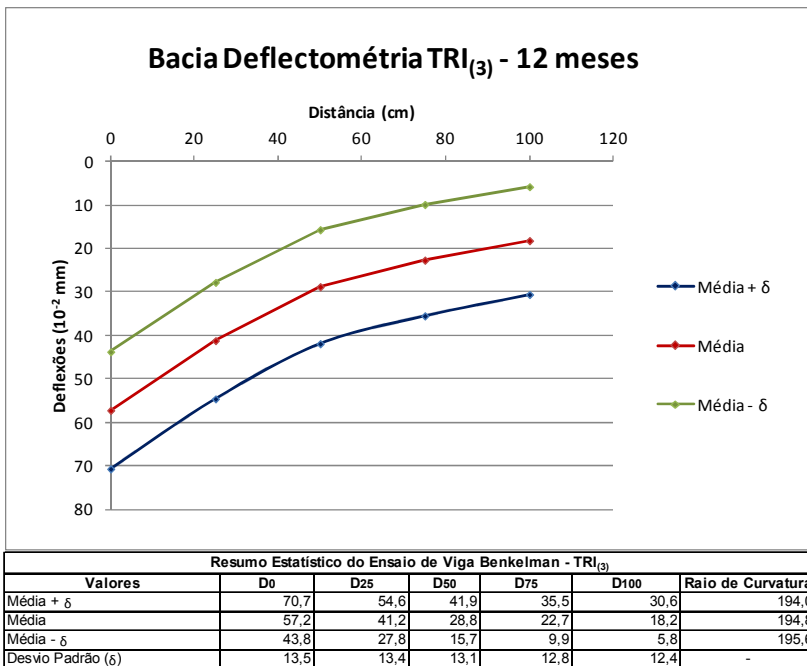


Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₃₎						
Valores	D ₀	D ₂₅	D ₅₀	D ₇₅	D ₁₀₀	Raio de Curvatura
Média + δ	55,0	44,7	33,7	25,7	17,8	304,8
Média	45,7	36,3	27,4	20,6	13,2	333,9
Média - δ	36,4	27,9	21,1	15,5	8,6	369,1
Desvio Padrão (δ)	9,3	8,4	6,3	5,1	4,6	-



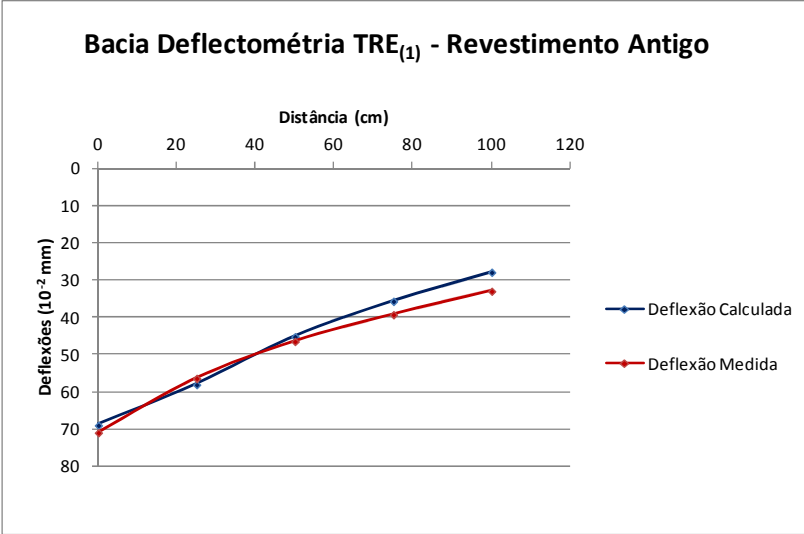
Resumo Estatístico do Ensaio de Viga Benkelman - TRI ₍₃₎						
Valores	D0	D25	D50	D75	D100	Raio de Curvatura
Média + δ	67,0	54,3	47,9	41,5	36,9	247,0
Média	51,5	39,3	33,2	27,3	23,1	256,7
Média - δ	36,0	24,3	18,5	13,1	9,3	267,2
Desvio Padrão (δ)	15,5	15	14,7	14,2	13,8	-





