



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

JUCELINE BATISTA DOS SANTOS BASTOS

**CONSIDERAÇÕES SOBRE A DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO**

FORTALEZA

2016

JUCELINE BATISTA DOS SANTOS BASTOS

CONSIDERAÇÕES SOBRE A DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutora em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientador: Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D.

FORTALEZA

2016

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

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

- B329c Bastos, Juceline Batista dos Santos.
Considerações sobre a deformação permanente de pavimentos asfálticos no dimensionamento mecânico-empírico / Juceline Batista dos Santos Bastos. – 2016.
200 f. : il. color.
- Tese (doutorado) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Fortaleza, 2016.
Orientação: Prof. Dr. Jorge Barbosa Soares.
1. Deformação Permanente. 2. Trechos Monitorados. 3. Ensaio Uniaxial de Carga Repetida. 4. Ensaio Triaxial Stress Sweep. I. Título.

CDD 388

JUCELINE BATISTA DOS SANTOS BASTOS

CONSIDERAÇÕES SOBRE A DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS NO DIMENSIONAMENTO MECANÍSTICO-EMPÍRICO

Tese submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, como parte dos requisitos para a obtenção do Título de Doutora em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Aprovada em: 19/12/2016.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Jorge Barbosa Soares, Ph.D. (Orientador)
Universidade Federal do Ceará – UFC

Profa. Suelly Helena de Araújo Barroso, Dra. (Examinadora Interna)
Universidade Federal do Ceará – UFC

Profa. Sandra de Aguiar Soares, Dra. (Examinadora Interna)
Universidade Federal do Ceará – UFC

Pesquisador Luis Alberto Herrmann do Nascimento, Ph.D. (Examinador Externo)
Petrobras/Cenpes

Prof. John Thaddeus Harvey, Ph.D. (Examinador Externo)
Universidade da Califórnia – Davis

A Deus, por nunca me desamparar e por me presentear com tantas pessoas maravilhosas.

À minha querida mãe, Rosenir, por toda dedicação e amor, por ser a pessoa que mais torce, que mais ora e a que mais vibra com cada uma das minhas conquistas.

Ao meu amado esposo, Fernando, por todo incentivo, companheirismo, amor, paciência, compreensão e dedicação. Sem ele o desenvolvimento desta pesquisa seria impossível.

À minha filha, Yasmin Maria, por compreender minha ausência nos últimos seis dos seus onze anos, por encher a minha vida de felicidade e por ser o maior presente que Deus me deu.

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador, professor Jorge Barbosa Soares, por toda ajuda, todo carinho e por todas as histórias. Obrigada por confiar no meu trabalho, pelos desafios lançados, pelas oportunidades e experiências de vida compartilhadas, pelas lições de generosidade e de liderança que, mesmo sem querer, me ensinou.

Aos demais professores do DET por todos os conhecimentos transmitidos, em especial à professora Verônica Castelo Branco, pelas contribuições, incentivos, e também por torcer pelo meu sucesso, no sentido mais amplo dessa palavra; ao professor Mário pelas dicas e explicações quanto à programação com o Python; e às professoras Áurea Holanda e Suelly Barroso por participarem ativamente da minha formação desde o mestrado.

Aos funcionários do DET pela atenção e carinho dispensados. À dona Gorete e a Maria pelos cafés e, acima de tudo, pelo carinho.

À equipe do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da UFC e em especial à Annie e ao Rômulo pelos auxílios na realização da pesquisa e mais ainda pelas injeções de ânimo, pela torcida, por vibrarem com minhas conquistas, pela companhia e momentos de descontração e de fortes emoções.

Aos colegas e amigos do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes que fizeram desses seis anos da minha vida algo inesquecível, em especial ao Márcio, Synardo, Jorge Luis, Jorge Lucas, Kelvia, Beatriz, Daniele, Lucas, Lorrان, Victor, Francisco, Samuel, Davidson, Junior, Jardel, Camila, Lucimar, Alessandra, Ana Tália, Edjane e Viviane. Sem vocês essa trajetória não teria sido tão prazerosa!

Aos bolsistas de graduação, Wesley, Bruna e Thiago do IFCE, e Suyanne e Marcos da UFC, por me ajudarem dentro e fora do LMP ao longo do doutorado.

Aos colegas e amigos do IFCE e à minha diretora, Beatriz, por viabilizar meu afastamento e, com isso, a realização deste trabalho.

Às professoras Suelly e Sandra, ao professor John Harvey e ao Luis Alberto, por terem aceitado participar da minha banca e por contribuírem com esta pesquisa.

Aos meus amigos e familiares, pelo carinho e pela compreensão nos momentos em que a dedicação aos estudos foi prioridade.

À empresa Insttale Engenharia por acreditar, incentivar e contribuir com o desenvolvimento da pesquisa rodoviária, em especial ao Hamilton Reis e ao Victor Mosca, além dos diversos funcionários.

Ao Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, ao DER-SP (Estrada do Leite), à ANTT e ARTERIS (Fernão Dias), às Universidades Federais do Paraná, Santa Catarina e Santa Maria pelos dados coletados e fornecidos para esta pesquisa. Em especial ao professor Luciano Specht, ao professor Deividi, à professora Kamilla Vasconcelos pelo pronto atendimento e atenção nos dados enviados para o refinamento de critérios de *FN* para diferentes níveis de tráfego.

Ao Laboratório de Pavimentação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e ao Luis Miguel Gutiérrez Klinsky da concessionária da Rodovia Presidente Dutra S/A pelas amostras fornecidas e por todo apoio no decorrer desta pesquisa.

Ao Lélío e ao Dionísio por todas as explicações quanto ao funcionamento dos sensores e do sistema de coleta de dados, além das riquíssimas dicas e sugestões.

À FUNCAP pela bolsa concedida e a Petrobras pelo investimento em pesquisa.

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

Obrigada a todos!

RESUMO

A deformação permanente é um dos defeitos mais comuns em pavimentos asfálticos brasileiros, reduzindo o conforto ao rolamento, a segurança do usuário, e aumentando custos operacionais. Neste contexto, a presente tese tem como objetivo principal contribuir para o novo método brasileiro de dimensionamento de pavimentos asfálticos por meio da investigação da deformação permanente em misturas asfálticas usadas em revestimentos. Investigam-se metodologias de evolução dessa falha que consideram resultados laboratoriais obtidos pelo ensaio *Triaxial Stress Sweep (TSS)* e pelo ensaio uniaxial de carga repetida, levando em consideração a evolução dessa falha também em pistas monitoradas em campo. Para tanto, verificou-se o afundamento de trilha de roda de 03 trechos reais monitorados e 02 trechos construídos para esta pesquisa e submetidos ao Simulador de Grande Porte (SGP), sendo 01 trecho de referência devidamente instrumentado. Além do monitoramento em campo, foi verificado o comportamento dos materiais dos trechos em laboratório. Os resultados de campo *versus* laboratório indicaram a necessidade da adaptação do protocolo *TSS* para a realidade brasileira e com essa adaptação as previsões de Afundamento em Trilha de Roda (ATR) mostraram-se consistentes com o desempenho em campo. Além disso, os critérios de *Flow Number (FN)* do ensaio uniaxial de carga repetida foram refinados em função do tráfego. Assim, foi possível a calibração das curvas de desempenho para os resultados dos ensaios *TSS*, além da validação dos modelos de evolução desta falha na camada de revestimento asfáltico para essas metodologias. Na etapa de laboratório desta pesquisa, verificou-se também a influência do ligante, investigada por meio do ensaio *Multiple Stress Creep Recovery (MSCR)*, e do agregado, tanto no que diz respeito a sua granulometria, por meio da metodologia da Faixa de Agregados Dominantes (FAD) e do método Bailey, como da sua forma, por meio do *Aggregate Image Measurement System 2 (AIMS 2)*. Encontrou-se uma forte correlação entre os componentes da mistura [proporção de Agregado Graúdo do método Bailey (AG) e forma 2D dos agregados] com o *FN*; além da contribuição do ligante na resistência ao defeito investigado. Ainda em campo, a instrumentação e o monitoramento dos trechos construídos para esta pesquisa, submetidos às aplicações de carga do SGP, tornou possível conhecer *in situ* o comportamento de um pavimento asfáltico típico do Ceará.

Palavras-chave: Deformação Permanente; Trechos Monitorados, Ensaio Uniaxial de Carga Repetida, Ensaio *Triaxial Stress Sweep*.

ABSTRACT

Rutting is a common distress in Brazilian asphalt pavements. It contributes to reduce the driving comfort and safety, and increases operational costs. The present Ph.D. dissertation adds to the new Brazilian Mechanistic-Empirical Pavement Design method under development with respect to aspects related to permanent deformation of asphalt mixtures used in surface courses. The methodologies to assess the evolution of the referred distress based on laboratory results from the Triaxial Stress Sweep (TSS) and the uniaxial repeated load tests are investigated. Field measurements over time are also considered. The rutting of 03 monitored real sections and 02 sections built for this research and submitted to the Heavy Vehicle Simulator (HVS) were monitored, with a reference section properly instrumented. In addition to field monitoring, the behavior of the respective materials was determined in the laboratory. Field and laboratory results indicated the need to adapt the TSS protocol to the conditions of Brazilian pavements. With such adaptation, rutting predictions were consistent with the field performance. It was therefore possible to calibrate the performance curves from the TSS test results, in addition to the validation of the evolution models for the investigated failure. Moreover, the Flow Number (FN) criteria used in the uniaxial repeated load test were refined as a function of traffic. In the laboratory, the investigation extended through the asphalt binders, by Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR), and the aggregates, both with respect to particle size (gradation), through the Dominant Aggregate Size Range (DASR) model and the Bailey method, and with respect to form, by means of the Aggregate Image Measurement System 2 (AIMS 2). A strong correlation was found between the components of the asphalt mixtures [the proportion of Coarse Aggregates (CA) (Bailey) and the parameter form 2D from AIMS 2] with the FN; besides the contribution of the binder in the resistance to permanent deformation. In the field, the instrumentation and the monitoring of the test sections submitted to the HVS load applications allowed a better understanding of the in situ the behavior of a typical asphalt pavement in the state of Ceará.

Keywords: Rutting, test sections, repeated uniaxial load, Triaxial Stress Sweep.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Deformação permanente em pavimentos asfálticos.....	9
Figura 2 – Deformação permanente em pavimentos asfálticos.....	10
Figura 3 – Exemplo de divisão entre AG e AM em uma mistura com TMN 19,0 mm.	16
Figura 4 – Componentes de uma mistura asfáltica segundo a metodologia FAD.....	20
Figura 5 – Esquema da caracterização geométrica dos agregados.....	22
Figura 6 – Exemplo do ensaio Triaxial de Carga Repetida.....	26
Figura 7 – Ciclo de carga do ensaio Uniaxial de Carga Repetida.....	27
Figura 8 – Regiões da curva de deformação plástica e obtenção do <i>FN</i>	28
Figura 9 – Exemplos dos ensaios Uniaxiais de Carga Repetida.....	30
Figura 10 – Ensaio uniaxiais de carga repetida em misturas asfálticas - agregados basálticos.	33
Figura 11 – Etapas dos ensaios <i>TRLPD</i> e <i>MSS</i>	37
Figura 12 – Tensões no ensaio triaxial.....	40
Figura 13 – Áreas críticas da deformação viscoplástica.....	42
Figura 14 – Resultados de ATRs em simuladores de laboratório.	45
Figura 15 – Comparação de afundamento de trilha de roda pelos CS-CDT e <i>LCPC</i>	46
Figura 16 – Etapas, após ensaios, para simulação da evolução da deformação permanente. ..	54
Figura 17 – Distribuição de simuladores de grande porte no mundo.....	56
Figura 18 – Simuladores de tráfego internacionais.	57
Figura 19 – Simuladores de tráfego nacionais.....	57
Figura 20 – Detalhes do Simulador de Grande Porte da UFC.....	58
Figura 21 – Experimento para validação dos resultados obtidos por meio do <i>HVS</i>	60
Figura 22 – Representação esquemática de uma pista instrumentada.....	64
Figura 23 – Detalhes da instrumentação dos trechos do projeto de pesquisa Leopoldo.	67
Figura 24 – Localização do trecho DNIT.....	69
Figura 25 – Localização do trecho CCR.	70
Figura 26 – Localização do trecho UFRGS/RS.....	71
Figura 27 – Localização dos trechos Insttale/CE.	72
Figura 28 – Simuladores de tráfego da UFC.....	73
Figura 29 – <i>Strain gages</i> desta pesquisa.	75
Figura 30 – Exemplos de <i>clusters</i> pelo método k-médias.....	83
Figura 31 – Estrutura típica da literatura nacional.	84

Figura 32 – Revestimentos asfálticos previstos para os trechos (vista superior).	86
Figura 33 – Perfil dos trechos experimentais 4 e 5.	86
Figura 34 – Curvas granulométricas das camadas granulares e do subleito.	87
Figura 35 – Sensores de presença para contabilização da passagem do simulador.	88
Figura 36 – Distribuição dos agregados nas bandejas do <i>AIMS 2</i>	90
Figura 37 – Exemplo do ensaio <i>MSCR</i> a 100 e a 3200 Pa.	97
Figura 38 – Esquema da metodologia desta pesquisa.	101
Figura 39 – ATR na faixa externa de rolamento do sentido Umirim-Itapajé (DNIT/CE).	103
Figura 40 – ATR _{médio} no Trecho 1 (DNIT/CE).	104
Figura 41 – ATR _{médio} no km 86 da BR-222 (DNIT/CE).	104
Figura 42 – ATR _{médio} no Trecho 2 (CCR/SP).	105
Figura 43 – ATR _{médio} no Trecho 3 (UFRGS/RS).	106
Figura 44 – Exemplo da montagem dos sensores.	107
Figura 45 – Posicionamento da instrumentação nos trechos monitorados (vista superior).	108
Figura 46 – Posição dos sensores em cada camada.	109
Figura 47 – Etapas construtivas dos Trechos 4 e 5.	110
Figura 48 – Características dos ensaios com o SGP.	112
Figura 49 – Registro das deformações e pressões no Trecho 4, sob SGP.	113
Figura 50 – Pressões no pavimento instrumentado (Trecho 4).	114
Figura 51 – Deformações na parte inferior do revestimento (Trecho 4).	115
Figura 52 – Exemplo de umidade na estrutura do Trecho 4.	116
Figura 53 – Temperaturas na estrutura do Trecho 4.	117
Figura 54 – Curvas granulométricas das misturas asfálticas (DNIT 031, 2006).	119
Figura 55 – Adesividades dos agregados das pedreiras Pyla/CE e Jambeiro/SP.	122
Figura 56 – Curvas granulométricas (peneiras norte-americanas) das misturas.	123
Figura 57 – Diagrama de interação - FAD.	126
Figura 58 – Escala para classificação da esfericidade de agregados gráudos.	128
Figura 59 – Avaliação da esfericidade dos agregados gráudos.	128
Figura 60 – Escala para classificação da textura superficial de agregados gráudos.	129
Figura 61 – Avaliação da textura superficial dos agregados gráudos.	129
Figura 62 – Escala para classificação da angularidade de agregados gráudos e miúdos.	130
Figura 63 – Avaliação da variação das angularidades de agregados gráudos e miúdos.	131
Figura 64 – Escala para classificação da forma 2D de agregados miúdos.	132

Figura 65 – Avaliação da forma 2D de agregados miúdos.	132
Figura 66 – Viscosidade dos ligantes nas temperaturas de 135, 150, 177 e 190°C.	139
Figura 67 – Curvas mestras do $ G^* $ e δ em função da frequência.	141
Figura 68 – Percentuais de recuperação dos ligantes asfálticos após RTFOT.	143
Figura 69 – Compliâncias não recuperáveis dos ligantes asfálticos após RTFOT.	144
Figura 70 – $J_{nr, diff}$ dos ligantes asfálticos após RTFOT.	145
Figura 71 – Módulo dinâmico e ângulo de fase <i>versus</i> frequência reduzida.	147
Figura 72 – Influência do MR da camada de base e do revestimento sobre a tensão desvio.	149
Figura 73 – Influência do MR do revestimento e da base sobre a tensão confinante.	150
Figura 74 – Influência da espessura do revestimento na a) σ_d b) σ_c	151
Figura 75 – Deformação permanente <i>versus</i> números de ciclos ensaio <i>TRLPD</i> adaptado. ...	152
Figura 76 – Deformação permanente <i>versus</i> números de ciclos ensaio <i>TSS</i> adaptado.	153
Figura 77 – Verificação do modelo de Francken no ensaio <i>TRLPD</i> adaptado.	154
Figura 78 – ATR medido <i>versus</i> previsto para as misturas CCR, UFRGS e NCAT.	157
Figura 79 – ATR medido <i>versus</i> previsto do Trecho 2 (CCR/SP).	158
Figura 80 – ATR medido <i>versus</i> previsto do Trecho 3 (UFRGS/RS).	158
Figura 81 – Previsão de ATR para as misturas dos Trechos 2 (CCR/SP) e 3 (UFRGS/RS).	159
Figura 82 – Avaliação de resistência à deformação permanente no uniaxial de carga repetida.	160
Figura 83 – Modelagem da ε_{per} por meio do modelo de Francken.	160
Figura 84 – Relação do <i>FN</i> com as porosidades FAD.	164
Figura 85 – Relação do <i>FN</i> com os parâmetros dos ligantes obtidos pelo <i>MSCR</i>	171
Figura 86 – Apresentação do <i>FN</i> <i>versus</i> relação ATR/N e dos <i>clusters</i>	174
Figura 87 – Refinamento de <i>FNs</i> <i>versus</i> desempenho em campo de misturas asfálticas.	175

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peneiras de Controle utilizadas no método Bailey.	17
Tabela 2 – Peneiras de Controle utilizadas no método Bailey – granulometria miúda.	18
Tabela 3 – Resultados do ensaio uniaxial de carga repetida em misturas asfálticas.	29
Tabela 4 – Pesquisas no Brasil que realizaram ensaios uniaxiais com configurações diferentes da proposta de Witczak <i>et al.</i> (2002).	30
Tabela 5 – Critérios de <i>FN</i> para diferentes níveis de tráfego da literatura.	35
Tabela 6 – Comparação entre o ensaio uniaxial de carga repetida e o <i>TSS</i>	38
Tabela 7 – Dados secundários dos Trechos da Rede Temática de Asfalto.	77
Tabela 8 – Banco de dados de laboratório e de campo de trechos monitorados.	81
Tabela 9 – Características das estruturas simuladas.	84
Tabela 10 – Caracterização dos materiais granulares sob revestimento.	87
Tabela 11 – Limites de classificação dos parâmetros do <i>AIMS</i>	90
Tabela 12 – Parâmetros do método Bailey.	91
Tabela 13 – Efeitos das alterações nos parâmetros do método Bailey nas características da mistura asfáltica.	92
Tabela 14 – Classificação do ligante em função do tráfego (AASHTO M332, 2014).	98
Tabela 15 – Classificação dos agregados.	121
Tabela 16 – Avaliação do comportamento das misturas quanto à volumetria.	123
Tabela 17 – Parâmetros da análise Bailey.	123
Tabela 18 – Parâmetros e determinações da FAD e da porosidade FAD.	127
Tabela 19 – Parâmetros estatísticos dos agregados das misturas investigadas.	133
Tabela 20 – Partículas achatadas e alongadas dos agregados investigados (<i>AIMS 2</i>).	135
Tabela 21 – Caracterização de partículas achatadas e alongadas (ASTM D4791/2010).	135
Tabela 22 – Resultados empíricos dos ligantes antes (inicial) e após o RTFOT.	136
Tabela 23 – Estimativa das temperaturas de usinagem e compactação para misturas asfálticas.	140
Tabela 24 – Compliâncias não recuperáveis dos ligantes asfálticos após RTFOT.	143
Tabela 25 – Níveis de tráfego adequados aos ligantes asfálticos e temperaturas.	146
Tabela 26 – Resultados das dosagens.	147
Tabela 27 – Tensões propostas nesta pesquisa e tensões em Choi e Kim (2013a; 2013b). ...	151
Tabela 28 – Coeficientes de calibração do <i>Shift Model</i> e das funções deslocamento - misturas CCR/SP e UFRGS/RS.	154

Tabela 29 – Estrutura dos Trechos 2 e 3.	155
Tabela 30 – Resultados do módulo dinâmico (MPa) da camada de revestimento.	156
Tabela 31 – Resultados de <i>FN</i> , <i>AIMS</i> , Bailey e FAD.	167
Tabela 32 – Resultados das correlações dos dados de <i>FN</i> , <i>AIMS</i> , Bailey e FAD.	167
Tabela 33 – Resultados das regressões entre as variáveis independentes.	168
Tabela 34 – Desempenho quanto à deformação permanente medido × calculado.	169
Tabela 35 – Resultados de <i>FN</i> , <i>AIMS</i> e Bailey de outras pesquisas.	170
Tabela 36 – Relação <i>FN</i> da literatura medido × calculado.	170
Tabela 37 – Resultados de <i>FN</i> e parâmetros do <i>MSCR</i>	171
Tabela 38 – Critérios de <i>FN</i> mínimo para diferentes níveis de tráfego.	175

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

<i>AASHTO</i>	<i>Association of State Highway and Transportation Officials</i>
AAUQ	Areia Asfáltica Usinada a Quente
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AG	Agregados Graúdos
<i>APA</i>	<i>Asphalt Pavement Analyzer</i>
<i>AIMS</i>	<i>Aggregate Image Measurement System</i>
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
<i>CBR</i>	<i>California Bearing Ratio</i>
<i>CDI</i>	<i>Compaction Densification Index</i>
CGS	Compactador Giratório <i>Superpave</i>
CI	Componentes Intersticiais
CV	Coefficiente de Variação
DAER-RS	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagens do Rio Grande do Sul
DER	Departamento Estadual de Rodovias
DMT	Densidade Máxima Teórica
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Desvio Padrão
<i>DSR</i>	<i>Dinamic Shear Rheometer</i>
EAP	Ensaio Acelerado de Pavimentos
<i>EICM</i>	<i>Enhanced Integrated Climatic Model</i>
<i>ESALs</i>	<i>Equivalent Single Axle Loads</i>

FAD	Faixa de Agregados Dominantes
FAM	Fino do Agregado Miúdo
<i>FN</i>	<i>Flow Number</i>
<i>FWD</i>	<i>Falling Weight Deflectometer</i>
<i>FHWA</i>	<i>Federal Highway Administration</i>
GAM	Graúdo do Agregado Miúdo
G_{mb}	Massa específica aparente da mistura compactada
G_{mm}	Massa específica Máxima Medida
G_{RUW}	Massa específica da fração graúda do agregado seco compactado
G_{sb}	Massa específica aparente da fração graúda do agregado
G_W	Massa específica da água
<i>HWTT</i>	<i>Hamburg Wheel Tracking Test</i>
<i>LCPC</i>	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LMP	Laboratório de Mecânica dos Pavimentos
<i>LVECD</i>	<i>Layered Viscoelastic Continuum Damage</i>
MD	Módulo Dinâmico
MEC	Massa Específica Compactada
MEE	Massa Específica Escolhida
MES	Massa Específica Solta
MR	Módulo de Resiliência
<i>MSCR</i>	<i>Multiple Stress Creep and Recovery</i>
<i>MSS</i>	<i>Multiple Stress Sweep</i>
P_{CA}	Fração graúda do agregado em relação ao peso total da mistura
PCP	Peneira de Controle Primário

PCS	Peneira de Controle Secundário
PCT	Peneira de Controle Terciário
PDI	Processamento Digital de Imagens
<i>PG</i>	<i>Performance Grade</i>
PM	Peneira Média
RBV	Relação Betume Vazios
RMF	Região Metropolitana de Fortaleza
SGP	Simulador de Grande Porte
<i>RTFOT</i>	<i>Rolling Thin Film Oven Test</i>
SBS	Estireno-Butadieno-Estireno
SISTRAN	Sistema Integrado de Simulação de Tráfego Normalizado
<i>SHRP</i>	<i>Strategic Highway Research Program</i>
<i>SMA</i>	<i>Stone Mastic Asphalt</i>
<i>TDI</i>	<i>Traffic Densification Index</i>
<i>TDR</i>	<i>Time Domain Reflectometer</i>
TMN	Tamanho Máximo Nominal
<i>TRLPD</i>	<i>Triaxial Repeated Load Permanent Deformation</i>
<i>TSS</i>	<i>Triaxial Stress Sweep</i>
UFC	Universidade Federal do Ceará
UFPR	Universidade Federal do Paraná
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
USP	Universidade de São Paulo

<i>UTM</i>	<i>Universal Testing Machine</i>
VAM	Vazios do Agregado Mineral
VCA _{RUW}	Vazios da fração graúda do agregado compactado
VCA _{mix}	Vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada
VI	Volume Intersticial
Vv	Volume de Vazios
<i>WIM</i>	<i>Weight in Motion</i>

LISTA DE SÍMBOLOS

D_{adm}	Deflexão máxima total admissível
W	Umidade
$W_{ót}$	Umidade ótima
δ	Ângulo de fase
ρ_d	Massa específica aparente seca
ε_p	Deformação permanente
ε_r	Deformação resiliente
ε_v	Deformação vertical
$ E^* $	Módulo dinâmico
$ G^* $	Módulo complexo
σ_c	Tensão confinante
σ_d	Tensão desvio
σ_v	Tensão vertical
I_1	Primeiro invariante do tensor de tensões
σ_1, σ_2 e σ_3	Tensões principais
τ_{oct}	Tensão de cisalhamento octaédrica
J_2	Segundo invariante do tensor desviador
N	Número de repetições de carga

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1	1
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Iniciais	1
1.2. Problema de Pesquisa e Justificativa	4
1.3. Objetivos.....	5
1.3.1. <i>Objetivo Geral</i>	5
1.3.2. <i>Objetivos Específicos</i>	6
1.4. Estrutura da Tese	6
CAPÍTULO 2	8
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	8
2.1. Considerações Iniciais	8
2.2. Deformação Permanente nos Pavimentos Asfálticos	8
2.2.1. <i>Deformação Permanente nas Misturas Asfálticas</i>	10
2.2.1.1. <i>Curvas granulométricas e forma de agregados de misturas asfálticas</i>	15
a) Método de Bailey	15
b) Faixa de Agregados Dominantes (FAD)	19
c) AIMS	22
2.2.1.2. <i>Multiple Stress Creep Recovery (MSCR)</i>	23
2.2.1.3. <i>Ensaio de deformação permanente em misturas asfálticas</i>	24
a) Uniaxial de Carga Repetida.....	26
b) Triaxial de Varredura de Tensões.....	36
c) Simuladores de Tráfego de Pequeno Porte.....	43
2.2.1.4. <i>Modelos de Previsão de Desempenho para Deformação Permanente em Misturas Asfálticas</i>	47
2.2.2. <i>Ensaio Acelerados em Pavimentos Asfálticos</i>	55
2.2.3. <i>Instrumentação de Pavimentos</i>	62
2.3. Considerações Finais	67
CAPÍTULO 3	68
3. MATERIAIS E MÉTODOS	68
3.1. Considerações Iniciais	68
3.2. Apresentação dos Trechos Monitorados	68
3.2.1. <i>Trecho 1</i>	68
3.2.2. <i>Trecho 2</i>	70
3.2.3. <i>Trecho 3</i>	71
3.2.4. <i>Trechos 4 e 5</i>	72
3.2.4.1. <i>Simulador de Grande Porte e Instrumentação de campo</i>	72
a) Sensores de Umidade	74
b) Sensores de Temperatura.....	74
c) Sensores de Deformação – Extensômetro (<i>strain gage</i>)	75
d) Células de Pressão	76
3.2.5. <i>Demais Trechos da Rede Temática de Asfalto (TRTA)</i>	76
3.3. Etapas Metodológicas.....	79
3.3.1. <i>Trechos experimentais monitorados</i>	79
3.3.2. <i>Crítérios para os resultados do ensaio laboratorial em função do tráfego</i>	80
3.3.3. <i>Adaptação do ensaio TSS</i>	83

3.3.4.	<i>Construção dos trechos experimentais</i>	85
3.4.	Fases de Laboratório	88
3.4.1.	<i>Materiais</i>	88
3.4.2.	<i>Metodologia para caracterização dos materiais dos revestimentos</i>	88
3.4.2.1.	<i>Agregados</i>	88
a)	Ensaio com o AIMS	89
b)	Avaliação das granulometrias pelo método Bailey	91
c)	Avaliação das granulometrias pelo método FAD	92
d)	Correlação entre os parâmetros granulométricos (Bailey e FAD) e as características de Forma (AIMS) com o FN das misturas asfálticas	93
3.4.2.2.	<i>Ligantes asfálticos</i>	94
a)	Envelhecimento Oxidativo	94
b)	Ensaio Empírico	94
c)	Caracterização Reológica	95
(i)	Viscosidade Rotacional	95
(ii)	Ensaio Reológico em Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (DSR)	96
3.4.2.3.	<i>Misturas asfálticas</i>	98
3.5.	Considerações Finais	100
CAPÍTULO 4		102
4.	APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	102
4.1.	Considerações Iniciais	102
4.2.	Fase de Campo	102
4.2.1.	<i>Trecho 1</i>	102
4.2.2.	<i>Trecho 2</i>	105
4.2.3.	<i>Trecho 3</i>	106
4.2.4.	<i>Trechos 4 e 5</i>	106
4.3.	Fase de Laboratório	118
4.3.1.	<i>Agregados</i>	118
4.3.1.1.	<i>Ensaio tradicional</i>	118
4.3.1.2.	<i>Avaliação da granulometria pela Metodologia FAD</i>	125
4.3.1.3.	<i>Avaliação da forma, angularidade e textura por meio do AIMS 2</i>	127
4.3.2.	<i>Ligantes Asfálticos</i>	136
4.3.3.	<i>Dosagem e Módulo Dinâmico das Misturas Asfálticas</i>	146
4.4.	Análise Computacional	149
4.4.1.	<i>Adaptação para a Realidade Local do Protocolo do Ensaio Triaxial de Varredura de Tensões para Avaliação da Deformação Permanente em Misturas Asfálticas</i>	149
4.5.	Ensaio Mecânico nas Misturas Asfálticas	152
4.5.1.	<i>Avaliação de misturas asfálticas por meio do protocolo do Ensaio Triaxial de Varredura de Tensões adaptado</i>	152
4.5.2.	<i>Previsão de deformação permanente no LVECD</i>	155
4.5.3.	<i>Avaliação de misturas asfálticas por meio do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida</i>	159
4.5.4.	<i>Influência entre Propriedades de Granulometria e Forma dos Agregados no Comportamento Mecânico das Misturas Asfálticas</i>	163
	Metodologia FAD × FN das misturas asfálticas	163
	Correlação e modelagem dos parâmetros granulométricos e características de Forma (AIMS) com o FN de misturas asfálticas	166

4.5.5. <i>Comparações entre Propriedades dos Ligantes Asfálticos e Comportamento Mecânico das Misturas</i>	171
4.5.6. <i>Refinamento de critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida</i>	174
4.6. <i>Considerações Finais</i>	177
CAPÍTULO 5	178
5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES	178
5.1. <i>Considerações Iniciais</i>	178
5.2. <i>Conclusões</i>	178
5.2.1. <i>Adaptação para a Realidade Local do Protocolo do Ensaio Triaxial de Varredura de Tensões para Avaliação da Deformação Permanente em Misturas Asfálticas</i>	178
5.2.2. <i>Avaliação da relação dos resultados de resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos obtidos em laboratório com os resultados encontrados em campo.....</i>	179
5.2.3. <i>Influência entre propriedades de granulometria e forma dos agregados no comportamento mecânico das misturas asfálticas</i>	180
5.2.4. <i>Refinamento de critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida</i>	181
5.2.5. <i>Construção e instrumentação de trechos experimentais monitorados</i>	182
5.3. <i>Recomendações para Futuras Pesquisas</i>	182
REFERÊNCIAS	184

CAPÍTULO 1

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações Iniciais

A experiência adquirida pelos órgãos rodoviários no uso de métodos empíricos de dimensionamento de pavimentos asfálticos e a simplicidade dos mesmos faz com que esses permaneçam em uso desde 1966 no Brasil, sem transformações significativas. Isso ocorre a despeito do surgimento de novos materiais de pavimentação e métodos correspondentes de caracterização em laboratório, e do crescimento na magnitude das cargas e no volume do tráfego. A deterioração prematura dos pavimentos nacionais exige já há algum tempo o desenvolvimento de um novo método brasileiro de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos. Tal desenvolvimento encontra-se em construção, em grande parte por meio do projeto denominado Rede Temática de Asfalto patrocinado pela Petrobras. Esse projeto, em andamento e previsto para ser lançado pelo DNIT em breve, envolve o Laboratório de Mecânica dos Pavimentos da Universidade Federal do Ceará (LMP/UFC) e mais cerca de 15 universidades brasileiras. O foco é na execução e no monitoramento de pistas experimentais e deve incluir uma metodologia que incorpore a análise de tensões-deformações e uma caracterização mais avançada dos materiais.

A utilização de métodos mais modernos de dimensionamento, que fazem uso da resposta estrutural do pavimento, já possui um histórico na literatura nacional (MOTTA, 1991; BENEVIDES, 2000; BEZERRA NETO, 2004; FRANCO, 2007; SOARES *et al.*, 2009; BASTOS, 2013; MEDINA e MOTTA, 2015). Contudo, o uso de métodos mecanísticos-empíricos tem sido restrito a algumas empresas consultoras, mais como verificação do dimensionamento oficial que utiliza o *CBR* (*California Bearing Ratio*) e eventualmente de forma completa em poucas obras, sendo mais comum em vias concessionadas. Mesmo quando aplicados, diferentes critérios de desempenho têm sido usados, não havendo ainda no país um consenso sobre os modelos de desempenho mais apropriados e, portanto, uma metodologia devidamente formalizada ou de uso corrente.

Em um método mecanístico-empírico, os valores de tensão-deformação nos pavimentos são determinados a partir de simulações analíticas ou numéricas que têm como dados de entrada as propriedades dos materiais obtidas em ensaios laboratoriais. Os resultados dessas análises

são comumente comparados aos critérios de dimensionamento pré-definidos, considerando diversos modos de deterioração aos quais esses pavimentos estão submetidos. Destacam-se em nosso país a fadiga do material (associada ao trincamento do revestimento ou de camadas cimentadas) e a deformação permanente, que pode ser atribuída ao revestimento, às camadas subjacentes, ao subleito ou ainda à combinação de defeitos em diversas camadas.

Nos últimos anos, a ocorrência prematura e/ou excessiva da deformação permanente nos pavimentos asfálticos tem sido motivo de preocupação entre técnicos e pesquisadores brasileiros da área de pavimentação. Dentre os diversos tipos de defeitos a que um pavimento está sujeito, o Afundamento em Trilha de Roda (ATR) da camada de rolamento é um dos mais importantes. Esse tipo de defeito além de propiciar uma degradação acelerada da estrutura do pavimento, reduz consideravelmente o conforto ao rolamento, a segurança do usuário, e aumenta os custos operacionais.

A deformação permanente nos revestimentos asfálticos é caracterizada por depressões longitudinais nas trilhas de roda, as quais aumentam com a solicitação das cargas repetidas impostas pelo tráfego de veículos. Os materiais das camadas abaixo do revestimento também podem apresentar deformações permanentes, sobretudo por densificação adicional pelo tráfego e por ruptura ao cisalhamento. Esses dois aspectos são importantes no projeto do pavimento. A consolidação das camadas do pavimento é tratada pelo grau de compactação necessário em cada camada. Portanto, a compactação adicional em pavimentos bem construídos é mínima. O componente de cisalhamento da deformação também é tratado no dimensionamento oficial que utiliza o *CBR*, mas apenas no subleito (UZAN, 2004), já que a estrutura do pavimento é concebida para protegê-lo. No caso das misturas asfálticas dos revestimentos, a deformação permanente é devida ao fluxo do material (viscoplástico), que ocorre sobretudo em temperaturas acima de 60°C, panorama comum no Estado do Ceará, no qual é observada a redução da rigidez do ligante (BERNUCCI *et al.*, 2010). Ainda que a rigidez do ligante tenha grande efeito na resistência à deformação permanente (GOUVEIA *et al.*, 2016), a resistência ao desgaste e o intertravamento dos agregados e suas características

de forma (forma, angularidade e textura) são frequentemente apontados como responsáveis por essa resistência.

A partir da importância dessa falha, o Brasil desenvolveu a norma ABNT NBR 16505 (2016) “Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida”, elaborada pelo Organismo de Normalização Setorial de Petróleo (ABNT/ONS-034). Essa norma descreve o ensaio mais comumente realizado no país para caracterização da deformação permanente de misturas asfálticas que é o uniaxial de carga repetida, tendo como resultado a determinação do chamado *Flow Number (FN)*. São também usados no país ensaios de placas por meio de simuladores de laboratório.

Além do ensaio uniaxial de carga repetida, há o ensaio triaxial de varredura de tensões (*Triaxial Stress Sweep – TSS*) (CHOI, 2013), que é um protocolo de ensaio sob condições de confinamento, a fim de melhor se aproximar das condições encontradas em campo. Além de considerar o confinamento, o ensaio *TSS* possibilita o uso do *Shift Model*, derivado do modelo incremental viscoplástico (CHOI *et al.*, 2012; SUBRAMANIAN *et al.*, 2013), que analisa o comportamento de misturas asfálticas quanto à resistência à deformação permanente. A associação do *Shift Model* ao programa *LVECD (Layered Viscoelastic Continuum Damage)* (ESLAMINIA *et al.*, 2012; CHOI e KIM, 2014) permite a previsão de desempenho de pavimentos asfálticos quanto à essa falha.

O *LVECD* avalia o comportamento estrutural do pavimento por meio de elementos finitos 3D, leva em consideração a viscoelasticidade e a não linearidade de camadas asfálticas, além de considerar vários tipos de carregamento por eixo e também considera mudanças climáticas, além de utilizar o *Shift Model* e o modelo *Simplified ViscoElastic Continuum Damage (S-VECD)* para prever deformação e fadiga, respectivamente, sob cargas em movimento.

Borges (2014) tentou avaliar, por meio do ensaio *TSS* e do programa *LVECD*, 04 misturas asfálticas típicas do Brasil. No entanto, isso foi possível apenas para 01 mistura, com ligante

modificado pelo polímero Polimul S-74, pois as demais misturas não atingiram o critério de parada de 600 ciclos de carregamento no ensaio de referência (primeira etapa do protocolo do ensaio *TSS*) sem apresentar ruptura (CHOI e KIM, 2013a e 2013b). Quando a mistura não atende a este critério mínimo, por motivo do surgimento da zona terciária, não é possível a calibração do *Shift Model*. Assim, foi necessária a continuidade da pesquisa com vistas a realizar o maior número possível de ensaios em misturas locais e, ainda, a adaptação dos níveis de tensão adotados no protocolo de ensaio à realidade no Brasil, que é caracterizada por revestimentos mais esbeltos (cerca de 10 cm) se comparado às espessuras de revestimentos consideradas no desenvolvimento do protocolo original (20 cm).

Outra forma de avaliação da deformação permanente em pavimentos asfálticos é por meio do monitoramento em campo com o uso de simuladores de tráfego. Ainda que esses equipamentos não repliquem aspectos como a estocasticidade das cargas ou o envelhecimento das misturas investigadas, são capazes de simular de forma mais aproximada à situação de campo por terem uma carga cíclica aplicada sobre uma estrutura completa, em geral por meio de pneumáticos. No entanto, o confronto do ensaio *TSS* em laboratório com o histórico do desempenho de misturas em campo ainda é uma carência na literatura, mesmo internacional.

A fim de contribuir para a investigação do desempenho quanto à deformação permanente de pavimentos asfálticos, buscando a previsão de um parâmetro indicativo desta falha, objetivase nesta pesquisa correlacionar granulometrias, propriedades de forma dos agregados e propriedade dos ligantes com a capacidade de resistir à deformação permanente de misturas asfálticas em laboratório e em campo.

1.2. Problema de Pesquisa e Justificativa

O problema de pesquisa desta tese é a deformação permanente de misturas asfálticas da camada de rolamento. Para investigar esse problema, atualmente, uma iniciativa nacional, por meio da já mencionada Rede Temática de Asfalto, vem construindo uma base de dados com

informações dos materiais utilizados, dos pavimentos e do desempenho destes em campo sob a ação do tráfego e do clima. Assim, funções de transferência (que vinculam a resposta estrutural simulada computacionalmente com o desempenho em campo) serão ajustadas a partir dos dados de pistas monitoradas. Mesmo neste contexto, verifica-se a inexistência de um método mecanístico, nacionalmente estabelecido, para a previsão da evolução da deformação permanente de misturas asfálticas em revestimentos. A previsão dessa falha é muito importante para programas de manutenção preventiva e no delineamento de estratégias de reabilitação.

Além disso, no Brasil foi normatizado o ensaio uniaxial de carga repetida para obtenção do *Flow Number*. Tal parâmetro pode não ser o mais adequado a ser extraído deste ensaio, que pode ter uma variação com o confinamento do corpo de prova. Ademais, a ausência de informações sobre tal parâmetro das misturas em campo instiga a comunidade científica e técnica a refinar critérios de aceitação de misturas asfálticas para deformação permanente no ensaio uniaxial de carga repetida sob diversos níveis de tráfego (BASTOS *et al.*, 2015a).

Dessa forma, a presente proposta alinha-se ao objetivo central da Rede Temática com vistas a contribuir para a avaliação do comportamento de misturas asfálticas quanto à deformação permanente ao longo do tempo e do carregamento, a partir do ensaio *TSS* e do ensaio uniaxial de carga repetida em laboratório, associado ainda ao monitoramento em campo de trechos experimentais.

1.3. Objetivos

1.3.1. Objetivo Geral

O objetivo geral da presente tese de doutorado é contribuir para o desenvolvimento do novo método brasileiro de dimensionamento de pavimentos asfálticos por meio da investigação da deformação permanente em misturas asfálticas usadas em revestimentos.

1.3.2. Objetivos Específicos

- Avaliar a relação dos resultados de resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos em laboratório com os resultados encontrados nos pavimentos em campo;
- Correlacionar os parâmetros granulométricos e de forma dos agregados com os resultados de resistência à deformação permanente de misturas asfálticas;
- Adaptar o ensaio triaxial de varredura de tensões (*TSS*) de acordo com as tensões que ocorrem em campo nas estruturas de pavimentos asfálticos tipicamente adotadas no país;
- Avaliar a relação dos dados experimentais de deformação permanente em laboratório (uniaxial de carga repetida e *TSS*) com aqueles encontrados em campo, com vistas ao refinamento de critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida e à calibração das curvas de desempenho para os resultados dos ensaios *TSS* (realizados a partir de tensões, desvio e confinante, típicas de pavimentos do Brasil);
- Construir, instrumentar e monitorar trechos experimentais, além de submetê-los à aceleração das degradações nos pavimentos a partir da passagem de um Simulador de Grande Porte (SGP) para avaliação do ATR. Esses trechos são compostos por camadas granulares e misturas asfálticas tipicamente utilizadas no Estado do Ceará.

1.4. Estrutura da Tese

Além do presente capítulo de Introdução, onde são apresentados ainda o problema de pesquisa e os objetivos, esta tese apresenta os seguintes capítulos:

- **Capítulo 2**

Expõe-se nesse capítulo uma investigação bibliográfica que resume, com base na literatura, o uso de simuladores de tráfego, instrumentação de campo, além do histórico e do estado da arte sobre deformação permanente em pavimentos asfálticos. É descrita ainda a fundamentação teórica relacionada com o comportamento das misturas asfálticas em termos de deformação permanente; ensaios mecânicos para a sua caracterização; modelos de previsão de desempenho e o efeito do ligante, granulometria e forma dos agregados para essa falha.

- **Capítulo 3**

O capítulo 3 apresenta os trechos monitorados nesta pesquisa, os materiais e as metodologias empregados nesses trechos. Além dos métodos para caracterização dos agregados, dos ligantes e das misturas asfálticas.

- **Capítulo 4**

Nesse capítulo são apresentados, analisados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização, reologia e de resistência mecânica realizados na pesquisa. Além do desempenho em campo, quanto à resistência à deformação permanente, dos 05 trechos monitorados.

- **Capítulo 5**

Após a análise e a discussão dos resultados, apresentam-se as principais conclusões e constatações obtidas a partir do programa experimental da pesquisa realizada. São também apresentadas recomendações para estudos futuros.

CAPÍTULO 2

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Considerações Iniciais

Este capítulo tem a finalidade de reunir informações que subsidiem as investigações sobre a deformação permanente nos revestimentos asfálticos. A revisão bibliográfica contempla aspectos sobre deformação permanente em pavimentos asfálticos, ensaios dinâmicos utilizados na caracterização desse defeito, modelos de previsão de desempenho quanto a essa falha, ensaios acelerados e instrumentação de pavimentos.

Nesse contexto, buscou-se realizar um levantamento sobre o histórico e o estado da arte da deformação permanente em pavimentos asfálticos, procurando subsidiar o entendimento sobre: comportamento das misturas asfálticas submetidas a esse defeito, ensaios mecânicos para a sua caracterização, calibração e modelos de previsão de desempenho, e os impactos causados pelo ligante, pela granulometria e pela forma dos agregados quanto a essa falha. Dando continuidade, buscou-se apresentar a importância dos ensaios acelerados de pavimentos e algumas características de equipamentos simuladores de tráfego e sua influência no processo de degradação de estruturas de pavimentos.

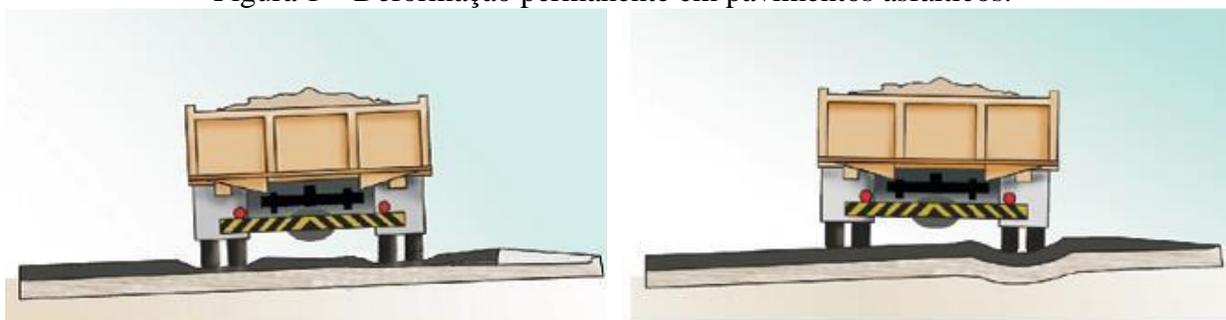
Por fim, na elaboração do capítulo, abordaram-se estudos voltados à análise de pavimentos asfálticos por meio da instrumentação de campo com sensores eletrônicos, indicando as principais práticas adotadas para aquisição, análise e tratamento dos dados quanto à deformação permanente.

2.2. Deformação Permanente nos Pavimentos Asfálticos

A deformação permanente também chamada de afundamento de trilha de roda, apesar de ser indesejada, é um defeito estrutural muito comum nos pavimentos asfálticos do Brasil

(GUIMARÃES, 2009). É definida como o acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperável, resultantes da aplicação das cargas dos veículos. Esse defeito cria uma perda de capacidade de drenagem do pavimento, resultando em danos causados pela água. Além disso, o pavimento torna-se suscetível a fissuração por fadiga como resultado do afinamento da estrutura sob a trilha da roda. Considerações graves de segurança surgem como resultado da acumulação de água nos afundamentos de trilha de roda. Esse defeito pode ser atribuído ao revestimento (Figura 1a), às camadas subjacentes, ao subleito ou ainda à combinação de defeitos em diversas camadas (trilha da roda direita na Figura 1b).

Figura 1 – Deformação permanente em pavimentos asfálticos.



(a) Trilha da roda no revestimento

(b) Trilha da roda direita nas diversas camadas

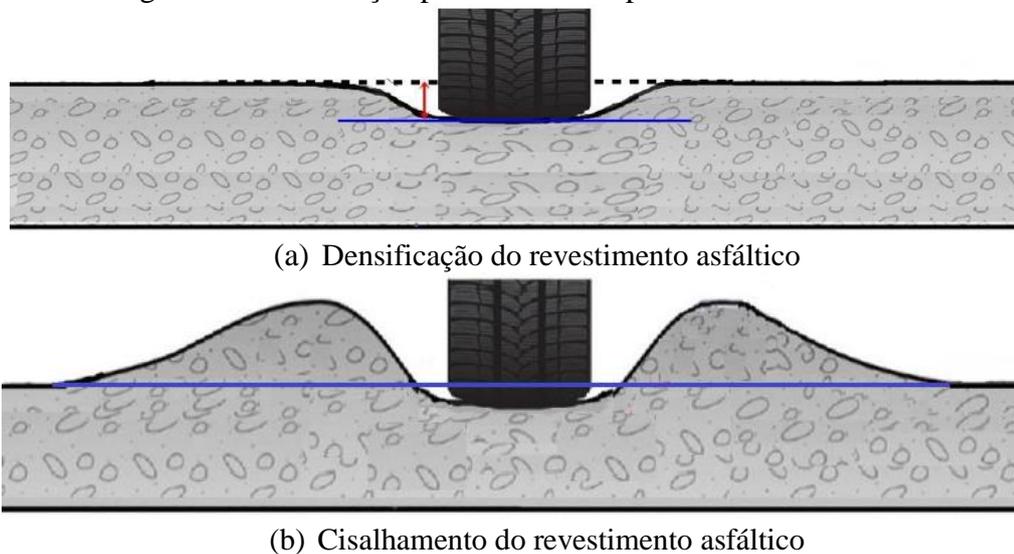
Fonte: adaptada de Bernucci *et al.* (2010).

Para o estudo da resistência à deformação permanente de pavimentos asfálticos no Brasil, vêm sendo avaliados: (i) solos e britas pelo ensaio triaxial de carga repetida (GUIMARÃES, 2009; RIBEIRO, 2013; LIMA, 2016); (ii) misturas asfálticas pelo ensaio uniaxial de carga repetida (NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012; OLIVEIRA, 2014; BORGES, 2014; PAZOS, 2015; BASTOS *et al.*, 2015a; BARROS *et al.*, 2015), e ainda por meio do ensaio triaxial de varredura de tensões (BORGES, 2014; BASTOS *et al.*, 2015a) e também por simuladores de laboratório (FRITZEN, 2005; ARAGÃO *et al.*, 2007; NASCIMENTO, 2008; CHAVES *et al.*, 2013); (iii) o somatório das deformações permanentes acumuladas no subleito, nas camadas granulares e no revestimento asfáltico utilizando simuladores de verdadeira grandeza (NÚÑEZ *et al.*, 1999; ALBANO, 2005; WICKBOLDT, 2005; FRITZEN, 2005; VALE, 2008; VICTORINO, 2008; NOGUEIRA, 2008; MOURA, 2010).

2.2.1. Deformação Permanente nas Misturas Asfálticas

A deformação permanente em misturas asfálticas pode ser causada por densificação e/ou movimento lateral (deformação por cisalhamento) desse material sob a ação do tráfego. As Figuras 2a e 2b exemplificam essas deformações. Na densificação, observa-se a diminuição do volume e, portanto, o aumento da densidade. Já na deformação por cisalhamento, observam-se mudanças de forma na camada asfáltica sem alteração volumétrica considerável (BROWN *et al.*, 2001).

Figura 2 – Deformação permanente em pavimentos asfálticos.



Fonte: Ferreira (2015).

Harvey *et al.* (2001), durante pesquisas do programa *Strategic Highway Research Program (SHRP)*, avaliaram 15 misturas asfálticas em laboratório e demonstraram que a deformação por cisalhamento contribui mais significativamente para deformação total em pavimentos asfálticos que a deformação por densificação. Os resultados de Coleri *et al.* (2012) corroboram essa conclusão. Para chegar a essa confirmação, os autores quantificaram a contribuição de cada um desses parâmetros quando investigaram 04 trechos experimentais utilizando o *Heavy Vehicle Simulator (HVS)*.

Quanto aos materiais, os principais fatores que contribuem para a formação do defeito em questão são: (i) percentual de ligante asfáltico elevado, (ii) granulometria com alto teor de finos, (iii) ligante asfáltico com consistência baixa para a temperatura da região, (iv) agregados com baixa angularidade, baixa rugosidade e forma esférica, (v) temperaturas elevadas, (vi) baixa resistência ao desgaste do agregado e (vii) compactação insuficiente.

Segundo Sybilski (1996), a deformação acumulada no ligante asfáltico, em consequência do tráfego, é um dos principais responsáveis para a deformação permanente de pavimentos asfálticos. De acordo com o referido trabalho, a resistência à deformação permanente depende principalmente das propriedades reológicas do ligante asfáltico e da composição da mistura asfáltica (distribuição granulométrica do agregado mineral, forma dos agregados e teor de ligante).

Assim, o surgimento precoce da deformação permanente tem levado à adoção de estratégias para melhorar as propriedades originais dos ligantes asfálticos. A modificação de ligantes por polímeros vem se consolidando nas últimas décadas como uma técnica eficiente para lidar com as situações cada vez mais críticas de carregamento e temperatura as quais os pavimentos são diariamente submetidos durante a vida de serviço, reduzindo as deformações permanentes (ORANGE *et al.*, 2004; YILDIRIM, 2007; NAVARRO *et al.*, 2009; TOMÉ, 2014). Apesar de apresentar um melhor custo-benefício, os ligantes modificados por polímeros necessitam de alguns cuidados na aplicação, quais sejam: exigência de temperaturas mais elevadas do ligante, necessárias para obter uma viscosidade adequada a fim de recobrir e compactar o agregado mineral, porém potencialmente causadoras de envelhecimento precoce do ligante; maior cuidado na usinagem e compactação da mistura asfáltica; falta de estabilidade do ligante quando armazenado durante períodos prolongados de estocagem (TOMÉ, 2010).

A seleção de ligantes asfálticos que resistam à deformação permanente ainda é um desafio, pois há escassez de pesquisas, principalmente nacionais, que correlacionem a reologia do ligante à resistência à deformação permanente das misturas asfálticas em campo

(BUKOWSKI *et al.*, 2011; GREENE *et al.*, 2013). Frequentemente são correlacionados métodos e procedimentos de ensaios para caracterizações do ligante asfáltico com a resistência da mistura asfáltica à deformação permanente em laboratório. Há desde os ensaios tradicionais como a penetração, o ponto de amolecimento e a ductilidade (BAHIA e ANDERSON, 1995), até os mais modernos como o ensaio de fluência e recuperação sob tensão múltipla – *MSCR (Multiple Stress Creep Recovery)* (D'ANGELO *et al.*, 2007; ADORJÁNYI e FÜLEKI, 2011; ZHANG *et al.*, 2015).

Para a *Federal Highway Administration (FHWA)*, os agregados respondem por 80% da responsabilidade de prevenir a deformação permanente na mistura asfáltica. Isso mostra a importância de se ter um esqueleto pétreo bem dimensionado e de se estudar as propriedades dos agregados minerais. Mostra também a responsabilidade atribuída aos agregados na resistência à deformação permanente se comparados ao ligante asfáltico.

A preocupação com os agregados é uma das características da dosagem *Superpave*, concebida como produto do *SHRP*, com o objetivo de melhorar a qualidade e a durabilidade dos revestimentos asfálticos produzidos nos Estados Unidos. No entanto, o maior fruto do *SHRP* foi relacionado à especificação de ligantes asfálticos. Atualmente, essa especificação é adotada para a dosagem de misturas asfálticas nos Estados Unidos, sendo continuamente refinada por outros países, incluindo o Brasil (TONIAL e LEITE, 1995; MOTTA *et al.*, 1996a; VIANA *et al.*, 1996; MARQUES, 2004).

No LMP/UFC, Onofre (2012) estudou 17 misturas asfálticas com a mesma granulometria, mas com diferentes tipos de agregados e de ligantes asfálticos sem polímero, mas também modificados por polímeros, borracha de pneu moído e ácido polifosfórico (PPA). O autor analisou misturas contendo o mesmo tipo de agregado e diferentes tipos de ligantes asfálticos e misturas com o mesmo ligante e diferentes tipos de agregados. A referida pesquisa mostrou que a resistência à deformação permanente de uma mistura asfáltica é consideravelmente mais influenciada pelo agregado do que pelo ligante asfáltico utilizado, porém não foi estudada a

influência da granulometria nem do percentual de ligante (nesse estudo as misturas foram dosadas pelo método *Superpave* para 4% de volume de vazios).

Diversos trabalhos publicados na literatura mostram que as principais propriedades de agregados minerais que influenciam na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas são: (i) angularidade, (ii) forma e (iii) textura. Sanders e Dukatz (1992) e Stiadly *et al.* (2002) concluíram que agregados com maior angularidade (maior número de faces fraturadas) tendem a compor misturas asfálticas com maior resistência à deformação permanente. Mahmoud e Bahia (2004) mostraram que agregados com textura mais rugosa geram misturas asfálticas com maior resistência à deformação permanente.

Sabendo da importância do agregado no desempenho de misturas asfálticas com relação aos principais defeitos do pavimento, entre esses a deformação permanente, algumas pesquisas (BESSA, 2012; PAZOS, 2015) utilizam o Processamento Digital de Imagens (PDI) por meio do *Aggregate Image Measurement System (AIMS)* na análise das propriedades de forma, de angularidade e de textura de agregados e misturas asfálticas.

Destaca-se também a importância da granulometria no desempenho de misturas asfálticas, tendo em vista que os agregados representam em média 95% do volume total das misturas asfálticas e que a granulometria pode ser relacionada com muitos aspectos da mistura em campo, como compactação, densificação, permeabilidade, durabilidade e resistência à deformação permanente. No entanto, não é raro que as curvas granulométricas sejam selecionadas empiricamente por meio de procedimentos de tentativa e erro, de modo que atendam as especificações estabelecidas pelo órgão regulador, no Brasil, a especificação de serviço 031 (2006) do DNIT. Convencionalmente, o projetista combina os agregados utilizando porcentagens típicas desenvolvidas a partir de experiências práticas e que atendam a uma metodologia. Porém, o impacto das granulometrias escolhidas no comportamento mecânico das misturas asfálticas não é estimado. Uma consequência imediata disso é a

possibilidade de composição de misturas com um esqueleto pétreo sem estabilidade e com intertravamento inadequado, portanto, com reduzida resistência à deformação permanente.

A metodologia *Superpave* também ressalta a importância de se estudar as características dos agregados, inclusive o efeito da granulometria, mas não dispõe de procedimentos acurados para seleção e avaliação granulométrica. Os procedimentos dessa metodologia se limitam a pontos de controle da AASHTO (COMINSKY *et al.*, 1994; ARAGÃO *et al.*, 2007). Esses pontos indicam a região na qual a curva granulométrica deve passar, assemelhando-se às faixas granulométricas utilizadas no Brasil e variam de acordo com o Tamanho Máximo Nominal (TMN) dos agregados. Têm como funções: equilibrar a proporção relativa entre agregados graúdos e miúdos e controlar o volume de finos (ALSHAMSI, 2006).

O método Bailey pode ser uma ferramenta útil para analisar e selecionar sistematicamente granulometrias que visam um melhor desempenho de misturas asfálticas, pois oferece, de forma simplificada, uma explicação mecânica da estrutura dos agregados e procedimentos de seleção e avaliação de granulometrias (VAVRIK *et al.*, 2002). Esse método se baseia no arranjo das partículas a fim de formar uma matriz de agregados resistente por meio do intertravamento adequado das partículas obtido pela distribuição das partículas por tamanho e da volumetria. Robert Bailey, do Departamento de Transportes de Illinois nos Estados Unidos, desenvolveu esse método como uma forma de diminuir a suscetibilidade à deformação permanente de misturas asfálticas, buscando manter as características de durabilidade adequadas. Segundo o autor, uma granulometria ideal para resistir à deformação permanente deve ter o máximo de agregado graúdo para formar um esqueleto resistente e uma quantidade suficiente de agregado fino para preencher os vazios dos agregados graúdos, sem excesso de fíler, assegurando a estabilidade da estrutura.

Outra metodologia que pode ser útil para analisar e selecionar sistematicamente granulometrias é a Faixa de Agregados Dominantes (FAD), proposta por Kim (2006) na Universidade da Flórida, validada no Brasil por Ferreira *et al.* (2015) e comparada ao método

Bailey por Ferreira *et al.* (2016). Essa metodologia caracteriza a curva granulométrica em função de um ou mais tamanhos de agregados que interagem entre si para a formação de um esqueleto pétreo resistente. Dessa forma, a FAD está diretamente relacionada à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.

De acordo com a literatura percebe-se que para obtenção de uma mistura resistente à deformação permanente é necessário combinar as características físicas e químicas dos agregados com um método de seleção granulométrica que permita o intertravamento máximo do esqueleto mineral capaz de absorver um teor de ligante suficiente para manter a estrutura coesa, resistente e estável.

2.2.1.1. *Curvas granulométricas e forma de agregados de misturas asfálticas*

a) Método de Bailey

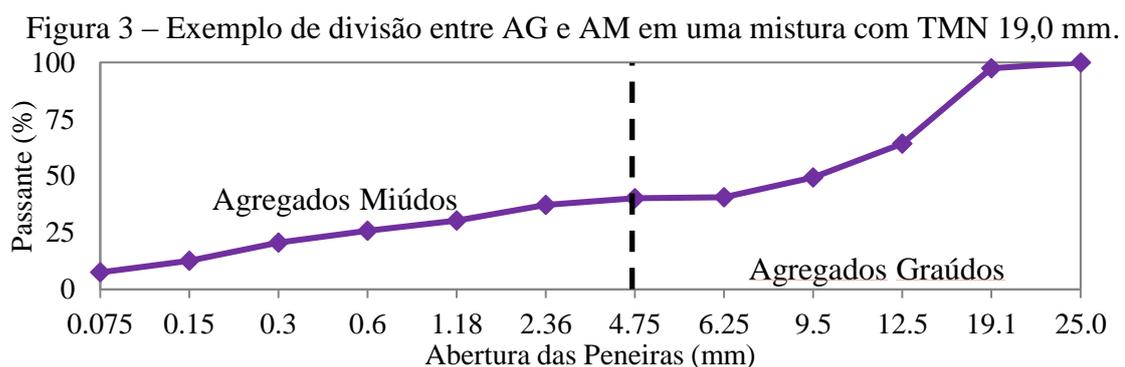
A seleção de uma granulometria segundo o método Bailey parte da Massa Específica Escolhida (MEE), que corresponde a um percentual da massa específica solta dos agregados graúdos. Esse parâmetro aponta o quanto de espaço vazio deve ser preenchido pelo agregado fino, o que influencia diretamente no tipo de mistura e na distribuição da quantidade de agregado em cada fração entre as peneiras de controle (DANIEL e RIVERA, 2009). Além da MEE, também são consideradas a Massa Específica Solta (MES) e a Massa Específica Compactada (MEC), as quais são definidas, respectivamente, como a quantidade de agregado que preenche determinado volume sem ser aplicado nenhum esforço de compactação e a quantidade de agregado que preenche um determinado volume com a aplicação de um esforço de compactação específico (VAVRIK *et al.*, 2002).

O valor recomendável para a MEE varia com o tipo de mistura asfáltica, sendo que para misturas finas deve ser menor que 95%; para misturas graúdas, recomenda-se o intervalo de

95 a 105%; e no caso de misturas SMA (*Stone Mastic Asphalt*), a MEE dever variar entre 110 e 125% (DANIEL e RIVERA, 2009).

Uma vez definido o tipo de mistura, o Método Bailey busca, sobretudo, projetar granulometrias com base na distribuição dos agregados por tamanho e volumetria com a finalidade de obter um esqueleto mineral resistente por meio de procedimentos sistemáticos simples. Esse método define como Agregados Graúdos (AG) (partículas que em um determinado volume criam vazios) e Agregados Miúdos (AM) (partículas que preenchem os vazios criados pelos agregados graúdos) estão interagindo. Mais de um tamanho de partícula é necessário para a definição de agregado graúdo e miúdo, sendo que essa divisão depende do TMN da mistura. O TMN é a peneira superior à peneira que reter mais do que 10% de agregado (VAVRIK *et al.*, 2002).

Para diferenciar os agregados graúdos e miúdos, o método Bailey utiliza a Peneira de Controle Primário (PCP) (a Figura 3 exemplifica essa divisão para um agregado com TMN de 19 mm, na qual a abertura da PCP equivale a 4,75 mm), estimada como a abertura da peneira mais próxima a $0,22 \times \text{TMN}$ (VAVRIK *et al.*, 2002). Por meio de análises em duas (2D) e três dimensões (3D) do arranjo de agregados de diferentes formas, chegou-se a fatores entre 0,18 e 0,28 que poderiam ser utilizados nessa equação, sem afetar a análise da granulometria. No entanto, padronizou-se o valor de 0,22 (VAVRIK *et al.*, 2002).



Fonte: adaptada de Vavrik *et al.* (2002).

Os agregados graúdos são aqueles retidos na PCP e recebem a denominação de Proporção do Agregado Graúdo (Proporção AG) (Equação 1). O material passante na PCP representa os agregados miúdos, que são então divididos em duas proporções: Proporção Graúda do Agregado Miúdo (Proporção GAM) (Equação 2) e Proporção Fina dos Agregados Miúdos (Proporção FAM) (Equação 3). A Tabela 1 apresenta essas peneiras de controle em função do TMN.

$$AG = \frac{(PM-PCP)}{(100-PM)} \quad (1)$$

$$GAM = \frac{PCS}{PCP} \quad (2)$$

$$FAM = \frac{PCT}{PCS} \quad (3)$$

Onde, PM - Peneira Média (peneira mais próxima da metade do TMN); PCS - Peneira de Controle Secundário; e PCT - Peneira de Controle Terciário.

A Proporção AG é dividida em porções de partículas pequenas e grandes pela PM, as partículas pequenas são denominadas de “interceptoras” e as partículas grandes são denominadas de *pluggers*.

Tabela 1 – Peneiras de Controle utilizadas no método Bailey.

TMN (mm)	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PM (mm)	19,0	12,5	9,5	6,25	4,75	2,36
PCP (mm)	9,5	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS (mm)	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
PCT (mm)	0,60	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075

Fonte: adaptado de Vavrik *et al.* (2002).

A Tabela 2 apresenta as peneiras que devem ser utilizadas de acordo com cada TMN para granulometrias miúdas. Para essas granulometrias considera-se apenas o percentual passante na PCP e definem-se novas peneiras de controle.

Tabela 2 – Peneiras de Controle utilizadas no método Bailey – granulometria miúda.

TMN (mm)	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PCP original	9,5	4,75		2,36		1,18
PM nova (mm)	4,75	2,36		1,18		0,60
PCP nova (mm)	2,36	1,18		0,60		0,30
PCS nova (mm)	0,60	0,30		0,15		0,075
PCT nova (mm)	0,15	0,075		-		-

Fonte: adaptado de Vavrik *et al.* (2002).

Salienta-se que quando o percentual passante na PCP é inferior a 47% (para misturas com TMN de 37,5, 19,0 e 9,5 mm), ou 40% (para misturas com TMN de 25,0 mm), ou 39% (para misturas com TMN de 12,5%), considera-se que o comportamento da mistura asfáltica é governado pelos agregados graúdos. Caso contrário, os agregados miúdos é que controlam o seu comportamento (AASHTO M323, 2013).

A verificação desse comportamento se faz por meio da análise do volume de vazios disponível na fração graúda e pelo volume ocupado pela fração miúda. Se o volume de vazios da fração graúda (VCA_{RUW}) (Equação 4) for maior do que a porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica (VCA_{mix}) (Equação 5), tem-se um comportamento graúdo da mistura. Por outro lado, se o volume da fração graúda for menor, tem-se um comportamento miúdo (ASPHALT INSTITUTE, 2011).

$$VCA_{RUW} = \left(\frac{G_{sb} \times G_w - G_{RUW}}{G_{sb} \times G_w} \right) \quad (4)$$

$$VCA_{mix} = 100 - \left(\frac{G_{mb}}{G_{sb}} \times P_{CA} \right) \quad (5)$$

Onde, VCA_{RUW} - vazios da fração graúda do agregado compactado, %; G_{RUW} - massa específica da fração graúda do agregado seco compactado, g/cm³; G_w - massa específica da água, 0,998 g/cm³; G_{sb} - massa específica aparente da fração graúda do agregado, g/cm³; VCA_{mix} - vazios da fração graúda do agregado na mistura compactada, %; G_{mb} - massa específica aparente da mistura compactada, g/cm³; P_{CA} - fração graúda do agregado em relação ao peso total da mistura, %.

O método Bailey utiliza os percentuais de AG, GAM e FAM na compreensão e na previsão do comportamento dos agregados na mistura.

A literatura (CUNHA, 2004; KHOSLA e SADASIVAM, 2005; ZANIEWSKI e MASON, 2006; DENNEMAN *et al.*, 2007; GIERHART, 2007; DANIEL e RIVERA 2009; MENDES, 2011; MANJUNATH e POORNACHANDRA, 2014) mostra a importância da utilização do método Bailey para melhorar a qualidade de misturas asfálticas, principalmente, quanto à deformação permanente. No entanto, esse método possui algumas limitações, que incluem a ausência de procedimentos para avaliar granulometrias que não se enquadram nos critérios do método (AG, GAM e FAM). Embora haja vários pontos do método que advertem o engenheiro a não esquecer as demais propriedades dos agregados, como tamanho, angularidade, textura e resistência, que afetam o desempenho das misturas, não existem cálculos ou procedimentos que descrevem como incluir essas propriedades. Dependendo das demais propriedades dos agregados, o volume de Vazios do Agregado Mineral (VAM) pode ser diferente do valor previsto no método (DANIEL e RIVERA, 2009).

