



CARACTERIZAÇÃO DE LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS
MODIFICADOS COM A ADIÇÃO DE TRINIDAD LAKE ASPHALT

Ricardo Zardin Fengler

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Rio de Janeiro

Junho de 2018

CARACTERIZAÇÃO DE LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS
MODIFICADOS COM A ADIÇÃO DE TRINIDAD LAKE ASPHALT

Ricardo Zardin Fengler

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO INSTITUTO ALBERTO
LUIZ COIMBRA DE PÓS-GRADUAÇÃO E PESQUISA DE ENGENHARIA (COPPE)
DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS
REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM
CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Examinada por:

Prof. Francisco Thiago Sacramento Aragão, Ph.D.

Dr.^a Leni Figueiredo Mathias Leite, D.Sc.

Eng. Luis Alberto Herrmann do Nascimento, Ph.D.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

JUNHO DE 2018

Fengler, Ricardo Zardin

Caracterização de ligantes e misturas asfálticas modificados com a adição de Trinidad Lake Asphalt / Ricardo Zardin Fengler. – Rio de Janeiro: UFRJ/COPPE, 2018.

XXI, 193 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Dissertação (mestrado) – UFRJ/ COPPE/ Programa de Engenharia Civil, 2018.

Referências Bibliográficas: p. 181-193.

1. Trinidad Lake Asphalt. 2. Ligantes asfálticos. 3. Misturas asfálticas. 4. Caracterização reológica. 5. Desempenho mecânico. I. Aragão, Francisco Thiago Sacramento. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Programa de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

À minha família, em especial aos meus pais, Marilene e Bertholdo, pelo apoio incondicional fornecido ao longo do mestrado e por acreditarem em meu potencial. À minha irmã, Vanessa, pelo incentivo e companheirismo sempre demonstrados.

À minha namorada Fernanda que, apesar da distância durante este período, sempre me incentivou e me instigou a dar o melhor de mim, acreditando na minha capacidade e, acima de tudo, me aconselhando nos momentos difíceis. Teu companheirismo e carinho foram fundamentais durante esta jornada.

Ao meu orientador, Professor Francisco Thiago Sacramento Aragão, pela dedicação, trabalho, confiança e orientação ao longo do desenvolvimento da pesquisa.

À Professora Laura Maria Goretti da Motta pelos ensinamentos, dedicação, conselhos e ajuda ao longo do mestrado.

Aos membros da banca, Dr.^a Leni Figueiredo Mathias Leite e Dr. Luis Alberto Herrmann do Nascimento, pelos ensinamentos, conselhos e sugestões valiosíssimas ao longo da pesquisa, estando sempre dispostos a colaborar e difundir seus conhecimentos.

À equipe do Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos, Allan, Leandro, Washington e Roberto, sempre dispostos a ajudarem nos procedimentos laboratoriais, além de conversas descontraídas nos momentos oportunos. À Vera, pelas conversas e convívio. Aos engenheiros Álvaro, Marcos e Mariluce por me auxiliarem nas dificuldades encontradas ao longo do mestrado. Aos estagiários, Rodrigo, Larissa, Rogeane e Fernanda, pela ajuda na realização dos ensaios.

Aos colegas de mestrado, laboratório e de apartamento, Cristiano e Pedro, pelo grande e proveitoso convívio durante o período de mestrado, que nos rendeu discussões interessantes sobre a incrível área a qual nos dedicamos: a Pavimentação. Obrigado por dividirem comigo as várias angústias do dia a dia.

À Bel, Carlos (Cayto), Diego, Dimas, Jaelson, João, Rafaela e Saulo, por compartilharem momentos incríveis na Rua Cambucá, amigos excelentes que levarei para vida.

Ao João e à Rafaela, pessoas maravilhosas com quem pude conviver mais de perto no instante final do mestrado, sua ajuda e companheirismo serão lembrados, agradeço imensamente por tudo, a amizade de vocês será levada para a vida.

Aos colegas de trabalho no Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos Alex, Ana, André, Carine, Caroline, Diego, Fernando, Flávia, Gustavo, Jordana, Larissa, Lorena, Patrícia, Pedro e Thaísa, pelo convívio diário, compartilhando conhecimentos e tornando os dias mais agradáveis.

A todas as amizades que surgiram ao longo do mestrado.

Aos amigos de Ijuí e região e aos bons colegas de graduação na UNIJUÍ, que mesmo distantes sempre estiveram presentes durante a realização deste trabalho.

Ao doutorando Gustavo Badilla, pela ajuda fundamental na realização dos ensaios de energia de fratura na prensa MTS.

Ao engenheiro Sérgio Rocha, pela realização de ensaios de módulo dinâmico, excelentes conversas e conselhos.

Aos engenheiros Luis Alberto Herrmann do Nascimento e Adriana Tinoco Martins do CENPES da Petrobras, por facilitarem a realização de ensaios de módulo dinâmico e LAS. Ao engenheiro Ulisses Santos Figueiredo pela execução dos ensaios de módulo dinâmico e ao Diego Assunção pelos ensaios de LAS.

Aos engenheiros Ricardo Schroder e Fábio Otaviano, por facilitarem a realização dos testes de penetração pelo Marcelo Medeiros Silva no laboratório da Stratura Asfaltos e Serviços de Pavimentação.

Às empresas que forneceram os materiais para o desenvolvimento desta pesquisa, Stratura Asfaltos e Serviços de Pavimentação, Pegasus Representações Comerciais LTDA. e Magé Mineração LTDA.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES que proporcionou bolsa de estudos durante a realização desta pesquisa.

Por fim, gostaria de agradecer a todos aqueles que contribuíram de alguma maneira para a realização deste trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CARACTERIZAÇÃO DE LIGANTES E MISTURAS ASFÁLTICAS
MODIFICADOS COM A ADIÇÃO DE TRINIDAD LAKE ASPHALT

Ricardo Zardin Fengler

Junho/2018

Orientador: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Programa: Engenharia Civil

O uso de modificadores para melhorar o desempenho de materiais asfálticos quando sujeitos ao carregamento e aos efeitos do clima tem se tornado uma prática cada vez mais comum no Brasil. Entre os modificadores, o ligante asfáltico natural *Trinidad Lake Asphalt* (TLA) apresenta características que compensam algumas deficiências de ligantes asfálticos convencionais, aumentando a vida útil e melhorando o desempenho do pavimento. Este trabalho avaliou a influência da adição de diferentes teores de TLA (15%, 25% e 50%) nas propriedades de dois ligantes asfálticos brasileiros de uso convencional (CAP 30/45 e CAP 50/70) e no desempenho de misturas asfálticas. As propriedades dos ligantes asfálticos foram obtidas por meio de testes que constam na especificação brasileira e um Reômetro de Cisalhamento Dinâmico foi utilizado para determinar suas características reológicas. Ensaios mecânicos foram realizados para caracterizar a rigidez, a resistência à deformação permanente e ao dano por fadiga, e a susceptibilidade ao dano por umidade induzida das misturas asfálticas. Os resultados obtidos nesta pesquisa indicam que a adição de TLA conferiu aos ligantes asfálticos (e conseqüentemente às misturas asfálticas) um aumento de rigidez e elevou suas resistências à deformação permanente. A resistência ao dano por fadiga dos materiais não foi afetada, necessariamente, pelo efeito de rigidez fornecido pelo TLA, especialmente se uma quantidade adequada for adicionada ao ligante convencional.

Abstract of Dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

CHARACTERIZATION OF MODIFIED ASPHALT BINDERS AND MIXTURES
WITH ADDITION OF TRINIDAD LAKE ASPHALT

Ricardo Zardin Fengler

June/2018

Advisor: Francisco Thiago Sacramento Aragão

Department: Civil Engineering

The use of modifiers to improve the performance of asphalt materials when subjected to loading and climate effects has become an increasingly common practice in Brazil. Among the modifiers, the natural asphalt Trinidad Lake Asphalt (TLA) has characteristics that compensate some deficiencies of conventional petroleum-based asphalt binders, increasing the service life and improving the pavement performance. This study evaluated the influence of the addition of different TLA contents (15%, 25% and 50%) on the properties of two Brazilian petroleum-based asphalt binders of conventional use (AC 30/45 and AC 50/70) and the performance of asphalt mixtures. The properties of the asphalt binders were obtained through tests that are included in the Brazilian specification and a Dynamic Shear Rheometer was used to determine their rheological characteristics. Mechanical tests were performed to characterize the stiffness, resistance to permanent deformation and fatigue damage, and susceptibility to induced moisture damage of asphalt mixtures. The results obtained in this research indicate that the addition of TLA stiffens the asphalt binders (and consequently the asphalt mixture) and improves its rutting resistance. The fatigue damage resistance of the materials was not necessarily affected by the stiffening effect provided by the TLA, especially if a proper amount is added to the conventional petroleum-based binder.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	JUSTIFICATIVA	3
1.2	OBJETIVOS	4
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	6
2.1	MISTURAS ASFÁLTICAS	6
2.2	DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS	7
2.2.1	Procedimento de dosagem com compactador giratório.....	8
2.3	LIGANTES ASFÁLTICOS.....	11
2.3.1	<i>Trinidad Lake Asphalt (TLA)</i>	13
2.3.2	CAP TLA.....	17
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	26
3.1	MATERIAIS UTILIZADOS	26
3.1.1	Agregados.....	26
3.1.2	Ligantes asfálticos.....	28
3.1.3	Preparação dos ligantes asfálticos.....	29
3.2	DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS	31
3.2.1	Produção das amostras para ensaios mecânicos.....	38
3.3	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS	39
3.3.1	Método Bailey	39
3.3.2	Caracterização por meio de processamento digital de imagens.....	46
3.3.3	Massa específica e absorção.....	48
3.3.4	Abrasão <i>Los Angeles</i>.....	51
3.3.5	Equivalente de areia	53
3.4	ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE LIGANTES ASFÁLTICOS.....	54
3.4.1	Penetração	55
3.4.2	Massa específica.....	56
3.4.3	Viscosidade <i>Brookfield</i>	57
3.4.4	Ponto de amolecimento	59
3.4.5	Estabilidade ao armazenamento (separação de fase).....	60
3.4.6	Efeito do calor e do ar (envelhecimento em RTFOT)	62

3.4.7	Classificação de desempenho PG	64
3.4.8	Continuous grade (PG verdadeiro)	67
3.4.9	Reologia de ligantes asfálticos	68
3.4.9.1	<i>Curva mestra</i>	68
3.4.9.2	<i>Diagrama de Espaço Black</i>	70
3.4.9.3	<i>Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR)</i>	71
3.4.9.4	<i>Glover-Rowe Parameter</i>	72
3.4.9.5	<i>Modelo Christensen-Anderson (CA)</i>	74
3.4.9.6	<i>Parâmetro ΔT_c (Delta T_c Parameter)</i>	77
3.4.9.7	<i>Linear Amplitude Sweep (LAS)</i>	78
3.5	ENSAIOS DE COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS	
	ASFÁLTICAS	83
3.5.1	Resistência à tração por compressão diametral	83
3.5.2	Módulo de resiliência	85
3.5.3	Dano por umidade induzida	88
3.5.4	Flow Number	91
3.5.5	Fratura por compressão diametral com carregamento monotônico .	95
3.5.6	Módulo dinâmico	98
3.5.7	Parâmetros de densificação do compactador giratório	103
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	107
4.1	AGREGADOS	107
4.1.1	Massa específica e absorção	107
4.1.2	Abrasão Los Angeles	107
4.1.3	Equivalente de areia	108
4.1.4	Método Bailey	108
4.1.5	AIMS 2	110
4.2	LIGANTES ASFÁLTICOS	112
4.2.1	Penetração	112
4.2.2	Massa específica	114
4.2.3	Ponto de amolecimento	115
4.2.4	Estabilidade ao armazenamento (separação de fase)	116
4.2.5	Viscosidade Brookfield	116
4.2.6	Efeito do calor e do ar (envelhecimento em RTFOT)	118

4.2.7	Classificação de desempenho PG e <i>Continuous Grade</i> (PG verdadeiro)	120
4.2.8	Curva mestra	130
4.2.9	Diagrama de Espaço <i>Black</i>	138
4.2.10	<i>Multiple Stress Creep and Recovery</i> (MSCR)	140
4.2.11	<i>Glover-Rowe Parameter</i>	143
4.2.12	Modelo <i>Christensen-Anderson</i> (CA)	145
4.2.13	Parâmetro ΔT_c (<i>Delta T_c Parameter</i>)	148
4.2.14	<i>Linear Amplitude Sweep</i> (LAS)	150
4.3	DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	153
4.4	ENSAIOS DE COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	155
4.4.1	Resistência à tração por compressão diametral	155
4.4.2	Módulo de resiliência	157
4.4.3	Dano por umidade induzida	158
4.4.4	<i>Flow Number</i>	161
4.4.5	Fatura por compressão diametral com carregamento monotônico	165
4.4.6	Módulo dinâmico	168
4.4.7	Parâmetros de densificação do compactador giratório	172
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS	175
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	181

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Compactador Giratório Superpave (SGC)	10
Figura 2.2: <i>Pitch Lake</i> em Trinidad e Tobago (http://news.power102fm.com/wp-content/uploads/2014/03/PITCHYY.jpg).....	15
Figura 2.3: TLA em forma de <i>pellets</i> para fornecimento	16
Figura 2.4: TLA em forma semissólida dentro de tambor de chapa dura para fornecimento	17
Figura 3.1: Agregados minerais utilizados	27
Figura 3.2: Estocagem de agregados em laboratório.....	27
Figura 3.3: Recipientes de recebimento (esquerda) e armazenamento (direita) dos ligantes convencionais	28
Figura 3.4: Misturador tipo agitador de baixo cisalhamento com hélice	31
Figura 3.5: Mistura gerada entre os limites das especificações adotadas.....	32
Figura 3.6: Misturador mecânico modelo BBMAX80 utilizado.....	33
Figura 3.7: Compactador giratório Servopac IPC Global utilizado	34
Figura 3.8: Representação das divisões para análise do arranjo de agregados (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002).....	42
Figura 3.9: Equipamento AIMS 2 e detalhe dos aparatos para captura de imagens	47
Figura 3.10: Equipamento de abrasão <i>Los Angeles</i> utilizado para o desgaste dos agregados desta pesquisa	52
Figura 3.11: Aparatos utilizados para ensaio de equivalente de areia desta pesquisa....	53
Figura 3.12: Picnômetros cônicos preenchidos com amostras de ligante asfáltico.....	57
Figura 3.13: Viscosímetro rotacional <i>Brookfield</i> utilizado	58
Figura 3.14: Ensaio de ponto de amolecimento sendo realizado	60
Figura 3.15: Tubos selados contendo amostras de ligante asfáltico.....	61
Figura 3.16: Estufa de filme fino rotativo para simular envelhecimento a curto prazo .	62
Figura 3.17: DSR utilizado nesta pesquisa para realização dos ensaios	66
Figura 3.18: BBR utilizado nesta pesquisa para realização dos ensaios	66
Figura 3.19: Exemplo de uma curva típica no diagrama de Espaço <i>Black</i>	70
Figura 3.20: Representação típica do parâmetro GR no diagrama de Espaço <i>Black</i>	74
Figura 3.21: Exemplo de curva mestra relacionando os parâmetros do modelo de Christensen-Anderson (adaptada de CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992 <i>apud</i> LEITE, 2017).....	75

Figura 3.22: Método gráfico para obtenção da frequência <i>crossover</i> ω_c (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992 <i>apud</i> LEITE, 2017)	76
Figura 3.23: Método gráfico para obtenção do Índice Reológico <i>R-value</i> (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992 <i>apud</i> LEITE, 2017).....	76
Figura 3.24: Comprimento da fissura na ruptura obtido em função da taxa de crescimento da fissura (adaptada de HINTZ e BAHIA, 2013).....	80
Figura 3.25: Verificação da curva de torque em função do tamanho da fissura a fim de confirmar a ruptura do material (MARTINS, 2014)	80
Figura 3.26: Área contemplada para calcular o parâmetro FFL a partir da curva de fadiga (MARTINS, 2014)	82
Figura 3.27: Distribuição das tensões de tração e compressão nos planos diametrais (MEDINA e MOTTA, 2015).....	84
Figura 3.28: Obtenção da deformação elástica por tangentes (MEDINA e MOTTA, 2015)	86
Figura 3.29: LVDT externo preso por alça de referência na amostra	87
Figura 3.30: Deformação plástica acumulada vs. número de ciclos de um ensaio típico para determinação do FN (adaptada de BUDNY, 2012).....	92
Figura 3.31: Relação entre fadiga em campo e energia de fratura em amostras extraídas (adaptada de WEN e KIM, 2002).....	96
Figura 3.32: Corpos de prova extraídos e serrados na altura desejada para ensaio de fratura	96
Figura 3.33: Corpo de prova posicionado para ensaio de fratura.....	97
Figura 3.34: Maneira de aplicação da carga cíclica e da resposta de deformação (NASCIMENTO, 2008)	100
Figura 3.35: Fixação dos extensômetros para leituras de deformação do ensaio de módulo dinâmico	102
Figura 3.36: Área correspondente ao índice CDI em uma curva de densificação (NASCIMENTO, 2008)	104
Figura 3.37: Área correspondente ao índice TDI em uma curva de densificação (NASCIMENTO, 2008)	104
Figura 4.1: Massa específica vs. porcentagem de TLA adicionado	114
Figura 4.2: Curva viscosidade vs. temperatura do CAP 30/45 utilizado neste estudo .	117

Figura 4.3: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA.....	131
Figura 4.4: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA.....	131
Figura 4.5: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA	132
Figura 4.6: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA	132
Figura 4.7: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA	133
Figura 4.8: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA	133
Figura 4.9: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA	134
Figura 4.10: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA	134
Figura 4.11: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA.....	135
Figura 4.12: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA.....	135
Figura 4.13: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA ...	136
Figura 4.14: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA ...	136
Figura 4.15: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida nas três condições do CAP 30/45 + 25% TLA e CAP 50/70 + 25% TLA.....	137
Figura 4.16: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida nas três condições do CAP 30/45 + 15% TLA e CAP 50/70 + 15% TLA	137
Figura 4.17: Diagrama de Espaço <i>Black</i> das amostras virgens	138

Figura 4.18: Diagrama de Espaço <i>Black</i> das amostras envelhecidas em RTFOT.....	139
Figura 4.19: Diagrama de Espaço <i>Black</i> das amostras envelhecidas em RTFOT + PAV	139
Figura 4.20: Diagrama de Espaço <i>Black</i> do CAP 50/70 + 25% TLA nas três condições testadas	140
Figura 4.21: Compliância não recuperável dos ligantes asfálticos em diferentes temperaturas (J_{nr3200}).....	141
Figura 4.22: Porcentagem de recuperação dos ligantes asfálticos em diferentes temperaturas ($R_{3,2}$).....	142
Figura 4.23: Diagrama de Espaço <i>Black</i> indicando o parâmetro GR dos ligantes asfálticos	144
Figura 4.24: Espaço frequência <i>crossover</i> vs. <i>R-value</i> dos ligantes asfálticos.....	146
Figura 4.25: <i>R-value</i> relativo dos ligantes asfálticos sob três condições.....	147
Figura 4.26: Frequência <i>crossover</i> relativa dos ligantes asfálticos sob três condições	147
Figura 4.27: ΔT_c médio dos ligantes asfálticos	148
Figura 4.28: Resultados de amostras individuais para o parâmetro ΔT_c	149
Figura 4.29: Curva de fadiga dos ligantes asfálticos a 19°C	152
Figura 4.30: Resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas...	156
Figura 4.31: Módulo de resiliência das misturas asfálticas	157
Figura 4.32: Resistência retida à tração das misturas asfálticas	159
Figura 4.33: Correlação entre RBV e RRT das misturas asfálticas.....	160
Figura 4.34: <i>Flow Number</i> das misturas asfálticas.....	162
Figura 4.35: Correlação entre RBV e FN das misturas asfálticas	164
Figura 4.36: Correlação entre FN e MSCR das misturas asfálticas	165
Figura 4.37: Energia de fratura das misturas asfálticas	166
Figura 4.38: Correlação entre a_f , $FFL_{19^\circ C}$ e energia de fratura	167
Figura 4.39: Correlação entre $GR_{RTFOT15^\circ C}$ e energia de fratura.....	168
Figura 4.40: Curvas mestras de módulo dinâmico a 20°C das misturas asfálticas na escala log-log.....	169
Figura 4.41: Curvas mestras de módulo dinâmico a 20°C das misturas asfálticas na escala semi-log	170
Figura 4.42: Curvas mestras de ângulo de fase das misturas asfálticas	171
Figura 4.43: Resultados médios de CDI das misturas asfálticas	172

Figura 4.44: Resultados médios de TDI das misturas asfálticas 173

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Especificação do CAP TLA 30/45 (CERATTI <i>et al.</i> , 2015).....	18
Tabela 2.2: Características que o CAP TLA deve apresentar (adaptada de DNIT 168/2013 - EM)	19
Tabela 2.3: Especificação de ligantes asfálticos modificados por TLA (ASTM D 5710 - 05).....	20
Tabela 3.1: Distribuição granulométrica dos agregados e composição da mistura.....	32
Tabela 3.2: Temperaturas de compactação e usinagem das misturas asfálticas.....	35
Tabela 3.3: Limites estabelecidos dos parâmetros de dosagem (adaptada de AASHTO M 323, 2013).....	36
Tabela 3.4: Quantidade necessária de corpos de prova para cada ensaio mecânico realizado.....	39
Tabela 3.5: Peneiras de controle do Método Bailey (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002).....	41
Tabela 3.6: Faixas recomendadas de proporções dos agregados para misturas de comportamento graúdo (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002).....	43
Tabela 3.7: Peneiras de controle para misturas de comportamento miúdo (VAVRIK <i>et al.</i> , 2002).....	45
Tabela 3.8: Quantidade mínima de partículas sugeridas pelo manual do AIMS 2	48
Tabela 3.9: Limites estabelecidos para classificação das propriedades medidas pelo AIMS 2 (adaptada de Ibiapina <i>et al.</i> , 2018)	48
Tabela 3.10: Informações de moldagem para ensaio de dano por umidade induzida....	89
Tabela 3.11: Informações de moldagem para ensaio de <i>Flow Number</i>	93
Tabela 3.12: Critério de qualificação de amostras baseado no <i>Flow Number</i> (DNIT, 2018)	94
Tabela 3.13: Informações de moldagem para ensaio de fratura por compressão diametral	97
Tabela 3.14: Coeficientes utilizados na Equação 3.45 (KIM <i>et al.</i> , 2002).....	98
Tabela 3.15: Informações de moldagem para ensaio de módulo dinâmico.....	101
Tabela 4.1: Massa específica e absorção dos agregados e da mistura mineral	107
Tabela 4.2: Abrasão <i>Los Angeles</i> dos agregados graúdos	107
Tabela 4.3: Equivalente de areia do agregado miúdo.....	108
Tabela 4.4: Verificação do comportamento das misturas asfálticas.....	109