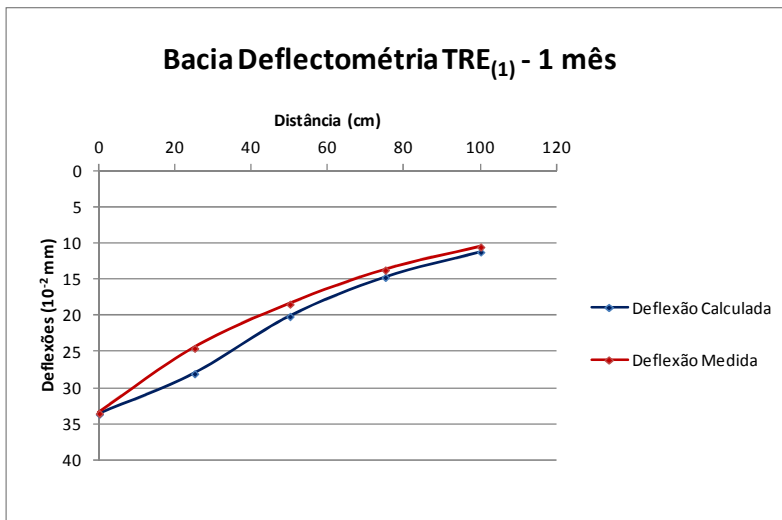
ANEXO 03 – BACIAS DEFLECTOMÉTRICAS MEDIDAS E
CALCULADAS

SEGMENTO TR₍₁₎



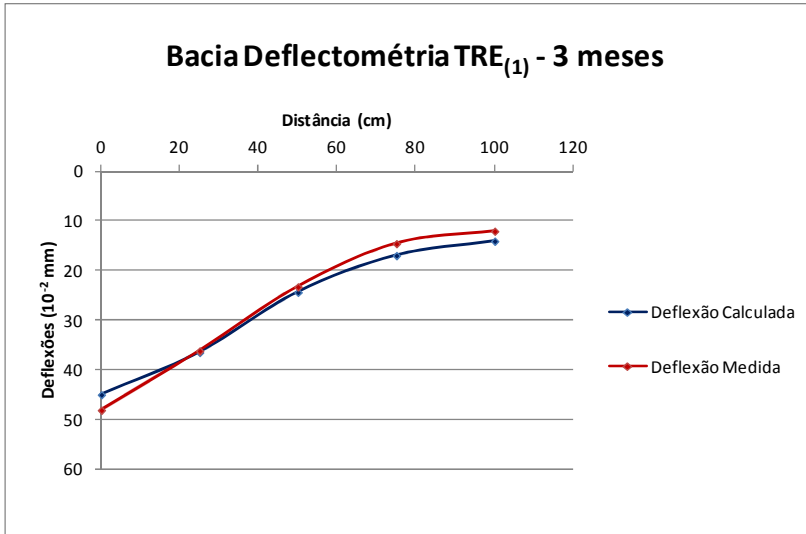
Camada	MPa
CBUQ (novo)	5.880
CBUQ (antigo)	5.880
214,2118251	108
Bica corrida 2"	88
Subleito	39

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₁₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	68,9	58,0	45,1	35,6	27,8
Deflexão Medida	70,9	56,3	46,4	39,2	32,9
ε (%)	2,8	3,0	2,8	9,2	15,5
RMS (%)	8,4				



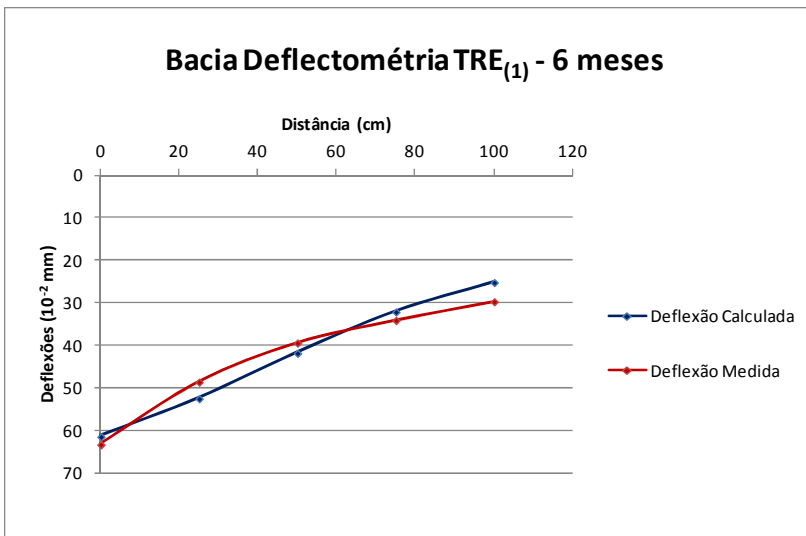
Camada	MPa
CBUQ (novo)	7.383
CBUQ (antigo)	5.880
Brita Graduada	196
Bica corrida 2"	157
Subleito	98