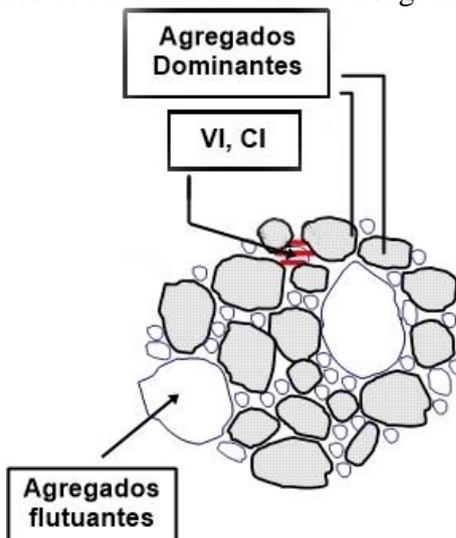
b) Faixa de Agregados Dominantes (FAD)

O método FAD permite avaliar a estrutura granulométrica de misturas asfálticas objetivando a composição de um esqueleto pétreo que confira estabilidade e resistência à deformação permanente. Essa resistência é garantida por um contato adequado entre partículas suficientemente graúdas. Kim (2006) estabelece que apenas as partículas iguais ou maiores que 1,18 mm (peneira N° 16) contribuem efetivamente para tal resistência.

A mistura asfáltica é descrita como sendo formada pela FAD e pelo Volume Intersticial (VI). O primeiro é responsável pela resistência à deformação permanente, enquanto o segundo está ligado ao trincamento por fadiga e à energia de ruptura da mistura, além de manterem as partículas da FAD unidas, conferindo adesão e resistência à tração (KIM, 2006; GREENE *et al.*, 2014). Compõem o VI os seguintes itens: os agregados inferiores a FAD, o ligante

asfáltico e os vazios da mistura asfáltica, todos chamados de Componentes Intersticiais (CI). Nem todos os agregados suficientemente graúdos irão compor a FAD (KIM, 2006). Partículas com dimensões superiores à FAD flutuam na matriz de agregados de modo que não havendo contato entre as mesmas não há contribuição relevante para a resistência à deformação permanente. Os conceitos do método FAD são ilustrados na Figura 4.

Figura 4 – Componentes de uma mistura asfáltica segundo a metodologia FAD.



Fonte: adaptada de Kim (2006) por Ferreira *et al.* (2015).

Kim (2006) identificou que o espaçamento médio dos agregados retidos entre quaisquer duas peneiras consecutivas aumenta rapidamente quando a proporção relativa entre elas (%retido na peneira N / %retido na peneira imediatamente inferior a N) é inferior a 0,43 ou superior a 2,33. Isso sugere que dentro desse intervalo os agregados mantêm um espaçamento relativamente constante e garantem um contato efetivo necessário para formar o esqueleto pétreo que será responsável por resistir à deformação permanente. Tais agregados são chamados de agregados dominantes e compõem a FAD. A representação gráfica das proporções relativas entre todas as peneiras contíguas de uma mistura asfáltica é denominada diagrama de interação e permite uma visão global de todas as peneiras que estão interagindo para a formação da FAD.

Outro parâmetro importante dessa metodologia é a porosidade. A literatura estabelece que a porosidade de materiais granulares no estado solto é aproximadamente constante entre 45 e 50% e independe de sua distribuição granulométrica (LAMBE e WHITMAN, 1969). Isso implica que a porosidade de materiais granulares não deve ser superior a 50%, garantindo contato entre os grãos. Numa mistura asfáltica, o volume de Vazios no Agregado Mineral (VAM) representa o volume disponível entre os agregados em uma mistura compactada, ou seja, o espaço ocupado por vazios e pelo ligante asfáltico. Tal conceito é análogo ao Volume de vazios (Vv), em um solo. A partir do Vv pode-se determinar a porosidade do solo.

Kim (2006) estendeu o conceito de porosidade de solo para mistura asfáltica, mais precisamente para a FAD. Dessa forma, a FAD seria equivalente aos grãos de um solo, enquanto o VI, seria equivalente aos vazios entre esses grãos. Admitiu-se, portanto, que a porosidade das partículas granulares que compõem a FAD não deve ser superior a 50%. A partir da consideração que uma mistura asfáltica possui uma quantidade efetiva de ligante e de vazios para uma dada granulometria (i.e., VAM), pode-se determinar a porosidade para uma única peneira, ou para peneiras contíguas, desde que estas interajam.

Embora a FAD seja a estrutura primária para resistir à deformação permanente, a partir da determinação de sua porosidade é que se estima o seu potencial de resistência. Como indica Kim (2006), uma porosidade FAD inferior a 48% indica composições granulométricas com grande potencial de resistência à deformação permanente. Porosidades FAD entre 48 e 52% são chamadas de porosidades marginais e indicam composições com contato granular questionável, não sendo possível estimar a resistência à deformação permanente. Espera-se baixa resistência à deformação permanente de misturas com porosidade FAD superior a 52%.

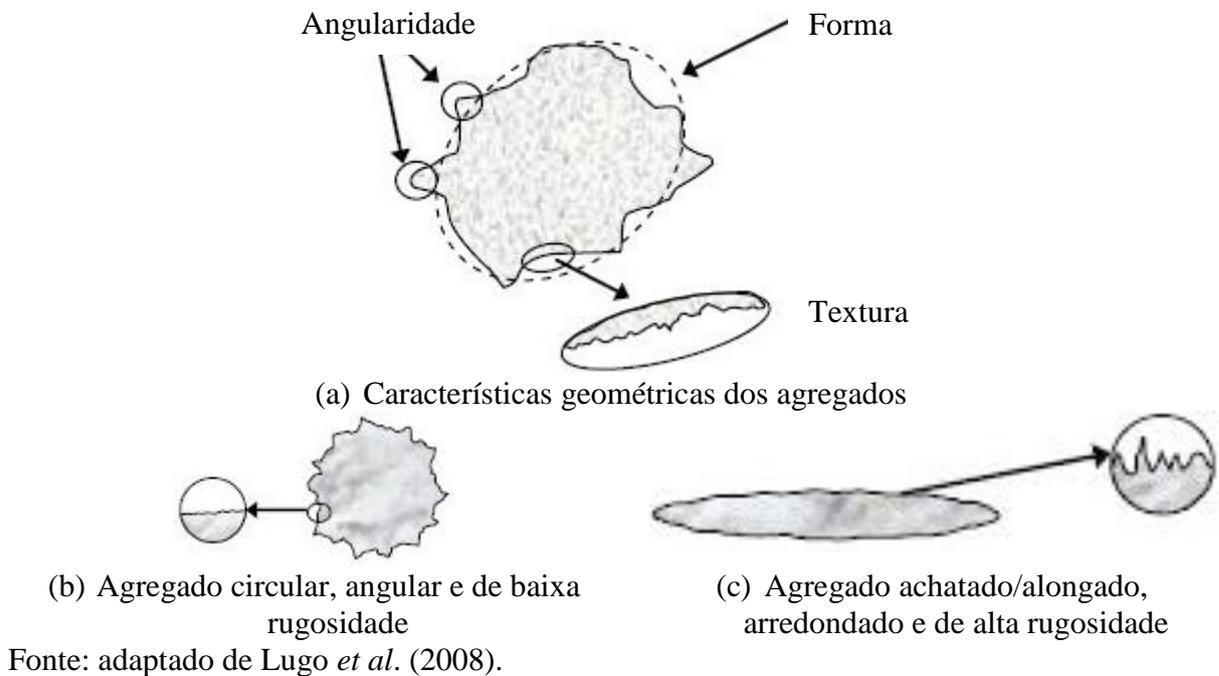
Por fim, esse autor conclui que a metodologia FAD pode ajudar a eliminar misturas asfálticas que não terão um bom desempenho em campo, mesmo sem levar em consideração a qualidade dos demais componentes da mistura asfáltica, tais como os finos e o ligante asfáltico.

c) *AIMS*

O sistema *AIMS* representa uma alternativa aos ensaios manuais de caracterização simples, que demandam muito tempo e trazem resultados muitas vezes imprecisos e irrealistas (CASTELO BRANCO *et al.*, 2006). Esse sistema fornece informações de angularidade, esfericidade, características de achatamento e alongamento e textura para os agregados graúdos, ou seja, aqueles retidos na peneira de 4,75 mm, e angularidade e forma para os agregados miúdos, i.e., retidos na peneira de 0,075 mm.

Essas características são definidas considerando diferentes escalas em relação ao tamanho de partícula. A forma se refere às proporções das dimensões das partículas, a angularidade reflete os cantos dos agregados que se sobrepõem à forma, como mostrado nas Figuras 5a e 5b. A textura abrange as irregularidades da superfície identificadas em uma escala muito menor, de modo que não determinam diretamente nem a forma nem a angularidade (Figuras 5a e 5c) (MASAD *et al.*, 2005). Geralmente, os agregados de forma cúbica, angulares, com textura rugosa e com capacidade de manter essas propriedades ao longo da vida útil das estruturas são preferidos para aplicações de revestimento (LUGO *et al.*, 2008).

Figura 5 – Esquema da caracterização geométrica dos agregados.



Fonte: adaptado de Lugo *et al.* (2008).

O LMP/UFC possui um histórico na utilização do PDI para a caracterização de agregados e misturas asfálticas. Bessa *et al.* (2011a; 2011b) analisaram as propriedades de forma, de angularidade e de textura de três agregados provenientes de diferentes pedreiras e fontes mineralógicas do Estado do Ceará, e também quantificaram esses materiais em relação aos processos de polimento e de abrasão. Bessa *et al.* (2012) compararam as metodologias de dois diferentes *softwares* para a análise das propriedades de forma de agregados e do comportamento deles nas estruturas de misturas asfálticas. Bessa *et al.* (2015) indicaram que, de maneira geral, a mineralogia dos agregados desempenha um papel secundário no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas. Assim, agregados com diferentes mineralogias, mas com parâmetros de forma similares podem resultar em comportamento mecânico semelhante.

Atualmente, outros pesquisadores também utilizam o *AIMS* para a investigação das propriedades dos agregados, por exemplo, Pazos (2015) utilizou o *AIMS 2* para avaliar a influência de propriedades morfológicas de agregados (seixo rolado e pedra britada, provenientes dos Estados do Pará e do Rio de Janeiro, respectivamente) no comportamento de diversos parâmetros, entre esses a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Os resultados indicaram a viabilidade do uso do seixo rolado em obras de pavimentação asfáltica, especialmente quando o agregado é combinado a um material mais angular.

2.2.1.2. *Multiple Stress Creep Recovery (MSCR)*

O ensaio MSCR visa medir as propriedades de deformação permanente de ligantes asfálticos. Este ensaio foi desenvolvido como resultado de estudos internos realizados pela *Federal Highway Administration* nos Estados Unidos (D'ANGELO *et al.*, 2007). Historicamente, acreditava-se que a rigidez mais elevada do ligante era tida como suficiente para reduzir a suscetibilidade à deformação permanente. No entanto, a correlação desse defeito em campo com o parâmetro $|G^*|/\sin\delta$ é muito baixa (BUKOWSKI *et al.*, 2011). Assim, além dessa abordagem, a especificação AASHTO M332 (2014) incluiu uma avaliação mais adequada da suscetibilidade à deformação permanente e da elasticidade dos ligantes por meio do ensaio de

MSCR. Esse ensaio avalia ainda a dependência dos ligantes asfálticos à tensão (D'ANGELO *et al.*, 2007). Os diferentes níveis de tensão permitem a análise da sensibilidade do ligante e a abrangência das regiões de viscoelasticidade linear e não linear nos mesmos.

Além de utilizar o conceito de *creep* dinâmico, que pretende representar a carga cíclica que os ligantes são submetidos em campo, o procedimento desse ensaio é fácil e rápido de ser realizado no reômetro de cisalhamento dinâmico [*Dinamic Shear Rheometer (DSR)*]. Vale notar que esse equipamento já vem sendo utilizado pelos principais laboratórios de pavimentação para avaliação do grau de desempenho (PG) (ASTM D6373, 2013) e da rigidez dos ligantes (AASHTO T315, 2012).

Partindo da abordagem do *MSCR*, diversas pesquisas (D'ANGELO *et al.*, 2007; GOLALIPOUR, 2011; ADORJÁNYI e FÜLEKI, 2011; ZHANG *et al.*, 2015) obtiveram boas correlações dos parâmetros do *MSCR* com o desempenho de misturas asfálticas em laboratório.

Nacionalmente, a USP vem contribuindo com a investigação da metodologia do ensaio *MSCR* (DOMINGOS e FAXINA, 2014; 2015c; 2016), e utiliza ainda essa metodologia na seleção de ligantes asfálticos modificados por polímeros (DOMINGOS e FAXINA, 2013; 2014; 2015a; 2015b; 2015c; 2016). A COPPE também utiliza esse ensaio para caracterizar os ligantes adotados em investigações de misturas asfálticas (NASCIMENTO *et al.*, 2015; PAZOS, 2015), além de adotá-lo para observar os efeitos da irradiação gama nas propriedades reológicas de ligantes asfálticos (MELLO, 2014). A UFC vem adotando esse ensaio para seleção de polímeros e na investigação de modificadores alternativos para ligantes asfálticos (TOMÉ, 2014; LIMA FILHO, 2015; BASTOS *et al.*, 2015b; FARIAS *et al.*, 2016).

2.2.1.3. *Ensaio de deformação permanente em misturas asfálticas*

Além do número de variáveis que contribuem para a formação da deformação permanente, internacionalmente conta-se com diversas metodologias de ensaio para a caracterização da

deformação permanente em misturas asfálticas. Não se investigou aqui ensaios com aplicação de carga estática, por não representarem bem a deformação permanente encontrada em campo, sendo, portanto, mais indicado o uso de ensaios com aplicações repetidas de carga (VALKERING *et al.*, 1990 *apud* BERNUCCI *et al.*, 2010).

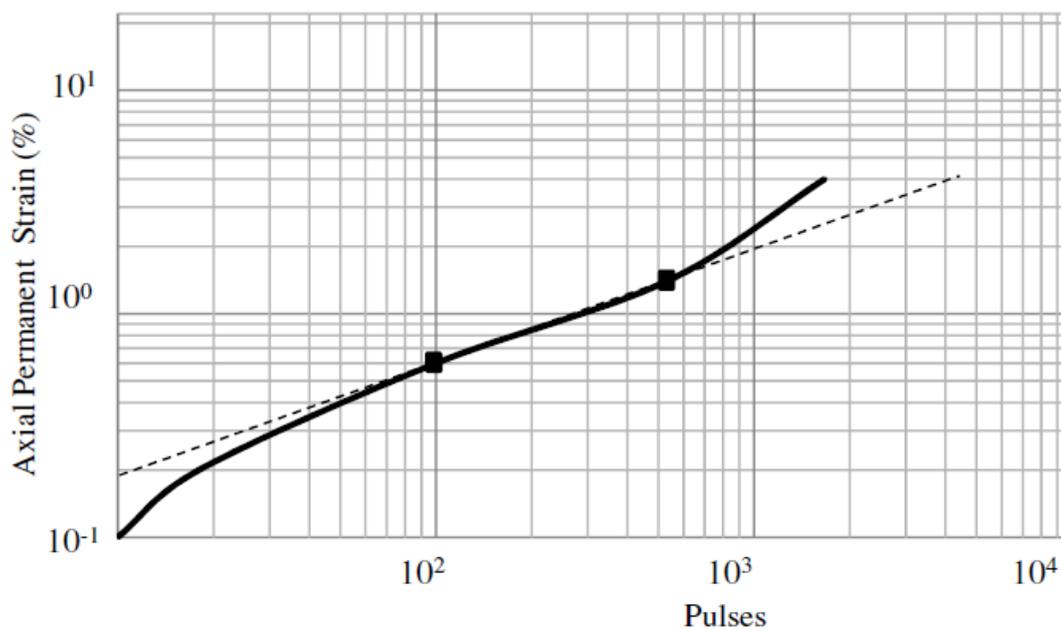
Nos Estados Unidos, um estudo realizado pelo *National Cooperative Highway Research Program (NCHRP)* e relatado no *Report 465 - Simple Performance Test for Superpave Mix Design* (WITCZAK *et al.*, 2002) avaliou os seguintes 09 métodos de ensaio de misturas asfálticas para avaliar a deformação permanente: Módulo Dinâmico Triaxial (*Triaxial Dynamic Modulus Tests*), Módulo Dinâmico Cisalhante (*Shear Dynamic Modulus - Superpave Shear Tester*), Módulo Dinâmico Cisalhante Quase-Direto (*Quasi-Direct Shear Dynamic Modulus - Field Shear Tester*), Módulo de Elasticidade - Ensaio de Propagação de Onda Ultrassônica (*Elastic Modulus - Ultrasonic Wave Propagation Tests*), Módulo Dinâmico Calculado a partir de Equações de Regressão (*Dynamic Modulus Calculated from Regression Equations*), Triaxial de Resistência ao Cisalhamento (*Triaxial Shear Strength Tests*), Triaxial Estático de Fluência (*Static Triaxial Creep Tests*), Triaxial de Carga Repetida (*Triaxial Repeated Load Permanent Deformation Tests*), Ensaio de Cisalhamento Repetido de Deformação permanente (*SST Repeated Shear Permanent Deformation Tests*). O objetivo do referido estudo foi utilizar algumas seções experimentais amplamente avaliadas, com diferentes defeitos, para selecionar os ensaios e os parâmetros melhor relacionados com o desempenho das misturas. Assim, foram consideradas 16 pistas experimentais oriundas de 3 instalações de ensaios acelerados: MnRoad, *Accelerated Loading Facility (ALF)* - Turner Fairbanks e WesTrack.

De acordo com o *Report 465* (WITCZAK *et al.*, 2002), os resultados de *FN*, determinados a partir do ensaio Triaxial de Carga Repetida (*Triaxial Repeated Load Permanent Deformation Tests*), obtiveram coeficientes de determinação, R^2 , de 0,90 ou maior para a correlação dos resultados de laboratório com desempenho em campo, mostrando que esse é o parâmetro que melhor se relaciona com a deformação permanente. Os autores indicaram que esse ensaio

pode ser realizado com (triaxial) ou sem confinamento (uniaxial). No entanto, a pressão de confinamento pode ser aplicada para melhor simular condições da mistura em campo.

Após a avaliação desses 09 ensaios, Witczak *et al.* (2002) selecionaram, com base nos resultados das correlações, o ensaio Triaxial de Carga Repetida, que no Apêndice B da referida pesquisa recebeu o nome de Método de Ensaio em Compressão Uniaxial de Carga Repetida de Misturas Asfálticas (*Test Method for Repeated Load Testing of Asphalt Concrete Mixtures in Uniaxial Compression*). Os resultados desse ensaio são mostrados em termos da deformação permanente acumulada *versus* número de ciclos de carga. A Figura 6 apresenta o resultado desse ensaio e serve como marco histórico do desenvolvimento dessa metodologia.

Figura 6 – Exemplo do ensaio Triaxial de Carga Repetida.
Repeated Axial Load Confined Strain Test



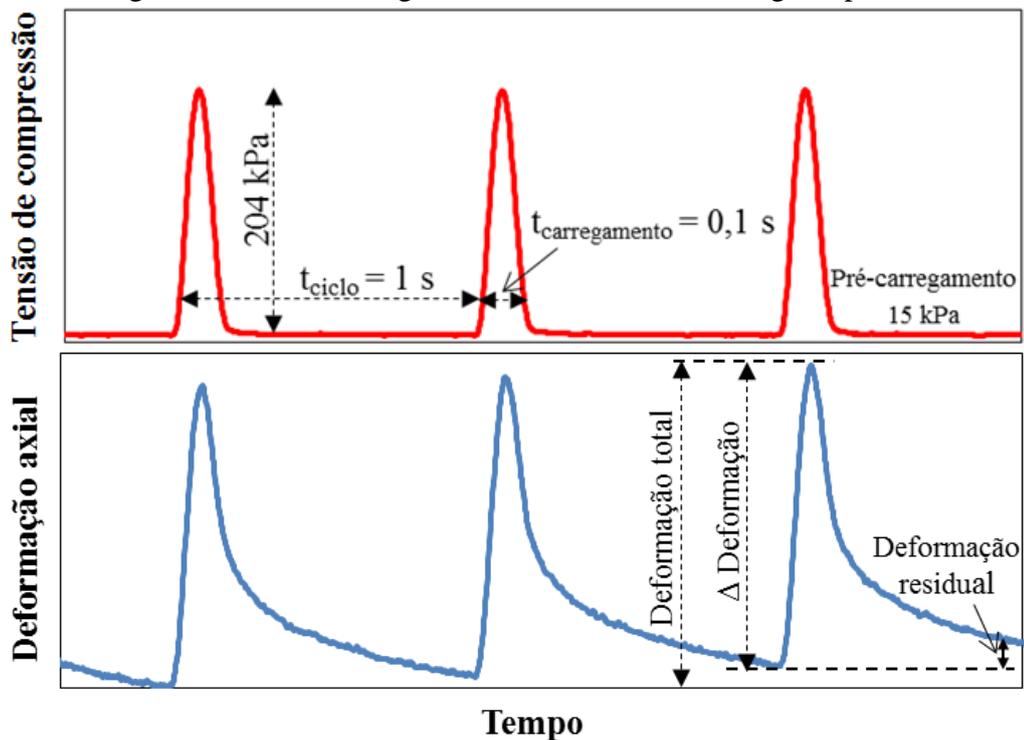
Fonte: Witczak *et al.* (2002).

a) Uniaxial de Carga Repetida

Para o estudo em laboratório da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, o Brasil desenvolveu a norma ABNT NBR 16505 (2016) “Misturas asfálticas - Resistência à

deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida”, elaborada pelo Organismo de Normalização Setorial de Petróleo (ABNT/ONS-034). Essa norma descreve o ensaio mais comumente realizado no país para caracterização da deformação permanente de misturas asfálticas que é o uniaxial de carga repetida (NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012; BORGES, 2014; PAZOS, 2015; BASTOS *et al.*, 2015a; BARROS *et al.*, 2015). Nesse ensaio, a mistura asfáltica é submetida a um pré-carregamento de compressão seguida de um carregamento cíclico de compressão e a deformação permanente acumulada (ϵ_p) é obtida em função do número de ciclos (Figura 7). Tanto no Brasil, quanto internacionalmente, o ciclo consiste de um pulso semi-senoidal (*haversine*) de 0,1 s seguido por um repouso de 0,9 s, a uma temperatura especificada (60°C) (WITCZAK *et al.*, 2002).

Figura 7 – Ciclo de carga do ensaio Uniaxial de Carga Repetida.

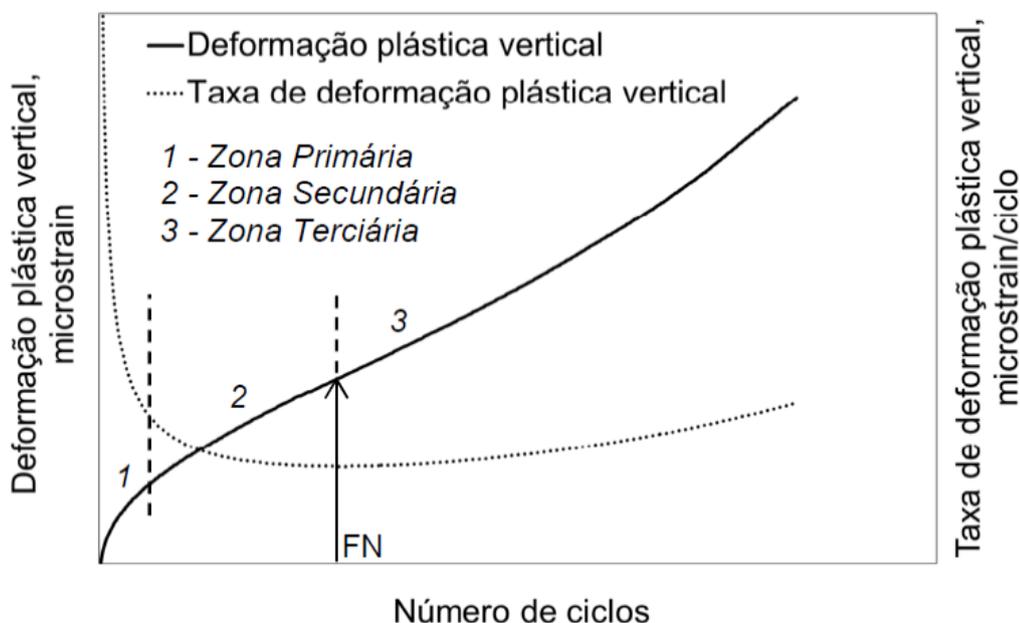


Fonte: adaptada de Bernucci *et al.* (2010).

A deformação permanente acumulada pode ser dividida em 03 regiões: primária, secundária e terciária. Essas regiões se comportam da seguinte forma: (i) na região primária, a densificação da amostra ocorre a uma taxa elevada, (ii) na região secundária, a taxa de deformação é

praticamente constante e (iii) na região terciária, a amostra rompe. O número de ciclos onde começa a região terciária (cisalhamento com volume constante) é designado como o já referido *Flow Number*. O *FN* é o número do ciclo em que a taxa de deformação plástica é mínima e a partir do qual o Corpo de Prova (CP) atinge a ruptura (Figura 8). O ensaio é finalizado quando um dos três critérios de parada é atingido, sendo eles: (i) quando o *FN* é identificado, (ii) quando o ciclo de número 7.200 é atingido ou (iii) quando a mistura atinge 5% de deformação para ensaios confinados e 2% de deformação para ensaios não confinados (DONGRE *et al.*, 2009).

Figura 8 – Regiões da curva de deformação plástica e obtenção do *FN*.



Fonte: ABNT 16505 (2016).

Nascimento (2008) avaliou 09 misturas asfálticas por meio do ensaio uniaxial de carga repetida, de acordo com o proposto por Witczak *et al.* (2002). Essas misturas eram compostas de diferentes agregados minerais, granulometrias e ligantes. Dos resultados de *FNs* dessas 09 misturas, 04 foram correlacionados com os valores de *Compaction Densification Index (CDI)* e *Traffic Densification Index (TDI)*, e baseado nessa correlação o autor propôs uma nova abordagem para a dosagem de misturas asfálticas densas. No referido estudo nacional os *FNs*

apresentaram boa correlação com os valores de *CDI* e *TDI*. Na Tabela 3 constam o *FN* médio, o Desvio Padrão (DP) e o Coeficiente de Variação (CV) para cada material investigado.

Tabela 3 – Resultados do ensaio uniaxial de carga repetida em misturas asfálticas.

Mistura – TMN	<i>FN</i>	DP	CV (%)
CAP 20 REVAP – 25 mm	531,5	125,2	23,5
CAP 20 REVAP – 19 mm	112,0	2,8	2,5
CAP 20 REVAP – 12,5 mm	384,0	113,1	29,5
CAP 20 REVAP – 9,5 mm	191,0	82,0	42,9
Mistura J - Asfalto 9 - Sepetiba 2 – 19 mm	451,0	-	-
Mistura L - Asfalto 10 - Sepetiba 2 – 19 mm	68,0	-	-
Mistura M - Asfalto 11 - Sepetiba 2 – 19 mm	128,0	-	-
Mistura N - Asfalto 12 - Sepetiba 2 – 19 mm	102,0	-	-
Mistura O - Asfalto 13 - Sepetiba 2 – 19 mm	119,0	-	-

Fonte: adaptada de Nascimento (2008)

O ensaio uniaxial de carga repetida vem sendo realizado por diversos grupos de pesquisa nacionais desde 1996 (MOTTA *et al.*, 1996b), mas com configurações diferentes (número de ciclos, tensão axial e dimensões do CP) das que estão sendo utilizadas atualmente [proposta por WITCZAK *et al.*, 2002 (Figura 9a)], além da utilização de diferentes equipamentos, e.g., prensa pneumática ou hidráulica, como exemplifica a Figura 9b, e metodologias de dosagem (Marshall ou *Superpave*). Motta *et al.* (1996b), Santanna-Greco (2004), Wesseling (2005) e Cezaro Junior (2008) utilizaram prensas pneumáticas (geralmente utilizadas para o ensaio de módulo de resiliência de misturas) associadas a sistemas de aquisição de dados, em que uma célula de carga e dois transdutores do tipo *LVDT* (*Linear Variable Differential Transformer*) são ligados a um computador. Nessas pesquisas, verifica-se concordância quanto ao tempo de carregamento (0,1 s) e de repouso (0,9 s) (Tabela 4), similar ao proposto por Witczak *et al.* (2002).

Motta *et al.* (1996b) descreveram as metodologias utilizadas no Brasil para avaliação da deformação permanente. As autoras apresentaram resultados dos ensaios uniaxiais de carga repetida realizados no Rio de Janeiro, em uma prensa adaptada, normalmente utilizada no ensaio de compressão diametral. Nesse levantamento bibliográfico apontava-se uma tendência

para a utilização de ensaios axiais, temperaturas de 25 a 45°C, tempo de ensaio curto e níveis de tensão relativamente baixos.

Figura 9 – Exemplos dos ensaios Uniaxiais de Carga Repetida.



a) Ensaio uniaxial conforme Witczak *et al.* (2002)



b) Ensaio uniaxial com configurações diferentes da proposta de Witczak *et al.* (2002)

Fontes: a) Autora (2016) e b) Cezaro Junior (2008).

Tabela 4 – Pesquisas no Brasil que realizaram ensaios uniaxiais com configurações diferentes da proposta de Witczak *et al.* (2002).

Pesquisador (es)	Local	Tensão axial (kPa)	Temp. (°C)	Dimensão do CP (mm)	Prensa	Dosagem
Motta <i>et al.</i> , 1996b	Rio de Janeiro	100	25 a 45	-	Pneumática	Marshall
Santanna-Greco, 2004	São Carlos	400	40	-		
Wesseling, 2005; Cezaro Junior, 2008	Porto Alegre	100, 400 e 700	45	d=101,6 e h= 63,5		
Santos, 2007	Brasília	200	27	-	Hidráulica	Superpave
D'Antona e Frota, 2011	Manaus	100	40	d=101,5 e h= 63 a 70		
Soares, 2014	São Carlos	400	40 e 50	-		

Fonte: adaptada dos autores citados nesta tabela.

Em São Carlos, Santanna-Greco (2004) utilizou a técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos para a consideração simultânea de alguns fatores (04 tipos de ligantes; 02 distribuições granulométricas do agregado, centros das Faixas

B e C do DNER (1997); 04 teores de ligante; 03 condições de envelhecimento a longo prazo; e 02 condições de envelhecimento a curto prazo) no desempenho à deformação permanente. Os resultados mostraram que a adição de modificadores ao asfalto melhora a resistência à deformação permanente. Essa resistência, inclusive das misturas contendo asfaltos modificados, aumentou com o envelhecimento.

Wesseling (2005) avaliou 04 misturas asfálticas, incorporando escória de aciaria e Resíduo Areia de Fundição (RAF). De acordo com os ensaios uniaxiais de carga repetida, a adição de escória de aciaria exibiu melhor desempenho quanto à deformação permanente que a mistura convencional, e a incorporação de RAF à mistura contendo escória de aciaria reduziu o desempenho quanto a essa falha. Observou-se ainda que os valores de deformação permanente foram pouco influenciados pelas tensões axiais investigadas (100, 400 e 700 kPa).

Em Porto Alegre, Cezaro Junior (2008) estudou misturas asfálticas modificadas com borracha moída de pneus e polímeros. Apesar dos resultados uniaxiais de carga repetida dessas misturas apresentarem grande dispersão, foi possível identificar um comportamento melhor quanto à deformação permanente das misturas com ligantes modificados.

Santos (2007) e D'Antona e Frota (2011) utilizaram o ensaio uniaxial de carga repetida objetivando ranquear diferentes misturas asfálticas, porém, fazendo uso de prensa hidráulica. Em Brasília, Santos (2007) investigou o potencial de 02 misturas confeccionadas com agregados sintéticos de argila calcinada e seixo extraído do leito de rios como alternativa para os pavimentos asfálticos de Manaus. O desempenho mecânico das misturas asfálticas compostas com agregado sintético avaliado pelo ensaio uniaxial de carga repetida mostrou-se mais satisfatório se comparado aqueles obtidos pelas misturas com material natural.

D'Antona e Frota (2011) incorporaram 4% do polímero EVA ao CAP convencional e avaliaram as misturas asfálticas pelo ensaio uniaxial com carga repetida à temperatura de 40°C. O efeito da modificação com polímero mostrou-se eficaz quanto à suscetibilidade à

deformação permanente, pois se verificou que a mistura constituída com o EVA indicou resistência superior àquela composta com o CAP usualmente comercializado em Manaus.

Em São Carlos, Soares (2014) estudou a relação entre parâmetros de compactação *Superpave* e de ensaios uniaxiais estático e dinâmico. Para isso foram estudadas 08 misturas asfálticas com a mesma granulometria (Faixa C) e tipo de agregado mineral (granito), porém variando-se o CAP (50/70 e 50/70+SBS), o Vv (4% e 7%) e a adição de cal. Para os resultados dos ensaios estáticos e dinâmicos, notou-se que as misturas com Vv de 4% e com ligante modificado apresentam menor suscetibilidade à deformação permanente, o que era esperado. As vantagens do asfalto modificado foram observadas somente nos ensaios de carga repetida. Esse resultado também era esperado, tendo em vista a configuração carga-descarga desse ensaio, cujos intervalos permitem evidenciar o comportamento da mistura quanto à recuperação da deformação elástica. Ademais, Witczak *et al.* (2002), após a avaliação de 09 ensaios, validaram o ensaio uniaxial de carga repetida a partir do desempenho de 16 pistas experimentais.

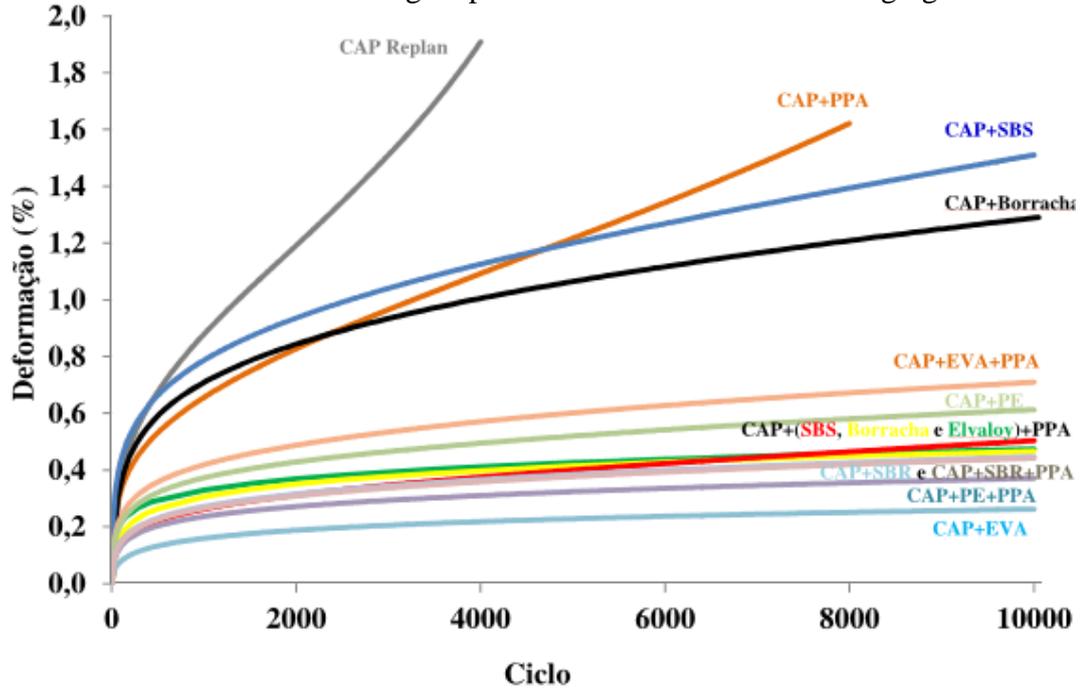
No que se refere às relações entre os parâmetros de compactação e de deformação permanente, as correlações (R^2) não se mostraram promissoras, exceto para algumas relações com *CDI* e *TDIm*. Esse resultado também era esperado, tendo em vista que esses parâmetros são muito influenciados pelo efeito do agregado, parâmetro não investigado na referida pesquisa, uma vez que fixou-se a granulometria e tipo de agregado (SOARES, 2014).

Essas pesquisas mostram que o ensaio uniaxial de carga repetida, tanto utilizando prensa pneumática quanto hidráulica, é indicado para ranquear as misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente. No entanto, até o momento, não foram desenvolvidas, no Brasil, pesquisas comparando os resultados de prensas pneumáticas e hidráulicas para verificar se há variação nos resultados de *FN* obtidos em laboratório.

Onofre (2012) utilizou a proposta de Witczak *et al.* (2002) e analisou 17 misturas asfálticas, sendo 13 contendo agregados de origem basáltica (Figura 10). Apenas as misturas

confeccionadas com o CAP Replan e com o CAP+PPA atingiram o *FN*, sendo, portanto, consideradas as menos resistentes à deformação permanente. As misturas que não atingiram o critério de ruptura mostraram um decréscimo na taxa de deformação, como já era esperado, porém essa taxa não voltou a aumentar e a mistura não apresentou variação volumétrica, fatores que indicariam a ruptura.

Figura 10 – Ensaio uniaxiais de carga repetida em misturas asfálticas - agregados basálticos.



Fonte: Onofre (2012).

Borges (2014) comparou os resultados dos ensaios *Triaxial Repeated Load Permanent Deformation (TRLPD)*, ensaio triaxial de deformação permanente com carga repetida) e uniaxial de carga repetida e verificou que ambos apresentaram o mesmo ranque. O ensaio *TRLPD* apresentou menores *FNs* e maiores valores de deformação quando comparado ao ensaio uniaxial, dado que as condições do primeiro ensaio são mais severas, ou seja, consideram maiores valores de σ_d .

Bastos *et al.* (2015a) avaliaram o desempenho em campo de 2 trechos monitorados e compararam o nível de tráfego *versus* ATR em campo com o nível de tráfego apontado por

Nascimento (2008) com base no *FN*. Sugeriu-se na referida pesquisa a criação de critérios para o tráfego leve ($< 3 \times 10^6$) e extremamente pesado ($> 3 \times 10^7$), viabilizando nacionalmente a utilização dessas misturas para esse tipo de tráfego, análogo ao proposto por Bonaquist (2012). Outras pesquisas adotaram essa metodologia para selecionar ligantes (OLIVEIRA, 2014; BARROS *et al.*, 2015) quanto à resistência à deformação permanente, bem como agregados quanto à forma (BESSA, 2012; PAZOS, 2015) ou quanto à granulometria (FERREIRA *et al.*, 2016).

Internacionalmente, buscando caracterizar de forma mais realista a deformação permanente, na África do Sul, Boateng e Maina (2012) propuseram um protocolo de ensaio uniaxial para avaliação de misturas asfálticas. Este protocolo foi adotado no método mecanístico-empírico daquele país, incluindo diferentes níveis de tensões e de temperaturas. Os autores adotaram 04 níveis de tensão axial (69, 138, 207 e 276 kPa) em 03 temperaturas distintas (25, 40 e 55°C). Cada par de temperatura e tensão exige novos CPs, tendo em vista que o ensaio é destrutivo.

Alguns autores recomendam critérios de *FN* para misturas asfálticas para diferentes níveis de tráfego. Em *NCHRP, Report 673 [Advanced Asphalt Technologies (AAT), 2011]*, critérios de *FN* foram desenvolvidos com base na avaliação de 06 pistas da *FHWA* e de 27 misturas em laboratório. Esses critérios foram incluídos no manual de misturas asfálticas a quente, desenvolvido no referido projeto. Bonaquist (2012) considerou tais critérios excessivamente conservadores, tendo em vista o desempenho dessas misturas em campo. O autor atribuiu a provável discrepância à utilização do algoritmo de diferenças finitas para obtenção do *FN*. Assim, Bonaquist (2012) optou por utilizar o modelo de Francken ao propor critérios de *FN* para misturas utilizadas em cruzamentos viários, tendo em vista que nessa situação os pavimentos são submetidos a baixas velocidades, portanto, mais suscetíveis à deformação permanente. Nascimento (2008) recomendou critérios de *FN* concomitantemente com critérios de *CDI* e *TDI* de misturas asfálticas densas utilizadas como camada de revestimento em rodovias brasileiras. A Tabela 5 apresenta os critérios de *FN* sugeridos nas pesquisas mencionadas.

Tabela 5 – Critérios de *FN* para diferentes níveis de tráfego da literatura.

Pesquisas/ Níveis de Tráfego (número N)	Vv (%)	Temp. (°C)	Tensão (kPa)	Leve	Médio	Pesado	Extremamente Pesado
				3×10^6	$[3 \times 10^6; 1 \times 10^7]$	$[1 \times 10^7; 3 \times 10^7]$	$> 3 \times 10^7$
Nascimento (2008)	7,0±0,5	60,0	204	-	300	750	-
AAT (2011)	4,7 a 8,2	31,3 a 54,3	600	-	53	190	740
Bonaquist (2012)	6,0 a 7,3	49,6	600	15	50	135	415

Fontes: Nascimento (2008), *Advanced Asphalt Technologies* (2011) e Bonaquist (2012).

Percebe-se da Tabela 5 que os critérios de *FN* para os tráfegos médios e pesados indicados para misturas asfálticas brasileiras são quase 6 vezes maiores que os critérios indicados para misturas asfálticas norte-americanas. Dadas as proporções de tensão [a tensão adotada por Nascimento (2008) (204 kPa) é quase 3 vezes menor que a adotada por Bonaquist (2012) (600 kPa)] e de temperatura [Nascimento (2008) utilizou uma temperatura cerca de 20% maior que Bonaquist (2012)], esses resultados sugerem que os critérios brasileiros são conservadores.

Willis *et al.* (2010) compararam os resultados de 16 misturas asfálticas avaliadas em laboratório, utilizando o modelo de Francken, com resultados dessas misturas em campo, submetidas aos ensaios acelerados nas pistas *NCAT* (*National Center for Asphalt Technology*). Essa comparação indicou que o *FN* apresenta correlações com as médias dos afundamentos em trilha de roda associados aos 5 e 10 milhões de ESALs. Além disso, foi encontrada correlação entre a taxa de deformação (mm/milhões ESALs) e o *FN*. Assim, essa correlação pode ser usada para determinar os critérios de *FN* no dimensionamento quando se consideram níveis de tráfego diversos.

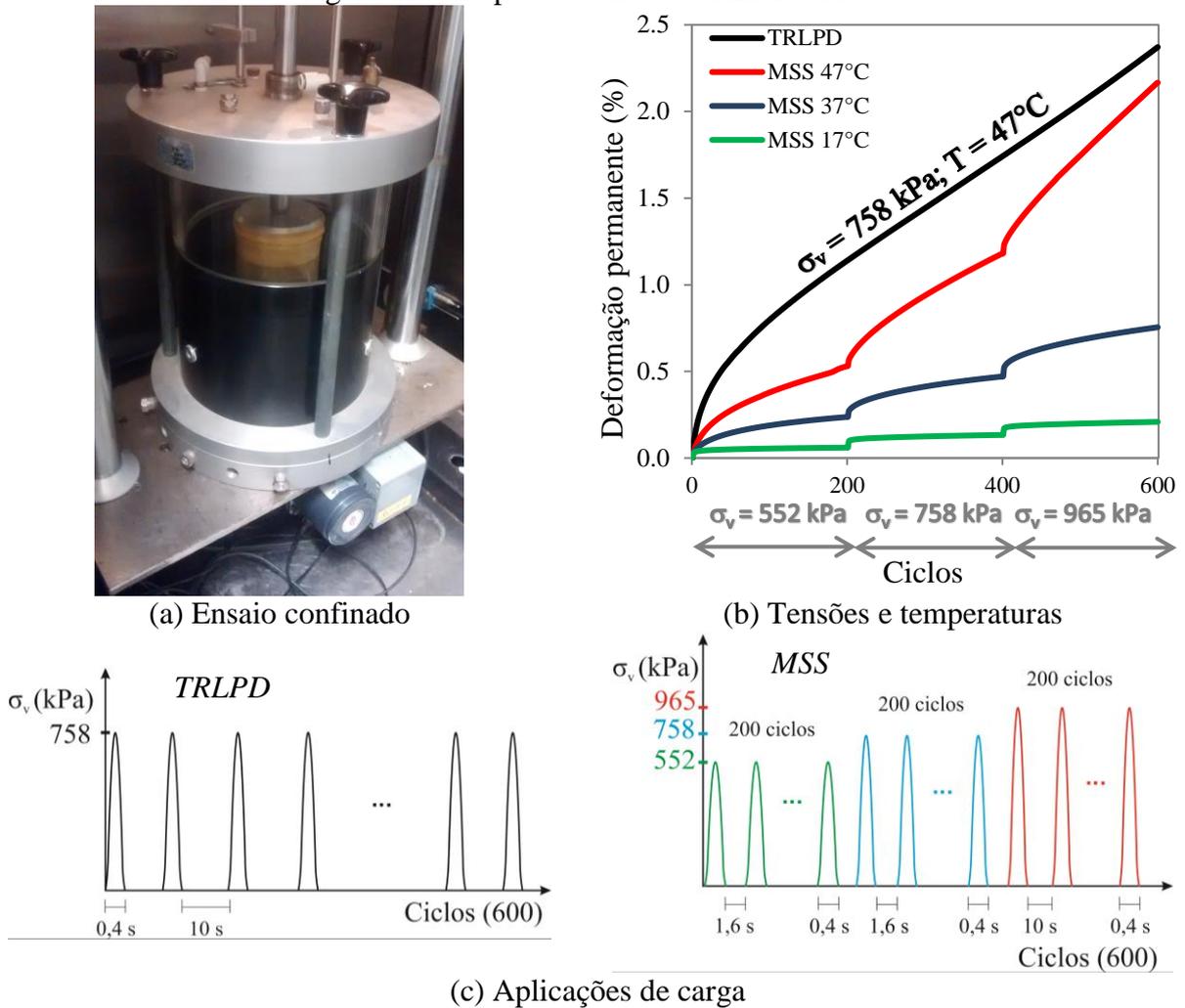
Essas pesquisas mostram que o ensaio uniaxial de carga repetida é utilizado frequentemente para ranquear as misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente, não fornecendo previsão da evolução dessa falha. Destaca-se ainda, no Brasil, a necessidade de investigar a relação dos dados experimentais de misturas asfálticas em laboratório com o desempenho desses materiais em campo, com vistas ao refinamento de critérios para diferentes níveis de tráfego para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida.

b) Triaxial de Varredura de Tensões

O *Triaxial Stress Sweep* (TSS, triaxial de varredura de tensões) é um ensaio de compressão cíclica sob pressão confinante constante (Figura 11a) que emprega um pulso de carga *haversine* seguido por um período de repouso. Esse ensaio vem sendo adotado em modelos mecânicos avançados para investigação da deformação permanente (GIBSON e SCHWARTZ, 2006; YUN, 2008; SUBRAMANIAN, 2011; CHOI *et al.*, 2012; LACROIX, 2013; CHOI, 2013; BORGES, 2014; LACROIX e KIM, 2014; CHOI e KIM, 2014; SABOURI *et al.*, 2015; CAO, 2015; KIM, 2015) e que permite a obtenção de propriedades da mistura asfáltica. Choi (2013) propôs um protocolo de ensaio realizado em duas etapas: na primeira etapa é realizado o ensaio de referência *Triaxial Repeated Load Permanent Deformation* (TRLPD, ensaio triaxial de deformação permanente com carga repetida) e em seguida são realizados os ensaios *Multiple Stress Sweep* (MSS, ensaios múltiplos de varredura de tensões).

No ensaio TSS, inicialmente são realizados os ensaios TRLPD do qual é possível obter a curva de referência. O critério de parada deste ensaio é o de 600 ciclos de carregamento. Assim, pode-se dizer que as misturas devam atingir esse ciclo de carregamento na curva de referência sem a ruptura, para a aplicação completa do *Shift Model*. Quando a mistura não atende a este critério mínimo, os ensaios MSS não são realizados, por motivo do surgimento da zona terciária, o qual não permite a calibração do modelo. A Figura 11 e a Tabela 6 detalham os níveis de tensão, tempos de aplicação de carga e repouso e as temperaturas adotadas nos ensaios.

Figura 11 – Etapas dos ensaios *TRLPD* e *MSS*.



Fonte: (a) e (b) Autora (2016) e (c) adaptada de Choi (2013b).

O termo *Flow Number* também é usado para indicar o número de ciclos no ensaio triaxial de varredura de tensões. Similarmente ao ensaio uniaxial, esse número é o ciclo no qual começa o estágio terciário. Outra paridade é a divisão em 03 regiões da deformação permanente acumulada: primária, secundária e terciária. A Tabela 6 apresenta uma comparação entre as características do ensaio uniaxial de carga repetida e o *TSS*.

Tabela 6 – Comparação entre o ensaio uniaxial de carga repetida e o TSS.

Uniaxial de carga repetida (ABNT/ONS-34, 2015)	<ul style="list-style-type: none"> • Aplicação de pulsos de carga ao CP, a uma determinada frequência (1 Hz), tempo de aplicação de carga (0,1 s) e intervalo entre as aplicações das cargas (0,9 s), a uma temperatura específica (60°C). A tensão aplicada em cada ciclo é de 204 kPa no período de 0,1 s e de 10,2 kPa durante os 0,9 s de repouso. • Número máximo de 7.200 ciclos.
Triaxial de varredura de tensões (TSS) (CHOI, 2013)	<ul style="list-style-type: none"> • Ensaio de referência (TRLPD): tensão vertical de compressão aplicada de 758 kPa (110 psi) no período de 0,4 s e de 38 kPa (5,5 psi) durante os 10 s de repouso a uma temperatura de 47°C (máxima) e número de ciclos igual a 600. • Ensaio Múltiplos de Varredura de Tensões (MSS): aplicação de pulsos de carga ao CP, tempo de aplicação de carga (0,4 s) e intervalo entre as aplicações das cargas de 1,6 s, a temperaturas baixa (TL) e intermediária (TI) (17 e 37°C) e tempo de aplicação de carga (0,4 s) e intervalo entre as aplicações das cargas de 10 s a temperatura alta (TH) de 47°C. Para cada temperatura a aplicação de ciclos igual a 200. • Três níveis de tensões vertical de compressão são aplicados em cada temperatura: 552, 758 e 965 kPa no período de 0,4 s. Durante o período de repouso é aplicado 5% de carga atuante. Assim, durante o repouso são aplicadas, respectivamente, as tensões de 28, 38 e 48 kPa. • Durante todas as etapas o CP é submetido a 69 kPa (10 psi) de confinamento.

Fonte: indicadas na tabela.

Os métodos usados para o dimensionamento de pavimentos asfálticos, como o *Guide for Design of New and Rehabilitated Pavement Structures* da *American Association of State Highway and Transportation Officials - AASHTO* (1993) e o *Guide for Mechanistic - Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures* da *National Cooperative Highway Research Program - NCHRP 1-37A* (2004), recomendam que a avaliação do desempenho de pavimentos considere as propriedades fundamentais dos materiais. No caso da deformação permanente de pavimentos asfálticos, a literatura (CHOI, 2013; BORGES, 2014; LACROIX e KIM, 2014; CHOI e KIM, 2014; SABOURI *et al.*, 2015; CAO, 2015; KIM, 2015) considera o TSS o ensaio mais recomendado, por ser capaz de considerar os efeitos da temperatura, do confinamento e da frequência (e, portanto, do tempo) de carregamento, o que é típico desse tipo de material.

Apesar de o ensaio *TSS* representar melhor a deformação permanente em campo, no Brasil, o ensaio uniaxial de carga repetida é utilizado frequentemente para ranquear as misturas asfálticas com relação à resistência à deformação permanente (NASCIMENTO, 2008; ONOFRE, 2012; BORGES, 2014; PAZOS, 2015). No âmbito internacional, encontra-se em avaliação a especificação provisória norte-americana *AASHTO TP (2013) - Determining the Rutting Parameters of Asphalt Concrete from Triaxial Stress Sweep (TSS) Tests*, para a análise de deformação permanente de misturas asfálticas em laboratório.

Há várias recomendações para representar o estado de tensão para avaliação da deformação permanente. A maioria dos pesquisadores concorda com a necessidade de converter o estado de tensões *in situ* para os estados de tensões experimentais. No entanto, há discordância significativa em relação ao estado de tensão que deve ser adotado nos ensaios.

O estudo realizado em *NCHRP* e relatado no *Report 465 - Simple Performance Test for Superpave Mix Design* (WITCZAK *et al.*, 2002) indicou o nível de tensão desvio entre 483 a 966 kPa (70 a 140 psi) para o ensaio confinado. No referido estudo a tensão confinante assumiu valores entre 35 a 207 kPa (5 a 30 psi).

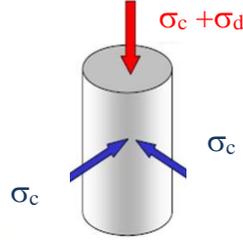
Gibson (2006) apresentou um método para avaliar a presença das tensões desvio e confinante nas estruturas do pavimento. O método consiste em 02 etapas de análise numérica. Na primeira etapa é realizada uma análise elástica das camadas por meio do *software* KENLAYER para calcular a distribuição de tensões em uma estrutura simples do pavimento e obter as tensões confinante (Equação 6) e desvio (Equação 7). Alguns investigadores indicaram os invariantes de tensão (GIBSON *et al.*, 2009; HAJJ *et al.*, 2010) para quantificar a presença dessas tensões nas estruturas do pavimento.

$$\sigma_c = \frac{I_1}{3} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \quad (6)$$

$$\sigma_d = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (7)$$

Onde, σ_c - Tensão de confinamento (Figura 12); I_1 - Primeiro invariante do tensor de tensões; σ_1, σ_2 e σ_3 - Tensões principais; σ_d - Tensão desvio: $\sigma_d = \frac{3}{\sqrt{2}} \tau_{oct}$. A tensão de cisalhamento octaédrica (τ_{oct}) pode ser escrita em função do segundo invariante do tensor desviador de tensão (J_2): $\tau_{oct} = \sqrt{\frac{2}{3}} J_2$. Já J_2 é obtido por $J_2 = \frac{1}{6} (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2$.

Figura 12 – Tensões no ensaio triaxial.



Fonte: Autora (2016).

Na segunda etapa, a distribuição de tensões é combinada com um modelo viscoplástico tridimensional, aprimorado por Gibson (2006) (Equação 8), com base em um critério de escoamento de HiSS (*Hierarchical Single Surface*) simplificado, utilizando a regra de fluxo de Perzyna. Ao aplicar o princípio (t-TS) tempo-temperatura, esta regra incorpora a dependência da temperatura.

$$\frac{d\varepsilon_{ij}^{vp}}{dt_R} = \Gamma \langle f(F) \rangle \frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}} \quad (8)$$

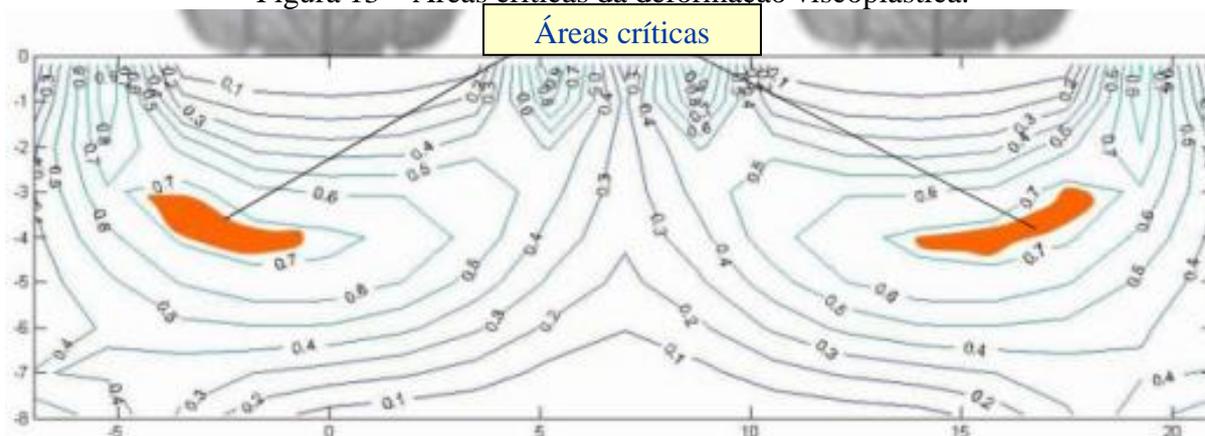
Onde, $\frac{d\varepsilon_{ij}^{vp}}{dt_R}$ - Taxa de deformação na direção ij prevista. A redução do tempo é dada por: $t_R = \frac{t}{a(T)}$; t - Tempo reduzido. O princípio t-TS reduz o número de ensaios necessários para a calibração e ampliação da faixa aplicável do modelo proposto também. A derivada da função potencial viscoplástica $\frac{\partial F}{\partial \sigma_{ij}}$ governa a direção dos incrementos da deformação viscoplástica. Γ - Constante da viscosidade-tipo; $f(F)$ - Função da superfície de escoamento com endurecimento, dada por: $F = J_2 - [\gamma (I_1 + R(\xi))^2 + \alpha (\xi)(I_1 + R(\xi))^n]$. Onde, $\xi = \varepsilon_1^{VP}(t) + \varepsilon_2^{VP}(t) + \varepsilon_3^{VP}(t)$, sendo ξ : deformação viscoplástica volumétrica; $\varepsilon_1^{VP}(t)$, $\varepsilon_2^{VP}(t)$ e $\varepsilon_3^{VP}(t)$: deformações viscoplásticas no eixo x, y e z, respetivamente. A trajetória da

deformação viscoplástica, que é a deformação viscoplástica volumétrica, é usada como uma variável de estado interno de endurecimento. A deformação volumétrica é um indicador da história de deformação, bem como o estado atual de endurecimento. Os parâmetros γ e n são fixos e governam o tamanho e a forma da superfície de escoamento crescente (constante); $\alpha(\xi)=\alpha_0 e^{k_1 \xi}$: parâmetro de endurecimento (função da deformação viscoplástica); $R(\xi)=R_0 + R_A \xi^{k_2}$: resistência à tração do material quando a tensão desvio é igual a zero; e k_1 e k_2 - são constantes dos modelos.

Gibson *et al.* (2009) reconhecem que imprecisões são inevitáveis, tendo em vista o uso misto de teoria da elasticidade linear para fornecer tensões para viscoplasticidade não linear, e encorajam a modelagem por elementos finitos, tendo viscoplasticidade integrada com elasticidade. A partir disso, Carvalho (2012) implementou e calibrou o avançado modelo viscoplástico tridimensional (GIBSON, 2006) em um *software* de elementos finitos 3D. Esse trabalho resultou no desenvolvimento de novas funções de transferência para potencial incorporação no *MEPDG*.

Gibson *et al.* (2009) salientam que as tensões exploradas são estimativas. No entanto, os autores também destacam que a região de interesse, a uma profundidade sob a borda do pneu está de acordo com a literatura (MONISMITH *et al.*, 2006). O local crítico para deformação permanente está identificado pela localização da região volumétrica de maior deformação viscoplástica. A Figura 13 mostra as áreas críticas encontradas no limite exterior do carregamento da roda, e a uma profundidade aproximadamente igual à zona do bulbo de cisalhamento da estrutura. Para uma espessura de revestimento de aproximadamente 20 cm, nas áreas críticas o estado de tensão encontrado corresponde a uma pressão confinante de 69 kPa (10 psi) e uma tensão desvio de 518 kPa (75 psi) (GIBSON *et al.*, 2009). Baseado nessa pesquisa, Choi e Kim (2013a e 2013b) estabeleceram, no protocolo de ensaio *TSS*, as tensões desvios de 482 (70 psi), 689 (100 psi) e 896 kPa (130 psi) e confinante de 69 kPa (10 psi). Mas além dessas tensões, esses autores adotaram as tensões desvios de 620 kPa (90 psi), 827 kPa (120 psi) e 1034 kPa (150 psi) e confinante de 140 kPa (20 psi) nas investigações dos trechos da *FHWA ALF*.

Figura 13 – Áreas críticas da deformação viscoplástica.



Fonte: Gibson *et al.* (2009).

Após Choi e Kim (2013a e 2013b), Cao (2015) estudou a modelagem constitutiva da deformação viscoplástica de misturas asfálticas. Para tanto, combinou o efeito de tensão desvio de 482 kPa (70 psi), 689 kPa (100 psi) e 896 kPa (130 psi) e de tensão confinante de zero, 69 kPa (10 psi), 138 kPa (20 psi) e 207 kPa (30 psi). Nessa pesquisa investigaram-se ainda as contribuições da deformação por cisalhamento em relação à deformação por densificação e enfatizou-se a necessidade de incorporar a contribuição do cisalhamento, visando aumentar a confiança da previsão da deformação permanente.

Hajj *et al.* (2010), depois da realização de várias simulações considerando a presença ou ausência de frenagem, verificaram que a tensão de confinamento variou de 186 (27 psi) a 324 kPa (47 psi) e a tensão desvio variou de 476 (69 psi) a 910 kPa (132 psi). Essas diferenças se traduzem em um aumento da tensão desvio de aproximadamente 40% e um aumento da tensão de confinamento em cerca de 5%.

Von Quintus *et al.* (2012) sugeriram o uso de um σ_d de 483 kPa (70 psi) associada a um σ_c de 69 kPa (10 psi). A partir dos resultados dos ensaios com essas tensões, os autores mostraram que a deformação permanente diminui ligeiramente para confinamentos acima de 69 kPa. Os autores indicaram a tensão desvio de 207 kPa (30 psi) e 345 kPa (50 psi), para o caso de ensaios não confinados, e de 483 kPa (70 psi) para o caso de um confinamento de 69 kPa (10 psi). Esses autores indicaram 483 kPa porque esta era a maior tensão desvio ou normal perto

da superfície do pavimento. A pesquisa não incluiu vários níveis de σ_d porque os autores acreditavam que a partir de 345 e 483 kPa ocorria um pequeno grau de não linearidade. Esta suposição é importante porque o objetivo do estudo foi calibrar o modelo de deformação permanente do *MEPDG*, que assume proporcionalidade linear entre a deformação permanente e a tensão desvio. Os autores destacam que 345 kPa (50 psi) com um confinamento de 69 kPa (10 psi) também poderia ser utilizado, sem reduzir a qualidade dos dados.

Bastos *et al.* (2016) investigaram os pares de tensões (σ_d e σ_c) mais indicados na caracterização quanto à deformação permanente de misturas asfálticas de revestimentos esbeltos (cerca de 10 cm). A proposta dessa pesquisa foi adaptar o protocolo *TSS* para viabilizar a previsão quanto à deformação permanente no programa *LVECD* de estruturas mais esbeltas quando comparadas as estruturas as quais o protocolo foi desenvolvido. Os resultados dessa pesquisa são apresentados no Capítulo 4 desta tese.

c) Simuladores de Tráfego de Pequeno Porte

O Brasil possui alguns simuladores de laboratório em operação: 05 franceses desenvolvidos pelo *LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées)* - nos laboratórios de pavimentação das universidades da *COPPE*, *UFSC*, *UFPR* e *USP*, e ainda no Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobras - *Cenpes*; um equipamento similar ao do *LCPC* desenvolvido pelo *LMP/UFC* em parceria com a iniciativa privada, denominado *SISTRAN*; um norte-americano, *APA (Asphalt Pavement Analyzer)*, em operação no Laboratório Central da Petrobras Distribuidora (*NASCIMENTO et al.*, 2008); um conjunto de equipamentos, nomeado Compactador - Simulador do Centro de Desenvolvimento Tecnológico (*CS-CDT*) (*CHAVES et al.*, 2013); conta-se também com o *Hamburg Wheel Tracking Test (HWTT)* em empresas privadas ligadas às concessionárias.

Zhou et al. (2003) avaliaram 07 misturas asfálticas, em campo, sob o mesmo nível de tráfego, e em laboratório por meio dos seguintes ensaios: uniaxial de carga repetida, ensaio de corte

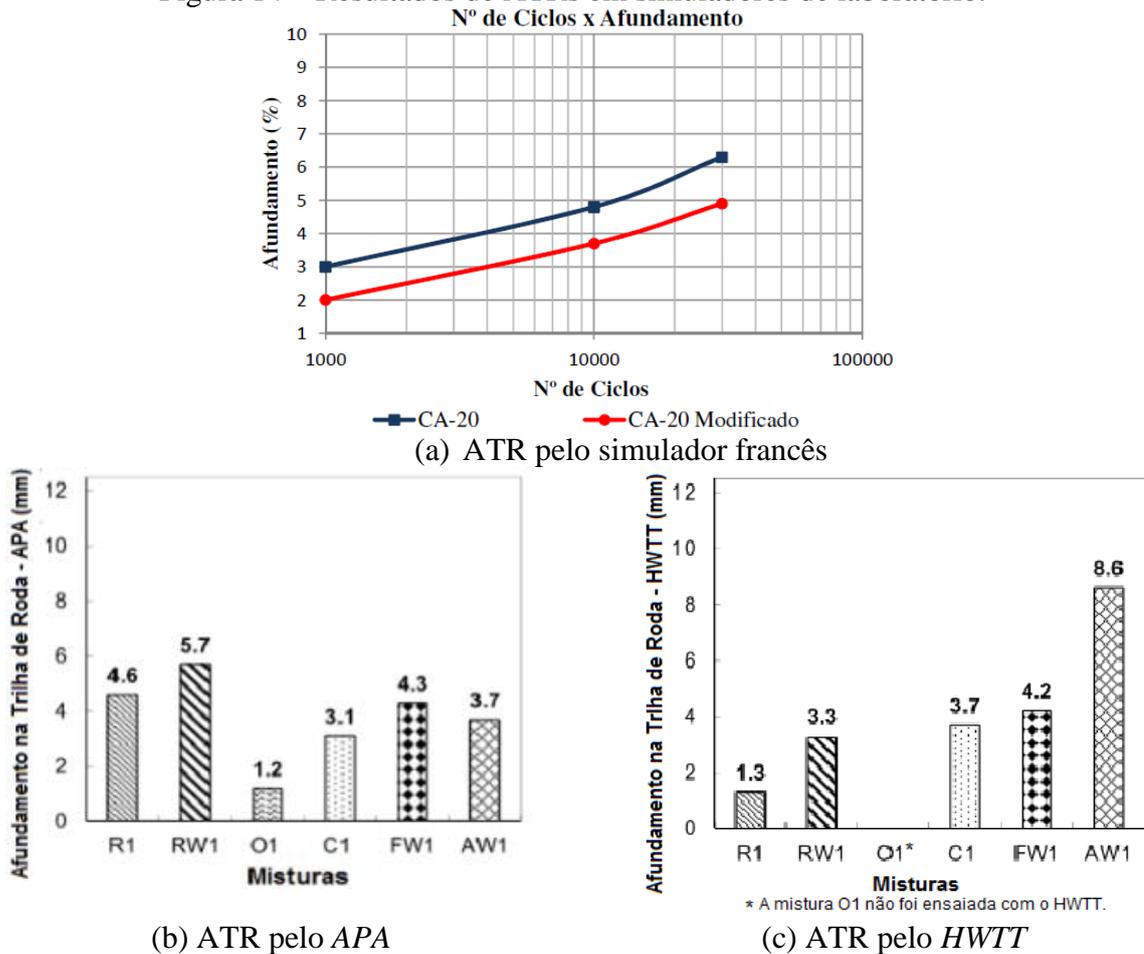
simples repetido à altura constante [*Repeated Simple Shear Test at Constant Height (RSST-CH)*], e simuladores *APA* e *HWTT*. Todas as misturas tiveram as deflexões medidas após ação do tráfego e foram comparadas com os resultados dos ensaios de laboratório. Os resultados mostraram que apenas o *RSST-CH* e o uniaxial de carga repetida conseguiram ranquear as misturas asfálticas da mesma maneira com relação à resistência à deformação permanente das mesmas quando observados os resultados de campo.

A Figura 14a exemplifica resultados dos simuladores de pequeno porte, com 02 misturas asfálticas ensaiadas no simulador do *LCPC*. Essas misturas diferem apenas quanto aos ligantes asfálticos: um CA-20 puro e o outro modificado por polímero. Como esperado, a mistura contendo ligante modificado exibiu, para o mesmo número de ciclos, deformação inferior à mistura com ligante não modificado (NASCIMENTO, 2008).

Já as Figuras 14b e 14c exemplificam resultados dos ensaios de deformação permanente das misturas asfálticas (C1 - mistura de controle, O1 - mistura aberta, R1 - mistura com 50% de fresado, FW1 - mistura morna com espuma de asfalto, AW1 - mistura com aditivo Evotherm DAT e RW1 - mistura morna com espuma de asfalto e 50% de fresado) avaliadas nos simuladores *APA* e *HWTT*, respectivamente (LACROIX e KIM, 2014).

Lacroix e Kim (2014) notaram que misturas iguais obtiveram classificações diferentes nos 02 simuladores testados. Por exemplo, a mistura R1 (com 50% de fresado) apresentou o menor ATR entre as 05 misturas ensaiadas no *HWTT* (Figura 14c). No simulador *APA*, a amostra R1 apresentou o segundo maior ATR (Figura 14b). Esses autores indicam que para avaliar o desempenho de misturas asfálticas, os ensaios precisam ser sensíveis o suficiente para distinguir mudanças relativamente pequenas, tais como teor de asfalto e Vv.

Figura 14 – Resultados de ATRs em simuladores de laboratório.