Tabela 4.5: Parâmetros do Método Bailey da mistura de agregados elaborada.....	109
Tabela 4.6: Resultados das propriedades dos agregados encontradas no AIMS 2.....	111
Tabela 4.7: Penetração dos ligantes asfálticos	113
Tabela 4.8: Ponto de amolecimento dos ligantes asfálticos	115
Tabela 4.9: Estabilidade ao armazenamento dos ligantes asfálticos com adição de TLA	116
Tabela 4.10: Viscosidade <i>Brookfield</i> dos ligantes asfálticos.....	117
Tabela 4.11: Variação de massa dos ligantes asfálticos	118
Tabela 4.12: Classificação PG e PG verdadeiro dos ligantes asfálticos.....	120
Tabela 4.13: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 utilizado	121
Tabela 4.14: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 + 15% TLA produzido	122
Tabela 4.15: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 + 25% TLA produzido	123
Tabela 4.16: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 + 50% TLA produzido	124
Tabela 4.17: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 utilizado	125
Tabela 4.18: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 + 15% TLA produzido	126
Tabela 4.19: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 + 25% TLA produzido	127
Tabela 4.20: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 + 50% TLA produzido	128
Tabela 4.21: Consideração do PG verdadeiro para a "regra dos 90"	130
Tabela 4.22: Condição de rigidez inicial a 19°C dos ligantes asfálticos.....	151
Tabela 4.23: Parâmetros do modelo para construção das curvas de fadiga dos ligantes asfálticos	151
Tabela 4.24: Valores de a_f e $FFL_{19^\circ C}$ para os ligantes asfálticos	151
Tabela 4.25: Propriedades volumétricas das misturas asfálticas.....	153
Tabela 4.26: Contribuição dos finos do TLA em relação a quantidade adicionada.....	155
Tabela 4.27: Volume de vazios médio das amostras de RT	156

Tabela 4.28: Volume de vazios médio das amostras de MR.....	157
Tabela 4.29: Resultados médios das amostras condicionadas e não condicionadas	159
Tabela 4.30: Resultados médio da inclinação "b" e do volume de vazios das amostras testadas	161
Tabela 4.31: Tráfego recomendado para as misturas asfálticas a partir dos resultados de FN considerando condições normais e severas das vias	163
Tabela 4.32: Volume de vazios médio das amostras de fratura por compressão diametral	166
Tabela 4.33: Volume de vazios médio das amostras de módulo dinâmico.....	168
Tabela 4.34: Redução das temperaturas para determinação dos parâmetros CDI e TDI	172
Tabela 4.35: Critérios dos parâmetros CDI e TDI.....	173

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

a – Tamanho da Fissura

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

a_f – Tamanho da Fissura na Ruptura

AFM – Microscópio de Força Atômica

AG – Proporção de Agregados Graúdos

AIMS 2 – *Aggregate Image Measurement System 2*

ANP – Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis

ASTM – *American Society for Testing and Materials*

BBR – *Bending Beam Rheometer* - Reômetro de Fluência em Viga

CA – Concreto Asfáltico

CA – *Christensen-Anderson Model*

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CDI – *Compaction Densification Index*

CENPES – Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello

da/dN – Taxa de Crescimento da Fissura a cada Ciclo

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

DSR – *Dynamic Shear Rheometer* - Reômetro de Cisalhamento Dinâmico

|E*| - Módulo Dinâmico

ESAL – *Equivalent Single Axle Load* – Carga Equivalente de Eixo Simples

F/A – Relação Fíler-Asfalto

F&E – Partículas Achatadas e Alongadas

FFL – Fator de Fadiga do Ligante

FFM – Fator de Fadiga da Mistura

FHWA – *Federal Highway Administration*

FN – *Flow Number* – Número de Fluência

G' – Módulo de Armazenamento Cisalhante

|G*| - Módulo de Cisalhamento Dinâmico

GAM – Proporção Graúda de Agregados Miúdos

G_{mb} – Massa Específica Aparente da Mistura Asfáltica

G_{mm} – Massa Específica Máxima Medida da Mistura Asfáltica

GR – *Glover-Rowe parameter*

J_{nr} – Compliância Não Recuperável
 $J_{nr, diff}$ – Diferença Percentual de Compliância Não Recuperável
IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IR – *Infrared Spectra* – Espectroscopia no Infravermelho
IRI – *International Roughness Index* - Índice de Irregularidade Internacional
LATT – *Lake Asphalt of Trinidad and Tobago Limited*
LAS – *Linear Amplitude Sweep Test* – Varredura Linear de Amplitude de Deformação
LVDT – *Linear Variable Differential Transformer*
m – Logaritmo do Módulo de Relaxação
MAM – Proporção Miúda de Agregados Miúdos
MR – Módulo de Resiliência
MSCR – *Multiple Stress Creep and Recovery* – Fluência e Relaxação sob Carregamento em Tensão Múltipla
 N_f – Número de Ciclos
 $N_{inicial}$ – Número Inicial de Giros
 N_{max} – Número Máximo de Giros
 N_{proj} – Número de Giros de Projeto
PAV – *Pressure Aging Vessel* - Vaso de Pressão para Envelhecimento de Longo Prazo
PCP – Peneira de Controle Primário
PCS – Peneira de Controle Secundário
PCT – Peneira de Controle Terciário
PG – *Performance Grade* – Grau de Desempenho
PM – Peneira Média
R – Porcentagem de Recuperação
 R^2 - Coeficiente de Correlação
R-value – Índice Reológico
RBV – Relação Betume/Vazios
Reduc – Refinaria Duque de Caxias
RRT – Resistência Retida à Tração
RT – Resistência à Tração por Compressão Diametral
RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test* – Estufa de Filme Fino Rotativo para Envelhecimento de Curto Prazo
S – Rigidez Estática

SGC – *Superpave Gyrotory Compactor* – Compactador Giratório
SHRP – *Strategic Highway Research Program*
SMA – *Stone Matrix Asphalt*
Superpave – *Superior Performing Asphalt Pavements*
TDI – *Traffic Densification Index*
TLA – *Trinidad Lake Asphalt*
TMN – Tamanho Máximo Nominal
TRB – *Transportation Research Board*
UV – Radiação Ultravioleta
VAG_{mc} – Vazios dos Agregados Graúdos na Mistura Asfáltica
VAG_{ss} – Vazios dos Agregados Graúdos Soltos no Estado Seco
VAM – Vazios no Agregado Mineral
VECD – *Viscoelastic Continuum Damage* – Dano Contínuo Viscoelástico
Vv – Volume de Vazios
 ΔT_c – *Delta T_c*
 δ – Ângulo de Fase
 ϵ_p – Deformação Permanente Acumulada
 η' – Viscosidade Dinâmica
 ω – Frequência de Teste
 ω_c – *Crossover Frequency* – Frequência *Crossover*

1 INTRODUÇÃO

Os revestimentos asfálticos, em sua essência, são compostos principalmente de materiais pétreos (agregados) e aglutinantes (ligantes asfálticos), apresentando a fundamental função de resistirem às solicitações de cargas oriundas do tráfego e distribuí-las às camadas subjacentes do pavimento. Além disso, devem proporcionar aos usuários das vias condições ideais de conforto ao rolamento e, acima de tudo, segurança.

As condições visuais em que os revestimentos de pavimentos asfálticos se encontram são um bom indicativo de suas capacidades estruturais e funcionais. No Brasil, o comportamento está comprometido em algumas situações, em decorrência do elevado aumento de veículos pesados que trafegam sobre as vias, que tiveram suas solicitações aumentadas com a aparição de configurações múltiplas, além do excesso de carga transportada. Esta tendência, aliada a serviços de pavimentação mal executados e projetos inapropriados que utilizam critérios ultrapassados e que não incluem todas as variáveis levam à deterioração precoce dos pavimentos e, como consequência, à elevação dos custos de transporte. Além disso, muitos recursos financeiros são necessários para a manutenção e a recuperação de pavimentos deteriorados, o que pode acarretar na oneração dos cofres públicos.

Conhecendo-se a situação da constante evolução do tráfego de veículos pesados e excesso de carga transportada, o aumento do interesse no desenvolvimento, por parte de pesquisadores em todo o mundo, de estudos em que se buscam alternativas de materiais vêm crescendo gradativamente com o passar dos anos. O objetivo de se utilizarem novos materiais visa estruturas capazes de amenizar os defeitos funcionais e estruturais dos pavimentos, tornando-os mais resistentes às solicitações impostas, tanto pelo tráfego como pelo clima, além de exigirem menos intervenções para manutenção.

Sabe-se que os principais defeitos estruturais dos pavimentos que podem ser encontrados decorrem de deformações permanentes e trincamentos por fadiga. De maneira geral, as deformações plásticas ou permanentes ocorrem devido à densificação complementar excessiva de camadas mal compactadas pela ação do tráfego associadas a deformações de cisalhamento. Por sua vez, o elevado grau de trincamento por fadiga é oriundo da indução de tensões pelo carregamento provocado pelo tráfego de veículos, que reduz a capacidade de suporte do material possibilitando a entrada de água na estrutura,

o que agrava o defeito.

O desempenho dos pavimentos está diretamente associado à qualidade dos materiais selecionados (ligantes asfálticos, agregados e aditivos), ao seu dimensionamento e aos projetos de misturas e das camadas subjacentes adotadas. A metodologia construtiva selecionada também acaba por interferir no comportamento do pavimento projetado, devendo-se, para cada situação, estudar e escolher da melhor maneira possível o método que será empregado. A otimização dos fatores descritos acarreta em uma maior vida útil do pavimento.

O conhecimento dentro dos órgãos rodoviários e das concessionárias ainda é incipiente quando se trata da abordagem de novos materiais e tipos de misturas asfálticas, devendo ser consolidado e transformado para que sua utilização se torne corrente. Com base nisso, estudos devem ser realizados utilizando-se materiais alternativos, com o intuito de se conhecerem suas propriedades e desempenho quando aplicados em misturas asfálticas, objetivando suas aplicações no campo com ganho de vida útil das estruturas e, também, econômico, além de propiciar o devido conforto ao rolamento e segurança aos usuários.

Em relação aos materiais, destacam-se os ligantes asfálticos, que influenciam significativamente o comportamento dos pavimentos flexíveis, sendo responsáveis por manter a estabilidade estrutural da mistura por meio da união dos agregados, além de atribuir um comportamento complexo, em decorrência das temperaturas variáveis e velocidades de carregamento. Com a exposição ao tráfego e aos agentes ambientais, os ligantes são submetidos a processos de deterioração e envelhecimento, que alteram suas propriedades ao longo de sua vida útil, podendo prejudicar seu desempenho em campo.

Com base nas premissas anteriores, o uso de modificadores de ligantes asfálticos surge como uma alternativa para melhorar o desempenho de materiais asfálticos quando submetidos a efeitos de carregamento e clima, tornando-se uma prática cada vez mais comum no Brasil. Entre os modificadores, o asfalto natural extraído de um lago em Trinidad e Tobago, tipicamente denominado de *Trinidad Lake Asphalt* (TLA), tem características que compensam algumas deficiências dos ligantes asfálticos convencionais à base de petróleo, aumentando a vida útil e melhorando o desempenho do pavimento. Este tipo de modificador vem sendo estudado por diversos pesquisadores ao

longo dos anos no Brasil (COSTA *et al.*, 2008; CAVALCANTI, 2010; NASCIMENTO *et al.*, 2010; SPECHT *et al.*, 2012, DANTAS, 2015; BRUXEL, 2015; BARROS, 2017; MENSCH, 2017). No país, de acordo com Cavalcanti (2010), algumas concessionárias de rodovias executaram trechos com misturas asfálticas que tiveram seus ligantes modificados por TLA, objetivando a melhoria de desempenho do pavimento construído. Além disso, Specht *et al.* (2012) relatam a utilização deste tipo de material em revestimentos colocados sobre uma ponte de *deck* metálico no município de Porto Alegre, no Rio Grande do Sul.

Este trabalho busca avaliar o efeito da adição de modificador TLA em diferentes proporções nas propriedades de ligantes asfálticos brasileiros de uso convencional e no desempenho de misturas asfálticas produzidas a partir destes. Os resultados de diversos ensaios de laboratório serão comparados para verificar se a adição de tal modificador gera benefícios evidentes aos materiais. Espera-se que este estudo contribua para a promoção do uso de modificadores naturais de ligantes asfálticos na construção de revestimentos asfálticos, além de compreender melhor as propriedades conferidas pelo TLA por meio de ensaios que identificam características dos materiais em diferentes escalas.

1.1 JUSTIFICATIVA

O crescente aumento do tráfego de veículos pesados nas rodovias do Brasil, bem como o excesso de carga transportado e as práticas inapropriadas de execução e projetos de pavimentos acaba por levar as estruturas a deteriorações precoces. A busca por materiais alternativos para melhoria do desempenho dos pavimentos torna-se necessária, devendo-se entender o comportamento destes para sua posterior utilização e aplicação em campo.

A utilização de modificadores de ligantes asfálticos, que visam melhorar o desempenho dos materiais, vem ganhando força no país e, por este motivo, o surgimento de especificações fundamentadas em estudos técnicos é essencial. Recentemente, entrou em vigor a especificação DNIT 168/2013 - EM, que visa estabelecer o controle tecnológico e requisitos técnicos exigidos para ligantes asfálticos modificados por TLA empregados em serviços rodoviários. O valor mínimo de adição de TLA exigido pela especificação é de 25% em massa para modificar um ligante asfáltico convencional. Nota-se que não existem indicações de qual deve ser o ligante convencional utilizado, nem

mesmo como chegou-se ao valor mínimo de adição necessário para considerar o material modificado e, com base em que foram definidos os limites dos critérios especificados. Partindo-se desta premissa, torna-se interessante a adição de diferentes teores de TLA em ligantes asfálticos de uso convencional, verificando-se o enquadramento ou não das propriedades obtidas nos limites estabelecidos pela especificação, além de identificar o real teor de adição capaz de modificar o material.

1.2 OBJETIVOS

O principal objetivo desta pesquisa é analisar a influência da adição do modificador *Trinidad Lake Asphalt* em diferentes proporções (15%, 25% e 50%) nas propriedades de dois ligantes asfálticos brasileiros de uso convencional (CAP 30/45 e CAP 50/70) e no desempenho de misturas asfálticas produzidas com estes.

Os objetivos específicos são:

- Caracterização dos ligantes asfálticos por meio de ensaios convencionais encontrados nas especificações nacionais;
- Caracterização reológica dos ligantes asfálticos;
- Caracterização das misturas asfálticas por meio de ensaios de comportamento mecânico: resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, dano por umidade induzida, *Flow Number*, fratura por compressão diametral e módulo dinâmico;
- Determinação dos índices CDI e TDI a partir de curvas de compactação de amostras no compactador giratório;
- Avaliação da possibilidade de adição de teores de TLA inferiores ao mínimo exigido pela norma DNIT 168/2013 - EM;
- Verificação do enquadramento das propriedades dos ligantes asfálticos produzidos nos limites estabelecidos que constam na especificação DNIT 168/2013 - EM.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho é composto por cinco capítulos. O Capítulo 1 apresenta a introdução, justificativa e objetivos da pesquisa.

O Capítulo 2 apresenta uma revisão bibliográfica de assuntos relevantes relacionados a ligantes asfálticos e ao modificador TLA.

O Capítulo 3 descreve os materiais utilizados nesta pesquisa, bem como os métodos adotados para a realização dos ensaios de laboratório, com comentários relevantes sobre os ensaios.

O Capítulo 4 apresenta os resultados encontrados e discussões sobre estes.

O Capítulo 5 indica as conclusões e recomendações para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 MISTURAS ASFÁLTICAS

No Brasil, a maioria dos pavimentos apresentam revestimentos ou camadas de rolamento compostas por uma mistura de agregados pétreos, material de enchimento e ligantes asfálticos que possuem características particulares. A mistura dos materiais é possível devido às propriedades aglutinantes dos ligantes, permitindo sua união de maneira satisfatória. Este compósito é geralmente chamado de concreto asfáltico (CA) ou mistura asfáltica (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Quando adequadamente dosadas e processadas, as misturas asfálticas garantem estabilidade, flexibilidade, durabilidade, impermeabilidade (com exceção da camada porosa de atrito), resistência à fadiga e ao trincamento térmico para as condições às quais foram concebidas (CERATTI *et al.*, 2015). Destacam-se entre as misturas para revestimentos asfálticos três composições distintas de graduações, sendo densas ou bem graduadas, descontínuas ou abertas (U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS, 2001; BERNUCCI *et al.*, 2008). Além da camada de revestimento ou capa de rolamento, o CA pode ser utilizado em camadas de ligação ou binder e camadas de nivelamento ou regularização, as quais apresentam distinções quanto ao diâmetro máximo dos agregados empregados, volume de vazios e relação betume-vazios (PINTO e PREUSSLER, 2010).

Vários são os fatores que exercem influência no comportamento e desempenho do concreto asfáltico ao longo de sua vida útil. Destacam-se os seguintes: características dos materiais utilizados (agregados minerais, ligantes asfálticos e aditivos), carregamentos, umidade, temperaturas, estado de tensões, envelhecimento e metodologia de compactação empregada (SPECHT, 2004).

O comportamento das misturas asfálticas foi descrito por (ROBERTS *et al.*, 1996; HUNTER, 1997; BALBO, 2007; BERNUCCI *et al.*, 2008) como dependente das propriedades e características dos agregados e ligantes asfálticos. Os agregados influenciam mais diretamente a resistência das misturas ao acúmulo de deformações permanentes, enquanto que a resistência à fadiga está mais relacionada com as características dos ligantes. Para um desempenho satisfatório, é evidente a importância da seleção desses materiais, que devem apresentar uma boa interação e propriedades

adequadas.

2.2 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As primeiras experiências em se desenvolverem métodos de dosagem datam do século 19, mais precisamente na década de 1860, sendo que o material empregado na época era o alcatrão, que cumpria a função dos atuais ligantes asfálticos, que é de servir como aglutinante para união dos agregados. Ressalta-se que a importância da proporção de agregados na mistura era desconhecida e que o processo de mistura dos materiais não era mecanizado (ROBERTS *et al.*, 1996).

No século 20, o asfalto fabricado se tornou amplamente disponível e o tráfego de veículos já era considerável. Por isso, os engenheiros de obras públicas cogitaram e se preocuparam em desenvolver especificações que descreveriam propriedades das misturas asfálticas.

O primeiro método formal de projeto criado para a dosagem de misturas asfálticas foi o *Hubbard-Field* (ROBERTS *et al.*, 2002), concebido na metade da década de 1920. Seu objetivo era determinar o teor ótimo de ligante asfáltico para camadas de revestimento e bases de areia-asfalto. O ensaio consistia em determinar a máxima carga que um corpo de prova de dimensões padronizadas suportaria quando forçado a atravessar um orifício padrão de menor diâmetro. A carga então era reportada como sendo um valor de estabilidade que, através de um gráfico, era relacionada com os teores de ligante para a determinação do teor ótimo de projeto (ROBERTS *et al.*, 1996). É importante salientar que originalmente o método foi concebido para dosagem de misturas areia-asfalto e somente depois foi modificado para aplicação em misturas com agregados graúdos (ASPHALT INSTITUTE, 1965 *apud* ROBERTS *et al.*, 2002).

A partir deste primeiro método racional de dosagem de misturas asfálticas, outros tantos foram surgindo, destacando-se os métodos *Hveem* e *Marshall*. O método *Hveem* também tinha como finalidade encontrar o teor ótimo de ligante através de valores de estabilidade das misturas. Este teor deveria ser suficiente para que houvesse recobrimento total dos agregados e adequada resistência (ROBERTS *et al.*, 1996).

O método de dosagem *Marshall* teve origem em meados do ano de 1939, sendo desenvolvido pelo engenheiro *Bruce G. Marshall*. O procedimento consiste, basicamente,

na fabricação de corpos de prova com dimensões de 63,5 mm de altura e 101,6 mm de diâmetro que devem apresentar densidade próxima à das misturas compactadas em campo. Críticas são frequentemente feitas ao modo de compactação por impacto e ao ensaio de estabilidade, em que tensões de tração, compressão e cisalhamento são aplicadas às amostras (OLIVEIRA FILHO, 2007). Assim, um modo específico de falha não é representado pelo ensaio.

O método *Marshall* de dosagem de misturas asfálticas ainda é o mais utilizado no Brasil, no entanto, algumas alterações referentes à concepção original foram realizadas, como a exclusão do parâmetro de fluência, que era pré-requisito para a dosagem, além da inserção do parâmetro de resistência à tração por compressão diametral. Atualmente são utilizados parâmetros volumétricos para a determinação do teor ótimo de ligante (VASCONCELOS, 2004).

A partir da década de 1980, diversas rodovias americanas submetidas a tráfego pesado manifestaram deformações permanentes precocemente, sendo atribuídas ao excesso de ligante das misturas oriundas do método *Marshall*. Muitos engenheiros acreditavam que a compactação por impacto dos corpos de prova durante a dosagem resultava em densidades que não eram fiéis às encontradas no pavimento em campo. Com isso, esse assunto foi amplamente abordado no estudo realizado pelo *Strategic Highway Research Program* (SHRP), resultando em um procedimento de dosagem conhecido como *Superpave* (*Superior Performing Asphalt Pavements*) (VASCONCELOS, 2004).

2.2.1 Procedimento de dosagem com compactador giratório

O procedimento de dosagem AASHTO M 323 apresenta um sistema de especificações padrão, métodos de ensaio e práticas de engenharia que possibilitam a seleção adequada de materiais e projeto de misturas asfálticas atendendo às condições climáticas e de tráfego de um novo pavimento. Seguindo a metodologia, profissionais de obras rodoviárias passaram a ter a possibilidade de construir pavimentos mais duráveis, com um tempo de vida útil superior, requerendo menos manutenção e tendo um custo de ciclo de vida inferior ao de pavimentos que foram projetados utilizando métodos prévios de dosagem (MICKES *et al.*, 2005).