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₁₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	33,6	28,0	20,1	14,7	11,2
Deflexão Medida	33,5	24,5	18,4	13,7	10,5
ϵ (%)	0,3	14,3	9,2	7,3	6,7
RMS (%)	8,8				



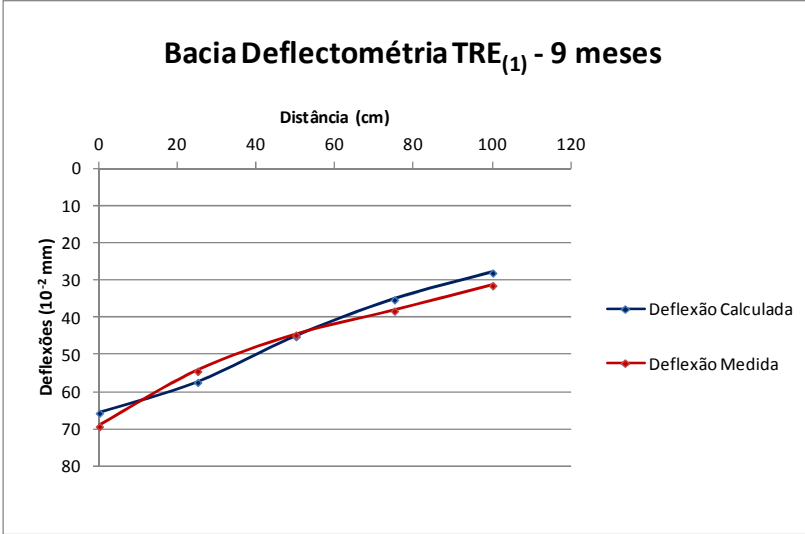
Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.274
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	147
Bica corrida 2"	98
Subleito	78

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₁₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	44,9	36,4	24,3	16,9	14,0
Deflexão Medida	48,0	36,1	23,2	14,5	12
ϵ (%)	6,5	0,8	4,7	16,6	16,7
RMS (%)	11,1				



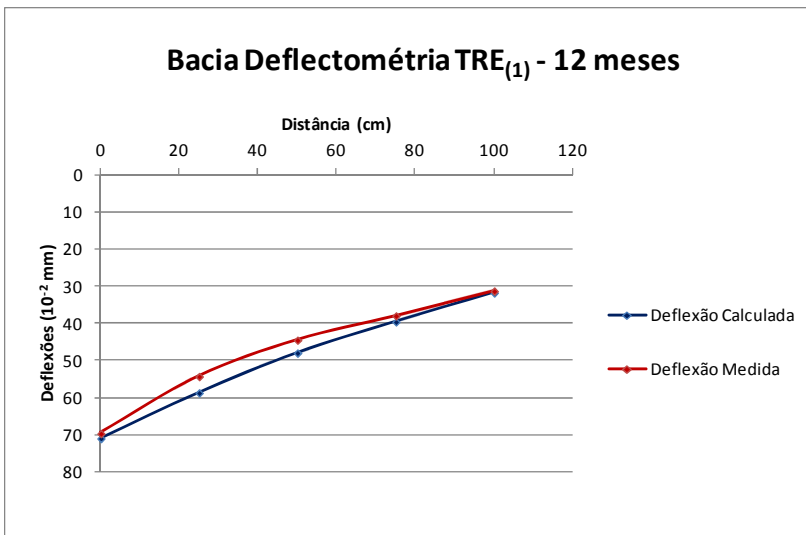
Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.367
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	118
Bica corrida 2"	78
Subleito	44

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₁₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	61,3	52,4	41,7	32,0	25,1
Deflexão Medida	63,2	48,5	39,3	34,0	29,6
ϵ (%)	3,0	8,0	6,1	5,9	15,2
RMS (%)	8,7				



Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.875
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	108
Bica corrida 2"	78
Subleito	39