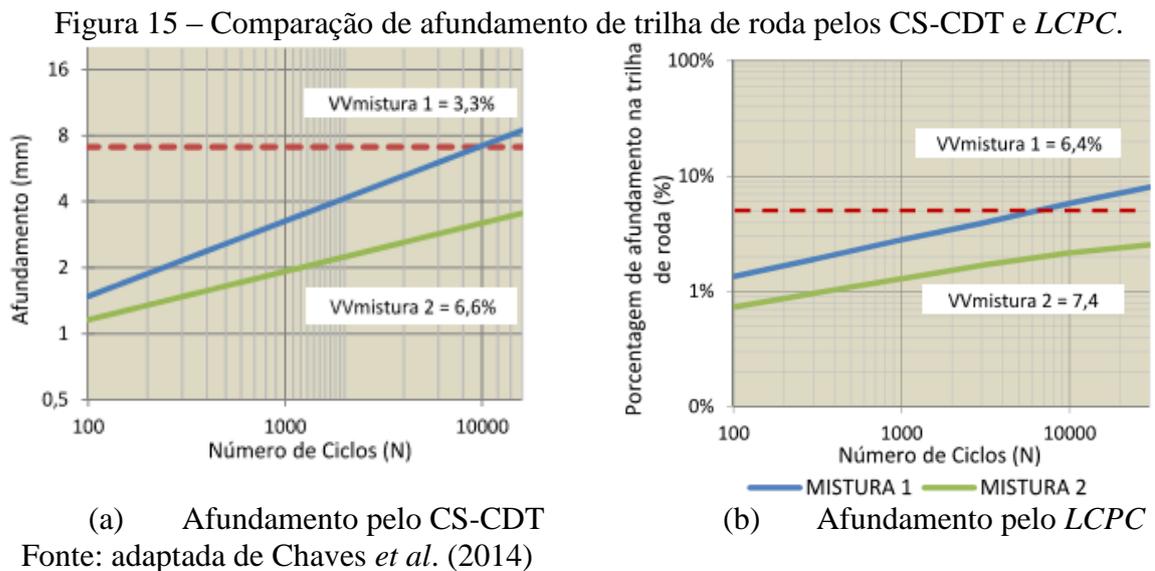


Fontes: (a) Nascimento (2008); (b) e (c) adaptadas de Lacroix e Kim (2014).

O Sistema Integrado de Simulação de Tráfego Normalizado (SISTRAN) da UFC possui características análogas ao simulador laboratorial do LCPC. Esse equipamento vem sendo utilizado para avaliação de revestimentos esbeltos (PEREIRA, 2013; CASTRO, 2014). Por exemplo, Vasconcelos (2013) avaliou o desempenho do Tratamento Superficial Duplo (TSD) e do *cape seal*, empregando o Agregado Mineral (AM) e o Agregado Siderúrgico (AS). Nessa avaliação, a deformação permanente do TSD-AS e *cape seal*-AS foram menores do que o TSD-AM e do que o *cape seal*-AM, respectivamente.

O Compactador - Simulador do Centro de Desenvolvimento Tecnológico (CS-CDT) compacta (rolagem) e submete as amostras aos esforços similares aos verificados em pista

com a passagem dos pneus dos veículos. As Figuras 15a e 15b apresentam os resultados obtidos pelo CS-CDT e pelo *LCPC*, respectivamente. Testou-se 02 misturas asfálticas, ambas com o CAP 30/45, mas com composições granulométricas distintas, uma com características de capa - mistura 1, e outra com características de binder - mistura 2. Identifica-se que as misturas 1 e 2 apresentaram o mesmo ranque tanto para o simulador CDT quanto para o simulador *LCPC*.



Percebe-se que, assim como os resultados dos ensaios uniaxiais de carga repetida, os resultados dos simuladores de pequeno porte baseiam-se em aprovação/reprovação de critérios de revestimentos. Dessa forma, propriedades mecânicas fundamentais não são determinadas e os resultados são descritos de forma apenas a ranquear misturas asfálticas. Em alguns casos, misturas iguais têm classificações diferentes, dependendo do ensaio utilizado, o que mostra a dificuldade em se capturar o parâmetro crítico relativo à deformação permanente.

Mesmo não sendo utilizados nesta pesquisa, optou-se por apresentar os simuladores de pequeno porte disponíveis, tanto em nível nacional como internacional, com o objetivo de mostrar como a deformação permanente vem sendo abordada, tendo em vista a utilização

desses equipamentos. Destaque-se uma vez mais que o uso dos mesmos é relevante para o ranqueamento de misturas asfálticas quanto a falha em questão.

2.2.1.4. Modelos de Previsão de Desempenho para Deformação Permanente em Misturas Asfálticas

O modelo mais comum para a previsão da deformação permanente, encontrado na literatura nacional e internacional (SVENSON, 1980; CARDOSO, 1987; MOTTA, 1991; LEKARP *et al.*, 2000b; FRANCO, 2007; BOATENG e MAINA, 2012; MEDINA e MOTTA, 2015), relaciona o número de repetições de carga com a deformação específica permanente. Esse modelo, representado na Equação 9, foi introduzido por Monismith *et al.* (1975) e é geral para todos os materiais de pavimentação. Nesse modelo os parâmetros de intersecção e inclinação da reta são obtidos a partir de uma relação log-log entre a deformação permanente e o número de ciclos de carga.

$$\varepsilon_p = A.N^B \quad (9)$$

Onde, ε_p : deformação específica permanente; A e B : parâmetros a serem determinados para as condições do ensaio, A representa a intersecção e B a inclinação; e N : número de repetições de carga.

Segundo Guimarães (2001) e Medina e Motta (2015), os parâmetros A e B do modelo de Monismith, Equação (8), além de dependerem da natureza do material ensaiado e das condições de ensaio, dependem também do número de ciclos (N) utilizado para ajustar a reta de mínimos quadrados. Devido a essa dependência, Guimarães (2001) comenta que o modelo em questão pode estimar uma deformação permanente elevada quando comparada com medidas reais de campo. Além disso, esse modelo não prevê mudanças no comportamento em função de variações climáticas ou variações de parâmetros das camadas, tais como, umidade, densidade e estado de tensões, uma vez que ele relaciona apenas o número de aplicações de carga à deformação permanente.

O modelo de Francken (Equação 10), que combina modelos de potência (Equação 8) e exponencial, é aplicável a misturas asfálticas com ligante não modificado ou modificado, ajustando-se bem às curvas de deformação permanente das misturas que atingiram ou não a zona terciária (BILIGIRI *et al.*, 2007; DONGRE *et al.*, 2009; VON QUINTUS *et al.*, 2012).

$$\varepsilon_p = A.N^B + C.(e^{D.N} - 1) \quad (10)$$

Onde, ε_p : deformação específica permanente; A, B, C e D : coeficientes determinados para cada CP; e N : número de ciclos.

Após a determinação dos coeficientes da Equação 10, é possível plotar a primeira e segunda derivadas da curva de deformação plástica a partir das equações 11 e 12, respectivamente.

$$\frac{d\varepsilon_p}{dN} = A.B.N^{(B-1)} + C.D.(e^{D.N}) \quad (11)$$

$$\frac{d^2\varepsilon_p}{dN^2} = A.B.(B-1).N^{(B-2)} + C.D^2.(e^{D.N}) \quad (12)$$

A Equação 11 corresponde à taxa de deformação plástica, cujo ponto de mínimo ao longo do número de ciclos (N) corresponde ao *Flow Number* no ensaio Uniaxial de Carga Repetida, conforme apresentado na Figura 3. Na segunda derivada (Equação 12) o *FN* corresponde ao ponto de inflexão, ciclo no qual o valor inverte de sinal (de negativo para positivo).

No modelo de Francken, os parâmetros A e B estão relacionados à zona primária e à zona secundária da curva de deformação permanente. Já os parâmetros C e D comandam o ajuste do modelo na zona terciária.

Franco (2007) adotou no Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos - SisPav o modelo de desempenho proposto por Uzan (1982), desenvolvido a partir da diferenciação matemática do modelo de Monismith *et al.* (1975). Esse modelo, apresentado na Equação 13, permite estimar a deformação permanente considerando não apenas o número de aplicações de carga em laboratório, mas também o estado de tensões presente no material.

Franco (2007) adotou parâmetros de regressão μ e α (0,30 e 0,65, respectivamente) sugeridos com base em Cardoso (1987).

$$\frac{\varepsilon_p(N)}{\varepsilon_r} = \mu \cdot (N)^{-\alpha} \quad (13)$$

Onde, $\mu = \frac{A \cdot B}{\varepsilon_r}$; $\alpha = 1 - B$; $\varepsilon_p(N)$: deformação permanente na n-ésima repetição de carga; ε_r : deformação específica resiliente no ponto analisado; N : número de repetições de carga; e A e B : parâmetros experimentais do modelo de Monismith *et al.* (1975).

Nos Estados Unidos, de acordo com o *MEPDG* proposto pela *NCHRP 1-37A*, a relação entre a deformação plástica e resiliente em função do número de aplicações da carga e da temperatura são usados para caracterizar a deformação permanente de misturas asfálticas (*NCHRP*, 2004). Esse modelo, apresentado na Equação 14, é uma relação constitutiva baseada em dados de ensaios triaxiais de carga repetida calibrados com dados de observações de campo analisados estatisticamente.

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = k_1 \cdot N^{k_2} \cdot T^{k_3} \quad (14)$$

Onde, ε_p : deformação permanente na n-ésima repetição de carga; ε_r : deformação específica resiliente como função das propriedades da mistura, temperatura e frequência de carregamento; k_1 , k_2 e k_3 : constantes de regressão não linear a serem determinados para as condições do ensaio; N : número de repetições de carga; e T : temperatura do material em °F.

Esse modelo foi calibrado em campo. O banco de dados *Long Term Pavement Performance (LTPP)* foi a principal fonte de dados para essa calibração. O *NCHRP* Projeto 1-40D (*NCHRP*, 2006) revisou essa calibração, produzindo o modelo de deformação permanente implementado na versão mais recente do *software MEPDG* (versão 1.1). Com base nessa calibração, tomou-se $k_1 = 10^{-3,35412}$, $k_2 = 1,5606$ e $k_3 = 0,4792$ para determinação da deformação permanente (ε_p) em função do número de repetições de carga (N).

Ainda nessa revisão um fator de correção da profundidade foi desenvolvido no *MEPDG* para ajustar a deformação plástica calculada em função da pressão confinante em diferentes profundidades (*NCHRP*, 2006). Assim o fator β_{σ_3} , função da espessura da camada asfáltica e da profundidade do ponto de análise, foi introduzido à Equação 14 para promover uma previsão mais acurada do afundamento de trilha de roda (Equação 15). A sua determinação foi obtida por meio de ensaios realizados em trincheiras em seções da pesquisa de acompanhamento de trechos de pavimentos do Departamento de Transportes do Estado de Minnesota (MnRoad).

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{\sigma_3} [k_1 \cdot N^{k_2} \cdot T^{k_3}] \quad (15)$$

Onde, $\beta_{\sigma_3} = (C_1 + C_2 \cdot z) \cdot 0,328196^z$; $C_1 = -0,1039 \cdot H_{ac}^2 + 2,4868 \cdot H_{ac} - 17,342$; $C_2 = 0,0172 \cdot H_{ac}^2 - 1,7331 \cdot H_{ac} + 27,428$; H_{ac} : espessura da camada asfáltica em polegadas; e Z : profundidade em polegadas.

Além do fator de correção da profundidade (β_{σ_3}) e da calibração nacional (k_1, k_2 e k_3), a calibração local também foi introduzida no *MEPDG* (Equação 16) (*SOULIMAN et al.*, 2010).

$$\frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_r} = \beta_{\sigma_3} \cdot \beta_{r1} [k_1 \cdot N^{k_2 \cdot \beta_{r2}} \cdot T^{k_3 \cdot \beta_{r3}}] \quad (16)$$

Onde, β_{r1} , β_{r2} e β_{r3} : coeficientes de calibração local.

Na África do Sul, Boateng e Maina (2012) propuseram e calibraram o modelo da Equação 17, para verificação da deformação plástica que estimasse o comportamento da deformação permanente de misturas asfálticas. Dessa forma, esse trabalho contribuiu para o novo método de dimensionamento da África do Sul, conhecido como *South African Pavement Design Method (SAPDM)*.

$$\varepsilon_p = k_1 \cdot N^{k_2} \cdot T^{k_3} \cdot \sigma_d^{k_4} \quad (17)$$

Onde, ε_p : deformação permanente acumulada; N : número de repetições de carga; σ_d : tensão axial dinâmica; T : temperatura; e k_i : constantes de regressão não linear.

Nesse modelo foram considerados diferentes níveis de tensão desvio (σ_d) e de temperaturas (T). Para a avaliação desse protocolo Boateng e Maina (2012) adotaram 4 níveis de tensão desvio (69, 138, 207 e 276 kPa) em 3 temperaturas distintas (25, 40 e 55°C). Assim, a partir desses ensaios, os autores calibraram o modelo, obtendo $k_1 = 1,139 \times 10^{-9}$, $k_2 = 0,333$, $k_3 = 3,372$ e $k_4 = 0,860$ para determinação da deformação permanente acumulada (ε_p) em função do número de repetições de carga (N) e obtiveram coeficientes de determinação, R^2 , de 0,89 para a correlação dos resultados de laboratório.

Pesquisadores da *North Carolina State University (NCSU)*, Estados Unidos, inseriram o modelo de deformação permanente (Equação 20) denominado *Shift Model*, desenvolvido por Subramanian (2011) e simplificado por Choi *et al.* (2012), no programa *LVECD* (ESLAMINIA *et al.*, 2012; CHOI e KIM, 2014) que permite a previsão de desempenho de pavimentos asfálticos quanto a essa falha.

O *Shift Model* representa tanto a região da zona primária quanto a zona secundária da deformação permanente acumulada (ε_p). Esse modelo utiliza os dados do protocolo *TSS* (já abordado no capítulo anterior), que permite avaliar a mistura a partir da condição de confinamento sob diferentes combinações de temperatura e tensão desvio, período de repouso e carregamento. As propriedades obtidas passam a representar, à luz da mecânica dos materiais, os fenômenos que de fato ocorrem em campo, o que contribui para formulação de projetos rodoviários menos empíricos, e mais mecânicos. A análise desse modelo é baseada em princípios viscoplásticos e está fundamentada em dois princípios de superposição, tempo-temperatura (t-TS) e tempo-tensão (t-SS) (Equação 18). Os princípios de superposição fornecem duas funções de deslocamento, ou seja, deslocamento do tempo de carregamento reduzido e deslocamento da tensão vertical. O *Shift Model* é utilizado como referência para esses deslocamentos (CHOI e KIM, 2014).

$$\varepsilon_{vp} = \frac{\varepsilon_0 \cdot N_{red}}{(N_I + N_{red})^\beta} \quad (\text{Curva de refer\^encia}) \quad (18)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} a_{\xi p} = p_1 \log(\xi_p) + p_2 \\ a_{\sigma v} = d_1 \cdot \left(\frac{\sigma_v}{Pa}\right)^{d_2} + d_3 \end{array} \right. \quad (\text{Fun\~c\~oes de deslocamento})$$

Onde, ε_0 , N_I , β : coeficientes da curva de refer\^encia; N_{red} : n\^umero de ciclos reduzido para um dado hist\^orico de carga e igual ao n\^umero do ciclo f\^isico (N) para o ensaio de refer\^encia; $a_{\xi p}$: fun\~cao de deslocamento do tempo de carregamento reduzido; $a_{\sigma v}$: fun\~cao de deslocamento da tens\~ao vertical; ξ_p : tempo de carregamento reduzido (em segundos); p_1 , e p_2 : par\^ametros de regress\~ao da fun\~cao ajuste do tempo de carregamento reduzido; σ_v : tens\~ao vertical (soma do σ_d e σ_c nos ensaios TSS); Pa : press\~ao atmosf\^erica (101,325 kPa ou 14,696 psi); d_1 , d_2 e d_3 : par\^ametros de regress\~ao das fun\~coes deslocamento; e $\xi_p = \frac{t_p}{a_t}$. O tempo de carregamento reduzido \^e a correla\~ao f\^isica dos efeitos da temperatura e do tempo de carga no teste TSS (0,4 s). O tempo de carregamento reduzido \^e calculado para cada uma das tr\^es temperaturas.

O expoente (β) \^e a inclina\~ao da curva da zona secund\^aria na escala log-log. Esta inclina\~ao representa o endurecimento do material. Altos valores de β indicam baixas inclina\~oes, assim as deforma\~oes permanentes se desenvolvem lentamente. O par\^ametro ε_0 determina o n\^ivel de deforma\~ao permanente juntamente com o valor de β . O par\^ametro N_I determina a forma de curvatura e em qual ponto ela come\~a. Logo, N_I governa a forma de desenvolvimento da deforma\~ao, assim como o seu in\^icio na hora do ensaio. Quando o N_{red} for pequeno, N_I tem um grande efeito sobre a evolu\~ao da deforma\~ao permanente (CHOI, 2013).

O tempo de carregamento reduzido \^e a correla\~ao f\^isica do efeito da temperatura e do tempo de carregamento nos ensaios TSS (0,4 s). Para cada uma das tr\^es temperaturas calcula-se o tempo de carregamento reduzido na tens\~ao vertical equivalente a 758 kPa (110 psi).

A determinação da função de deslocamento tempo-temperatura pode ser realizada pelo princípio da construção de curvas mestras (Equação 19), conforme o método de Arrhenius, utilizando-se como constante o valor de 12.000 (COUTINHO *et al.*, 2010).

$$\log a_t = C \cdot \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}} \right) \quad (19)$$

Onde, T : temperatura de análise (K); T_{ref} : temperatura de referência (320 K); e C : constante do material.

O princípio da superposição tempo-tensão (t-TS) avalia o comportamento da mistura asfáltica em diferentes níveis de tensão. Este princípio está associado à função de deslocamento da tensão vertical ($a_{\sigma v}$) (Equação 20).

$$a_{\sigma v} = a_{total} - a_{\xi p} \quad (20)$$

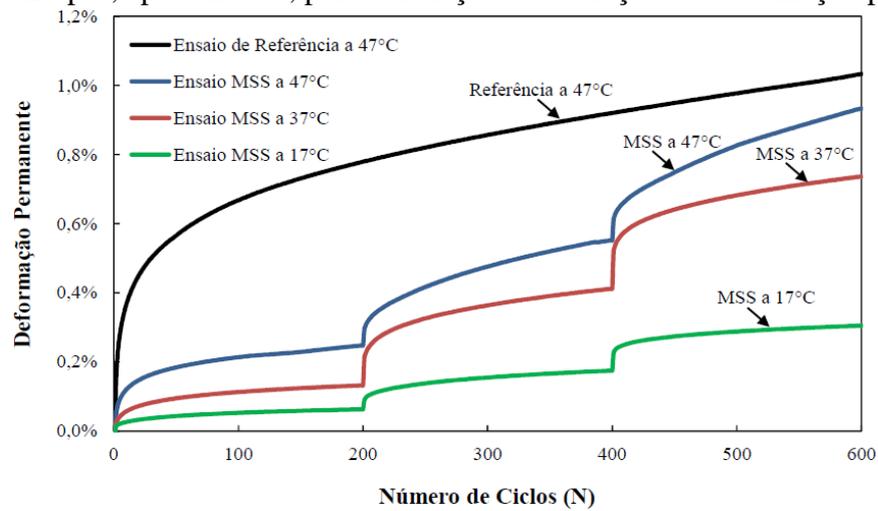
O número de ciclos reduzido é condição necessária para a obtenção da função de deslocamento total (a_{total}) (Equação 21), o qual é definido como a distância horizontal logarítmica, por meio da diferença do número de ciclos reduzido no ensaio de Referência pela diferença do número de ciclos por bloco de carregamento no ensaio *MSS*.

$$a_{total} = \log \left(\frac{N_{red}^E - N_{red}^B}{N_{block}^E - N_{block}^B} \right) \quad (21)$$

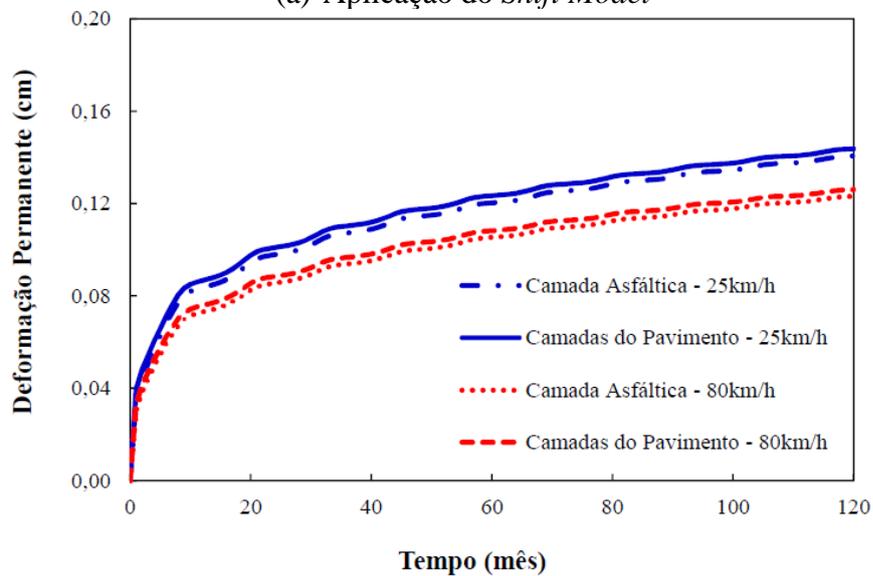
Onde, N_{red}^B e N_{red}^E : número de ciclo reduzido inicial e final, respectivamente, de cada bloco de carregamento; e N_{block}^B e N_{block}^E : número de ciclo inicial e final, respectivamente, do bloco de carregamento.

Nacionalmente, Borges (2014) utilizou o protocolo *TSS*, aplicou o *Shift Model* (Figura 16a) e simulou o desempenho de um pavimento por meio do programa *LVECD* (Figura 16b). Esse programa é capaz de levar em conta a viscoelasticidade e a não linearidade das camadas do pavimento, onde modelos de danos podem ser combinados para prever os efeitos, por exemplo, da deformação permanente (ESLAMINIA *et al.*, 2012).

Figura 16 – Etapas, após ensaios, para simulação da evolução da deformação permanente.



(a) Aplicação do *Shift Model*



(b) Simulação no *LVECD*

Fonte: adaptadas de Borges, 2014.

As simulações de Borges (2014) foram realizadas para um período de 10 anos, considerando as velocidades de 80 km/h e de 25 km/h para representar a condição de tráfego rápido e lento, respectivamente. Buscou-se avaliar o comportamento da mistura asfáltica quanto à evolução da deformação permanente. Os resultados do *LVECD* mostraram que a mistura asfáltica analisada apresentou níveis de deformações permanentes máximas (viscoplásticas) na trilha de roda inferiores a 2 mm.

2.2.2. Ensaios Acelerados em Pavimentos Asfálticos

O desenvolvimento do novo método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos brasileiro necessita de validação/refinamento prático das teorias adotadas, de modo a possibilitar a previsão da vida de serviço dos pavimentos em termos da evolução dos principais mecanismos de deterioração. Tal validação/refinamento requer o monitoramento de trechos experimentais, abrangendo as mais variadas condições que os pavimentos são submetidos e as mais diversas opções de materiais, além de uma tecnologia que permita identificar os principais processos que convergem para a queda do desempenho estrutural dos pavimentos após a sua abertura ao tráfego. A necessidade da realização desses monitoramentos advém das incertezas incorporadas às funções de transferência utilizadas para o dimensionamento de pavimentos novos e em projetos de restauração de pavimentos.

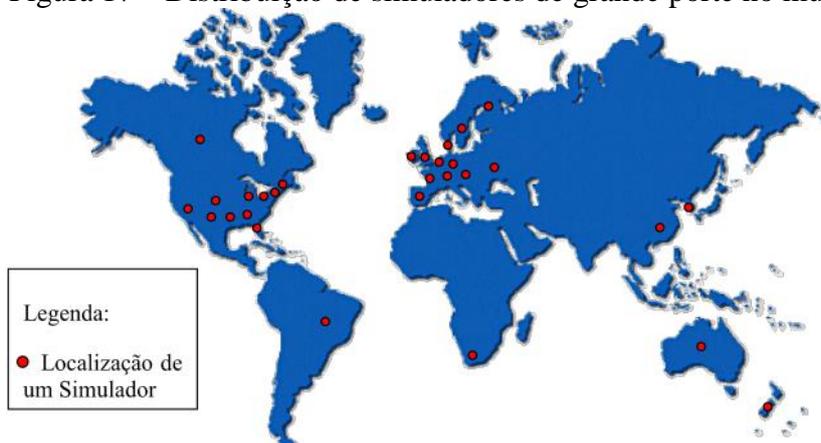
A utilização de simuladores de tráfego visa contribuir para diminuir essas incertezas. Esses equipamentos permitem a obtenção de dados mais precisos na modelagem das condições futuras dos pavimentos e os investimentos associados que se farão necessários, permitindo programar as estratégias de manutenção preventiva e corretiva, bem como a reabilitação dos pavimentos ao longo de um determinado período de análise (FRITZEN, 2005).

O uso de simuladores de tráfego corrobora com o monitoramento, pois permite acelerar as falhas nos pavimentos em um curto espaço de tempo, reproduzindo a deterioração que irá ocorrer ao longo do período de projeto. Assim, o uso dessa ferramenta associada a uma instrumentação com sistema de aquisição de dados possibilita a modelagem da evolução das falhas baseada em informações estruturais (tensões e deformações no sistema de camadas) que surgem a partir da passagem do simulador, agregando informações relevantes para o projeto.

Existem vários tipos de equipamentos que consistem, de forma geral, em fazer atuar uma ou duas rodas de veículo de carga sobre uma curta seção do pavimento a ser testada por ciclos de carga contínuos durante várias horas por dia. Assim, reproduz-se em tempo reduzido o número de passagens de eixos previstos no projeto do pavimento (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Segundo Neves (2011), no mundo existem aproximadamente 30 simuladores de grande porte (Figura 17). Isso mostra a busca de diversos países por estudos que permitam uma investigação mais próxima da realidade.

Figura 17 – Distribuição de simuladores de grande porte no mundo.



Fonte: Neves (2011).

Entre os modelos de simuladores de grande porte atualmente existentes, destacam-se: o *Manège de Fatigue* do LCPC em Nantes na França. Outros simuladores de tráfego importantes são o do CEDEX, localizado na cidade de Madrid na Espanha, e um norte-americano, conhecido como *Accelerated Loading Facility* na Virgínia, Estados Unidos. A Figura 18 apresenta alguns simuladores de tráfego internacionais.

Figura 18 – Simuladores de tráfego internacionais.



(a) *Manège de Fatigue*
(Nantes)



(b) CEDEX (Madrid)



(c) *Accelerated Loading Facility*
(Virgínia)

Fonte: Vale (2008).

Em âmbito nacional citam-se os seguintes simuladores de tráfego de grande porte: o do Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) (Figura 19a), o desenvolvido na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) por meio do convênio com o Departamento Autônomo de Estradas de Rodagens do Rio Grande do Sul (DAER-RS) (Figura 19b) e o Simular, fruto da parceria entre a empresa CIFALI e a UFRGS (Figura 19c).

Figura 19 – Simuladores de tráfego nacionais.



(a) simulador do IPR



(b) simulador da UFRGS



(c) SIMULAR

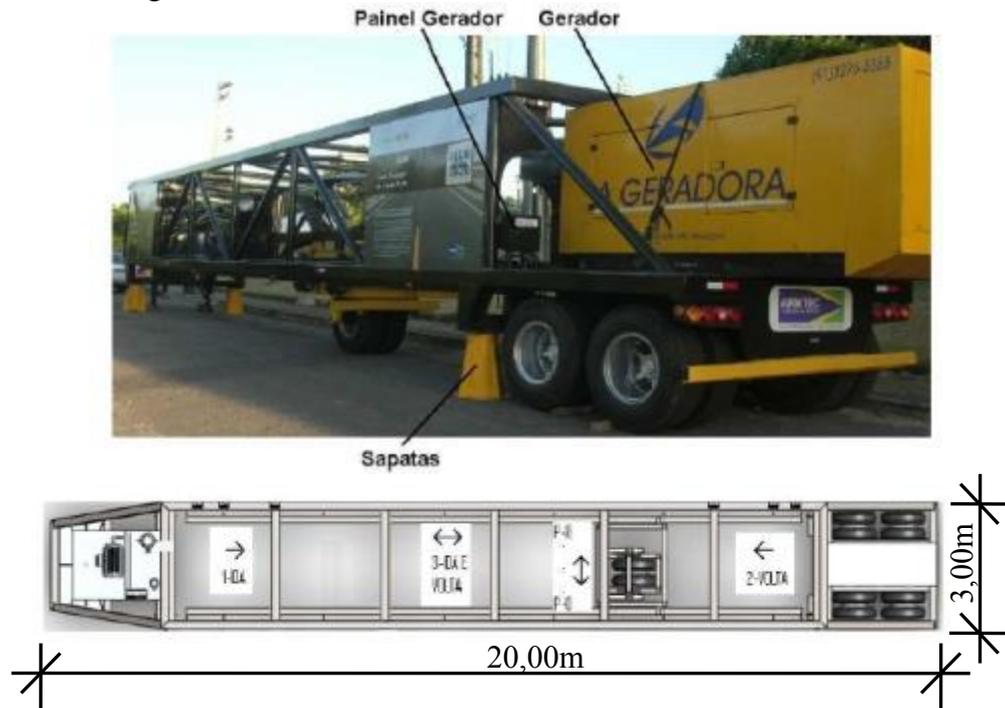
Fonte: (a) Moura (2010); (b) Concepa-Lapav (2007); (c) Vale (2008).

No Ceará, conta-se com o SGP da UFC, construído no âmbito da Rede Asfalto N/NE financiada pela Petrobras e pela FINEP (Figura 20) em parceria com uma empresa local. O SGP é composto de sistema hidráulico, estrutura, carro de ensaio, sapatas e sistema de controle dos ensaios.

Para acelerar os danos no pavimento através do SGP é possível variar os seguintes parâmetros: a velocidade de ensaio, de 0 a 12 km/h, com incremento de 1 km/h; a força

aplicada no carro de ensaio, de 0 a 7.000 kgf, com incremento de 500 kgf; o sentido de deslocamento longitudinal, podendo ser nos sentidos de ida, volta, ou ida e volta (Figura 20); o sentido de deslocamento transversal, podendo se deslocar 10 cm a partir de um ponto central para direita ou para esquerda, com incremento de 5 cm, podendo assim ser posicionado em 5 pontos distintos, com até 99 passadas por pontos.

Figura 20 – Detalhes do Simulador de Grande Porte da UFC.



Fonte: LMP – Manual de operação e manutenção do SGP (2010).

Na investigação da deformação permanente de pavimentos utilizando ensaios acelerados destaca-se o Programa CAL/APT da Universidade da Califórnia, Estados Unidos (Caltrans - *Accelerated Pavement Test*) que utiliza o HVS. A partir dessa pesquisa, a Equação 22 foi usada para determinar o número de solitação de campo. O resultado dessa equação serviu ainda para estabelecer o número mínimo admissível de ciclos em laboratório para que a mistura asfáltica apresente um desempenho satisfatório em campo, tendo em vista a deformação permanente crítica de 5% do ensaio RSST-CH (HARVEY *et al.*, 2001).

$$N_{demand} = ESALs \times TCF \times SF \quad (22)$$

Onde, N_{demand} : número de solicitações em campo; ESALs: *Equivalent Single Axle Loads*; TCF: fator de conversão da temperatura, que converte o tráfego aplicado durante todo o ano a um número equivalente aplicado a uma temperatura crítica; e SF: fator de conversão campo-laboratório.

Pesquisas posteriores mostram a ampla utilização desse tipo de equipamento. Para permitir a calibração de modelos mecanístico-empíricos, dentre esses, o modelo de deformação permanente do revestimento asfáltico adotado no CalME (Método Mecanístico-Empírico da Califórnia), 26 trechos da WesTrack foram avaliadas por meio de 2 HVSs, (ULLIDTZ *et al.*, 2006, 2008). Além desses trechos, o HVS foi utilizado nos trechos experimentais da *University of California Pavement Research Center (UCPRC)* e do *MnROAD*, permitindo o desenvolvimento de uma metodologia para que o modelo do programa CalME fosse também calibrado no *MEPDG*, como uma alternativa ao procedimento original (KHAZANOVICH *et al.*, 2013).

Powell (2008) investigou 02 trechos experimentais em que os danos foram acelerados por meio de HVS, sem considerar o envelhecimento, até atingir um ATR de 12,5 mm. O experimento foi realizado de modo unidirecional a uma velocidade de 10 km/h com um pneu inflado a 790 kPa. O deslocamento transversal do pneu foi fixado a 10 cm, com incremento lateral de 2,5 cm para os dois lados. Posteriormente, 02 trechos idênticos, gerenciados pela *NCAT* (Figura 21a) na Universidade de Auburn, Estados Unidos, e submetidos às variações ambientais durante 2 anos, foram avaliados com a utilização do veículo do tipo tritrem e os resultados foram comparáveis aos encontrados nos trechos avaliados pelo HVS (Figura 21b). Para tanto foram utilizados fatores de temperatura.

Figura 21 – Experimento para validação dos resultados obtidos por meio do *HVS*.



(a) NCAT *Pavement Test Track*

(b) *HVS* Flórida

Fonte: Powell (2008).

No Brasil, várias pesquisas fizeram uso do simulador e dos trechos experimentais da UFRGS/DAER:

- Núñez *et al.* (1999) estudaram a viabilidade do uso de basaltos alterados como materiais de pavimentos delgados. Na pesquisa 05 trechos experimentais foram construídos e submetidos à aplicação de carga em um único sentido, ao longo de 8 m e com velocidade de 6 km/h. Para essas estruturas, os ATRs foram o principal dano, em que as flechas aumentaram substancialmente com a repetição das cargas de eixo.
- Gonçalves (2002) monitorou a evolução da degradação oferecida por pavimentos asfálticos ao longo do tempo, em termos dos mecanismos principais que condicionam a vida de serviço deste tipo de estrutura. Para isso, das 06 seções experimentais construídas e instrumentadas, duas foram submetidas aos esforços das cargas do tráfego.
- Albano (2005) investigou e quantificou os efeitos do excesso de carga, verificando que para 20% de excesso de carga por eixo, houve uma redução da vida prevista em cerca de 50% no pavimento investigado.
- Wickboldt (2005) avaliou a eficiência de um recapeamento constituído por mistura de asfalto-borracha no retardamento de trincas. Para isso a condição estrutural do pavimento foi monitorada através das medidas de deflexão e dados de instrumentação. As deformações horizontais na direção longitudinal e a 45° mostraram aumento progressivo, enquanto a tensão horizontal apresentou queda brusca, indicando dano no sensor.

A USP também se destaca na investigação do uso de simuladores de grande porte aplicados a trechos experimentais. Destacam-se as seguintes pesquisas:

- Vale (2008) propôs um método para o emprego do simulador de grande porte. Destacam-se as seguintes recomendações: (1) deslocamento transversal de no mínimo 100 mm e (2) movimento da carga em ambos os sentidos, já que, de acordo com a revisão de literatura desse autor, esse movimento não influencia quando se estuda a deformação permanente.
- Moura (2010) estudou a previsibilidade de deformações em campo por meio do método laboratorial. Dentre os resultados quanto à deformação permanente dos 03 trechos avaliados por meio do simulador, destaca-se a inadequabilidade da mistura asfáltica com o CAP 50/70 para pavimentos submetidos ao tráfego pesado e lento.
- Negrão (2012) propôs uma metodologia para calibração de curvas de desempenho que previsse a evolução de ATRs de pavimentos asfálticos. Foram investigados 03 trechos com misturas asfálticas distintas, modificadas por SBS e RET e uma gap-graded com ligante modificado por borracha de pneu moído. Com as medidas periódicas de ATR realizadas durante a aplicação de carga do simulador de tráfego em cada um dos 03 trechos, foram calibradas as equações de evolução de ATR, empregando o modelo do *HDM IV*.

Além dos ensaios acelerados realizados em trechos experimentais da UFRGS/DAER e USP, a COPPE/UFRJ também já utilizou essa ferramenta para avaliar soluções de reforço de pavimentos asfálticos na rodovia Rio Teresópolis. Nesse local, foram construídos 04 trechos (CA convencional, CA com geogrelha, CA com asfalto borracha e concreto rolado na base e CA no revestimento) de 50 m cada um. Optou-se por utilizar o simulador em um único sentido. O autor explicou que a utilização do simulador nos dois sentidos é mais recomendada para o estudo de ATR e o sentido único para estudo de fadiga, que é o caso da rodovia em estudo, devido às tensões cisalhantes que se desenvolvem num sentido e depois no outro tendendo a “fechar” as trincas. Adotou-se ainda o deslocamento de 5 cm para cada lado, contado do centro do simulador, totalizando 10 cm de deslocamento transversal. Nessa pesquisa, o trecho experimental com geogrelha apresentou deformação permanente ligeiramente superior às encontradas nos demais trechos (FRITZEN, 2005).

2.2.3. Instrumentação de Pavimentos

Nos últimos anos, no sentido de avaliar o desempenho de pavimentos em serviço, diversos estudos têm sido feitos envolvendo a construção de pistas experimentais, a realização de ensaios acelerados de pavimentos e a análise de estruturas por meio da instrumentação com sensores eletrônicos.

Historicamente, comum para a indústria aeroespacial, a instrumentação com sensores é uma tecnologia relativamente recente para a pavimentação. As células de carga, usadas em análises de tensões, por exemplo, são muito comuns em monitoramento de aterros, obras de terra em geral, entre outros. Em sua maioria, os sensores não são especificamente voltados para uso em estruturas de pavimentos. Portanto, a tecnologia empregada para pavimentos asfálticos são adaptações de sensores usuais de outras áreas. Os sensores com capacidade de avaliar deformações, mais comum no mercado e em pesquisas voltadas a análise em pavimentos, são os extensômetros elétricos. Conhecido como *strain gage*, este sensor analisa deformações por meio da variação da resistência elétrica em um filamento metálico. Pode-se, neste contexto, entender a dificuldade de encontrar e especificar equipamentos para essa finalidade, além da dificuldade dessas adaptações coletarem de forma adequada os dados dos pavimentos.

A instrumentação pode auxiliar na interpretação dos dados do desempenho de pavimentos. Atualmente existem diversos tipos de instrumentos disponíveis para instalação em estruturas de pavimentos. Tais instrumentos permitem a determinação em escala real de parâmetros como pressões, sucção, temperatura, pluviometria e deformações verticais e horizontais.

Silva e Motta (1999) abordaram as principais experiências brasileiras em instrumentação de pavimentos. De acordo com as autoras, a primeira instrumentação ocorreu em 1976, na localidade de Nova Brasília, Imbituba-SC, visando avaliar o desempenho de misturas pozolânicas em um trecho experimental. Nesse trecho, 02 seções com espessuras diferentes de bases de mistura pozolânica foram instrumentadas. Entretanto, os 19 extensômetros não funcionaram; as 12 células de carga funcionaram bem durante apenas 04 meses; e somente os

24 termopares (sensores de temperatura) apresentaram um bom desempenho durante todo o período de monitoramento do trecho (cerca de 3 anos) (PINTO *et al.*, 1977 *apud* SILVA e MOTTA, 1999).

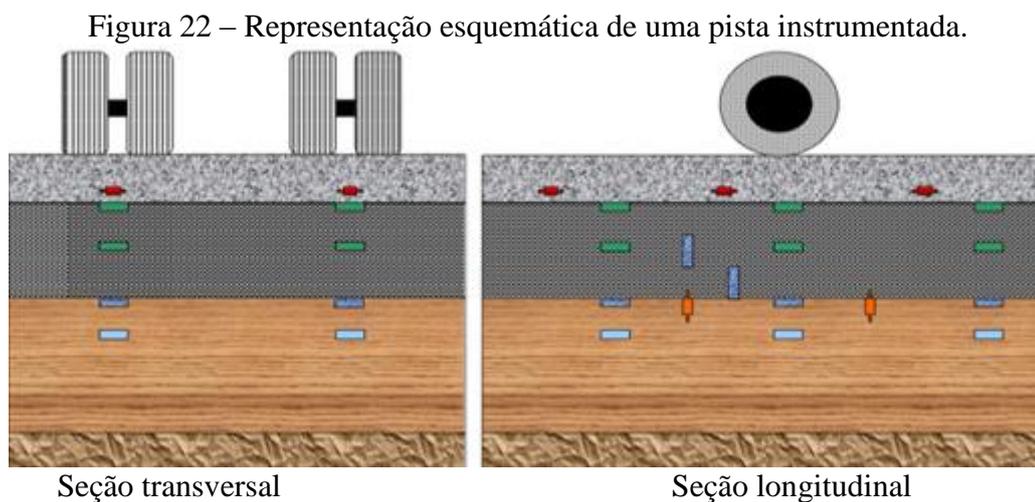
O DNER (1993) por meio do convênio com a Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP executou uma pesquisa sobre Concreto Rolado (CR) na Pista Circular Experimental do IPR/DNER. A pista foi dividida em 02 seções: CR atuando como base e revestimento e CR apenas como base e tendo como revestimento um Concreto Asfáltico (CA). Nelas foram instalados os seguintes sensores: 12 extensômetros, 06 termopares e 04 células de carga. As 04 células de carga mediram a pressão vertical na superfície do subleito. Os dados medidos foram comparados com os dados calculados pelo programa ELSYM5 e os resultados foram bastante próximos. Os 12 extensômetros foram usados para obter as deformações horizontais na superfície do CR, sendo 06 no CR com função de base e revestimento e 06 no CR com função apenas de base. Os 06 termopares foram colocados nas partes superior, média e inferior da camada de CR (SILVA e MOTTA, 1999).

Em 1998, o DNER novamente através de convênio com a ABCP instrumentou a Pista do IPR/DNER para estudar o recapeamento de pavimentos flexíveis com concreto - *whitetopping* (WT). Para tanto, foram utilizados 06 extensômetros de resistência instalados a cerca de 2 cm acima da camada de CA ficando imersos no concreto, mas o mais próximo possível da fibra inferior do recapeamento. Foram instaladas também 02 células de carga de forma a medir os esforços exercidos pela placa de concreto sobre a superfície do CA. Os dados provenientes desses sensores foram condicionados em um sistema de aquisição de dados.

Os cabos de ligação dos sensores aos instrumentos de medição foram protegidos por eletrodutos metálicos, com a finalidade de proteger as ligações elétricas da umidade do solo e minimizar as interferências eletromagnéticas. Os 06 extensômetros embutidos na camada de WT resistiram satisfatoriamente aos esforços na fase de construção e às solicitações devido ao carregamento externo e fatores ambientais, entretanto o período de registro das medições foi de aproximadamente 03 meses, período muito curto para permitir concluir sobre a vida útil

destes sensores uma vez que foram submetidos a um número relativamente reduzido de repetições. Por fim, os resultados de deformações dessas medições apresentaram-se satisfatórios quando comparados às simulações numéricas, indicando um avanço na utilização de instrumentação de pavimentos. Com os registros dos extensômetros foi possível também calcular as tensões de tração na face inferior do WT (SILVA e MOTTA, 1999).

Buscando avançar na utilização dessas ferramentas, a instrumentação das pistas experimentais de Gonçalves (2002) foi constituída por células de carga e *strain gages* encapsulados em resina epóxi com duas configurações: roseta a 45° e *H-gage*. O motivo da adoção de tais configurações deve-se à necessidade de ancoragem do instrumento no interior da mistura asfáltica e também para assegurar a sua horizontalidade. A Figura 22 apresenta uma pista instrumentada, com a distribuição e o posicionamento desses sensores.



Fonte: Gonçalves (2002).

Gonçalves (2002) apresentou ainda um sistema de coleta de dados para os ensaios de campo e de laboratório. Esse sistema de aquisição permitiu a leitura dos *strain gages* e das células de carga, instalados no pavimento, de maneira operacional e confiável. Tais ferramentas possibilitaram a determinação das tensões e deformações no interior das camadas dos pavimentos experimentais. Esses resultados apresentaram magnitudes compatíveis com os valores determinados por meio da aplicação de modelos teóricos. Além disso, nessa pesquisa foi confirmada uma tendência logarítmica de crescimento de ATR com o tráfego acumulado.

Verificou-se também a necessidade da identificação de fatores de correção para determinação de tensões por meio de células de carga em solos.

Gonçalves (2002) fez algumas observações quanto à instrumentação: (i) a elevada mortalidade dos *strain gages* instalados durante a compactação das camadas asfálticas das pistas experimentais se deu pelo uso de vibro-acabadora inadequada e a falta de treinamento da equipe envolvida na fase construtiva dos pavimentos; (ii) o principal fator identificado como responsável pelo não funcionamento adequado de algumas células de carga foi a presença de umidade nas emendas realizadas nos cabos elétricos; e (iii) as células de carga com capacidade de 10 kgf/cm² utilizadas na pesquisa para leituras de tensões em camadas de brita graduada se revelaram, na sua maioria, inadequadas para tal finalidade, uma vez que os registros efetuados apresentaram variações significativas.

Internacionalmente, destaca-se o estudo que foi desenvolvido pelo Departamento de Transportes do Estado de Minnesota (Mn/DOT) nos Estados Unidos, que planejou e implementou um programa de pesquisas denominado *Minnesota Road Research Project* (Mn/Road). Nessa pesquisa foram instalados aproximadamente 8.500 sensores, os quais permitiram monitorar a resposta dos pavimentos, tanto em relação às cargas do tráfego, como no que se refere às condições ambientais (temperatura e umidade). Os dados coletados no Mn/DOT foram usados para avaliar os métodos de projeto atualmente disponíveis, assim como para auxiliar no desenvolvimento de novas metodologias para avaliação e projetos de estruturas de pavimentos (JOHNSON *et al.*, 2009).

Em 1992 (VAN DEUSEN *et al.*, 1992) Mn/Road já realizava experimentos em escala real. Nessa pesquisa foram usados cerca de 3.000 sensores, em que as deformações na fibra inferior do revestimento asfáltico foram avaliadas a partir da instalação de *strain gages* espaçados sob as trilhas de roda. Esses sensores funcionaram e apresentaram resultados razoáveis até 3 anos após a construção. Observaram-se, nessa pesquisa, as variações das respostas, tanto em períodos curtos como em períodos longos, dentro do período de projeto.

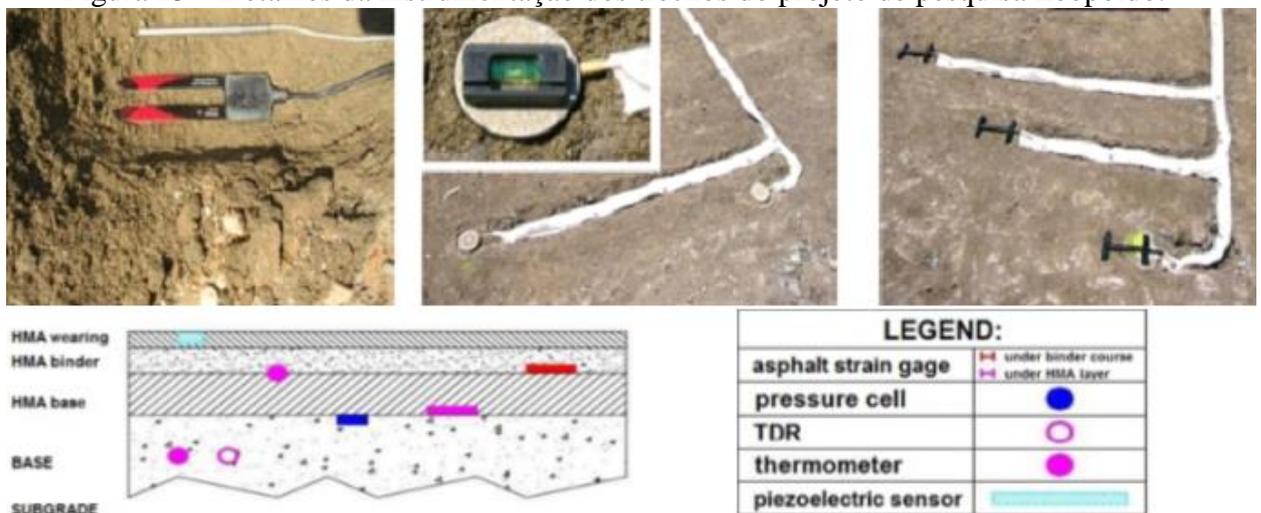
Esses autores recomendam que a instrumentação seja montada durante a construção dos pavimentos para que ocorra uma melhor conformidade com o material circundante.

Em 1998, o Departamento de Transportes da Virgínia, Estados Unidos, começou a construção de uma nova rodovia de teste, *Virginia Smart Road*, que vem sendo utilizada em pesquisas com o objetivo principal de acompanhar o desempenho de 12 diferentes pavimentos flexíveis sob diversas condições ambientais e de carga. Um banco de dados vem sendo construído com os resultados dessas seções de pavimentos, a partir da variação do efeito da pressão de inflação dos pneus (724, 655 e 551,6 kPa), magnitude de carga e velocidade (8, 24, 40 e 72,4 km/h). Para construção desse banco de dados foram utilizados termopares, sondas de reflectometria para medir o teor de umidade nas camadas de base, e sondas de resistividade para medir a penetração de geadas, além de células de carga e *strain gages*. Todos esses sensores foram embutidos nas seções do pavimento durante a construção. Tal procedimento resultou em um insucesso médio, nessa fase, de apenas 4,6% e após o primeiro ano da construção, falha média menor que 13%. Os resultados mostraram que a baixa velocidade afetou o desempenho de pavimentos flexíveis, aumentando as deformações horizontais nas camadas de misturas asfálticas e aumentando o tempo de carregamento. A distribuição de pressão foi importante para validar a distribuição de cargas no pavimento, que é responsável por danos, especialmente deformação permanente (LOULIZI *et al.*, 2001).

Na Itália, o projeto de pesquisa Leopoldo investigou 06 trechos experimentais instrumentados, com a finalidade de obter dados sobre as condições ambientais (temperatura e umidade), respostas do tráfego (velocidade e comprimento do veículo; quantidade de eixos, pesos por eixo e total de cada veículo) e dos pavimentos (pressões e deformações). Para tanto, foram instalados termômetros, *Time Domain Reflectometer (TDRs)*, sistema *Weight in Motion (WIM)*, células de pressão e *strain gages*, durante a construção desses trechos. Os *TDRs* e o termômetro 1 foram alocados a cerca de 10 cm abaixo do topo da base granular (Figura 23). O termômetro 2 foi colocado entre a base e o binder, ambos em concreto asfáltico; as células de carga foram colocadas na horizontal no topo da base granular; e os *strain gages* foram colocados na fibra inferior das camadas de base e do binder, ambos em CA. A instrumentação

foi montada evitando o contato entre esses sensores (termômetros, *TDRs* e células de pressão) e os agregados maiores que 5 mm. Posteriormente, foi importante compactar com cuidado o solo removido anteriormente, a fim de restaurar a superfície plana. Após a colocação dos *strain gages* tomaram-se os cuidados de cobri-los com uma camada de 2 cm de uma mistura de ligante asfáltico e agregados de diâmetro máximo de 5 mm e utilizar o rolo estático para compactação das camadas de CA, a fim de evitar os danos nos sensores. Com esses cuidados não ocorreu falha dos sensores. Além disso, os dados coletados têm mostrado uma boa concordância com as previsões teóricas (LEANDRI *et al.*, 2013).

Figura 23 – Detalhes da instrumentação dos trechos do projeto de pesquisa Leopoldo.



Fonte: Leandri *et al.* (2013).

2.3. Considerações Finais

Este capítulo evidenciou a importância de estudos da deformação permanente em pavimentos asfálticos, e os principais parâmetros indicativos desta falha no revestimento, assim como, os métodos que podem ser utilizados para avaliação dessa falha em laboratório e ainda a suscetibilidade do pavimento a esse defeito em campo. Além disso, foram apresentados os principais modelos de desempenho quanto à deformação permanente. Do mesmo modo, este capítulo mostrou como vêm sendo utilizados os simuladores de grande porte e as instrumentações em campo quando se investiga a deformação permanente de pavimentos asfálticos.

CAPÍTULO 3

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo estão descritas as etapas metodológicas para alcançar os 05 objetivos específicos propostos nesta tese. Além disso, são apresentados os materiais utilizados nos trechos monitorados e as características das 05 misturas asfálticas (camada de rolamento) dos trechos, que foram também investigadas em laboratório. Descreve-se o procedimento de dosagem das misturas asfálticas, assim como as caracterizações dos ligantes asfálticos e dos agregados utilizados nessas misturas.

São apontados os métodos adotados no estudo, incluindo a descrição da adaptação do ensaio TSS para a realidade local e os procedimentos dos ensaios realizados nesta pesquisa. São expostos também os trechos monitorados pela Rede Temática de Asfalto e utilizados nesta pesquisa com vistas ao refinamento de critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida.

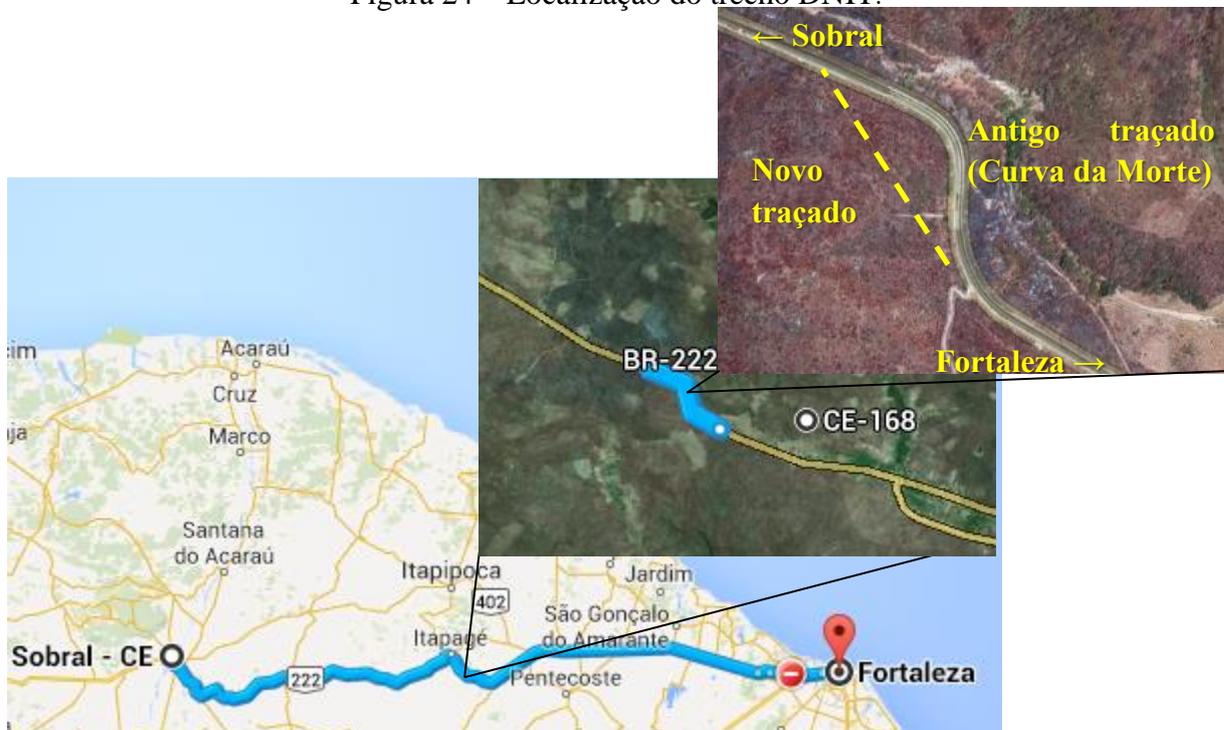
3.2. Apresentação dos Trechos Monitorados

3.2.1. Trecho 1

O Trecho 1 foi viabilizado junto ao DNIT e faz parte dos serviços de adequação de capacidade e restauração da rodovia BR-222. Trata-se de um trecho monitorado real, pois é uma via de ligação entre Sobral, 4ª maior economia do Estado, e a capital cearense, Fortaleza. O projeto inteiro consiste de um trecho maior, entre o km 64 e o km 122, e está localizado entre os municípios de Croatá-CE e Itapajé-CE, onde foram investidos R\$ 89,8 milhões. O trecho monitorado pela UFC e incluído nesta pesquisa consta de 300 m, que se inicia no km 109,7 (Itapajé-CE). O ponto de início do trecho foi georeferenciado e apresenta as seguintes coordenadas geográficas: 3°45'27.75"S e 39°29'44.35"O. Nessa via localiza-se o trecho que ficou popularmente conhecido como "Curva da Morte" (Figura 24), em função dos vários

acidentes. Os serviços de adequação de capacidade e restauração da rodovia nesse trecho objetivaram a transformação da curva em uma reta, de modo a reduzir os riscos de acidentes.

Figura 24 – Localização do trecho DNIT.



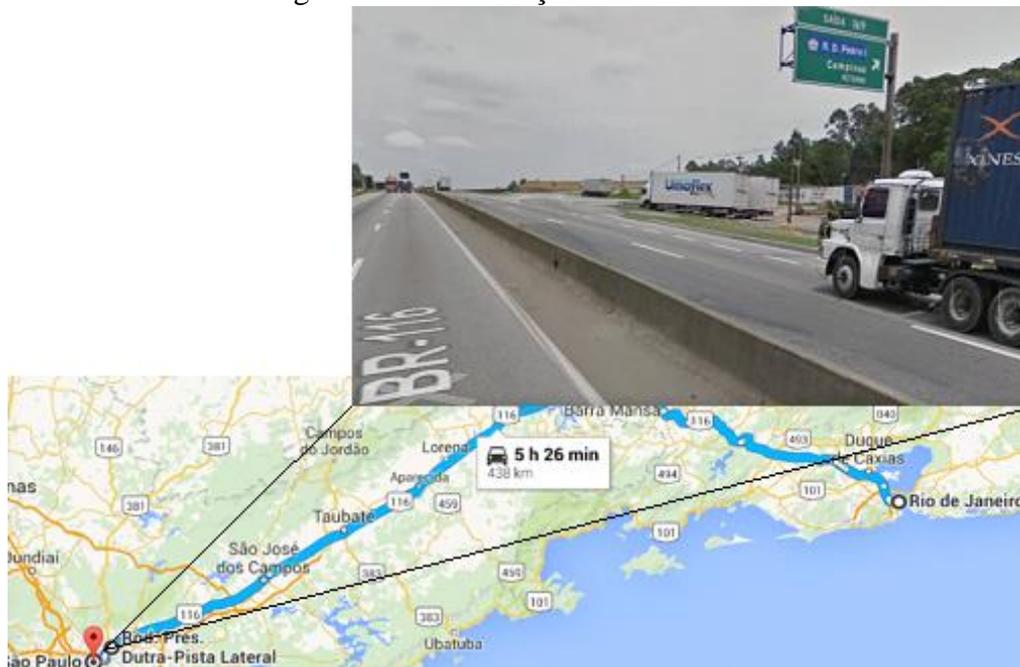
Fonte: adaptada do *Google Maps* (2014).

Foram utilizadas 02 camadas de revestimento no Trecho 1, sendo 01 camada de binder (6 cm) e a capa de rolamento em Concreto Asfáltico (CA) (5 cm). No binder foi utilizada uma mistura com o TMN de 25 mm, enquanto na capa de rolamento foi utilizada uma mistura com o TMN de 12,5 mm, contendo os seguintes materiais: brita de 3/4", brita de 1/2", areia de rio, areia de campo, fíler (cal). Os agregados minerais dessas misturas foram provenientes da pedreira Pyla (Caucaia), localizada a aproximadamente 19 km de Fortaleza-CE. A areia de rio é proveniente do rio Curu e a areia de campo foi extraída do km 74 da BR-222. Esses materiais foram caracterizados seguindo a metodologia recomendada pelo DNIT e ASTM e foram também verificados pelo método Bailey. Além disso, essa mistura foi utilizada como mistura de controle por ser uma amostra típica do Estado do Ceará.

3.2.2. Trecho 2

O Trecho 2 é um trecho da rodovia Presidente Dutra (BR-116) em São Paulo. Trata-se de um trecho experimental que foi monitorado por Nogueira (2008). Essa via faz ligação entre as cidades do Rio de Janeiro e São Paulo (Figura 25) e é considerada uma das mais importantes rodovias do Brasil, atravessando uma região na qual se transporta uma parcela considerável (50%) do PIB (Produto Interno Bruto) do país (*Euromoney Institutional Investor Company - EMIS*, 2015). O trecho fica nas proximidades do km 169 (Guarulhos-SP) e contém uma capa de rolamento em CA (CAP 30/45) (4 cm) sobre um revestimento antigo de 8 cm. Na capa de rolamento foi utilizada uma mistura asfáltica com o TMN de 19,0 mm, contendo os seguintes materiais: brita de 3/4”, pedrisco, pó de pedra e fíler (cal). Os agregados minerais usados no Trecho 2 foram provenientes da pedreira Jambeiro (município de Jambeiro), localizada a 122 km de São Paulo-SP. Esses agregados foram caracterizados seguindo a metodologia recomendada pelo Dersa.

Figura 25 – Localização do trecho CCR.

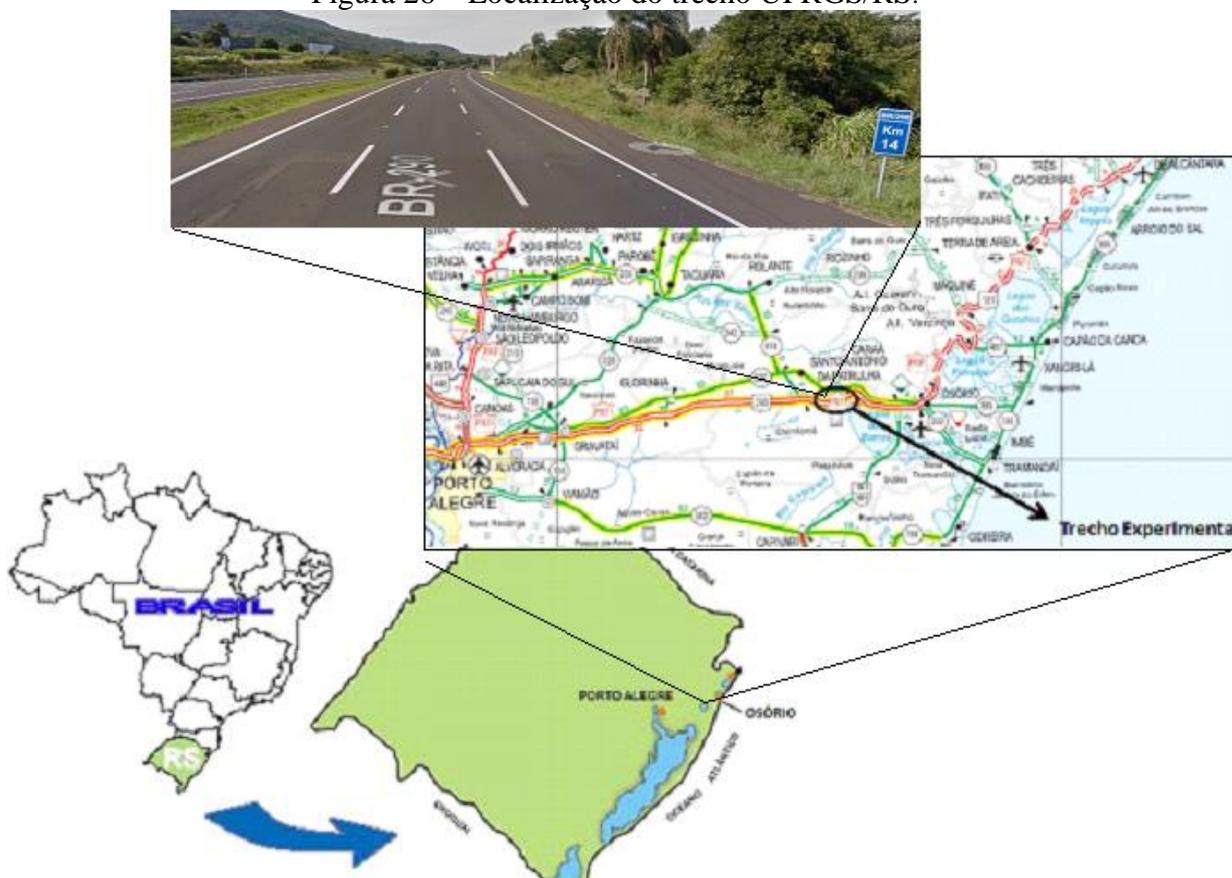


Fonte: adaptada do *Google Maps* (2016).

3.2.3. Trecho 3

O Trecho 3 foi viabilizado junto ao Laboratório de Pavimentação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (LAPAV/UFRGS) e é administrado pela concessionária CONCEPA. Esse trecho faz parte ainda dos trechos experimentais investigados pela Rede Temática de Asfaltos (MATTOS, 2014). É um trecho monitorado real, localizado na 3ª Faixa da Pista Sul (sentido Porto Alegre - Osório) da Rodovia BR-290 (Figura 26), entre o km 14+700 a km 14+400.

Figura 26 – Localização do trecho UFRGS/RS.



Fonte: adaptadas do relatório Rede Temática de Asfaltos – LAPAV/UFRGS (2013) e do *Google Maps* (2015).

A mistura asfáltica desse trecho e investigada nesta pesquisa foi aplicada há aproximadamente 5 anos. Utilizou-se uma camada de 8 cm de CA, executada em duas camadas de 4 cm, ambas

contendo ligante modificado por polímero (FLEXPAVE 60/85-E). A granulometria possui o TMN de 19,0 mm e é composta pelos seguintes materiais: brita de 3/4", brita de 3/8" e pó de pedra. Os agregados minerais são provenientes de rochas basálticas, originárias da jazida próxima ao km 30 da rodovia, no município de Santo Antônio da Patrulha.

3.2.4. Trechos 4 e 5

Os Trechos 4 e 5 foram executados em uma área de aproximadamente 160 m² de um total de aproximadamente 5.000 m² (Figura 27) cedidos para construção de trechos monitorados experimentais pela empresa cearense Insttale Engenharia Ltda., localizada no município de Maracanaú-CE, na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF). Esses trechos foram submetidos aos ensaios acelerados com o SGP e as informações dos pavimentos coletadas por meio da instrumentação por sensores eletrônicos e do sistema de coleta de dados.

Figura 27 – Localização dos trechos Insttale/CE.



Fonte: Autora (2016).

3.2.4.1. Simulador de Grande Porte e Instrumentação de campo

O LMP/UFC conta com o Simulador de Grande Porte (SGP) (Figura 28) dentro das instalações físicas de um de seus parceiros (empresa Insttale Engenharia), local em que a presente pesquisa acompanhou trechos experimentais a partir de ensaios acelerados, e também com a instrumentação de campo. Essa combinação permite o monitoramento das pistas experimentais para validação/refinamento de modelos de desempenho dos pavimentos em termos da evolução de trincamento do revestimento asfáltico, ocorrência de afundamentos em trilha de roda e evolução das tensões verticais no subleito. Estas informações são fundamentais para a nova metodologia de dimensionamento de pavimentos em desenvolvimento no país. Assim, a partir desta pesquisa, será disponibilizada para pesquisas futuras dados de misturas asfálticas de laboratório com a estrutura de trechos experimentais, tornando possível confrontar ensaios de deformação permanente em misturas asfálticas de laboratório com os resultados dos trechos experimentais no Ceará.

Figura 28 – Simuladores de tráfego da UFC.



Fonte: notas de aula de Soares (2014).

Para acelerar a evolução da deterioração do pavimento através do SGP, variou-se a velocidade de ensaio de 1 a 6 km/h; pneu de 25 cm de largura inflado a 560 kPa; a força aplicada no carro de ensaio de 500 a 4.500 kgf, que produz pressões correspondente de 1,0 kgf/cm² a 4,6 kgf/cm², esta última aproximadamente ao eixo padrão com acréscimo de 10%; o deslocamento longitudinal nos sentidos ida e volta, para agilizar os experimentos; o sentido de deslocamento transversal, a partir de um ponto central para direita e para esquerda de 10 cm,

com incremento de 5 cm, sendo posicionado em 5 pontos distintos, com 99 passadas por pontos em cada ciclo.

Apresentam-se os equipamentos que permitiram analisar o comportamento das estruturas de pavimentos asfálticos quanto às deformações na fibra inferior do revestimento asfáltico, às tensões nas diversas camadas, à umidade presente nas camadas granulares e às temperaturas às quais o pavimento estará sujeito. Também se apresentam as especificações técnicas dos conjuntos de sensores utilizados para o estudo. Para realizar a coleta desses dados foi necessário um arranjo de sensores de umidade, temperatura, células de pressão e sensores de deformação do tipo *strain gage*. As funções técnicas de cada um destes equipamentos são predefinidas e foram essenciais para a colaboração efetiva da realização dos ensaios.

a) Sensores de Umidade

Os *TDRs* CS625, utilizados nesta pesquisa, analisaram a permissividade dielétrica em meios granulares. Esses *TDRs* consistem de uma sonda de 30 cm que mede a velocidade de propagação de um pulso diferencial entre duas barras metálicas, que depende diretamente da permissividade elétrica do meio que a cerca. Como a água possui uma permissividade significativamente maior do que a do solo que a contém, a oscilação da frequência resultante é diretamente proporcional a água contida no meio em que se pretende analisar. As unidades são medidas em teor volumétrico de água (*VWC – Volumetric Water Content*). Esses *TDRs* possuem precisão e resolução de 0,1% *VWC* e trabalham em temperaturas de 0 a 70°C.

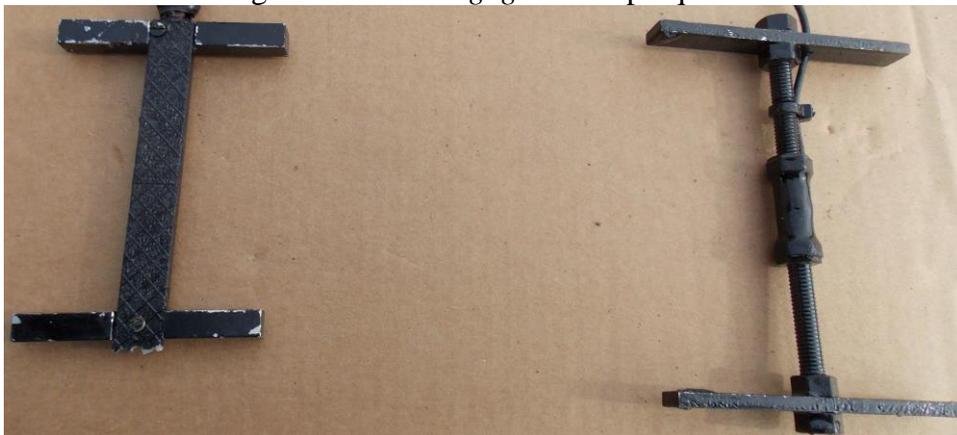
b) Sensores de Temperatura

Os sensores de temperatura (termopares) LM35 utilizados na pesquisa apresentam uma boa precisão (0,5°C) na sua faixa de utilização, compreendida entre de -55 a 150°C, atendendo as necessidades de todas as etapas construtivas e de serviço dos pavimentos asfálticos investigados nesta pesquisa.

c) Sensores de Deformação – Extensômetro (*strain gage*)

Extensômetros são dispositivos relativamente frágeis, quando comparados à resistência de solos granulares e misturas asfálticas. Por isso, o extensômetro precisa funcionar selado contra umidade, protegido contra a temperatura e impacto de esmagamento. A Figura 29 apresenta os 02 tipos de *strain gages* utilizados nesta pesquisa.