A origem da metodologia *Superpave* pode ser relacionada ao Relatório Especial 202 “*America’s Highways: Accelerating the Search for Innovation*”, publicado em 1984

pelo *Transportation Reserach Board* (TRB). O comitê que criou o relatório concluiu que, apesar de sua posição prevalecente entre os materiais asfálticos, a pesquisa sobre cimento ou ligante asfáltico havia sido negligenciada por um período muito longo e a necessidade da criação de um programa de estudos para desenvolver ligantes asfálticos de desempenhos superiores tornou-se fundamental. Através de dadas recomendações, a *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) lançou planos de pesquisa recomendados para um programa estratégico que ampliou o foco, passando não a tratar apenas de ligantes asfálticos, mas, também, incluindo métodos de dosagem de misturas. Foi em 1987, então, que o Congresso dos EUA financiou o SHRP (MICKES *et al.*, 2005).

Durante o período de outubro de 1987 até março de 1993, o SHRP realizou um esforço de pesquisa que despendeu de uma quantia de US\$ 50 milhões para que fossem, então, desenvolvidas maneiras de se realizarem ensaios, novas especificações e, também, novos métodos para dimensionar materiais asfálticos (WARREN *et al.*, 1994). A metodologia inclui em suas especificações procedimentos que funcionam bem com ligantes convencionais e modificados, identificando suas propriedades físicas e baseando-se nos seus desempenhos. Além disso, concluiu-se que os agregados minerais possuem fundamental importância nas propriedades de uma mistura asfáltica. No entanto, foram apenas aprimorados ensaios existentes para a avaliação de agregados com a finalidade de enquadrá-los ao novo sistema. Ainda fazem parte das especificações um novo método de projeto de misturas e um sistema de análise de desempenho (MOTTA *et al.*, 1996).

Tratando-se mais especificamente dos agregados, a metodologia especifica dois grupos de propriedades: as de consenso e as de origem. As propriedades de consenso são aquelas que os pesquisadores acreditam estarem relacionadas com o desempenho das misturas asfálticas, englobando a angularidade de agregados graúdos e miúdos, o percentual de partículas alongadas e achatadas e o teor de argila encontrado por meio do ensaio de equivalente de areia. Já as propriedades de origem são aquelas usadas para qualificar as fontes dos materiais pétreos, sendo consideradas a dureza, a sanidade e a quantidade de materiais deletérios (MOTTA *et al.*, 1996).

Essa metodologia teve sua utilização padronizada de maneira muito rápida nos Estados Unidos, uma vez que se procurava um novo sistema que tornaria possível superar os defeitos de deformação permanente e trincamento térmico, comuns de se observarem

em misturas dosadas pelos métodos *Hveem* e *Marshall*. A dosagem AASHTO M 323 oferece soluções para estes defeitos a partir de uma abordagem racional (D'ANGELO, 1998).

A metodologia é capaz de elaborar misturas asfálticas baseando-se no tráfego e no clima em que o pavimento a ser construído estará submetido. Para baixos volumes de tráfego em climas moderados, é utilizado um processo simples que visa a seleção de materiais e projeto volumétrico, sendo identificado, também, o teor de fíler e a sensibilidade da mistura à água, por meio do ensaio de dano por umidade induzida, enquanto que para níveis mais elevados de tráfego, é recomendada uma extensa bateria de ensaios de desempenho para que seja garantida uma maior confiabilidade. Vale destacar uma característica única do sistema, que consiste na realização de procedimentos experimentais utilizando temperaturas e condições de envelhecimento que representam de maneira mais realista o estado encontrado nos pavimentos em serviço (D'ANGELO, 1998).

As duas principais colaborações da metodologia com os avanços tecnológicos em pavimentação são o método de compactação e os ensaios de desempenho. Foi desenvolvido o *Superpave Gyrotory Compactor* (SGC), que permite a compactação de amostras por amassamento, e representa melhor a realidade de campo do que a compactação por impacto da metodologia *Marshall*. Além disso, durante a fabricação dos corpos de prova, o SGC permite a coleta de informações importantes para a avaliação da compactabilidade da mistura asfáltica, com a finalidade de identificar problemas de compactação e presumir o comportamento de misturas potencialmente frágeis (MOTTA *et al.*, 1996). A Figura 2.1 mostra um exemplo de compactador giratório.



Figura 2.1: Compactador Giratório Superpave (SGC)

Resumidamente, as premissas básicas do procedimento AASHTO M 323 são bastante semelhantes às utilizadas no método *Marshall*, com diferenças no que tange à fixação do volume de vazios (Vv) e à maneira de representar a granulometria dos agregados disponíveis. Foram criados, alternativamente, pontos de controle baseados no tamanho máximo nominal (TMN) das misturas que é a forma de representar as faixas granulométricas da metodologia antecessora utilizadas pelos departamentos de transportes (CERATTI *et al.*, 2015).

No projeto de uma mistura, são estabelecidos primeiramente os níveis de compactação de projeto e os materiais utilizados são caracterizados. Na sequência, as amostras da mistura são preparadas e os resultados dos ensaios de laboratório obtidos são comparados com os critérios de projeto. Contudo, o sistema de projeto da metodologia adotado não consegue lidar adequadamente com os ensaios de previsão de desempenho dos corpos de prova das misturas ou com a tomada de decisão durante o processo de projeto (FHWA, 2001).

2.3 LIGANTES ASFÁLTICOS

Os ligantes asfálticos utilizados na pavimentação são provenientes da destilação do petróleo, que acaba por remover as frações mais leves (como gasolina, diesel e gás liquefeito de petróleo) restando, por fim, um produto de hidrocarbonetos (HUNTER *et al.*, 2015). No Brasil, os ligantes são denominados de Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP).

Os CAPs são compostos por 90% a 95% de hidrocarbonetos e 5% a 10% de heteroátomos, dos quais fazem parte oxigênio, enxofre, nitrogênio e alguns metais, como vanádio, níquel, ferro, magnésio e cálcio. Os ligantes produzidos no país têm teor de enxofre bastante inferior aos derivados de petróleos árabes e venezuelanos. Além disso, a proporção de metais encontrada também é baixa e há maiores teores de nitrogênio (LEITE, 1999). Uma análise elementar de ligantes asfálticos oriundos de petróleos de distintas localidades deixa evidente as proporções encontradas em seus constituintes (HUNTER *et al.*, 2015): carbono variando de 82% a 88%; hidrogênio de 8% a 11%; oxigênio de 0% a 1,5%; enxofre de 0% a 6% e nitrogênio de 0% a 1%. Bernucci *et al.* (2008) esclarecem que a composição pode modificar em função da fonte do petróleo, do processo empregado de destilação, durante o envelhecimento decorrido da usinagem e

quando já aplicado em campo.

Tradicionalmente, o CAP foi separado em dois grandes grupos químicos denominados de asfaltenos e maltenos. A parcela de maltenos ainda pode ser subdividida em outros três grupos, que são os aromáticos, os saturados e as resinas. Assim, são formados quatro grupos, não havendo uma definição muito boa até o momento, devido à ocorrer alguma sobreposição entre as frações (HUNTER *et al.*, 2015).

As quatro frações apresentadas exercem grande influência sobre as propriedades de um ligante asfáltico. Os asfaltenos são responsáveis pelo aumento da viscosidade, tornando os CAPs menos susceptíveis a variações de temperatura, os saturados influenciam negativamente a susceptibilidade térmica, as resinas melhoram a dispersão dos asfaltenos e a ductibilidade e os aromáticos acabam contribuindo positivamente sobre as propriedades físicas, melhorando-as (CORBETT e PETROSSI, 1978).

Um dos produtos oriundos do SHRP, como já citado, consiste em uma nova especificação para ligantes asfálticos com um conjunto de ensaios novos. A especificação AASHTO MP1 “*The Superpave performance graded binder specification*” relaciona o desempenho dos CAPs com base nas suas propriedades reológicas e nas condições climáticas e de carregamento às quais o pavimento futuro estará submetido (D’ANGELO, 2004). Marques (2004) frisa que os requisitos quanto às propriedades físicas não sofreram alterações, o que mudou foi a temperatura em que os ligantes devem atendê-los e, também, considerações extras foram feitas em relação ao volume de tráfego e ao tempo de aplicação de carga para se avaliar um ligante.

A classificação dos ligantes pela metodologia é baseada no seu Grau de Desempenho (PG – *Performance Grade*). A sigla PG é seguida por dois números (como PG 64-22), sendo o primeiro número indicativo do “grau a alta temperatura”, que é a temperatura mais elevada na qual o ligante possui propriedades físicas adequadas e, se for utilizado em um pavimento, a temperatura elevada do trecho onde se deseja construí-lo não deve ultrapassar esse valor. O segundo número indica o “grau a baixa temperatura”, sendo a temperatura mais baixa na qual o ligante apresenta propriedades físicas adequadas, também devendo ser comparada à do trecho onde se executará o pavimento (MARQUES, 2004).

A necessidade de obtenção de melhores propriedades de ligantes asfálticos acabou

por alavancar pesquisas que têm por objetivo adicionar agentes modificantes com o intuito de conferir melhoria em seus desempenhos. Quando se insere a um CAP algum aditivo, o mesmo passa a ser denominado como asfalto modificado (CERATTI *et al.*, 2015).

Em referência à especificação, D'Angelo (2004) cita que as características de desempenho de ligantes modificados não parecem ser determinadas adequadamente. Devido a isso, muitas agências rodoviárias incluíram ensaios adicionais para garantir que um modificador esteja incluído em um ligante. O problema relacionado a isso é que esses procedimentos não se relacionam com o desempenho do material, mas apenas indicam se há a presença de um modificador em particular. Além disso, o autor descreve que existem ainda muitas lacunas no conhecimento sobre as características de desempenho de ligantes, mas que aos poucos as lacunas estão se fechando com o desenvolvimento de novos procedimentos de caracterização. Entre os ensaios desenvolvidos, destacam-se o *Multiple Stress Creep and Recovery* (MSCR), que já está incluído na especificação de classificação PG AASHTO M 332, e o *Linear Amplitude Sweep* (LAS).

2.3.1 *Trinidad Lake Asphalt* (TLA)

O *Trinidad Lake Asphalt* é um asfalto natural que pode ser encontrado no *Pitch Lake* de Trinidad e Tobago. Há muitos depósitos naturais de asfalto pelo mundo, resultantes principalmente do processo de infiltração de óleo mineral no solo. Outros depósitos podem ser localizados na Venezuela, no Mar Morto, na Suíça e no noroeste da província de Alberta. Além da ocorrência em lagos, podem ser encontrados asfaltos naturais sob a forma de rochas, que, por serem muito porosas, acabam ficando impregnadas pelo material (COSTA *et al.*, 2008).

Os ligantes naturais são caracterizados por sua elevada viscosidade e densidade. Estes atributos refletem a presença invariável de até 50% em peso de asfaltenos, que são moléculas de hidrocarbonetos de peso molecular muito elevado e que têm incorporados em seus retículos muitos heteroátomos. Quase todo asfalto natural é produto da alteração do petróleo (MEYER *et al.*, 2007). Esse tipo de material apresenta características de propriedades físicas semelhantes aos ligantes convencionais, sendo o principal diferencial a sua composição (CONCAWE, 1992).

Roberts *et al.* (1996) definem asfaltos naturais como materiais que ocorrem

apresentando elevada e baixa rigidez, sendo friáveis, de cor preta quando em veios rochosos ou impregnados em vários calcários, formações de arenitos e semelhantes. O TLA apresenta relativa maciez, quase igual à de um petróleo pesado. Seu depósito já teve centenas de milhares de toneladas removidas e nenhum sinal significativo de perda de capacidade foi notado. À medida que se dá a sua remoção, a pressão profunda da Terra força o resíduo pesado para a superfície, sendo a natureza encarregada em dar continuidade ao processo de refino.

Os asfaltos naturais têm sido explorados desde a antiguidade, servindo como fonte de matéria-prima para a pavimentação de estradas, calafetação de embarcações e também como argamassa, sendo ainda utilizados para estes fins em algumas localidades do mundo. Atualmente, o uso desses materiais para pavimentar rodovias é quase que inteiramente local, devido à sua substituição pelos asfaltos refinados, que podem ser adaptados às necessidades específicas (MEYER *et al.*, 2007). De acordo com Costa *et al.* (2008), o TLA foi a primeira fonte volumosa de betume do mundo e o primeiro modificador de betume com a chegada do refino do petróleo.

Acredita-se que o TLA foi descoberto no ano de 1595 por Sir Walter Raleigh, sendo sua primeira aplicação realizada na calafetação de embarcações do então membro da corte inglesa (HUNTER *et al.*, 2015). Nas duas últimas décadas do século 19, consideráveis quantidades de TLA foram utilizadas para a construção de estradas nos Estados Unidos e em outras localidades do mundo. O primeiro pavimento utilizando revestimento com o asfalto de Trinidad é datado no ano de 1876, quando foi executada a construção da *Pennsylvania Avenue*, em Washington, D.C. (ROBERTS *et al.*, 1996). No Brasil, as primeiras pavimentações asfálticas que foram realizadas, mais especificamente na cidade do Rio de Janeiro, no início do século 20, utilizaram asfalto proveniente do lago de Trinidad (CAVALCANTI, 2010).

Existem vários depósitos pequenos de asfalto na ilha de Trinidad, mas é o lago que fica na parte sul da ilha que constitui um dos maiores depósitos mundiais. A área ocupada pelo lago é de aproximadamente 35 hectares, sendo estimada sua profundidade acerca dos 90 metros, contendo uma quantidade superior a 10 milhões de toneladas de material (HUNTER *et al.*, 2015). Após extraído do lago a céu aberto, o TLA é transportado para ser refinado em destiladores com a finalidade de desidrata-lo, removendo todo o material orgânico contido (COSTA *et al.*, 2008). A Figura 2.2 ilustra

o aspecto do lago de onde o TLA é retirado.



Figura 2.2: *Pitch Lake* em Trinidad e Tobago (<http://news.power102fm.com/wp-content/uploads/2014/03/PITCHYY.jpg>)

A empresa que detém os direitos de explorar o *Pitch Lake* é a estatal *Lake Asphalt of Trinidad and Tobago Limited* (1978) - LATT e, em um catálogo referente ao material, é possível encontrar informações sobre sua composição química e algumas propriedades. O TLA é uma mistura coloidal estável de componentes betuminosos e matéria mineral, sendo composto por 53% a 55% de betume, 35% a 37,5% de matéria mineral (sílica, alumina, óxido de ferro, entre outros), 4,3% de água de hidratação de minerais e 3,2% de demais matérias orgânicas. Além disso, apresenta coloração preta ou cinza fosco (aparência sólida), sendo considerado um termoplástico que, à temperatura ambiente, é um semissólido e pode ser classificado como sol-gel, aparentando, à primeira vista, ser totalmente sólido. Sua penetração a 25°C varia de 0 dmm a 5 dmm, densidade relativa de 1,3 a 1,5, ponto de amolecimento de 89°C a 99°C e ponto de fulgor entre 255°C e 260°C.

Tratando mais especificamente da composição química do TLA, do percentual de betume presente no material, 67% a 70% é devido aos maltenos e 30% a 33% aos asfaltenos. Assim, têm-se aproximadamente, em sua constituição, 36% de maltenos e 18% de asfaltenos (FENG *et al.*, 2011). Em relação ao tamanho das partículas de matéria mineral, do total de 35% a 37,5% presentes, 81% apresentam dimensões inferiores a 60 μm . Estas partículas finas foram adicionadas ao TLA naturalmente durante os milhares de anos, criando, dessa maneira, uma “pré-mistura” (CHEN *et al.*, 2011). Os maltenos componentes da fração de betume são responsáveis por proporcionar ao material sua natureza aderente. Comparando-o aos ligantes convencionais, a quantidade de maltenos

apresentada é aproximadamente dobrada, contribuindo para uma melhor adesividade entre ligante e agregado. Além disso, a composição mineral atribuí ao produto uma estrutura física mais estável (CAVALCANTI, 2010).

O TLA apresenta elevada viscosidade, sendo recomendado seu uso como modificador das características originais dos CAPs convencionais, proporcionando aumento de resistência à deformação permanente, vida de serviço das misturas asfálticas e estabilidade, além de melhoria na capacidade de adesão do ligante e das propriedades antiderrapantes. Sua incorporação pode ocorrer através de via seca, onde se acrescenta o material diretamente a mistura ou, por via úmida, onde sua inserção dá-se de maneira direta ao ligante refinado como modificador (CAVALCANTI, 2010).

O fornecimento do TLA por parte da estatal que tem os direitos de explorar o *Pitch Lake* dá-se de duas maneiras, sendo em forma de *pellets* (grãos) ou semissólida em tambores de chapa dura (*hardboard*). Os *pellets* têm diâmetro variável entre 6 mm e 9 mm e são envolvidos por pó de calcário, como ilustrado na Figura 2.3. Cavalcanti (2010) descreve que esse procedimento de cobertura dos grãos é denominado de peletização e tem por objetivo facilitar o transporte do material, evitando a sua aglomeração e possibilitando a aplicação por diversas maneiras.

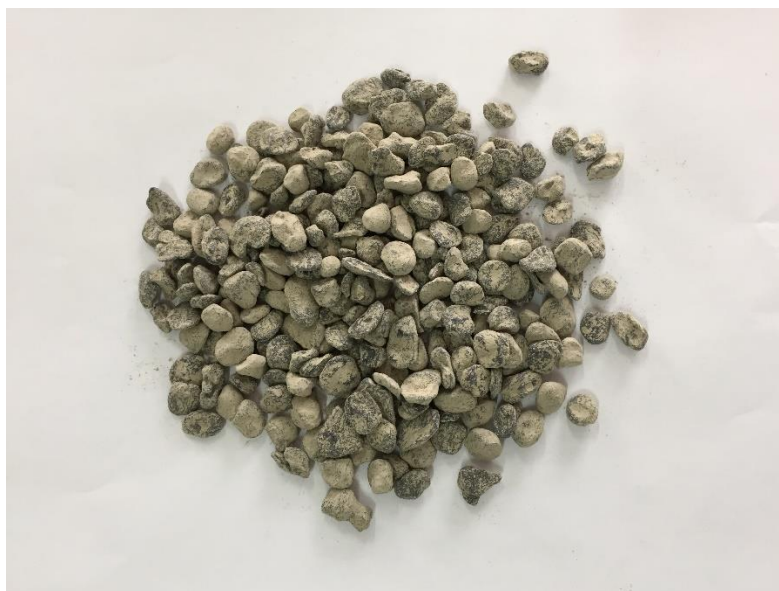


Figura 2.3: TLA em forma de *pellets* para fornecimento

Atualmente, o TLA é fornecido no Brasil em forma semissólida em tambores de chapa dura (*hardboard*), como mostra a Figura 2.4, no entanto, há a tendência de que com o passar dos anos o material seja disponibilizado apenas sob a forma de *pellets*. A empresa

que comercializa o produto no país é a Pegasus Representações Comerciais LTDA., detentora da representação comercial da estatal. Sua aquisição para incorporação em ligantes asfálticos convencionais com a finalidade de modifica-los pode ser realizada por qualquer empresa, desde que esta seja reconhecida no mercado de asfalto pela Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP). O valor da tonelada de TLA é aproximadamente de R\$ 3.200,00 (USD 870,00), enquanto que ligantes asfálticos tipicamente empregados em rodovias brasileiras apresentam custos de tonelada por volta de: CAP 30/45 (R\$ 2.500,00); CAP 50/70 (R\$ 2.560,00); CAP Flex Polímero (R\$ 3.500,00) e CAP Flex Borracha (R\$ 3.100,00).



Figura 2.4: TLA em forma semissólida dentro de tambor de chapa dura para fornecimento

Como já citado, o TLA foi o primeiro ligante betuminoso utilizado no mundo, capaz de apresentar qualidade elevada que pode render uma vida útil satisfatória. As obras mais famosas que empregaram o material incluem: *Cross Harbour Terminal* – Hong Kong (1985); *Bosphorous Bridge* – Ihi, Japão; *Yokohama Bay Bridge* – Japão (1989); *Seagrit Maritime Terminal* – Baltimore, Maryland (1989-1991); *Rundalk Maritime Terminal* – Maryland (1993); *George Washington Bridge* e *Lincoln Tunnel* (COSTA *et al.*, 2008).

2.3.2 CAP TLA

O CAP TLA consiste na união do asfalto natural de Trinidad e Tobago com um ligante comercial, produto do refino do petróleo. Quando da mistura, as propriedades

reológicas são modificadas, sendo o material utilizado em concretos asfálticos aplicados a revestimentos de vias de moderado e alto tráfego ($1 \times 10^6 < N \leq 1 \times 10^7$ e $1 \times 10^7 < N \leq 3 \times 10^7$, respectivamente). O número N indica o número de solicitações equivalentes de carga do eixo padrão. As seguintes características são concebidas a um CAP modificado com TLA (em teores de 20% a 30% em massa): redução da susceptibilidade térmica, isto é, menor sensibilidade a variações de temperatura; boa resistência à ação de solvente (diesel) proveniente de derramamentos fortuitos de veículos; elevada resistência à deformação permanente quando da sua utilização em revestimentos que atinjam no máximo 70°C de temperatura, uma vez que este atinge o PG 70 (temperatura alta) na classificação AASHTO M 332; dosagem, usinagem e compactação similares as utilizadas quando do uso de um ligante convencional (CERATTI *et al.*, 2015).

No Brasil, recentemente entrou em vigor a norma DNIT 168/2013 - EM, sendo preparada pelo Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) e visando estabelecer controle tecnológico e requisitos técnicos exigidos para CAP TLA empregado em serviços rodoviários. O objetivo é estabelecer as principais características definidoras do cimento asfáltico de petróleo modificado com TLA. Na norma consta que o teor mínimo de TLA que deve ser adicionado ao cimento asfáltico de petróleo é de 25% em massa. Em contrapartida, uma proposta de especificação para CAP TLA 30/45 é apresentada em Ceratti *et al.* (2015). A Tabela 2.1 apresenta a proposta e os limites para os parâmetros dos ensaios adotados por Ceratti *et al.* (2015), enquanto que a Tabela 2.2 apresenta as características que o CAP TLA deve exibir segundo a especificação DNIT 168/2013 - EM.