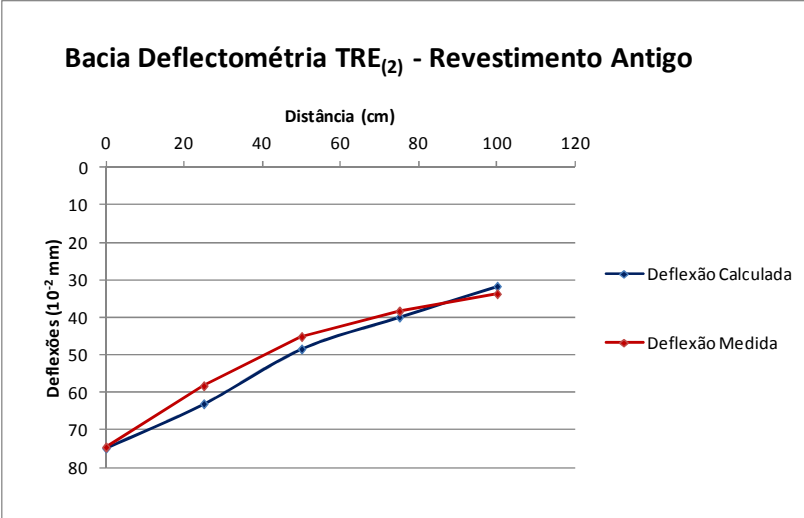
Deflexão medida e calculada - TRE ₍₁₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	65,6	57,4	45,1	35,2	28,0
Deflexão Medida	69,2	54,4	44,7	38,2	31,4
ε (%)	5,2	5,5	0,9	7,9	10,8
RMS (%)	6,9				



Camada	MPa
CBUQ (novo)	9.341
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	98
Bica corrida 2"	78
Subleito	34

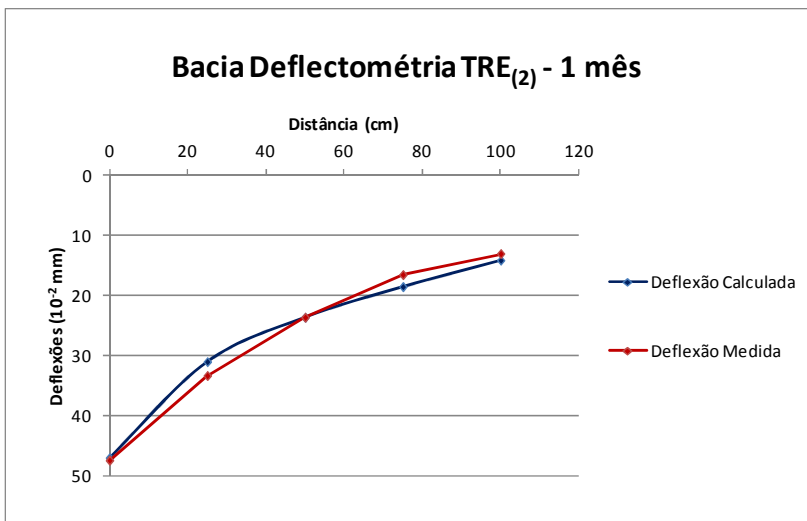
Deflexão medida e calculada - TRE ₍₁₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	70,9	58,6	47,9	39,5	31,7
Deflexão Medida	69,6	54,2	44,4	37,9	31,2
ε (%)	1,9	8,1	7,9	4,2	1,6
RMS (%)	5,5				

SEGMENTO TR₍₂₎



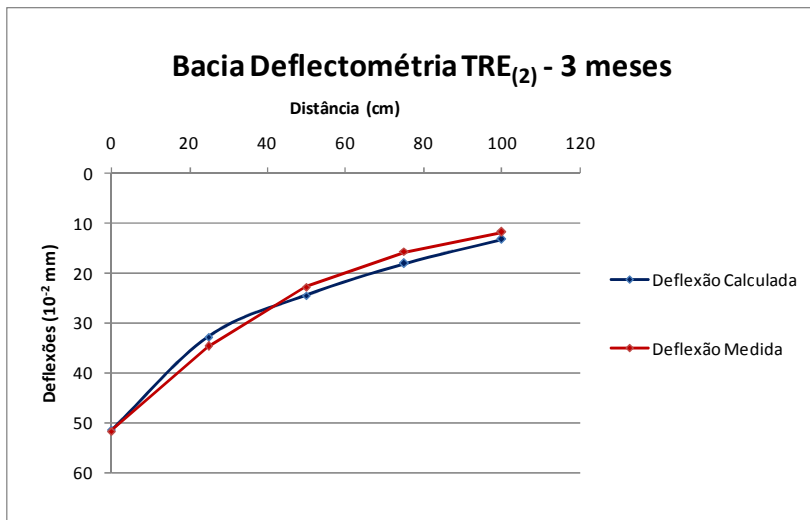
Camada	MPa
CBUQ (novo)	5.880
CBUQ (antigo)	5.880
Brita Graduada	88
Bica corrida 2"	78
Subleito	34