Figura 29 – *Strain gages* desta pesquisa.



Fonte: Autora (2016).

Dos 10 *strain gages* Kiowa Mortar (KM) (Figura 29 à esquerda), foram utilizados 03 no topo do subleito, 03 no topo da sub-base e 03 no topo da base, em forma de roseta, e 01 no topo do reforço do subleito no sentido longitudinal ao trecho experimental 4. Estes seguem as seguintes características: permitem imersão; temperatura de serviço entre -10 a 70°C; comprimento de 120 mm; largura próxima a 80 mm; resistência de 120 Ω ; base do material em acrílico; e cabo com fios revestidos com vinil.

Utilizaram-se ainda 02 *strain gages* Jewell (Figura 29 à direita), sendo 01 no topo do reforço do subleito no sentido transversal e 01 no topo da camada de base no sentido longitudinal. Esses sensores possuem 150 mm de comprimento e 100 mm de largura, e são mais robustos (resistência de 350 Ω) e também mais caros quando comparados aos *strain gages* KM, pois

além de suportarem temperaturas mais altas (-34 a 200°C), são capazes de suportar a compactação com rolo vibratório, necessário na execução de pavimentos flexíveis.

d) Células de Pressão

As células de pressão Geokon 3500, utilizadas nesta pesquisa, podem ser usadas em solos, concretos e outros materiais maciços e obedecem às seguintes especificações: capacidade de carregamento 2,5 MPa, temperatura de trabalho entre -20 e 80°C, altura de 6 mm e diâmetro de 230 mm e vida de fadiga de 100 milhões de ciclos *Full Scale* (FS).

Esses equipamentos são constituídos por duas membranas de aço inox ligadas entre si pelo seu perímetro através de soldadura. O interior é preenchido por uma fina camada de óleo cuja pressão varia com a pressão nas paredes das células provocada pelas pressões externas. A pressão do óleo é transformada em sinal elétrico por um transdutor de pressão acoplado.

3.2.5. Demais Trechos da Rede Temática de Asfalto (TRTA)

Além dos 05 trechos experimentais desta pesquisa e objetivando que a proposta de refinamento de níveis de tráfego em função do *FN* contemplasse uma maior diversidade de materiais e regiões, com uma quantidade mais robusta de dados, foram utilizados dados secundários de mais 09 trechos experimentais monitorados (Tabela 7) no Brasil. Para isso, deveriam ser conhecidos: (i) o valor de Afundamento em Trilha de Roda (ATR); (ii) número N USACE na faixa; (iii) o resultado do ensaio uniaxial de carga repetida da mistura utilizada na capa de rolamento. Incluíram-se ainda nessa tabela a espessura total do revestimento asfáltico, o TMN da granulometria da mistura asfáltica da capa de rolamento e o PG (sem classificação na temperatura inferior, uma vez que é usado em clima tropical, sendo XX uma designação adotada devido a não caracterização em baixa temperatura) do ligante adotado nessa capa.

Tabela 7 – Dados secundários dos Trechos da Rede Temática de Asfalto.

Trechos da Rede Temática de Asfalto (TRTA)	Espessura total do revestimento (cm)	TMN da capa de rolamento (mm)	Temperatura alta do PG capa de rolamento (°C)
UFSM, Helvio Basso - 1	6,0	19,0	58-XX
UFSM, Roraima - 2	10,0	19,0	64-XX
USP, Estrada do Leite I - 3	4,0	12,5	70-XX
USP, Estrada do Leite II - 4	4,0	12,5	64-XX
USP, Fernão Dias - 5	12,0	19,0	70-XX
UFPR, Rodovia BR-277 - 6	16,0	12,5	82-XX
UFPR, Rodovia BR-376 - 7	10,0	9,5	70-XX
UFSC, Rodovia BR- 101 I - 8	15,0	19,0	64-XX
UFSC, Rodovia BR- 101 II - 9	18,0	19,0	64-XX

Fonte: Autora (2016).

Santos (2015) detalhou o monitoramento dos 02 trechos experimentais da UFSM, em que têm-se: um trecho na Avenida Hélivio Basso – segmento de implantação de estrutura nova com duplicação da via; um trecho localizado na Avenida Roraima – segmento de restauração. O primeiro possui 6 cm de revestimento asfáltico (enquadrado na Faixa C do DNIT com TMN de 19,0 mm, teor de projeto de 5,9%, CAP 50/70 de PG 58 e dosado pelo método Marshall). No segundo trecho o revestimento é composto por 5 cm de revestimento asfáltico antigo e 5 cm de revestimento asfáltico novo – CA (enquadrado também na Faixa C do DNIT com TMN de 19,0 mm, teor de projeto de 6,2%, CAP 50/70 de PG 64 e dosado pelo método Marshall). Esses trechos foram denominados nesta pesquisa de Trechos Rede Temática de Asfalto (TRTA) 1 e 2.

A USP construiu e monitora 02 trechos experimentais na Rodovia SP – 345, também conhecida como Estrada do Leite. Cada trecho possui 375 m de extensão e espessura de revestimento de 4 cm. Esses revestimentos diferenciam-se apenas pelo tipo e teor de ligante, sendo um 30/45 (PG 70) com o teor de 4,8% e o outro 50/70 (PG 64) com o teor de 4,7%, denominados, respectivamente, TRTA 3 e TRTA 4. As granulometrias desses revestimentos foram enquadradas na Faixa C do DNIT com TMN de 12,5 mm, dosados pelo método Marshall.

Andrade *et al.* (2015) detalharam o trecho experimental de 100 m (camada de base em Brita Graduada Tratada com Cimento) da autopista Fernão Dias - Rodovia BR-381 (monitorada pela USP), aqui designado TRTA 5. Nesse trecho, o revestimento asfáltico (CA) de 12 cm foi produzido com o CAP 30/45 (PG 70), teor de projeto de 4,4%, e agregados enquadrados na Faixa 3 da SPV com TMN de 19,0 mm.

Dos trechos monitorados pela UFPR, têm-se: um trecho da Rodovia BR-277 (Campo Largo, Paraná) e um trecho da Rodovia BR-376 (Jandaia do Sul, Paraná), ambos os segmentos de implantação para duplicação da via. O revestimento aplicado no primeiro trecho possui 11 cm de binder [com curva granulométrica enquadrada na Faixa ENGL com TMN de 19,0 mm (limite superior da Faixa C do DNIT), teor de projeto de 4,1%, CAP 50/70 e dosado pelo método Marshall] e uma capa de 5 cm de CA com CAP borracha (Tyreflex) (PG 82) [com curva granulométrica enquadrada na Faixa ENGL com TMN de 12,5 mm (Faixa C do DNIT), teor de projeto de 5,2%, dosado pelo método Marshall]. Esse trecho foi denominado aqui de TRTA 6. No segundo trecho, o revestimento é composto por 5 cm de binder e 5 cm de capa, ambas em CA com ligante modificado por polímero (PG 70) [as granulometrias dessas misturas possuem TMNs de 19 mm (limite inferior da Faixa C do DNIT) e de 9,5 mm, respectivamente, ambos dosados pelo método Marshall. O binder com 5,4% e a capa com 5,1% de ligante]. Esse trecho foi denominado nesta pesquisa de TRTA 7.

Santos (2016) detalhou a construção e o monitoramento dos 02 trechos experimentais da UFSC (Rodovia BR-101). Salienta-se que em ambos os trechos a capa de rolamento é a mesma [a granulometria foi enquadrada nos limites da Faixa B do DNIT, com TMN de 19,0 mm, e o CAP 50/70 (PG 64) com teor de 4,2% obtido na dosagem *Superpave*]. No entanto, no trecho designado aqui como TRTA 8, essa camada foi executada com espessura de 15 cm. Já no TRTA 9, além da camada de revestimento ser construída com espessura de 18 cm, esta teve a primeira das 03 camadas de 6 cm executada com CA com ligante modificado por borracha (ECOFLEX B), teor de 5,4%, dosado pelo método Marshall.

3.3. Etapas Metodológicas

3.3.1. Trechos experimentais monitorados

Os primeiros objetivos específicos desta pesquisa correlacionam resultados de laboratório relativos aos ligantes, granulometrias e agregados, e desempenho mecânico quanto à deformação permanente de mistura, com os resultados de deformação permanente encontrados em campo. Para obtenção desses dados, a metodologia foi dividida em 04 etapas: (i) laboratório, (ii) campo, (iii) análises computacionais e (iv) interpretação dos resultados. Estas etapas são a seguir detalhadas:

- (i) A etapa de laboratório subdivide-se em seleção dos materiais, caracterização dos ligantes e agregados, dosagens das misturas asfálticas e avaliação quanto à deformação permanente destas misturas, por meio dos ensaios uniaxial de carga repetida e TSS adaptado, dos 05 trechos avaliados.
- (ii) A etapa de campo variou de acordo com o trecho avaliado. A etapa de campo dos Trechos 1, submetido ao tráfego real, e 2, submetido ao simulador de tráfego Simular (NOGUEIRA, 2008), foram monitorados por meio da treliça metálica (DNIT-PRO 006, 2003). No Trecho 3 foram realizados levantamentos de ATR por perfilômetros a laser e por meio da treliça metálica (MATTOS, 2014). Para os Trechos 4 e 5, a etapa de campo foi dividida em (a) caracterização prévia dos materiais constituintes dos pavimentos em laboratório e dimensionamento das 02 pistas experimentais, (b) acompanhamento da construção dessas pistas (a construção foi realizada pela equipe da empresa Insttale Engenharia sob a coordenação da equipe do LMP), (c) instalação da instrumentação, (d) coleta dos materiais que compõem essas estruturas para posterior verificação em laboratório, (e) ensaios com o SGP, (f) leituras periódicas da instrumentação [umidade e temperatura (a cada 15 minutos), pressão e deformação (a cada passagem do SGP) e (g) monitoramento do desempenho das seções testes por meio da treliça metálica.

- (iii) Na etapa de análises computacionais, foram obtidos os parâmetros (ϵ_0 , N_I , β , p_1 , p_2 , d_1 , d_2 e d_3) do *Shift Model*, a partir dos resultados do ensaio *TSS* adaptado para as misturas asfálticas dos 05 trechos investigados nesta pesquisa. Em seguida, esses parâmetros foram utilizados para a previsão de desempenho de pavimentos a partir do programa *LVECD*. Além disso, foram tratados os dados obtidos pelo sistema de coleta de dados que capta informações de umidade, temperatura, pressão e deformação por meio da instrumentação do experimental monitorada Insttale I/CE (Trecho 4). No final dessa etapa, esses dados foram correlacionados com os números de ciclos de carga aplicados pelo SGP.
- (iv) Na última etapa metodológica, a interpretação dos resultados se deu pela avaliação da relação dos dados experimentais de deformação permanente em laboratório [ligantes (*MSCR*), agregados (*AIMS*) e granulometrias (FAD e Bailey), e misturas asfálticas (uniaxial de carga repetida e *TSS*)] com aqueles encontrados em campo. Dessa forma, buscou-se um indicativo dos fatores que contribuem para a deformação permanente em campo. Para tanto, esse resultados serão correlacionados com os números de ciclos de carga. A correlação da deformação permanente do desempenho das misturas asfálticas também contribuirá para o refinamento de critérios dos resultados do ensaio uniaxial de carga repetida. Além disso, as curvas de previsão de desempenho de pavimentos, obtidas a partir do programa *LVECD*, foram calibradas com base nos dados de deformação permanente *versus* o número de ciclos de carga em campo. Por fim, a partir da evolução da deterioração do pavimento com o tráfego/tempo, foram avaliados os modelos de desempenho disponíveis na literatura para revestimentos asfálticos de modo a serem sugeridos modelos de desempenho quanto à deformação permanente para o método mecanístico-empírico em desenvolvimento.

3.3.2. Critérios para os resultados do ensaio laboratorial em função do tráfego

Objetivando refinar os níveis de tráfego em função do *FN* de misturas asfálticas nacionais, avaliaram-se informações de campo (ATR e número N) e de laboratório (*FN*) dos trechos

monitorados nesta pesquisa (T1, T2 e T3) e ainda dos trechos investigados na Rede Temática de Asfalto (TRTA 1 ao TRTA 9), totalizando 12 trechos. A Tabela 8 apresenta as informações obtidas nesses levantamentos, assim como os resultados dos ensaios uniaxiais de carga repetida obtidos em laboratório. Como os referidos trechos são submetidos a diferentes níveis de tráfego, resultando em diferentes ATRs, buscou-se ordenar os dados em função de um único parâmetro. Assim, relacionou-se ATR à solicitação do tráfego (número N), obtendo-se o afundamento em trilha de roda causado pela passagem de cada número N, por meio da razão ATR/N, similar ao proposto por Willis *et al.* (2010). Apresentam-se ainda na Tabela 8 informações dos trechos quanto à espessura total do revestimento asfáltico, à região, à temperatura média do ar e ao tempo em que o tráfego solicita o trecho.

Tabela 8 – Banco de dados de laboratório e de campo de trechos monitorados.

Trechos	ATR (mm)	N	ATR/N	FN	Espessura total do revestimento (cm)	Tempo de solicitação (meses)	Região	Temperatura média do ar (°C)
T 1	5,4	$2,4 \times 10^6$	$2,2 \times 10^{-6}$	30	11,0	25	Nordeste	25,1
T 2	1,6	$1,7 \times 10^7$	$9,4 \times 10^{-8}$	1214	12,0	14	Sudeste	18,5
T 3	6,4	$3,1 \times 10^7$	$2,1 \times 10^{-7}$	1487	8,0	36	Sul	18,9
TRTA 1	4,1	$1,5 \times 10^6$	$2,7 \times 10^{-6}$	158	6,0	31	Sul	19,3
TRTA 2	2,5	$1,1 \times 10^6$	$2,3 \times 10^{-6}$	497	10,0	37	Sul	19,3
TRTA 3	1,5	$5,7 \times 10^5$	$2,5 \times 10^{-6}$	212	4,0	47	Sudeste	20,2
TRTA 4	0,7	$5,7 \times 10^5$	$1,2 \times 10^{-6}$	119	4,0	47	Sudeste	20,2
TRTA 5	0,6	$2,2 \times 10^7$	$2,8 \times 10^{-8}$	315	12,0	16	Sudeste	18,2
TRTA 6	1,6	$1,1 \times 10^7$	$1,4 \times 10^{-7}$	4410	16,0	6	Sul	17,8
TRTA 7	0,2	$2,4 \times 10^5$	$9,8 \times 10^{-7}$	1318	10,0	22	Sul	21,7
TRTA 8	5,6	$2,9 \times 10^7$	$1,9 \times 10^{-7}$	354	15,0	26	Sul	19,1
TRTA 9	2,5	$2,9 \times 10^7$	$8,6 \times 10^{-8}$	354	18,0	26	Sul	19,1

Fonte: Autora (2016).

Os ensaios uniaxiais de carga repetida dessas misturas asfálticas foram realizados em 02 laboratórios diferentes, cada um com um tipo de equipamento: 75% das misturas foram avaliadas em uma *MTS-810 (Materials Testing System)* com capacidade de 100 kN) no Cenpes - Centro de pesquisas da Petrobras; e 25% das misturas foram avaliadas em uma *UTM - 25 (Universal Testing Machine)* com capacidade de 100 kN) no LMP/UFC. O sistema de

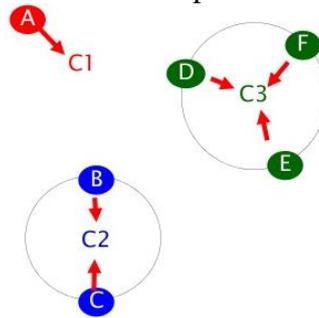
aquisição de dados de ambas as máquinas é idêntico (LEE *et al.*, 2012), apresentando resultados similares (PEREIRA, 2012).

Da Tabela 8, percebe-se o seguinte: os trechos TRTA 1 a TRTA 4, T1 e TRTA 7 já suportaram um tráfego leve ($< 3 \times 10^6$); o trecho T 3 já suportou um tráfego extremamente pesado ($> 3 \times 10^7$); e os trechos T 2, TRTA 5, 6, 8 e 9 já suportaram um tráfego pesado ($> 1 \times 10^7$; $< 3 \times 10^7$). Destaca-se que os níveis de tráfego foram padronizados conforme os seguintes autores: Nascimento (2008), AAT (2011) e Bonaquist (2012) (Tabela 5).

Em seguida, adotou-se o método estatístico dos *clusters* para agrupar os dados de *FN* e da relação *ATR/N*, baseando-se na similaridade entre eles. O processo de agrupamento de objetos físicos ou abstratos em classes ou grupos de objetos similares é chamado de clusterização, que consiste na divisão dos dados em classes ou *clusters*, de maneira que objetos dentro de um mesmo *cluster* tenham alta similaridade, mas objetos pertencentes a *clusters* diferentes sejam muito distintos (alta dissimilaridade) (HAN *et al.*, 2012). Para tanto, utilizou-se o *software* estatístico *SPSS* versão 24.0. A análise de *cluster* é uma técnica de agrupamentos e identificação de importantes distribuições e padrões que pode ser utilizada para caracterizar em laboratório e em campo o comportamento das misturas asfálticas quanto à resistência à deformação permanente.

Para esta pesquisa utilizou-se o método k-médias (onde k é o número de *clusters* que se deseja formar) (MACQUEEN, 1967). Nesse método, um algoritmo analisa os dados e os agrupa em função da distância entre o dado (*FN versus* relação *ATR/N*) e o meio (considerado como centro de um grupo, o seu centroide) de cada *cluster* (ver C2 e C3 nos *clusters* 2 e 3 da Figura 30). O algoritmo usado leva em consideração o comportamento das variáveis que caracterizam o material e a sua homogeneidade. Quando um dado é muito diferente dos demais, esse dado forma um único *cluster*, como é o caso do dado A, que forma isoladamente o *cluster* 1 da Figura 30.

Figura 30 – Exemplos de *clusters* pelo método k-médias.



Fonte: Hillerman *et al.* (2015)

Para esta pesquisa duas premissas foram assumidas: (i) deformação permanente apenas na camada de rolamento e (ii) a proposta de refinamento de níveis de tráfego em função do *FN* não deve apontar um tráfego mais leve do que o trecho já suportou, conforme indicado pelo *N* correspondente ao trecho real que contem aquela mistura ensaiada em laboratório.

3.3.3. Adaptação do ensaio TSS

A fim de adaptar o ensaio triaxial de varredura de tensões para a realidade local (segundo objetivo específico desta pesquisa), foram simuladas diferentes estruturas com propriedades típicas quanto à: (a) espessura do revestimento; (b) Módulo de Resiliência (MR) das subcamadas; e (c) MR do revestimento (Tabela 9).

As rigidezes das subcamadas foram estimadas por meio de retroanálise com o CAP3D (HOLANDA *et al.*, 2006; TORQUATO e SILVA, 2014) a partir dos ensaios de deflexão obtidos pelo *Falling Weight Deflectometer (FWD)* de um trecho da Prefeitura Municipal de Fortaleza (Figura 31) monitorado pelo LMP/UFC. O trecho não apresentava, no momento do levantamento deflectométrico, deformação permanente ou trincamento. A fim de verificar a influência da rigidez das subcamadas, estas foram minoradas e majoradas para uma segunda bateria de análises, formando duas estruturas teóricas. Cada uma das estruturas (Tabela 9) foi analisada com a espessura do revestimento variando de 5 a 10 cm, e rigidez do revestimento igual a 2500, 3000, 3500, 4000, 4500 e 5000 MPa, totalizando 36 análises, sendo 12 para cada estrutura. São encontrados, na literatura nacional, resultados semelhantes de espessuras dos

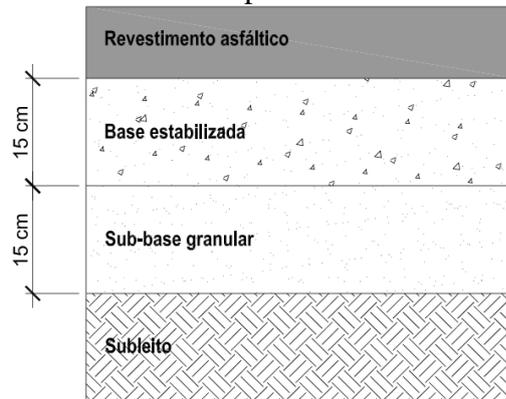
revestimentos (SOARES *et al.*, 1999; BEZERRA NETO, 2004; SOUSA *et al.*, 2009; CONCEPA – LAPAV, 2011; CHAVES *et al.*, 2011), MRs médios das subcamadas (COUTO, 2009; BERNUCCI *et al.*, 2010) e dos revestimentos asfálticos (SOARES *et al.*, 2000; GONÇALVES *et al.*, 2002; BEZERRA NETO, 2004; MEDEIROS *et al.*, 2009; VASCONCELOS *et al.*, 2011; PEREIRA *et al.*, 2012). O carregamento utilizado foi o do eixo padrão, isto é, 80 kN distribuídos uniformemente sobre um círculo de 0,108 m de raio.

Tabela 9 – Características das estruturas simuladas.

Camada	h (cm)	Estrutura 1 - Prefeitura MR médio (MPa)	Estrutura 2 Teórica MR médio (MPa)	Estrutura 3 Teórica MR médio (MPa)
Revestimento	5 - 10	2500 - 5000	2500 - 5000	2500 - 5000
Base	15	590	350	1000
Sub-base	15	400	200	400
Subleito	-----	170	170	170

Fonte: Estrutura 1 - monitorada pelo LMP/UFC e Estruturas 2 e 3 – adaptadas da literatura.

Figura 31 – Estrutura típica da literatura nacional.



Fonte: Autora (2016).

Das simulações foi detectado o ponto de cisalhamento máximo para as estruturas. Desta forma, nestas coordenadas críticas foram calculadas as tensões, desvio (σ_d) e confinante (σ_c), utilizando as Equações (6) e (7), reexibidas a seguir para facilitar a compreensão.

$$\sigma_c = \frac{I_1}{3} = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \right) \quad (6)$$

$$\sigma_d = \frac{1}{\sqrt{2}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (7)$$

Dos resultados das análises foram extraídos os valores das tensões desvio e confinante para o ponto de cisalhamento crítico. Propõe-se neste trabalho manter os três níveis de tensão axial propostos por Choi e Kim (2013a e 2013b). Devido ao fato desses autores manterem constante a tensão confinante nos três níveis de tensão do ensaio, a fim de não mudar demasiadamente a metodologia do ensaio, a tensão confinante extraída das análises será a proposta para a adequação do protocolo. Desta forma, mantendo-se as tensões axiais de Choi e Kim (2013a e 2013b) e de posse da tensão confinante a ser extraída das análises do ponto de cisalhamento crítico neste trabalho, foram calculadas a tensão desvio de cada nível e então os pares de tensão propostos foram estabelecidos.

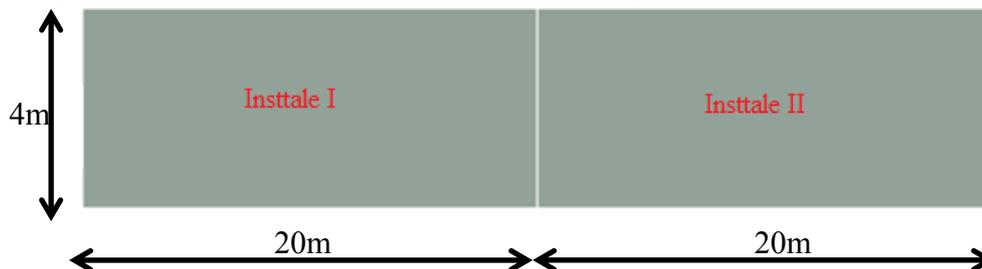
No final desta etapa serão apresentados os níveis de tensão desvio e confinante, de acordo com a realidade das estruturas de pavimentos locais, uma vez que essa adaptação pode permitir a aplicação do *Shift Model* e a posterior utilização do *LVECD* para obter as curvas de previsão da deformação permanente ao longo do tempo em pavimentos com revestimentos asfálticos mais esbeltos (aproximadamente 10 cm).

3.3.4. Construção dos trechos experimentais

Para atingir o quinto objetivo específico desta pesquisa de construir, instrumentar e monitorar os trechos experimentais compostos por camadas granulares tipicamente utilizadas no Ceará, 02 revestimentos asfálticos diferentes, denominadas Insttale I e II/CE, foram submetidas à aceleração das degradações nos pavimentos a partir da passagem do SGP da UFC. A pista experimental monitorada do Trecho 04 (Insttale I/CE) foi instrumentada para identificação dos principais processos que convergem para a queda do desempenho estrutural quanto à deformação permanente. Para tanto, nesse trecho adotou-se 01 mistura asfáltica do tipo CA com brita 3/4", brita 1/2", pó de pedra e cal. Para a pista experimental monitorada do Trecho 05 (Insttale II/CE) adotou-se os mesmos materiais do trecho Insttale I e ainda a incorporação de 18% de fresado (Figura 32). Os agregados minerais de ambas as misturas são provenientes

da pedra Pyla. Além disso, essas misturas possuem teor de ligante e granulometrias bem semelhantes.

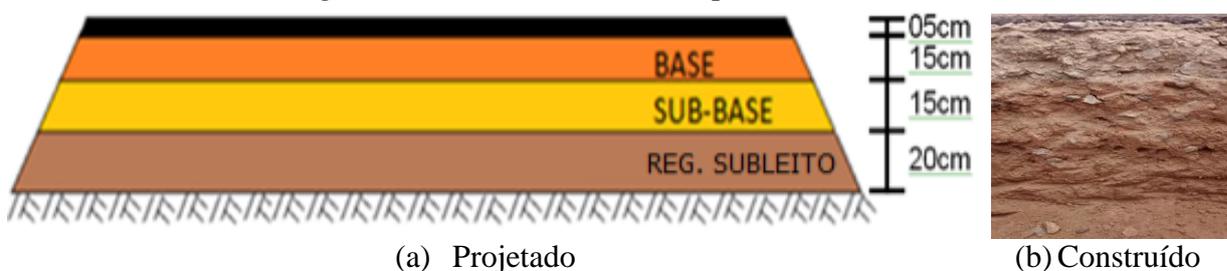
Figura 32 – Revestimentos asfálticos previstos para os trechos (vista superior).



Fonte: Autora (2016).

Para a construção das camadas granulares das pistas experimentais foram definidas as seguintes soluções: (a) regularização do subleito com solo natural existente na Insttale (20 cm); (b) sub-base com esse solo natural estabilizado com brita 3/4", na proporção de 30-70 (30% de brita e 70% de solo) (15 cm) e (c) base em BGS (Brita Graduada Simples) (15 cm) (Figuras 33a e 33b). Foram utilizadas as seguintes energias de compactação em campo e nos ensaios mecânicos: normal para o subleito e para a camada de regularização do subleito, intermediária e modificada para as camadas de sub-base e base, respectivamente.

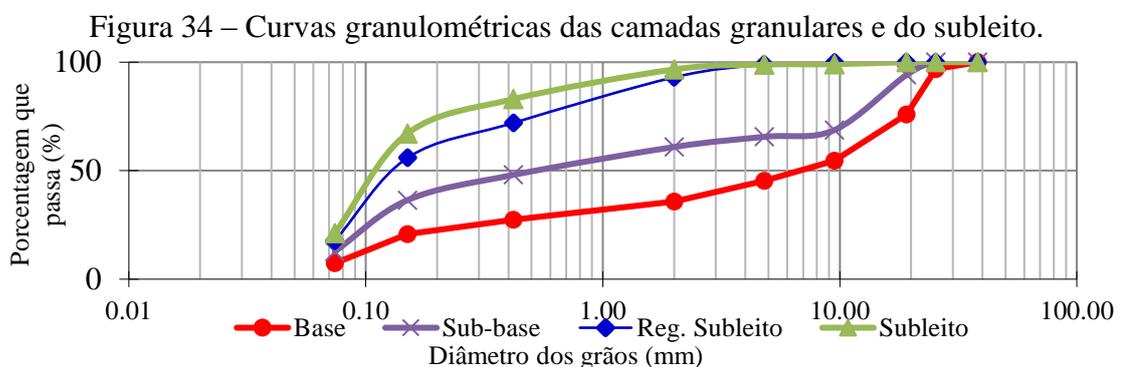
Figura 33 – Perfil dos trechos experimentais 4 e 5.



Fonte: Autora (2016).

Os materiais das camadas granulares e do subleito foram coletados e caracterizados de acordo com os ensaios de granulometria por peneiramento (DNER ME 080, 1994) (Figura 34), limites de plasticidade (DNER ME 082, 1994) e de liquidez (DNER ME 122, 1994), compactação (DNER-ME 162, 1994), Índice de Suporte Califórnia (ISC ou *CBR*) e Expansão

(DNER ME 049, 1994) e módulo de resiliência (DNIT 134, 2010) (Tabela 10). Os serviços referentes à execução de todas as camadas granulares e do subleito foram controlados por meio dos seguintes ensaios: massa específica aparente *in situ* com frasco de areia (DNER ME 092, 1994) e determinação da umidade com emprego do Speedy (DNER ME 052, 1994) (Tabela 10). Para a camada de revestimento seguiu-se a especificação de serviço 031 (2006) e foram extraídos corpos de prova com sonda rotativa para determinação do grau de compactação e espessura da camada, além da verificação do teor de ligante na mistura (DNER ME 053, 1994).



Fonte: Autora (2016).

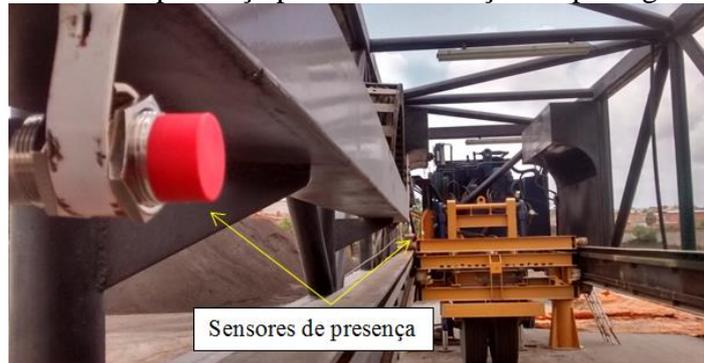
Tabela 10 – Caracterização dos materiais granulares sob revestimento.

Material	Camada	Umidade Ótima (%)	Densidade Máxima	GC (%)	CBR (%)	MR _{médio} (MPa)	Exp. (%)	LL (%)	IP (%)
BGS	Base	7,8	2,156	100	64	478	0,01	NL	NP
Solo-brita	Sub-base	7,0	2,197	101	29	493	0,16	15	2,2
Solo natural	Reg. subleito	8,6	2,030	101	18	376	0,13	14	1,5
Subleito	-	8,3	1,956	99	24	407	0,00	NL	NP

Fonte: Autora (2016).

Para avaliação dos dados obtidos pela instrumentação [pressão (kPa), deformação (*microstrain*), umidade (%) e temperatura (°C)] do Trecho 04 (Insttale I/CE), utilizou-se a programação Python (*software* WinPython). Assim, a partir de cada passagem do SGP, contabilizada por 02 sensores de presença fixados no simulador (Figura 35), foi possível conhecer essas informações em todo o pavimento.

Figura 35 – Sensores de presença para contabilização da passagem do simulador.



Fonte: Autora (2016).

3.4. Fases de Laboratório

3.4.1. Materiais

Os agregados utilizados para compor as misturas asfálticas desta pesquisa são provenientes de 03 Estados brasileiros: Ceará, utilizados nas misturas DNIT e Insttale I e II; São Paulo, utilizados na mistura CCR, sendo esses 02 agregados (CE e SP) do tipo gnáissico; e Rio Grande do Sul, utilizados na mistura UFRGS, sendo do tipo basáltico.

Foram utilizados 04 ligantes asfálticos: CAP Replan 30/45 (PG 70-XX) utilizado na mistura CCR/SP; CAP Lubnor 50/70 (PG 70-XX) utilizado na mistura DNIT/CE; CAP Lubnor 50/70* (PG 64-XX) utilizado nas misturas Insttale I e II/CE [embora o ligante dessas misturas seja proveniente da Lubnor, por tanto seja 50/70, esse ligante foi classificado com 30/45 (possivelmente esse material já tenha sofrido envelhecimento)]; e CAP 60/85-E (PG 70-XX) utilizado na mistura UFRGS/RS.

3.4.2. Metodologia para caracterização dos materiais dos revestimentos

3.4.2.1. Agregados

Os agregados que compõem as misturas asfálticas foram submetidos aos ensaios de caracterização preconizados pelo DNIT, ASTM e AASHTO para a obtenção das suas

propriedades físicas e mecânicas: abrasão Los Angeles (DNER-ME 035, 1998); absorção e densidade do agregado graúdo (DNER-ME 081, 1998); absorção e densidade do agregado miúdo (ASTM C128, 2015); densidade real do fíler (DNER-ME 085, 1994); índice de forma (DNER-ME 086, 1994); adesividade a ligante betuminoso (DNER-ME 078, 1994); equivalente de areia (DNER-ME 054, 1997); granulometria por peneiramento (DNER-ME 083, 1998). Foi realizado também o ensaio de granulometria através da série de peneiras norte-americanas (ASTM C136/C136M, 2014) (a fim de ser avaliado quanto aos métodos Bailey e FAD). Esse ensaio se difere do ensaio normatizado pelo DNIT, pois todas as peneiras utilizadas nas frações abaixo da peneira #4 (4,75 mm) são diferentes das adotadas no ensaio do DNIT. Além disso, para avaliação pelo método Bailey utilizou-se a peneira de 1/4" (6,25 mm).

Além dos ensaios citados, os agregados foram caracterizados utilizando o *AIMS* com relação à angularidade, à forma e à textura (AL ROUSAN, 2004). A caracterização foi feita para agregados retidos em cada peneira separadamente. As peneiras consideradas para essa análise foram: 3/4" (19,0 mm), 1/2" (12,5 mm), 3/8" (9,5 mm), 4 (4,75 mm), 8 (2,36 mm), 16 (1,18 mm), 30 (0,60 mm), 50 (0,30 mm), 100 (0,15 mm) e 200 (0,075 mm). Com essa caracterização, foi possível conhecer, separadamente, as propriedades referidas de cada fração do agregado. Essas propriedades são: angularidade, forma 2D, esfericidade e textura. Para os agregados graúdos (retidos na peneira N^o4), o *AIMS* analisa a angularidade, a textura e a esfericidade. Para os agregados miúdos, o *AIMS* analisa apenas a angularidade e a forma 2D. Essa caracterização foi utilizada para ajudar a explicar o comportamento das misturas asfálticas com relação a resistência à deformação permanente das mesmas.

a) Ensaio com o *AIMS*

O *AIMS* ainda não possui norma no Brasil e nem nos Estados Unidos. No entanto, o ensaio vem sendo realizado de acordo com a metodologia de classificação de agregados desenvolvida por Al Rousan (2004) (BATHINA, 2005; MASAD *et al.*, 2005; BESSA, 2012; PAZOS, 2015; DIÓGENES, 2015), conforme indica a Tabela 11.

Tabela 11 – Limites de classificação dos parâmetros do *AIMS*.

Propriedade	Valores / Classificação				
Forma 2D	< 6,5	6,5 – 8,0	8,0 – 10,5	> 10,5	-
	Circular	Semicircular	Semialongado	Alongado	-
Esfericidade	< 0,6	0,6 – 0,7	0,7 – 0,8	> 0,8	-
	Achatado / Alongado	Baixa esfericidade	Esfericidade moderada	Alta esfericidade	-
Angularidade	< 2100	2100 – 4000	4000 – 5400	> 5400	-
	Arredondado	Subarredondado	Subangular	Angular	-
Textura Superficial	< 165	165 – 275	275 – 350	350 – 460	> 460
	Polido	Liso	Baixa rugosidade	Rugosidade moderada	Alta rugosidade

Fonte: Al Rousan (2004).

Durante os ensaios, as partículas de agregados (50 partículas de agregados graúdos e 150 partículas de agregados miúdos, por fração de agregado retida em cada uma das peneiras) foram posicionadas nas ranhuras das bandejas circulares. Bandejas específicas foram usadas para cada tamanho de partícula, de acordo com o manual do equipamento. Depois do alinhamento das partículas nas bandejas, a câmera de alta resolução e o sistema de iluminação do *AIMS 2* foram usados para capturar imagens dos agregados. Partículas em contato não foram consideradas na análise, já que o sistema *AIMS 2* possui um algoritmo que desconsidera essas partículas que se tocam para evitar que elas sejam interpretadas pelo sistema como uma única partícula com propriedades diferentes. As Figuras 36a e 36b mostram, respectivamente, as distribuições dos agregados graúdos e miúdos no equipamento *AIMS 2*.

Figura 36 – Distribuição dos agregados nas bandejas do *AIMS 2*.



(a) Agregados graúdos

(b) Agregados miúdos

Fonte: Autora (2016).

b) Avaliação das granulometrias pelo método Bailey

Apesar de o método Bailey projetar granulometrias de misturas asfálticas com base na distribuição dos agregados por tamanho cuja finalidade é obter um esqueleto mineral resistente, nesta pesquisa, como são acompanhados trechos monitorados reais (DNIT/CE, CCR/SP e UFRGS/RS), esse método é utilizado apenas para avaliar as granulometrias.

Dessa forma, todas as curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa foram avaliadas segundo o método de Bailey, descrito no capítulo 2. Antes de calcular os parâmetros de proporção das curvas (proporções AG, GAM e FAM) foi necessário definir o comportamento de cada granulometria: se o mesmo é graúdo ou fino com base na PCP de cada granulometria. Posteriormente esse comportamento foi verificado pelos parâmetros VCA_{RUW} e VCA_{mix} .

A Tabela 12 descreve os principais parâmetros do método Bailey, AG, GAM e FAM, com equações e limites recomendados pelo método. A Tabela 13 mostra como as alterações percentuais nesses parâmetros influenciam o VAM e o comportamento da mistura.

Tabela 12 – Parâmetros do método Bailey.

Parâmetros	Equações (% passante nas respectivas peneiras)	Limites recomendados
AG	Equação 1: $AG = (PM - PCP)/(100 - PM)$	0,50-0,65 (TMN de 12,5 mm) 0,60-0,75 (TMN de 19,0 mm) 0,60-1,00 (misturas finas)
GAM	Equação 2: $GAM = PCS/PCP$	0,35-0,50
FAM	Equação 3: $FAM = PCT/PCS$	0,35-0,50

Fonte: adaptado de Daniel e Rivera (2009).

Tabela 13 – Efeitos das alterações nos parâmetros do método Bailey nas características da mistura asfáltica.

Parâmetros	Mudança no parâmetro	Previsão de VAM	Características gerais da mistura
AG	+0,2	+0,5% para +1,0%	Altos valores: dificulta a compactação. A curva granulométrica tende ao formato “S”. Baixos valores: torna a mistura suscetível a segregação
GAM	+0,05	-0,5% para -1,0%	Altos valores: a mistura tende a ser mais deformável e diminui a permeabilidade Baixos valores: instabilidade e possibilidade de problemas de compactação.
FAM			

Fonte: adaptado de Daniel e Rivera (2009) e de Gierhart (2007).

Da Tabela 13, nota-se que se a proporção de AG aumenta, aumenta o VAM. Se a relação de AG é muito baixa, há um excesso de *pluggers* e mesmo que a combinação satisfaça ao VAM, a mistura será suscetível à segregação. Se a relação de AG é próxima ou maior do que o limite superior, geralmente, ocorrem as curvas em formato de "S", que podem formar misturas difíceis de compactar no campo. Geralmente não se recomendam misturas com proporções de AG acima do limite superior do intervalo correspondente.

c) Avaliação das granulometrias pelo método FAD

A identificação da FAD inicia-se pela determinação do diagrama de interação, que indica quais peneiras estão interagindo. Uma vez identificados os agregados da FAD, a porosidade é calculada pela Equação 23.

$$\eta_{FAD} = \frac{V_{v(FAD)}}{V_{T(FAD)}} = \frac{V_{IC,ag} + VAM}{V_{TM} - V_{ag>FAD}} \quad (23)$$

Onde, η_{FAD} : porosidade da FAD (%); $V_{v(FAD)}$: volume de vazios dentro da FAD (%); $V_{T(FAD)}$: volume total de agregado disponível para a FAD; $V_{IC,ag}$: volume de agregados intersticiais (menores do que a FAD) (Equação 24); VAM : volume de vazios no agregado mineral; V_{TM} : volume total da mistura; e $V_{ag>FAD}$: volume de agregados flutuantes (maiores do que a FAD) (Equação 25).

$$V_{IC,ag} = \frac{\sum \%ret.<FAD}{Gsb} \times 100 \quad (24)$$

$$V_{ag>FAD} = \frac{\sum \%ret.>FAD}{Gsb} \times 100 \quad (25)$$

Onde, $\sum \%ret. < FAD$: soma dos percentuais retidos nas peneiras menores do que a FAD; $\sum \%ret. > FAD$: soma dos percentuais retidos nas peneiras maiores do que a FAD; e Gsb : massa específica aparente dos agregados.

d) Correlação entre os parâmetros granulométricos (Bailey e FAD) e as características de Forma (AIMS) com o FN das misturas asfálticas

Para atender o objetivo específico em que se busca identificar a influência da granulometria (analisada pelo método Bailey) e das características de forma (obtidas pelo AIMS) nos resultados de resistência à deformação permanente, analisou-se a correlação entre as variáveis das misturas asfálticas para a escolha das variáveis independentes e realizou-se análise de regressão para verificação de colinearidade entre as mesmas. A partir dessa identificação procurou-se fornecer um indicativo do desempenho das misturas asfálticas quanto a essa falha por meio dos resultados de forma e granulometria ainda na fase de projeto.

Dessa forma, analisou-se a correlação dos dados de teor de ligante, granulometria e das características de forma com os resultados de FN de misturas asfálticas. A partir dos resultados das correlações, selecionaram-se as variáveis independentes (Xn).

A análise de correlação mede a associação entre variáveis através de um coeficiente de correlação, denominado pela letra r (Equação 26). Esse coeficiente tem as seguintes propriedades: varia entre -1 e +1; se $r = 0$, não existe associação entre as variáveis; quanto maior o valor de r, em módulo, mais forte é a associação entre as variáveis; se $r > 0$, ambas as variáveis crescem juntas; e se $r < 0$, uma variável cresce à medida que a outra diminui. O valor de r é calculado com dados de uma amostra e quantifica a força de associação linear

entre duas variáveis, descrevendo quão bem uma linha reta se ajustaria através de uma nuvem de pontos.

$$r = \frac{\sum_i(x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_i(x_i - \bar{x})^2 \sum_i(y_i - \bar{y})^2}} \quad (26)$$

3.4.2.2. Ligantes asfálticos

A caracterização do desempenho dos ligantes asfálticos foi realizada com base nos ensaios das especificações brasileiras, para ligantes puros (ANP, 2005) e modificados por polímeros elastoméricos (ANP, 2010), e norte-americana *Superpave*, conforme os ensaios listados a seguir: (i) Envelhecimento de curto prazo em estufa de filme fino rotativo - RTFOT (ASTM D2872, 2004); (ii) Penetração (PEN) a 25°C, 100 g, 5 s (ASTM D5, 2006); (iii) Ponto de amolecimento (PA) (ASTM D36, 2009); (iv) Recuperação elástica a 25°C, 20 cm, pelo Ductilômetro (ASTM D6084, 2006); (v) Viscosidade rotacional a 135, 150, 177 e 190°C (ASTM D4402, 2007); (vi) Grau de desempenho (PG) (ASTM D6373, 2013); (vii) Cisalhamento dinâmico (AASHTO T315, 2012); (viii) Fluência e relaxação sob carregamento em tensão múltipla – *MSCR*; J_{nr} (kPa⁻¹) e R (%) (ASTM D7405, 2010).

a) Envelhecimento Oxidativo

O envelhecimento de curto prazo, em estufa de filme fino rotativo – RTFOT, dos ligantes asfálticos foi realizado de acordo com os procedimentos da norma ASTM D2872 (2004). As amostras foram aquecidas a 163°C por 85 minutos. As massas antes e após o ensaio RTFOT foram verificadas e os resultados foram empregados nos cálculos do balanço de massa. Quanto maior a perda ou ganho de massa (dependendo do sinal do parâmetro), maior a sensibilidade do material ao envelhecimento a curto prazo.

b) Ensaio Empíricos

Os ensaios de penetração e ponto de amolecimento foram realizados em amostras antes e após o envelhecimento no RTFOT. Os efeitos do envelhecimento também foram avaliados por

meio da penetração retida (PEN_{RET}), calculada pela razão entre a penetração do material envelhecido a curto prazo e do material virgem, expressa em porcentagem, e do incremento do ponto de amolecimento (I_{PA}), calculado pela diferença entre o ponto de amolecimento do material envelhecido a curto prazo e do material virgem, em °C. Valores mais baixos de PEN_{RET} e mais elevados de I_{PA} indicam uma sensibilidade maior do ligante asfáltico ao envelhecimento a curto prazo, à luz das variações destas propriedades. Determinou-se ainda o índice de suscetibilidade térmica (IST) por meio da Equação 27, considerando os valores de penetração (PEN a 25°C em dmm) e ponto de amolecimento (PA em °C) de cada amostra (READ e WHITEOAK, 2003).

$$IST = \frac{500 \log PEN + 20PA - 1951}{120 - 50 \log PEN + PA} \quad (27)$$

c) Caracterização Reológica

(i) Viscosidade Rotacional

O equipamento utilizado para a determinação das viscosidades rotacionais foi um viscosímetro Brookfield, modelo DV-II+viscometer, acoplado a um controlador de temperatura Thermosel. Foram empregadas as temperaturas de 135, 150, 177 e 190°C na velocidade de 20 rpm. Os *spindles* utilizados foram os de nº. 21 e 27 (ASTM D4402, 2007), respectivamente, para os ligantes puros e modificados. As temperaturas de usinagem e de compactação foram obtidas graficamente (ASTM D2493, 2009), com base nas medidas de viscosidade obtidas nas 04 temperaturas de ensaio. A faixa de viscosidade para usinagem é de 0,15 a 0,19 Pa.s ($0,17 \pm 0,02$ Pa.s) e para compactação é de 0,25 a 0,31 Pa.s ($0,28 \pm 0,03$ Pa.s). Foi calculada também a temperatura média de cada intervalo a partir das temperaturas extremas. Esses valores são tradicionalmente aplicados a CAPs puros que são fluidos newtonianos, mas foram utilizados também na determinação das temperaturas de usinagem e de compactação dos ligantes modificados.

(ii) Ensaios Reológicos em Reômetro de Cisalhamento Dinâmico (*DSR*)

As propriedades viscoelásticas de cada ligante foram obtidas por meio de um reômetro de cisalhamento dinâmico (*Dynamic Shear Rheometer – DSR*) modelo AR-2000 (Fabricante TA *Instruments*). O ensaio foi realizado utilizando a geometria de placas paralelas de 8 mm de diâmetro, conforme recomendações contidas na norma norte americana AASHTO T 315-12. Para a execução do controle da temperatura, foi acoplado na base do reômetro um acessório denominado placa peltier, capaz de aplicar variações de temperatura na amostra. Os resultados de módulo complexo ($|G^*|$) e ângulo de fase (δ) em função da frequência, a uma temperatura de referência de 20°C (*frequency sweep* de 0,1 a 25 Hz e de 4,4 a 54,4°C), foram dispostos horizontalmente em uma escala log log para se originar a curva mestra. Nesse ensaio as amostras de ligante foram previamente submetidas ao envelhecimento no *Rolling Thin Film Oven Test – RTFOT*. Mais detalhes são apresentados em Gouveia (2016).

Além desses parâmetros viscoelásticos, foram determinados: o grau de desempenho (PG) a 58, 64, 70, 76 e 82°C; recuperação elástica (R), suscetibilidade ao acúmulo de deformação plástica (J_{nr}) e classificação *Multiple Stress Creep Recovery (MSCR)* dos ligantes dos 5 trechos experimentais

Os ensaios *MSCR* foram conduzidos em conformidade com o protocolo descrito na norma ASTM D7405 (2010), que prescreve a utilização de amostras envelhecidas em curto prazo (ASTM D2872, 2004) para os ensaios. Esses ensaios são realizados normalmente à temperatura máxima do PG. Para esta tese, os ensaios foram realizados a 58, 64, 70, 76 e 82°C e duas réplicas foram consideradas para cada formulação. Um total de 10 ciclos de fluência e recuperação – 1 s de fluência e 9 s de recuperação (Figura 38a) – usando uma carga de cisalhamento constante de 100 Pa aplicada na amostra de ligante condicionada entre as duas placas paralelas do *DSR* (25 mm de diâmetro e 1,0 mm de espaçamento entre placas) (Figura 38b), seguido de outros 10 ciclos a uma carga de cisalhamento constante de 3200 Pa (Figura 38c). Os percentuais de recuperação (R) (Equação 28) e as compliâncias não recuperáveis

(J_{nr}) (Equação 29) foram calculados para todos os ciclos a 100 e a 3200 Pa, sendo que os resultados finais de ambos os parâmetros correspondem à média aritmética de 10 ciclos para cada um dos níveis de tensão ensaiados. Por sua vez, as diferenças percentuais entre as compliâncias ($J_{nr, diff}$) foram calculadas conforme a Equação 30.

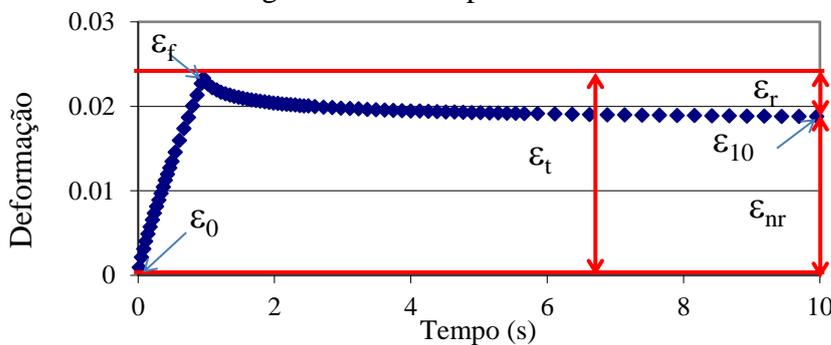
$$R = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_t} \times 100 \quad (28)$$

$$J_{nr} = \frac{\varepsilon_{nr}}{\sigma} \quad (29)$$

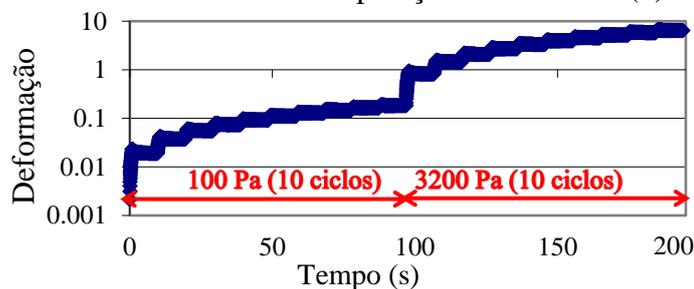
$$J_{nr, diff} = \left[\frac{J_{nr3200} - J_{nr100}}{J_{nr100}} \right] \cdot 100 \quad (30)$$

Onde, ε_r : deformação recuperável; ε_t : deformação total; ε_{nr} : deformação não recuperável; e σ : tensão adotada no ensaio (kPa); $J_{nr, diff}$: diferença entre as compliâncias recuperáveis (%); J_{nr100} : compliância não recuperável a 100 Pa (kPa^{-1}); e J_{nr3200} : compliância não recuperável a 3200 Pa (kPa^{-1}).

Figura 37 – Exemplo do ensaio *MSCR* a 100 e a 3200 Pa.



(a) Deformações em 1 ciclo de fluência e recuperação no *MSCR* (b) Fim do ensaio no *DSR*



(c) Exemplo de curva de resultados do ensaio de *MSCR* para ligantes asfálticos
Fonte: Autora (2016).

Os ligantes asfálticos podem ser classificados com base nos resultados dos ensaios de *MSCR* em função do tipo de tráfego (volume e/ou velocidade), utilizando como parâmetro o valor da compliância de fluência não recuperável (J_{nr}) (AASHTO M332, 2014). Esse parâmetro apresenta boa correlação com os ensaios mecânicos realizados nas misturas asfálticas (D'ANGELO, 2009). A classificação é apresentada na Tabela 14, na qual ESAL (*Equivalent Single Axle Load*) corresponde ao somatório de passagens do eixo padrão de 8,2 toneladas durante a vida de projeto.

Tabela 14 – Classificação do ligante em função do tráfego (AASHTO M332, 2014).

Limites J_{nr3200} $J_{nr, diff} < 0,75$	Classificação <i>MSCR</i>	ESAL
$\leq 4,5 \text{ kPa}^{-1}$	S – Standard (tráfego padrão)	< 10 milhões e velocidades > 70 km/h
$\leq 2,0 \text{ kPa}^{-1}$	H – Heavy (tráfego pesado)	> 10 até 30 milhões ou tráfego lento (20 a 70 km/h)
$\leq 1,0 \text{ kPa}^{-1}$	V – Very Heavy (tráfego muito pesado)	> 30 milhões ou tráfego permanente (< 20 km/h)
$\leq 0,5 \text{ kPa}^{-1}$	E – Extreme (tráfego extra pesado)	> 30 milhões e tráfego permanente (< 20 km/h)

Fonte: adaptada da AASHTO M332 (2014).

3.4.2.3. Misturas asfálticas

As misturas asfálticas utilizadas nos Trechos 1 (DNIT/CE) e 3 (UFRGS/RS) foram dosadas de acordo com a metodologia Marshall (75 golpes por face do CP para a determinação do teor de projeto) preconizada no Brasil (DNER - ME 043, 1995). As misturas utilizadas nos Trechos 2 (CCR/SP), 4 e 5 (respectivamente, Insttale I e II/CE) foram dosadas pela metodologia *Superpave* com o N_{PROJETO} . As misturas da CCR/SP e Insttale I/CE foram compactadas considerando um volume de tráfego de médio a alto (100 giros) e a mistura Insttale II/CE um tráfego médio (75 giros).

Para a confecção dos CPs, o CAP 50/70 do Trecho 1 (DNIT/CE) foi aquecido a 160°C e os agregados a 170°C. Nessa mistura foi utilizado um aditivo melhorador de adesividade, DOPE, em 0,3% em massa do ligante. No caso do CAP 30/45 do Trecho 2 (CCR/SP), este foi aquecido a 152°C e os agregados a 162°C. Essa mistura foi envelhecida por 2 h em estufa a

145°C. A temperatura de usinagem da mistura asfáltica do Trecho 3 foi, em média, de 165°C. O CAP 50/70 dos Trechos 4 e 5 (Insttale I e II/CE) foi aquecido a 160°C e os agregados a 170°C. Essas misturas foram envelhecidas por 2 h em estufa a 150°C.

Para a determinação da densidade máxima medida (G_{mm}) das misturas asfálticas, foi utilizado o método Rice, descrito na norma ASTM D2041/2011. O procedimento exige o preparo da mistura asfáltica solta (não compactada) com as mesmas proporções, em peso, de agregados e de ligante asfáltico, utilizadas para a confecção de CPs. Em seguida, a mistura é colocada em um recipiente cilíndrico metálico, que é preenchido com uma quantidade de água suficiente para cobri-la. O cilindro é levado a uma bomba de vácuo por 15 minutos para expulsar os vazios existentes na mistura solta. Por fim, o conjunto (recipiente + mistura + água) é pesado imerso em água. O cálculo da G_{mm} é feito pela Equação 31.

$$G_{mm} = \frac{A}{A-(C-B)} \quad (31)$$

Onde, A = massa da mistura seca ao ar (g); B = massa do recipiente metálico imerso em água (g); e C = massa do conjunto recipiente + mistura, imersos em água (g).

Da G_{mm} , os demais parâmetros volumétricos das misturas foram calculados, até que fossem obtidos os teores de projeto que produzissem CPs com V_v dentro dos limites indicados para cada mistura. Para o cálculo da G_{mm} , foi realizado o ensaio em 03 amostras. Apesar de a norma permitir uma variação de até 0,044 nos valores de G_{mm} obtidos com 02 amostras, foi decidido, para esta tese, que os valores individuais não deveriam apresentar uma dispersão maior do que 0,015 entre eles, uma vez que este é um parâmetro cuja variação pode afetar as demais propriedades volumétricas das misturas. Vasconcelos *et al.* (2003) mostraram que a variação permitida pela norma altera em até 0,3% o teor de ligante asfáltico em uma mistura.

Posteriormente, foram realizados os ensaios TSS e o uniaxial de carga repetida (ABNT 16505, 2016). Para isso utilizou-se a UTM - 25 (*Universal Testing Machine - 25*) do LMP/UFC. O

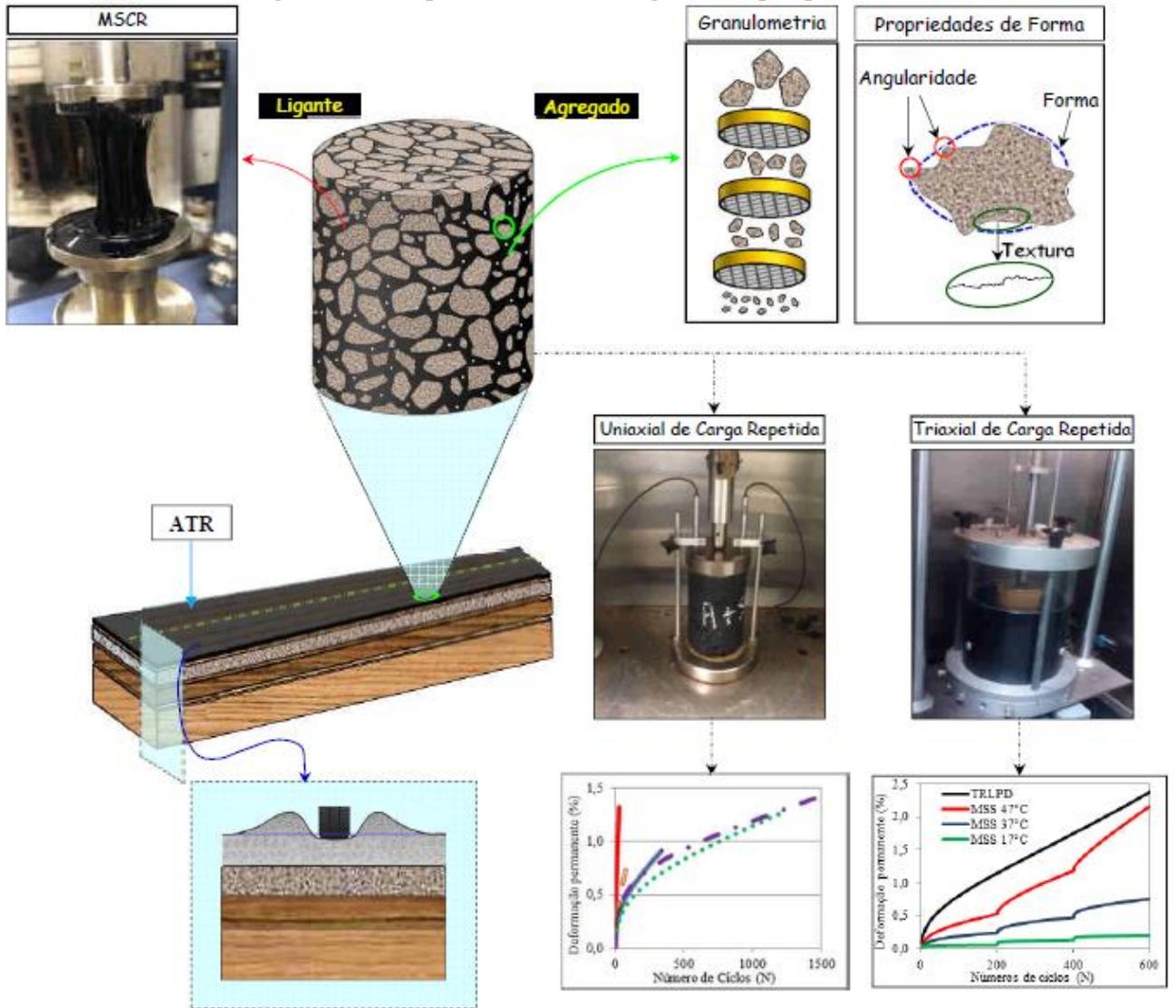
software UTS 030 foi usado para a programação da máquina (controle de temperatura, tensões atuantes, pressão de confinamento, período de repouso e carregamento, número de ciclos, etc.) e aquisição de dados mediante os ensaios. Para os ensaios *TSS*, as amostras receberam uma membrana de látex a fim de uniformizar a pressão confinante, pois esta membrana tem a finalidade de evitar a absorção de ar pela amostra. As leituras de deslocamentos foram realizadas por dois *LVDTs* acoplados na câmara de confinamento. Borges (2014) detalhou todas as etapas de montagem e condicionamento desse ensaio.

O procedimento do ensaio *TSS* é composto das seguintes etapas: (1) preparação do CP; (2) condicionamento da temperatura alvo na câmara da *UTM*; (3) instalação do CP na *UTM*; (4) pressurização e correção da temperatura alvo, caso seja necessário; e (5) realização dos ensaios de referência (*TRLPD*) e *MSS*. Para aplicação do protocolo de ensaio foram moldados 12 CPs para cada mistura: 03 para o ensaio *TRLPD* e mais 09 para os ensaios *MSS*, sendo que são 03 CPs para cada temperatura. Foram fabricados 02 CPs adicionais para cada mistura para a realização do ensaio uniaxial de carga repetida, totalizando 14 CPs por mistura investigada. Além desses CPs, foram preparados 03 para ensaios de MD.

3.5. Considerações Finais

Este capítulo apresentou os materiais e os métodos utilizados para avaliação da deformação permanente em laboratório e ainda a suscetibilidade do pavimento a esse defeito em campo. Cada metodologia foi analisada separadamente, porém alguns resultados que serão apresentados no próximo capítulo foram correlacionados, principalmente os de caracterização reológica dos ligantes asfálticos, a caracterização dos agregados, os ensaios de deformação permanente das misturas asfálticas e os afundamentos em trilha de roda em campo. A Figura 38 esquematiza as metodologias adotadas para atingir os objetivos específicos desta pesquisa.

Figura 38 – Esquema da metodologia desta pesquisa.



Fonte: Autora (2016).

CAPÍTULO 4

4. APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

4.1. Considerações Iniciais

Neste capítulo estão apresentados e analisados os resultados do desempenho em campo, quanto à resistência à deformação permanente, dos 05 trechos monitorados. Apresentam-se ainda a adaptação do ensaio *TSS* para a realidade local e os resultados de previsão no *LVECD* quanto ao desempenho das misturas asfálticas obtidos a partir dessa adaptação. Além disso, apresenta-se a relação entre os dados experimentais disponíveis no Brasil de deformação permanente em laboratório (uniaxial de carga repetida) com aqueles encontrados em campo (ATR), com vistas ao refinamento de critérios para os resultados do ensaio laboratorial em função do tráfego.

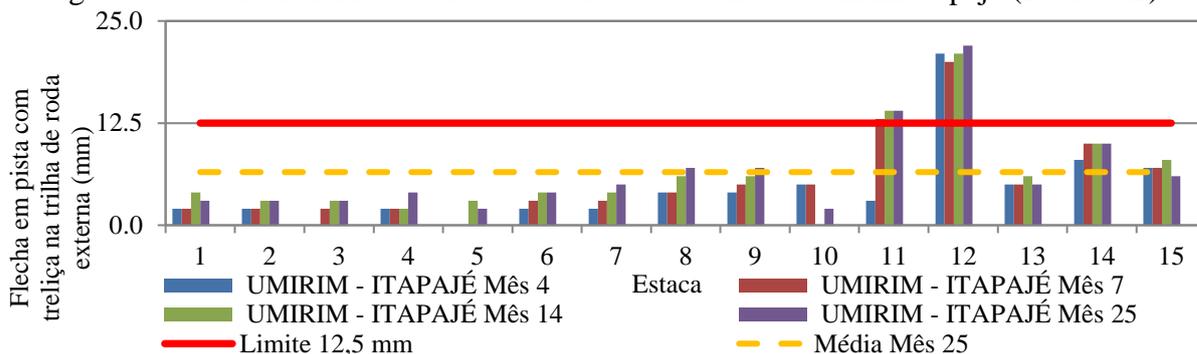
Apresentam-se as análises dos resultados isolados dos agregados, ligantes e misturas asfálticas, além das correlações desses com os afundamentos em trilha de roda em campo.

4.2. Fase de Campo

4.2.1. Trecho 1

A execução dos serviços de pavimentação do Trecho 1 (DNIT/CE) foi concluída em junho de 2014 e submetido a medições, nos meses 4, 7, 14 e 25, de flecha em trilha de roda com treliça metálica, com base de 1,2 m (DNIT-PRO 006, 2003). Os ensaios foram realizados nos dois sentidos do trecho. Mas optou-se por selecionar a faixa externa de rolamento do sentido Umirim-Itapajé por se tratar do ponto mais crítico (Figura 39).

Figura 39 – ATR na faixa externa de rolamento do sentido Umirim-Itapajé (DNIT/CE).



Fonte: Autora (2016).

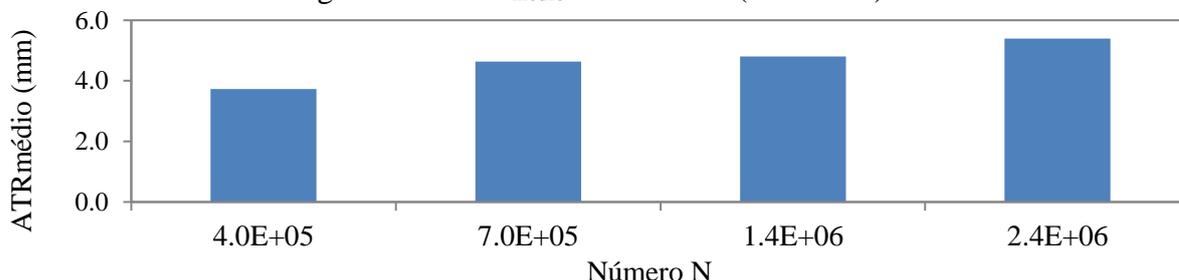
Em geral, valores de ATR de até 12,5 mm são admitidos (CHOI, 2013; LACROIX, 2013). Este limite vem sendo adotado como critério máximo de deformação permanente tanto por grupos de pesquisa norte-americanos (por exemplo, a NCSU em suas pistas experimentais no NCAT), quanto por grupos de pesquisas nacionais (por exemplo, a Petrobras/Cenpes em suas pistas experimentais na Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ). Valores de deformação na camada asfáltica superiores a 12,5 mm equivalem a uma condição de falha na estrutura do pavimento, pois problemas como hidroplanagem podem ocorrer. O Trecho 1 (DNIT/CE) ultrapassou a flecha máxima de 12,5 mm nas estacas 11 e 12 a partir dos primeiros 7 meses após a liberação do tráfego.

Percebe-se uma redução, entre os meses 14 e 25, da flecha da estaca 10. Tal resultado pode ser atribuído à utilização da treliça metálica, que mede apenas a flecha selecionada, e há certa subjetividade do operador ao selecionar o local exato para medição da flecha na trilha de roda. Outra hipótese é a diferença da temperatura do pavimento no momento da coleta. Apesar desse dado não ter sido verificado, as 04 medições ocorreram em condições climáticas similares.

O revestimento asfáltico executado no Trecho 1 (DNIT/CE) se mostrou pouco resistente à deformação permanente em trilha de roda durante o período de ensaio, com valores médios em torno de 3,7 mm no quarto mês dos levantamentos, e de aproximadamente 4,6, 4,8 e 5,4 mm no 7º, 14º e 25º mês de acompanhamento, respectivamente (Figura 40). Essa Figura

apresenta a evolução do $ATR_{\text{médio}}$ com o tráfego.

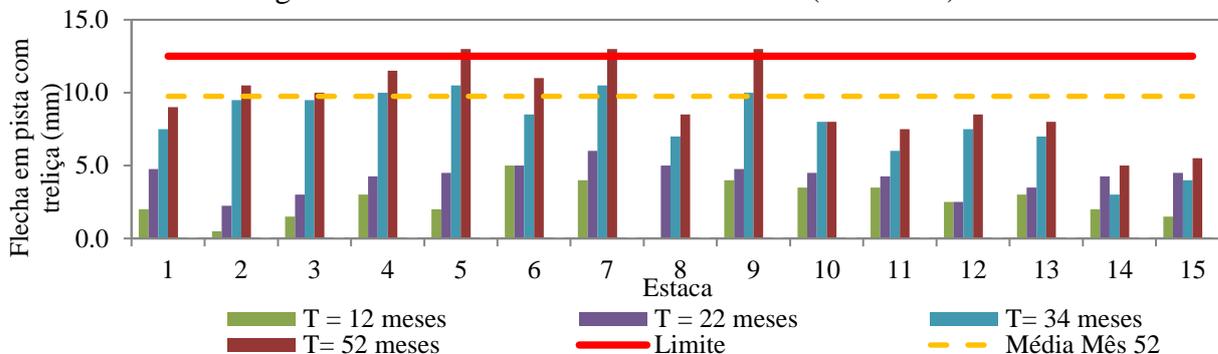
Figura 40 – $ATR_{\text{médio}}$ no Trecho 1 (DNIT/CE).