Tabela 2.1: Especificação do CAP TLA 30/45 (CERATTI *et al.*, 2015)

Características	Método	Unidade	Especificação CAP TLA 30/45	
			Mínimo	Máximo
Penetração (100 g, 5 s, 25°C)	NBR-6576	dmm	30	45
Ponto de amolecimento, mínimo	NBR-6560	°C	52	-
Viscosidade Brookfield, @ 135°C			500	-
Viscosidade Brookfield, @ 150°C	NBR-15184	cP	200	-
Viscosidade Brookfield, 175°C			80	-
Ponto de fulgor, mínimo	NBR-11341	°C	230	-
Varição em massa, RTFOT	NBR-15235	%	-	1,0
Aumento do PA, RTFOT	NBR-6560	°C	-	8
Penetração retida, RTFOT	NBR-6576	%	50	-

Tabela 2.2: Características que o CAP TLA deve apresentar (adaptada de DNIT 168/2013 - EM)

Características	Unidade	CAP TLA 40/55	Método
		Limite da Especificação	DNIT - ME
Penetração (25°C, 5s, 100g)	0,1 mm	40 - 55	155/2010
Ponto de amolecimento, mín.	°C	50	131/2010
Ponto de fulgor, mín.	°C	232	-
Viscosidade Brookfield a 135°C, spindle 21, 20 rpm, mín.	cP	400	-
Viscosidade Brookfield a 150°C, spindle 21, 50 rpm, mín.	cP	215	-
Viscosidade Brookfield a 175°C, spindle 21, 100 rpm, mín.	cP	80	-
Solubilidade em tricloroetileno	%	75 - 90	-
Teor de Cinzas	%	7,5 - 19	-
Ductilidade a 25°C, 5 cm/min., mín.	cm	100	163/1998
Presença de TLA	-	Presença	-
Estabilidade ao Armazenamento, máx.	°C	5	384/1999
Efeito do calor e do ar - RTFOT, 163°C, 85 minutos			
Varição de massa, máx. (1)	% massa	1,0	-
Porcentagem da Penetração Original, mín.	%	55	155/2010
Ductilidade a 25°C, 5 cm/min., mín.	cm	50	163/1998

(1) A variação de massa, é definida como: $\Delta M, \% = [(M_{\text{inicial}} - M_{\text{final}}) / M_{\text{inicial}}] \times 100$

onde: M_{inicial} - massa antes do ensaio RTFOT

M_{final} - massa após o ensaio RTFOT

Comparando-se ambas as Tabelas 2.1 e 2.2, é possível observar que os valores mínimos diferem em relação aos ensaios de penetração, ponto de amolecimento, ponto de fulgor, viscosidade *Brookfield* e na porcentagem de penetração retida. As diferenças mais significativas são de penetração, onde a norma do DNIT 168/2013 - EM informa que o CAP TLA deve exibir valores entre 40 dmm e 55 dmm, enquanto que a especificação de Ceratti *et al.* (2015) indica valores entre 30 dmm e 45 dmm. Além disso, a viscosidade *Brookfield* à temperatura de 135°C apresenta variação de 100 cP, com a norma do DNIT exigindo valor mínimo inferior. Não existem informações, tanto no documento do DNIT como em Ceratti *et al.* (2015), sobre qual é o tipo de ligante asfáltico convencional que deve ser tomado como base para a adição de TLA.

Especificações para ligantes modificados com TLA também podem ser encontradas nas normas ASTM D 5710 - 05 e ASTM D 6626 - 01. A primeira indica que o percentual de TLA adicionado a um ligante convencional refinado deve ficar entre 20% e 50% e o método de preparo deve ser adequado para garantir homogeneidade ao produto final, sendo a classificação definida por grau de penetração. Na Tabela 2.3 são apresentados os requisitos que o material deve atender. A segunda refere-se à classificação do grau de desempenho de ligantes modificados com TLA, onde a

nomenclatura adotada é o TLG, ao invés do tradicional PG. Os limites para classificar um ligante produzido com TLA não diferem dos comumente utilizados na especificação AASHTO M 332 e o grau a alta temperatura é variável entre 46 e 82 graus.

Tabela 2.3: Especificação de ligantes asfálticos modificados por TLA (ASTM D 5710 - 05)

	Penetration Grade							
	min	max	min	max	min	max	min	max
Penetration at 77°F, 100g, 5 s	40	55	60	75	80	100	120	150
Kinematic viscosity at 275°F (135°C), cst	385	-	275	-	215	-	175	-
Ductility at 77°F (25°F), 5 cm/min, cm	100	-	100	-	100	-	100	-
Flash point, °F	450	-	450	-	450	-	450	-
Solubility in trichloroethylene, % ^A	77	90	77	90	77	90	77	90
Retained penetration after thin-film oven test, %	55	-	52	-	47	-	42	-
Ductility at 77°F (25°F), 5 cm/min, cm, after Thin-Film Oven Test	50	-	50	-	75	-	100	-
Inorganic matter (ash), %	7.5	19.0	7.5	19.0	7.5	19.0	7.5	19.0

^A Solubility requirements to be established by the user, within this range, from targeted percentage of TLA

Comparando a norma DNIT 168/2013 - EM com a ASTM D 5710 - 05 se observa que ambas utilizam como critério de classificação a penetração do ligante modificado produzido com TLA. A norma do DNIT é mais atual, onde se adotou um limite de penetração em relação aos quatro especificados na *American Society for Testing and Materials* (ASTM). A especificação brasileira se baseou na adotada internacionalmente e, comparando-se as Tabelas 2.2 e 2.3 é possível verificar que os limites dos parâmetros para a penetração entre 40 dmm e 55 dmm são praticamente os mesmos, variando apenas o valor mínimo da solubilidade em tricloroetileno. O método para obtenção da viscosidade é diferente entre as normas, onde optou-se por utilizar a viscosidade *Brookfield* ao invés da cinemática na norma do DNIT. O ensaio de ponto de amolecimento é abordado apenas na especificação nacional. A principal diferença entre ambas é que na norma ASTM tem um apêndice sugerindo que se faça uma correção dos finos presentes nas misturas asfálticas produzidas com ligantes contendo TLA, devido ao fato de que o TLA apresenta partículas em sua composição com tamanho inferior a 75 μm .

Diversos estudos acerca do CAP TLA vêm sendo realizados com o passar dos anos. LaForce (2006) avaliou o emprego de um ligante asfáltico com adição de 25% de TLA com uma mistura de agregados que levou em sua composição escória de aço na

rodovia I-70, em um trecho que vai da milha 118,7 até a milha 131,0 em *Glenwood Canyon*, sendo o primeiro projeto desse gênero realizado pelo Departamento de Transporte do Colorado. O objetivo do estudo foi avaliar o desempenho do pavimento ao longo de três anos através de medidas de deformação permanente, trincamento e da condição geral do pavimento, com avaliações realizadas a cada seis meses. O intuito era de analisar se a combinação de ambos os materiais melhoraria o desempenho do pavimento frente a projetos tradicionais de misturas asfálticas.

Os resultados encontrados foram considerados um fracasso, atribuídos à construção do pavimento, que por se tratar de uma mistura muito rígida, contribuiu para as dificuldades encontradas. O desempenho do pavimento em áreas afastadas da junta longitudinal foi aceitável, indicando que a mistura quando construída adequadamente pode funcionar bem. Devido à construção da junta longitudinal, fissuras em paralelo a esta foram surgindo e, em seguida, tornaram-se trincas do tipo couro de jacaré. Apesar disso, não foi observado afundamento de trilho de roda significativo, o que é algo notório. A rigidez da mistura foi elevada, o que pode ter contribuído para as dificuldades de compactação perto da junta longitudinal e para o surgimento das fissuras. A mistura asfáltica apresentou um bom desempenho, apesar do problema aqui citado (LAFORCE, 2006).

Maharaj *et al.* (2009) avaliaram as propriedades reológicas de misturas asfálticas que levaram diferentes teores de borracha moída de pneu com o CAP TLA. Foi evidenciado que a combinação dos materiais apresenta grande potencial para melhoria de desempenho. Quanto maior o teor de borracha aplicado, até um limite de 5%, maior foi o módulo de cisalhamento dinâmico ($|G^*|$), porém, em relação ao ângulo de fase (δ), seu maior valor foi atingido com um percentual de 2%.

Feng *et al.* (2011) compararam uma mistura de asfalto convencional tomada como base com uma mistura desse mesmo material com incremento de 40% de TLA. Os resultados encontrados mostraram que o material modificado com TLA tem excelente estabilidade a elevadas temperaturas e capacidade de resistir a danos por umidade. Sendo assim, concluem que asfaltos modificados desse gênero podem ser aplicados à pavimentação de vias expressas na China.

Hao *et al.* (2011) avaliaram uma mistura onde ao ligante convencional foi

adicionado TLA associado ao polímero SBS. O emprego do material foi em uma mistura asfáltica do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA) com o intuito de utilizá-la em uma pista de aeroporto. Os resultados encontrados apresentaram um desempenho mecânico satisfatório, além do material apresentar boa resistência à susceptibilidade à umidade.

Chen *et al.* (2011) citam que o pavimento de uma ponte de aço é caro e apresenta dificuldades técnicas, sendo necessárias soluções que venham a aumentar a vida útil do revestimento, o que resultaria em grande economia. O objetivo do estudo foi de melhorar a durabilidade e a rigidez da mistura conhecida como *Gussasphalt*, preferência na maioria dos casos para pavimentar pontes de aço do mundo todo. Variaram-se os materiais até chegar-se a uma combinação considerada a ideal, sendo avaliadas as propriedades viscoelásticas dos ligantes, o comportamento reológico dos mástiques e o desempenho da mistura em relação as propriedades mecânicas. A adição de TLA rendeu um aumento na rigidez, com efeito mais pronunciado em temperaturas mais baixas do que em mais altas. Utilizaram-se teores de TLA variáveis no intervalo de 20% a 30% em peso do ligante.

Anderson *et al.* (2014) avaliaram o emprego de um ligante modificado por TLA para uso em um tabuleiro de ponte, tratando-se da restauração da nova *Tacoma Narrows Bridge* nos EUA. O revestimento que foi executado apresenta quatro camadas: *Bonding layer* - tem a função de aderir o sistema de camadas ao *deck* metálico da ponte e protegê-lo da corrosão; *Isolation layer* - tem a função de proteger o *deck* metálico da umidade, além de transferir a carga do revestimento ao *deck* e ser flexível o suficiente para resistir à fadiga; *Adhesion layer* - tem a função de ligar as camadas inferiores a camada de rolamento e; *Wearing course* - a camada de rolamento tem a função de ser capaz de resistir às cargas provenientes dos veículos e ter uma superfície regular e adequada para a segurança dos usuários.

Com o estudo, foi concluído até o momento que o desempenho da mistura com adição de TLA foi satisfatório em relação as medidas de trincamento, *International Roughness Index* (IRI - Índice de Irregularidade Internacional) e atrito. No entanto, excessiva deformação permanente foi causada pela desintegração do revestimento, o que é um problema muito grande e acaba por encurtar a vida útil do material. O desempenho decepcionante da camada após apenas sete anos de tráfego indicam que os problemas que foram documentados durante o período de construção resultaram em um pavimento suscetível à desintegração. Possivelmente esse processo foi intensificado devido à

utilização de pneus para neve, os quais apresentam fragmentos de metais que aderem melhor ao pavimento sobre essa condição, porém o degradam significativamente (ANDERSON *et al.*, 2014).

Li *et al.* (2015) adicionaram distintos teores de TLA (5%, 10%, 20% e 30%) a dois ligantes asfálticos virgens denominados SK-70 e SK-90, os quais são classificados de acordo com sua penetração. Os autores estudaram o efeito da adição nas propriedades do envelhecimento e no mecanismo de modificação. Os ligantes foram envelhecidos em estufa de filme fino rotativo (RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test*), representando o envelhecimento de curto prazo, em vaso de envelhecimento por pressão (PAV – *Pressure Aging Vessel*), para envelhecimento de longo prazo e por radiação ultravioleta (UV). As características morfológicas foram analisadas através de espectroscopia no infravermelho (IR) e microscópico de força atômica (AFM).

Os resultados obtidos indicaram que a adição de TLA pode melhorar de forma efetiva a resistência ao envelhecimento termo-oxidativo e ao envelhecimento sofrido por radiação ultravioleta. Com a análise por espectroscopia no infravermelho verificou-se que não foram formados novos picos de absorção devido a adição de TLA, sendo a modificação ocorrida principalmente nas propriedades físicas dos novos ligantes gerados. Já através do AFM foi observado que o efeito de interseção entre os asfaltenos e os demais componentes dos ligantes asfálticos formou um sistema mais estável e, além disso, houveram aumentos de rigidez, ponto de amolecimento e viscosidade, devido ao efeito de associação de suas fases dispersas (LI *et al.*, 2015).

No Brasil, alguns estudos utilizando TLA como modificador de ligantes convencionais foram realizados recentemente. Em sua pesquisa, Costa *et al.* (2008) citam que com o intuito de melhorar as propriedades físico-químicas do ligante refinado, o asfalto natural TLA é adicionado, gerando um novo material denominado CAP modificado com TLA, fazendo com que o desempenho mecânico seja melhorado, sendo consequência da melhor estabilidade que será proporcionada à mistura asfáltica. Os teores de TLA utilizados pelos autores foram de 20% e 30%.

Nascimento *et al.* (2010) estudaram misturas asfálticas elaboradas com agregados de seixo rolado, que podem não ser adequados para a pavimentação devido às suas características de forma, e ligante modificado com TLA. Os resultados encontrados foram

comparados com os de misturas que utilizaram CAP 50/70. As propriedades volumétricas foram definidas através da dosagem *Marshall* e comparadas a outras composições que utilizaram material britado, mais usual e de preferência para emprego em pavimentos. Por meio dos resultados, os autores chegaram à conclusão de que a adoção de CAP TLA para aplicação em revestimentos asfálticos é tecnicamente viável, porém, um cuidado especial deve ser tomado, necessitando maiores estudos, que é a susceptibilidade que o material apresentou frente ao efeito do calor e do ar.

Specht *et al.* (2012) avaliaram o emprego de um revestimento com polímero SBS e TLA sob o *deck* metálico da ponte móvel do rio Guaíba. A espessura do revestimento não poderia ser superior a 5 cm devido ao balanceamento dos contrapesos e do sistema de içamento. Os autores citam que nos anos anteriores à intervenção atual, várias alternativas com distintos materiais foram realizadas, porém sem sucesso, principalmente em decorrência de problemas de aderência e entrada de umidade na interface *deck* metálico/revestimento asfáltico. O sistema de construção foi em três camadas semelhantes às descritas em Anderson *et al.* (2014), sendo no projeto em questão aplicadas uma camada adesiva com adesivo modificado por polímero aplicado a quente, uma camada de mistura asfáltica “*base course*” com agregados de TMN de 4,75 mm e ligante modificado por SBS e adição de 25% de TLA e, a camada superior “*top course*” com agregados de TMN 12,7 mm e o mesmo ligante da “*base course*”. A técnica então utilizada é pioneira no Brasil, sendo já utilizada no exterior e, mostrou-se uma alternativa excelente, uma vez que o desempenho funcional e estrutural do pavimento tem sido bastante satisfatório até o momento.

Em sua tese de doutorado, Dantas (2015) selecionou cinco ligantes asfálticos usualmente comercializados no Brasil, sendo dois convencionais e três modificados. Foram analisados os efeitos do envelhecimento em diferentes condições através de caracterização química. As amostras foram envelhecidas no RTFOT, representando o envelhecimento de curto prazo, além de serem submetidas ao clima do estado do Rio de Janeiro durante um período de 12 meses (oscilação de temperatura, precipitações e radiação UV).

Um dos ligantes utilizados foi modificado pela adição de TLA, sendo analisado quimicamente em seis condições distintas de envelhecimento: virgem; pós RTFOT; virgem + 6 meses de exposição ao clima do Rio de Janeiro; pós RTFOT + 6 meses de

exposição ao clima do Rio de Janeiro; virgem + 12 meses de exposição ao clima do Rio de Janeiro e; pós RTFOT + 12 meses de exposição do clima do Rio de Janeiro. De uma maneira geral, foi possível observar por meio dos resultados que o ligante modificado por TLA apresenta uma taxa de envelhecimento mais elevada inicialmente, quando submetido ao RTFOT e que, sua exposição ao intemperismo não acentua esta condição, provavelmente devido ao TLA ser um asfalto envelhecido naturalmente. Por se tratar de um ligante com grande presença de metais, principalmente de vanádio, a tendência é de que o material sofra acentuado envelhecimento em relação aos demais, no entanto, não foi o que se observou. A susceptibilidade ao envelhecimento dos ligantes modificados foi inferior à dos ligantes convencionais, mesmo sendo observada maiores alterações em suas propriedades químicas (DANTAS, 2015).

Colpo *et al.* (2015) realizaram um ensaio de flexão em quatro pontos para conhecer a resistência à fadiga de um concreto asfáltico modificado por polímero e adição de TLA. O ensaio foi realizado à deformação controlada e com temperatura de 25°C. Os resultados encontrados foram comparados com uma mistura utilizando apenas o ligante com polímero e, chegou-se à conclusão de que a vida de fadiga do material que tinha TLA em sua composição foi inferior. Isso se deu pelo acréscimo de rigidez proporcionado pela adição de TLA ao ligante com polímero, que é menos rígido, além de que para manter os mesmos níveis de deformação empregados (400 $\mu\epsilon$, 600 $\mu\epsilon$ e 800 $\mu\epsilon$), as tensões impostas durante o ensaio foram maiores.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresenta os materiais e métodos adotados nesta pesquisa. Uma vez que o principal objetivo foi de avaliar a influência da adição de TLA em distintas proporções nas propriedades de ligantes asfálticos convencionais brasileiros, deu-se atenção especial a ensaios para caracterização dos ligantes asfálticos e misturas asfálticas produzidos. Os ligantes asfálticos foram caracterizados a partir de ensaios comumente encontrados em especificações brasileiras e de técnicas descritas na especificação AASHTO M 332 - 14 para identificar seus graus de desempenho. Além disso, também foram realizados outros ensaios para caracterizar o seu comportamento reológico.

Os agregados utilizados foram caracterizados em ensaio de processamento digital de imagens e, também, por ensaios de massa específica, absorção, equivalente de areia e abrasão *Los Angeles*. A mistura de agregados foi elaborada visando atender de maneira simultânea aos limites recomendados pela especificação AASHTO M 323 - 13 e DNIT 031/2006 - ES. Além disso, o empacotamento da mistura foi realizado através do Método Bailey (VAVRIK *et al.*, 2002).

As misturas asfálticas foram produzidas seguindo as recomendações da especificação AASHTO M 323 - 13. Para descrever o comportamento mecânico, foram realizados ensaios para caracterizar seus módulos de resiliência e dinâmico, energia de fratura por compressão diametral, resistência à tração por compressão diametral, resistência ao acúmulo de deformações permanentes e dano por umidade induzida (adesividade). Além disso, a partir das curvas de densificação de amostras obtidas por meio do compactador giratório, foram definidos os índices *Compaction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI).

3.1 MATERIAIS UTILIZADOS

3.1.1 Agregados

Os agregados minerais selecionados para o trabalho são materiais britados (brita 1, brita 0 e pó de pedra) do tipo gnaiss, originários de um maciço rochoso localizado no município de Magé, no estado do Rio de Janeiro. Os agregados foram fornecidos pela pedreira Magé Mineração LTDA. A Figura 3.1 mostra os agregados utilizados.



Figura 3.1: Agregados minerais utilizados

Os agregados foram recebidos no Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos da COPPE/UFRJ em sacos de rafia com capacidade de 60 kg. A pedreira que forneceu os agregados não informou como estes foram coletados e nem se foram seguidos os procedimentos indicados pela especificação DNER-PRO 120/97. A Figura 3.2 ilustra como os agregados foram estocados no laboratório.



Figura 3.2: Estocagem de agregados em laboratório

Depois de recebidos e estocados os agregados, os ensaios para caracterizar os materiais foram iniciados, incluindo a determinação da granulometria, da massa específica, da abrasão *Los Angeles*, do equivalente de areia e processamento digital de imagens. No entanto, para a realização dos ensaios, não se atentou para um fator fundamental que é a homogeneização da totalidade de cada material recebido para posterior redistribuição em sacos individuais, que pode fazer com que a granulometria

não seja garantida.

3.1.2 Ligantes asfálticos

Para a pesquisa foram selecionados dois ligantes asfálticos convencionais brasileiros do tipo CAP 30/45 e CAP 50/70, provenientes da Refinaria Duque de Caxias (Reduc) e disponibilizados pela Stratura Asfaltos e Serviços de Pavimentação, além do asfalto natural conhecido como *Trinidad Lake Asphalt*, fornecido pela empresa Pegasus Representações Comerciais LTDA. É importante salientar que os ligantes convencionais estão de acordo com a especificação preconizada pela Resolução N°19 da ANP, classificando-os por penetração.

Tanto o CAP 30/45 quanto o CAP 50/70 foram recebidos em latas de 18 kg para posterior separação em galões menores de aproximadamente 3 kg de capacidade, evitando o processo não desejável de envelhecimento do material devido a sucessivos aquecimentos, além de facilitar o manuseio. A Figura 3.3 ilustra os recipientes de recebimento e armazenamento dos ligantes. O asfalto natural TLA foi recebido em forma semissólida em tambores de chapa dura (*hardboard*) com aproximadamente 26 kg de capacidade, sendo adotado o mesmo sistema de divisão em latas menores para armazenamento. A Figura 2.4, presente no capítulo 2 deste trabalho, ilustra um dos tambores contendo TLA recebidos.



Figura 3.3: Recipientes de recebimento (esquerda) e armazenamento (direita) dos ligantes convencionais

3.1.3 Preparação dos ligantes asfálticos

Para a preparação dos ligantes asfálticos modificados com adição de TLA houve a necessidade de se consultar a literatura previamente, visando adotar-se um método capaz de tornar o material produzido suficientemente homogêneo, evitando-se, assim, a possível segregação do TLA, que devido à sua densidade superior à dos ligantes asfálticos convencionais utilizados no Brasil, pode acabar se depositando no fundo dos recipientes, caso a modificação for ineficiente. Além disso, entrou-se em contato com o fornecedor do material para a obtenção de informações relevantes sobre o processo de mistura que deveria ser adotado.

O TLA é um material que pode ser facilmente adicionado a qualquer tipo de asfalto e em qualquer quantidade. A mistura, para garantir homogeneidade do produto, deve acontecer a temperaturas elevadas. Não há ocorrência de envelhecimento e nem perda de desempenho dos materiais durante o processo de preparo. Alguns autores descrevem o método de preparo de ligantes com adição de TLA utilizado. Feng *et al.* (2011) aqueceram em laboratório o asfalto base e o TLA a temperaturas de 150°C e 160°C, respectivamente e, em seguida, misturaram ambos e aumentaram a temperatura para 170°C e agitaram durante 30 minutos. Yilmaz e Çeloğlu (2013) misturaram o ligante puro com TLA durante 60 minutos a uma temperatura de 180°C dentro de um misturador a uma velocidade de rotação de 1000 rpm. Li *et al.* (2015) adicionaram TLA ao ligante convencional nos percentuais adotados em seu estudo, processando o asfalto por fusão e mistura a uma temperatura de 180°C durante 60 minutos em um agitador de alto cisalhamento.

No Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos da COPPE/UFRJ, uma experiência de adição de TLA a um ligante convencional CAP 50/70 foi realizada por Cavalcanti (2010). Em sua pesquisa, o autor descreve o método utilizado para inserção e homogeneização do TLA ao CAP 50/70, sendo o teor adicionado de 25% em massa. A mistura adotada foi por via úmida, onde os *pellets* de TLA foram incorporados diretamente ao ligante convencional preaquecido a uma temperatura de 150°C e, na sequência, houve a agitação do material durante um período de 40 minutos em um agitador mecânico de baixo cisalhamento com hélice na mesma temperatura com uma velocidade rotacional de 540 rpm.

Para o presente trabalho, a metodologia adotada para o preparo das amostras dos ligantes asfálticos com adição de TLA foi influenciada pela revisão prévia da literatura e, também, pelas recomendações repassadas pelo fornecedor. Inicialmente, os materiais foram aquecidos em estufa durante um período suficiente para que o TLA fosse incorporado aos ligantes base (CAP 30/45 e CAP 50/70) sem dificuldades de escoamento devido à sua elevada viscosidade. Houve o cuidado de não se prolongar o tempo de permanência na estufa para evitar um envelhecimento precoce, principalmente dos CAPs convencionais. A temperatura de aquecimento prévio antes da incorporação variou de um ligante base para o outro, uma vez que se adotou o valor médio de usinagem encontrado a partir de resultados do ensaio de viscosidade no viscosímetro rotacional *Brookfield*. Assim, para a incorporação de TLA, as temperaturas utilizadas para o CAP 30/45 e o CAP 50/70 foram de 161°C e de 155°C, respectivamente.

Para a produção dos ligantes, verteram-se tanto os ligantes base como o TLA em uma nova lata já sobre uma balança, para que a massa inserida fosse referente às proporções desejadas, no menor tempo possível. Primeiramente, o CAP 30/45 ou o CAP 50/70 foi adicionado ao novo recipiente e, então, o TLA foi incorporado. Procurou-se preparar aproximadamente 2,5 kg de material em cada teor para posterior utilização, quando necessário. Após esse processo de pesagem, a nova lata foi transferida para o local onde se encontra o agitador de baixo cisalhamento com hélice e inserida no sistema que contém uma manta térmica mantendo a temperatura desejada de mistura. Conforme indicado pelo fornecedor do TLA, a agitação da mistura foi realizada em uma temperatura que variou entre 130°C e 140°C. A velocidade de rotação utilizada no agitador com hélice foi de aproximadamente 1000 rpm, sendo o período de mistura de 30 minutos. A Figura 3.4 mostra o misturador tipo agitador de baixo cisalhamento com hélice utilizado para a produção das misturas.

Os ligantes asfálticos produzidos foram os seguintes: CAP 30/45 + 15% TLA, CAP 30/45 + 25% TLA, CAP 30/45 + 50% TLA, CAP 50/70 + 15% TLA, CAP 50/70 + 25% TLA e CAP 50/70 + 50% TLA. Logo após o procedimento de mistura, os ligantes foram submetidos ao ensaio de estabilidade à estocagem com o intuito de verificar a possibilidade de segregação do material.



Figura 3.4: Misturador tipo agitador de baixo cisalhamento com hélice

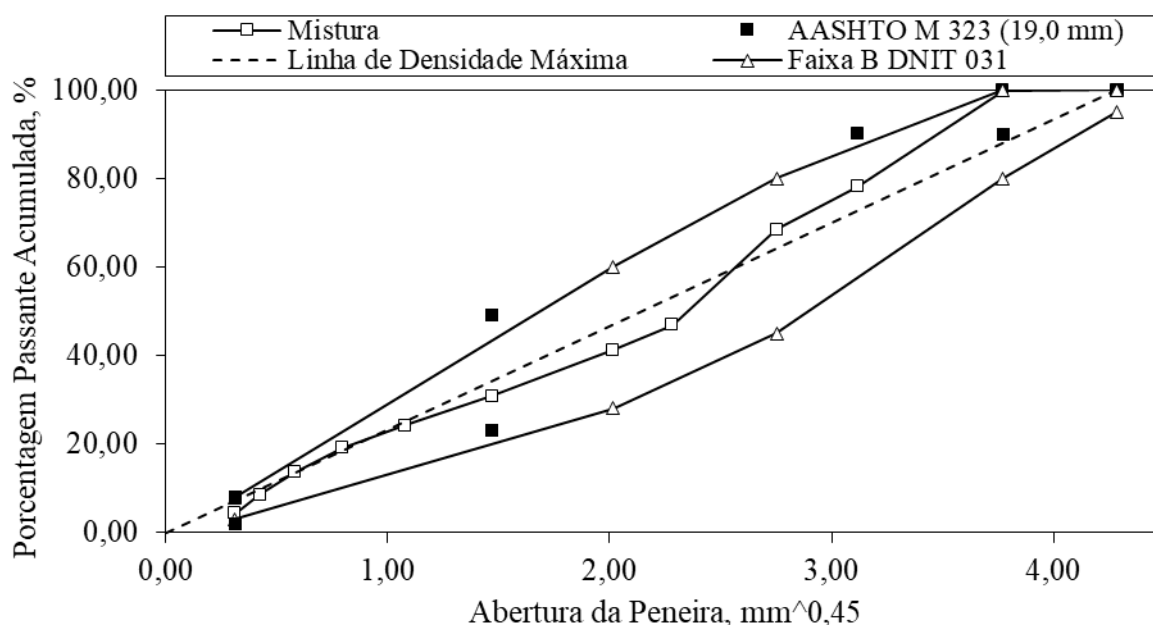
3.2 DOSAGEM DE MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas avaliadas neste trabalho foram projetadas de acordo com a especificação AASHTO M 323 - 13. No processo de dosagem, determinam-se as proporções de ligante asfáltico e agregados para gerar misturas com propriedades volumétricas dentro de limites especificados. Estas propriedades são: volume de vazios, vazios no agregado mineral, vazios preenchidos com ligante, relação fíler/asfalto, porcentagem da massa específica máxima medida (ou massa específica Rice) (G_{mm}) no $N_{inicial}$ (número inicial de giros) e no N_{max} (número máximo de giros) adotados em relação ao N_{proj} (número de giros de projeto).

Para esta pesquisa, foram projetadas oito misturas asfálticas de mesma composição granulométrica, alterando-se apenas o ligante asfáltico. De posse da granulometria individual dos agregados utilizados, foi elaborada uma mistura, com auxílio do Método Bailey, composta por 26,3% de brita 1, 35,9% de brita 0 e 37,8% de pó de pedra. A granulometria dos agregados e a mistura densa gerada são mostradas na Tabela 3.1. É importante ressaltar que a curva granulométrica da mistura apresenta TMN, que é definido como sendo a primeira peneira imediatamente superior à que retém mais que 10% de material, de 19 mm, atendendo simultaneamente aos limites recomendados pela especificação AASHTO M 323 - 13 e a faixa B da norma do DNIT 031/2006 - ES (Figura 3.5).

Tabela 3.1: Distribuição granulométrica dos agregados e composição da mistura

Abertura da Malha da Peneira (mm)	ASTM	% passante em massa				AASHTO M 323 - 13 (TMN 19,0 mm)		Faixa B DNIT 031/2006	
		Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra	Mistura	Mínimo	Máximo	Mínimo	Máximo
25,400	1"	100,00	100,00	100,00	100,00	100	-	95	100
19,100	3/4"	99,00	100,00	100,00	99,74	90	100	80	100
12,500	1/2"	16,00	99,00	100,00	78,14	-	90	-	-
9,500	3/8"	4,00	80,00	100,00	68,38	-	-	45	80
6,250	1/4"	1,00	21,00	100,00	46,85	-	-	-	-
4,750	4	1,00	6,00	99,00	41,18	-	-	28	60
2,360	8	1,00	1,00	77,00	30,79	23	49	-	-
1,180	16	1,00	1,00	60,00	24,13	-	-	-	-
0,600	30	1,00	1,00	47,00	19,03	-	-	-	-
0,300	50	1,00	1,00	33,00	13,54	-	-	-	-
0,150	100	1,00	1,00	20,00	8,45	-	-	-	-
0,075	200	0,00	1,00	10,00	4,27	2	8	3	8



Para se encontrar o teor de ligante de projeto utilizado posteriormente na fabricação dos corpos de prova submetidos aos ensaios mecânicos, adotou-se para a dosagem a metodologia padrão do Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos da COPPE/UFRJ. O procedimento consiste na moldagem de corpos de prova em teores de ligante asfáltico variáveis entre 4,0% e 6,0%, com intervalos de 0,5%. Para o presente trabalho, variou-se o valor entre 4,0% e 5,5%, considerando-se que o teor de 6,0% é elevado para a mistura de agregados elaborada. Foram moldados quatro corpos de prova por teor, sendo três com 100 giros (N_{proj}) e um com 160 giros (N_{max}). A quantidade de giros adotada para o N_{proj} representa um tráfego correspondente à carga equivalente de

um eixo simples (ESAL - *Equivalent Single Axle Load*) entre 3×10^6 e 1×10^7 , aplicado a vias urbanas, intermunicipais e interestaduais de tráfego médio e pesado.

Para a produção dos corpos de prova na dosagem, o ligante asfáltico em seu devido teor preestabelecido foi adicionado à massa de agregados separada anteriormente e amostras soltas de mistura asfáltica foram usinadas em um misturador mecânico de origem francesa, modelo BBMAX80 (Figura 3.6), programado para homogeneizar o material por um período de dois minutos. Os agregados foram separados em suas respectivas quantidades depois de serem quarteados com separador metálico, de acordo com a especificação DNER-PRO 199/96, não sendo separados por frações individuais de peneiras.



Figura 3.6: Misturador mecânico modelo BBMAX80 utilizado

Depois de fabricada a mistura, as amostras não compactadas foram separadas em embalagens descartáveis de alumínio com massa de 1.200 g e permaneceram em estufa na temperatura de compactação por duas horas, para simular o envelhecimento de curto prazo, de acordo com o procedimento AASHTO R 30 - 02. Para cada teor, foram separadas três amostras soltas para a determinação da massa específica máxima medida, seguindo recomendações da especificação ASTM D 2041 - 11.

A compactação dos corpos de prova foi realizada em um compactador giratório Servopac IPC Global com sistema de carga eletropneumático (Figura 3.7) aplicando uma

pressão de 600 kPa e ângulo de giro externo de 1,25°. O equipamento permite a compactação de um corpo de prova por vez e o molde utilizado foi o de 100 mm de diâmetro, sendo este preaquecido na temperatura de compactação.



Figura 3.7: Compactador giratório Servopac IPC Global utilizado

Como já mencionado, as oito misturas asfálticas avaliadas no estudo são compostas com a mesma curva granulométrica e diferentes ligantes, sendo assim denominadas: CAP 30/45 puro (A); CAP 30/45 + 15% TLA (B); CAP 30/45 + 25% TLA (C); CAP 30/45 + 50% TLA (D); CAP 50/70 puro (E); CAP 50/70 + 15% TLA (F); CAP 50/70 + 25% TLA (G) e CAP 50/70 + 50% TLA (H). A decisão de adicionar estes teores de TLA aos ligantes asfálticos convencionais seguiu o princípio de se utilizar um teor inferior (15%) ao mínimo exigido pela norma DNIT 168/2013 - EM, o próprio teor mínimo (25%) e um superior (50%), porém, este atentando-se para a norma ASTM D 5710 - 05, que limita um teor máximo de adição de TLA de 50%, o qual foi adotado para o trabalho.

Para a determinação do teor de ligante de projeto, adotou-se o encontrado em relação ao valor correspondente a um V_v de 4,0%. Devido à quantidade limitada de material (agregados, ligantes asfálticos convencionais e modificador TLA) e, como o principal objetivo do estudo foi de avaliar a influência da adição de TLA, inicialmente realizou-se a dosagem da mistura asfáltica com o CAP 50/70. Encontrou-se como teor de ligante de projeto o valor de 4,7%, sendo adotado, também, para as demais misturas asfálticas, definindo-se, então, este como o critério de comparação para avaliação de

desempenho das misturas produzidas.

Para a usinagem e a compactação das misturas asfálticas, é de fundamental importância o conhecimento das temperaturas utilizadas, a fim de garantir boa trabalhabilidade e para não ocorrerem dificuldades na compactação dos materiais. Para isso, as temperaturas foram determinadas segundo recomendações da especificação AASHTO T 312 - 15, onde limites de viscosidade são estabelecidos, sendo as faixas de usinagem e compactação de 170 ± 20 cP e 280 ± 30 cP, respectivamente. A Tabela 3.2 apresenta os valores encontrados a partir de curvas de viscosidade vs. temperatura para as oito misturas asfálticas, sendo adotadas as temperaturas médias para a usinagem e a compactação das misturas.

Tabela 3.2: Temperaturas de compactação e usinagem das misturas asfálticas

Mistura asfáltica	Temperatura de compactação (°C)	Temperatura de usinagem (°C)
	280 ± 30 cP	170 ± 20 cP
CAP 30/45	150 - 155	161 - 166
CAP 30/45 + 15% TLA	153 - 158	164 - 170
CAP 30/45 + 25% TLA	159 - 164	170 - 175
CAP 30/45 + 50% TLA	172 - 177	183 - 188
CAP 50/70	139 - 145	152 - 158
CAP 50/70 + 15% TLA	145 - 150	156 - 162
CAP 50/70 + 25% TLA	153 - 158	164 - 169
CAP 50/70 + 50% TLA	165 - 170	176 - 182

Com o teor de ligante de projeto padrão definido como 4,7%, foram produzidos corpos de prova para todas as demais misturas visando encontrar o volume de vazios e os demais parâmetros volumétricos, além de serem retiradas amostras soltas para a obtenção do valor de G_{mm} . A Tabela 3.3 mostra limites estabelecidos para os parâmetros de dosagem de misturas asfálticas, baseados no TMN e no volume de tráfego. As amostras depois de serem compactadas ficaram em repouso sobre um tablado para que, no dia posterior, fossem determinadas as medidas de diâmetro e altura, tomadas em quatro pontos distintos, adotando-se o valor médio obtido e pesadas em três condições diferentes (seca, imersa em água e saturada com superfície seca) para se determinar a massa específica aparente (G_{mb}) da mistura, a partir da média de três corpos de prova, seguindo recomendações da especificação AASHTO T 166 - 16.

Tabela 3.3: Limites estabelecidos dos parâmetros de dosagem (adaptada de AASHTO M 323, 2013)

Tráfego estimado para 20 anos (em milhões de ESALs)	% G_{mm}		VAM (%)				Relação betume-vazios (RBV) (%)	Relação filer/asfalto (F/A)
	$N_{inicial}$	N_{max}	TMN (mm)					
< 0,3	≤ 91,5	≤ 98,0	25,4	19,0	12,5	9,5	70,0 - 80,0	0,8 - 1,6
0,3 a < 3,0	≤ 90,5	≤ 98,0					65,0 - 78,0	0,8 - 1,6
3,0 a < 10,0	≤ 89,0	≤ 98,0	> 12,0	> 13,0	> 14,0	> 15,0	65,0 - 75,0	0,8 - 1,6
10,0 a < 30,0	≤ 89,0	≤ 98,0					65,0 - 75,0	0,8 - 1,6
≥ 30	≤ 89,0	≤ 98,0					65,0 - 75,0	0,8 - 1,6

A obtenção dos parâmetros volumétricos para cada uma das oito misturas asfálticas produzidas foi realizada de acordo com as Equações 3.1 a 3.10.

$$Vv = 100 * \left(\frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} \right) \quad (3.1)$$

Onde:

Vv = Volume de vazios, %;

G_{mm} = Massa específica máxima medida, g/cm³;

G_{mb} = Massa específica aparente da mistura, g/cm³.

$$VAM = 100 - \left(\frac{G_{mb} * (100 - P_b)}{G_{sb}} \right) \quad (3.2)$$

Onde:

VAM = Volume de vazios no agregado mineral, %;

P_b = Porcentagem de ligante asfáltico, %;

G_{sb} = Massa específica aparente da mistura de agregados, g/cm³.

$$RBV = 100 * \left(\frac{VAM - Vv}{VAM} \right) \quad (3.3)$$

Onde:

RBV = Relação betume-vazios, %.

$$P_{ba} = 100 * \left(\frac{(G_{se} - G_{sb})}{(G_{se} * G_{sb})} \right) * G_b \quad (3.4)$$

Onde:

P_{ba} = Porcentagem de ligante absorvido, %;

G_{se} = Massa específica efetiva da mistura de agregados, g/cm³;

G_b = Massa específica dos ligantes asfálticos, g/cm³.

$$P_{be} = P_b - \left(\frac{[P_{ba} * (100 - P_b)]}{100} \right) \quad (3.5)$$

Onde:

P_{be} = Porcentagem de ligante efetivo, %;

P_b = Porcentagem de ligante na mistura, %.

$$\frac{F}{A} = \frac{\%passanteN^{\circ}200}{P_{be}} \quad (3.6)$$

Onde:

F/A = Relação fíler/asfalto.

$$G_{mb(estimada)} = \frac{M_m}{V_m} \quad (3.7)$$

Onde:

$G_{mb(estimada)}$ = Massa específica aparente estimada durante compactação em determinado número de giros, g/cm³;

M_m = Massa do corpo de prova no molde de compactação, g;

V_m = Volume do corpo de prova em determinado número de giros, cm³.

$$C = \frac{G_{mb(medida)}N_{max}}{G_{mb(estimada)}N_{max}} \quad (3.8)$$

Onde:

C = Fator de correção;

$G_{mb(medida)}$ = Massa específica aparente medida em determinado número de giros, g/cm³.

$$G_{mb(corrigida)} = C * G_{mb(estimada)} \quad (3.9)$$

Onde:

$G_{mb(corrigida)}$ = Massa específica aparente corrigida em determinado número de giros, g/cm³.

$$\%G_{mm} = \left(\frac{G_{mb(\text{corrigida})}}{G_{mm}} \right) * 100 \quad (3.10)$$

Onde:

$\%G_{mm}$ = Porcentagem de G_{mm} em determinado número de giros, %.

A resolução das equações 3.7 a 3.10 é possível devido ao sistema de aquisição de dados durante a compactação dos corpos de prova no SGC, que são registrados a cada giro. O dado principal oriundo e essencial para os cálculos é a altura das amostras, permitindo determinar o volume no número de giro desejado. Devido a isso, não foi necessária a moldagem de amostras no N_{inicial} de oito giros. Os valores de $\%G_{mm}$ tanto no N_{inicial} quanto no N_{max} são informações importantes, pois tratam de propriedades que dão ideia da compactabilidade das misturas e do grau de densificação ao final da vida de serviço, respectivamente.

3.2.1 Produção das amostras para ensaios mecânicos

Depois de definido o teor de ligante das oito misturas asfálticas, corpos de prova foram produzidos para os ensaios mecânicos. Para tal, adotaram-se dois procedimentos distintos em função do volume de vazios requerido para as amostras de cada um dos ensaios.

Como para a dosagem se definiu um N_{proj} de 100 giros e para se encontrar o teor de projeto de ligante fixou-se o volume de vazios em 4,0%, optou-se por compactar os corpos de prova para ensaios que demandam este V_v de mesma maneira e com massa de 1.200 g. Para os demais ensaios que demandam V_v s maiores que os 4,0%, utilizou-se a Equação 3.11 para calcular a massa das amostras, sendo admitido o critério de altura para finalizar a compactação. Todas as amostras de misturas asfálticas produzidas, antes de serem compactadas, permaneceram na condição solta em estufa na temperatura de compactação por duas horas, para simular o envelhecimento de curto prazo. A Tabela 3.4 mostra resumidamente a quantidade de corpos de prova produzidos para realização dos ensaios, bem como o volume de vazios requerido para as amostras. É importante ressaltar que a quantidade total de amostras moldadas durante o estudo foi bastante superior ao apresentado, consequência de perdas que ocorreram por diversos motivos.

$$m_{cp} = \frac{(100 - Vv) * \pi * d^2 * h * G_{mm} * F}{400} \quad (3.11)$$

Onde:

m_{cp} = Massa do corpo de prova, g;

d^2 = Diâmetro do corpo de prova ao quadrado, cm;

h = Altura do corpo de prova, cm;

F = Fator dependente do SGC (0,97 a 1,0).

Tabela 3.4: Quantidade necessária de corpos de prova para cada ensaio mecânico realizado

Mistura	Quantidade de corpos de prova						
	Resistência à Tração	Módulo de Resiliência	Dano por Umidade Induzida	Flow Number	Módulo Dinâmico	Fratura por Compressão Diametral	CDI e TDI
	Volume de vazios (%)						
	4,0 ± 0,5%	4,0 ± 0,5%	7,0 ± 1,0%	7,0 ± 0,5%	5,5 ± 0,5%	5,5 ± 0,5%	Variável
A	3	3	6	3	3	3	3
B	3	3	6	3	3	3	3
C	3	3	6	3	3	3	3
D	3	3	6	3	3	3	3
E	3	3	6	3	3	3	3
F	3	3	6	3	3	3	3
G	3	3	6	3	3	3	3
H	3	3	6	3	3	3	3
Total	192						

3.3 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE AGREGADOS

Os seguintes ensaios foram realizados para caracterizar as propriedades dos agregados: massa específica e absorção, abrasão *Los Angeles*, equivalente de areia e *Aggregate Image Measurement System 2* (AIMS 2). Além destes ensaios, a mistura de agregados foi elaborada considerando o Método Bailey.

3.3.1 Método Bailey

O Método Bailey de ajuste granulométrico foi desenvolvido pelo engenheiro Robert Bailey do Departamento de Transportes de Illinois, sendo utilizado desde o

começo dos anos 80. A seleção granulométrica proposta visa a escolha de uma composição que leva em consideração tanto os benefícios de misturas descontínuas quanto de misturas densas. Através da distribuição granulométrica dos materiais, das massas específicas e da massa específica solta e compactada, o Método Bailey busca a seleção de uma granulometria considerada ideal, com esqueleto pétreo de agregados graúdos devidamente intertravados, assegurando boa resistência à deformação permanente e durabilidade decorrente do maior teor de ligante obtido pela adequada distribuição de vazios (VAVRIK *et al.*, 2002).

O agregado é o principal responsável por suportar as cargas oriundas do tráfego, sendo considerado como o esqueleto da mistura asfáltica. As propriedades que se relacionam com este esqueleto são, principalmente, a textura superficial, a forma, a angularidade e a distribuição granulométrica dos grãos (CUNHA, 2004). O método permite a realização de ajustes na quantidade de vazios na mistura devido a porcentagem de cada material, considerando o intertravamento dos agregados graúdos fundamentais para uma satisfatória resistência a deformação permanente (NASCIMENTO, 2008).