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₂₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	74,90	63,10	48,50	40,00	31,80
Deflexão Medida	74,64	58,30	45,20	38,40	33,80
ε (%)	0,3	8,2	7,3	4,2	5,9
RMS (%)	5,9				



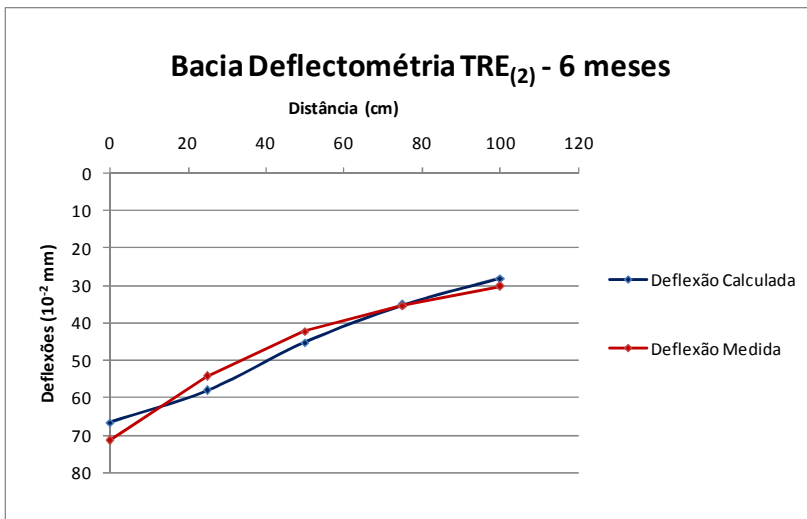
Camada	MPa
CBUQ (novo)	7.383
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	147
Bica corrida 2"	118
Subleito	59

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₂₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	47,10	31,10	23,70	18,60	14,20
Deflexão Medida	47,50	33,40	23,70	16,60	13,10
ε (%)	0,8	6,9	0,0	12,0	8,4
RMS (%)	7,3				



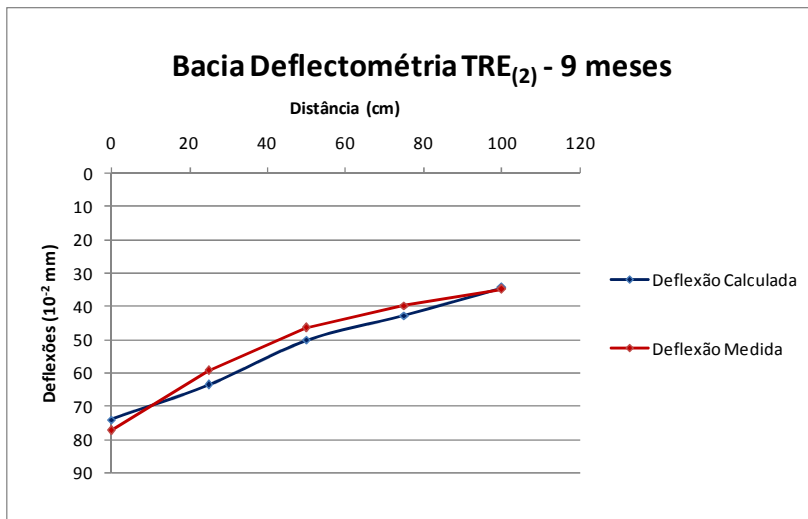
Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.274
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	118
Bica corrida 2"	98
Subleito	59

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₂₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	51,50	32,80	24,50	18,10	13,20
Deflexão Medida	51,76	34,70	22,80	15,70	11,80
ε (%)	0,5	5,5	7,5	15,3	11,9
RMS (%)	9,6				