Fonte: Autora (2016).

Como o monitoramento desse trecho ocorreu, para esta pesquisa, apenas até o 25° mês e há informações para um período maior de uma estrutura idêntica a que foi executada no Trecho 1, os mesmos materiais e com o mesmo tráfego, apresenta-se na Figura 41 para fins de comparação e de indicativo de ATR futuro as medições de flecha em trilha de roda do sentido Umirim-Curu executado há 52 meses. Trata-se de um trecho localizado também na BR-222 à 24 km do Trecho 1 (km 86).

Figura 41 – $ATR_{\text{médio}}$ no km 86 da BR-222 (DNIT/CE).



Fonte: Autora (2016).

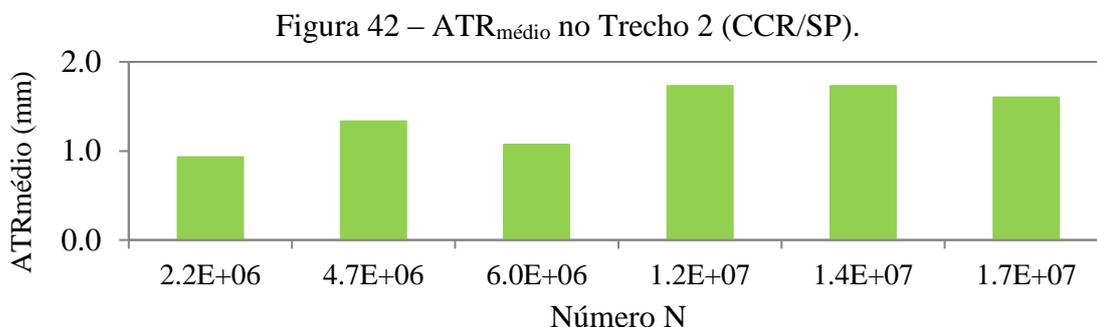
Da Figura 41 percebe-se que o $ATR_{\text{médio}}$ no km 86 da BR-222 do DNIT/CE segue uma tendência semelhante ao observado no Trecho 1 investigado nesta pesquisa. Quando comparam-se os ATRs do 25° mês do Trecho 1 como o do 22° mês da Figura 41, percebe-se que o primeiro apresenta-se 28% maior. Observa-se também que algumas estacas já ultrapassaram o ATR crítico de 12,5 mm no 52° mês (Figura 41). Além disso, ainda não foi

observada a estabilização desse ATR ao longo do tempo. Dessa forma, a tendência é que em 5 anos esses trechos atinjam o ATR médio de 12,5 mm (crítico). Destaca-se que os mesmos foram executados para uma vida de serviço de 10 anos, mostrando que esse pavimento só resistirá à metade da vida de serviço prevista.

Em resumo, a mistura asfáltica executada no Trecho 1 (DNIT/CE) apresentou precocemente problemas com afundamento em trilha de roda. Esta pesquisa apresenta alguns indícios dos fatores que contribuíram, de forma isolada e/ou em conjunto, para o surgimento precoce dessa falha, tais como: a dosagem; o emprego de ligante asfáltico com consistência inadequada à temperatura da região; distribuição granulométrica inadequada, incluindo a presença de uma porcentagem excessiva da fração miúda.

4.2.2. Trecho 2

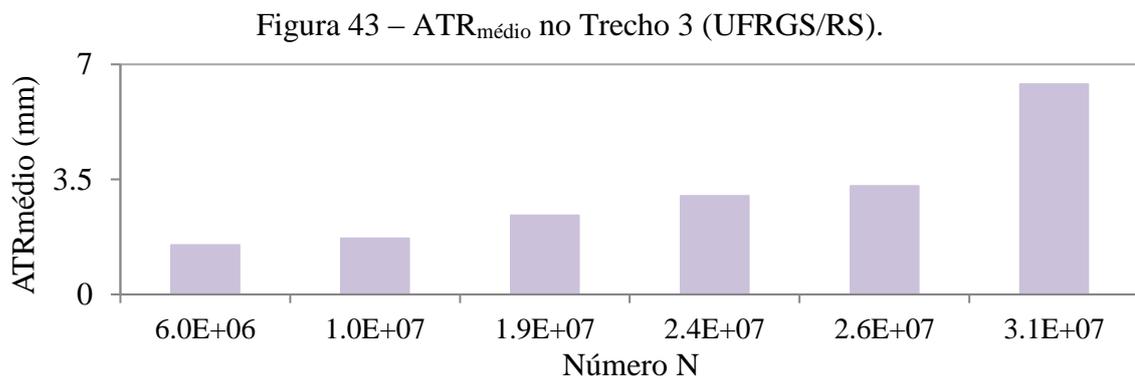
A mistura asfáltica do Trecho 2 foi aplicada há 11 anos (a execução dos serviços de pavimentação da pista foi realizada entre 16 de setembro e 07 de outubro de 2005) e foi avaliada apenas até atingir o número N de $1,7 \times 10^7$, tráfego que equivale a 14 meses da vida de serviço do trecho. O trecho sofreu a simulação de tráfego por equipamento tipo *HVS* da Simular e foi monitorado periodicamente por Nogueira (2008), apresentando 1,6 mm de afundamento em trilha de roda para um tráfego de $1,7 \times 10^7$, conforme indicado na Figura 42, juntamente com a evolução do ATRmédio com o tráfego. Observa-se ainda nas últimas medições estabilização desse ATR ao longo do tempo.



Fonte: adaptada de Nogueira (2008).

4.2.3. Trecho 3

A mistura asfáltica do Trecho 3 foi aplicada há 6 anos (execução dos serviços entre outubro e dezembro de 2010) e foi avaliada até atingir o número N de $3,1 \times 10^7$, que equivale a 36 meses da vida de serviço do trecho (MATTOS, 2014). Esse trecho apresentou 6,4 mm de afundamento em trilha de roda, avaliado para um tráfego de $3,1 \times 10^7$, como indicado na Figura 43 que também mostra a evolução do $ATR_{\text{médio}}$ com o tráfego.



Fonte: adaptada de Mattos (2014).

4.2.4. Trechos 4 e 5

Os Trechos 4 e 5 foram submetidos aos ensaios acelerados com o SGP da UFC, sendo o trecho de referência devidamente instrumentado por sensores eletrônicos (*strain gages*, células de carga, *TDRs* e termopares) e do sistema de coleta de dados, além das medições em trilha de roda com treliça metálica.

Para tanto, os conjuntos de sensores foram recebidos calibrados e preparados para instalação. Durante todo o período de ensaio o conjunto de sensores ficou encoberto pelo material que constitui as camadas da estrutura, como: regularização do subleito (20 cm); (b) sub-base (15 cm), (c) base (15 cm) e (d) CA (5 cm). Reforça-se que permaneceu nesta condição durante toda a pesquisa (10 meses). Para que os sensores fossem corretamente instalados e não viessem a interferir no comportamento estrutural do pavimento, a instalação acompanhou a construção, exceto para os *TDRs*.

O primeiro conjunto de sensores foi instalado no topo subleito, após o lançamento do material da camada superior e antes da compactação desta camada. O processo foi repetido até que todos os sensores fossem instalados em todas as camadas. Terminada a fase de instalação deu-se início a coleta das informações necessárias ao estudo, quais sejam, pressões, deformações, umidades e temperaturas. A instrumentação nas camadas granulares foi montada evitando o contato entre esses sensores e os agregados maiores que 5 mm. Posteriormente, foi importante compactar com cuidado o solo removido anteriormente, a fim de restaurar a superfície plana. Após a colocação dos sensores tomaram-se os cuidados de cobri-los com uma camada de 1 cm de uma areia de rio (Figura 44a) e utilizar o rolo estático na primeira passagem do equipamento para compactação das camadas e do subleito, a fim de evitar danos nos sensores. Com esses cuidados, não ocorreu nenhuma falha dos sensores durante a construção. Os *TDRs* foram instalados na borda do pavimento após a construção dos trechos, buscando, dessa forma, resguardar tais ferramentas (Figura 44b).

Figura 44 – Exemplo da montagem dos sensores.



a) Instalação durante a construção

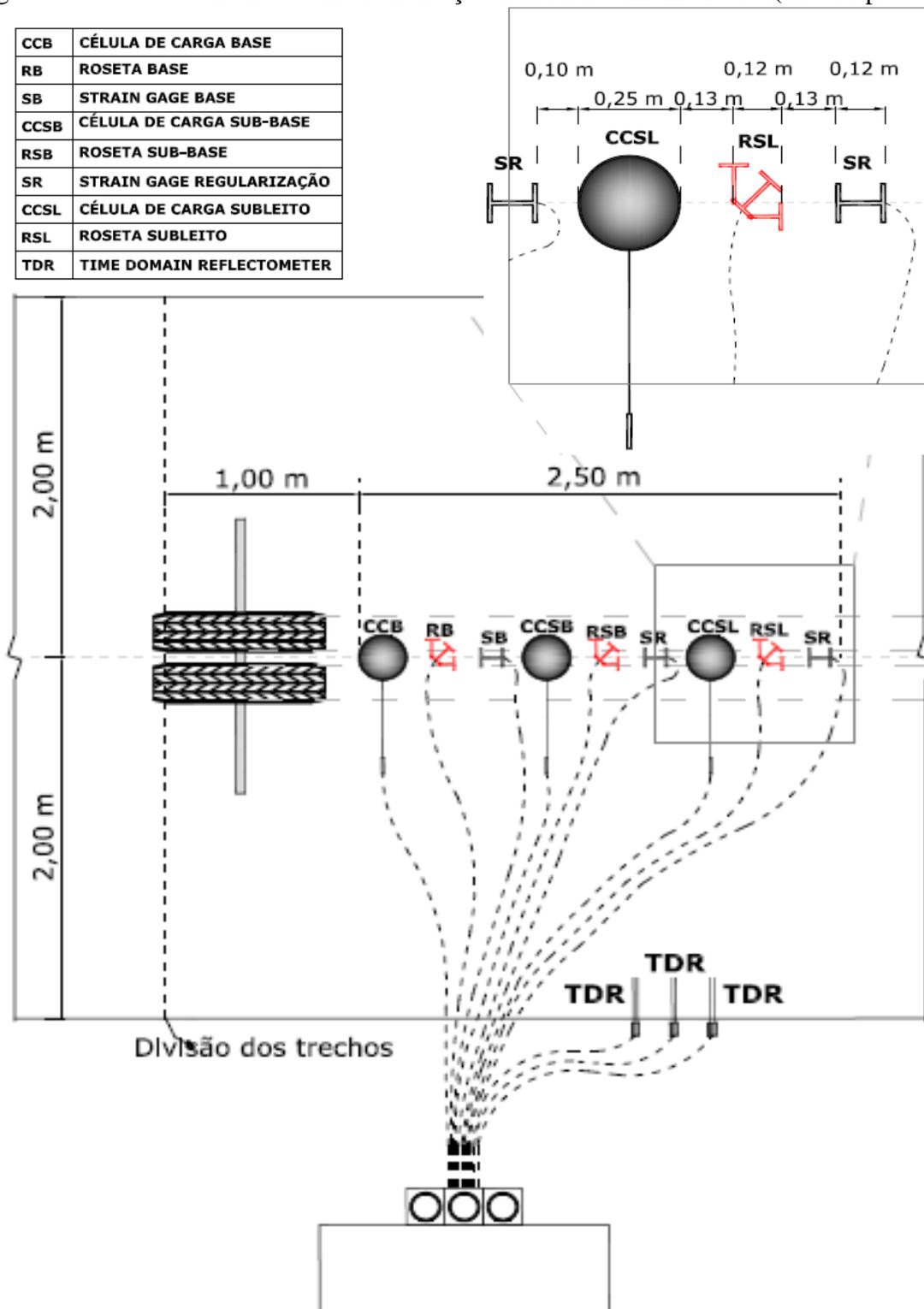


b) Instalação dos *TDRs* após a construção

Fonte: Autora (2016).

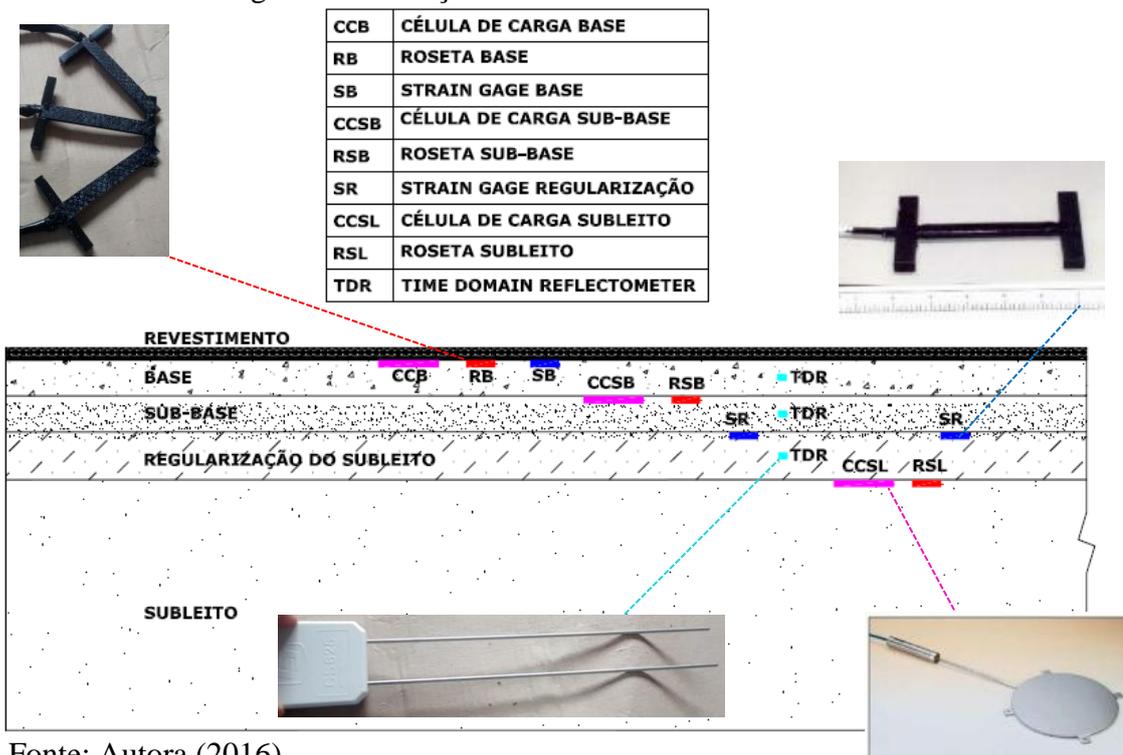
Foi utilizada no trecho Insttale I/CE (Trecho 4) a seguinte instrumentação: 12 extensômetros, 03 células de pressão, 03 *TDRs*, 12 termopares. A Figura 45 (vista superior) ilustra o posicionamento da instrumentação nesse trecho e a Figura 46 mostra a posição dos sensores em relação às camadas do pavimento.

Figura 45 – Posicionamento da instrumentação nos trechos monitorados (vista superior).



Fonte: Autora (2016).

Figura 46 – Posição dos sensores em cada camada.



Fonte: Autora (2016).

Após a execução das camadas granulares (Figuras 47a, 47b e 47c), executou-se a imprimação da camada de base com o asfalto diluído do tipo CM (Cura Média)-30 na taxa de 1,0 L/m². Após 6 meses da execução das camadas granulares e da imprimação, os 02 revestimentos do tipo CA foram executados. Antecedendo a construção dos revestimentos, aplicou-se na estrutura imprimada uma pintura de ligação (Figura 47d), utilizando-se uma emulsão asfáltica também na taxa de 1,0 L/m².

Para construção dos revestimentos, a empresa Insttale Engenharia produziu os CAs dos Trechos 4 e 5. Após a produção, esses CAs seguiram em caminhões basculantes até o local da obra. A aplicação da mistura asfáltica pela vibro-acabadora (Figura 47e) foi acompanhada pela compactação por um rolo compactador de pneus (Figura 47g). O último conjunto de sensores foi instalado após o lançamento da mistura asfáltica pela vibro-acabadora e antes da compactação (Figura 47f). Em seguida, prosseguiu-se com a compactação com rolo liso (Figura 47h). A Figura 47 mostra a sequência executiva para construção desses trechos.

Figura 47 – Etapas construtivas dos Trechos 4 e 5.



a) Compactação do subleito



b) Construção da sub-base



c) Construção da camada de base



d) Aplicação da pintura de ligação



e) Aplicação dos CAs



f) Instrumentação sob revestimento
Trecho 4



g) Compactação com rolo de pneu
Fonte: Autora (2016).



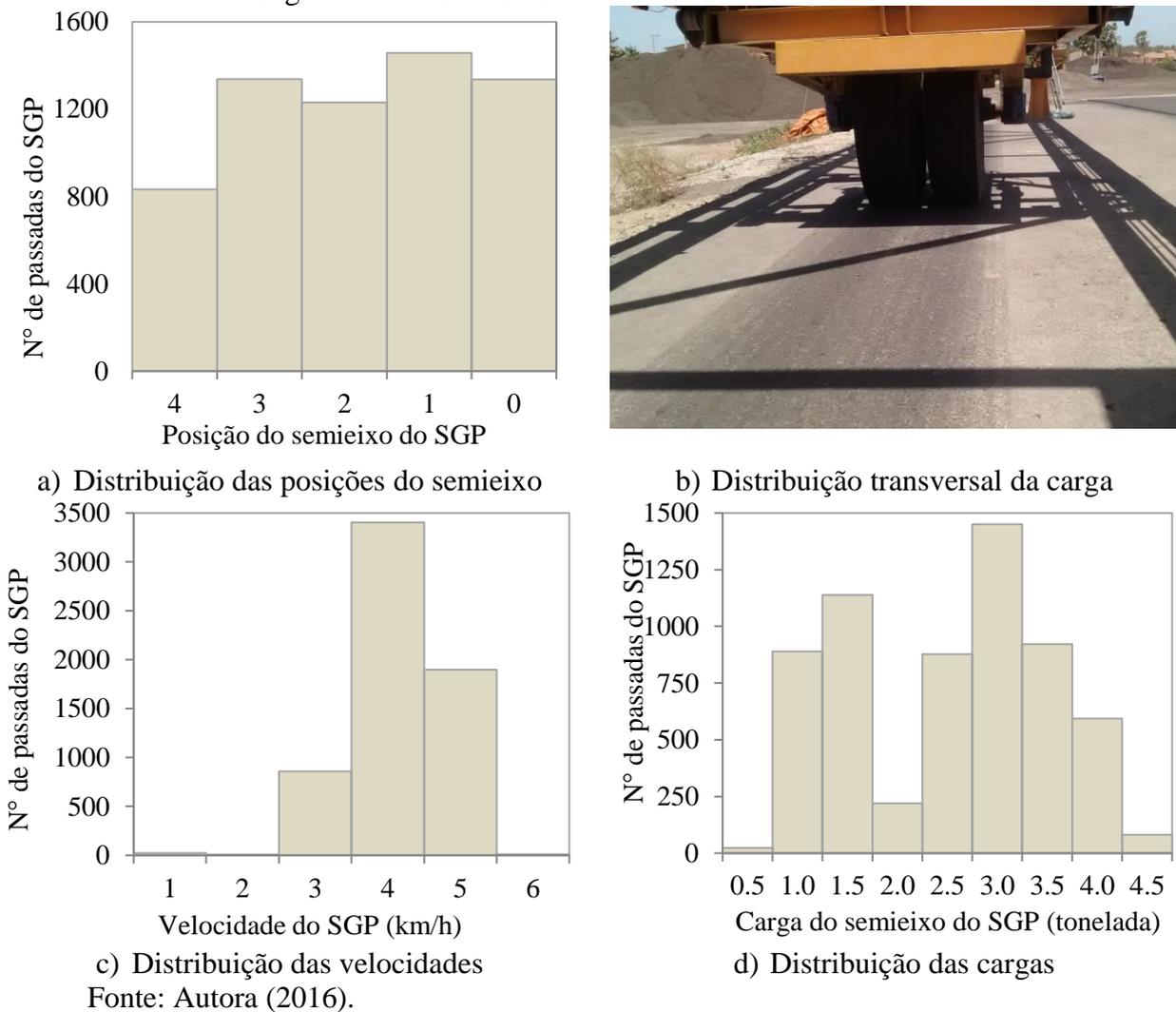
h) Compactação com rolo liso

Destaca-se que esta é a primeira pesquisa na região Nordeste utilizando tais ferramentas simultaneamente (instrumentação e Simulador de Grande Porte) em pavimentos flexíveis. Ressalta-se que Matos (2015), em Sergipe, estudou a variação de danos ao pavimento semirrígido, a partir das respostas obtidas por células de pressão, em função das magnitudes de carregamentos diferentes. Nesta tese, além de células de pressão, foram utilizadas células de deformação, umidade e temperatura, sob aplicação do SGP. O objetivo aqui foi fornecer estruturas típicas dessa região e que estas contribuam para o desenvolvimento do método mecanístico-empírico do Brasil. Dessa forma, para testar tais metodologias, o SGP foi utilizado até atingir 6.195 passadas, sob diferentes posições do semieixo (Figuras 48a e 48b), velocidades (Figura 48c) e cargas (Figura 48d); e a instrumentação foi responsável por apresentar as informações (pressões, deformações, umidades e temperaturas) da estrutura do pavimento do Trecho 4.

Objetivando testar o SGP em diferentes posições e buscando evitar o tráfego canalizado, a partir do ponto central (posição 2) (Figura 48b) o semieixo foi deslocado para direita (posições 3 e 4) ou para esquerda (posições 1 e 0), com incremento de 5 cm para cada posição. De forma semelhante e procurando ainda acelerar as falhas nos pavimentos em um curto espaço de tempo, buscou-se utilizar as maiores velocidades e as maiores cargas no semieixo do SGP. No entanto, a fim minimizar problemas mecânicos, verificou-se que o SGP deve ser utilizado até 4 km/h e sob a carga de 4 toneladas. Para cargas e velocidades maiores,

o equipamento precisa aumentar o espaço disponível para frenagem, o que evitaria impactos à estrutura do SGP.

Figura 48 – Características dos ensaios com o SGP.

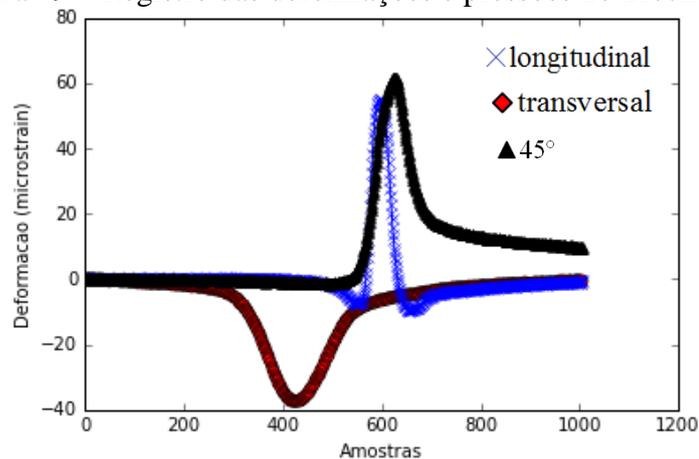


Quanto aos sensores, destaca-se que apesar dos sensores terem resistido à fase de construção dos pavimentos, etapa considerada crítica, apenas 03 dos 12 *strain gages* (esses 03 *strain gages* integram a roseta do topo da camada de base e foram aplicados na última etapa construtiva, juntamente com a execução do revestimento do trecho) estavam íntegros quando se iniciaram os ensaios com o SGP (após 3 meses da execução dos revestimentos asfálticos). Dessa forma, os sensores de deformação apresentaram mortalidade de 75%. Os 02 *strain*

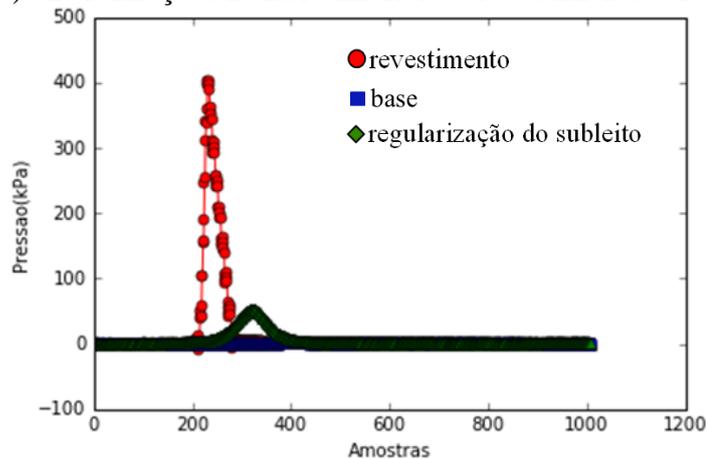
gages Jewell, mais robustos (resistência de 350 Ω) e também mais caros, estão entre os sensores que não resistiram ao tempo da pesquisa.

A Figura 49a exemplifica as deformações registradas pela roseta, instalada na face inferior do revestimento, nas direções longitudinal (Figura 49a - azul), transversal (Figura 49a - vermelho) e a 45° (Figura 49a - preto), sob a passagem do semieixo do SGP. De forma semelhante, a célula de carga da face inferior da base apresentou-se danificada (Figura 49b azul) quando foram iniciados os ensaios com o SGP (Figura 49b). Além disso, após avaliar os dados desses sensores, foi possível perceber que a célula de carga sob o revestimento (Figura 49b vermelho) está com mau contato, onde ora apresenta o pulso de carga, ora não.

Figura 49 – Registro das deformações e pressões no Trecho 4, sob SGP.



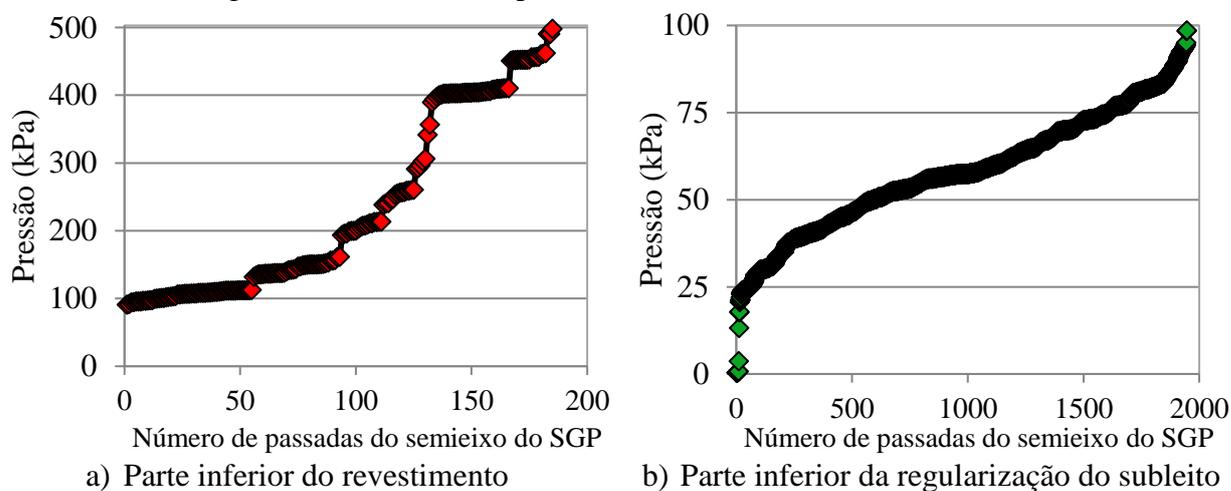
a) Deformações na fibra inferior do revestimento asfáltico



b) Pressões nas partes inferiores do revestimento asfáltico e da regularização do subleito
Fonte: Autora (2016).

Essas medições foram efetuadas em um período de 30 segundos, tempo superior para que o SGP completasse uma passada completa nos trechos, e permitiram determinar os valores de pressões e deformações. As Figuras 50a e 50b apresentam as pressões na parte inferior do revestimento asfáltico e da regularização do subleito, respectivamente. Os valores máximos de pressão vertical nos referidos pontos, para as diferentes velocidades (Figura 48c), cargas (Figura 48d) e posicionamentos do semieixo (Figura 48a), foram cerca de 500 e 100 kPa, respectivamente.

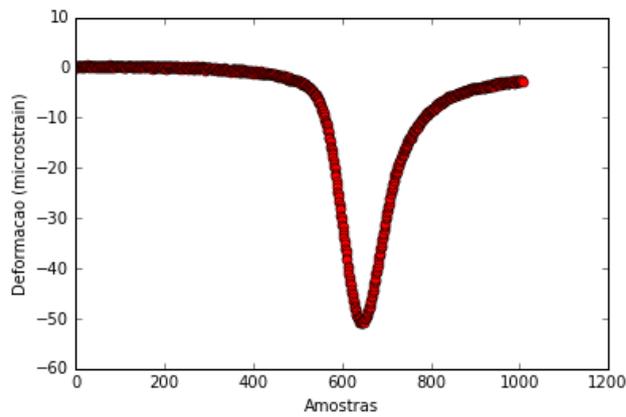
Figura 50 – Pressões no pavimento instrumentado (Trecho 4).



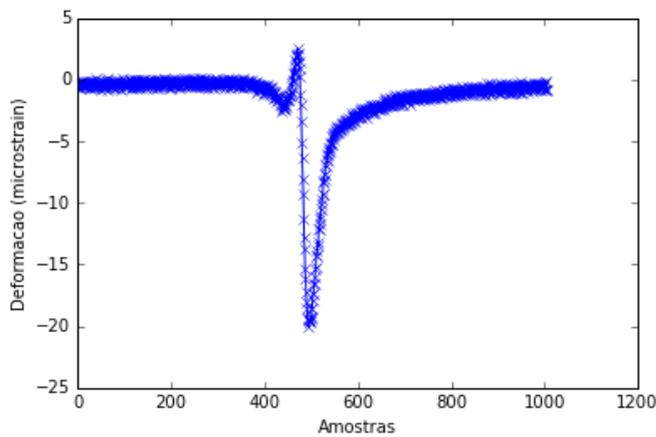
Fonte: Autora (2016).

A Figura 51a apresenta o pulso de deformação no *strain gage* transversal ao semieixo e a Figura 51b apresenta os valores mínimos de deformação no pulso desse *strain gage*. Sob as condições apresentadas na Figura 48, o Trecho 4 apresentou deformação de tração máxima na parte inferior do revestimento asfáltico de $51\mu\epsilon$. Na Figura 51c apresenta-se um exemplo do pulso de deformação no *strain gage* longitudinal, assim como os valores dos picos máximos e mínimos desses pulsos (Figura 51d), sendo $60\mu\epsilon$ (compressão) e $40\mu\epsilon$ (tração), respectivamente. O *strain gage* posicionado a 45° (Figura 51e) apresentou o mesmo valor ($60\mu\epsilon$) de tração e compressão (Figura 51f).

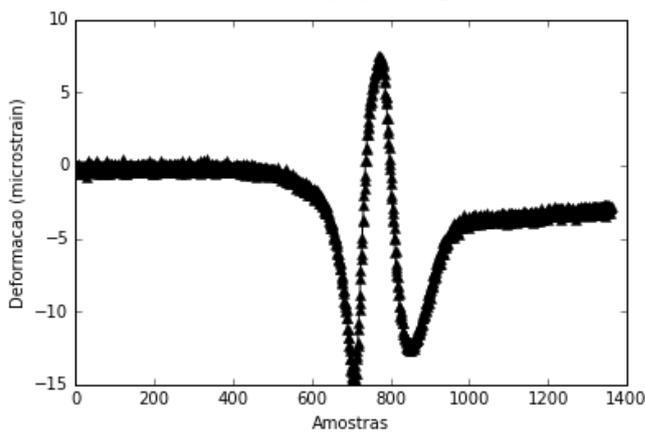
Figura 51 – Deformações na parte inferior do revestimento (Trecho 4).



a) Pulso no *strain gage* transversal

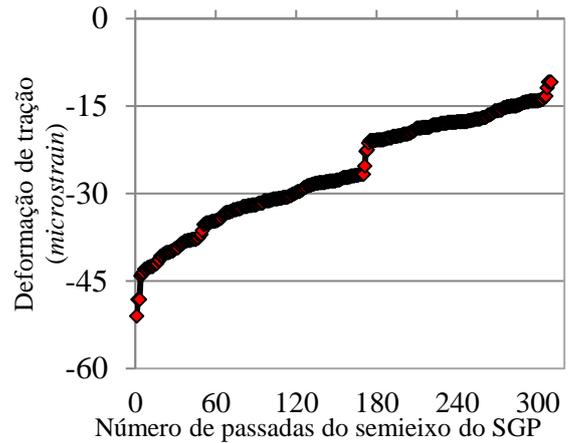


c) Pulso no *strain gage* longitudinal

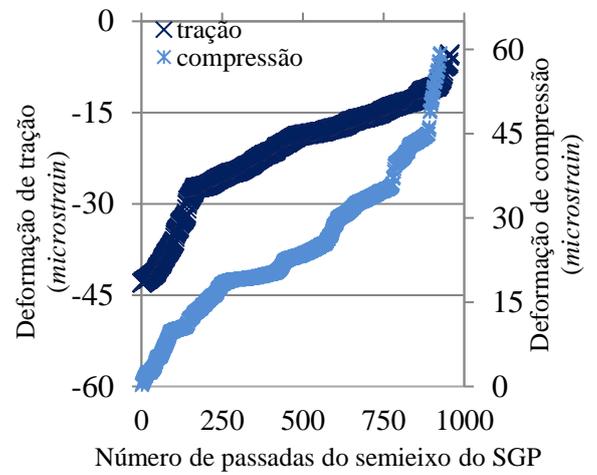


e) Pulso no *strain gage* a 45°

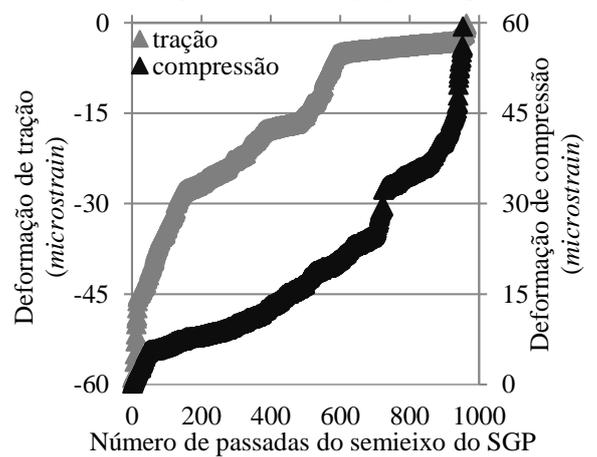
Fonte: Autora (2016).



b) Deformação no *strain gage* transversal



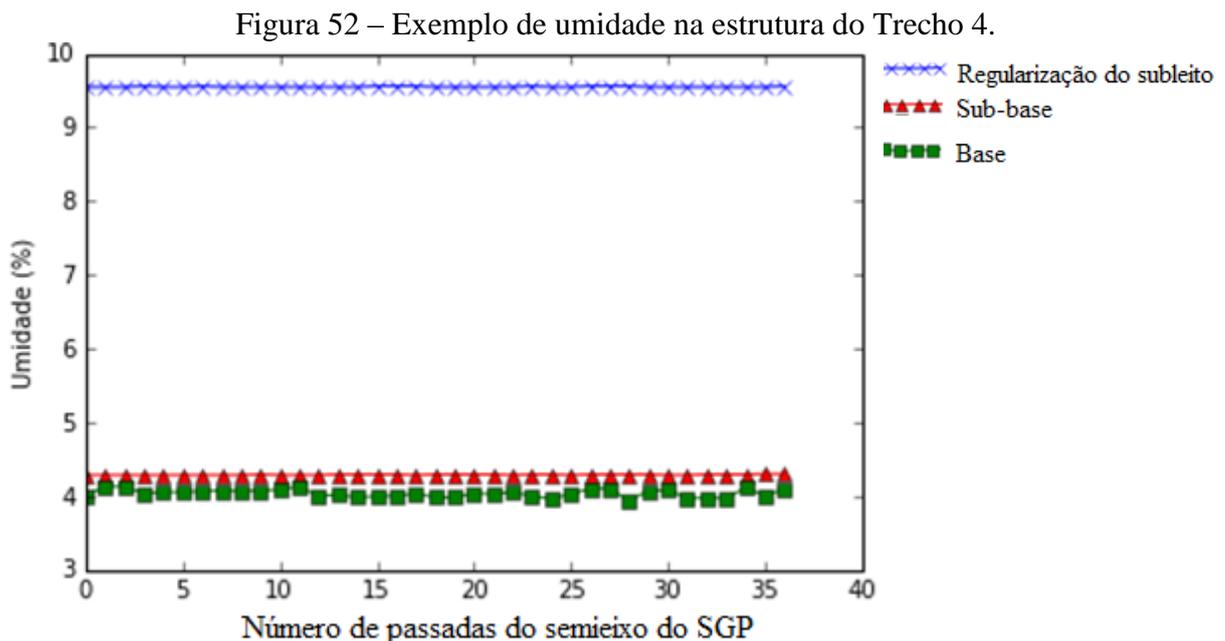
d) Deformação no *strain gage* longitudinal



f) Deformação no *strain gage* a 45°

Dada a pequena quantidade de solicitações do SGP, não causando ATR nos Trechos 4 e 5, não foi possível correlacionar as informações de tensões e deformações dos sensores com o desempenho do trecho instrumentado. Apesar disso, verificaram-se os níveis de pressão e deformação na parte inferior do revestimento asfáltico, além das pressões que chegam ao topo do subleito *in situ*. Além disso, o desenvolvimento desta tese propicia que futuras pesquisas continuem monitorando esses trechos até atingir um ATR crítico, e assim, metodologias investigadas nesta pesquisa poderão ser continuamente refinadas.

Quanto aos sensores de umidade (*TDRs*), a Figura 52 apresenta as umidades obtidas no meio das camadas de regularização do subleito (9,5%), da sub-base (4,0%) e da base (4,3%). Verifica-se que as camadas próximas ao revestimento (base e sub-base) apresentaram umidades cerca de 3% abaixo da umidade ótima.

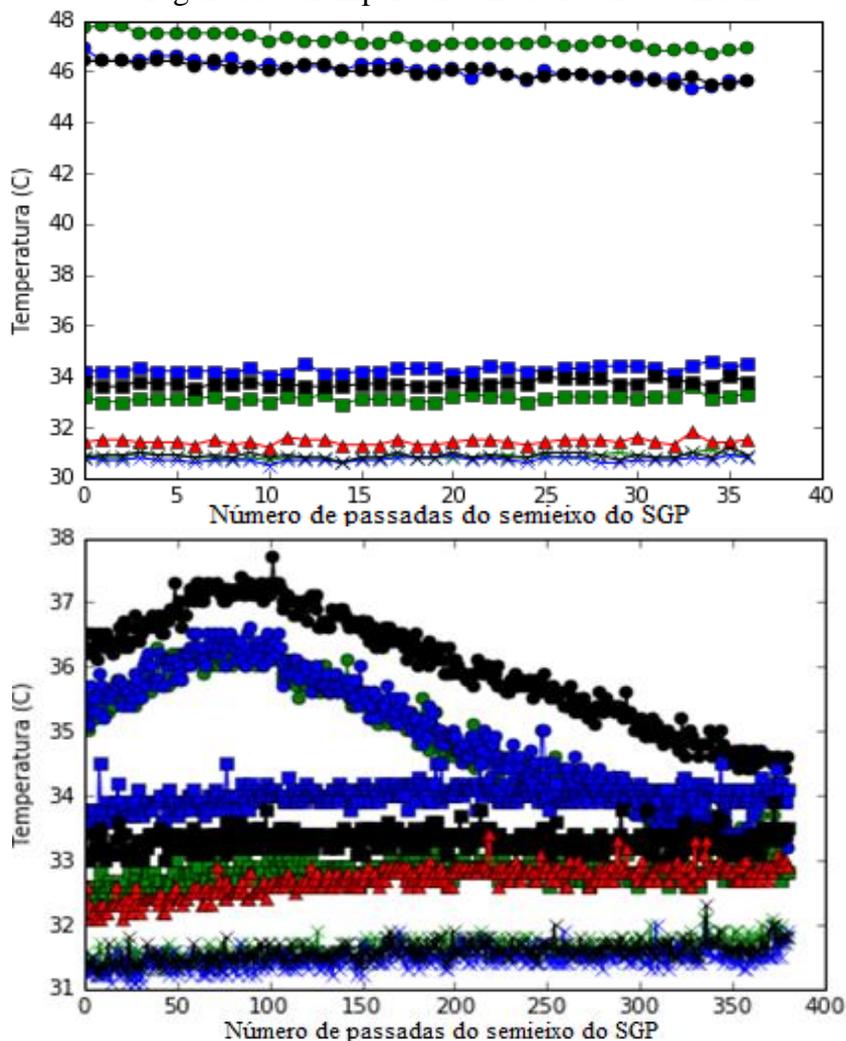


Fonte: Autora (2016).

Quanto aos sensores de temperatura, a utilização dos termopares permitiu conhecer as temperaturas em toda a estrutura do pavimento ao longo do experimento. A Figura 53

exemplifica a variação da temperatura com a profundidade da estrutura e ao longo de um dia de ensaio. Dos 12 termopares utilizados, 10 permaneceram intactos durante toda a pesquisa.

Figura 53 – Temperaturas na estrutura do Trecho 4.



×Fibra inferior da regularização ΔFibra inferior da sub-base □Fibra inferior da base ○Fibra inferior do revestimento
 Fonte: Autora (2016).

De forma semelhante ao apresentado na Figura 53, os ensaios realizados ao longo dos meses de outubro e novembro de 2016, com temperaturas do ar médias máxima e mínima de 30,5°C e 25°C, respectivamente, mostraram que à medida que se aprofunda em direção ao subleito da estrutura do pavimento, as temperaturas vão diminuindo, o que já era esperado. Verificou-se que as temperaturas médias (com base em 03 termopares, exceto para a camada de

regularização do subleito, em que a medição da temperatura foi realizada por apenas 01 termopar) na parte inferior da regularização do subleito, da sub-base, da base e do revestimento foram cerca de 31, 32, 33 e 40°C, respectivamente. Além disso, é possível perceber a mudança da temperatura média na parte inferior do revestimento ao longo do dia, variando de 33 a 47°C. Isso mostra a importância de um método de análise e dimensionamento de pavimentos asfálticos que considere a rigidez das misturas asfálticas por meio da caracterização pelo ensaio de módulo dinâmico, e, portanto, sob diferentes temperaturas.

Observa-se ainda a pertinência das temperaturas utilizadas nos ensaios *TSS* [considera as temperaturas de 17, 37 e 47°C (máxima)] e uniaxial de carga repetida (60°C), contemplando as temperaturas que ocorrem na parte inferior do revestimento asfáltico do trecho instrumentado.

4.3. Fase de Laboratório

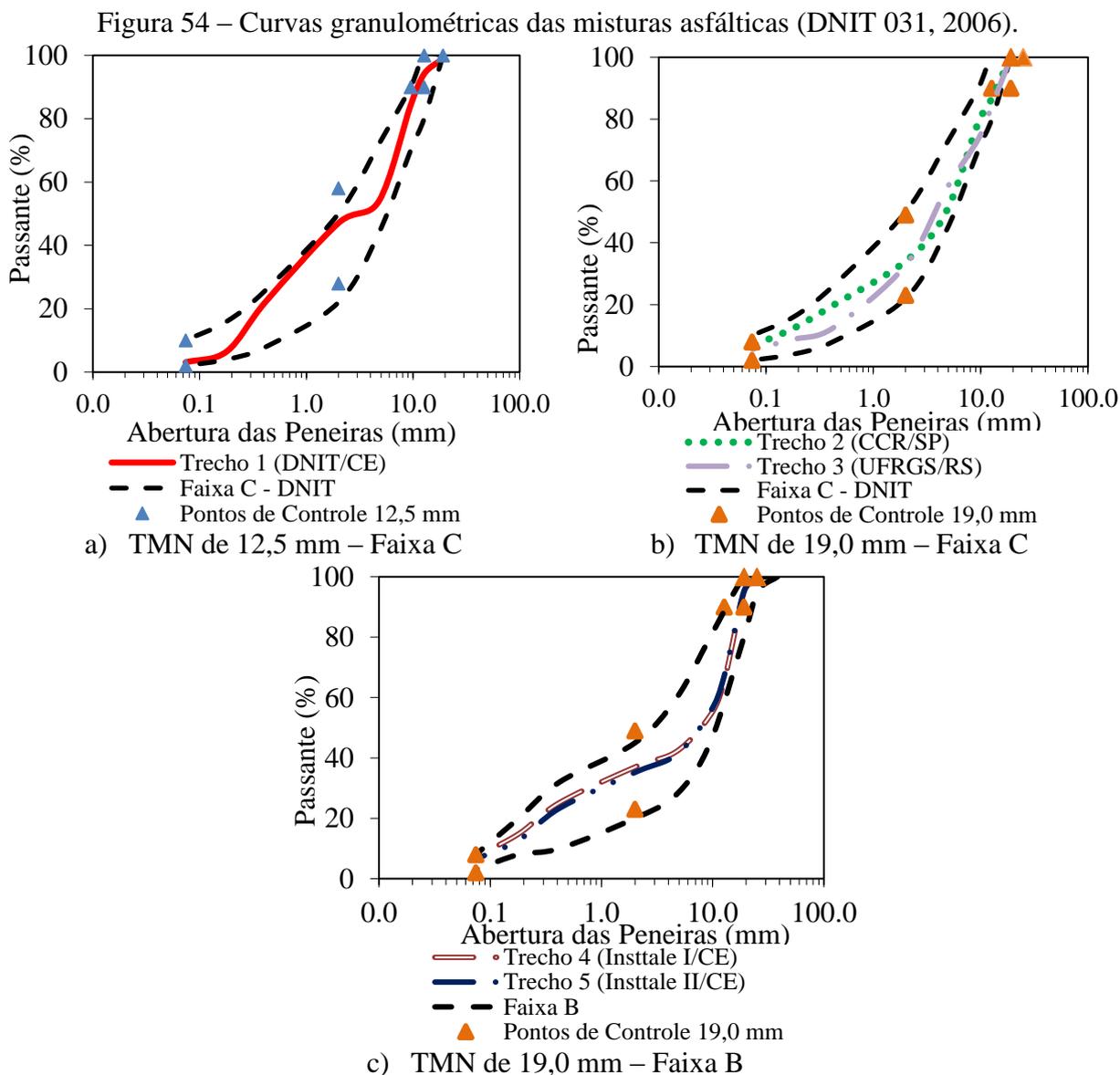
4.3.1. Agregados

O esqueleto pétreo que compõe a mistura asfáltica do revestimento é um dos principais responsáveis pela resistência ao acúmulo de deformações permanentes em pavimentos. Dada essa importância, os agregados usados na composição das misturas foram caracterizados seguindo as metodologias recomendadas pelo DNIT, *AASHTO* e *ASTM* para a obtenção das propriedades físicas e mecânicas. Os agregados foram analisados também no *AIMS* para a caracterização de propriedades como forma, angularidade e textura. Utilizou-se ainda os métodos Bailey e FAD para analisar a suscetibilidade à deformação permanente das curvas granulométricas das misturas asfálticas investigadas.

4.3.1.1. Ensaios tradicionais

Os agregados utilizados para compor as misturas asfálticas desta pesquisa foram submetidos aos diversos tipos de ensaio de caracterização preconizados pelo DNIT para a obtenção das

suas propriedades físicas e mecânicas. A Figura 54 apresenta os resultados das granulometrias de acordo com as Faixas B e C do DNIT-ES 031 (2006).



Fonte: Autora (2016).

Como a composição granulométrica é uma das variáveis que influencia na resistência à deformação permanente, observou-se a curva de projeto da mistura do DNIT/CE (Figura 54a), que contém 21% de brita 3/4" corrida, 35% de brita 1/2", 22% de areia de rio, 20% de areia de campo e 2% de cal hidratada do tipo CH-1. Nota-se uma curva com degrau, com

descontinuidade a partir da peneira N°10 (2,0 mm), e isso sugere pequena porcentagem de agregados com tamanho intermediário, formando um patamar na curva granulométrica correspondente às frações intermediárias. Além disso, a curva DNIT/CE, com TMN de 12,5 mm, exibiu comportamento próximo ao limite superior da Faixa C do DNIT até a peneira N°10, caracterizando maior quantidade de miúdos.

A curva de projeto da mistura CCR/SP (Figura 54b) contém 25% de brita 3/4", 25% de brita 3/8", 48,5% de pó de pedra e 1,5% de cal hidratada do tipo CH-1. A curva de projeto da mistura UFRGS/RS possui 25% de brita 3/4", 35% de brita 3/8" e 40% de pó de pedra (Figura 54b). Essas curvas apresentam TMN de 19,0 mm e mostraram-se bem distribuídas e contínuas. Observa-se que, de acordo com o DNIT-ES 031 (2006), cerca de 70% dessas granulometrias são compostas por agregados graúdos (retidos na peneira N°10).

A curva granulométrica selecionada para compor a mistura asfáltica do Trecho 4 [Insttale I/CE (Figura 41c)] contém 37% de brita 3/4", 23% de brita 1/2", 38% de pó de pedra e 2% de cal hidratada do tipo CH-1. Optou-se por utilizar nesse trecho experimental apenas agregados britados.

Para a curva granulométrica da mistura do Trecho 5 [Insttale II/CE (Figura 54c)], optou-se por utilizar material fresado, tanto objetivando buscar uma melhor resistência à deformação permanente quanto com o intuito de contribuir para a diminuição do volume desse passivo ambiental. Foram usados os mesmos agregados adotados no Trecho 4 (Insttale I/CE) e no Trecho 1 (DNIT/CE), contudo seus percentuais foram alterados para 35% de Brita 3/4", 23% de brita 1/2", 22% de pó de pedra, 2% de cal hidratada do tipo CH-1 e 18% de fresado. As curvas granulométricas Insttale I e II/CE obedecem aos limites dos pontos de controle para o TMN de 19,0 mm e enquadram-se na Faixa B do DNIT. Essa faixa foi selecionada almejando um melhor desempenho quanto à resistência à deformação permanente.

As propriedades mecânicas de misturas asfálticas são relacionadas ao esqueleto mineral e ao tipo e teor de ligante, bem como a interação entre eles. Observando apenas a granulometria, espera-se que a misturas CCR/SP, UFRGS/RS e Insttale I e II/CE apresentem resistência à

deformação permanente superior a mistura DNIT/CE, mesmo esta obedecendo aos pontos de controle e aos limites da Faixa C do DNIT.

A Tabela 15 apresenta os resultados obtidos de massas específicas real e aparente, G_{sa} e G_{sb} , respectivamente, e absorção para os diferentes agregados usados no presente estudo. Observa-se que os agregados britados apresentaram massas específicas mais elevadas do que as areias. Todos os agregados atenderam à especificação do DNIT (DNIT-ES 031, 2006) que estabelece um limite de 50% de perda por abrasão Los Angeles. Para o ensaio de índice de forma, os resultados foram satisfatórios para todas as amostras ($> 0,50$ de acordo com DNIT-ES 031, 2006). Quanto ao teor de argila ou material orgânico presente no agregado miúdo, avaliado por meio do ensaio de equivalente de areia, observa-se que apenas a areia de campo (41,6%) não atendeu o limite mínimo ($\geq 55\%$ de acordo com DNIT-ES 031, 2006), mas ainda assim foi utilizada na mistura asfáltica do DNIT/CE. Todas as demais amostras apresentaram valores satisfatórios.

Tabela 15 – Classificação dos agregados.

Ensaio	Trecho 1 (DNIT/CE)				Trecho 2 (CCR/SP)		
	3/4"	1/2"	Areia Rio	Areia campo	3/4"	3/8"	Pó de pedra
Densidade Real	2,710	2,706	2,602	2,582	2,660	2,676	2,695
Densidade Aparente	2,647	2,635	2,571	2,486	2,625	2,627	2,659
Absorção (%)	0,85	0,99	0,47	1,49	0,50	0,70	0,50
Abrasão Los Angeles (%)	35,2	35,5	-	-	34,9	-	-
Índice de Forma	0,90	0,84	-	-	0,91	0,86	-
Equivalente de areia (%)	-	-	95,2	41,6	-	-	58,1
Adesividade	Satisf.	Satisf.	-	-	Satisf.	-	-
Ensaio	Trecho 3 (UFRGS/RS)			Trechos 4 e 5 (Insttate I e II/CE)			
	3/4"	3/8"	Pó de pedra	3/4"	1/2"	Fresado*	Pó de pedra
Densidade Real	2,831	2,811	2,850	2,721	2,706	2,556	2,695
Densidade Aparente	2,764	2,759	2,666	2,670	2,635	2,483	2,654
Absorção (%)	0,85	0,67	2,42	0,70	0,99	1,15	0,57
Abrasão Los Angeles (%)	9,8	-	-	34,8	35,5	-	-
Índice de Forma	0,71	-	-	0,90	0,84	-	-
Equivalente de areia (%)	-	-	91,9	-	-	65,5	67,9
Adesividade	Satisf.	-	-	Insatisf.	Insatisf.	-	-

*Presente apenas no Trecho 5 (Insttate II/CE)

Fonte: Autora (2016).

A adesividade é uma propriedade diretamente relacionada com o dano por umidade de misturas asfálticas. Para os agregados e ligantes avaliados (agregados de 3/4" e 1/2" da pedreira Pyla com o CAP 50/70 e agregado de 3/4" da pedreira Jambeiro com o CAP 30/45), os resultados foram satisfatórios, não havendo deslocamento das películas de ligantes asfálticos. Destaca-se que para obtenção de uma adesividade satisfatória foi utilizado um aditivo melhorador de adesividade, DOPE, em 0,3% em massa do ligante para os agregados da mistura DNIT/CE (pedreira Pyla) exibidas nas Figuras 55a e 55b, sem e com a adição do DOPE, respectivamente. Para o agregado 3/4" da pedreira Jambeiro com o CAP 30/45 não foi utilizado melhorador de adesividade (Figura 55c), tendo em vista a adesividade satisfatória.

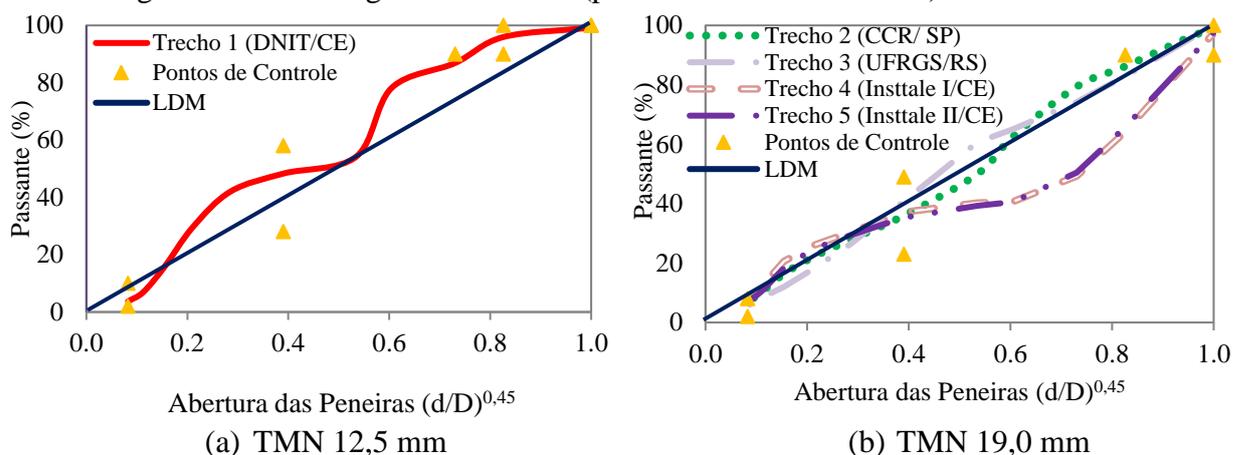
Figura 55 – Adesividades dos agregados das pedreiras Pyla/CE e Jambeiro/SP.



Fonte: Autora (2016).

Para as misturas investigadas, a Figura 56 apresenta as granulometrias obtidas pela série de peneiras norte-americanas (ASTM C136/C136M, 2014), os pontos de controle e as Linhas de Densidade Máxima (LDM). De acordo com o método Bailey indicado na AASHTO M323 (2013), as granulometrias das misturas UFRGS/RS, CCR/SP e DNIT/CE foram classificadas como finas, respectivamente, 60,7, 49,9 e 48,3% dos agregados passando na PCP. As granulometrias das misturas Insttale I e II/CE foram classificadas como graúdas, respectivamente com 40,2 e 39,3% dos agregados passando na passando na PCP. A Tabela 16 apresenta os parâmetros volumétricos para a confirmação do comportamento graúdo ou miúdo das misturas asfálticas.

Figura 56 – Curvas granulométricas (peneiras norte-americanas) das misturas.



Fonte: Autora (2016).

Tabela 16 – Avaliação do comportamento das misturas quanto à volumetria.

Misturas	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Insttale I/CE	Insttale II/CE
VCA_{RUW}	53,83	41,61	35,84	45,22	44,22
VCA_{mix}	54,54	54,71	48,95	45,14	43,85
Comportamento	miúdo	miúdo	miúdo	graúdo	graúdo

Fonte: Autora (2016).

A partir da Tabela 16, observando os parâmetros volume de vazios da fração graúda do agregado compactado (VCA_{RUW}) e porcentagem de vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica (VCA_{mix}), obtidos após a moldagem das amostras, foram confirmados os comportamentos inicialmente adotados em função da granulometria. A Tabela 17 apresenta os resultados das análises Bailey e os limites desse método com base no comportamento graúdo ou miúdo de cada amostra. Esses resultados mostram que nem todos os parâmetros se enquadraram nos limites estabelecidos pelo método Bailey.

Tabela 17 – Parâmetros da análise Bailey.

Parâmetros	Misturas Finas				Misturas graúdas		
	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Limites	Insttale I/CE	Insttale II/CE	Limites TMN 19
AG	1,99	0,60	0,73	0,60 - 1,00	0,18	0,23	0,60 - 0,75
GAM	0,24	0,59	0,46	0,35 - 0,50	0,76	0,73	0,35 - 0,50
FAM	-	0,41	0,46	0,35 - 0,50	0,68	0,63	0,35 - 0,50

Fonte: Autora (2016).

Nas granulometrias UFRGS/RS e CCR/SP as proporções de Agregado Graúdo (AG), respectivamente 0,73 e 0,60, ficaram dentro dos limites estabelecidos pelo método Bailey. Espera-se que as misturas asfálticas com tais granulometrias não apresentem suscetibilidade à segregação e dificuldade de compactação. As proporções de AG nas granulometrias Insttale I e II/CE, respectivamente 0,18 e 0,23, indicam suscetibilidade à segregação e na granulometria DNIT/CE, com AG de 1,99, espera-se que ocorra dificuldade de compactação em campo. Quando o parâmetro AG resulta em um valor abaixo do limite (0,60 para misturas finas) é um indicativo de suscetibilidade à segregação e quando esse valor está acima do limite (1,00 para misturas finas) espera-se que estas apresentem dificuldade de compactação em campo.

A proporção de agregado Graúdo no Agregado Miúdo (GAM) ficou acima do limite (0,50) recomendado pelo método nas granulometrias CCR/SP (0,59), Insttale I/CE (0,76) e Insttale II/CE (0,73); e abaixo do limite (0,35) recomendado pelo método na granulometria DNIT/CE (0,24). Wargha Filho (2013), ao usar o método Bailey, já indicava a dificuldade de enquadrar a sua granulometria nos limites GAM. Valores acima do limite superior do Bailey representam um baixo VAM, indicando excesso de material fino. Além disso, a quantidade/qualidade de fino presente na mistura de granulometria graúda (Insttale I e II/CE) tende a piorar o desempenho quanto à deformação permanente da mistura asfáltica, uma vez que os agregados finos apenas flutuam na estrutura e não compõem o esqueleto mineral, responsável em transmitir as cargas na estrutura (DENNEMAN *et al.*, 2007). A GAM da granulometria CCR/SP (mistura fina) também indicou um menor VAM. Esse parâmetro foi de 0,24 para a granulometria DNIT/CE, abaixo do limite estabelecido pelo método Bailey (0,35). Isso representa um aumento do VAM, o que pode gerar instabilidade e problemas de compactação.

Os parâmetros do método Bailey encontrados para a granulometria Insttale I e II/CE não se enquadraram nos limites propostos nesse método, o que dificulta a análise, uma vez que a diferença é significativa. Importante salientar que nessas granulometrias optou-se por utilizar

apenas agregados britados (98%) e cal CH-1 (2%). Assim, de acordo com os resultados das análises do Bailey, essas granulometrias apresentarão suscetibilidade à segregação em campo (AG inferior a 0,60) e valor baixo de VAM, indicado pelos valores elevados de GAM e FAM (superior a 0,50). Esse baixo VAM faz com que os agregados finos apenas flutuem na estrutura, tendendo a piorar o desempenho quanto à deformação permanente da mistura.

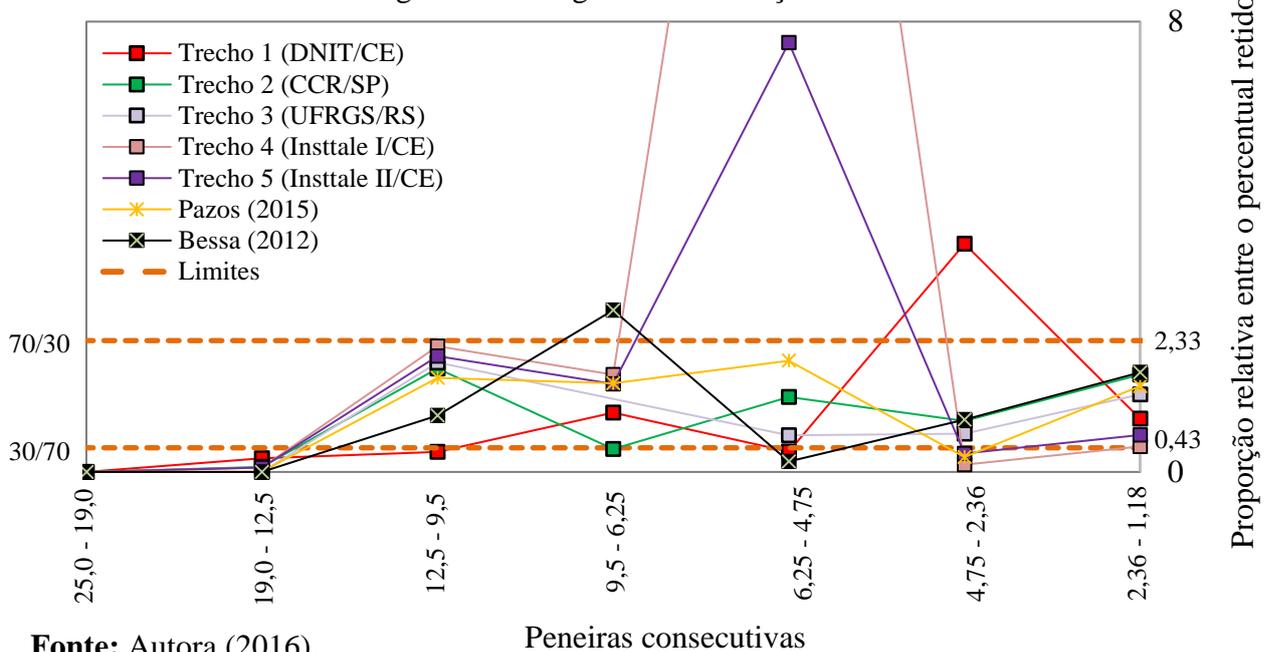
Com exceção da granulometria UFRGS/RS, há dificuldade de enquadrar as granulometrias estudadas aos parâmetros Bailey e essa dificuldade é recorrente em pesquisas nacionais (CUNHA, 2004; MENDES, 2011; WARGHA FILHO, 2013) e internacionais (KHOSLA e SADASIVAM, 2005; ZANIEWSKI e MASON, 2006; DENNEMAN *et al.*, 2007; DANIEL e RIVERA, 2009), onde pelo menos um parâmetro desse método não foi atendido.

A análise das granulometrias das misturas por meio do método Bailey indica que a mistura UFRGS/RS tem maior potencial de resistência à deformação permanente, já que todos os parâmetros estão dentro dos limites indicados por esse método. A mistura asfáltica CCR/SP apresentou dois parâmetros dentro desses limites. Assim, espera-se que essa mistura apresente desempenho intermediário entre a mistura UFRGS/RS e as misturas cearenses, que não atenderam a nenhum dos parâmetros Bailey.

4.3.1.2. Avaliação da granulometria pela Metodologia FAD

Para avaliação da granulometria pela metodologia FAD, foram determinadas as proporções relativas do percentual retido entre peneiras consecutivas e foram construídos os diagramas de interação para todas as misturas desta pesquisa e também para as misturas asfálticas laboratoriais estudadas por Bessa (2012) e Pazos (2015), de modo a ampliar o espectro de misturas nacionais investigadas pelo método (Figura 57). Esses diagramas permitiram identificar visualmente quais peneiras compõem a FAD das misturas analisadas. A FAD de cada mistura é a peneira ou grupo de peneiras que interagem entre si (possuem proporções relativas de material retido entre as proporções 2,33 e 0,43) e apresentam a menor porosidade.

Figura 57 – Diagrama de interação - FAD.



Observa-se na mistura asfáltica do Trecho 1 (DNIT/CE) que há interação entre as peneiras de 9,5 e 6,25 mm e entre as peneiras de 2,36 e 1,18 mm. Já nas misturas dos Trechos 4 (Insttale I) e 5 (II), há interação entre as peneiras de 12,5 e 6,25 mm e entre as peneiras de 2,36 e 1,18 mm. Na mistura Bessa (2012) há interação entre as peneiras de 12,5 e 9,5 mm e entre as peneiras de 4,75 a 1,18 mm. Na mistura do Trecho 2 (CCR/SP) há interação entre as peneiras de 12,5 e 9,5 mm e entre as peneiras de 6,25 a 1,18 mm, e na mistura Pazos (2015) há interação entre as peneiras de 12,5 a 4,75 mm e entre as peneiras de 2,36 e 1,18 mm. Observe-se que, nesses casos, apenas a interação de menor porosidade é considerada na FAD. Na mistura UFRGS/RS há interação entre as peneiras de 12,5 a 1,18 mm (Figura 57).

Para determinação da porosidade FAD de cada mistura asfáltica foram utilizadas as Equações 25, 26 e 27. Para tanto, é necessário conhecer a granulometria (Figura 56), massa específica aparente da composição de agregados (G_{sb}), V_v de projeto, teor de ligante, DMT ou G_{mm} e massa específica aparente da misturas asfáltica (G_{mb}) (Tabela 18).

Tabela 18 – Parâmetros e determinações da FAD e da porosidade FAD.

Mistura	Teor de CAP (%)	G _{mb}	G _{sb}	Vv de projeto (%)	DMT ou G _{mm}	FAD	Porosidade FAD (%)
DNIT/CE	5,8	2,321	2,593	4,2	2,423	2,36 - 1,18	83,6
CCR/SP	4,7	2,379	2,638	4,0	2,478	6,25 - 1,18	46,4
UFRGS/RS	4,7	2,311	2,722	4,5	2,420	12,5 - 1,18	40,5
Insttale I/CE	4,5	2,434	2,656	4,1	2,538	12,5 - 6,25	49,0
Insttale II/CE	4,5	2,425	2,615	3,9	2,524	12,5 - 6,25	48,1
Bessa (2012)	4,8	2,281	2,590	4,0	2,378	4,75 - 1,18	48,1
Pazos (2015)	4,3	2,386	2,695	3,8	2,480	12,5 - 4,75	61,6

Fonte: Autora (2016).

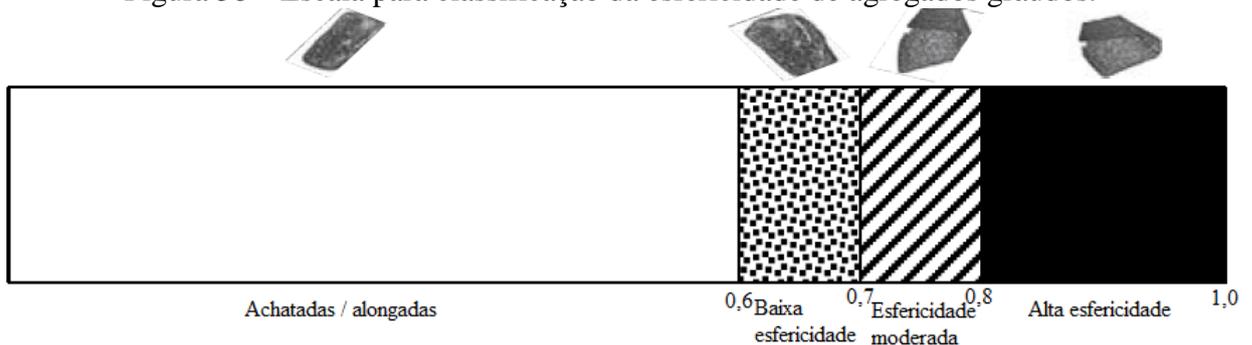
As misturas asfálticas Bessa (2012), UFRGS/RS, CCR/SP, Insttale I e II/CE apresentaram porosidades inferiores a 50%, garantindo contato entre os grãos. No entanto, destaca-se que porosidades entre 48 e 52% são classificadas como marginais (KIM, 2006). Tais resultados indicam que as misturas Bessa (2012), Insttale I e II/CE apresentam estruturas granulométricas em que não é clara a existência ou não de contato adequado entre seus agregados. Ferreira (2015) verificou resultados bastante variáveis de resistência à deformação permanente quando as misturas apresentavam porosidades classificadas como marginais. Para as misturas asfálticas DNIT/CE e Pazos (2015), os resultados de porosidade FAD superior a 52% indicam reconhecida fragilidade quanto à resistência à deformação permanente.