No Método Bailey, o intertravamento entre os agregados é selecionado como um dado de entrada para realização dos cálculos, sendo obtido a partir da massa específica solta e compactada dos materiais, encontradas de acordo com o que preconiza a norma AASHTO T 19 - 09 (NASCIMENTO, 2008). Este método deve ser tomado como um ponto de partida para o projeto de misturas asfálticas, sendo uma ferramenta satisfatória para o ajuste do volume de vazios, vazios no agregado mineral e trabalhabilidade (BUDNY, 2012).

Diferentemente da ASTM e do DNIT, no Método Bailey, os agregados graúdos e miúdos são definidos de maneira mais específica, com o objetivo de se determinar o arranjo dos agregados, independentemente do TMN da combinação. Os agregados graúdos são partículas que criam vazios quando dispostos em determinado volume, podendo ser preenchidos os vazios por partículas de tamanho inferior. Estas partículas capazes de preencher os vazios criados pelos agregados graúdos são os agregados miúdos (VAVRIK *et al.*, 2002).

Basicamente, o que se pretende definir com o auxílio do Método Bailey são parâmetros baseados nos princípios de compactação das partículas, utilizados na análise

do esqueleto estrutural de agregados, conhecidos como proporção de agregados graúdos (AG), proporção graúda de agregados miúdos (GAM) e proporção miúda de agregados miúdos (MAM). Suas definições tornam-se possíveis devido às peneiras de controle consideradas no método, que são determinadas através do TMN dos agregados, sendo denominadas Peneira de Controle Primário (PCP), Peneira de Controle Secundário (PCS), Peneira de Controle Terciário (PCT) e Peneira Média (PM), conforme demonstrado na Tabela 3.5 (VAVRIK *et al.*, 2002).

Tabela 3.5: Peneiras de controle do Método Bailey (VAVRIK *et al.*, 2002)

Peneiras	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,50	25,00	19,00	12,50	9,50	4,75
PM	19,00	12,50	9,50	6,25	4,75	2,36
PCP	9,50	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
PCT	0,60	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075

No Método Bailey, a PCP é utilizada para a definição do limite entre as frações graúda e miúda da mistura. Sua obtenção dá-se através da multiplicação do TMN pelo fator 0,22, sendo adotada como PCP a peneira de abertura mais próxima do valor encontrado. O material passante na PCP e retido na PCS é considerado como fração graúda do agregado miúdo e as partículas que passam pela PCS são consideradas como fração miúda do agregado miúdo. A definição da PCS dá-se pela multiplicação da PCP pelo fator 0,22. A PCT é utilizada para avaliação da fração miúda do agregado miúdo e a PM para avaliação da fração graúda de toda a mistura. A PCT é encontrada através da multiplicação da PCS pelo fator 0,22 e a PM é definida como a peneira mais próxima a metade do TMN (CUNHA, 2004). O fator de 0,22 utilizado para a determinação das peneiras de controle é resultante da análise realizada em duas e três dimensões da compactabilidade de agregados de diferentes características (VAVRIK *et al.*, 2002).

Para se avaliar a combinação volumétrica de agregados pelo método, é necessária a determinação das massas específicas solta e compactada dos agregados graúdos e somente compactada dos agregados miúdos. Esses dados fornecem informações da estrutura de vazios para examinar as propriedades de intertravamento, podendo definir o comportamento da mistura como graúdo ou miúdo (VAVRIK *et al.*, 2002).

Quando o comportamento da mistura de agregados é governado pela fração graúda do esqueleto pétreo existe intenso contato entre as partículas maiores, garantindo

boa estabilidade. Misturas que apresentam comportamento miúdo não exibem número de partículas graúdas suficientes para formar o esqueleto, assim, o contato é diminuído e estas ficam flutuando na fração miúda, com o carregamento sendo suportado predominantemente pelo agregado miúdo (NASCIMENTO, 2008). Para definir o comportamento da mistura, o projetista deve selecionar o grau de intertravamento desejado do agregado graúdo, denominado de massa específica escolhida, que estabelece o volume de agregado graúdo na distribuição granulométrica, o seu grau de intertravamento e os vazios disponíveis para o preenchimento com agregados miúdos (VAVRIK *et al.*, 2002).

Para se obter determinado grau de intertravamento do agregado graúdo (como misturas governadas pela fração graúda), a porcentagem utilizada da massa específica escolhida deve permanecer entre 95% e 105% da massa específica solta do agregado graúdo. Valores acima de 105% devem ser evitados devido à maior probabilidade de degradação do agregado e dificuldade de compactação em campo, já valores abaixo de 90% indicam misturas sem intertravamento do agregado graúdo (misturas de comportamento miúdo). Além disso, devem-se evitar valores de massa específica escolhida entre 90% e 95% para misturas densas, pois nessa faixa há grande possibilidade do intertravamento do agregado graúdo variar no campo (VAVRIK *et al.*, 2002).

Para a análise do arranjo de agregados, a distribuição granulométrica deve ser determinada previamente para a definição dos três parâmetros que dividem a mistura em suas devidas proporções, como citado anteriormente. A Figura 3.8 representa a divisão e a classificação das frações de agregados idealizadas pelo Método Bailey, bem como as peneiras de controle envolvidas.

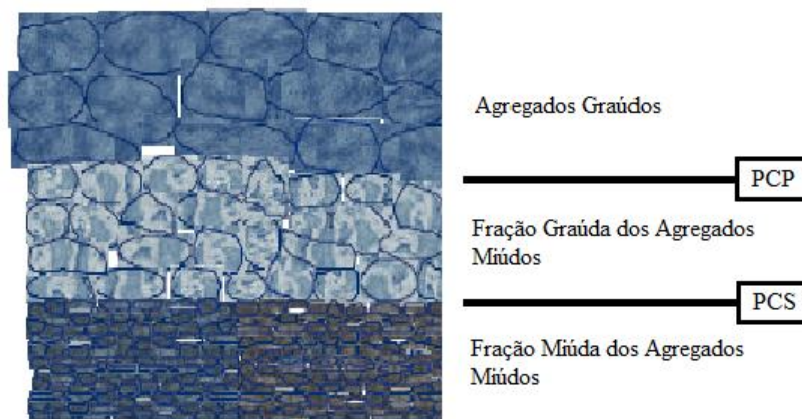


Figura 3.8: Representação das divisões para análise do arranjo de agregados (VAVRIK *et al.*, 2002)

As três proporções (AG, GAM e MAM) podem ser alteradas através de mudanças na granulometria, ocorrendo modificações nas propriedades volumétricas, nas características de construção ou no desempenho da mistura asfáltica (VAVRIK *et al.*, 2002). Os parâmetros utilizados para avaliação de cada fração individualmente podem ser encontrados por meio das Equações 3.12, 3.13 e 3.14.

$$\text{ProporçãoAG} = \frac{(\%PassantePM - \%PassantePCP)}{(100\% - \%PassantePM)} \quad (3.12)$$

$$\text{ProporçãoGAM} = \frac{\%PassantePCS}{\%PassantePCP} \quad (3.13)$$

$$\text{ProporçãoMAM} = \frac{\%PassantePCT}{\%PassantePCS} \quad (3.14)$$

Vavrik *et al.* (2002) recomendam faixas com valores para as proporções adotadas pelo Método Bailey. A Tabela 3.6 indica os limites para misturas de comportamento graúdo em função do TMN.

Tabela 3.6: Faixas recomendadas de proporções dos agregados para misturas de comportamento graúdo (VAVRIK *et al.*, 2002)

Parâmetros	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,50	25,00	19,00	12,50	9,50	4,75
Proporção AG	0,80 - 0,95	0,70 - 0,85	0,60 - 0,75	0,50 - 0,65	0,40 - 0,55	0,30 - 0,45
Proporção GAM	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50
Proporção MAM	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50

A Proporção AG é utilizada para avaliar a compactação dos agregados graúdos e a estrutura de vazios resultante. Este fator é o mais importante para a seleção da mistura e está relacionado com a trabalhabilidade. A diminuição da Proporção AG resulta no aumento da compactação da fração de agregados miúdos devido à menor quantidade de partículas passantes na PM, que acabam por limitar a compactação das partículas graúdas do agregado. Uma estrutura forte de agregados miúdos é requerida quando existe uma baixa Proporção AG com a finalidade de se alcançarem as propriedades volumétricas pretendidas (VAVRIK *et al.*, 2002).

Valores tipicamente abaixo dos recomendados para a Proporção AG podem

indicar uma mistura propensa à segregação. Em geral, misturas descontínuas tendem a apresentar Proporção AG abaixo da faixa recomendada, acabando por serem mais propensas à segregação que misturas de graduação contínua. De outro modo, quando há o aumento da Proporção AG, chegando próximo de um, os vazios no agregado mineral (VAM) também aumentam. Assim, a fração de agregado graúdo se torna desequilibrada porque as partículas passantes na PM tendem a controlar o esqueleto de agregado graúdo, resultando em uma mistura de difícil compactação em campo, ocorrendo a tendência de movimentação dos agregados quando da passagem dos rolos compactadores. Curvas de distribuição granulométrica que apresentam Proporções AG elevadas geralmente têm formato de S na área do gráfico de potência 0,45 e, de acordo com o método *Superpave*, misturas desse tipo são difíceis de serem compactadas (VAVRIK *et al.*, 2002).

A parcela de agregados miúdos (abaixo da PCP) pode ser considerada como uma mistura própria que contém frações graúdas e miúdas, podendo ser avaliada de maneira similar à análise da mistura geral. As partículas graúdas do agregado miúdo criam vazios na mistura que são preenchidos pelas partículas miúdas do agregado. Quando a Proporção GAM aumenta, o agregado miúdo abaixo da PCP se arranja de maneira a ficar mais compactado, devido ao aumento do volume da porção miúda do agregado miúdo. O ideal é que a Proporção GAM permaneça sempre abaixo de 0,50, com valores superiores a este indicando quantidade excessiva da fração miúda do agregado miúdo na mistura (VAVRIK *et al.*, 2002). Quando analisadas no gráfico de potência 0,45, normalmente se observa um desvio para baixo na porção miúda para misturas com Proporção GAM superior a 0,50, indicando uma mistura não adequada sob perspectiva estrutural (NASCIMENTO, 2008).

Valores da Proporção GAM abaixo da faixa recomendada indicam que a graduação não é uniforme, característica vinculada geralmente a misturas abertas que apresentam um desvio no gráfico de potência 0,45, sugerindo que se trata de uma mistura que exhibe instabilidade e possibilidade de problemas na compactação. A Proporção GAM exerce impacto considerável no VAM de uma mistura devido à criação de vazios no agregado miúdo. O VAM em uma mistura irá aumentar com o decréscimo da proporção (VAVRIK *et al.*, 2002).

A porção miúda dos agregados miúdos preenche os vazios gerados pela porção graúda dos agregados miúdos. A Proporção MAM indica como a porção miúda do

agregado miúdo é compactada, sendo usada para avaliar, então, as características de compactação da menor porção da granulometria do agregado. O valor da Proporção MAM deve ser inferior a 0,50 para misturas de graduação densa e o VAM da mistura aumentará com o decréscimo desta (VAVRIK *et al.*, 2002).

Em misturas asfálticas usinadas a quente, quando o comportamento do esqueleto estrutural é governado pelos agregados graúdos, o grau de intertravamento destes desempenha um papel importante na resistência à deformação permanente. No entanto, em misturas onde a granulometria miúda é a predominante, os agregados miúdos é que desempenham o papel principal na resistência à deformação permanente.

No Método Bailey, tratando-se especificamente de misturas com comportamento controlado pela fração miúda de agregados, a análise do esqueleto pétreo é realizada considerando-se apenas o material passante na PCP, desprezando-se a fração graúda, uma vez que esta não forma um esqueleto porque os agregados graúdos não estão em contato permanente, acabando por ficarem flutuando em uma matriz de agregados miúdos. O material passante na PCP original é convertido para 100% passante e, na sequência, avalia-se a mistura como sendo composta de agregado graúdo e miúdo, com TMN igual à PCP original. Novas peneiras de controle são definidas para que as novas proporções AG, GAM e MAM sejam determinadas (VAVRIK *et al.*, 2002). A Tabela 3.7 apresenta as novas peneiras de controle para misturas de comportamento governado pelos agregados miúdos.

Tabela 3.7: Peneiras de controle para misturas de comportamento miúdo (VAVRIK *et al.*, 2002)

Peneiras	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,50	25,00	19,00	12,50	9,50	4,75
PCP Original	9,50	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
Nova PM	4,75	2,36	2,36	1,18	1,18	0,60
Nova PCP	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
Nova PCS	0,60	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075
Nova PCT	0,15	0,075	0,075	-	-	-

Os valores indicados para as proporções são praticamente os mesmos, sendo o intervalo para as Proporções GAM e MAM entre 0,35 e 0,50, iguais aos de misturas com comportamento graúdo. Já para a Proporção AG, o intervalo varia entre 0,60 e 1,00, uma vez que em misturas de comportamento miúdo a Proporção AG tende a ser mais variável, sendo recomendado um intervalo mais amplo (VAVRIK *et al.*, 2002).

3.3.2 Caracterização por meio de processamento digital de imagens

O desempenho de misturas asfálticas é bastante afetado pelas propriedades apresentadas pelos agregados minerais, principalmente no que diz respeito à forma, angularidade e textura superficial. Para a caracterização destas propriedades, o equipamento utilizado foi o AIMS 2. Pazos (2015) salienta que os procedimentos experimentais utilizados pela metodologia AASHTO M 323 para determinação da forma, angularidade e textura superficial dos agregados apresentam grau elevado de empirismo, o que gera questionamentos quanto à repetibilidade e reprodutibilidade dos ensaios adotados. Masad *et al.* (2007) destacam que a utilização do processamento digital de imagens por meio do AIMS é uma ferramenta eficiente para medir as características dos agregados, apresentando elevada repetibilidade e reprodutibilidade de resultados.

Existem diversos métodos baseados no processamento digital de imagens para a obtenção de propriedades dos agregados, entretanto o equipamento que mais se destaca é o AIMS, devido à sua capacidade de caracterizar propriedades de angularidade, textura superficial e forma de agregados por meio da análise digital de imagens bi e tridimensionais de suas partículas (MASAD *et al.*, 2007). O AIMS 2 é um equipamento capaz de fornecer cinco propriedades diferentes dos agregados. Para os agregados graúdos, exclusivamente, é possível se determinar a esfericidade, a textura superficial e a relação entre partículas achatadas e alongadas, já para os agregados miúdos se define exclusivamente a forma 2D. A angularidade é a propriedade que pode ser definida em comum, tanto para os agregados graúdos como para os miúdos (ARAUJO *et al.*, 2015).

A tecnologia utilizada no AIMS 2 para a aquisição de imagens de agregados consiste de um microscópio com ampliação variável e uma câmera, além de duas configurações de iluminação diferentes. O primeiro esquema de iluminação cria uma imagem retroiluminada capaz de fornecer a silhueta das partículas. A imagem gerada é analisada para a determinação das propriedades de forma e angularidade. O segundo esquema utiliza iluminação superior oblíqua, capaz de iluminar a superfície de cada partícula de agregado, sendo gerada uma imagem em escala de cinza que é analisada fornecendo as características de textura superficial (GATES *et al.*, 2011). A Figura 3.9 ilustra o AIMS 2 e os aparatos de captura de imagens utilizados pelo equipamento.

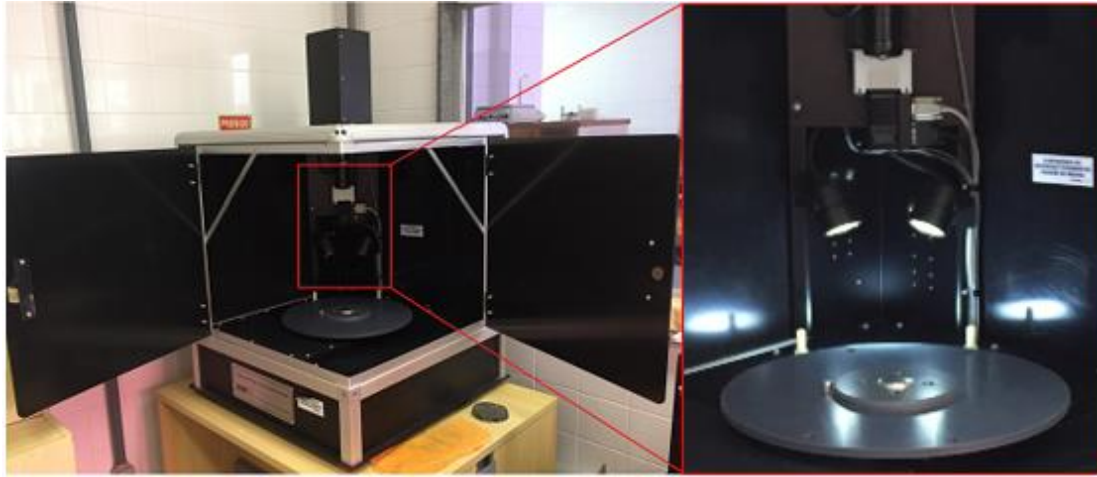


Figura 3.9: Equipamento AIMS 2 e detalhe dos aparatos para captura de imagens

O procedimento para adquirir os dados das propriedades dos agregados por meio do AIMS 2 consiste na distribuição dos agregados em bandejas específicas para cada tamanho de partícula desejado. Cada peneira selecionada para captura das imagens tem sua respectiva bandeja, devendo ser inserida na plataforma giratória do equipamento. As partículas de agregados graúdos devem ser posicionadas de maneira que não se toquem, já as partículas de agregados miúdos são inseridas na ranhura da bandeja sem a preocupação de não se tocarem, devendo ser dispersas de modo que não ocorra um acúmulo excessivo em determinado local, ou seja, deve-se haver uma superfície homogênea na distribuição.

O *software* utilizado pelo AIMS 2 para execução e obtenção de dados faz uso de um algoritmo que é capaz de identificar as partículas de agregado graúdo que se tocam por descuido do operador, quando ordenadas nos sulcos das bandejas, sendo excluídas da análise dos resultados (LIMA, 2016). Este algoritmo é uma ferramenta muito importante porque as partículas que se tocam podem ser interpretadas como sendo uma só, o que pode vir a comprometer os resultados de angularidade e forma (PAZOS, 2015).

Os materiais que podem ser analisados por meio do processamento digital de imagens pelo AIMS 2 devem ter dimensões entre 25 mm (peneira 1”) e 0,075 mm (peneira #200), sendo considerados agregados miúdos as partículas passantes na peneira de abertura de malha de 4,75 mm (peneira #4). A Tabela 3.8 indica a quantidade mínima de partículas por peneira sugeridas pelo manual do equipamento. Vale salientar que para o presente trabalho foi ensaiada uma quantidade de partículas maior do que a quantidade mínima sugerida no manual do equipamento.

Tabela 3.8: Quantidade mínima de partículas sugeridas pelo manual do AIMS 2

Peneira	Quantidade de partículas sugerida
0,075 mm (#200)	150
0,15 mm (#100)	150
0,30 mm (#50)	150
0,60 mm (#30)	150
1,18 mm (#16)	150
2,36 mm (#8)	150
4,75 mm (#4)	50
6,25 mm (1/4 ")	50
9,50 mm (3/8 ")	50
12,50 mm (1/2 ")	50
19,0 mm (3/4 ")	50
25,0 mm (1 ")	50

Os dados obtidos do processamento digital de imagem realizado pelo AIMS 2 são usados para quantificar e categorizar as propriedades de forma, angularidade e textura superficial dos agregados. Ibiapina *et al.* (2018) usaram o método hierárquico de *Clusters* para proposição de uma classificação para os parâmetros medidos no AIMS 2, considerando 20 agregados de diferentes tipos de rocha, oriundos de localidades distintas, abrangendo oito estados brasileiros. Os limites estabelecidos pelos autores para as propriedades dos agregados podem ser visualizados na Tabela 3.9.

Tabela 3.9: Limites estabelecidos para classificação das propriedades medidas pelo AIMS 2 (adaptada de Ibiapina *et al.*, 2018)

Propriedade	Classificação					
Angularidade	Arredondada < 1260	Subarredondada 1260 - 4080	Subangular 4080 - 7180	Angular > 7180		
Esfericidade	Achatada/alongada < 0,5	Esfericidade baixa 0,5 - 0,7	Esfericidade moderada 0,7 - 0,9	Esfericidade alta > 0,9		
Textura	Polida < 260	Macio 260 - 440	Rugosidade baixa 440 - 600	Rugosidade moderada 600 - 825		Rugosidade alta > 825
Forma 2D	Circular < 4,0	Semicircular 4,0 - 11,0	Semialongada 11,0 - 15,5	Alongada > 15,5		

3.3.3 Massa específica e absorção

Para os agregados graúdos, a determinação da massa específica e absorção foi realizada por meio dos procedimentos especificados pela norma DNER-ME 081/98. O ensaio consiste na separação dos agregados em quantidade determinada por meio de seus

tamanhos máximos nominais, sendo que todo material passante na peneira 4,8 mm (#4) deve ser desprezado após peneiramento a seco. Dois materiais graúdos foram utilizados nesta pesquisa, onde para a brita 1 (TMN de 19,0 mm) a massa mínima de amostra requerida foi de 3 kg e para a brita 0 (TMN de 12,5 mm) a quantidade mínima foi de 2 kg.

Os agregados graúdos, previamente separados, devem ser lavados em água corrente sobre a peneira de 4,8 mm (#4) e depois secos em estufa até constância de massa. Posteriormente, são resfriados em temperatura ambiente e imersos em água por um período de $24 \text{ h} \pm 4 \text{ h}$, tendo o cuidado de agitar algumas vezes o recipiente utilizado para expulsão das bolhas de ar. Após o período de imersão, os agregados são retirados e espalhados sobre uma toalha absorvente para remoção da umidade superficial e determinação da massa na condição saturada de superfície seca. Os agregados, então, são colocados em um cesto e imersos em água a $24^\circ\text{C} \pm 2^\circ\text{C}$ para determinação da massa na condição submersa. Por fim, leva-se a amostra para ser seca em estufa com temperatura entre 105°C e 110°C até atingir massa constante, retira-se e resfria-se o material a temperatura ambiente para se determinar a massa do agregado seco.