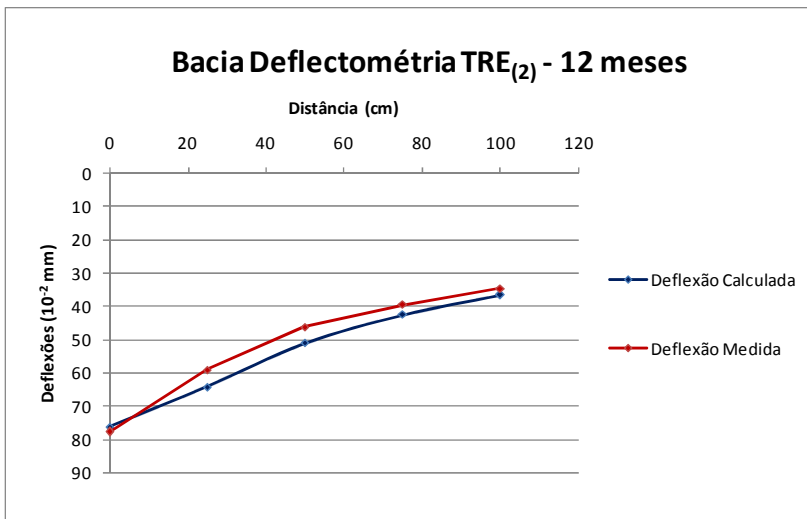
Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.367
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	118
Bica corrida 2"	78
Subleito	39

Deflexão medida e calculada - $TRE_{(2)}$					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	66,70	58,10	45,30	35,20	28,00
Deflexão Medida	71,44	54,30	42,20	35,30	30,20
ϵ (%)	6,6	7,0	7,3	0,3	7,3
RMS (%)	6,3				



Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.875
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	88
Bica corrida 2"	78
Subleito	31

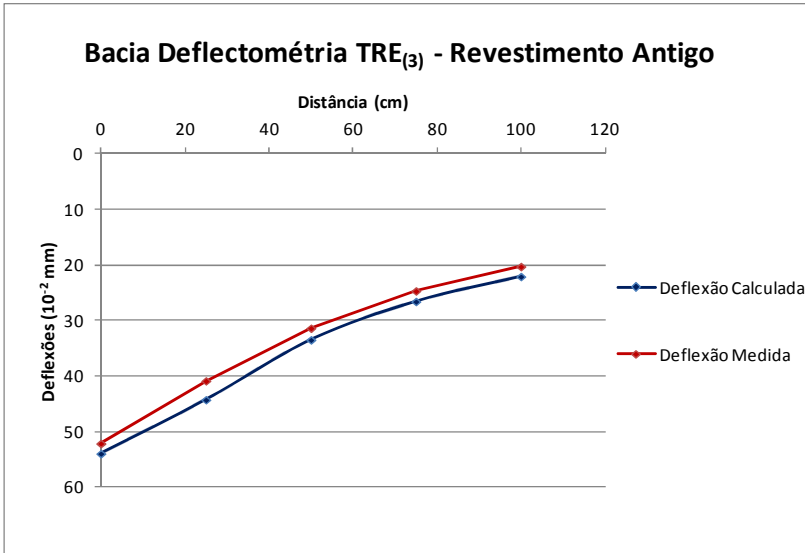
Deflexão medida e calculada - TRE ₍₂₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	74.20	63.60	50.20	42.80	34.50
Deflexão Medida	77.42	59.30	46.40	39.80	34.80
ε (%)	4,2	7,3	8,2	7,5	0,9
RMS (%)	6,2				



Camada	MPa
CBUQ (novo)	9.341
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	88
Bica corrida 2"	78
Subleito	29

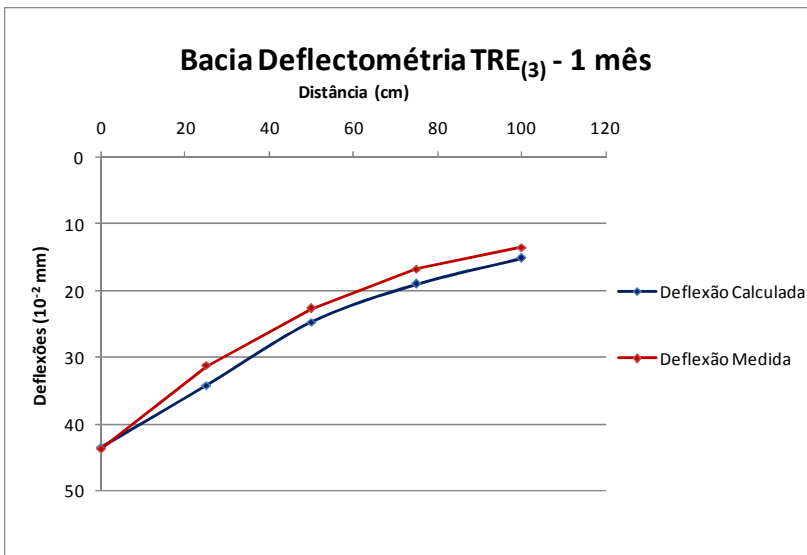
Deflexão medida e calculada - $TRE_{(2)}$					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	76,30	64,30	51,10	42,50	36,60
Deflexão Medida	77,88	59,20	46,20	39,50	34,70
ϵ (%)	2,0	8,6	10,6	7,6	5,5
RMS (%)	7,5				