4.3.1.3. Avaliação da forma, angularidade e textura por meio do AIMS 2

Os agregados usados na composição das 05 misturas desta pesquisa foram analisados no sistema AIMS 2 para a caracterização de propriedades de forma, angularidade e textura. Os agregados foram separados por tamanho retido nas malhas das peneiras da série norte-americana. O AIMS 2 fornece resultados em forma de distribuições cumulativas e ainda um valor característico para cada propriedade, a partir de uma média, desvio padrão e coeficiente de variação para cada material investigado. Os parâmetros estatísticos desta pesquisa são referentes a todos os agregados das misturas asfálticas, exceto o fíler (cal), considerando-se toda a sua distribuição granulométrica, ou seja, consideram-se os valores obtidos para as diversas frações de agregados.

Os agregados graúdos foram analisados através do parâmetro de esfericidade, que descreve a forma tridimensional de uma partícula de agregado e tem uma escala relativa de 0 a 1,0 (Figura 58). Quanto mais próximo de 1,0 for o valor da esfericidade, mais próximo do formato de uma partícula de agregado totalmente cúbica, ou com suas três dimensões de mesmo tamanho será o agregado.

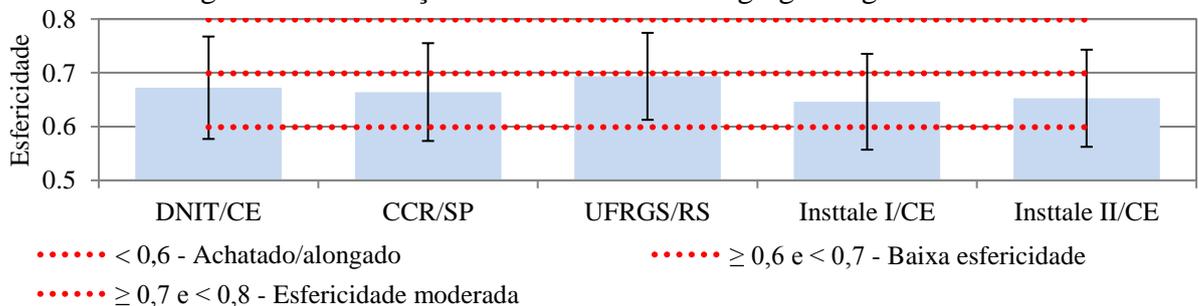
Figura 58 – Escala para classificação da esfericidade de agregados graúdos.



Fonte: adaptada de Al Rousan (2004).

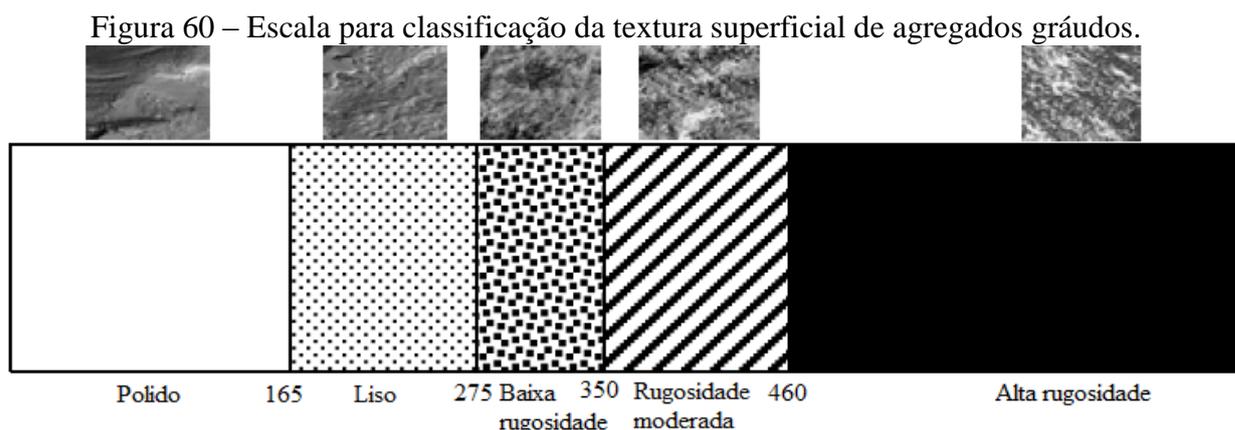
Em relação às médias da esfericidade, todos os agregados foram classificados como de baixa esfericidade. Destaca-se que aproximadamente 80% dos agregados que compõem a mistura UFRGS/RS são classificados como de esfericidade baixa e moderada (Figura 59). Importante destacar que esses agregados apresentam formatos mais cúbicos e proporcionam uma estrutura mais rígida, devido ao maior intertravamento e ao atrito interno entre os agregados, resistindo melhor à deformação permanente.

Figura 59 – Avaliação da esfericidade dos agregados graúdos.



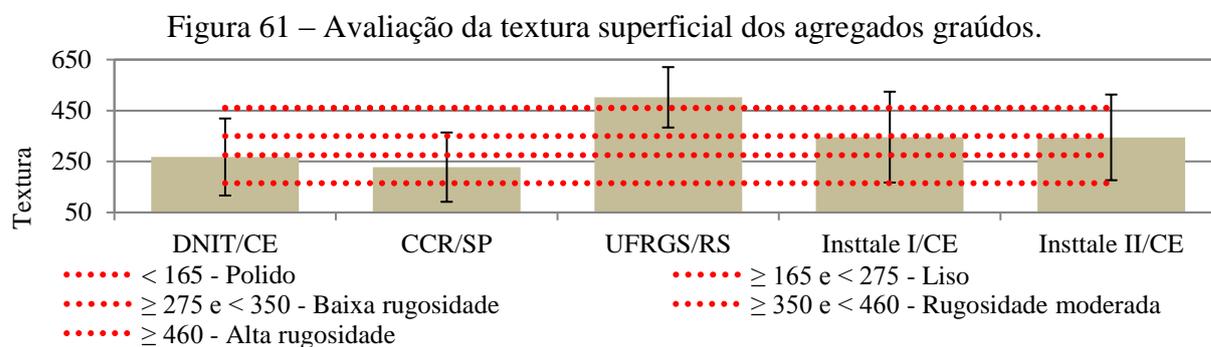
Fonte: Autora (2016).

O parâmetro de textura superficial descreve a polidez ou rugosidade das superfícies das partículas de agregados, aplicando-se apenas aos agregados graúdos. A escala desse parâmetro varia de 0 a 1000 (Figura 60), sendo um agregado polido aquele cujo valor de textura é bem próximo de zero. A Figura 61 apresenta os resultados desse parâmetro para os agregados que compõem as 05 misturas desta pesquisa.



Fonte: adaptada de Al Rousan (2004).

Em relação às médias da textura superficial, os agregados utilizados na mistura UFRGS/RS também se destacam (Figura 61), sendo classificados como de alta rugosidade. O uso de agregados com textura superficial mais rugosa tende a gerar misturas asfálticas mais estáveis e resistentes ao acúmulo de deformações permanentes. A pior classificação quanto a esse parâmetro é para os agregados das misturas DNIT/CE e CCR/SP, classificados como lisos, seguido dos agregados das misturas Insttale I e II/CE, classificados como de baixa rugosidade.



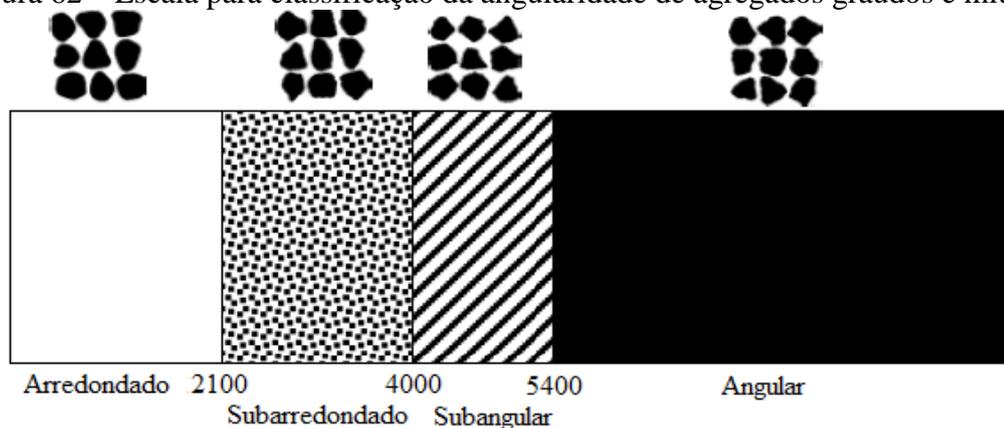
Fonte: Autora (2016).

Os agregados das misturas DNIT/CE, CCR/SP e Insttale I e II/CE apresentaram valores elevados de CV, cerca de 50%. Ocorreu uma grande dispersão dos valores de textura superficial (Figura 61). Essa dispersão se deu pela grande quantidade de materiais com classificações distintas numa mesma mistura. Por exemplo, a mistura CCR/SP apresentou agregados polidos, lisos e com baixa rugosidade; a mistura DNIT/CE apresentou agregados polidos, lisos, com baixa rugosidade e com rugosidade moderada; as misturas Insttale I e II apresentaram agregados lisos, com baixa rugosidade, rugosidade moderada e alta rugosidade.

A classificação quanto à textura é bastante influenciada pelo tipo de rocha, o que justifica os resultados próximos dos agregados dessas misturas, já que estas são compostas predominantemente por agregados gnáissicos. Bessa (2012), ao investigar, no Ceará, 03 agregados de origens distintas, já indicava esta proximidade de valores.

Os resultados das análises de angularidade foram divididos em angularidade do gráúdo e do miúdo. De acordo com esse parâmetro, um círculo perfeito tem um valor de angularidade muito baixo, tendendo a zero (Figura 62). Destaca-se que quanto maior a angularidade, maior é o atrito entre as partículas, propiciando maior resistência à deformação permanente.

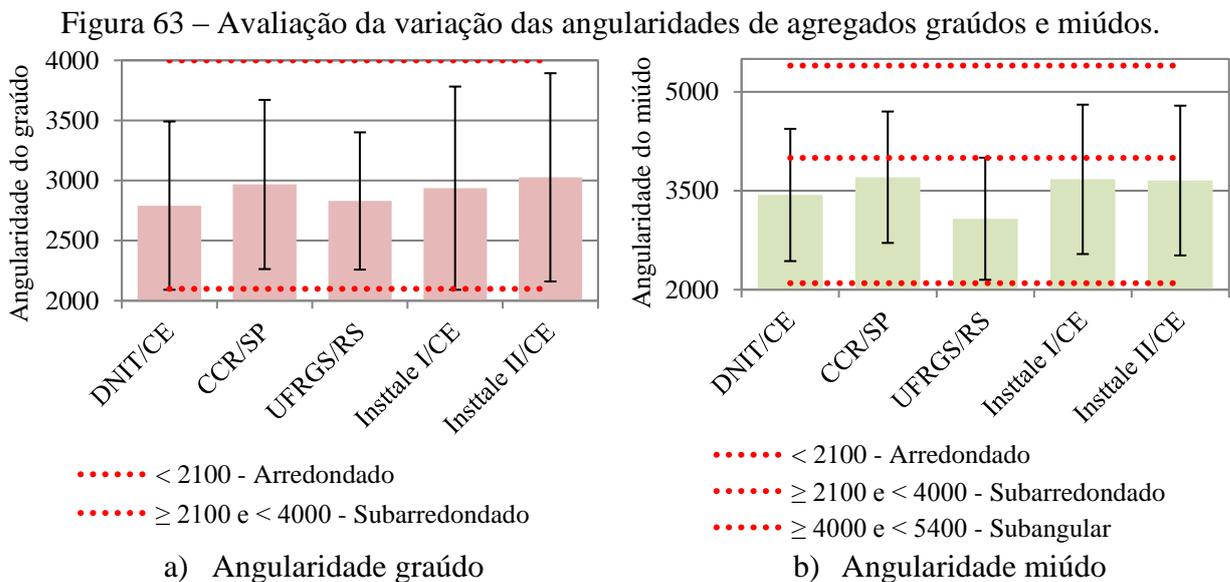
Figura 62 – Escala para classificação da angularidade de agregados gráúdos e miúdos.



Fonte: adaptada de Al Rousan (2004).

Observa-se para as angularidades dos agregados gráúdos e miúdos que os valores médios obtidos para cada uma dessas propriedades foram muito próximos em todas as misturas.

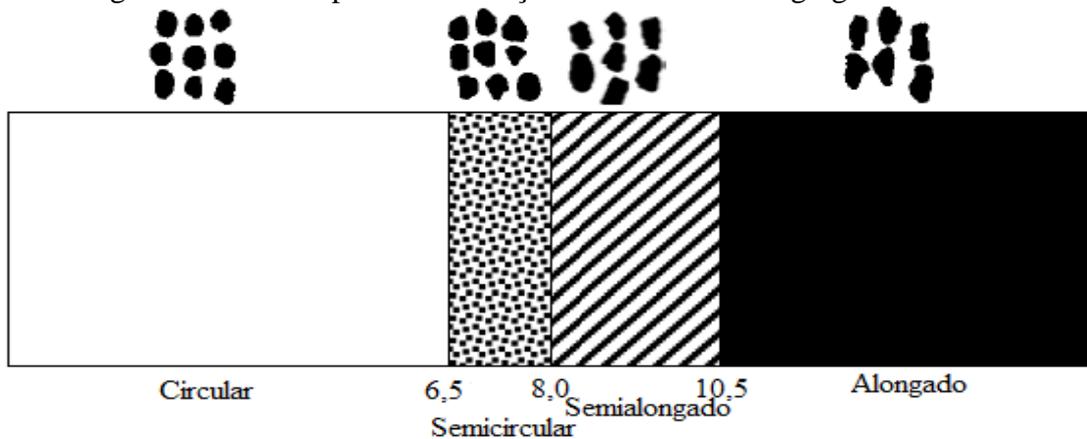
Todos os agregados foram classificados como subarredondados. Quanto à angularidade do gráudo, mesmo considerando o DP, esses agregados mantiveram-se dentro dos limites que os enquadram em subarredondados (Figura 63a). Os agregados da mistura UFRGS/RS também se mantiveram dentro dos limites que os enquadram em subarredondados quanto à angularidade do miúdo. Considerando o DP para a propriedade angularidade miúdo, a classificação pode ser alterada para os agregados das misturas DNIT/CE, CCR/SP e Insttale I e II/CE e estes passam a ser classificados como subangulares, conforme indicado na Figura 63b. Isso acontece em função da grande quantidade de agregados miúdos com angularidade maior do que 4000. Dessa forma, os agregados miúdos dessas misturas tendem a apresentar maior atrito entre as partículas, propiciando maior resistência à deformação permanente. Isso pode ser mais significativo para a mistura CCR/SP e UFRGS/RS, já que de acordo com o método Bailey essas misturas são classificadas como finas (50% dos agregados passando na PCP), o que impõe ainda mais responsabilidade dos agregados miúdos quanto ao desempenho da mistura asfáltica.



Fonte: Autora (2016).

O parâmetro forma 2D quantifica a forma relativa dos agregados miúdos a partir de imagens bidimensionais das partículas. Para este parâmetro, um círculo perfeito tem valor igual a 0, em uma escala relativa que vai de 0 a 20 (Figura 64).

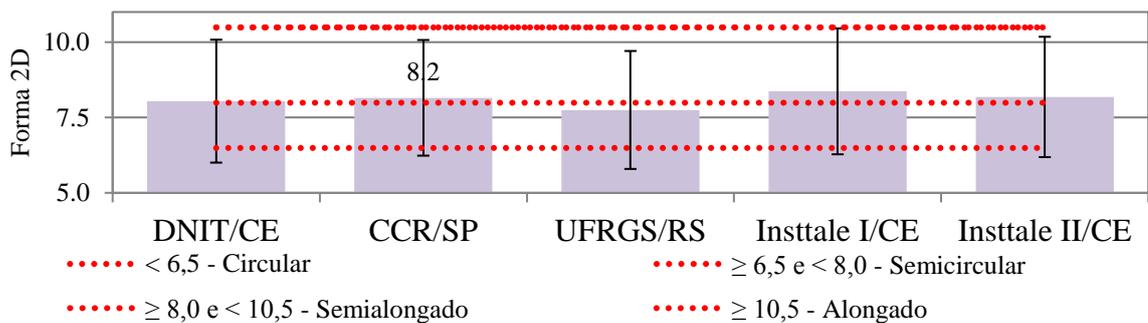
Figura 64 – Escala para classificação da forma 2D de agregados miúdos.



Fonte: adaptada de Al Rousan (2004).

Observa-se que os agregados da mistura UFRGS/RS apresentaram valor de forma 2D ligeiramente menor, o que indica que suas partículas são as mais arredondadas, entre os materiais investigados, classificando-se em semicirculares. Os agregados das misturas DNIT/CE, CCR/SP e Insttale I e II/CE foram classificados como semialongados. Houve uma grande dispersão dos valores de forma 2D (Figura 65). Nessas misturas predominaram os agregados semicirculares e semialongados. Na mistura UFRGS/RS, além da predominância desses agregados, conta-se com uma presença maior de agregados circulares.

Figura 65 – Avaliação da forma 2D de agregados miúdos.



Fonte: Autora (2016).

A Tabela 19 resume a classificação dos agregados em relação a cada propriedade, levando em consideração as médias dos resultados de cada uma destas propriedades. Percebe-se que os agregados utilizados nas misturas DNIT/CE e CCR/SP são classificados da mesma forma em

relação a todos os parâmetros avaliados. Acredita-se que esses parâmetros são bastante afetados pelo tipo de rocha, já que ambas as misturas são predominantemente de rocha gnáissica. Destaca-se que os agregados dessas misturas foram extraídos de pedreiras diferentes (Pyla e Jambreiro) localizadas no Ceará e em São Paulo, respectivamente. Notou-se apenas uma pequena vantagem, observada pela maior média (3705,7) em relação à angularidade dos agregados miúdos da mistura CCR/SP quando comparada a granulometria DNIT/CE. Tal fato pode ser atribuído à utilização de apenas agregados britados, o que não ocorreu com a granulometria DNIT/CE.

Tabela 19 – Parâmetros estatísticos dos agregados das misturas investigadas.

Esfericidade					
Trecho	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Insttale I/CE	Insttale II/CE
Média	0,67	0,66	0,69	0,65	0,65
DP	0,10	0,09	0,08	0,09	0,09
CV	14,17	13,69	11,66	13,79	13,83
Classificação	Baixa esfericidade				
Textura					
Trecho	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Insttale I/CE	Insttale II/CE
Média	267,7	227,8	501,8	345,6	344,6
DP	151,1	136,0	118,6	178,3	168,2
CV	56,5	59,7	23,6	51,6	48,8
Classificação	Liso		Alta rugosidade	Baixa rugosidade	
Forma 2D					
Trecho	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Insttale I/CE	Insttale II/CE
Média	8,0	8,2	7,8	8,4	8,2
DP	2,0	1,9	2,0	2,1	2,0
CV	25,4	23,5	25,3	25,0	24,4
Classificação	Semialongado		Semicircular	Semialongado	
Angularidade Graúdo					
Trecho	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Insttale I/CE	Insttale II/CE
Média	2791,5	2967,2	2829,8	2936,6	3026,7
DP	700,0	703,7	570,9	845,2	866,1
CV	25,1	23,7	20,2	28,8	28,6
Classificação	Subarredondado				
Angularidade Miúdo					
Trecho	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Insttale I/CE	Insttale II/CE
Média	3436,5	3705,7	3075,8	3673,3	3654,9
DP	1003,1	996,6	926,1	1132,8	1135,6
CV	29,2	26,9	30,1	30,8	31,1
Classificação	Subarredondado				

Fonte: Autora (2016).

Embora os agregados das misturas Insttale I e II/CE sejam provenientes da mesma pedreira dos agregados utilizados na mistura DNIT/CE, esses agregados apresentaram resultados diferentes quanto à textura, tendo sido classificados como de baixa rugosidade, resultado superior ao apresentado pela granulometria DNIT/CE. O resultado pode ser explicado pela composição granulométrica, em que a granulometria da mistura asfáltica do DNIT/CE (21% de brita 3/4" corrida, 35% de brita 1/2", 22% de areia de rio, 20% de areia de campo e 2% de cal CH-1) possui 42% de areias, classificadas como polidas quanto à textura superficial. Assim, as diferentes quantidades de agregados graúdos britados das granulometrias da Insttale I/CE (37% de brita 3/4", 23% de brita 1/2", 38% de pó de pedra e 2% de cal CH-1) e II (35% de brita 3/4", 23% de brita 1/2", 22% de pó de pedra, 18% de fresado e 2% de cal CH-1) podem ter contribuído para uma textura superficial mais rugosa.

Com base na Tabela 19, percebe-se que os agregados graúdos da UFRGS/RS apresentaram o melhor desempenho quanto à resistência à deformação permanente, sendo mais cúbicos (0,69) e mais rugosos (501,8), entre as granulometrias avaliadas. Por outro lado, os agregados miúdos apresentaram o pior desempenho quanto à resistência a esse defeito, em que esses apresentaram agregados mais circulares (7,8) e mais arredondados (3075,8). É destacável que de acordo com as metodologias *AIMS* e Bailey, em torno de 60% dos agregados dessa granulometria são finos (passam na peneira de 4,75 mm).

A Tabela 20 apresenta os resultados das partículas achatadas e alongadas (*F&E*), obtidas das combinações de agregados que compõem as misturas asfálticas investigadas com a utilização do *AIMS*. A lamelaridade dos agregados graúdos foi analisada através das razões entre suas dimensões. Dessa tabela, observa-se que as misturas do Ceará (DNIT, Insttale I e II) apresentaram maiores quantidades de partículas achatadas e alongadas na proporção 5:1, ou seja, que sua maior dimensão (comprimento) seja no máximo cinco vezes maior do que sua menor dimensão (espessura). A tabela também apresenta valores de *F&E* considerando outras relações, ou seja, 3:1 e 2:1. Observa-se ainda que as proporções 2:1 e 3:1 evidenciaram mais claramente as características não lamelares da mistura UFRGS/RS, menor entre as amostras

investigadas, sendo mais indicada, portanto, para resistir à deformação permanente. A granulometria da mistura CCR/SP apresenta-se em seguida como a segunda menos suscetível a esse defeito, considerando as proporções 3:1 e 5:1.

Tabela 20 – Partículas achatadas e alongadas dos agregados investigados (AIMS 2).

Parâmetro	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS	Insttale I	Insttale II
<i>F&E</i> 2:1 (%)	68,7	72,7	61,7	64,4	67,1
<i>F&E</i> 3:1 (%)	28,6	25,3	15,3	38,8	32,8
<i>F&E</i> 5:1 (%)	3,0	0,3	0,0	2,2	2,4

Fonte: Autora (2016).

Além da lamelaridade por meio do *AIMS*, avaliaram-se os agregados de acordo com a metodologia *Superpave*, que exige que no máximo 10% das partículas tenham razão de lamelaridade de até 5:1. A Tabela 21 apresenta os resultados de partículas achatadas e alongadas (*F&E*) das combinações de agregados que compõem as misturas asfálticas e a quantidade máxima permitida pela especificação *Superpave* (porcentual com relação à massa total de agregados) de partículas *F&E*, considerando a relação 5:1. A tabela também apresenta valores de *F&E* considerando outras relações entre a maior e a menor dimensões dos agregados, ou seja, 3:1 e 2:1. De acordo com esse critério, todas as amostras são adequadas quanto à lamelaridade 5:1.

Tabela 21 – Caracterização de partículas achatadas e alongadas (ASTM D4791/2010).

Parâmetro	DNIT/CE	CCR/SP	UFRGS/RS	Insttale I e II/CE
<i>F&E</i> 2:1 (%)	32,2	49,8	42,8	32,6
<i>F&E</i> 3:1 (%)	12,1	18,3	11,5	12,5
<i>F&E</i> 5:1 (%)	4,7	2,5	0,5	4,1

Fonte: Autora (2016).

As Tabelas 20 e 21 apresentam resultados de caracterização de partículas achatadas e alongadas obtidas pelos 02 métodos (ASTM D4791/2010 e *AIMS* 2). Observam-se diferenças entre os resultados obtidos por meio desses métodos. O *AIMS* 2 considera a análise os agregados retidos a partir da peneira #4 (4,75 mm), enquanto o método ASTM D4791/2010

considera os agregados retidos a partir da peneira 3/8” (9,5 mm). Além disso, a metodologia ASTM D4791 (2010) permite avaliar apenas as partículas achatadas e alongadas, já o *AIMS* permite avaliar as partículas achatadas, alongadas, bem como achatadas e alongadas (AL ROUSAN, 2004). Quando os resultados dessas metodologias são comparados, verifica-se que ambas apontam que as misturas cearenses (DNIT, Insttale I e II) apresentaram maiores quantidades de partículas achatadas e alongadas na proporção 5:1, seguida da mistura CCR/SP e, por fim, a mistura UFRGS/RS.

4.3.2. *Ligantes Asfálticos*

Ensaio Empíricos e Envelhecimento Oxidativo

Conforme mencionado anteriormente, foram utilizados 04 ligantes asfálticos a seguir descritos de acordo com as especificações brasileiras (ANP, 2005; ANP, 2010) e norte-americanas *Superpave*: 30/45 (CCR/SP) Replan (PG 70S, caracterizado apenas no limite superior), 50/70 Lubnor usado em duas ocasiões, i.e., obras do Ceará, DNIT (também PG 70S) e Insttale (PG 64S) [embora esses ligantes sejam provenientes da Lubnor, por tanto sejam 50/70, o ligante Insttale foi classificado como 30/45 (possivelmente esse material já tenha sofrido envelhecimento)], e, por fim, CAP 60-85 (UFRGS/RS) (PG 70E). A Tabela 22 resume os resultados empíricos antes (inicial) e após o RTFOT dos 04 ligantes asfálticos mencionados.

Tabela 22 – Resultados empíricos dos ligantes antes (inicial) e após o RTFOT.

Propriedades ou parâmetros	50/70 (DNIT/CE)		50/70 (Insttale I e II/CE)		30/45 (CCR/SP)		60-85 (UFRGS/RS)		
	INICIAL	RTFOT	INICIAL	RTFOT	INICIAL	RTFOT	INICIAL	RTFOT	
PEN a 25°C (dmm)	58,7	40,7	36,0	22,0	35,0	20,8	41,0	25,0	
Penetração retida (%)	69		61		60		61		
PA (°C)	50,0	56,0	49,0	57,0	52,1	56,9	68,0	71,0	
IPA (°C)	6,0		8,0		4,8		3,0		
IST	-0,819	-0,276	-2,115	-1,272	-1,438	-1,389	2,006	1,387	
Recuperação elástica (%)	-							91	
Perda de massa (%)	-0,13		-0,12		-0,13		-0,06		

Fonte: Autora (2016).

Os resultados do ligante 60-85, utilizado na mistura UFRGS/RS (Trecho 3), apresentaram maior valor de PA (68°C) e um valor baixo de PEN (41,0 dmm), indicando uma menor suscetibilidade à deformação permanente, tanto antes como após o envelhecimento no RTFOT. A Tabela 22 apresenta ainda as penetrações retidas desses ligantes. O maior ganho em penetração retida é o obtido para o ligante 50/70 (69%), utilizado na mistura DNIT/CE (Trecho 1). Admitindo este parâmetro como um indicador da sensibilidade dos ligantes asfálticos ao envelhecimento a curto prazo, esse ligante se mostrou mais adequado. Na extensão em que é válida a aplicação dos limites de penetração retida mínima especificados em ANP (2005), dois valores têm que ser considerados nesta análise: a penetração retida mínima de 55% para os ligantes com penetração entre 50 e 70 (0,1 mm), faixa na qual se enquadram os ligantes 50/70, cujas penetrações retidas foram de 69% e 61%, respectivamente para os ligantes utilizados nas misturas DNIT/CE e Insttale/CE; e 60% para os ligantes com penetração entre 30 e 45 (0,1 mm), faixa na qual se enquadra o ligante utilizado na mistura CCR/SP.

O ligante 30/45 (CCR/SP) apresentou a menor penetração, tanto antes como após o envelhecimento no RTFOT, apresentando-se mais rígido a 25°C que os demais. Verifica-se também que os ligantes 30/45 (CCR/SP) e 50/70 (Insttale I e II/CE) apresentaram a menor redução de penetração, quando se comparam as amostras virgens com as envelhecidas, indicando menor sensibilidade ao envelhecimento, na extensão em que reduções menores da penetração são indicadores de menor sensibilidade ao envelhecimento.

Os ligantes 60-85 (UFRGS/RS) e 30/45 (CCR/SP) apresentaram maiores pontos de amolecimento das amostras iniciais (virgens) e das envelhecidas a curto prazo. Espera-se que ligantes com maiores valores de PA sejam menos suscetíveis à deformação permanente. O ligante 60-85 apresentou maior valor de PA antes e após o envelhecimento no RTFOT (68,0 e 71,0°C, respectivamente). Além disso, valores baixos de incremento de PA revelam uma menor sensibilidade do ligante asfáltico ao envelhecimento. Dessa forma, esse ligante apresentou-se menos sensível ao envelhecimento, tendo em vista que esse apresentou o menor

I_{PA} (3°C). Na extensão em que é válida a aplicação do limite de incremento de PA de 8°C especificado pela ANP (2005) a ligantes asfálticos modificados, todos os ligantes investigados nesta pesquisa são adequados.

Como se pode observar na Tabela 22, todas as formulações apresentaram perda de massa (sinal negativo) e a ordem decrescente de sensibilidade é a seguinte: 30/45 (CCR/SP) e 50/70 (DNIT/CE), 50/70 (Insttate I e II/CE) e 60-85 (UFRGS/RS), sendo todos os ligantes investigados nesta pesquisa adequados do ponto de vista de perda de massa.

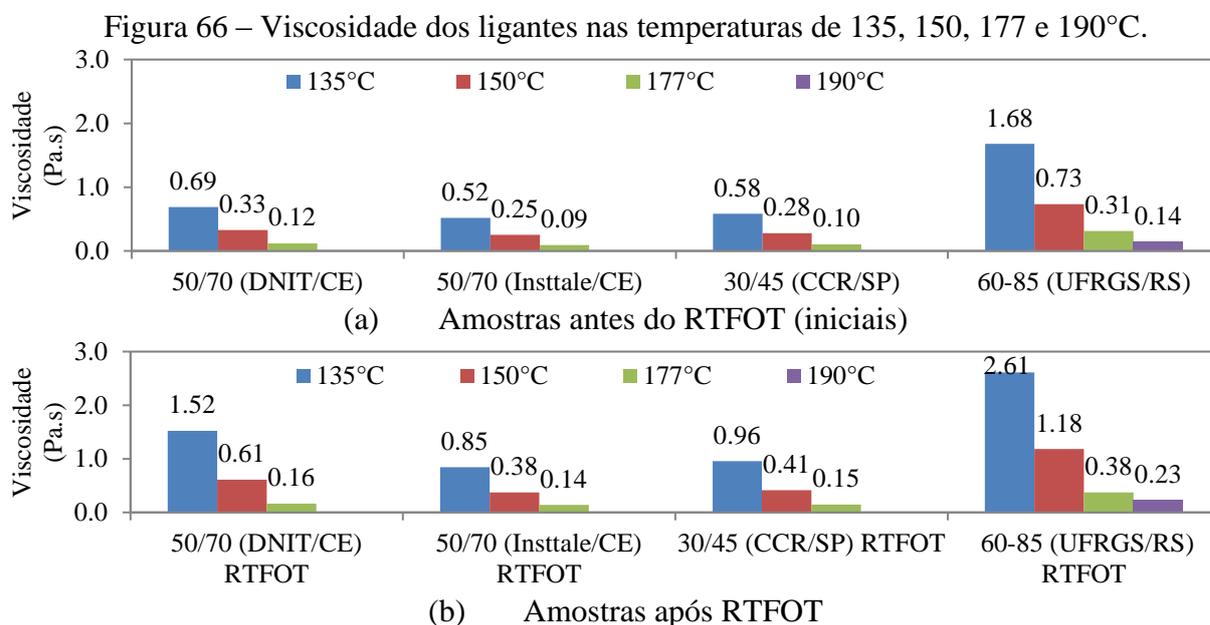
Quanto menor o IST de um ligante, em valor absoluto, menor é a sua suscetibilidade térmica. A atual norma brasileira que classifica os ligantes asfálticos estabelece uma faixa admissível para o IST entre (-1,5 a +0,7). Pela Tabela 22, observa-se que os ligantes 50/70 (Insttate I e II/CE) e 60-85 (UFRGS/RS) não se encontram dentro dessa faixa. Os ligantes 30/45 (CCR/SP) e 50/70 (DNIT/CE) as amostras não são suscetíveis a variações de temperatura. Sendo assim, esses ligantes são aplicáveis na pavimentação asfáltica. Quanto ao resultado de recuperação elástica, segundo a ANP (2010), a exigência mínima para ligantes modificados por polímeros elastoméricos é de 85% para classificá-lo como 60-85, assim, esse CAP apresentou recuperação elástica de 91%.

Caracterização Reológica

a) Viscosidade Rotacional

Analisou-se o comportamento dos ligantes durante sua compactação e usinagem. Para tanto, observou-se que na especificação *Superpave* (ASTM D6373, 2013), a viscosidade rotacional com *spindle* 21 a 20 rpm do ligante asfáltico virgem é limitada em até 3,0 Pa.s, a 135°C. Esse limite máximo foi respeitado para todos os ligantes utilizados nesta pesquisa (Figura 66). Isto assegura que os ligantes podem ser bombeados e facilmente usinados. ANP (2005) especifica valores mínimos de viscosidade a 135°C e a 150°C para as 04 classes de ligantes virgem e

faixas de viscosidade na temperatura de 177°C. Os valores mínimos e as faixas de viscosidade foram respeitados para todos os ligantes investigados.



Fonte: Autora (2016).

Para todas as temperaturas analisadas a viscosidade segue a mesma tendência. Observou-se a diminuição da viscosidade com o aumento da temperatura, o que era esperado. Para todas as temperaturas, o ligante 60-85 apresentou os maiores valores de viscosidade. É importante observar a semelhança entre as viscosidades dos ligantes 50/70 (Insttale/CE) e 30/45 (CCR/SP) antes e após o RTFOT.

Além de ser usada como propriedade de controle na formulação de ligantes, a viscosidade também foi empregada na estimativa das temperaturas de usinagem e compactação das misturas asfálticas. O ligante 60-85 apresentou as maiores faixas de temperaturas de usinagem e de compactação. Destaca-se que as determinações dessas temperaturas foram obtidas considerando-se faixas de viscosidade tradicionalmente aplicadas aos ligantes puros que, diferentemente de ligantes modificados, são fluidos newtonianos.

Para o ligante 50/70 (DNIT/CE), as temperaturas médias são de 166°C para a usinagem e de 153°C para a compactação. Para o 30/45 (CCR/SP), as temperaturas médias são de 163°C para

a usinagem e de 150°C para a compactação. Para o 50/70 (Insttale/CE), as temperaturas médias são de 148°C para a usinagem e de 160°C para a compactação. Esses ligantes atendem à especificação de serviço 031/2006 do DNIT (limita a 177°C). No caso do ligante 60-85, a especificação de serviço do DNIT (DNER-ES 385, 1999) menciona que a temperatura conveniente para aquecimento do material deve atender ao limite máximo de 180°C. Para esse ligante, as temperaturas médias são de 186°C para a usinagem e de 175°C para compactação. A temperatura de usinagem ultrapassa o limite máximo indicado pelo DNIT (Tabela 23). Domingos *et al.* (2012) destacaram que as temperaturas de processamento, utilizando a mesma metodologia adotada nesta pesquisa, se mostraram muito elevadas, quando comparadas aos resultados obtidos pelo método Casola (WEST *et al.*, 2010).

Tabela 23 – Estimativa das temperaturas de usinagem e compactação para misturas asfálticas.

Ligantes asfálticos	Temperatura (°C)							
	Compactação				Usinagem			
	Inferior	Superior	Média	Adotada	Inferior	Superior	Média	Adotada
50/70 DNIT/CE	150	156	153	152	163	169	166	165
30/45 Insttale/CE	146	150	148	155	157	163	160	160
30/45 CCR/SP	147	153	150	145	160	166	163	157
60/85-E UFRGS/RS	172	178	175	162*	183	189	186	166*

*Dados obtidos de Mattos (2014)

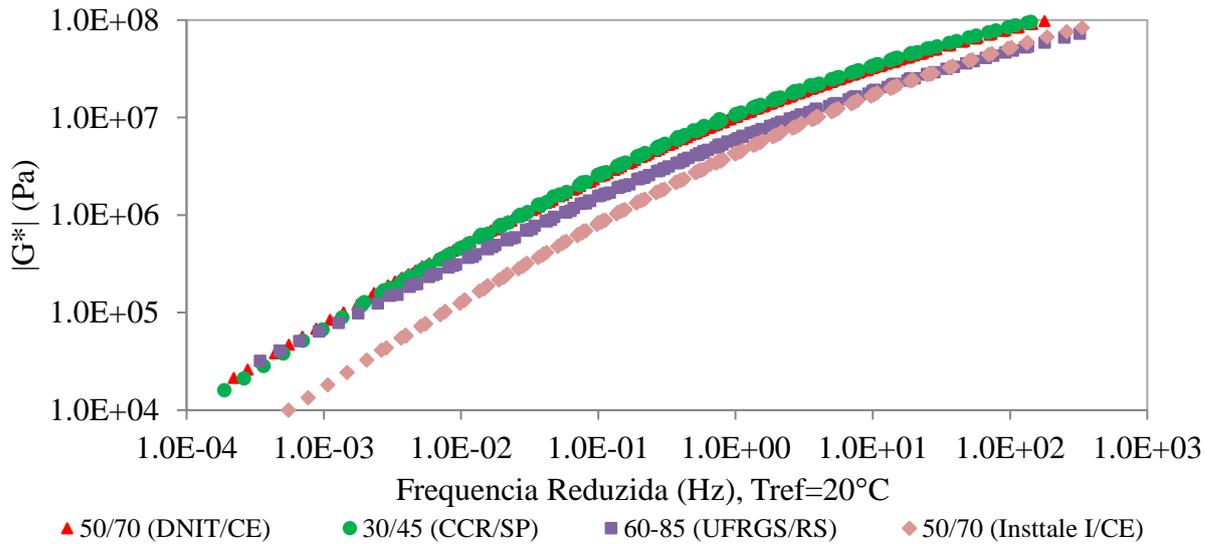
Fonte: Autora (2016).

Aponta-se na Tabela 23 que as temperaturas de compactação e de usinagem adotadas na preparação dos CPs da mistura asfáltica do trecho com o ligante 60-85 (Trecho 3) foi diferente das faixas indicadas no ensaio de viscosidade (como já esperado, tendo em vista que trata-se de um fluido não newtoniano). Dessa tabela, percebe-se que a temperatura obtida para esse material é superior a 180°C para a usinagem e superior a 170°C para a compactação, não satisfazendo aos requisitos da especificação de serviço do DNIT (DNER-ES 385, 1999). Resultados semelhantes foram encontrados por Domingos *et al.* (2012) ao utilizarem o CAP REPLAN 50/70 modificado com 4,5% de SBS. Os autores optaram por adotar temperatura para usinagem 5°C inferior à recomendada quando se considera a viscosidade e, ainda assim, os projetos de dosagem atenderam aos requisitos volumétricos da especificação *Superpave*.

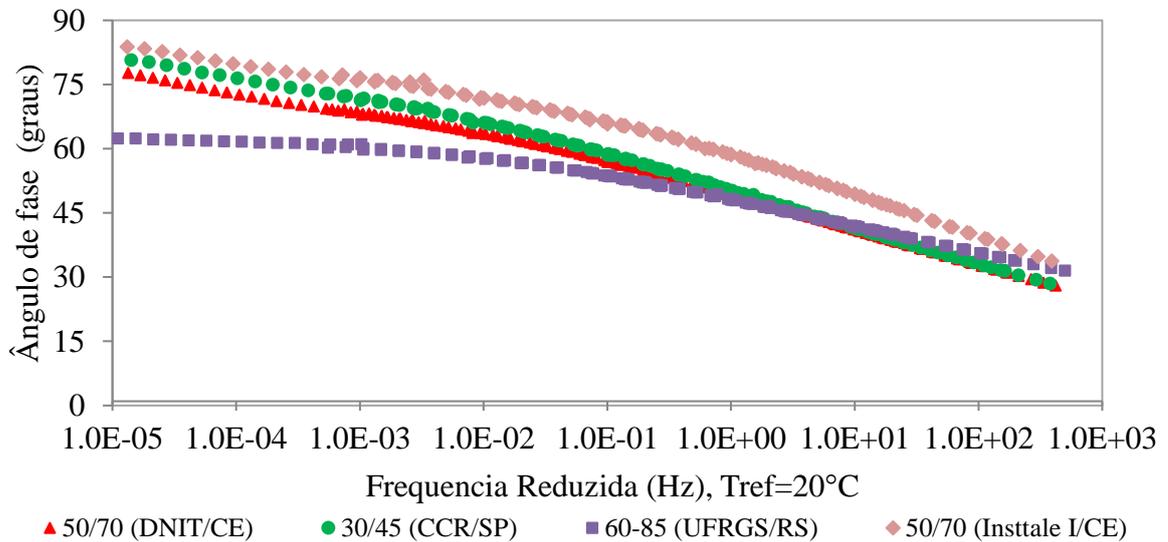
b) Cisalhamento dinâmico em temperaturas altas e intermediárias

A Figura 67 apresenta as curvas mestras do módulo complexo ($|G^*|$) e do ângulo de fase (δ) com a frequência. Essas curvas foram construídas com a temperatura de referência em 20°C, e utilizando o princípio da superposição tempo-temperatura (FERRY, 1980; LESUEUR *et al.*, 1996).

Figura 67 – Curvas mestras do $|G^*|$ e δ em função da frequência.



(a) $|G^*|$ após o envelhecimento



(b) δ após o envelhecimento

Fonte: Gouveia (2016).

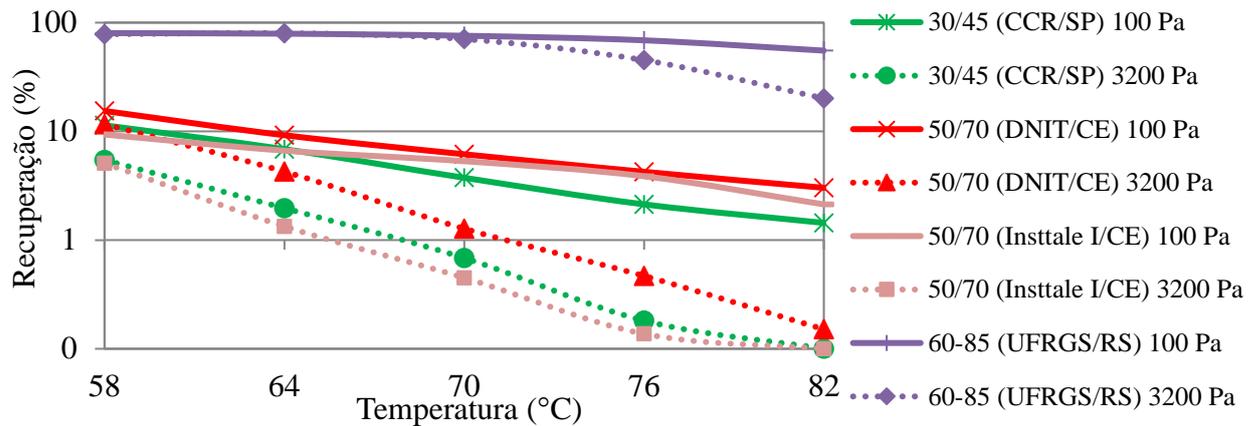
É possível observar na Figura 67a que o ligante 50/70 (DNIT/CE) comportou-se de maneira semelhante ao ligante 30/45 (CCR/SP). Outra observação importante é quando comparam-se apenas os ligantes cearenses, tendo em vista que são de mesma classificação 50/70 e mesmo fornecedor, porém com comportamentos reológicos distintos. Essa observação fortalece a importância de se conhecer o comportamento reológico do ligante tanto na fase de projeto (dosagem) quanto de execução dos pavimentos.

O CAP 60-85 (UFRGS/RS) apresentou os maiores valores de $|G^*|$ em função da frequência quando submetido a baixas frequências (altas temperaturas), indicando maior rigidez a altas temperaturas. Tal comportamento já era esperado, tendo em vista que nessas temperaturas a rede dos polímeros é particularmente dominante. Há também uma forte correlação entre a resistência à deformação permanente a alta temperatura e $|G^*|$ (OUYANG *et al.*, 2006; GOUVEIA *et al.*, 2016). Dessa forma, um maior $|G^*|$ desse ligante indica uma promissora resistência à deformação permanente a alta temperatura. Observa-se também que esse ligante apresentou valores mais baixos de δ , indicando maior elasticidade desse ligante asfáltico (LU e ISACSSON, 2001), sugerindo que ele pode ter um melhor comportamento em campo tanto quanto à deformação permanente como quanto à fadiga.

c) **Fluência e recuperação sob tensão múltipla (MSCR)**

A Figura 68 apresenta os resultados dos percentuais de recuperação e a Tabela 24 os valores de compliância não recuperável para os ligantes envelhecidos a curto prazo (ASTM D2872, 2004), para os níveis de tensão de 100 e 3200 Pa estabelecidos pela ASTM D7405 (2010).

Figura 68 – Percentuais de recuperação dos ligantes asfálticos após RTFOT.



Fonte: Autora (2016).

Como esperado, o ligante 60-85 (UFRGS/RS) apresentou valores mais elevados de Recuperação (R) em todo o espectro de temperaturas a 100 Pa e a 3200 Pa. Percentuais de recuperação maiores podem ser traduzidos em uma capacidade maior do ligante em recuperar a deformação sofrida após a aplicação do carregamento, o que, na prática, se traduz em níveis mais baixos de deformação permanente (menor acúmulo de deformação plástica). Os valores de R oscilam entre 20,1 (a 82°C) e 80,1% (a 58°C) para o ligante 60-85 (UFRGS/RS), chegam a 15,4% e a 12,8% (a 58°C) para os ligantes 50/70 (DNIT e Insttale II/CE, respectivamente), a 11,4% (a 58°C) para o ligante 30/45 (CCR/SP), e não ultrapassa 10% (a 58°C) para o ligante 50/70 (Insttale I/CE). De acordo com a Figura 68, percebe-se que em condições mais severas de carregamento e de temperatura, as formulações sofrem perdas significativas em sua capacidade de recuperação da deformação total sofrida durante o ensaio.

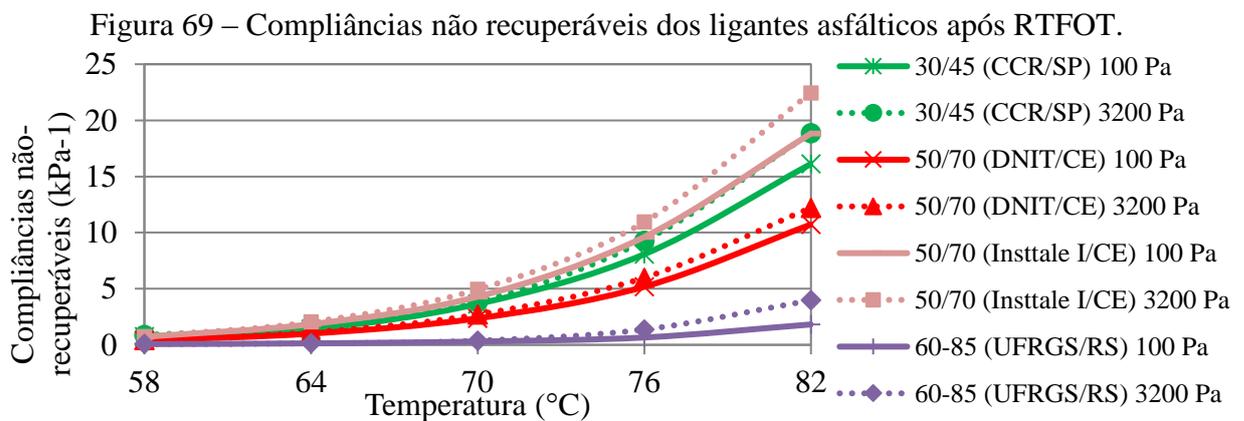
Tabela 24 – Compliâncias não recuperáveis dos ligantes asfálticos após RTFOT.

Ligantes asfálticos	Resultados a 100 Pa, em kPa ⁻¹					Resultados a 3200 Pa, em kPa ⁻¹				
	58°C	64°C	70°C	76°C	82°C	58°C	64°C	70°C	76°C	82°C
50/70 (DNIT/CE)	0,4	1,0	2,4	5,2	10,7	0,4	1,1	2,7	6,0	12,2
50/70 (Insttale I/CE)	0,7	1,8	4,3	9,6	18,8	0,8	2,1	4,9	10,9	22,5
30/45 (CCR/SP)	0,7	1,4	3,6	8,1	16,1	0,9	1,7	3,8	9,3	18,8
60-85 (UFRGS/RS)	0,1	0,1	0,3	0,7	1,8	0,1	0,1	0,4	1,4	4,0

Fonte: Autora (2016).

Valores menores de J_{nr} podem ser interpretados como suscetibilidades menores ao acúmulo de deformação plástica após as passagens das cargas dos veículos e, portanto, uma suscetibilidade menor à deformação permanente. O ligante 60-85 (UFRGS/RS) apresenta as menores compliâncias não recuperáveis dentre os materiais estudados, o que corresponde a uma esperada maior resistência à deformação permanente. Os resultados oscilam entre 0,4 e 12,2 kPa^{-1} para o ligante 50/70 (DNIT/CE), entre 0,7 e 22,5 kPa^{-1} para o ligante 50/70 (Insttale I/CE), entre 0,7 e 18,8 kPa^{-1} para o ligante 30/45 (CCR/SP), entre 0,1 e 4,0 kPa^{-1} para o ligante 60-85 (UFRGS/RS). Estes resultados indicam que o ligante 50/70 (Insttale I/CE) possui a maior suscetibilidade à deformação permanente entre os ligantes investigados.

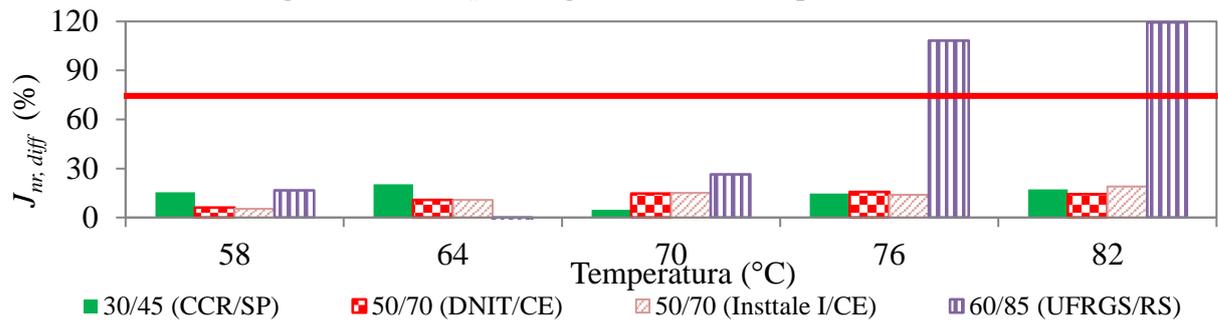
A Figura 69 ilustra os dados de compliâncias não recuperáveis exibidos na Tabela 24. Nessa ilustração é possível perceber que os resultados de J_{nr} dos ligantes 50/70 (DNIT/CE) e 30/45 (CCR/SP) são muito próximos, principalmente até a temperatura de 70°C, tanto no menor (100 Pa) quanto no maior nível de tensão (3200 Pa).



Fonte: Autora (2016).

A Figura 70 resume os valores do parâmetro $J_{nr, diff}$ para os ligantes investigados nesta pesquisa. Ao manter o seu valor abaixo de um limite máximo (75% na temperatura alta do PG), o ligante não apresentará uma sensibilidade elevada à tensão e não será muito suscetível ao acúmulo de deformação permanente em situações inesperadas de carregamento e/ou temperatura (AASHTO M332, 2014).

Figura 70 – $J_{nr, diff}$ dos ligantes asfálticos após RTFOT.



Fonte: Autora (2016).

Com exceção do ligante 60-85 (UFRGS/RS), todos os ligantes estão abaixo do limite de 75% em todas as temperaturas, de modo que, à luz do parâmetro $J_{nr, diff}$, esses materiais são considerados adequados para uso em pavimentação até a temperatura alta da classificação PG [64°C para o 50/70 (Insttale I/CE), 70°C para o 50/70 (DNIT/CE), 30/45 (CCR/SP) e 60-85 (UFRGS/RS)] desses ligantes. As diferenças percentuais mais baixas podem ser encontradas no ligante 50/70 DNIT/CE (entre 6 e 16%) e no ligante 50/70 Insttale I/CE (entre 5 e 19%), seguido pelo CAP 30/45 CCR/SP (entre 4 e 21%). O CAP 60/85-E apresenta-se acima do limite de 75% a partir da temperatura de 76°C, indicando sensibilidade elevada à tensão e suscetibilidade ao acúmulo de deformação permanente em situações inesperadas de carregamento e/ou temperatura. Esse resultado pode indicar que não ocorreu rearranjo das cadeias poliméricas desse ligante após o aumento do nível de tensão, mostrando que a essa temperatura a estrutura do polímero foi danificada. Destaca-se que com base nos ensaios empíricos, o IST já apontava tal suscetibilidade térmica desse ligante.

A Tabela 25 destaca os níveis adequados de tráfego, tendo como referência os critérios e classificações mencionados anteriormente na Tabela 12. Cabe destacar que, para a determinação destes níveis em todo o espectro de temperaturas (58 até 82°C), assumiu-se que os critérios para obtenção do tráfego sejam válidos para outras temperaturas do pavimento que não apenas a temperatura do PG do ligante. Alguns níveis não puderam ser obtidos ou porque o valor de J_{nr} é superior ao máximo de 4,5 kPa⁻¹ ou porque $J_{nr, diff}$ é superior ao máximo de 0,75, estabelecido em AASHTO M332, 2014.

Tabela 25 – Níveis de tráfego adequados aos ligantes asfálticos e temperaturas.

Ligantes asfálticos	Níveis de tráfego em função de J_{nr} a 3200 Pa, $J_{nr, diff} < 0,75$				
	58°C	64°C	70°C	76°C	82°C
50/70 DNIT/CE	E	H	S	-	-
50/70 Insttale I/CE	V	S	-	-	-
30/45 CCR/SP	V	H	S	-	-
60-85 UFRGS/RS	E	E	E	-	-

Nota: S – *Standard* (tráfego padrão); H – *Heavy* (tráfego pesado); V – *Very Heavy* (tráfego muito pesado); e E – *Extreme* (tráfego extra pesado).

Fonte: Autora (2016).

Observa-se que o ligante 50/70 (Insttale/CE) suportaria um tráfego padrão na temperatura de 64°C e um tráfego muito pesado na temperatura de 58°C. Observa-se ainda que os resultados dos ligantes 30/45 (CCR/SP) e 50/70 (DNIT/CE) são muito parecidos ao longo de todo o espectro de temperaturas, com ligeira vantagem do CAP 50/70 (DNIT/CE) na temperatura de 58°C [muito pesado (V) no caso do 30/45 (CCR/SP) e extremamente pesado (E) no caso do 50/70 (DNIT/CE)]. Esses ligantes não possuem resistência suficiente para lidar nem mesmo com o tráfego padrão nas temperaturas acima de 70°C, que corresponde à sua temperatura alta da classificação PG. Na temperatura de 64°C, panorama comum no Ceará, apenas o ligante 60-85 suportaria um tráfego extremamente pesado, considerando-se a análise aqui realizada. Destaca-se que esse ligantes não resiste nem ao tráfego padrão à 76°C, haja vista a sensibilidade elevada à tensão e suscetibilidade ao acúmulo de deformação permanente em situações inesperadas de carregamento e/ou temperatura, indicada pelo parâmetro $J_{nr, diff}$ superior à 0,75.

4.3.3. Dosagem e Módulo Dinâmico das Misturas Asfálticas

A Tabela 26 exhibe os resultados das dosagens. Para realização dos ensaios uniaxiais de carga repetida, os CPs foram moldados com um Vv de $5,5\% \pm 0,5$, independente do Vv de projeto da mistura. Ou seja, mesmo no caso de misturas densas com Vv = 4,0%, é comum o uso de teores de 5,5 a 7,0% de Vv para o ensaio de deformação permanente, de modo a produzir a mistura em sua condição crítica no começo do serviço, antes de qualquer adensamento causado pelo tráfego inicial. O Vv de $5,5\% \pm 0,5$ vem sendo adotado em grupos de pesquisa

no Brasil (MARTINS, 2014; BORGES, 2014) e no mundo (CHOI, 2013; LACROIX, 2013). A justificativa deste valor está relacionada ao número médio do Vv que o revestimento atinge ao longo da vida de serviço.

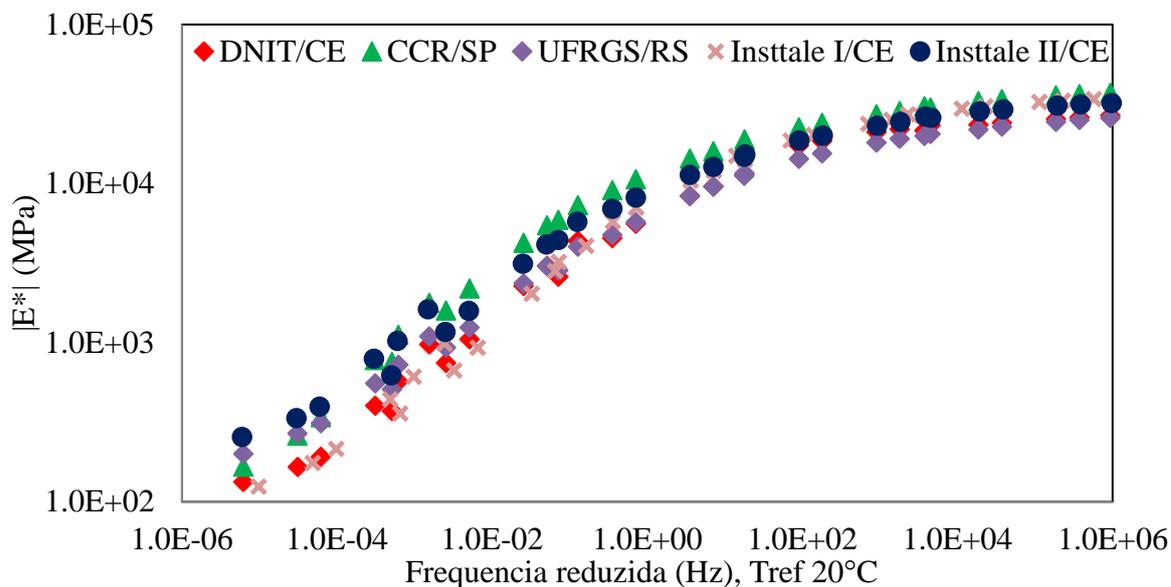
Tabela 26 – Resultados das dosagens.

Misturas	Origem	Metodologia de dosagem	Teor de CAP (%)	TMN (mm)	Vv de projeto (%)	DMT (calculada)	Gmm (medida)
1	DNIT/CE	Marshall	5,8	12,5	4,2	2,423	2,426
2	CCR/SP	<i>Superpave</i>	4,7	19,0	4,0	-	2,478
3	UFRGS/RS	Marshall	4,7	19,0	4,5	2,420	-
4	Insttale I/CE	<i>Superpave</i>	4,5	19,0	4,1	-	2,538
5	Insttale II/CE	<i>Superpave</i>	4,5	19,0	3,9	-	2,524

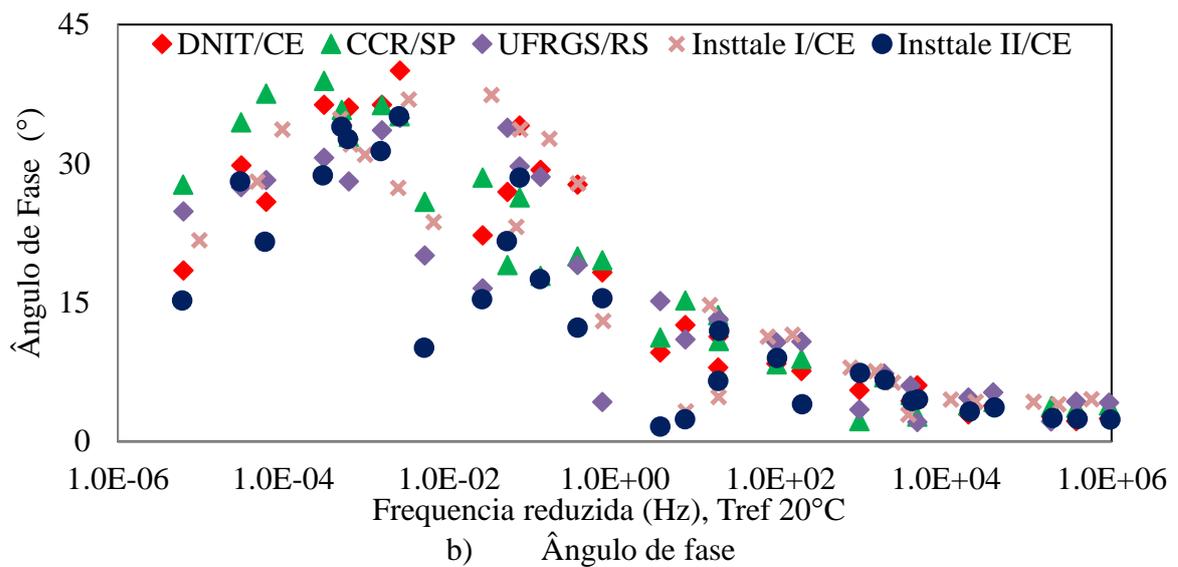
Fonte: Autora (2016).

A Figura 71a apresenta as curvas mestras experimentais de módulo dinâmico das misturas utilizadas, temperatura de referência das curvas é de 20°C, nos 05 trechos experimentais. A Figura 71b apresenta as curvas dos ângulos de fase. As informações apresentadas nessas figuras serão utilizadas nas análises do *LVECD*.

Figura 71 – Módulo dinâmico e ângulo de fase *versus* frequência reduzida.



a) Módulo dinâmico



Fonte: Gouveia (2016).

Gouveia (2016) mostrou que as misturas CCR/SP e Insttale II/CE apresentaram rigidezes superiores às demais, em especial nas temperaturas médias a altas. A mistura UFRGS/RS, dosada com ligante 60-85, apresenta um comportamento semelhante ao indicado pelo seu ligante (mais rígida que as demais nas faixas de temperatura mais altas, e menos rígida que as demais nas faixas de temperaturas mais baixas), indicando um melhor comportamento em campo tanto quanto aos principais problemas encontrados nos pavimentos brasileiros, i.e., fadiga e deformação permanente. As misturas DNIT e Insttale I/CE que utilizaram o ligante de mesma classificação (50/70) apresentaram resultados muito aproximados quanto à rigidez das misturas asfálticas, com apenas leve vantagem para a mistura Insttale/CE. Destaca-se que o PG do ligante utilizado na mistura DNIT/CE (70S) é superior ao utilizado na mistura Insttale I/CE (64S). No entanto, a utilização da dosagem e da curva granulométrica mais adequada tornou possível a produção de uma mistura um pouco maior rígida, mesmo utilizando um ligante de desempenho inferior.

A referida autora reconhece a dispersão dos ângulos de fase apresentados na Figura 71b, que podem ser resultado das interferências nas medições do módulo dinâmico de misturas asfálticas e registra que essas interferências são difíceis de eliminar.

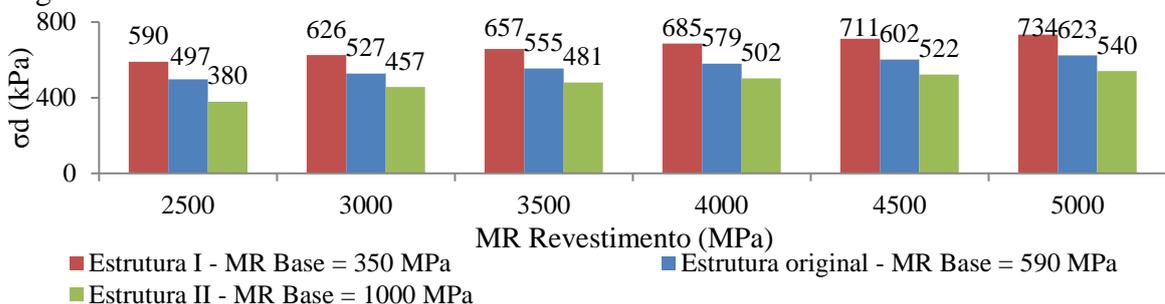
4.4. Análise Computacional

4.4.1. Adaptação para a Realidade Local do Protocolo do Ensaio Triaxial de Varredura de Tensões para Avaliação da Deformação Permanente em Misturas Asfálticas

A fim de adaptar o ensaio triaxial de varredura de tensões para a realidade local, que possui revestimentos mais esbeltos (cerca de 10 cm) quando comparado às espessuras de revestimentos adotadas no desenvolvimento do protocolo do TSS original (20 cm), foram simuladas diferentes estruturas com propriedades típicas quanto à: (a) espessura do revestimento; (b) Módulo de Resiliência (MR) das subcamadas; e (c) MR do revestimento. A partir dessas simulações foram indicadas as tensões desvio e confinante no ponto de cisalhamento crítico.

A Figura 72 mostra o efeito das rigidezes do revestimento e da camada de base sobre a tensão desvio no ponto de cisalhamento crítico (ver Figura 11). Percebe-se que a influência da rigidez da base é preponderante sobre a rigidez do revestimento no que diz respeito à tensão desvio. Outro dado importante é que o aumento do MR da base faz diminuir a tensão desvio, enquanto o inverso ocorre com o MR do revestimento, que possui relação inversa com a tensão desvio.

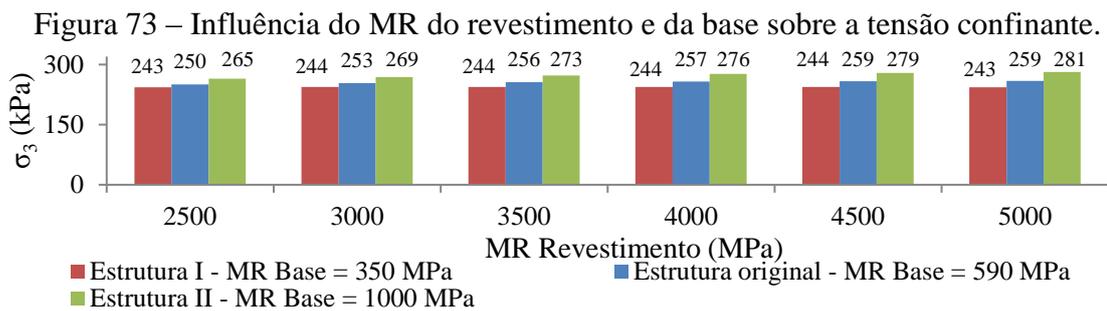
Figura 72 – Influência do MR da camada de base e do revestimento sobre a tensão desvio.



Fonte: Autora (2016).

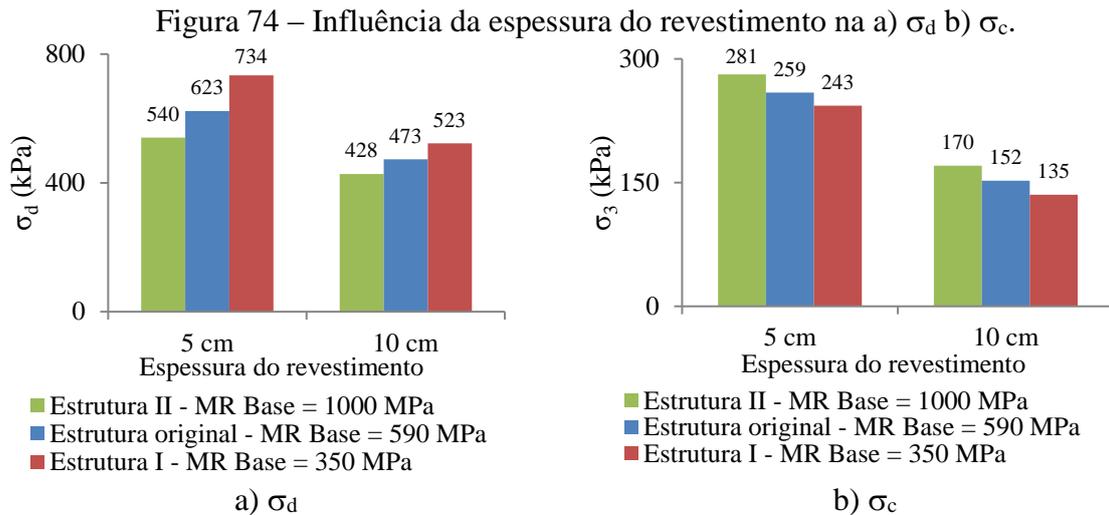
A tensão desvio no ponto crítico de cisalhamento, estabelecido pela literatura (MONISMITH *et al.*, 2006), ocorre quando o valor de MR do revestimento é máximo (5000 MPa) e o MR da base é mínimo (350 MPa). Tal situação ocasiona uma tensão desvio crítica de 734 kPa.

A Figura 73 por sua vez demonstra a relação das rigidezes do revestimento e da camada de base sobre a tensão confinante no ponto de cisalhamento crítico. Observa-se que a influência do MR do revestimento tende a zero, enquanto a do MR da base existe, porém é bastante suave, uma vez que quando a rigidez aumenta em 185%, a tensão confinante sofre variação de cerca de 15% na situação mais crítica (MR do revestimento igual a 5000 MPa). Como o MR do revestimento não exerce influência significativa para os resultados exibidos na Figura 73, tem-se que no ponto crítico de cisalhamento quando o MR da base é mínimo (350 MPa) a tensão confinante nesse ponto é de 243 kPa.



Fonte: Autora (2016).