As massas específicas real, aparente e a absorção dos agregados graúdos podem ser definidas por meio das Equações 3.15, 3.16 e 3.17, respectivamente. No mínimo, devem ser realizadas duas determinações, sendo o resultado oriundo da média dos valores.

$$G_{sa} = \frac{A}{A - C} * 0,9971 \quad (3.15)$$

Onde:

G_{sa} = Massa específica real do agregado graúdo, g/cm^3 ;

A = Massa do agregado seco em estufa, g;

C = Massa do agregado submerso em água, g.

$$G_{sb} = \frac{A}{B - C} * 0,9971 \quad (3.16)$$

Onde:

G_{sb} = Massa específica aparente do agregado graúdo, g/cm^3 ;

B = Massa do agregado saturado de superfície seca, g.

$$a = \frac{(B - A)}{A} * 100 \quad (3.17)$$

Onde:

a = absorção do agregado graúdo, %.

Para os agregados miúdos, utilizaram-se os procedimentos descritos na norma DNER-ME 084/95 para determinação da massa específica real. O ensaio consiste na separação de uma porção representativa de agregado miúdo com aproximadamente 1.000 g. Esta porção deve ser peneirada de maneira que se obtenha cerca de 500 g de material retido entre as peneiras de abertura de 4,8 mm (#4) e 0,075 mm (#200). A amostra separada deve ser levada a uma estufa para secagem até constância de massa e, então, resfriada em dessecador.

O método de ensaio faz uso de um picnômetro de 500 ml, que deve ser pesado vazio, seco e rigorosamente limpo. Após, a amostra é inserida no picnômetro e toma-se o peso do conjunto. Na sequência, o conjunto é preenchido com água destilada até cobrir com sobras a amostra de agregado miúdo e, então, o conteúdo é aquecido até fervura por um período mínimo de 15 minutos para expulsar todo o ar presente, agitando-se com certa frequência para evitar superaquecimento localizado e resfriado após o período em banho de água a 25°C. O picnômetro, depois de resfriado, é completado com água destilada até a marca de referência e seco para tomar-se o peso do conjunto (picnômetro + amostra + água). O último passo é retirar todo o agregado miúdo do picnômetro cuidadosamente e, então, preenchê-lo com água destilada até a referência para a pesagem.

A massa específica real do agregado miúdo pode ser definida pela Equação 3.18. No mínimo, devem ser realizadas duas determinações, adotando-se a média destas como resultado.

$$G_{sa} = \frac{b - a}{(d - a) - (c - b)} * 0,9971 \quad (3.18)$$

Onde:

G_{sa} = Massa específica real do agregado miúdo, g/cm³;

a = Massa do picnômetro vazio e seco, g;

b = Massa do picnômetro mais amostra, g;

c = Massa do picnômetro mais amostra mais água, g;

d = Massa do picnômetro cheio d'água, g.

Quando se pretende trabalhar com uma mistura que seja constituída por mais de uma fração de agregado, um valor para a massa específica média pode ser obtido por meio de ponderação dos materiais utilizados pela Equação 3.19.

$$G = \frac{A + B + \dots + n}{\frac{A}{G_a} + \frac{B}{G_b} + \dots + \frac{n}{G_n}} = \frac{1}{\frac{\%A}{G_a} + \frac{\%B}{G_b} + \dots + \frac{\%n}{G_n}} \quad (3.19)$$

Onde:

G = Massa específica média aparente, real ou efetiva, g/cm³;

G_a, G_b, ..., G_n = Massas específicas das frações (agregados) A, B, ..., n (aparente, real ou efetiva), g/cm³;

A, B, ..., n = Massas das frações (agregados), g;

%A, %B, ..., %n = Porcentagem das massas das frações (agregados), %.

3.3.4 Abrasão *Los Angeles*

O ensaio de abrasão *Los Angeles* foi realizado para os agregados graúdos segundo os procedimentos especificados na norma DNER-ME 035/98. O ensaio consiste, inicialmente, na seleção de amostras que se enquadrem nas graduações presentes na norma. Para esta pesquisa, adotaram-se as graduações B e C para realização do ensaio, as quais se encaixaram melhor com o material avaliado.

Após fixadas as graduações a serem adotadas durante o ensaio (graduação B para brita 1 e graduação C para brita 0), o material deve ser lavado e seco em estufa à temperatura entre 105°C e 110°C. Depois de seco, o material deve ser peneirado para que sejam retiradas as porções das peneiras, fornecendo a amostra para ensaio. Para ambas as graduações, a quantidade de material necessária foi de 5.000 g ± 10 g.

Antes de levar a amostra para o tambor, deve-se determinar sua massa seca, que nada mais é que o somatório das diversas porções da mesma graduação já misturadas. Após pesado, o material é levado ao tambor, que tem uma velocidade de giro variável entre 30 e 33 rotações por minuto. A carga abrasiva utilizada é colocada no tambor logo depois da amostra, utilizando-se 11 esferas metálicas para a graduação B, resultando em

uma carga de $4.584 \text{ g} \pm 25 \text{ g}$, e oito esferas para a graduação C, que representa uma carga de $3.330 \text{ g} \pm 20 \text{ g}$. Tanto para a graduação B como para a C são necessárias 500 rotações do tambor para o desgaste das partículas de agregados. A Figura 3.10 ilustra o equipamento usado para realizar o desgaste dos agregados.



Figura 3.10: Equipamento de abrasão *Los Angeles* utilizado para o desgaste dos agregados desta pesquisa

Depois do processo de desgaste, retira-se o material do tambor, peneirando-o na peneira de abertura de 1,7 mm (#12), rejeitando-se o material que passa. As partículas retidas são lavadas sobre a peneira de 1,7 mm (#12) e levadas para secar em estufa à temperatura entre 105°C e 110°C durante um período de no mínimo três horas. O material seco é retirado da estufa e depois de esfriar sua massa é determinada. O desgaste por abrasão é definido pela Equação 3.20, que visa avaliar a redução da massa de agregados que sofreram impactos em relação à massa inicial.

$$LA = \frac{m_i - m_f}{m_i} * 100 \quad (3.20)$$

Onde:

LA = Desgaste por abrasão *Los Angeles* de determinada graduação, %;

m_i = Massa da amostra inicial, g;

m_f = Massa da amostra final após desgaste, g.

Dependendo do tipo de aplicação à qual se destinam os agregados, os limites de aceitação para a abrasão *Los Angeles* podem variar. Para aplicação em revestimentos asfálticos, a abrasão *Los Angeles* deve indicar valores baixos, uma vez que se deseja uma resistência elevada ao desgaste. O processo de manuseio e execução de revestimentos

asfálticos, bem como as ações do tráfego podem levar os agregados a quebras, degradações e desintegrações, sendo assim, as especificações brasileiras normalmente limitam o valor da abrasão *Los Angeles* entre 40% e 55% (BERNUCCI *et al.*, 2008). Nesta pesquisa, adotou-se o critério estabelecido na norma DNIT 031/2006 - ES, o qual limita o valor máximo de 50% de desgaste para os agregados graúdos, admitindo, em alguns casos, valores superiores se comprovado desempenho satisfatório em utilização anterior.

3.3.5 Equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia tem o objetivo de determinar a quantidade de argila ou material orgânico presente no agregado miúdo. Dependendo do montante apresentado, alguns agregados acabam se tornando impróprios para a utilização em revestimentos asfálticos. O procedimento adotado nesta pesquisa é especificado pela norma DNER-ME 054/97. A Figura 3.11 ilustra os aparatos empregados para o ensaio.



Figura 3.11: Aparatos utilizados para ensaio de equivalente de areia desta pesquisa

A amostra a ser ensaiada deve apresentar partículas com tamanhos inferiores a 4,8 mm (#4) após peneiramento prévio e deve ser medida em um recipiente com volume padrão que corresponde aproximadamente a 110 g de material solto. A amostra é inserida em uma proveta que contém uma solução de cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído, permanecendo em repouso por um período de 10 minutos. Na sequência, o conjunto deve ser agitado horizontalmente com a finalidade de atingir 90 ciclos durante 30 segundos e depois se completa a proveta com a solução até um nível predeterminado. O conjunto deve permanecer em repouso por um período de 20 minutos e, então, a altura do material

floculado em suspensão é determinada. Após isso, para se medir a altura do agregado depositado por sedimentação, um bastão padronizado é inserido na proveta. O equivalente de areia pode ser determinado pela Equação 3.21.

$$EA = \frac{h_2}{h_1} * 100 \quad (3.21)$$

Onde:

EA = Equivalente de areia, %;

h_1 = Altura do material floculado em suspensão, mm;

h_2 = Altura do agregado depositado por sedimentação, mm.

O critério de aceitação do agregado miúdo para utilização em concretos asfálticos adotado nesta pesquisa segue as recomendações da norma DNIT 031/2006 - ES, a qual estabelece um valor mínimo de 55% de equivalente de areia. Vale ressaltar que este critério é superior ao estabelecido pela norma AASHTO M 323 - 13 referente à dosagem com compactador giratório, que exige um valor de equivalente de areia superior a 45% para o tráfego de projeto escolhido nesta pesquisa.

3.4 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DE LIGANTES ASFÁLTICOS

Partindo-se do princípio de que um dos objetivos principais deste trabalho é analisar a influência da adição de modificador *Trinidad Lake Asphalt* em diferentes proporções nas propriedades de ligantes asfálticos brasileiros de uso convencional, deu-se enfoque em ensaios capazes de elucidar seus comportamentos em relação a diferentes parâmetros. Foram realizados testes que constam na especificação brasileira DNIT 168/2013 - EM com a finalidade de verificar o enquadramento nos limites estipulados, ou não, dos ligantes asfálticos modificados com TLA no que diz respeito aos parâmetros de penetração, ponto de amolecimento, viscosidade *Brookfield*, estabilidade ao armazenamento (separação de fase) e variação de massa (RTFOT). A massa específica dos ligantes também foi encontrada.

Complementarmente, os ligantes asfálticos foram caracterizados por meio do grau de desempenho PG da metodologia AASHTO M 332 - 14 utilizando os seguintes equipamentos: reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR - *Dynamic Shear Rheometer*), reômetro de fluência em viga (BBR - *Bending Beam Rheometer*), PAV, RTFOT e

viscosímetro rotacional *Brookfield*. Com os resultados de cada material para a classificação PG, foi possível, também, caracterizar o *Continuous Grade* (PG verdadeiro). A partir de ensaios adicionais no DSR e dos dados obtidos no BBR, parâmetros reológicos puderam ser encontrados, sendo estes: curva mestra, espaço *Black*, *R-value*, *crossover frequency* (ω_c - frequência *crossover*), *Glover-Rowe* (*GR parameter*), *Linear Amplitude Sweep*, *Multiple Stress Creep and Recovery* e *Delta T_c* (ΔT_c).

3.4.1 Penetração

O ensaio de penetração ainda é importante no país, uma vez que a Resolução N°19 da ANP passou a classificar os ligantes asfálticos brasileiros por este parâmetro, a partir do ano de 2005. Com isso, todos os ligantes asfálticos utilizados neste estudo foram classificados por meio da metodologia nacional, sendo determinadas suas penetrações de acordo com o procedimento descrito na norma DNIT 155/2010 - ME. Os ensaios foram realizados por profissionais do Laboratório da Stratura Asfaltos e Serviços de Pavimentação.

O procedimento de ensaio consiste, inicialmente, no aquecimento do material asfáltico de maneira cuidadosa, para que não ocorra superaquecimento local, até chegar a um estado de fluidez. Com agitação constante, o material é aquecido em estufa com temperatura de no máximo 90°C acima do ponto de amolecimento, em um período de tempo curto capaz de garantir fluidez e homogeneidade. O ligante asfáltico então é transferido para o recipiente de ensaio, com o intuito de esfriar durante um período de 60 a 90 minutos em temperatura ambiente. É importante que o recipiente seja fechado, uma vez que a amostra pode apresentar variações de resultado caso detritos se depositem em sua superfície.

Depois de resfriada, a amostra e uma cuba de transferência são inseridas em um banho de água, mantido na temperatura de ensaio com tolerância de $\pm 0,1^\circ\text{C}$. O período de condicionamento varia entre 60 e 90 minutos, sendo a temperatura de ensaio de 25°C. Após o período, a amostra deve ser transferida até o penetrômetro dentro da cuba preenchida com a água do banho para que seja mantida a temperatura de ensaio. Posiciona-se a agulha na superfície da amostra de maneira que a sua ponta não exerça pressão sobre o material e, então, o conjunto de 100 g (peso de 50 g acima da agulha + haste e agulha) é liberado rapidamente por um período de 5 segundos, medindo-se a

distância penetrada, em décimos de milímetro. Devem ser realizadas, no mínimo, três determinações em pontos distintos na superfície da amostra, distantes entre si e da borda do recipiente, pelo menos, de 10 mm.

3.4.2 Massa específica

A massa específica é uma propriedade que deve ser medida para uso na dosagem de misturas asfálticas. A finalidade de obter esse dado é utilizá-lo para se converterem valores de massas em volumes, durante os cálculos de determinação do teor de projeto de ligante (BERNUCCI *et al.*, 2008). Para este estudo, adotou-se o procedimento descrito na especificação DNER-ME 193/96 para obtenção da massa específica dos ligantes asfálticos utilizados.

O ensaio consiste na utilização de picnômetros de formato cônico ou cilíndrico, respeitando-se as dimensões encontradas na especificação, que devem ser calibrados previamente. A calibração é realizada anotando-se a massa do picnômetro vazio, com tampa, rigorosamente limpo e seco e, também, sua massa quando preenchido com água destilada, após um período mínimo de 30 minutos de condicionamento em banho de água mantido a 25°C, sendo esta a temperatura de ensaio. Antes de registrar sua massa, deve-se secar toda a superfície externa do picnômetro cuidadosamente.

A amostra de ligante asfáltico é inserida no picnômetro, que deve estar rigorosamente limpo e seco, após ser fluidificada por um período máximo de duas horas em estufa, com temperatura não ultrapassando em mais de 111°C a temperatura do ponto de amolecimento. O picnômetro deve ser preenchido pela amostra até aproximadamente $\frac{3}{4}$ de sua capacidade. Em seguida, o conjunto é esfriado à temperatura ambiente, por período não inferior a 40 minutos, para que seja anotada a sua massa, cuidando para não esquecer de colocar a tampa no picnômetro. A Figura 3.12 ilustra quatro picnômetros preenchidos com amostra.



Figura 3.12: Picnômetros cônicos preenchidos com amostras de ligante asfáltico

O último passo do procedimento consiste em preencher o conjunto picnômetro + amostra com água destilada. Depois de um período não inferior a 30 minutos em banho de água na temperatura de ensaio, retira-se o picnômetro, secando-se cuidadosamente a superfície para pesagem. A massa específica pode ser determinada, então, por meio da Equação 3.22.

$$G_b = \frac{d - a}{(b - a) - (e - d)} * 0,9971 \quad (3.22)$$

Onde:

G_b = Massa específica do ligante asfáltico, g/cm³;

a = Massa do picnômetro vazio, com tampa, g;

b = Massa do picnômetro com tampa cheio d'água destilada, g;

d = Massa do picnômetro com tampa parcialmente preenchido com amostra, g;

e = Massa do picnômetro com tampa parcialmente preenchido com amostra mais água, g.

3.4.3 Viscosidade *Brookfield*

A medida de viscosidade de ligantes asfálticos é muito importante na determinação de sua consistência, que deve ser adequada para garantir a cobertura dos agregados quando misturados para aplicação no campo. Para a determinação das temperaturas de usinagem e compactação que garantam a cobertura dos agregados, deve-se traçar uma curva de viscosidade vs. temperatura para cada ligante (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Para esta pesquisa, utilizou-se um viscosímetro rotacional *Brookfield* para a

determinação da viscosidade dos ligantes asfálticos. A Figura 3.13 ilustra o equipamento utilizado. A vantagem do viscosímetro *Brookfield* é que para a obtenção da curva viscosidade vs. temperatura em ampla faixa de determinação, a mesma amostra pode ser utilizada. Para o ensaio, os aparatos necessários são: viscosímetro rotacional, controlador de temperatura, câmara de temperatura, câmara para amostras, *spindles*, alicate e suporte para câmaras de amostras. Além disso, um *software* instalado em um computador ligado ao equipamento obtém os dados durante o ensaio, montando a curva viscosidade vs. temperatura automaticamente e reportando as informações em planilha do *Excel*.

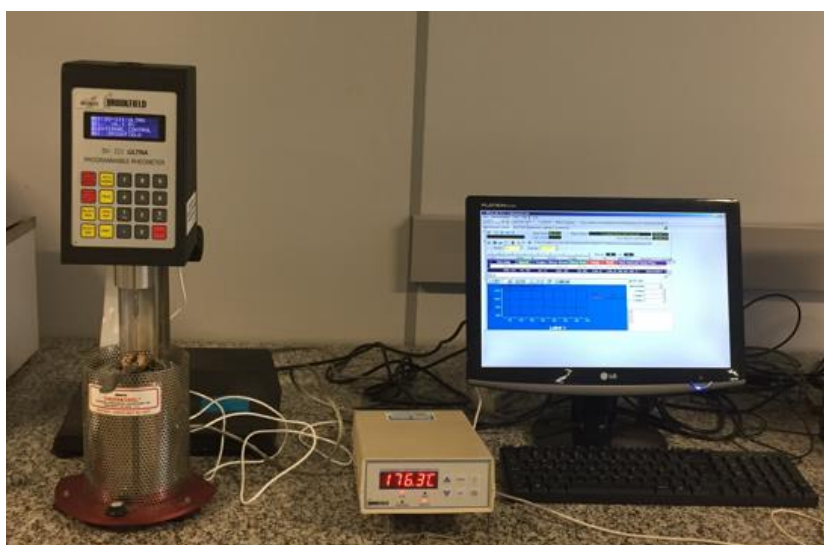


Figura 3.13: Viscosímetro rotacional *Brookfield* utilizado

O procedimento utilizado seguiu as recomendações descritas na norma ASTM D 4402 - 06. O ensaio consiste, inicialmente, na preparação das amostras, que devem ser aquecidas em estufa, sendo recomendada uma temperatura máxima de 135°C. Em alguns casos, quando se utilizam ligantes asfálticos modificados, esta temperatura pode ser excedida. Depois de fluidificadas, aproximadamente 8 g de material são vertidas em um tubo cilíndrico conhecido como câmara de amostra.

O conjunto tubo cilíndrico + ligante deve ser transferido do suporte para a câmara de temperatura já preaquecida na temperatura inicial de ensaio, permanecendo em repouso por pelo menos 30 minutos para equilíbrio de temperatura. A geometria rotacional inserida para aquisição de dados, conhecida como *spindle*, deve permanecer imersa na amostra durante este período. Depois de equilibrada a temperatura, o ensaio é iniciado, com velocidade rotacional predefinida e, para cada temperatura adicional testada, a amostra deve permanecer em repouso por no mínimo 10 minutos, para

equilíbrio.

Para cada temperatura adotada, são obtidas três medidas de viscosidade e torque em intervalos de um minuto cada, totalizando três minutos. Para este estudo, foram utilizadas as temperaturas de teste, bem como velocidades e o *spindle* indicados na norma DNIT 168/2013 - EM, que são: 135°C (*spindle* 21 e 20 rpm), 150°C (*spindle* 21 e 50 rpm) e 175°C (*spindle* 21 e 100 rpm). Adicionalmente, para os ligantes CAP 30/45 + 50% TLA e CAP 50/70 + 50% TLA, foram usadas, também, as temperaturas de 195°C (*spindle* 21 e 160 rpm) e 190°C (*spindle* 21 e 160 rpm), respectivamente.

Durante a aquisição de dados, deve-se atentar para os valores de torque, que devem ser mantidos entre 10% e 98%. O torque aplicado tem a função de manter a velocidade rotacional constante durante o teste, na temperatura desejada. Se o torque medido estiver acima de 98% em temperaturas mais baixas, a velocidade de rotação deve ser diminuída e se o torque estiver abaixo de 10% em temperaturas maiores, a velocidade deve ser aumentada.

A viscosidade reportada consiste na média das três medições realizadas em cada temperatura, sendo estas tomadas em duas amostras distintas. A unidade de medida é expressa em centipoise, sendo que o sistema internacional adota o pascal segundo (Pa.s). O centipoise é equivalente ao milipascal, então, 1.000 cP correspondem a 1 Pa.s.

3.4.4 Ponto de amolecimento

O ponto de amolecimento é uma medida empírica que busca definir a temperatura na qual o ligante asfáltico amolece quando aquecido sob determinada circunstância, atingindo a condição de escoamento (BERNUCCI *et al.*, 2008). Nesta pesquisa, seguiu-se o procedimento descrito na especificação DNIT 131/2010 - ME para a determinação do ponto de amolecimento dos ligantes asfálticos utilizados.

Inicialmente, devem-se preparar as amostras de material asfáltico aquecendo-as previamente em estufa, em temperatura que não exceda 110°C do provável ponto de amolecimento. Depois de atingida a fluidez, anéis de latão devem ser preenchidos de maneira que haja um ligeiro excesso de material acima do topo, evitando-se o transbordamento. As amostras devem permanecer em repouso durante um período de 30 minutos para resfriamento à temperatura ambiente e, então, retira-se o excesso de material

com uma espátula aquecida, deixando a superfície na mesma altura que as bordas dos anéis.

Depois de resfriadas, os anéis devem ser levados para o suporte de latão, onde são posicionados horizontalmente. As guias são inseridas, então, sobre os anéis, para que mantenham as bolas de aço, com massa de 3,50 g a 3,55 g, centradas sobre a superfície das amostras. Com uma bola sobre cada anel, leva-se o conjunto para dentro de um banho de água destilada num béquer. O banho deve ser aquecido a uma razão de 5°C por minuto, devendo-se anotar a temperatura indicada pelo termômetro no instante em que o material que envolve a bola tocar a placa inferior do suporte de latão. O ensaio é conduzido com duas amostras do mesmo ligante asfáltico, adotando-se como temperatura de ponto de amolecimento a média dos valores. Caso a diferença entre ambas exceda 2°C, o ensaio deve ser refeito. A Figura 3.14 ilustra o aquecimento do conjunto de ensaio.



Figura 3.14: Ensaio de ponto de amolecimento sendo realizado

3.4.5 Estabilidade ao armazenamento (separação de fase)

O ensaio de separação de fases é empregado para quantificar a estabilidade à estocagem do material, sendo um bom indicador para identificar a eficiência de uma modificação de asfalto. O procedimento utilizado nesta pesquisa é preconizado pela especificação ABNT NBR 15166:2004.

O ensaio deve ser realizado em duplicatas e, inicialmente, as amostras são preparadas. Logo após a modificação de ligantes asfálticos com a adição de TLA em

agitador mecânico, buscou-se verter $50 \text{ g} \pm 2 \text{ g}$ de material nos tubos posicionados verticalmente no suporte, com o fundo selado para baixo. As sobras de cada tubo devem ser dobradas duas vezes, selando-o com auxílio de um alicate. A Figura 3.15 demonstra a aparência dos tubos após o processo de selagem.