SEGMENTO $TR_{(3)}$



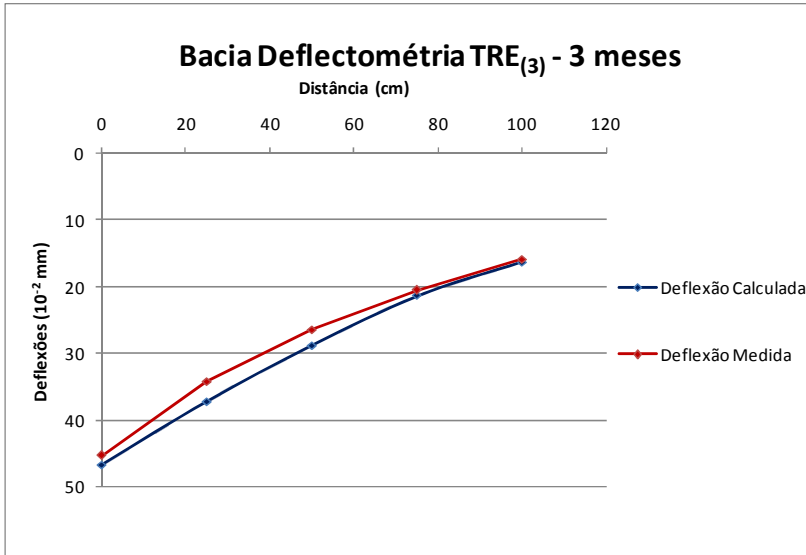
Camada	MPa
CBUQ (novo)	5.880
CBUQ (antigo)	5.880
Brita Graduada	118
Bica corrida 2"	98
Subleito	59

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₃₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	53,90	44,20	33,40	26,50	22,00
Deflexão Medida	52,07	40,80	31,30	24,60	20,20
ε (%)	3,5	8,3	6,7	7,7	8,9
RMS (%)	7,3				



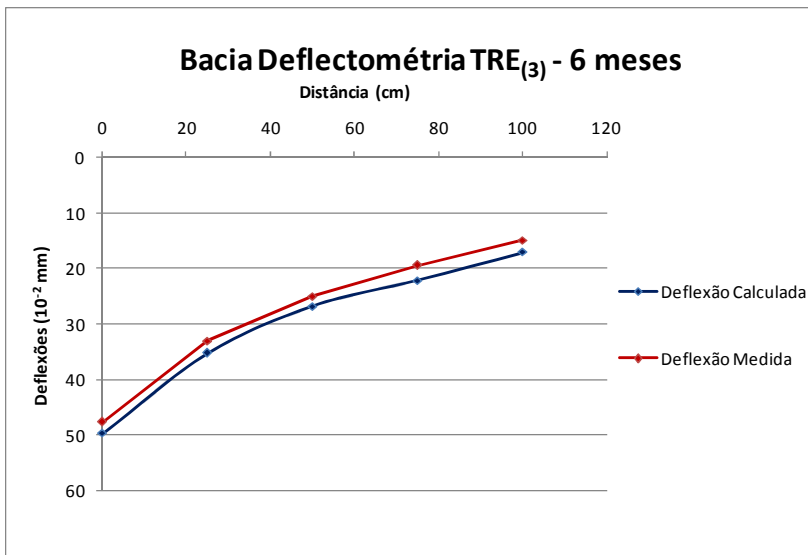
Camada	MPa
CBUQ (novo)	7.383
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	147
Bica corrida 2"	118
Subleito	74

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₃₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	43,40	34,20	24,70	19,00	15,10
Deflexão Medida	43,67	31,20	22,60	16,70	13,40
ε (%)	0,6	9,6	9,3	13,8	12,7
RMS (%)	10,3				