Nos gráficos da Figura 74 mostra-se a influência da espessura do revestimento sobre as tensões confinante e desvio. O MR do revestimento para estes gráficos é igual a 5000 MPa. Valores de rigidez menores que este não precisam ser considerados, pois os resultados seriam descartados para a escolha final do par de tensões confinante e desvio a ser utilizado nos ensaios TSS, já que valores de rigidez menores resultariam em tensões desvio menores e tensões confinantes semelhantes ao considerado com o MR do revestimento igual a 5000 MPa.



Fonte: Autora (2016).

A seleção da tensão desvio no ponto crítico de cisalhamento se dá quando a espessura do revestimento é igual a 5 cm, resultando em $\sigma_d = 734$ kPa. Já a seleção da tensão confinante no ponto crítico de cisalhamento ocorre para 10 cm de revestimento, resultando em $\sigma_c = 135$ kPa. Em ambas as situações, o MR da base é igual a 350 MPa.

Da avaliação da influência das variáveis escolhidas (MR do revestimento, MR da base, espessura do revestimento), tem-se que os valores críticos de tensão confinante e desvio são iguais a 135 kPa e 734 kPa, respectivamente. Desta forma, conforme a metodologia estabelecida tem-se as seguintes propostas de pares de tensão para serem utilizados nos ensaios triaxiais de varredura de tensões (Tabela 27). Salienta-se que essa proposta baseia-se nas espessuras e rigidezes das camadas granulares e revestimentos asfálticos no ponto crítico de cisalhamento de pavimentos típicos do Brasil. Além disso, buscou-se manter uma similaridade com o protocolo original, ou seja, manteve-se σ_1 inalterado.

Tabela 27 – Tensões propostas nesta pesquisa e tensões em Choi e Kim (2013a; 2013b).

Autor	Nível 1			Nível 2			Nível 3		
	σ_1	σ_d (kPa)	σ_c	σ_1	σ_d (kPa)	σ_c	σ_1	σ_d (kPa)	σ_c
Choi e Kim (2013a; 2013b)	552	483	69	758	689	69	965	896	69
Bastos <i>et al.</i> (2016)	552	414	138	758	620	138	965	827	138

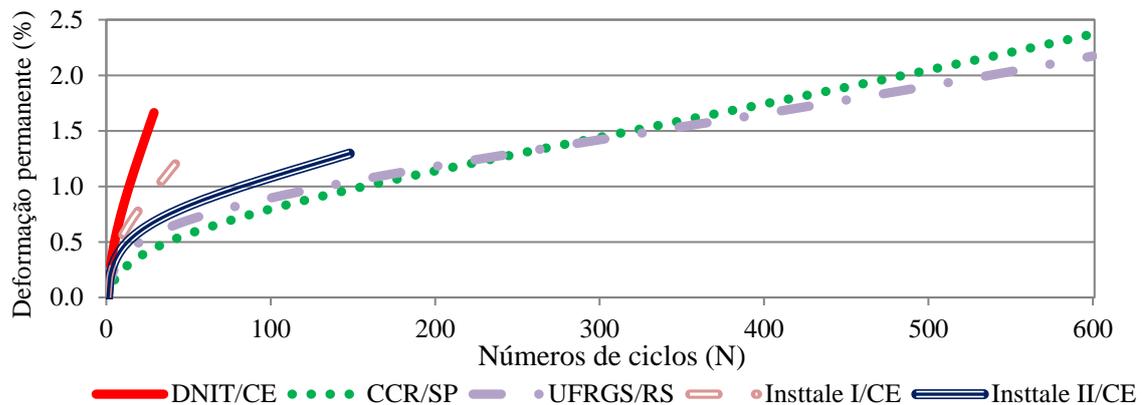
Fonte: Autora (2016).

4.5. Ensaios Mecânicos nas Misturas Asfálticas

4.5.1. Avaliação de misturas asfálticas por meio do protocolo do Ensaio Triaxial de Varredura de Tensões adaptado

Com base em Choi e Kim (2013a; 2013b) assumiu-se um único nível de tensão desvio no ensaio de referência, assim como tempo de carregamento (0,4 s), período de repouso (10 s) e temperatura (47°C). A partir dos resultados desta pesquisa adotou-se σ_d de 620 kPa e σ_c de 138 kPa para o ensaio de referência (*TRLPD* adaptado). As misturas asfálticas foram ensaiadas até a obtenção da taxa mínima de deformação plástica, onde é obtido o *FN*. Desses ensaios foram obtidas as curvas de número de ciclos de carga *versus* deformação permanente acumulada para avaliar a evolução da deformação ao longo do tempo. A Figura 75 apresenta os resultados das 05 misturas no ensaio *TRLPD* adaptado.

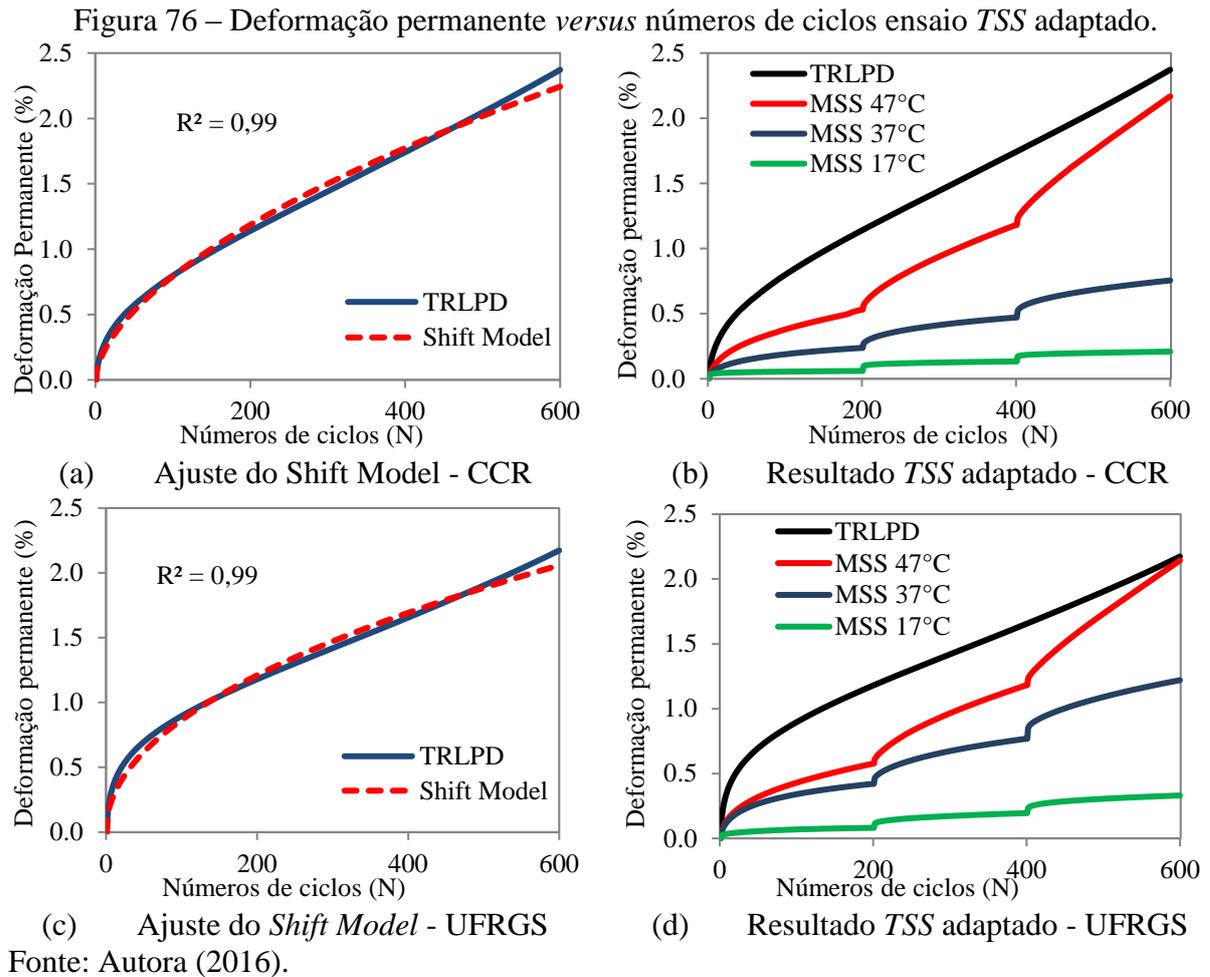
Figura 75 – Deformação permanente versus números de ciclos ensaio *TRLPD* adaptado.



Fonte: Autora (2016).

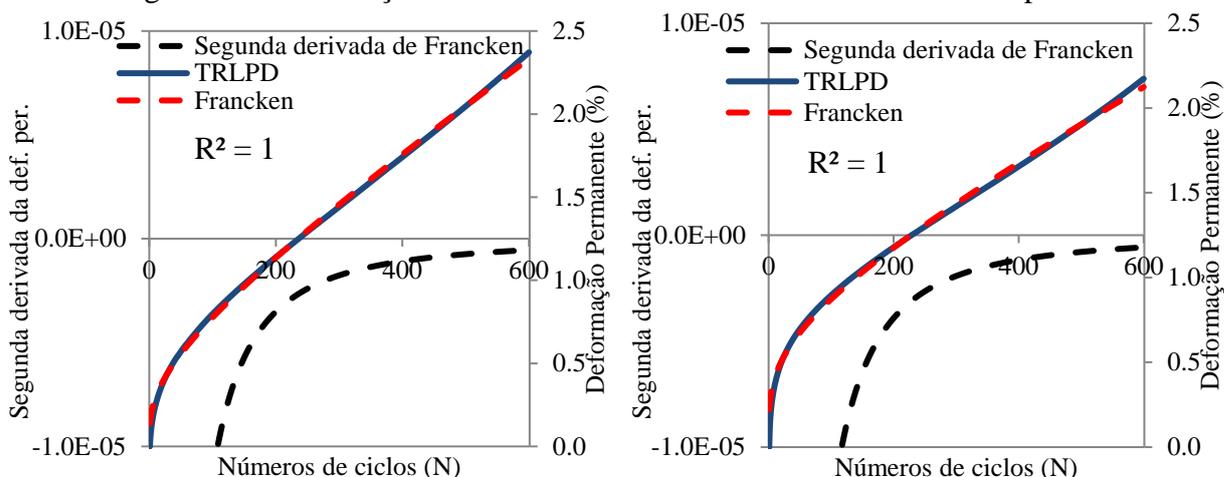
As misturas DNIT/CE, Insttale I e II/CE apresentaram rompimento antes dos 600 ciclos no ensaio *TRLPD* adaptado. A mistura DNIT/CE apresentou *FN* no ciclo 29 com ϵ_{total} de 1,66%. As misturas Insttale I e II/CE apresentaram *FN*s nos ciclos 42 e 148 com ϵ_{total} de 1,20% e 1,30%, respectivamente. O rompimento precoce dessas misturas impossibilitou a realização dos ensaios *MSS* apresentado no protocolo.

Após a realização do ensaio *TSS* adaptado, os resultados são usados para caracterizar o *Shift Model* (Figuras 76a e 76c). Os resultados completos das misturas CCR/SP e UFRGS/RS, avaliadas por meio do protocolo *TSS* adaptado, são apresentados nas Figuras 76b e 76d, respectivamente.



Apesar do excelente ajuste da curva de deformação permanente pelo *Shift Model* no ensaio *TRLPD* adaptado, verifica-se nas Figuras 76a e 76c que alguns pontos das curvas podem ser melhorados. Dessa forma, testou-se também o modelo de Francken nas misturas CCR/SP e UFRGS/RS, que não romperam antes dos 600 ciclos (Figuras 77a e 77b).

Figura 77 – Verificação do modelo de Francken no ensaio *TRLPD* adaptado.



(a) Ajuste do modelo de Francken - CCR (b) Ajuste do modelo de Francken - UFRGS
 Fonte: Autora (2016).

As Figuras 77a e 77b mostram que um ajuste melhor é obtido com o modelo de Francken quando comparado ao *Shift Model*. Dessa forma, sugere-se que mais misturas ensaiadas pelo TSS sejam ajustadas pelo modelo de Francken, e que esse modelo seja implementado em programas de análise e dimensionamento de pavimentos, para previsão da deformação permanente, tais como SisPav, LVECD, CAP3D, entre outros.

Como o *Shift Model* já está implementado no programa LVECD e esse modelo também apresentou um excelente ajuste, os dados de calibração desse modelo foram adotados para previsão dos afundamentos em trilha de roda de pavimento asfálticos. A Tabela 28 apresenta os coeficientes calibrados do *Shift Model* das misturas CCR/SP e UFRGS/RS ensaiadas pelo TSS adaptado.

Tabela 28 – Coeficientes de calibração do *Shift Model* e das funções deslocamento - misturas CCR/SP e UFRGS/RS.

Funções/ Mistura	Curva mestra			Deslocamento de carga reduzida		Deslocamento da tensão vertical		
	ϵ_0	N_I	β	p_1	p_2	d_1	d_2	d_3
CCR/SP	$5,50 \times 10^{-2}$	$6,07 \times 10^{-1}$	$4,20 \times 10^{-1}$	1,386	-0,677	0,10	1,10	-0,97
UFRGS/RS	$9,32 \times 10^{-2}$	0	$5,16 \times 10^{-1}$	1,016	-0,795	0,10	1,26	-1,28

Fonte: Autora (2016).

4.5.2. Previsão de deformação permanente no LVECD

A adaptação do protocolo TSS objetiva, sobretudo, que se possa obter melhor capacidade de previsão para a realidade local. Desta forma, a partir da caracterização de materiais realizada e dos levantamentos de dados de campo, pode-se verificar se as mudanças propostas conduziram aos resultados de deformação permanente teórica condizentes com o que foi observado em campo.

O programa LVECD possui 03 campos principais de entrada de dados para a previsão de desempenho estrutural em campo, quais sejam: estrutura, carga e clima. Quanto à estrutura, os trechos da CCR/SP e UFRGS/RS possuem a configuração indicada na Tabela 29. Os valores de rigidez da Base, da Sub-base, de Regularização do Subleito e do Subleito do trecho CCR/SP foram estimados por meio de retroanálise. As rigidezes das camadas granulares e do subleito do Trecho 3 (UFRGS/RS) foram obtidas por meio do ensaio triaxial de carga repetida em laboratório.

Tabela 29 – Estrutura dos Trechos 2 e 3.

Estrutura	Trecho 2 (CCR/SP)			Trecho 3 (UFRGS/RS)		
	Esp. (cm)	Rigidez (MPa)	ν	Esp. (cm)	Rigidez (MPa)	ν
Camadas						
Revestimento	4	$E^*(f,T)$	0,30	8	$E^*(f,T)$	0,30
Binder	8	$E^*(f,T)$	0,30	--	--	--
Base	20	6500	0,35	15	250	0,35
Sub-base	17	283	0,35	30	280	0,35
Reg. Subleito	35	158	0,35	60	60	0,35
Subleito	--	176	0,40	--	50	0,40

Fonte: CCR/SP (NOGUEIRA, 2008) e UFRGS/RS (MATTOS, 2014).

Para esta pesquisa considerou-se deformação permanente apenas nas camadas asfálticas. Os revestimentos são considerados viscoelásticos, portanto, suas propriedades de rigidez são inseridas por meio dos resultados do ensaio de módulo dinâmico (Tabela 30). Para a camada de binder da estrutura da CCR/SP, considerou-se que as propriedades seriam as mesmas da

camada de revestimento, tendo em vista que foram utilizados os mesmos agregados e o mesmo ligante do revestimento.

Tabela 30 – Resultados do módulo dinâmico (MPa) da camada de revestimento.

f (Hz)	25		10		5		1		0,5		0,1	
T (°C)	CCR	UFRGS										
-10	37.196	25.765	36.423	25.019	35.781	24.437	33.917	22.714	32.989	21.865	30.647	19.876
4,4	30.079	20.424	28.571	19.093	27.272	18.062	24.084	15.437	22.567	14.278	18.921	11.593
21,1	18.067	11.192	15.910	9.547	14.303	8.353	10.600	5.723	9.074	4.741	5.910	2.850
37,8	7.310	4.006	5.454	3.025	4.240	2.353	2.189	1.241	1.593	931	755	508
54,4	1.779	1.094	1.120	726	776	554	339	311	260	268	165	200

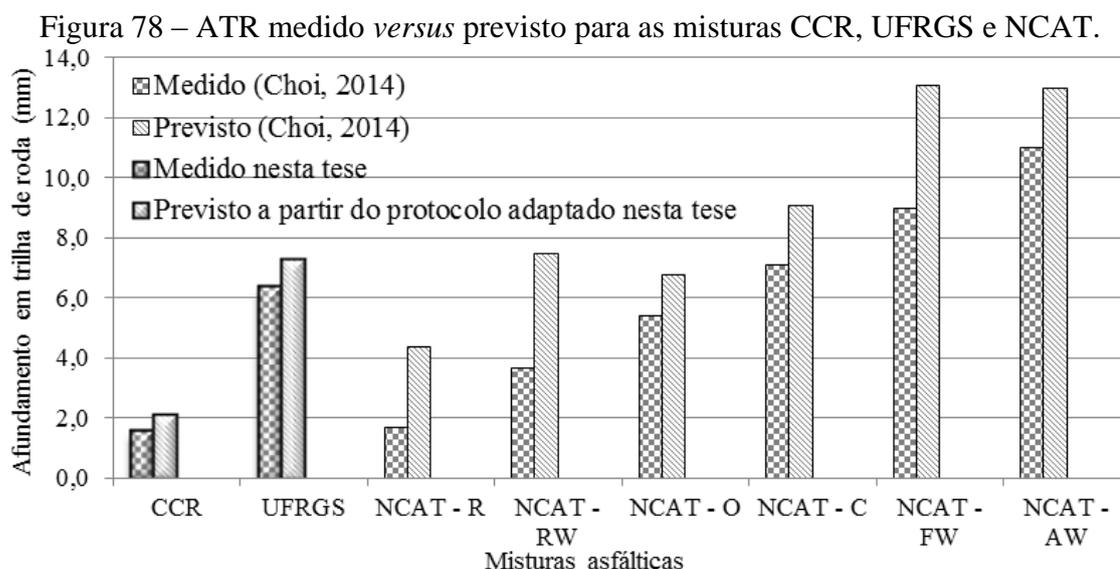
Fonte: Gouveia (2016).

Os dados de entrada para o *LVECD* não foram obtidos para a mistura DNIT/CE, dado que o número mínimo de ciclos no protocolo de referência não foi atingido, impedindo a previsão quanto ao desempenho à deformação permanente e sugerindo fragilidade dessa mistura a essa falha, corroborando os resultados do ligante e do agregado.

Quanto à carga, para a estrutura da CCR/SP, o Volume Diário Médio (VDM) comercial, é de 5094 veículos (MOTTA, 2011), a velocidade de projeto da via é 80 km/h e o crescimento considerado de 2,5% ao ano e exponencial. Para a estrutura da UFRGS/RS, o VDM é de 2515 veículos comerciais, velocidade de 100 km/h e o crescimento linear de 2% ao ano (MATTOS, 2014). As distribuições horária e mensal do tráfego foram consideradas uniformes.

Quanto ao clima, as temperaturas dos pavimentos foram obtidas pelo programa *Enhanced Integrated Climate Model (EICM)*. Assim, banco de dados dos Estados Unidos com históricos climáticos similares (ou o mais próximo possível) no *EICM* foram usados para definir as variações de temperatura horária dentro das camadas asfálticas. Foram utilizadas para as simulações no *LVECD* as bases de dados climáticos de São Francisco (CA) e São Diego (CA), já que suas médias de temperatura são semelhantes às encontradas nos Estados do Rio Grande do Sul e de São Paulo, respectivamente.

A Figura 78 mostra a previsão de afundamento em trilha de roda das misturas CCR/SP e UFRGS/RS, utilizando propriedades obtidas a partir do protocolo *TSS* adaptado proposto nesta tese e baseado em Choi e Kim (2013a; 2013b) e na aplicação do *LVECD* (ESLAMINIA *et al.*, 2012; CHOI e KIM, 2014). Apresenta-se também os afundamentos em trilha de roda medidos dos Trechos 2 (CCR/SP) e 3 (UFRGS/RS). A Figura 78 ilustra ainda, para efeito de comparação, os valores de afundamentos em trilha de roda medidos e previstos nas diversas pistas *NCAT* (LACROIX e KIM, 2014).



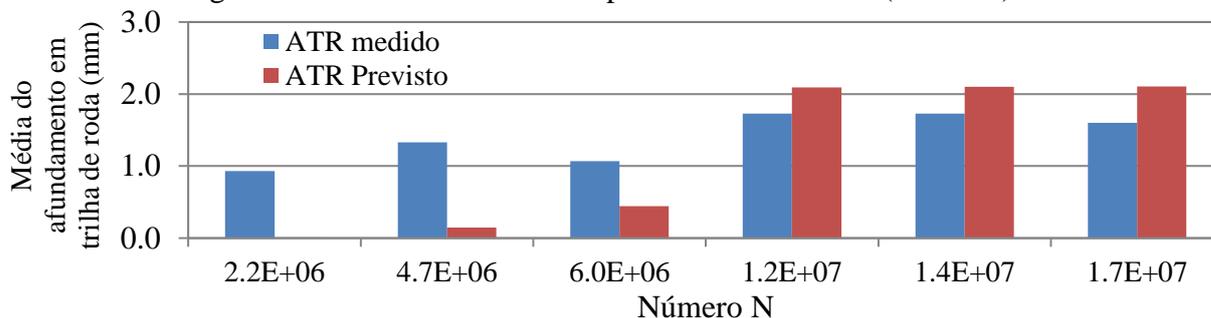
Fonte: Autora (2016).

A mistura CCR/SP apresentou 1,6 mm de afundamento em trilha de roda, avaliado para o número *N* de $1,7 \times 10^7$. O valor previsto, para o mesmo tráfego, a partir do protocolo adaptado foi de 2,1 mm. A mistura UFRGS/RS apresentou 6,4 mm de afundamento em trilha de roda, medido após 3 anos, correspondente a um número *N* de $3,1 \times 10^7$. O valor previsto, para o mesmo tráfego, a partir do protocolo adaptado foi de 7,3 mm. Portanto, os resultados mostraram-se condizentes com a realidade. Além disso, apresentaram-se coerentes com as melhores previsões obtidas por Lacroix e Kim (2014). Na referida pesquisa internacional, a melhor previsão apresentou erro em torno de 15% (mistura NCAT AW), similar à apresentada na presente pesquisa para a mistura UFRGS/RS. Os resultados indicam a importância de se adotar tensões de confinamento mais realistas nos ensaios experimentais.

Bastos *et al.* (2015a) tentaram avaliar, por meio do ensaio *TSS* original e do programa *LVECD*, essas misturas asfálticas. No entanto, essas misturas não atingiram o critério de parada de 600 ciclos de carregamento no ensaio de referência (primeira etapa do protocolo do ensaio *TSS*) sem apresentar ruptura (CHOI e KIM, 2013a e 2013b), impossibilitando a previsão da evolução dessa falha e sugerindo fragilidade quanto à deformação permanente, em desacordo com o resultado apresentado em campo.

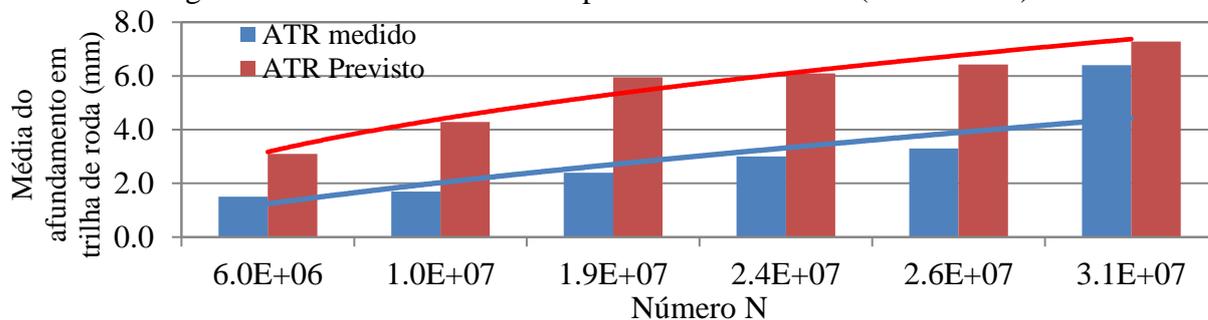
As Figuras 79 e 80 apresentam o histórico do desempenho e as previsões de ATR em função do tráfego, respectivamente, para as misturas CCR/SP e UFRGS/RS em campo. Na Figura 79 verifica-se que as 03 primeiras medições de ATR do Trecho 2 (CCR/SP) mostraram-se superiores aos valores previstos, embora tenha apresentado valores muito baixos (em torno de 1 mm). Na Figura 80 verifica-se que as previsões de ATR do Trecho 3 (UFRGS/RS), para o período investigado, foram sempre superiores aos valores medidos e apresentam tendência semelhante ao longo desse histórico.

Figura 79 – ATR medido *versus* previsto do Trecho 2 (CCR/SP).



Fonte: Autora (2016).

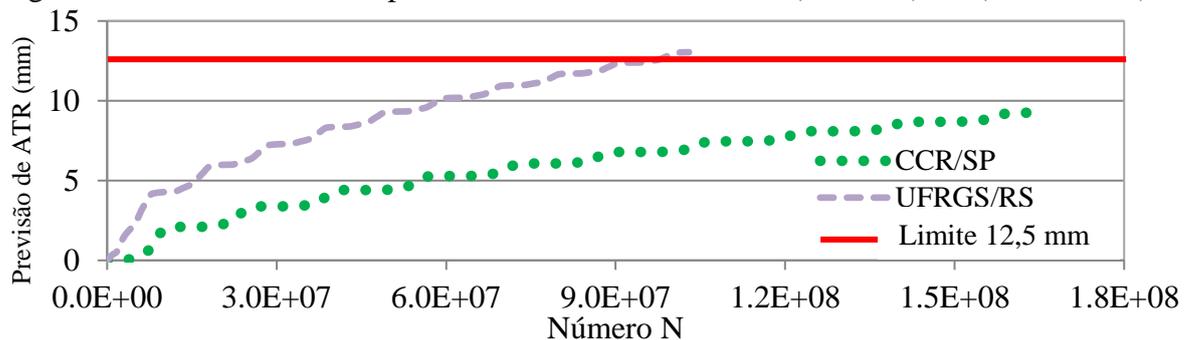
Figura 80 – ATR medido *versus* previsto do Trecho 3 (UFRGS/RS).



Fonte: Autora (2016).

A Figura 81 mostra as previsões de ATR em função do tráfego para o período de 10 anos. As previsões apontam que para esse período a mistura do Trecho 2 (CCR/SP) não apresentará falha estrutural (ATR > 12,5 mm). A previsão realizada pelo *LVECD* indica que a mistura do Trecho 3 (UFRGS/RS) irá suportar um tráfego de 1×10^8 antes de atingir ATR crítico de 12,5 mm.

Figura 81 – Previsão de ATR para as misturas dos Trechos 2 (CCR/SP) e 3 (UFRGS/RS).



Fonte: Autora (2016).

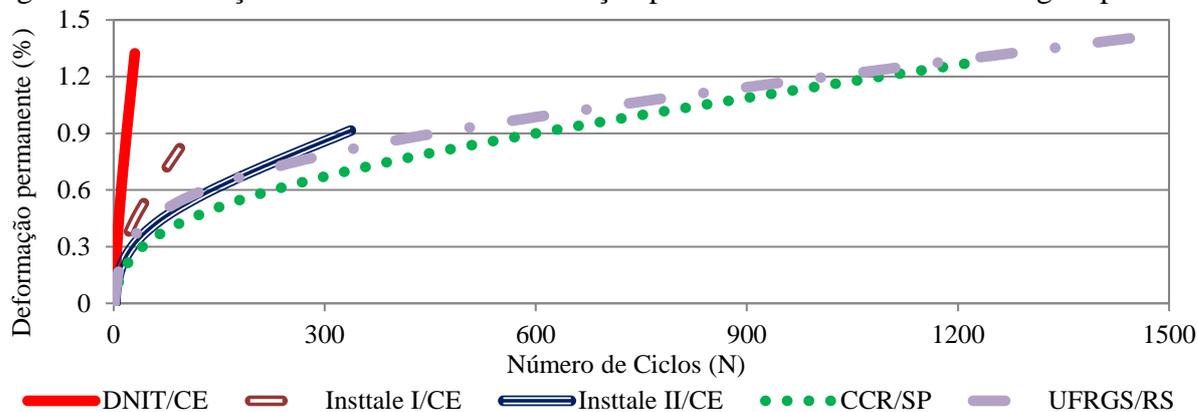
4.5.3. Avaliação de misturas asfálticas por meio do Ensaio Uniaxial de Carga Repetida

As 05 misturas desta pesquisa foram ensaiadas até a obtenção da taxa mínima de deformação plástica, onde é obtido o *FN*. Essas misturas apresentaram rompimento antes dos 7.200 ciclos no ensaio uniaxial de carga repetida (Figura 82). Desses ensaios foram obtidas as curvas (média de 2 ensaios para cada amostra) de número de ciclos de carga *versus* deformação permanente acumulada ao longo do tempo.

As misturas asfálticas CCR/SP e UFRGS/RS apresentaram *FNs* superiores a 750 ciclos (Figura 82). De acordo com os critérios de *FN*, conforme sugerido por Nascimento (2008), essas misturas satisfazem o critério para o tráfego pesado. A mistura Insttale II/CE apresentou *FN* superior a 300 ciclos, satisfazendo o critério para o tráfego médio (Nascimento, 2008),

enquanto as misturas asfálticas DNIT/CE e Insttale I/CE não se enquadram em nenhum nível de tráfego, sugerindo fragilidade quanto à deformação permanente.

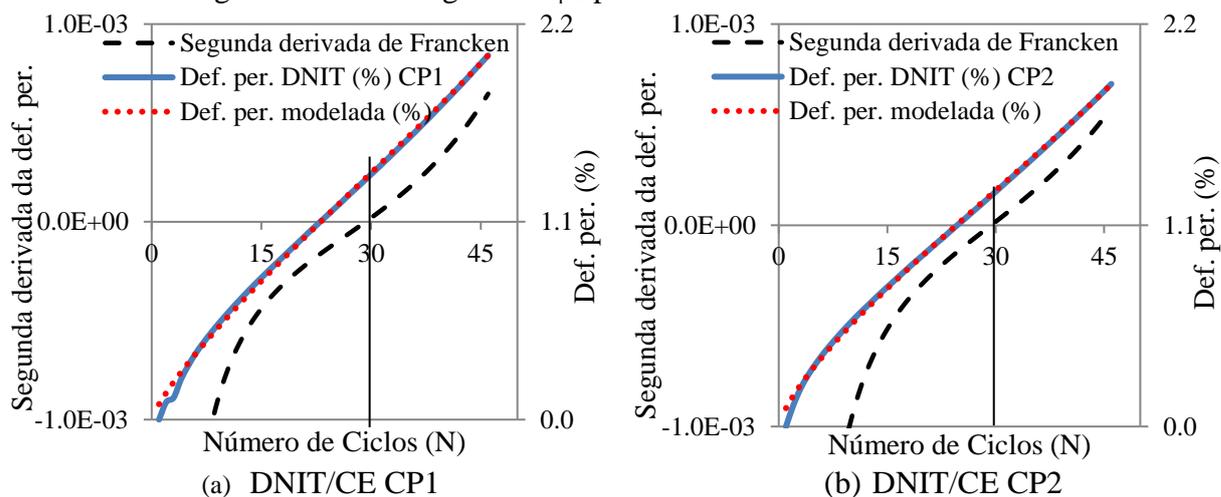
Figura 82 – Avaliação de resistência à deformação permanente no uniaxial de carga repetida.

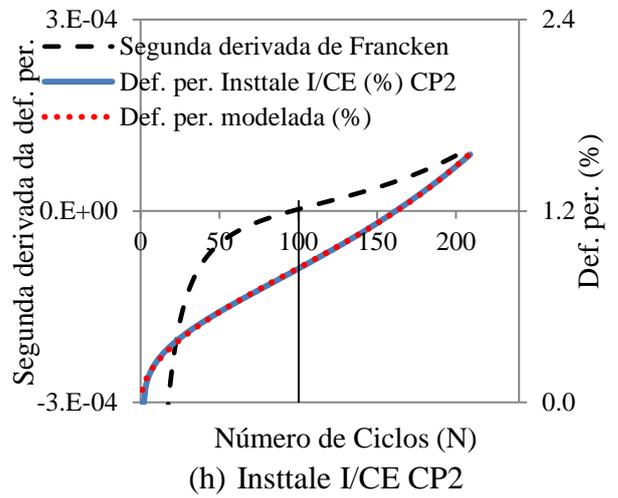
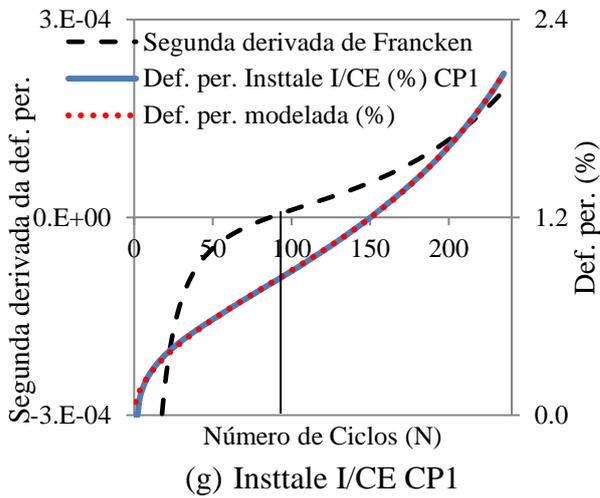
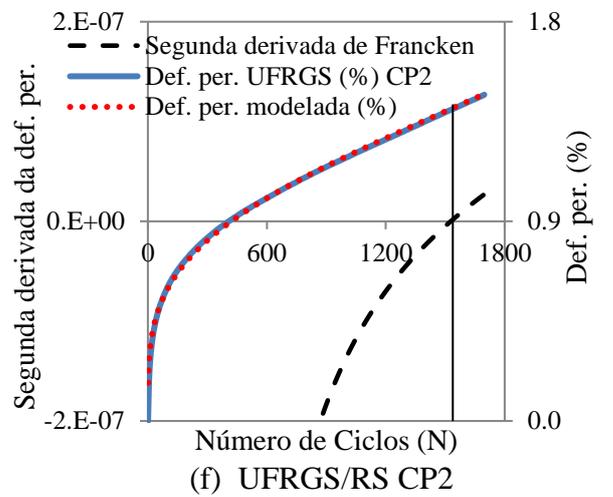
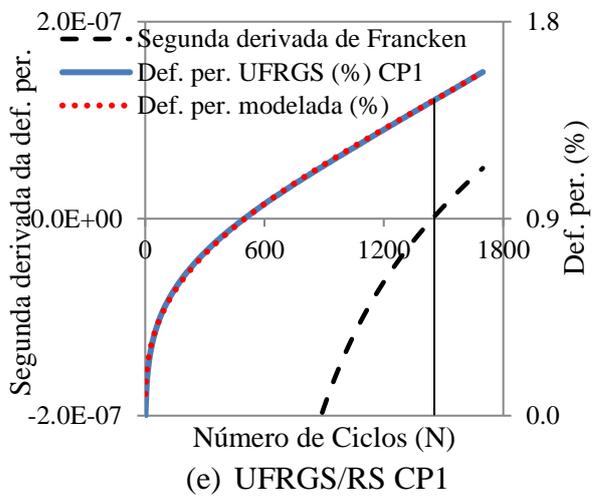
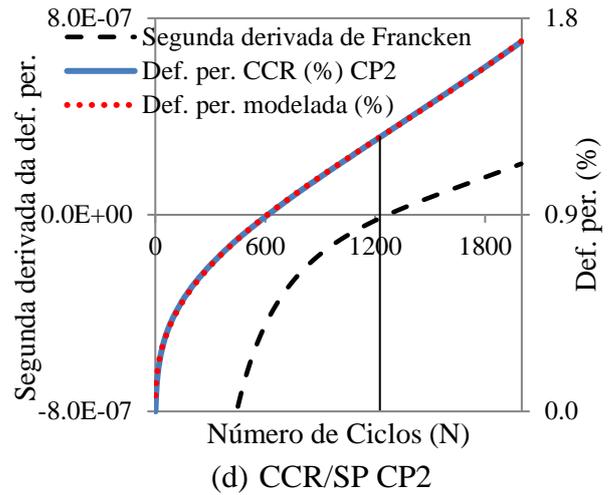
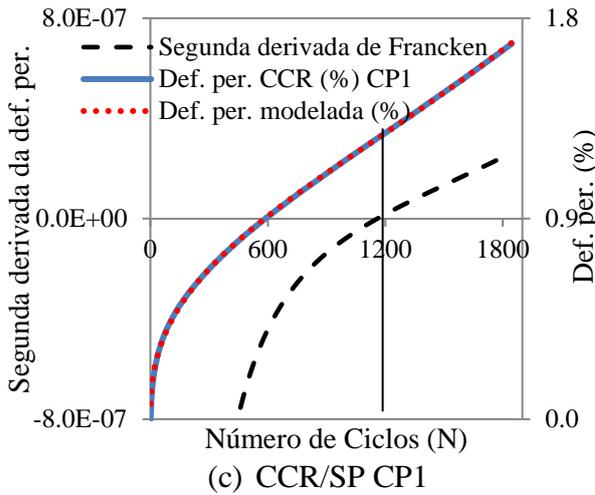


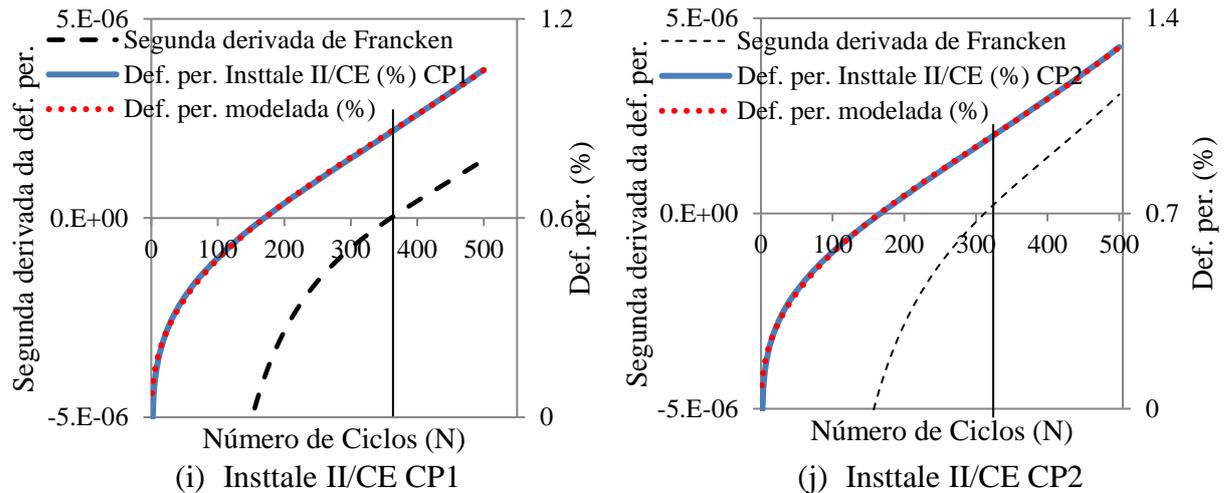
Fonte: Autora (2016).

As misturas asfálticas desta pesquisa tiveram suas curvas de deformação permanente modeladas segundo o Modelo de Francken e seus resultados são apresentados na Figura 83. É possível verificar que o referido modelo tem um ótimo ajuste à curva, abrangendo as zonas primária, secundária e terciária. Obtém-se ainda o FN , corresponde ao ciclo onde o valor inverte de sinal (de negativo para positivo).

Figura 83 – Modelagem da ϵ_{per} por meio do modelo de Francken.







Fonte: Autora (2016).

A mistura DNIT/CE mostrou-se frágil quanto à deformação, corroborando com os resultados de agregados (granulometria pelos métodos Bailey e FAD). A mistura DNIT/CE apresentou *FN* no ciclo 30. Tal resultado converge para o desempenho dessa mistura asfáltica em campo, com frágil resistência à deformação permanente, e em laboratório por meio da avaliação com o protocolo *TSS* adaptado. Esse resultado também indica a necessidade da criação de critérios para tráfego leve ($< 3 \times 10^6$), viabilizando nacionalmente a utilização dessas misturas para esse tipo de tráfego, equivalente ao proposto por Bonaquist (2012) no *Wisconsin Highway Research Program*.

A mistura CCR/SP apresentou *FN* no ciclo 1214, avaliadas pelo modelo de Francken, satisfazendo o critério de 750 ciclos para o tráfego pesado ($< 3 \times 10^7$) indicado por Nascimento (2008). Essa mistura asfáltica mostrou-se promissora para um tráfego mais elevado, sugerindo resistência à deformação permanente para um tráfego extremamente pesado ($> 3 \times 10^7$), equivalente ao proposto por Bonaquist (2012) no *Wisconsin Highway Research Program*.

O resultado da mistura asfáltica UFRGS/RS (*FN* médio no ciclo 1487 com ϵ_{total} de 1,42%) concorda com os demais resultados de laboratório (ligante e agregados), e esse bom desempenho também foi observado em campo. Essa mistura asfáltica mostrou-se promissora para um tráfego mais elevado (> 750 ciclos), indicando resistência à deformação permanente

para um tráfego extremamente pesado ($> 3 \times 10^7$), equivalente ao proposto por Bonaquist (2012) no *Wisconsin Highway Research Program*.

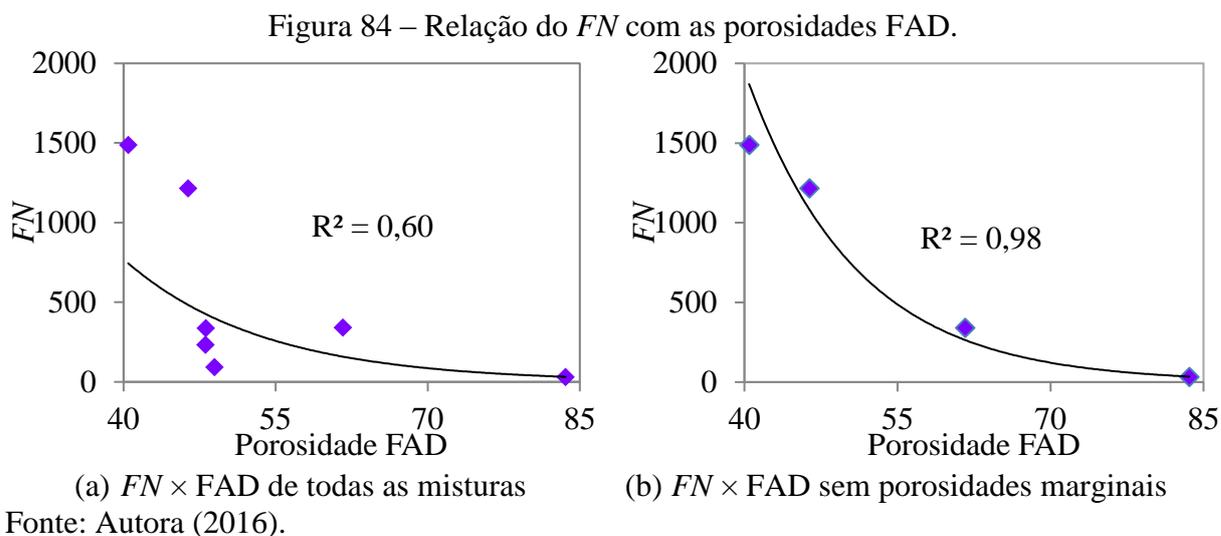
A mistura asfáltica Insttale II/CE apresentou *FN* médio no ciclo 337 com ϵ_{total} de 0,91%. Quando se compara essa mistura à mistura Insttale I/CE [ambas possuem o mesmo tipo de ligante (50/70 da Lubnor) e a mesma fonte mineralógica, diferindo-se apenas pela incorporação do fresado], percebe-se que a incorporação do agregado reciclado resulta em um *FN* 3,7 vezes superior ao *FN* apresentado pela a mistura Insttale I/CE (*FN* médio no ciclo 92 com ϵ_{total} de 0,81%). O resultado dá indícios de que há a possibilidade de produzirem-se misturas asfálticas com maior qualidade e de menor custo, além de contribuir para mitigação dos danos ambientais.

Quando comparam-se as misturas asfálticas DNIT/CE e Insttale I e II/CE, diferenciadas entre si pela substituição de areia por pó de pedra, pela dosagem e pela adição de fresado (Insttale II/CE), verifica-se que as modificações resultaram em superior resistência à deformação permanente. A dosagem e a seleção dos materiais foram bastante efetivas para melhorar o desempenho de mistura asfáltica DNIT/CE quanto à deformação permanente, mesmo utilizando um ligante asfáltico de PG inferior [quando comparam-se os ligantes asfálticos DNIT/CE (PG 70S-XX) e Insttale I/CE (PG 64S-XX)]. Esses resultados dão indícios que melhoramentos simples, implementáveis num curto prazo pelos órgãos, podem ser uma alternativa na busca por melhores resultados quanto à deformação permanente. Ahlrich (1996) apoia essa conclusão, uma vez que para esse autor a deformação permanente é controlada principalmente pelos agregados e pelo método de dosagem da mistura asfáltica, destacando como uma das causas a granulometria inadequada.

4.5.4. Influência entre Propriedades de Granulometria e Forma dos Agregados no Comportamento Mecânico das Misturas Asfálticas

Metodologia FAD \times *FN* das misturas asfálticas

De posse dos resultados da avaliação da granulometria pela metodologia FAD e das misturas asfálticas por meio do ensaio uniaxial de carga repetida avaliou-se a relação dos resultados de resistência à deformação permanente dessas granulometrias com o desempenho das misturas asfálticas. Para essa avaliação incorporou-se a mistura asfáltica Bessa (2012) e Pazos (2015). A Figura 84a exibe a correlação encontrada entre a porosidade FAD e o FN para todas as misturas asfálticas citadas. A Figura 84b apresenta essa correlação, no entanto, sem considerar as misturas asfálticas de porosidade marginal.



No que diz respeito as misturas Bessa (2012) e Insttale I e II/CE, com porosidades FAD (Figura 84a) classificadas como marginais (entre 48 e 52%), a literatura (KIM, 2006; FERREIRA, 2015) aponta que nessa faixa os resultados de resistência à deformação permanente têm se mostrado inconstantes, o que dificulta a previsibilidade do desempenho dessas misturas. Para esta pesquisa as misturas Insttale I e II/CE apresentaram porosidades FAD, respectivamente, de 49,0 e 48,1 e FN s, respectivamente, de 92 e 337. Destaca-se que essas misturas possuem os mesmos materiais, diferindo-se apenas pela incorporação de 18% de fresado. A incorporação do fresado contribuiu para a pequena redução da porosidade FAD (0,9%), resultando em um FN 3,7 vezes maior que o apresentado pela mistura Insttale I/CE.

Dentre as misturas asfálticas sem porosidade FAD marginal (Figura 84b), as misturas DNIT/CE e Pazos (2015) apresentaram as maiores porosidades FAD (83,6 e 61,6%, respectivamente) e baixos valores de *FN* (30 e 340, respectivamente), enquanto a mistura UFRGS/RS apresentou o um *FN* elevado (1487) e a menor porosidade FAD (40,5%). A porosidade FAD da mistura CCR/SP também mostrou-se promissora na resistência à deformação permanente, com valor inferior a 50% (46,4%) e com *FN* de 1214.

Observa-se certa correlação entre a porosidade FAD e o *FN* quando se considera todas as misturas (Figura 84a) e uma forte correlação quando se exclui as porosidades marginais (Figura 84b). Esses resultados indicam a potencialidade do método FAD como um parâmetro indicador simples da resistência à deformação permanente em misturas asfálticas.

Quando avalia-se a relação desses resultados com o desempenho em campo, verifica-se que a mistura asfáltica executada no Trecho 1 (DNIT/CE) apresentou precocemente problemas com afundamento em trilha de roda (item 4.1) e os resultados de laboratório indicavam tal desempenho em campo, em que a mistura DNIT/CE apresentou a maior porosidades FAD (83,6) e o menor valor de *FN* (30), indicando suscetibilidade à deformação permanente. Vale destacar que esse trecho dá acesso aos caminhões que realizam o escoamento da produção agrícola do interior do Ceará em direção ao Porto do Pecém. Além disso, nesse trecho não é realizado controle do excesso de carga.

A mistura asfáltica executada no Trecho 2 (CCR/SP) apresentou bom desempenho em campo, com afundamento de trilha de roda inexpressivo, também condizente com os resultados de laboratório. Esse resultado em conjunto com o resultado do ensaio uniaxial de carga repetida (*FN* de 1214) e com a porosidade FAD (46,4), demonstram que o revestimento asfáltico da CCR/SP possui intertravamento apropriado dos agregados, além de dosagem e execução adequadas, já que apenas uma pequena consolidação foi observada.

Os resultados de laboratório também confirmam o bom desempenho em campo da mistura executada no Trecho 3 (UFRGS/RS) (item 4.1), tendo em vista que essa mistura apresentou um *FN* elevado (1487) e a menor porosidade FAD (40,5%) desta pesquisa.

Como esperado, tendo em vista a elevada porosidade FAD (83,6%) e o baixo *FN* (30), a mistura DNIT/CE resistiu a um menor nível de tráfego (número N de $2,4 \times 10^6$). Verifica-se também elevada resistência à deformação permanente das misturas CCR/SP e UFRGS/RS em campo, o que concorda com os resultados elevados de *FN* e baixos de porosidade FAD de ambas as misturas. Destaca-se também a vantagem da mistura CCR/SP (que não possui polímero) quando comparado à mistura UFRGS/RS (com polímero no ligante), e indicam-se alguns fatores que podem ter contribuído de forma isolada e/ou em conjunto, tais como: a dosagem *Superpave*, a presença de cal hidratada do tipo CH-1, a existência de uma camada envelhecida (mais rígida) anterior à execução da nova camada de rolamento e ainda a espessura mais robusta do revestimento da mistura CCR/SP.

Dessa forma, para esta pesquisa, os experimentos também produziram evidências que indicam que a resistência à deformação permanente se relaciona com a baixa porosidade FAD.

Correlação e modelagem dos parâmetros granulométricos e características de Forma (AIMS) com o *FN* de misturas asfálticas

A Tabela 31 apresenta os valores das variáveis determinadas em laboratório e a Tabela 32 indica os resultados das correlações entre (1) *FN* das misturas asfálticas [05 misturas investigadas nesta pesquisa, 01 mistura de Bessa (2012) (mistura 6) e 01 mistura de Pazos (2015) (mistura 7)], variável dependente, e as variáveis independentes: (2) teor de ligante, (3) esfericidade, (4) textura, (5) angularidade do agregado graúdo, (6) angularidade do agregado miúdo, (7) forma 2D, proporções (8) AG, (9) GAM e (10) FAM.

Tabela 31 – Resultados de *FN*, *AIMS*, Bailey e FAD.

FN	Teor de ligante	Esfer.	Textura	Angul. Graúdo	Angul. Miúdo	Forma 2D	AG	GAM	FAM
30	5,8	0,67	267,7	2791,5	3436,5	8,00	1,995	0,24	-
92	4,5	0,65	345,6	2936,6	3673,3	8,40	0,180	0,76	0,68
232	4,8	0,70	562,1	3200,9	3906,2	8,42	1,640	0,50	0,49
337	4,5	0,65	344,6	3026,7	3654,9	8,20	0,230	0,73	0,63
340	4,3	0,74	347,0	2969,0	3303,0	8,25	0,656	0,51	0,27
1214	4,7	0,66	227,8	2967,2	3705,7	8,20	0,578	0,59	0,41
1487	4,7	0,69	501,8	2829,8	3075,8	7,80	0,730	0,46	0,46

Fonte: Autora (2016).

Tabela 32 – Resultados das correlações dos dados de *FN*, *AIMS*, Bailey e FAD.

Parâmetros	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)
(1) <i>FN</i>	1,00									
(2) Teor de ligante	-0,22	1,00								
(3) Esfericidade	0,02	-0,22	1,00							
(4) Textura	0,10	-0,21	0,39	1,00						
(5) Angul. Graúdo	-0,24	-0,44	0,16	0,45	1,00					
(6) Angul. Miúdo	-0,44	-0,04	-0,39	-0,02	0,75	1,00				
(7) Forma 2D	-0,59	-0,39	-0,01	0,03	0,76	0,81	1,00			
(8) AG	-0,27	0,82	0,26	0,19	-0,03	0,06	-0,16	1,00		
(9) GAM	-0,01	-0,78	-0,40	-0,03	0,41	0,40	0,54	-0,87	1,00	
(10) FAM	0,12	-0,72	-0,38	0,33	0,48	0,37	0,42	-0,73	0,91	1,00

Fonte: Autora (2016).

A construção de coeficientes de correlação revelou que a variável *FN* das misturas asfálticas apresenta correlação aceitável com pelo menos 05 outras variáveis [teor de ligante (0,22); angularidades graúdo (0,24) e miúdo (0,44); forma 2D (0,59); e proporções AG (0,27)].

As variáveis (1) *FN* e (7) forma 2D apresentaram a maior correlação ($r = 0,59$), sendo esta última escolhida como variável independente na análise realizada adiante. Testou-se ainda a existência da colinearidade em relação à variável independente (7) forma 2D e (2) teor de ligante, (5) angularidade graúdo, (6) angularidade miúdo e (8) proporção AG (Tabela 33). O objetivo desse teste é evitar variáveis independentes redundantes, isto é, que tenham um alto coeficiente de correlação (r) entre si. Deve-se atentar para essa correlação entre as variáveis independentes, pois se for alta pode prejudicar a estimativa dos parâmetros do modelo,

gerando um modelo tendencioso que não explica de fato o comportamento da deformação permanente na mistura asfáltica.

Tabela 33 – Resultados das regressões entre as variáveis independentes.

Variável independente x variável independente	r
(7) forma 2D × (2) teor de ligante	0,39
(7) forma 2D × (5) angularidade graúdo	0,76
(7) forma 2D × (6) angularidade miúdo	0,81
(7) forma 2D × (8) proporção AG	0,16

Fonte: Autora (2016).

Da Tabela 33, verificou-se que a variável independente proporção AG apresentou baixa correlação com a variável independente forma 2D, sendo essas as variáveis que mais influenciam na resistência à deformação permanente em laboratório e sem apresentar redundância. A análise de forma 2D aplica-se aos agregados miúdos e a proporção AG à análise dos agregados graúdos na granulometria e essas caracterizações são adotadas de forma independente para ajudar a explicar o comportamento das misturas asfálticas com relação a resistência à deformação permanente.

Nascimento *et al.* (2015) já relacionavam o bom comportamento das misturas de comportamento mais fino com a alta proporção de agregados graúdos. A expectativa é que para valores de AG, em geral entre 0,6 e 1,0, a mistura asfáltica apresente uma maior resistência à deformação permanente em laboratório. No entanto, salienta-se que valores de AG acima do especificado pelo método Bailey resultam em misturas asfálticas difíceis de compactar em campo e valores abaixo dessa faixa tornam as misturas suscetíveis à segregação em campo.

Essas variáveis independentes foram adotadas em conjunto para gerar um modelo de Regressão Não Linear Múltipla, já que as demais são variáveis independentes redundantes e/ou apresentam correlações baixas com o *FN*. Busca-se com esse modelo um indicativo do comportamento das misturas asfálticas quanto a essa falha por meio de resultados simples (forma e granulometria) e que auxilie na seleção prévia de materiais para misturas asfálticas

em campo. Assim, propõe-se o desenvolvimento de um modelo que estime os resultados de *FN* em laboratório. Para tanto, aplicou-se o programa LAB Fit Ajuste de Curvas (SILVA *et al.*, 2004).

A Equação 32 apresenta o modelo estatístico encontrado pelo *software*, em que o coeficiente de determinação R^2 (correlação entre as variáveis independentes e a variável dependente) obtido pelo modelo foi de 0,82.

$$FN = \frac{(A+X_2)}{(B+C \times X_1)} + \frac{D}{X_2} \quad (32)$$

Onde, X_1 : forma 2D; X_2 : proporção de AG; $A = -2,1631$; $B = 1,01 \times 10^{-2}$; $C = -1,39 \times 10^{-3}$; $D = -2,1527 \times 10^2$: parâmetros de regressão do modelo.

A Tabela 34 apresenta os valores de *FN* das misturas asfálticas ensaiadas em laboratório e os valores, em módulo, de *FN* calculados pela Equação 32. Essa tabela apresenta também a classificação do *FN* para diferentes níveis de tráfego, de acordo com Nascimento (2008). Uma vez que a equação estatística é oriunda destes dados, e se obteve um bom coeficiente de correlação, era esperado que as classificações medidas e calculadas fossem bastante aproximadas.

Tabela 34 – Desempenho quanto à deformação permanente medido \times calculado.

Mistura	<i>FN</i> medido	<i>FN</i> calculado	Tráfego para <i>FN</i> medido	Tráfego para <i>FN</i> calculado
DNIT/CE	30	57	-	-
CCR/SP	1214	849	pesado	pesado
UFRGS/RS	1487	1637	pesado	pesado
Insttale I/CE	92	62	-	-
Insttale II/CE	337	553	médio	médio
6 (BESSA, 2012)	232	195	-	-
7 (NASCIMENTO <i>et al.</i> , 2015)	340	774	médio	pesado

Fonte: Autora (2016).

Verifica-se que o resultado de *FN* calculado com base nos dados de Pazos (2015) (mistura 7) mostrou-se bastante distinto do *FN* medido. Destaca-se que essa mistura e os seus agregados

foram ensaiados em equipamentos (*AIMS* e *UTM*) diferentes dos que foram utilizados para ensaiar as demais amostras, o que indica a necessidade da calibração local do modelo. Salienta-se ainda a necessidade da validação do modelo, testando com outros dados, externos à produção da Equação 32. Para isso foram adquiridos mais 06 resultados do *AIMS* e de *FN*, e foram calculados os parâmetros do Bailey de outros estudos (BESSA, 2012; PAZOS, 2015) (Tabela 35). A Tabela 36 apresenta os resultados da calibração para essas misturas asfálticas.

Tabela 35 – Resultados de *FN*, *AIMS* e Bailey de outras pesquisas.

FN	Teor de ligante	Esfer.	Textura	Angul. Graúdo	Angul. Miúdo	Forma 2D	AG	GAM	FAM
204	5,1	0,63	284,7	3739,0	3440,1	8,36	1,641	0,50	0,49
203		0,72	338,0	2931,0	3303,0	8,25			
243		0,75	290,3	2744,5	3174,5	8,14			
187	4,3	0,75	233,5	2520,0	3046,0	8,02	0,657	0,51	0,27
153		0,76	176,8	2295,5	2917,5	7,91			
107		0,76	120,0	2071,0	2789,0	7,79			

Fonte: Bessa (2012) e Pazos (2015).

Com a calibração do modelo proposto, obteve-se um R^2 de 0,77, com os seguintes parâmetros de regressão: $A = -2,3167$; $B = -1,2928 \times 10^{-4}$; $C = 1,9226 \times 10^{-6}$; e $D = -9,46 \times 10^3$. Destaca-se que as misturas de Pazos (2015) possuem o mesmo teor de ligante e a mesma granulometria e variam apenas as propriedades morfológicas dos agregados. Mesmo com uma pequena variação, o modelo foi capaz de determinar resultados muito aproximados dos valores de *FN* medidos.

Tabela 36 – Relação *FN* da literatura medido \times calculado.

Autor	FN medido	FN calculado
Bessa (2012)	204	204
	203	235
	243	207
Pazos (2015)	187	178
	153	151
	107	121

Fonte: Autora (2016).

4.5.5. Comparações entre Propriedades dos Ligantes Asfálticos e Comportamento Mecânico das Misturas

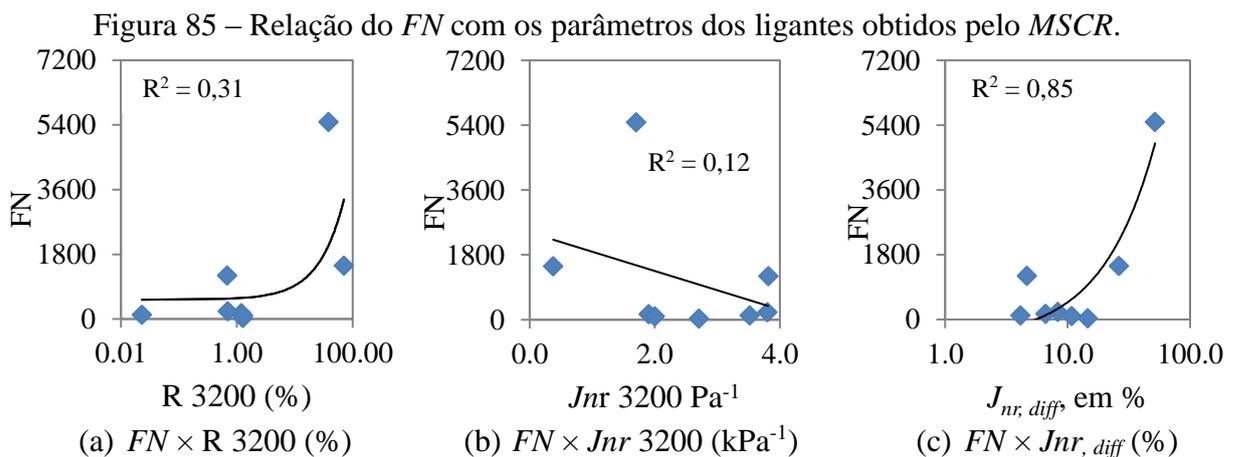
De posse dos resultados da avaliação dos ligantes por meio do *MSCR* e das misturas asfálticas por meio do ensaio uniaxial de carga repetida das misturas correspondentes avaliou-se a relação dos resultados de resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos com o desempenho das misturas asfálticas. Para essa avaliação incorporou-se as misturas e os ligantes asfálticos disponíveis em Nascimento *et al.* (2015) e Santos (2015) (Tabela 37).

Tabela 37 – Resultados de *FN* e parâmetros do *MSCR*.

Misturas	<i>FN</i>	J_{nr} 3200 (Pa ⁻¹)	R 3200 (%)	$J_{nr, diff}$ (%)
1 [50/70 (DNIT/CE)]	30	2,7	1,3	14,6
2 [30/45 (CCR/SP)]	1214	3,8	0,7	4,7
3 [60-85 (UFRGS/RS)]	1487	0,4	70,6	26,3
4 [50/70 (Insttale I/CE)]	92	2,0	1,3	10,8
5 [50/70 (Nascimento <i>et al.</i> , 2015)]	117	3,5	0,0	4,1
6 [60-85 (Nascimento <i>et al.</i> , 2015)]	5484	1,7	38,3	51,8
7 [50/70 I (Santos, 2015)]	158	1,9	1,2	6,6
8 [50/70 II (Santos, 2015)]	212	3,8	0,7	8,3

Fonte: Autora (2016).

Na tentativa de explicar o comportamento das misturas asfálticas em laboratório, relacionou-se o *FN* dessas misturas com os percentuais de recuperação (R), compliâncias não recuperáveis (J_{nr}) e a sensibilidade do ligante ao carregamento e/ou temperatura inesperado ($J_{nr, diff}$) na temperatura do PG de cada ligante à 3200 Pa (Figura 85).



Fonte: Autora (2016).

Os percentuais de R e $J_{nr, diff}$ obtiveram melhores correlações com os dados do ensaio uniaxial de carga repetida (Figuras 85a e 85c) com R^2 de 0,31 e 0,85, respectivamente. Esses resultados eram esperados, tendo em vista as diferentes características das misturas asfálticas.

Os maiores percentuais de recuperação foram obtidos para as amostras modificadas da UFRGS/RS (70,6) e a observada na mistura com o ligante 50/70 testada por Nascimento *et al.* (2015) (38,3), ambas classificadas em 60-85, com os FN s de 1487 e 5484, respectivamente. A sensibilidade do ligante 60-85 da mistura asfáltica do trecho UFRGS/RS à carga e/ou temperatura inesperada ($J_{nr, diff} > 75\%$) pode ter contribuído para o resultado mais baixo do FN dessa mistura quando comparado ao resultado da mistura com o ligante 50/70 testada por Nascimento *et al.* (2015).

De acordo com a especificação AASHTO M332 (2014) (Tabela 12), o ligante da mistura UFRGS/RS (Trecho 3; CAP 60-85) suportaria um tráfego extremamente pesado ($N > 3 \times 10^7$). Essa classificação está em desacordo com o nível de tráfego sugerido por Nascimento (2008) no ensaio uniaxial de carga repetida (em que a mistura 3 satisfaz o critério de 750 ciclos para tráfego pesado). Esse trecho já suportou um N de $3,1 \times 10^7$ e apresentou um afundamento em trilha de roda médio de 6,4 mm. Além disso, a previsão no *LVECD* indica que esse trecho irá suportar um N de 1×10^8 antes de atingir o valor crítico de 12,5 mm de ATR.

Destaca-se o bom comportamento quanto à deformação permanente para a mistura CCR/SP (Trecho 2; CAP 30/45), o que não era esperado, já que os resultados de *MSCR* desta mistura se mostraram bastante semelhantes aos resultados do CAP 50/70 (Trecho 1), ambas indicavam suscetibilidade à essa falha. Salienta-se que não houve incorporação de polímero ao CAP 30/45, apresentando baixo percentual de recuperação (0,7%) e elevado J_{nr} ($3,8 \text{ kPa}^{-1}$) (Figura 85b) e, ainda assim, essa mistura obteve um FN elevado (1214), que de acordo com os critérios nacionais de FN , sugerido por Nascimento (2008), satisfaz o critério para o tráfego pesado (número N entre 1×10^7 e 3×10^7). Já segundo a classificação AASHTO M332 (2014) esse ligante suportaria a 70°C apenas um tráfego padrão ($< 1 \times 10^7$). No entanto, esse trecho já suportou um tráfego de $1,7 \times 10^7$ sem apresentar problemas de afundamento em trilha de roda

(com ATR de apenas 1,6 mm). A previsão do *LVECD* indica que esse trecho irá suportar um número N superior a $1,5 \times 10^8$ sem atingir o valor crítico de 12,5 mm de ATR. A partir desse resultado duas hipóteses são levantadas: (1) o ligante asfáltico não é submetido à temperatura de 70°C (hipótese pertinente já que foi aplicado em São Paulo e a temperatura média é em torno de 20°C) e/ou (2) a granulometria, a forma e a dosagem (outra item que a difere da mistura DNIT/CE, dosada pelo método Marshall) foram responsáveis por esse desempenho acima do esperado.

A questão da forma é descartada quando se compara com os resultados obtidos pela mistura asfáltica aplicada no trecho DNIT/CE, em que os resultados quanto à forma foram semelhantes e essa mistura mostrou-se frágil quanto à resistência à deformação permanente. A hipótese da granulometria é fortalecida quando se observam os resultados indicados pelo Bailey (item 4.3.1.1), em que os principais parâmetros AG e FAM se mantiveram dentro das respectivas faixas indicadas pelo método. Outro item que pode ter contribuído é a dosagem, já que a mistura CCR/SP foi dosada pelo método *Superpave*, que resulta em um teor de ligante menor e que isto melhora o desempenho quanto à deformação permanente.

Dessa forma, a utilização de um ligante com um PG superior ao indicado para a temperatura do local em que este foi aplicado, a dosagem e a granulometria bem intertravada dão indícios do bom desempenho da mistura CCR/SP quanto à deformação permanente. Esse resultado reforça a influência dos múltiplos fatores que devem ser considerados no projeto de misturas asfálticas (BASTOS *et al.*, 2017a). Não adianta utilizar os melhores materiais, se estes forem trabalhados de maneira equivocada. O método de dosagem faz muita diferença e a escolha da curva granulométrica é determinante. Sem esquecer, ainda, a importância da execução.

As misturas asfálticas com o CAP 50/70 tanto desta pesquisa (mistura DNIT/CE aplicada no Trecho 1) quanto a observada na mistura com o CAP 50/70 de Nascimento *et al.* (2015) obtiveram baixo desempenho quanto à essa falha e resultaram em FN de 30 e 117, respectivamente. Tais resultados já eram esperados, tendo em vista os valores elevados de J_{nr} e baixos de R . O Trecho 1 (mistura DNIT/CE e CAP 50/70) apresentou em campo um

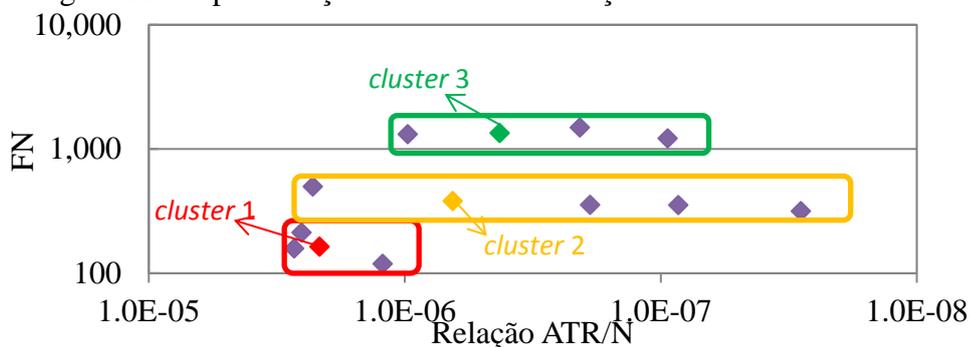
ATR_{médio} de 5,4 mm para um número N de $2,4 \times 10^6$. Essa mistura não satisfaz o critério para qualquer nível de tráfego sugerido por Nascimento (2008) no ensaio uniaxial de carga repetida e o resultado da avaliação experimental do ligante em laboratório (*MSCR*) indica ser adequado para um tráfego padrão ($< 1 \times 10^7$).