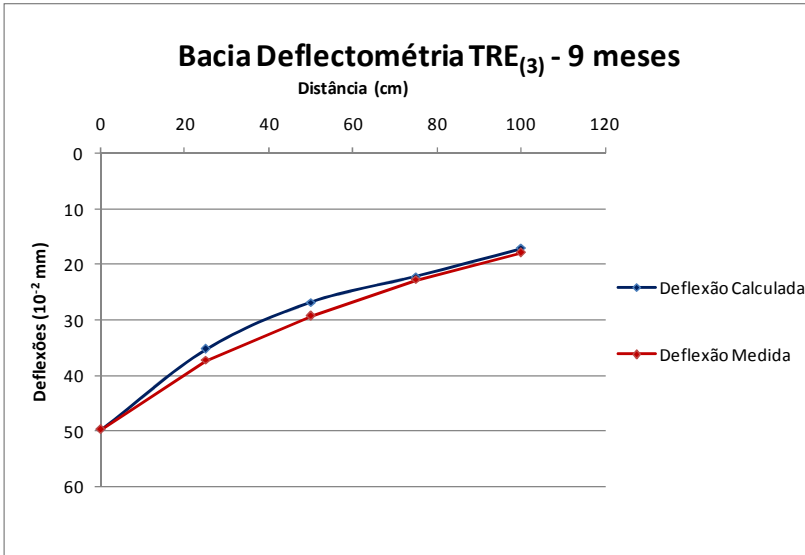
Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.274
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	147
Bica corrida 2"	98
Subleito	69

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₃₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	46,70	37,20	28,80	21,30	16,30
Deflexão Medida	45,26	34,20	26,40	20,50	15,80
ε (%)	3,2	8,8	9,1	3,9	3,2
RMS (%)	6,2				



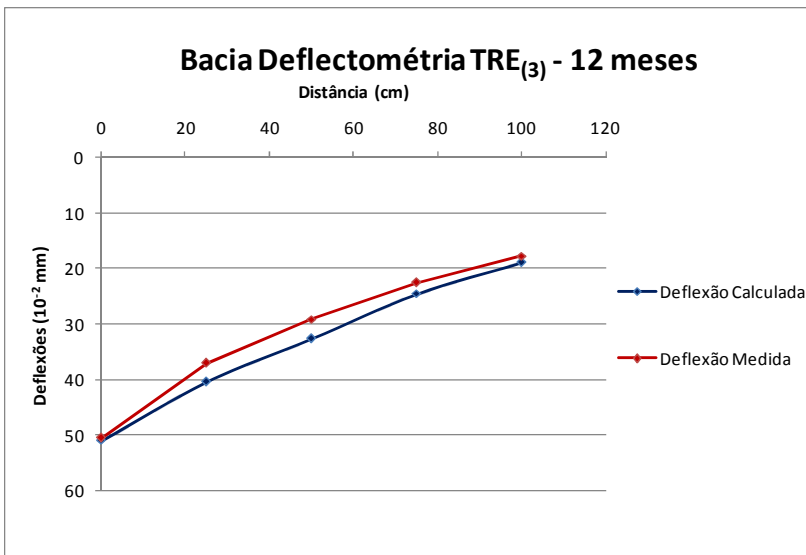
Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.367
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	118
Bica corrida 2"	98
Subleito	64

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₃₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	49,60	35,20	26,80	22,10	17,00
Deflexão Medida	47,60	33,00	24,90	19,40	14,80
ε (%)	4,2	6,7	7,6	13,9	14,9
RMS (%)	10,3				



Camada	MPa
CBUQ (novo)	8.875
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	118
Bica corrida 2"	98
Subleito	64

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₃₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	49,60	35,20	26,80	22,10	17,00
Deflexão Medida	49,70	37,20	29,20	22,70	17,80
ε (%)	0,2	5,4	8,2	2,6	4,5
RMS (%)	5,0				



Camada	MPa
CBUQ (novo)	9.341
CBUQ (antigo)	5.390
Brita Graduada	118
Bica corrida 2"	98
Subleito	59

Deflexão medida e calculada - TRE ₍₃₎					
Distância Radial	0	25	50	75	100
Deflexão Calculada	50,90	40,40	32,60	24,50	18,90
Deflexão Medida	50,50	37,00	29,10	22,50	17,70
ε (%)	0,8	9,2	12,0	8,9	6,8
RMS (%)	8,4				