Destaca-se que 05 das 08 misturas asfálticas apresentadas não se enquadram em nenhum nível de tráfego, de acordo com os critérios de *FN* sugeridos por Nascimento (2008). Isso aponta a necessidade da criação de critérios para tráfego leve ($< 3 \times 10^6$), viabilizando nacionalmente a utilização dessas misturas para esse tipo de tráfego, equivalente ao proposto por Bonaquist (2012) no *Wisconsin Highway Research Program*, além de reforçar a necessidade de refinar tais critérios.

4.5.6. Refinamento de critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida

Decidiu-se utilizar inicialmente 3 *clusters* para agrupar as misturas dos trechos investigados de acordo com os tráfegos médio, pesado e extremamente pesado. A Figura 86 apresenta a distribuição dos dados de ATR/N e *FN* de 10 trechos, assim como os *clusters* centrais, conforme algoritmo desse método (os pontos indicados pelas setas na Figura 86 representam o centro de cada *cluster* e não um dado analisado). Como T4 e T9 são dados muito diferentes e cada dado formaria isoladamente um único *cluster*, deixando as demais amostras em um único grupo, esses dados foram excluídos da análise exposta na Figura 86.

Figura 86 – Apresentação do *FN* versus relação ATR/N e dos *clusters*.



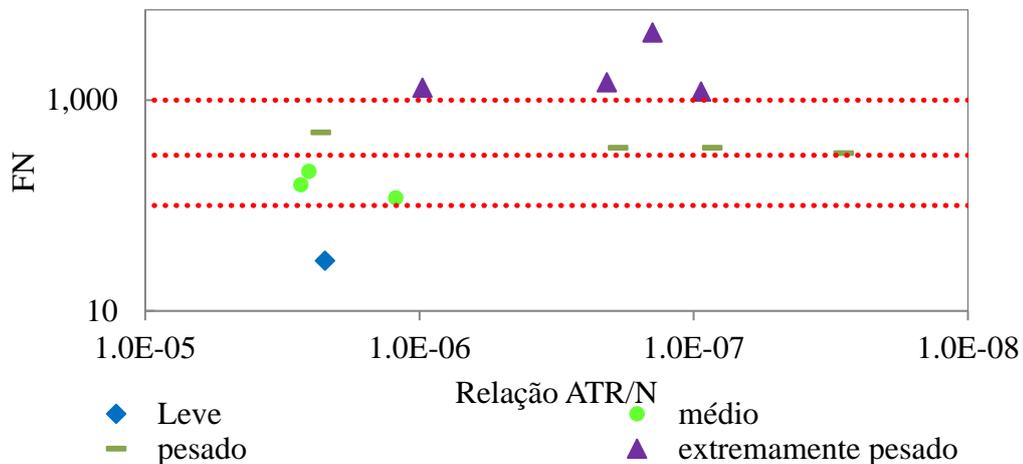
A partir da divisão entre grupos, apontada pela análise dos *clusters*, e da premissa de que a proposta de refinamento de níveis de tráfego em função do *FN* não deve indicar um tráfego mais leve do que o trecho já suportou, têm-se as seguintes correspondências entre os *FNs* e os *clusters* resultantes: *cluster 1*: *FN* de 119 a 212; *cluster 2*: *FN* de 315 a 497; *cluster 3*: *FN* de 1214 a 1487. A partir dessa divisão, foram então formulados 4 critérios de *FN* em função das solicitações (Tabela 38). *FNs* inferiores a 100 resistem apenas a um tráfego leve; acima de 100 para um tráfego médio; acima de 300 para um tráfego pesado; e acima de 1000 para um tráfego extremamente pesado (Figura 87).

Tabela 38 – Critérios de *FN* mínimo para diferentes níveis de tráfego.

Pesquisas /Níveis de Tráfego (número N)	Vv (%)	Temp. (°C)	Tensão (kPa)	Leve	Médio	Pesado	Extremamente Pesado
				3×10^6	$[3 \times 10^6; 1 \times 10^7]$	$[1 \times 10^7; 3 \times 10^7]$	$> 3 \times 10^7$
Bastos <i>et al.</i> (2017b)	5,5 a 7,5	60	204	-	100	300	>1000

Fonte: Autora (2016).

Figura 87 – Refinamento de *FNs* versus desempenho em campo de misturas asfálticas.



À vista do que foi exposto, o método estatístico dos *clusters* não foi adotado no trecho T4, já que essa mistura (*FN* de 30) apresenta um *FN* de 4 a 7 vezes menor que as misturas T1, T2 e T5 (tráfego médio). A mistura T4 apresentou ainda um valor elevado de ATR (5,4 mm) para

um número N de $2,4 \times 10^6$. Esses resultados indicam que essa mistura atendeu um tráfego leve ($< 3 \times 10^6$), sem atingir o valor crítico de ATR de 12,5 mm. As misturas T1, T2 e T5 foram agrupadas no *cluster* 1 e indicadas para um tráfego médio (entre 3×10^6 e 1×10^7). Essas misturas apresentaram *FNs* de 158, 212 e 119, respectivamente, e foram submetidas, até o momento, a um tráfego leve e apresentaram ATRs de 4,1; 1,5 e 0,7 mm, respectivamente. Destaca-se ainda que nesses trechos foram adotadas espessuras de revestimentos mais esbeltas (6,0; 4,0 e 4,0 cm, respectivamente) e que mesmo o resultado de *FN* sendo adequado para um tráfego médio (entre 3×10^6 e 1×10^7), espessuras esbeltas apresentam valores elevados de tensão desvio (Bastos *et al.*, 2016) no ponto crítico de cisalhamento (MONISMITH *et al.*, 2006), podendo resultar em deformação por cisalhamento (exemplificada na Figura 2b).

Já a mistura T7 apresentou valores elevados de *FN* (1487) e de ATR (6,4 mm) para um número N de $3,1 \times 10^7$, indicando que essa mistura foi adequada para um tráfego extremamente pesado ($> 3 \times 10^7$). Além da mistura do trecho T7, as misturas dos trechos T6, T9 e T10 também foram indicadas para um tráfego extremamente pesado ($> 3 \times 10^7$), tendo em vista os valores elevados de *FN* (1318, 4410 e 1214, respectivamente), baixos valores de ATR (0,2, 1,6 e 1,6 mm, respectivamente), além do baixo afundamento de trilha de roda causado por cada número N (ATR/N) ($9,8 \times 10^{-7}$, $1,4 \times 10^{-7}$ e $9,4 \times 10^{-8}$, respectivamente). Destaca-se que os trechos T9 e T10 já foram solicitadas por um tráfego superior a 1×10^7 , sem ATRs significativos. Salienta-se que o método dos *clusters* não foi aplicado à mistura do trecho T9, tendo em vista que a mistura aplicada nesse trecho apresentou um valor muito elevado de *FN* e em campo esse trecho apresentou uma baixa relação ATR/N. Assim, o trecho T9 formaria um *cluster* com um único dado, indicando um tráfego superior ao extremamente pesado. Desse modo, tal trecho foi englobado no nível de tráfego máximo (extremamente pesado).

As misturas dos trechos T3, T8, T11 e T12 foram agrupadas no *cluster* 2. Esses trechos apresentaram *FNs* de 497, 354, 354 e 315 e número N de $1,1 \times 10^6$, $2,9 \times 10^7$, $2,9 \times 10^7$ e $2,2 \times 10^7$, respectivamente. Esses resultados mostram que os trechos T8, T11 e T12 já suportaram um tráfego pesado (entre 1×10^7 e 3×10^7). A mistura T3 apresentou, até o

momento, ATR de 2,5 mm. Esses resultados reforçam a adoção desse nível de tráfego para os trechos em questão.

Destaca-se ainda a relevância da continuidade do monitoramento de pistas experimentais, em grande parte já incentivada por meio do projeto da Rede Temática de Asfalto. Uma vez que o foco desse projeto é na execução e no monitoramento de pistas experimentais, além de uma caracterização mais avançada dos materiais, diversas universidades e concessionárias coletarão informações que possibilitarão continuamente a verificação e o refinamento dos critérios propostos nesta pesquisa.

4.6. Considerações Finais

Neste capítulo foram apresentados, analisados e discutidos os resultados dos ensaios de caracterização, reologia e de resistência mecânica realizados na pesquisa. Apresentou-se ainda o desempenho em campo, quanto à resistência à deformação permanente, dos 05 trechos monitorados, além das correlações das análises de laboratório com os afundamentos em trilha de roda em campo.

No próximo capítulo serão apresentadas, de modo mais resumido, as conclusões desta pesquisa e as recomendações para futuras investigações.

CAPÍTULO 5

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1. Considerações Iniciais

São apresentadas neste capítulo as principais conclusões do programa experimental obtidas por meio da realização da presente tese de doutorado, bem como algumas recomendações para o desenvolvimento de trabalhos futuros. Ressalta-se que todas as conclusões restringem-se ao universo dos materiais estudados e aos resultados do programa experimental executado e análises realizadas.

Buscou-se contemplar, principalmente, a adaptação do protocolo do ensaio *TSS* para avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas de revestimentos esbeltos (cerca de 10 cm); subsidiar a escolha mais adequada quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, refinando critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida em função do tráfego em campo; a avaliação do efeito dos resultados de resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos, bem como das propriedades de granulometria e forma dos agregados no comportamento mecânico das misturas asfálticas em laboratório, e a relação com os resultados encontrados em campo; e ainda apresentar os resultados obtidos da construção e instrumentação de trechos experimentais monitorados.

5.2. Conclusões

5.2.1. Adaptação para a Realidade Local do Protocolo do Ensaio Triaxial de Varredura de Tensões para Avaliação da Deformação Permanente em Misturas Asfálticas

Buscando contribuir para o desenvolvimento do novo método brasileiro de dimensionamento de pavimentos asfálticos por meio da investigação da deformação permanente, investigou-se o protocolo *TSS* utilizado para a caracterização da deformação permanente. O protocolo *TSS*

original apresentou-se muito severo para as misturas asfálticas tipicamente utilizadas em rodovias brasileiras, com revestimentos mais esbeltos (aproximadamente 10 cm) do que aqueles para os quais o protocolo original foi desenvolvido. Assumiu-se então um nível de tensão típica de rodovias nacionais e investigou-se uma modificação do protocolo. Adotou-se uma tensão de confinamento mais realista (138 kPa), enquanto as tensões verticais do protocolo original foram validadas (552, 758 e 965 kPa). A metodologia de previsão estabelecida através da caracterização viscoplástica (*TSS* e *Shift Model* calibrado) e simulação com o *LVECD* foi coerente com a realidade, desde que um protocolo experimental adequado seja considerado, consistente com as particularidades local.

5.2.2. Avaliação da relação dos resultados de resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos obtidos em laboratório com os resultados encontrados em campo

Foi necessário conhecer o comportamento quanto à resistência à deformação permanente dos ligantes (ensaio *MCSR*) e misturas asfálticas (ensaios uniaxial de carga repetida e *TSS*) adotados em campo (trechos experimentais e análise do *LVECD*). Dentre as conclusões, destacam-se a fraca relação ($R^2 < 0,3$) entre os parâmetros do *MSCR* ($J_{nr, 3200}$ e R_{3200}) e o *Flow Number* das correspondentes misturas asfálticas. Esses resultados já eram esperados, tendo em vista as diferentes características das misturas asfálticas. Vale destacar que as misturas asfálticas testadas no que diz respeito ao *FN* variaram de 30 a 5484, o que significa que elas apresentaram uma grande diferença quanto à resistência à deformação permanente. Por outro lado, o parâmetro $J_{nr, diff}$ do *MSCR* apresentou uma melhor correlação com o *FN* da mistura ($R^2 > 0,8$).

Observou-se ainda boa concordância entre a previsão de desempenho do *LVECD* (usando propriedades viscoplásticas obtidas no ensaio *TSS*) e medições de ATR nos trechos experimentais.

De acordo com os resultados, o ensaio *MSCR* pode ser usado para evitar a seleção de ligantes que podem levar à deformação permanente. Em geral, o ensaio classifica os ligantes da mesma forma que o desempenho em campo. Ainda assim, observou-se certa discordância, apontando-se que somente a caracterização do ligante asfáltico não é suficiente para estimar o comportamento da correspondente mistura asfáltica, provavelmente por causa do importante papel dos agregados.

A avaliação da relação dos resultados de resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos com os resultados de *FN*, em conjunto com os resultados dos parâmetros Bailey e as propriedades de forma, forneceu um indicativo dos parâmetros que contribuíram para um bom desempenho quanto à deformação permanente. Contudo, múltiplos fatores devem ser considerados no projeto de misturas asfálticas, entre estes a dosagem e a curva granulométrica.

5.2.3. Influência entre propriedades de granulometria e forma dos agregados no comportamento mecânico das misturas asfálticas

Tendo em vista a responsabilidade atribuída aos agregados na resistência à deformação permanente, verificou-se a influência das propriedades de forma e da granulometria dos agregados no comportamento mecânico das misturas asfálticas. Assim, associou-se a seleção granulométrica e as propriedades de forma de agregados com o *Flow Number*. Os resultados evidenciam uma forte correlação entre a forma 2D e a proporção AG (parâmetro de granulometria Bailey) com o *FN*. A partir desses resultados gerou-se um modelo indicativo do desempenho das misturas asfálticas quanto à deformação permanente, que pode auxiliar na seleção prévia de materiais para misturas asfálticas em campo.

Constatou-se ainda que os intervalos dos parâmetros Bailey são difíceis de serem integralmente obedecidos, mesmo para misturas com bons resultados em laboratório (ensaio uniaxial de carga repetida) e em campo. Os resultados de deformação permanente em laboratório corroboraram os resultados de campo.

Além disso, identificou-se uma forte correlação entre a porosidade FAD e o *FN*, mostrando o potencial do método FAD como indicador de resistência à deformação permanente. O comportamento peculiar das misturas com porosidade FAD marginal também foi confirmado, conforme a literatura.

Os resultados de deformação permanente em campo corroboraram os resultados de porosidade em laboratório. O método FAD indicou resultados consistentes, que aliados à sua facilidade de compreensão e implementação, o destacam como possível ferramenta para avaliar a composição granulométrica quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas e fornecer um indicativo do desempenho dessas misturas em campo.

5.2.4. Refinamento de critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida

Na busca por uma metodologia que subsidie a escolha mais adequada quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas, a presente pesquisa refinou critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida em função do tráfego em campo. Identificou-se, a partir do desempenho de 12 trechos experimentais monitorados em todo o país, 4 critérios de *FN*. Considerou-se que *FNs* inferiores a 100 resistem apenas a um tráfego leve ($< 3 \times 10^6$); acima de 100 para um tráfego médio (entre 3×10^6 e 1×10^7); superior a 300 para um tráfego pesado (entre 1×10^7 e 3×10^7); e acima de 1000 para um tráfego extremamente pesado ($> 3 \times 10^7$).

É importante que no Brasil os diversos grupos de pesquisa, órgãos rodoviários e concessionárias sigam coletando informações de modo que esses critérios sejam continuamente refinados, tendo em vista que eles necessitam sistematicamente de atualizações, além da incorporação de novos materiais utilizados em misturas asfálticas. A adoção de critérios de *FN* baseada em desempenho representa uma segurança maior em relação à durabilidade dos pavimentos asfálticos, mas devem ser usados em conjunto com a

seleção adequada dos materiais, métodos mais modernos de dosagem de misturas asfálticas e de dimensionamento de pavimentos.

5.2.5. Construção e instrumentação de trechos experimentais monitorados

Para tornar possível o monitoramento evolutivo da deformação permanente em pavimentos asfálticos ao longo do tempo, foram construídos 02 trechos experimentais e submetidos ao Simulador de Grande Porte (SGP), sendo 01 trecho de referência devidamente instrumentado. A instrumentação e o monitoramento dos trechos tornou possível conhecer *in situ* o comportamento de um pavimento asfáltico típico do Ceará. Por meio dos termopares foi possível perceber a concordância das temperaturas utilizadas nos ensaios *TSS* [considera as temperaturas de 17, 37 e 47°C (máxima)] e uniaxial de carga repetida (60°C), contemplando as temperaturas que ocorrem na parte inferior do revestimento asfáltico do trecho instrumentado.

Os sensores de umidade (*TDRs*) indicaram que as camadas próximas ao revestimento (base e sub-base) apresentaram umidades cerca de 3% abaixo da umidade ótima. Os *strain gages* e as células de carga permitiram determinar os valores de deformações e pressões, mostrando que essa tecnologia permite identificar os principais processos que convergem para a queda do desempenho estrutural dos pavimentos após a sua abertura ao tráfego. Assim, a continuidade desta pesquisa é incentivada.

5.3. Recomendações para Futuras Pesquisas

No decorrer desta pesquisa buscou-se, dentro do possível, abranger a influência e a relação dos diversos materiais que compõem as misturas asfálticas na resistência à deformação permanente e contribuir metodologicamente para avaliação e previsão do desempenho dos pavimentos quanto a essa falha, e assim, contribuir para o método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos. Porém, trata-se de um assunto amplo no qual pesquisas adicionais contribuirão para mitigação dessa falha nos pavimentos asfálticos do Brasil e do mundo. Assim sendo, como trabalhos futuros as seguintes pesquisas são sugeridas:

- Continuar o monitoramento dos trechos experimentais, objetivando avaliar o desempenho desses pavimentos ao longo dos próximos anos, especialmente os trechos que apresentaram valores baixos de ATR no último levantamento de campo.
- Incluir novos trechos experimentais para contribuir com o método mecanístico-empírico de pavimentos do Brasil. Além de correlacionar o parâmetro FN com o desempenho dessas misturas em função do tráfego em campo, deve-se verificar sistematicamente se os critérios de FN propostos nesta tese estão apropriados.
- Implementar no programa *LVECD* o modelo de Francken, e verificar os benefícios dessa implementação na capacidade de previsão da deformação permanente em campo.
- Comparar as misturas investigadas nesta pesquisa por meio de outras metodologias, tais como: ensaio de cisalhamento simples repetido à altura constante (*RSST-CH*) e ensaios com simuladores de pequeno porte.
- Investigar o impacto do envelhecimento do ligante na resistência à deformação de misturas asfálticas aplicadas em campo.
- Avaliar a aplicação da modelagem multiescala a partir dos resultados (reologia e caracterização mecânica) desta pesquisa.
- Avaliar a contribuição das camadas granulares no ATR medido na superfície dos pavimentos asfálticos.
- Prosseguir com a coleta de dados por meio da instrumentação em campo, algo ainda bastante incipiente no país. Aponta-se o cuidado durante a construção do pavimento, o posicionamento correto dos sensores, incluindo a angulação e a nivelção desses instrumentos, além da compactação das camadas. Sugere-se ainda orçar o custo de pesquisas utilizando instrumentação e simuladores de grande porte.

REFERÊNCIAS

ADVANCED ASPHALT TECHNOLOGIES, LLC. *A manual for design of hot mix asphalt with commentary*, NCHRP Report 673, National Cooperative Highway Research Program, Washington, 2011.

ADORJÁNYI, K. e FÜLEKI, P. Performance evaluation of bitumens at high temperature with multiple stress creep recovery test. *Hungarian Journal of Industrial Chemistry*, v. 39, n. 2, p. 195-199, 2011.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS - ANP *Resolução N.º 19*. Regulamento Técnico N.º 3, 2005. Disponível em: <[http://nxt.anp.gov.br/NXT/gateway.dll/leg/resolucoes_anp/2005/julho/ranp%2019%20-%202005.xml?f=templates\\$fn=default.htm&sync=1&vid=anp:10.1048/enu](http://nxt.anp.gov.br/NXT/gateway.dll/leg/resolucoes_anp/2005/julho/ranp%2019%20-%202005.xml?f=templates$fn=default.htm&sync=1&vid=anp:10.1048/enu)>. Acesso em: 21/02/2015.

_____. ANP *Resolução N.º 32*. Regulamento Técnico N.º 4, 2010. Disponível em: <[http://nxt.anp.gov.br/NXT/gateway.dll/leg/resolucoes_anp/2010/setembro/ranp%2032%20-%202010.xml?fn=document-frameset.htm\\$f=templates\\$3.0](http://nxt.anp.gov.br/NXT/gateway.dll/leg/resolucoes_anp/2010/setembro/ranp%2032%20-%202010.xml?fn=document-frameset.htm$f=templates$3.0)>. Acesso em: 21/02/2015.

AL ROUSAN, T. M. *Characterization of aggregate shape properties using a computer automated system*. Dissertation. Texas A&M University, 2004.

ALBANO, J. F. *O Efeito dos Excessos de Carga sobre a Durabilidade de Pavimentos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2005. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/4498/000457228.pdf>>. Acesso em: 06/05/2015.

ALENCAR, A. E. V.; BRINGEL, R. M.; LUCENA, M. C. C.; SOARES, J. B. e SOARES, S. A. Efeito da presença de aditivos nas propriedades reológicas do ligante asfáltico modificado por EVA. Instituto Brasileiro de Petróleo e Gás – IBP. *18º Encontro de Asfalto*. Rio de Janeiro, RJ, 2006.

ALSHAMSI, K. S. *Development of a mix design methodology for asphalt mixtures with analytically formulated aggregate structures*. Dissertation. Louisiana State University, 2006.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS *M320*: Standard specification for performance-graded asphalt binder. Washington, 2009.

_____. *M323*: Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design. Washington, 2013.

_____. *M332*: Standard specification for performance-graded asphalt binder using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test. Washington, 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS *C128*: Standard test method for relative density (specific gravity) and absorption of fine aggregate. West Conshohocken, 2015.

_____. *C136/136M*: Standard test method for sieve analysis of fine and coarse aggregates. West Conshohocken, 2014.

_____. *D5*: Standard test method for penetration of bituminous materials. West Conshohocken, 2006.

_____. *D36*: Standard test method for softening point of bitumen (ring-and-ball apparatus). West Conshohocken, 2009.

_____. *D2493*: Standard viscosity-temperature chart for asphalts. West Conshohocken, 2009.

_____ *D2872*: Standard test method for effect of heat and air on a moving film of asphalt (Rolling Thin-Film Oven Test). West Conshohocken, 2004.

_____ *D4402*: Standard test method for viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscometer. West Conshohocken, 2007.

_____ *D6084*: Standard test method for elastic recovery of bituminous materials by ductilometer. West Conshohocken, 2006.

_____ *D6373*: Standard specification for performance graded asphalt binder. West Conshohocken, 2013.

_____ *D7405*: Standard test method for Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR) of asphalt binder using a dynamic shear rheometer. West Conshohocken, 2010.

ANDRADE, L. R.; KUCHIISHI, A. K.; BESSA, I. S.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B.; BEJA, I. A. e CHAVES, J. M. Comportamento mecânico de camadas de bases granular e tratada com cimento em rodovia de tráfego muito pesado. *In: XXIX Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Ouro Preto, MG, 2015.

ARAGÃO, F. T. S.; LUTIF, J. E. S.; KIM, Y. R. e SOARES, J. B. Avaliação da zona de restrição como critério limitador em misturas asfálticas utilizadas em vias de baixo volume de tráfego. *In: XXI Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Rio de Janeiro, RJ, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 16505*: Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Associação Brasileira de Normas Técnicas /Organismo de Normalização Setorial de Petróleo (ABNT/ONS-034), 2016.

ASPHALT INSTITUTE: *Laboratory mixing and compaction temperatures*. Asphalt Institute Technical Bulletin, 2003. Disponível em: <<http://www.asphaltinstitute.org/superpave-documents/>>. Acesso em: 02/03/2015.

ASPHALT INSTITUTE: *The Bailey Method. Achieving Volumetrics and HMA Compactability*, 2011. Instructor Bill Pine, Heritage Research Group. Lexington, Estados Unidos.

BAHIA, H. U. e ANDERSON, D. A. Strategic highway research program binder rheological parameters: background and comparison with conventional properties. *Transportation Research Record*, n. 1488, p. 32-39, 1995. Disponível em: <<http://onlinepubs.trb.org...trr/1995/1488/1488-004.pdf>>. Acesso em: 11/06/2015.

BARROS, L. M.; BRITO, L. A. T. e CERATTI, J. A. P. Desempenho quanto à deformação permanente de misturas asfálticas com diferentes ligantes. *Anais do XVIII Congresso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA)*, pp. 325-333. Bariloche, Argentina, 2015.

BASTOS, J. B. S. *Influência da variação da umidade no comportamento de pavimentos da região metropolitana de Fortaleza*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2013.

BASTOS, J. B. S.; BORGES, R. L.; SOARES, J. B. e KLINSKY, L. M. G. Avaliação em laboratório e em campo da deformação permanente de pavimentos asfálticos do Ceará e de São Paulo. *Revista Transportes*, v. 23, n. 3. p. 44-55, 2015a. DOI: <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v23i3.914>.

BASTOS, J. B. S.; LIMA FILHO, S. A. R.; SOARES, J. B. e SOARES, S. A. Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados com SBS e com argilas organofílicas na resistência à deformação permanente. *Anais do XVIII Congresso Ibero Latinoamericano del Asfalto (CILA)*, pp. 967-980, 2015b. Bariloche, Argentina. Disponível em: <www.coursehero.com/file/14795703/avaliacao-do-efeito-de-ligantes-asfalticos-com-argilas-organofilicas-finalpdf/>. Acesso em: 30/11/2015.

- BASTOS, J. B. S.; TORQUATO e SILVA, S. A.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H. e KIM, Y. R. Triaxial stress sweep test protocol considerations for permanent deformation characterisation of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*. 2016. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2016.1261729>.
- BASTOS, J. B. S.; BABADOPULOS, L. F. A. L. e SOARES, J. B. Relationship between multiple stress creep recovery (MSCR) binder test results and asphalt concrete rutting resistance in Brazilian roadways. *Construction and Building Materials*, Vol. 145, pp. 20-27, 2017a. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2017.03.216](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.216).
- BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. e NASCIMENTO, L. A. H. Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. *Revista Transportes*, v. 25, n. 2, 2017b.
- BATHINA, M. *Quality analysis of the Aggregate Imaging System (AIMS) Measurements*. Thesis of Master of Science. Texas A&M University, 2005.
- BENEVIDES, S. A. S. *Análise comparativa dos métodos de dimensionamento dos pavimentos asfálticos: Empírico do DNER e da Resiliência da COPPE/UFRJ em rodovias do Estado do Ceará*. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2000.
- BERNUCCI, L. L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. e SOARES, J. B. *Pavimentação Asfáltica - Formação Básica para Engenheiros*. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 2010.
- BESSA, I. S. *Avaliação do processamento digital de imagens como ferramenta para caracterização de agregados e misturas asfálticas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2012. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/4842/1/2012_dis_isbessa.pdf>. Acesso em: 21/02/2015.
- BESSA, I. S.; CASTELO BRANCO, V. T. F. e SOARES, J. B. Avaliação da resistência ao polimento e à degradação de agregados utilizando a Abrasão Los Angeles e o Processamento Digital de Imagens. In: *7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões*, Foz do Iguaçu, PR, 2011a.
- BESSA, I. S.; CASTELO BRANCO, V. T. F. e SOARES, J. B. Avaliação do processo de produção de agregados por meio da utilização do Processamento Digital de Imagens, In: *XXV Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Belo Horizonte, MG, 2011b.
- BESSA, I. S.; CASTELO BRANCO, V. T. F. e SOARES, J. B. Evaluation of different digital image processing software for aggregates and hot mix asphalt characterizations. *Construction and Building Materials*, Vol. 37, pp. 370-378, 2012. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2012.07.051](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.07.051).
- BESSA, I. S.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; SOARES, J. B. e NOGUEIRA NETO, J. A. Aggregate shape properties and their influence on the behavior of hot-mix asphalt. *Materials in Civil Engineering*. Vol. 27(7): 04014212, 2015. DOI: [10.1061/\(ASCE\)MT.1943-5533.0001181](https://doi.org/10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0001181).
- BEZERRA NETO, R. S. *Análise comparativa de pavimentos dimensionados através dos métodos empírico do DNER e mecânico e proposta de um catálogo simplificado de pavimentos para a região de Campo Grande (MS)*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2004.
- BILIGIRI, K. P.; KALOUSH, K. E.; MAMLOUK, M. S. e WITCZAK, M. W. Rational modeling of tertiary flow for asphalt mixtures. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, 2001(1), 63-72, 2007.

BOATENG, J. A. e MAINA, J. Permanent deformation testing for a new South African mechanistic pavement design method. *Construction and Building Materials*, Vol. 26, pp. 541-546, 2012. DOI: [10.1016/j.conbuildmat.2011.06.055](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.055).

BONAQUIST, R. *Evaluation of Flow Number (FN) as a discriminating HMA mixture property*. Wisconsin Highway Research Program. Projeto Número 0092-09-01, 2012.

BORGES, R. L. *Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2014. Disponível em: <www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/11168/1/2014_dis_rlborges.pdf>. Acesso em: 21/02/2015.

BROWN, E.; KANDHAL, P. S. e ZHANG, J. *Performance testing for hot mix asphalt*. National Center for Asphalt Technology. Report 01-05, 2001.

BUKOWSKI, J.; YOUTCHEFF, J. e HARMAN, T. *The Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) procedure*. Federal Highway Administration, 2011. Disponível em: <<http://www.fhwa.dot.gov/pavement/materials/pubs/hif11038/hif11038.pdf>>. Acesso em: 08/02/2016.

CAO, W. *Experimental and analytical investigations of permanent deformation behavior of asphalt mixtures under confining pressure*. Dissertation. North Carolina State University at Raleigh, 2015.

CARVALHO, R. L. E. *Prediction of permanent deformation in asphalt concrete*. Dissertation. University of Maryland, College Park, 2012. Disponível em: <<http://gradworks.umi.com/3517762.pdf>>. Acesso em: 18/06/2014.

CARDOSO, S. H. *Procedure for flexible airfield pavement design based on permanent deformation*. Ph.D. Dissertation, University of Maryland, Maryland, 1987.

CASTRO, P. B. *Avaliação do emprego de agregados alternativos em microrrevestimento asfáltico*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2014. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/13380/1/2014_dis_pbcastro.pdf>. Acesso em: 02/10/2015.

CASTELO BRANCO, V. T. F.; MASAD, E.; LITTLE, D. N.; SOARES, J. B. e MOTTA, L. M. G. Caracterização de Forma, Angularidade e Textura de Agregado de Brita Granítica e Escórias de Aciaria Usando o Aggregate Imaging Measurement System (AIMS). In: *XX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Brasília, DF, 2006.

CEZARO JUNIOR, T. *Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas convencionais e modificadas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 2008.

CHAVES, J. M.; BERNUCCI, L. L. B.; PREUSLLER, E. S.; VALE, A. F. e ALBA, V. *Avaliação de formação de trilha de rodas com diferentes tipos de mistura – 3 anos*. Recursos para Desenvolvimento Tecnológico - RDT, Rodovias BR 116/376 PR e BR 101, Trecho Curitiba – Florianópolis, 2011.

CHAVES, J. M. C; SILVA, A. H. M; BERNUCCI, L. B; ALBA, V. e FLORÊNCIO, H. Desenvolvimento de equipamento de compactação por rolagem para laboratório. In: *8º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões*. Santos, SP, 2013.

CHAVES, J. M. C; BERNUCCI, L. B. e SILVA, A. H. M. *Desenvolvimento de equipamento simulador de tráfego de laboratório para previsão de desempenho de misturas asfálticas*. Relatório final – Autopista Régis Bittencourt – Arteris, 2014.

CHOI, Y. T.; SUBRAMANIAN, V. A.; GUDDATI, M. N. e KIM, Y. R. Incremental model for the prediction of permanent deformation of asphalt concrete in compression. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2296, pp 24-35, 2012. DOI: [10.3141/2296-03](https://doi.org/10.3141/2296-03).

CHOI, Y. T. e KIM, Y. R. A Mechanistic permanent deformation model for asphalt concrete in compression. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, pp. 617-649, 2013a.

CHOI, Y. T. e KIM, Y. R. Development of a calibration testing protocol for the permanent deformation model of asphalt concrete. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol.2373 2296, pp 34-43, 2013b. DOI: [10.3141/2373-04](https://doi.org/10.3141/2373-04).

CHOI, Y. T. *Development of a mechanistic prediction model and test protocol for the permanent deformation of asphalt concrete*. Dissertation. North Carolina State University at Raleigh, 2013. Disponível em: <<http://repository.lib.ncsu.edu/ir/bitstream/1840.16/8713/1/etd.pdf>>. Acesso em: 18/06/2014.

CHOI, Y. T. e KIM, Y. R. Implementation and verification of a mechanistic permanent deformation model (shift model) to predict rut depths of asphalt pavement. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 15, Nº S1, pp.195-218, 2014. DOI: [10.1080/14680629.2014.927085](https://doi.org/10.1080/14680629.2014.927085).

COLERI, E.; WU, R.; SIGNORE, J. M. e HARVEY, J. T. Rutting of rubberized gap graded and polymer modified dense graded asphalt overlays in composite pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2304, Transportation Research Board of the National Academies, Washington. pp 195-204, 2012. DOI: [10.3141/2304-22](https://doi.org/10.3141/2304-22).

COMINSKY, R.; LEAHY, R. B. e HARRIGAN, E. T. Level one mix design: materials selection, compaction and conditioning (SHRP-A-408). *Transportation Research Board*, National Research Council, Washington, 1994.

CONCEPA-LAPAV: *Análise de estrutura de pavimento da rodovia BR-290/RS através de ensaios acelerado*. Projeto de Pesquisa CONCEPA – LAPAV, Relatório Final, 2007.

CONCEPA – LAPAV: *Estudo de desempenho de pavimento experimental com objetivo de validar método racional de dimensionamento de pavimentos flexíveis*. Projeto de Pesquisa CONCEPA – LAPAV, Relatório Final, 2011.

COUTINHO, R. P.; PAMPLONA, T. F.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; HOLANDA, A. S. e SOARES, J. B. Avaliação de procedimentos para construção de curvas mestras para materiais asfálticos. In: *20º Encontro de Asfalto* - Instituto Brasileiro de Petróleo, Gás e Biocombustíveis, Rio de Janeiro, RJ, 2010.

COUTO, J. B. *Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2009.

CUNHA, M. B. *Avaliação do Método de Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas*. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo - EESC, São Carlos, SP, 2004.

D'ANGELO, J.; KLUTTZ, R.; DONGRÉ, R.; STEPHENS, K. e ZANZOTTO, L. Revision of the Superpave high temperature binder specification: the multiple stress creep recovery test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 76, p. 123-162, 2007.

D'ANGELO, J. A. The relationship of the MSCR test to rutting. *Road Materials and Pavement Design*, v. 10, supl. 1, p. 61-80, 2009. DOI: [10.1080/14680629.2009.9690236](https://doi.org/10.1080/14680629.2009.9690236).

D'ANTONA, D. M. G. e FROTA, C. A. Estudo de misturas asfálticas com ligante modificado pelo polímero EVA para pavimentos urbanos de Manaus – AM. *Revista Polímeros Ciência e Tecnologia*, Vol. 21, N. 1, pp. 13-18, 2011. DOI: [10.1590/S0104-14282011005000007](https://doi.org/10.1590/S0104-14282011005000007).

DANIEL, J. S. e RIVERA, F. *Application of the Bailey method to New Hampshire asphalt mixtures*. New Hampshire Department of Transportation Report FHWA-NH-RD-13733F, 2009.

DENNEMAN, E; VERHAEGHE, B. M. J. A. e SADZIK, E. S. Aggregate packing characteristics of good and poor performing asphalt mixes. *Proceedings of the 26th Southern African Transport Conference*. 2007.

DIÓGENES, L. M. *Avaliação da influência da britagem nas propriedades de forma de agregados por meio do processamento digital de imagens*. Monografia (graduação). Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM - DNER *ME 035*: Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, RJ, 1998.

_____ *ME 043*: Misturas betuminosas a quente - ensaio Marshall. Rio de Janeiro, RJ, 1995.

_____ *ME 049*: Solos – Determinação do índice de suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 052*: Solos e agregados miúdos – determinação da umidade com o emprego do “Speedy”. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 053*: Misturas betuminosas – percentagem de betume. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 054*: Equivalente de areia. Rio de Janeiro, RJ, 1997.

_____ *ME 078*: Agregado graúdo – adesividade a ligante betuminoso. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 080*: Solos – Análise granulométrica por peneiramento. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 081*: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, RJ, 1998.

_____ *ME 082*: Solos – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 083*: Agregados – análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 1998.

_____ *ME 085*: Material finamente pulverizado - determinação da massa específica real. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 086*: Agregados - Determinação do índice de forma. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 092*: Solo – determinação da massa específica aparente “in situ”, com emprego do frasco de areia. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 093*: Determinação da densidade real. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 122*: Solos – Determinação do limite de liquidez – método de referência e método expedito. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *ME 162*: Solos – Ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas. Rio de Janeiro, RJ, 1994.

_____ *PRO 273*: Determinação de deflexões com defletômetro de impacto tipo falling weight deflectometer (FWD). Rio de Janeiro, RJ, 1996.

_____ *PRO 385*: Pavimentação - concreto asfáltico com asfalto polímero. Rio de Janeiro, RJ, 1999.

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

_____ *ES 031*: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico. Rio de Janeiro, RJ, 2006.

_____ *ME 134*: Pavimentação - Solos – Determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, RJ, 2010.

DOMINGOS, M. D. I.; PAMPLONA, T. F.; FAXINA, A. L. e GIGANTE, A. C. Viscosidade rotacional de ligantes asfálticos modificados de mesmo grau de desempenho. *Revista Transportes*, v. 20, n. 2. p. 15-22, 2012. DOI: [10.4237/transportes.v20i2.560](https://doi.org/10.4237/transportes.v20i2.560).

DOMINGOS, M. D. I. e FAXINA, A. L. Avaliação do comportamento fluência-recuperação de ligantes asfálticos modificados com SBS e ácido polifosfórico. *Revista Transportes*, v. 21, n. 1. p. 51-58, 2013. DOI: [10.4237/transportes.v21i1.677](https://doi.org/10.4237/transportes.v21i1.677).

DOMINGOS, M. D. I. e FAXINA, A. L. Multiple Stress Creep-Recovery test of Ethylene Vinyl Acetate and Polyphosphoric Acid-Modified binder. *Journal of Transportation Engineering*, v. 140, p. 04014054(6), 2014. DOI: [10.1061/\(asce\)te.1943-5436.0000707](https://doi.org/10.1061/(asce)te.1943-5436.0000707).

DOMINGOS, M. D. I. e FAXINA, A. L. Rheological analysis of asphalt binders modified with Elvaloy® terpolymer and polyphosphoric acid on the multiple stress creep and recovery test. *Materials and Structures*, v. 48, n. 5. p. 1405-1416, 2015a. DOI: [10.1617/s11527-013-0242-y](https://doi.org/10.1617/s11527-013-0242-y).

DOMINGOS, M. D. I. e FAXINA, A. L. Comportamento fluência-recuperação de ligantes asfálticos modificados com copolímero SBR e ácido polifosfórico. *Revista Transportes*, v. 23, n. 2. p.56-64, 2015b. DOI: [10.14295/transportes.v23i2.800](https://doi.org/10.14295/transportes.v23i2.800).

DOMINGOS, M. D. I. e FAXINA, A. L. Ensaio MSCR segundo as normas ASTM D7405-10a e AASHTO T350-14: um estudo de caso envolvendo ligantes asfalto-borracha. In: *XXIX Congresso Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes*, Ouro Preto, MG, 2015c. Disponível em: <www.anpet.org.br/xxixanpet/anais/documents/AC792.pdf>. Acesso em: 14/04/2016.

DOMINGOS, M. D. I. e FAXINA, A. L. Rutting potential of Elvaloy® terpolymer and polyphosphoric acid-modified asphalt binders based on the MSCR test and the Burgers model. In: *Road Safety on Five Continents Conference*, Rio de Janeiro. Proceedings of the 17th Road Safety on Five Continents Conference. Linköping: Swedish National Road and Transport Research Institute, 2016. Disponível em: <<http://vti.diva-portal.org/smash/get/diva2:926151/FULLTEXT01.pdf>>. Acesso em: 19/07/2016.

DONGRE, R., D'ANGELO, J. e COPELAND, A. Refinement of flow number as determined by the asphalt mixture performance tester for use in routine QC/QA practice. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2127, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C., pp. 127–136, 2009. DOI: [10.3141/2127-15](https://doi.org/10.3141/2127-15).

ESLAMINIA, M.; THIRUNAVUKKARASU, S.; GUDDATI, M. N. e KIM, Y. R. Accelerated pavement performance modeling using layered viscoelastic analysis. *Proceedings of the 7th International RILEM Conference on Cracking in Pavements*, Delft, The Netherlands, 2012.

EMIS - *Euromoney Institutional Investor Company*: Concessionária Rodovia Presidente Dutra SA (Brasil). 2015. Disponível em: <http://www.securities.com/php/company-profile/BR/Concessionaria_Rodovia_Presidente_Dutra_SA_pt_1145035.html>. Acesso em: 19/06/2015.

FARIAS, L. G. A. T.; LEITINHO, J. L.; AMONI, B. C.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; SANT'ANA, H. B. e SOARES, S. A. Effects of nanoclay and nanocomposites on rheological properties of pure and SBS modified bitumen. *Construction and Building Materials*, v. 125, p. 873-883, 2016. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.127>.

FERREIRA, J. L. S. *Melhoramento da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas pela escolha granulométrica a partir da metodologia da Faixa de Agregados Dominantes*. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2015.

FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. S. e SOARES, J. B. Validação da metodologia de Faixa de Agregados Dominantes para avaliação e especificação da granulometria de misturas asfálticas densas. In: *XXIX Congresso Nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes*, Ouro Preto, MG, 2015. Disponível em: <www.anpet.org.br/xxixanpet/anais/documents/AC1063.pdf>. Acesso em: 14/04/2016.

FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B. e BASTOS, J. S. Métodos de seleção granulométrica com foco na resistência à deformação permanente. *Revista Transportes*, v. 24, n. 2. p. 46-52, 2016. DOI: [10.4237/transportes.v24i2.1129](https://doi.org/10.4237/transportes.v24i2.1129).

FERRY, J. D. *Viscoelastic properties of polymers*. 3 ed., John Wiley & Sons, New York, 1980.

FRANCO, F. A. C. P. *Método de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2007.

FRITZEN, M. A. *Avaliação de soluções de reforço de pavimentos asfálticos com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2005. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/1701-marcos-antonio-fritzen-mestrado?Itemid=>>. Acesso em: 16/10/2015.

GIBSON, N. H. *A viscoelastoplastic continuum damage model for the compressive behavior of asphalt concrete*. Dissertation. University of Maryland, College Park, 2006. Disponível em: <<http://drum.lib.umd.edu/bitstream/handle/1903/3963/umi-umd-3325.pdf>>. Acesso em: 18/06/2014.

GIBSON, N. e SCHWARTZ C. W. Three-dimensional viscoplastic characterization of asphalt concrete utilizing Perzyna and HiSS methodologies. *Proceedings of the 10th International Conference on Asphalt Pavement*, Vol. I, pp. 205-214, 2006. Cidade de Quebec, Canadá.

GIBSON, N. H.; KUTAY, M. E.; KERAMAT, D. e YOUTCHEFF, J. Multiaxial strain response of asphalt concrete measured during flow number simple performance test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 78, pp. 25-66, 2009.

GIERHART, D. *Analysis of Oklahoma mix designs for the National Center for Asphalt Technology Test Track using the Bailey Method*. Practical approaches to Hot-Mix asphalt mix design and production quality control testing, Transportation Research – Circular Number E-C124, p. 33-44, 2007.

GONÇALVES, F. J. P.; CERATTI, J. A. P. e BERNUCCI, L. B. Study of permanent deformations in asphalt concrete layers. In: *4 European symposium performance of bituminous and hydraulic materials in pavements*, Nottingham, 2002.

GONÇALVES, F. J. P. *Estudo experimental do desempenho de pavimentos flexíveis a partir de instrumentação e ensaios acelerados*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 2002.

GOUVEIA, B. C. S. *Métodos de previsão e determinação de módulo dinâmico de misturas asfálticas aplicadas em rodovias brasileiras*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2016.

GOUVEIA, B. C. S.; BASTOS, J. B. S. e SOARES, J. B. Contribuições quanto à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. *45° Reunião Anual de Pavimentação*, Brasília, DF, 2016.

GREENE, J.; KIM, S. e CHOUBANE, B. Accelerated pavement testing and gradation-based performance evaluation method. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*. V. 2225, p. 119-127, 2011.

GUIMARÃES, A. C. R. *Estudo de deformação permanente em solos e a teoria do Shakedown aplicada a pavimentos flexíveis*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2001.

GUIMARÃES, A. C. R. *Um método mecanístico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

GUO, Z.; ZHANG, H.; CONG, L. e GAO, Q. Permanent deformation of subgrade soils. *Analysis of Asphalt Pavement Materials and Systems*: pp. 156-169, 2007. DOI: [10.1061/40924\(308\)13](https://doi.org/10.1061/40924(308)13).

HAJJ, E. Y.; ULLAO, A.; SIDDHARTHAN, R.; e SEBAALY, P. E. Characteristics of the loading pulse for the flow number performance test. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 79, pp. 253-294, 2010.

HAN, J.; KAMBER, M. e PEI, J. *Data Mining Concepts and Techniques*. 3rd ed. Morgan Kaufmann Publishers, 2012.

HARVEY, J. T.; WEISSMAN, S.; LONG, F. e MONISMITH, C. L. Tests to evaluate the stiffness and permanent deformation characteristics of asphalt/binder-aggregate mixes, and their use in mix design and analysis. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, pp 573-604, 2001.

HILLERMAN, T. P.; CARVALHO, R. N. e REIS, A. C. B. *Brasil 100% Digital: 1o Seminário de Análise de Dados na Administração Pública*. Análise de cobranças suspeitas de consultas médicas utilizando o algoritmo K-means (Seminário), 2015. Disponível em: <<http://pt.slideshare.net/tcuoficial/painel-01-01-tiago-hillermam>>. Acesso em: 09/11/2016.

HOLANDA, A. S.; PARENTE JR, E.; ARAÚJO, T. D. P.; MELO, L. T. B.; EVANGELISTA JR, F. e SOARES, J. B. Finite Element Modeling of flexible pavements. In *XXVII Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering (CILAMCE)*, Belém, PA, 2006.

JOHNSON, A.; CLYNE, T. R. e WOREL, B. J. *MnROAD Phase II Construction Report*. Minnesota Department of Transportation, 2009.

KIM, S. *Identification and assessment of the dominant aggregate size range (DASR) of asphalt mixture*. Dissertation. Florida University, Gainesville, Florida, 2006.

KIM, D. *Modulus and permanent deformation characterization of asphalt mixtures and pavements*. Dissertation (Doctor of Philosophy). North Carolina State University, NC, 2015.

KHOSLA, N. P. e SADASIVAM, S. *Determination of optimum gradation for resistance to permeability, rutting and fatigue cracking*. Final Report FHWA/NC/2004-12. North Carolina State University, 2005.

KHAZANOVICH, L.; TOMPKINS, D.; SAXENA, P.; WU, R. e HARVEY, J. T. Use of the Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide and CalME to mitigate rutting in asphalt overlays of concrete pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2368, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC., pp 36-44, 2013. DOI: [10.3141/2368-04](https://doi.org/10.3141/2368-04).

LACROIX, A. T. *Performance prediction of the NCAT test track pavements using mechanistic models*. Dissertation. North Carolina State University, NC, 2013.

LACROIX, A. T. e KIM, Y. R. Performance predictions of rutting for the National Center for Asphalt Technology test track. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 2457, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC., pp. 41–50, 2014. DOI: [10.3141/2457-05](https://doi.org/10.3141/2457-05).

LAMBE, T.W. e WHITMAN R.V. *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons, 1969.

LEANDRI, P.; BACCI, R.; DI NATALE, A.; ROCCHIO, P. e LOSA, M. Appropriate and reliable use of pavement instrumentation on in-service roads. *Airfield and Highway Pavement 2013: Sustainable and Efficient Pavements*, pp. 1424-1433, 2013. DOI: [10.1061/9780784413005.120](https://doi.org/10.1061/9780784413005.120).

LEE, S.; BAEK, C. e PARK, J. Performance-based mix design of unmodified and lime-modified hot mix asphalt. *Canadian Journal of Civil Engineering*, v. 39, n. 7. p. 824-833, 2012. DOI: [10.1139/12012-067](https://doi.org/10.1139/12012-067).

LEITE, L. F. M. *Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1999.

LEKARP, F.; ISACSSON, U. e DAWSON, A. State of the art. I: resilient response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering ASCE*, Vol. 126 (1), pp. 66-75, 2000a.

LEKARP, F.; ISACSSON, U. e DAWSON, A. State of the art. II: permanent strain response of unbound aggregates. *Journal of Transportation Engineering ASCE*, Vol. 126 (1), pp. 76-83, 2000b.

LESUEUR, D.; GERARD, J. F.; CLAUDY, P.; LETOFFE, J. M.; PLANCHE, J. P. e MARTIN, D. Structure related model to describe asphalt linear viscoelasticity. *Journal of Rheology*, v. 40, p. 813-836, 1996.

LIMA, C. D. A. *Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2016.

LIMA FILHO, S. A. R. *Caracterização empírica e reológica de ligantes asfálticos modificados por polímero e argila*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2015.

LOULIZI, A. AL-QADI, I. L.; LAHOUAR, S. e FREEMAN, T. E. Data collection and management of the instrumented Smart Road flexible pavement Sections. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 1769, Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC., pp. 142-151, 2001. DOI: <http://dx.doi.org/10.3141/1769-17>.

LU, X. e ISACSSON, U. Modification of road bitumens with thermoplastic polymers. *Polymer Testing*, v. 20, p. 77-86, 2001.

LUGO, A. E. A.; MERCADO, E. A. e SPINEL, S. C. Tomografía computarizada con rayos-x y sistema de imágenes de agregados (AIMS) para el estudio de mezclas asfálticas y agregados. *Revista Ingeniería e Investigación*, Vol. 28, No. 2, pp 142-151, 2008. Disponível em

<http://www.scielo.org.co/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0120-56092008000200017&lng=en&nrm=iso>. Acesso em: 03/05/2016.

MACQUEEN, J. Some methods for classification and analysis of multivariate observations. *Proc. Fifth Berkeley Sympos. Math. Statist. and Probability*. Berkeley, Calif., 1965/66. Vol. I: Statistics, pp. 281–297, 1967.

MAHMOUD, A. F. F. e BAHIA, H. *Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures*, Wisconsin highway research program. Projeto Número 0092-01-02, 2004.

MANJUNATH, K. R. e POORNACHANDRA, D. N. B. Design of hot mix asphalt using Bailey method of gradation. *International Journal of Research in Engineering and Technology*, Vol. 3, pp. 386-393, 2014.

MARQUES, G. L. O. *Utilização do módulo de resiliência como critério de dosagem de mistura asfáltica; efeito da compactação por impacto e giratória*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2004.

MARTINS, A. T. *Contribuição para a validação do ensaio de resistência ao dano por fadiga para ligantes asfálticos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2014. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/2488-adriana-tinoco-martins-mestrado?Itemid>. Acesso em: 21/02/2015.

MASAD, E.; AL-ROUSAN, T.; BUTTON, J.; LITTLE, D. e TUTUMLUER, E. *Test methods for characterizing aggregate shape, texture, and angularity*. Report NCHRP – 555. National Research Council, Washington, 2005.

MATOS, L. J. S. *Análise de tensões verticais em estrutura de pavimento semirrígido instrumentado sob carregamento variado*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Sergipe, SE, 2015.

MATTOS, J. R. G. *Monitoramento e análise do desempenho de pavimentos flexíveis da ampliação da rodovia BR-290/RS: a implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul*. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre, RS, 2014. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/103728/000936217.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 12/05/2015.

MEDEIROS, D. F.; CAVALCANTE, E. H. e RODRIGUES, J. K. G. Influência da granulometria nas características mecânicas de misturas asfálticas para aeródromos. *IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço – comemoração dos 50 anos da ABPv*. Fortaleza, CE, 2009.

MEDINA, J. e MOTTA, L. M. G. *Mecânica dos pavimentos*. 3ª Ed. Rio de Janeiro, 2015.

MELLO, M. S. *Avaliação das Propriedades Reológica e Mecânica de Ligantes e Misturas Asfálticas Irradiadas*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2014. Disponível em: <http://antigo.nuclear.ufrj.br/DScTeses/teses2014/Tese_Marco_Mello.pdf>. Acesso em: 26/12/2016.

MENDES, L. O. *Utilização do Método Bailey para a seleção de agregados em dosagem de misturas asfálticas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Juiz de Fora. Juiz de Fora, MG, 2011.

MONISMITH, C. L.; POPESCU, L. e HARVEY, J. Rut depth estimation for mechanistic-empirical pavement design using simple shear test results. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, Vol. 75, pp. 1294-1338, 2006.

MOTTA, L. M. G. *Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas*. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 1991. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/538-laura-maria-goretti-da-motta-doutorado?Itemid=>>. Acesso em: 18/06/2013.

MOTTA, L. M. G.; TONIAL, I.; LEITE, L. M. e CONSTANTINO, R.S. Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas. *Tradução Comentada*, IBP, 1996a.

MOTTA, L. M. G.; SÁ, M. F. P.; OLIVEIRA, P. M. F. e SOUSA, A. M. O ensaio de creep estático e dinâmico na avaliação das misturas asfálticas. In: *Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação*, Salvador, BA. 115-135, 1996b.

MOURA, E. *Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2010.

NASCIMENTO, L. A. H. *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2008. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/1476-luis-alberto-herrmann-do-nascimento-mestrado?Itemid>. Acesso em: 18/06/2014.

NASCIMENTO, F. A. C.; GUIMARÃES, A. C. R. e CARNEIRO, L. A. Análise da influência das propriedades do ligante asfáltico e do esqueleto pétreo na deformação permanente de misturas asfálticas. *44ª RAPV – Reunião Anual de Pavimentação*. Foz do Iguaçu, PR, 2015.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM - NCHRP 1-37A: Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Report, 2004.

_____. *1-40D: Incorporation of NCHRP 1-40B HMA permanent deformation model into NCHRP 1-40D*. Final Report, 2006.

NAVARRO, F. J.; PARTAL, P.; GARCÍA-MORALES, M.; MARTÍN-ALFONSO, M. J.; MARTÍNEZ-BOZA, F.; GALLEGOS, C.; BORDADO, J. C. M. e DIOGO, A. C. Bitumen modification with reactive and non-reactive (virgin and recycled) polymers: a comparative analysis. *Journal of Industrial and Engineering Chemistry*, v. 15, p. 458-464, 2009.

NEGRÃO, D. P. *Contribuição para calibração de curva de evolução de afundamentos em trilha de roda de revestimentos asfálticos com utilização de resultados obtidos de simulador de tráfego em escala real*. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2012. Disponível em: <<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3138/tde-16112012-105544/en.php>>. Acesso em: 29/02/2015.

NEVES, S. M. M. F. *Simulador de ensaio acelerado de pavimentos rodoviários*. Dissertação de Mestrado. Universidade do Porto, 2011. Disponível em: <<https://webcache.googleusercontent.com/search?q=cache:CTABlrRN39sJ:https://repositorio-aberto.up.pt/handle/10216/63306+&cd=1&hl=pt-BR&ct=clnk&gl=br>>. Acesso em: 27/01/2015.

NÚÑEZ, W. P.; CERATTI, J. A.; NAKAHARA, S. e OLIVEIRA, J. A. Um estudo experimental sobre os afundamentos nas trilhas de rodas de pavimentos delgados com basaltos alterados. *Revista Transportes*, Vol. 7, N. 1, pp. 10-29, 1999. DOI: <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v7i1.218>.

NOGUEIRA, M. G. *Comparação do comportamento em campo de concretos asfálticos com CAP 30-45 e com CAP 50-70 para revestimentos de pavimentos*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 2008.

OLIVEIRA, A. H. *Avaliação do potencial antioxidante do Líquido da Castanha de Caju (LCC) para materiais asfálticos através de diferentes métodos de envelhecimento*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2014. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/11174/1/2014_dis_aholiveira.pdf>. Acesso em: 12/12/2015.

ONOFRE, F. C. *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e polímeros*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2012. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/11166/1/2012_dis_fconofre.pdf>. Acesso em: 18/06/2014.

ORANGE, G., MARTIN, J.-V., MENAPACE, A., HEMSLEY, M., e BAUMGARDNER, G. L. Rutting and moisture resistance of asphalt mixtures containing polymer and polyphosphoric acid modified bitumen. *Road Materials and Pavement Design*, 5(3), p. 323-354, 2004. DOI: 10.1080/14680629.2004.9689975.

OUYANG, C.; WANG, S.; ZHANG, Y. e ZHANG, Y. Thermo rheological properties and storage stability of SEBS/Kaolinite clay compound modified asphalts. *European Polymer Journal*, v. 42, p. 446-457, 2006.

PAZOS, A. G. *Efeito de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2015. Disponível em: <http://www.coc.ufrj.br/index.php/component/docman/doc_download/2615-abraham-guerrero-pazos?Itemid>. Acesso em: 15/09/2015.

PEREIRA, M. M. L. *Estudo de mistura asfáltica de módulo elevado para camadas de base de pavimento*. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2012.

PEREIRA, S. L. O.; OLIVEIRA, J. A.; BARROSO, S. H. A.; CASTELO BRANCO, V. T. F. e SOARES, J. B. Construção de trechos experimentais para avaliação de desempenho de camadas de pavimentos. *41ª RAPv – Reunião Anual de Pavimentação*. Fortaleza, CE, 2012.

PEREIRA, S. L. O. *Avaliação dos Tratamentos Superficiais Simples, Duplo e Triplo de rodovias através do emprego de diferentes agregados da Região Metropolitana de Fortaleza*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2013. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/11170/1/2013_dis_slopereira.pdf>. Acesso em: 02/10/2015.

POWELL, R. B. Comparing rutting performance under a heavy vehicle simulator to rutting performance at the NCAT Pavement Test Track. *Third International Conference on Accelerated Pavement Testing*, 2008. Disponível em: <<http://www.pavetrack.com/documents/NCAT%20Reports/Comparing%20Rutting%20Performance%20Under%20a%20Heavy%20Vehicle%20Simulator%20to%20Rutting%20Performance%20at%20the%20NCAT%20Pavement%20Test%20Track%20old.pdf>>. Acesso em: 14/05/2015.

READ J. e WHITEOAK D. *The Shell Bitumen Handbook*, Fifth Edition, London, 2003.

RIBEIRO, M. M. P. *Contribuição ao estudo da deformação permanente dos solos de subleito*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2013.

SABOURI, M.; BENNERT, T.; DANIEL, J. e KIM, Y. R. Evaluating laboratory-produced asphalt mixtures with rap in terms of rutting, fatigue, predictive capabilities, and high rap content potential. Submitted for Presentation at the 2015 TRB Annual Meeting and Publication in the *Journal of the Transportation Research Board*, 2015.

SANDERS, C. A. e DUKATS, E. L. Evaluation of percent fracture of hot-mix asphalt gravels in Indiana. In: *Effect of Aggregate and Mineral Filler on Asphalt Mixture Performance – ASTM STP 1147*, 1992.

SANTANNA-GRECO, J. A. *Avaliação da influência de alguns fatores nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas, à luz da técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos*. Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, 2004.

SANTOS, M. G. R. *Estudo do comportamento de agregado sintético de argila calcinada para uso em revestimentos asfálticos para Manaus*. Dissertação de Mestrado. Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2007.

SANTOS, M. S. *Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria – RS*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, RS, 2015. Disponível em: <http://cascavel.cpd.ufsm.br/tede/tde_busca/arquivo.php?codArquivo=7495>. Acesso em: 14/10/2016.

SANTOS, A. S. *Segmentos monitorados de Araranguá: construção e previsão de desempenho do revestimento em camadas singulares e integradas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, SC, 2016.

SILVA, P. D. E. A. e MOTTA, L. M. G. Instrumentação da pista circular experimental do IPR/DNER. *Revista Transportes*, Vol. 7, N. 2, pp. 29-46, 1999. DOI: <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v7i2.227>.

SILVA, W. P.; SILVA, C. M. D. P. S.; CAVALCANTI, C. G. B.; SILVA, D. D. P. S.; SOARES, I. B.; OLIVEIRA, J. A. S. e SILVA, C. D. P. S. LAB Fit ajuste de curvas: um software em Português para tratamento de dados experimentais. *Revista Brasileira de Ensino de Física*. Vol. 26, nº. 4, São Paulo, 2004.

SOARES, J. B.; MOTTA, L. M. G. e LEITE, L. M. Quatro anos de observação da pista experimental do Ceará. In: *XIII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, São Carlos, SP, 1999.

SOARES, J. B.; MOTTA, L. M. G.; PAIVA, J. A. e CASTELO BRANCO, J. V. Propriedades mecânicas de misturas asfálticas com variação de granulometria e de CAP. *15º Encontro de Asfalto*, Rio de Janeiro, RJ, 2000.

SOARES, J. B.; MORENO, A. M. e MOTTA, L. M. G. Aspectos gerais de métodos de dimensionamento de pavimentos asfálticos de vários países e a relação com um novo método brasileiro. *Revista Pavimentação*, ABPV, Ano IV. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

SOARES, J. S. *Investigação da relação entre parâmetros da compactação giratória e de deformação permanente em misturas asfálticas densas*. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2014.

SOULIMAN, M. I.; MAMLOUK, M.; EL-BASYOUNY, M. e ZAPATA, C. E. Calibration of the AASHTO MEPDG for designing flexible pavements in Arizona conditions. *International Journal of Pavements*, Vol. 9, pp. 2-13, 2010.

SOUSA, P. C.; VASCONCELOS, K. L. e SOARES, J. B. Abordagem mecânica em projetos de superestruturas de estradas de rodagem. *IV Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço – comemoração dos 50 anos da ABPV*. Fortaleza, CE, 2009.

STIADY, J.; HAND, A. e WHITE, T. Quantifying contributions of aggregate characteristics using PURWheel laboratory tracking device. In: *Aggregate contribution to hot-mix asphalt performance – ASTM STP 1412*, pp.1-15, 2002. DOI: [10.1520/STP10796S](https://doi.org/10.1520/STP10796S).

SUBRAMANIAN, V. A. *Viscoplastic model with rate-dependent hardening for asphalt concrete in compression*. Dissertation. North Carolina State University, NC, 2011.

SUBRAMANIAN, V.; GUDDATI, M. N. e KIM, Y. R. A Viscoplastic model for rate-dependent hardening for asphalt concrete in compression. *Mechanics of Materials*, Vol. 59, April 2013, pp. 142-159, 2013. DOI:[10.1016/j.mechmat.2012.10.003](https://doi.org/10.1016/j.mechmat.2012.10.003).

SVENSON, M. *Ensaio triaxiais dinâmicos em solos argilosos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 1980.

SYBILSKI, D. Zero-shear viscosity of bituminous binder and its relation to bituminous mixture's rutting resistance. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, pp 15-21, 1996. DOI: <http://dx.doi.org/10.3141/1535-03>.

TOMÉ, L. G. A. *Avaliação química e reológica do ligante asfáltico modificado por Elvaloy*. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2010.

TOMÉ, L. G. A. *Efeito da adição de nanoargilas e nanocompositos argilas/SBS no desempenho de ligantes asfálticos de petróleo*. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2014.

TONIAL, I. e LEITE, L. Qualidade dos Cimentos Asfálticos Brasileiros segundo as Especificações SHRP. In: *12º Encontro de Asfalto*, IBP, 94-119, 1995.

TORQUATO e SILVA, S. A.; SOARES, J. B.; HOLANDA, A. S. e OLIVEIRA, J. A. Utilização do método dos elementos finitos em retroanálise de pavimentos flexíveis. In: *XXVIII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Curitiba, PR, 2014.

TSENG, K. H. e LYTTON, R. L. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. In: *implication of aggregate in the design, construction, and performance of flexible pavements – ASTM STP 1016*, pp. 154–172, 1989.

ULLIDTZ, P.; HARVEY, J. T.; TSAI, B. W. e MONISMITH, C. L. *Calibration of incremental-recursive flexible damage models in CalME using HVS experiments*. Research Report: UCPRC-RR-2005-06. 2006

ULLIDTZ, P.; HARVEY, J. T.; TSAI, B. W. e MONISMITH, C. L. Calibration of Mechanistic-Empirical models for flexible pavements using the WesTrack experiment. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, pp 591-630, 2008.

ULLIDTZ, P.; HARVEY, J. T.; BASHEER, I.; JONES, D.; WU, R.; LEA, J. e LU, Q. CalME, a Mechanistic-Empirical program to analyze and design flexible pavement rehabilitation. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, Vol. 2153, pp 143-152. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, DC, 2010. DOI: <http://dx.doi.org/10.3141/2153-16>.

UZAN, J. Permanent deformation in flexible pavements. *Journal of Transportation Engineering*, Vol. 130, No. 1, pp. 6-13, 2004. DOI: [10.1061/\(ASCE\)0733-947X\(2004\)130:1\(6\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-947X(2004)130:1(6)).

VALE, A. F. *Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para determinação de comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2008.

VAN DEUSEN, D. A.; NEWCOMB, D. E. e LABUZ, J. F. *A review of instrumentation technology for the Minnesota Road Research Project*. University of Minnesota, 1992.

VASCONCELOS, K. L.; SOARES, J. B. e LEITE, L. M. Influência da Densidade Máxima Teórica na dosagem de misturas asfálticas. In: *Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Rio de Janeiro, RJ, 2003.

VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B.; MOURA, E.; SANBONSUGE, K. e CHAVES, J. M. Caracterização mecânica de misturas asfálticas contínuas e descontínuas com diferentes ligantes asfálticos. *7º Congresso Brasileiro de Rodovias e Concessões – CBR&C*. Foz do Iguaçu, PR, 2011.

VASCONCELOS, M. A. G. *Estudo sobre emprego do Cape Seal em revestimentos rodoviários do Estado do Ceará*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará. Fortaleza, CE, 2013. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/7989/1/2013_dis_magvasconcelos.pdf>. Acesso em: 02/10/2015.

VAVRIK, W. R.; HUBER, G. e PINE, W. Bailey method for gradation selection in HMA mixture design. *Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044*, Washington, DC, 2002.

VIANA, M. A.; SILVEIRA, M. A.; VASCONCELOS, J. A. G.; CHAVES, F. J.; CASTELO BRANCO, J. V.; LIMA, J. F. P.; PAIVA, J. A. A.; RODRIGUES, G. F.; LEITE, L. M.; TONIAL, I. e MOTTA, L. M. G. Trecho Experimental/CE: monitoramento do pavimento que testa a aplicação da especificação Superpave na região Nordeste. In: *13º Encontro de Asfalto – IBP*, Rio de Janeiro, RJ, 1996.

VICTORINO, D. R. *Análise de desempenho de um pavimento flexível da rodovia BR-290/RS solicitado por um simulador de tráfego móvel*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 2008. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/16206/000697907.pdf?sequence=1>>. Acesso em: 06/05/2015.

VON QUINTUS, H. L.; MALLELA, J.; BONAQUIST, R.; SCHWARTZ, C. W. e CARVALHO, R. L. *Calibration of rutting models for structural and mix design*. NCHRP Report 719. Transportation Research Board. Washington, 2012.

WARGHA FILHO, N. *Avaliação da influência da redução das temperaturas de usinagem e de compactação no comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2013. Disponível em: <http://www.repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/7988/1/2013_dis_nwarghafilho.pdf>. Acesso em: 21/02/2015.

WESSELING, D. H. *Estudo do comportamento mecânico de misturas em concreto asfáltico com incorporação de resíduos industriais*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 2005.

WEST, R. C.; WATSON, D. E.; TURNER, P. A. e CASOLA J. R. NCHRP Report 648: Mixing and Compaction Temperatures of Asphalt Binders in Hot-Mix Asphalt. *Transportation Research Board*. Washington, DC, 1996. Disponível em: <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/nchrp/nchrp_rpt_648.pdf>. Acesso em: 18/07/2016.

WICKBOLDT, V. S. *Ensaio acelerados de pavimentos para avaliação de desempenho de recapeamentos asfálticos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, RS, 2005. Disponível em: <<https://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/7642/000550240.pdf>>. Acesso em: 06/05/2015.

WILLIS, J.; TAYLOR, A.; TRAN, N. e COPELAND, A. A comparison of flow number for plant-produced mix to field rut depths under full-scale loading. *11th International Conference on Asphalt Pavements*. International Society for Asphalt Pavements - ISAP Nagoya, Japan, 2010.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T.; EL-BASYOUNY, M. e VON QUINTUS, H. NCHRP Report 465: Simple performance test for superpave mix design. *Transportation Research Board*. Washington, DC, 2002.

YILDIRIM, Y. Polymer modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, v. 21, p. 66-72, 2007. DOI:10.1016/j.conbuildmat.2005.07.007.

YUN, T. *Development of a viscoplastic constitutive model using a rate-dependent yield criterion for HMA in compression*. Dissertation. North Carolina State University, NC, 2008. Disponível em: <<http://repository.lib.ncsu.edu/ir/bitstream/1840.16/3103/1/etd.pdf>>. Acesso em: 18/06/2014.

ZANIEWSKI, J. P e MASON, C. *An evaluation of the Bailey method to predict voids in the mineral aggregate*. Technical Report. West Virginia University, 2006.

ZHANG, H.; SHI, C.; HAN, J. e YU, J. Effect of organic layered silicates on flame retardancy and aging properties of bitumen. *Construction and Building Materials*, 40, p. 1151-1155, 2013.

ZHANG, J.; WALUBITA, L. F.; FARUK, A. N. M.; KARKI, P. e SIMATE, G. S. Use of the MSCR test to characterize the asphalt binder properties relative to HMA rutting performance – a laboratory study. *Construction and Building Materials*, v. 94, p. 218-227, 2015. [DOI:10.1016/j.conbuildmat.2015.06.044](https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.044).

ZHOU, F.; CHEN, D. e BILYEU, J. Case study: evaluation of laboratory test methods to characterize permanent deformation properties of asphalt mixes. *International Journal of Pavement Engineering*. Vol. 4, 2003.

ZHOU, C. *Investigation into key pavement materials and local calibration on MEPDG*. Dissertation. University of Tennessee, 2013. Disponível em: <http://trace.tennessee.edu/utk_graddiss/2504>. Acesso em: 24/01/2016.