Para o condicionamento, o suporte contendo os tubos selados deve ser colocado em uma estufa a $163^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$. As amostras são mantidas imóveis na estufa por um período de $48 \text{ h} \pm 1 \text{ h}$ e, ao final deste período, o suporte deve ser removido da estufa e colocado imediatamente em um refrigerador a $-6,7^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$, tomando o cuidado de sempre manter os tubos na posição vertical. Para que as amostras sejam solidificadas completamente, devem permanecer no refrigerador por um período mínimo de 4 horas.



Figura 3.15: Tubos selados contendo amostras de ligante asfáltico

Depois de remover os tubos do refrigerador, deve-se cortar cada um deles em três partes de mesmo tamanho, descartando-se as seções centrais. As seções inferiores e superiores de cada tubo são colocadas em béqueres separados e levadas em estufa a $163^\circ\text{C} \pm 5^\circ\text{C}$, com a finalidade de fluidizar o asfalto para remoção das partes de alumínio de cada tubo. Agitam-se as amostras e, então, colocam-se suas partes superiores e inferiores em anéis devidamente preparados para o ensaio de ponto de amolecimento.

As amostras superior e inferior de um mesmo tubo devem ser ensaiadas ao mesmo tempo, quanto ao ponto de amolecimento. O critério utilizado neste estudo, para garantir uma boa modificação do ligante asfáltico convencional com TLA e uma estabilidade ao

armazenamento adequada é definido pela especificação DNIT 168/2013 - EM, onde a diferença de temperatura do ponto de amolecimento entre as partes inferior e superior de um mesmo tubo não deve exceder 5°C.

3.4.6 Efeito do calor e do ar (envelhecimento em RTFOT)

Os ligantes asfálticos são materiais suscetíveis ao efeito do calor e do ar, que envelhecem com o passar do tempo. Quando misturados com agregados minerais em usinas, os asfaltos sofrem envelhecimento de curto prazo, devido ao seu aquecimento. O ensaio de envelhecimento no RTFOT é realizado para simular o efeito que ocorre no material durante a usinagem da mistura asfáltica.

Nesta pesquisa, o procedimento adotado para envelhecimento de curto prazo no RTFOT é descrito pela especificação AASHTO T 240 - 13. A Figura 3.16 mostra a estufa de filme fino rotativo utilizada. Inicialmente, a estufa rotativa deve ser preaquecida por um período de duas horas na temperatura de ensaio ($163^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$) antes de iniciar o envelhecimento das amostras que, durante o preaquecimento, são preparadas. O material deve ser aquecido em uma estufa em temperatura não superior a 163°C , pelo menor período de tempo necessário para que fique completamente fluido. É importante mexer o asfalto durante o aquecimento com o cuidado de não incorporar bolhas de ar.



Figura 3.16: Estufa de filme fino rotativo para simular envelhecimento a curto prazo

O material a ser ensaiado deve ser inserido em recipientes de vidro, sendo que cada um deve receber uma quantidade de $35,0 \text{ g} \pm 0,5 \text{ g}$. O envelhecimento pode ser

realizado ao mesmo tempo em até oito recipientes de vidro com amostra. Quando se objetiva determinar a variação de massa ocorrida, dois frascos devem ser pesados vazios, anotando suas massas.

Imediatamente depois de inserir as amostras nos frascos, estes são colocados em posição horizontal e rotacionados lentamente até uma rotação completa, com o intuito de fazer com que o material se espalhe sobre toda superfície interna. Deve-se ter cuidado para não derrubar o asfalto pela abertura no topo do recipiente. Antes de iniciar o envelhecimento, os frascos são colocados em um suporte na posição horizontal, onde devem permanecer em repouso por um período de 60 a 180 minutos, esfriando a temperatura ambiente.

Quando a variação de massa é determinada, os mesmos frascos que foram pesados vazios devem ser pesados após estarem frios e contendo amostra, anotando a massa do conjunto frasco + amostra. Todos os recipientes, então, são levados e introduzidos na estufa rotativa, que deve estar com o fluxo de ar ajustado para 4.000 mL/min \pm 300 mL/min. A taxa de rotação da estufa deve ser de 15,0 rpm \pm 0,2 rpm. O processo de envelhecimento no ensaio ocorre durante um período de 85 minutos, com uma injeção de ar a cada 3 ou 4 segundos. Se a temperatura de 163°C \pm 1°C não for alcançada nos primeiros 10 minutos, o ensaio deve ser interrompido.

Depois do período de exposição ao calor e ar, as amostras devem ser removidas da estufa rotativa e o resíduo depositado em outro recipiente, com a finalidade de utilizá-lo para outros ensaios. Os vidros usados para a determinação da variação de massa devem permanecer com amostra e serem colocados no suporte, na posição horizontal, para esfriarem durante um período de 60 a 180 minutos, para então determinar suas massas. A variação de massa pode ser encontrada pela Equação 3.23.

$$\Delta M = \left[\frac{(M_{inicial} - M_{final})}{M_{inicial}} \right] * 100 \quad (3.23)$$

Onde:

ΔM = Variação da massa, %;

$M_{inicial}$ = Massa antes do ensaio RTFOT, g;

M_{final} = Massa após o ensaio RTFOT, g.

Muitos mecanismos estão envolvidos no envelhecimento dos ligantes asfálticos, sendo dois de grande importância: a perda de voláteis (saturados e aromáticos) e a reação química do asfalto com o oxigênio do ar (BERNUCCI *et al.*, 2008). Entre estes, o principal componente de preocupação durante o ensaio no RTFOT é a perda de voláteis, que acaba por aumentar a viscosidade do asfalto. Normalmente, a perda de voláteis ocorre durante processos de usinagem e compactação, devido à aplicação de temperaturas muito elevadas, o que não se observa em campo durante a vida útil, onde a perda de voláteis não é significativa (CORBETT e MERZ, 1975).

Além do envelhecimento comumente realizado a 163°C, para as amostras de CAP 30/45 + 50% TLA e CAP 50/70 + 50% TLA foi realizado, também, o ensaio em suas temperaturas de usinagem (185°C e 179°C, respectivamente), com a finalidade de comparar os resultados encontrados para a variação de massa. Foram selecionados estes ligantes pelo fato de excederem o limite de temperatura máxima para aquecimento de 177°C, indicado na norma DNIT 031/2006 - ES.

3.4.7 Classificação de desempenho PG

Para caracterizar o grau PG dos ligantes asfálticos, diversos procedimentos foram conduzidos objetivando o atendimento aos limites especificados na tabela de classificação da norma AASHTO M 332 - 14. Na tabela, está incluído o nível de tráfego que os materiais devem resistir, que é relacionado a parâmetros do ensaio MSCR, a partir da avaliação da resistência dos ligantes ao acúmulo de deformações plásticas.

O principal equipamento para classificar os ligantes asfálticos é o DSR, onde amostras são ensaiadas nas condições virgem, envelhecida em RTFOT e envelhecida em RTFOT + PAV. Além disso, o BBR é utilizado para realizar ensaios de amostras em temperaturas inferiores a 0°C. Os procedimentos necessários para a completa classificação dos materiais podem ser encontrados detalhados nas normas AASHTO T 240 - 13, AASHTO T 315 - 12, AASHTO TP 70 - 13, ASTM D 4402 - 06, ASTM D 6521 - 08 e ASTM D 6648 - 08.

O DSR é utilizado para caracterizar as propriedades viscoelásticas dos ligantes, onde são medidos o módulo de cisalhamento dinâmico e o ângulo de fase por meio de pequenas oscilações cisalhantes aplicadas nas amostras, que permanecem entre dois pratos paralelos. O reômetro pode trabalhar à tensão controlada, aplicando um torque fixo

para obter deformações cisalhantes variáveis, ou à deformação controlada, aplicando um torque variável para obter deformações cisalhantes fixas.

As amostras ensaiadas devem ser preparadas antes da realização do ensaio, não devendo ficar em repouso durante um período superior que duas a três horas depois de moldadas. O ligante asfáltico deve ser aquecido em estufa com temperatura inferior a 163°C, devendo ser misturado ocasionalmente durante o processo para garantir a homogeneidade e a remoção de bolhas de ar. Quando suficientemente fluido, o material deve ser vertido em moldes com dimensões predeterminadas. O aquecimento antes do ensaio é necessário para remover as associações moleculares revestíveis (endurecimento estérico) que ocorrem durante o armazenamento à temperatura ambiente. Caso não seja tomado este cuidado, a reprodutibilidade durante o ensaio pode ser afetada.

As amostras virgens e envelhecidas no RTFOT devem ser testadas em temperaturas superiores a 46°C, com geometria de 25 mm de diâmetro e *gap* de 1 mm de altura, enquanto que materiais envelhecidos no RTFOT + PAV devem ser testados em temperaturas entre 4°C e 40°C, com geometria de 8 mm de diâmetro e *gap* de 2 mm de altura. Após inserida no equipamento, a amostra permanece por um período de 10 minutos condicionando na temperatura desejada e, então, a placa superior começa a oscilar a uma taxa de 10 rad/s (1,59 Hz), simulando uma ação de cisalhamento correspondente a uma velocidade de tráfego de aproximadamente 90 km/h. A oscilação ocorre durante o período de 1 minuto, enquanto o equipamento mede a tensão máxima aplicada, a deformação máxima resultante e o intervalo de tempo entre elas. O software instalado no computador ligado ao equipamento calcula automaticamente os valores de $|G^*|$ e δ .

A especificação AASHTO M 332 - 14 emprega o parâmetro $|G^*|/\text{sen } \delta$ para temperaturas elevadas ($\geq 46^\circ\text{C}$) e $|G^*|\text{sen } \delta$ para temperaturas intermediárias (entre 4°C e 40°C) para controlar a rigidez dos ligantes asfálticos. Para este estudo, os testes foram conduzidos à deformação controlada. Em amostras virgens, envelhecidas em RTFOT e RTFOT + PAV, as deformações utilizadas foram 12%, 10% e 1%, respectivamente. A Figura 3.17 ilustra o DSR utilizado para os ensaios.



Figura 3.17: DSR utilizado nesta pesquisa para realização dos ensaios

O BBR é o equipamento utilizado para caracterizar a rigidez do ligante asfáltico a baixas temperaturas, geralmente entre -36°C e 0°C . Os parâmetros obtidos são a rigidez estática (S) e o logaritmo do módulo de relaxação (m), a partir de um carregamento estático (*creep*) sobre uma vigota moldada com o material. Devido ao conceito de superposição tempo-temperatura, o ensaio é realizado em 60 segundos ao invés de duas horas, sendo reportada uma temperatura 10°C inferior à testada.

Quanto menor for a rigidez S , maior será a resistência ao trincamento apresentada pelo ligante asfáltico e quanto maior for o valor de m , haverá uma maior eficiência na dissipação das tensões geradas durante a contração devido a uma brusca diminuição na temperatura. A Figura 3.18 ilustra o BBR utilizado para os ensaios.



Figura 3.18: BBR utilizado nesta pesquisa para realização dos ensaios

3.4.8 *Continuous grade* (PG verdadeiro)

O *continuous grade* de um ligante asfáltico pode ser definido por meio de equações encontradas na especificação ASTM D 7643 - 16. Depois de encontrados os resultados para os parâmetros obtidos no DSR e no BBR para a classificação PG, pode-se interpolar os valores em duas temperaturas adjacentes, desde que o resultado em uma temperatura seja maior que o critério da especificação e o resultado na outra seja menor, com a finalidade de determinar a temperatura em que o limite de cada parâmetro é atingido.

A temperatura elevada do PG verdadeiro é determinada como sendo a menor das duas temperaturas obtidas por meio de dados da amostra original e envelhecida no RTFOT. A temperatura intermediária é a mesma encontrada pela classificação PG e a temperatura baixa é determinada como sendo a mais alta das temperaturas para os critérios de S e m.

O PG verdadeiro é uma classificação que deve ser apenas utilizada para fins informativos, não devendo ser usado para a venda ou compra de ligantes asfálticos. Este dado pode ser uma importante ferramenta de avaliação quando se produz um asfalto modificado. Para as temperaturas elevadas e intermediárias, a interpolação deve ser realizada em uma escala semi-log, usando a Equação 3.24.

$$T_c = \frac{T_1 + [\log_{10}(P_s) - \log_{10}(P_1)] * (T_2 - T_1)}{[\log_{10}(P_2) - \log_{10}(P_1)]} \quad (3.24)$$

Onde:

T_c = Temperatura do PG verdadeiro para o critério de especificação em questão, °C;

T_1, T_2 = Temperaturas de ensaio, °C;

P_s = Critério da especificação para a propriedade em questão;

P_1, P_2 = Resultado do ensaio da especificação para a propriedade em questão em T_1 e T_2 , respectivamente.

Para a temperatura baixa do PG verdadeiro, a interpolação do valor de S deve ser realizada em escala semi-log, usando a Equação 3.25. Já para o parâmetro m, a interpolação deve ser realizada em escala aritmética, conforme a Equação 3.26.

$$T_c = \frac{T_1 + [\log_{10}(P_s) - \log_{10}(P_1)] * (T_2 - T_1)}{[\log_{10}(P_2) - \log_{10}(P_1)]} - 10^\circ C \quad (3.25)$$

$$T_c = \frac{T_1 + (P_s - P_1) * (T_2 - T_1)}{(P_2 - P_1)} - 10^\circ C \quad (3.26)$$

3.4.9 Reologia de ligantes asfálticos

A reologia é uma ciência da mecânica dos materiais que estuda as deformações e o fluxo da matéria. Tais deformações são tipicamente avaliadas como funções da temperatura e do tempo de carregamento. A reologia pode ser utilizada para entender o comportamento de materiais que exibem propriedades elásticas, viscosas e plásticas, cujas características variam de acordo com a temperatura. Os ligantes asfálticos apresentam propriedades que são dependentes da temperatura em que se está trabalhando: em temperaturas elevadas, durante a usinagem e a compactação, por exemplo, comportam-se como fluidos viscosos Newtonianos. Quando aplicados em campo, as temperaturas de serviço geralmente variam entre 10°C e 70°C, fazendo com que passem a se comportar como materiais viscoelásticos. Em temperaturas mais baixas, os asfaltos acabam se tornando sólidos frágeis, devido a terem comportamentos elásticos com menores taxas de deformação. A condição de sólido vítreo é empregada uma vez que passem a trabalhar em temperaturas abaixo de sua transição vítrea (CRAVO, 2016).

Os materiais asfálticos apresentam um comportamento que pode ser bem representado pelo modelo viscoelástico, que inclui uma combinação de respostas de materiais elásticos e viscosos a solicitações. Quando carregamentos rápidos (frequências elevadas) e/ou em baixas temperaturas são impostos a materiais viscoelásticos, o comportamento exibido é muito próximo ao de sólidos elásticos e, quando carregamentos lentos (frequências baixas) e/ou em temperaturas altas são aplicados, deformações permanentes são observadas com o tempo, comportamento semelhante ao de fluidos viscosos (CRAVO, 2016).

3.4.9.1 Curva mestra

As curvas mestras são ferramentas que auxiliam na investigação das propriedades

reológicas de materiais viscoelásticos, como os ligantes asfálticos. O princípio da superposição tempo-temperatura é aplicado quando são obtidos dados de propriedades dos ligantes asfálticos em diferentes temperaturas, podendo gerar, a partir destes, uma curva mestra. Sua realização só é possível por meio da utilização de *shift factors* (fatores de deslocamento), que servem para deslocar os dados das temperaturas testadas horizontalmente até a temperatura de referência, na qual o fator de deslocamento é igual a uma unidade. A curva mestra, depois de construída na temperatura de referência, pode ser deslocada completamente para outra temperatura, utilizando-se para isso, também, um fator de deslocamento.

Por meio das curvas mestras, pode-se avaliar a variação de uma propriedade reológica com a frequência ou o tempo de aplicação do carregamento, descrevendo seu comportamento em um amplo espectro para a temperatura desejada. Baixas frequências definem o comportamento do material a velocidades baixas de carregamento e altas temperaturas, enquanto que altas frequências representam temperaturas baixas e velocidades altas de carregamento. Geralmente, uma curva mestra é capaz de cobrir toda a faixa de serviço do asfalto na pavimentação (CRAVO, 2016).

Para este estudo, a obtenção dos dados para construção de curvas mestras foi realizada por meio de ensaios no DSR. As amostras foram testadas em duplicatas para as condições virgem, envelhecida em RTFOT e envelhecida em RTFOT + PAV. Inicialmente, para garantir que a varredura de frequência (*frequency sweep*) dos ligantes asfálticos fosse realizada na faixa viscoelástica linear, sem ocorrer dano à amostra, foram conduzidos ensaios de varredura de deformação (*strain sweep*), definindo, a partir da análise dos resultados, o nível de deformação que deveria ser utilizado.

As varreduras de frequência foram realizadas dentro de uma faixa variando entre 0,1 Hz e 25,0 Hz, nas temperaturas de 10°C, 15°C, 25°C, 35°C, 45°C e 55°C. Para as temperaturas de 10°C a 35°C, foram utilizadas amostras de 2 mm de altura e 8 mm de diâmetro e, para as temperaturas de 45°C e 55°C, as amostras mediram 1 mm em altura e 25 mm em diâmetro. Considerando o princípio de superposição tempo-temperatura, foram geradas curvas mestras plotando os dados de $|G^*|$ e δ pela frequência reduzida na temperatura de referência de 25°C.

3.4.9.2 Diagrama de Espaço Black

Com os dados de módulo de cisalhamento dinâmico e ângulo de fase obtidos em ensaios no DSR para construção de curvas mestras, pode-se gerar um diagrama conhecido como Espaço *Black*. Para tal, basta plotar os dados de ângulo de fase vs. módulo de cisalhamento dinâmico em escala logarítmica.

O diagrama de Espaço *Black* é uma ferramenta útil na detecção de inconsistências dos dados experimentais obtidos durante ensaio. Permite visualizar comportamento atípico ou inesperado em uma amostra, podendo acontecer devido a um torque inapropriado, *trimming* (aparagem) incorreto ou *compliance issue* (problemas de compliância). Se o ligante asfáltico a ser testado não apresenta mudança repentina de comportamento em relação ao tempo e à temperatura, pontos fora da curva no Espaço *Black* podem indicar erros durante a aquisição de dados em uma varredura de frequência. Se o material for linear e termoreologicamente simples, a curva apresentada deve ser suave. Caso ocorram erros na execução e não sejam respeitadas estas condições, a curva será composta de linhas desconexas. A tendência da curva para as temperaturas altas é a de exibir uma assíntota horizontal, que ocorre devido à aproximação da região de comportamento viscoso linear (Newtoniano) (CRAVO, 2016). A Figura 3.19 ilustra uma curva típica representada no diagrama de Espaço *Black*.

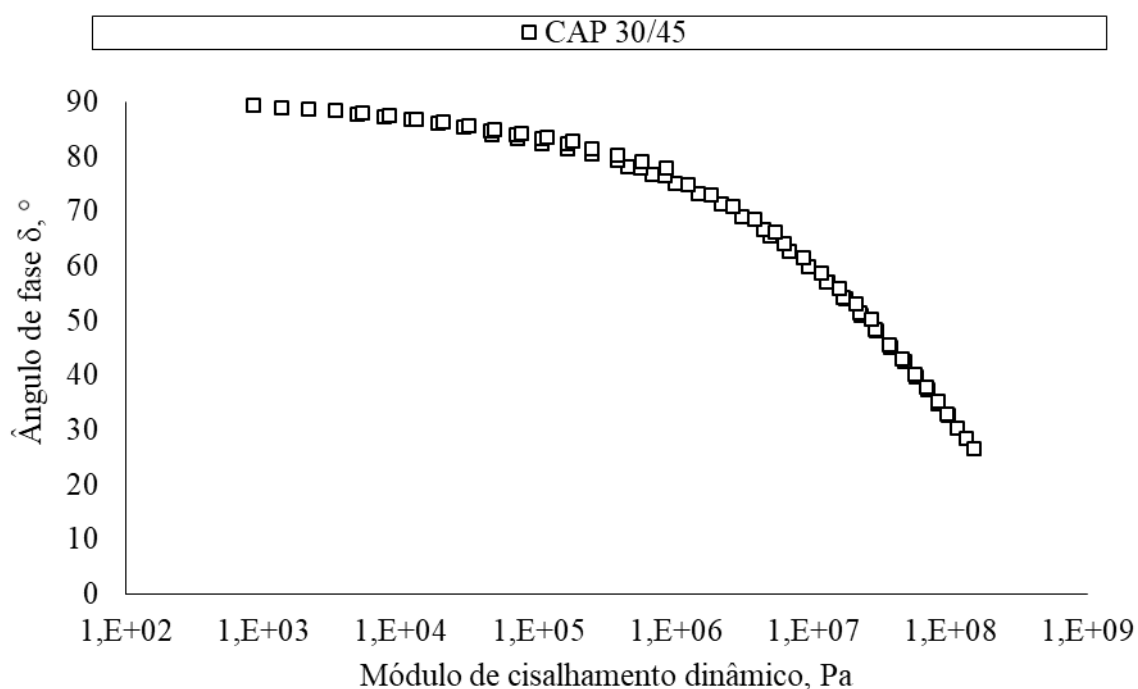


Figura 3.19: Exemplo de uma curva típica no diagrama de Espaço *Black*

Embora haja uma tendência atual de pesquisadores concentrarem seus esforços em correlacionar a energia de fratura como propriedade de falha diretamente ligada aos modelos de predição de trincamento, os diagramas de Espaço *Black* têm se mostrado boas ferramentas para a análise de tal defeito por meio de parâmetros relativamente simples de serem obtidos. Sabe-se que à medida que um pavimento esfria, o trincamento em blocos é acentuado, no entanto, pavimentos envelhecidos que não vivenciam tais condições ambientais podem sofrer este tipo de fenômeno. Por meio do Espaço *Black* é possível realizar a avaliação das mudanças reológicas que ocorrem nos ligantes asfálticos durante o processo de envelhecimento (KING *et al.*, 2012).

3.4.9.3 Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR)

O ensaio de MSCR foi desenvolvido como resultado de muitos estudos internos praticados pela *Federal Highway Administration* (FHWA). O procedimento foi proposto para caracterizar a resistência ao acúmulo de deformações permanentes de ligantes asfálticos e é simples de ser realizado, fazendo-se o uso de um DSR (D'ANGELO *et al.*, 2007).

O ensaio é realizado normalmente em amostras envelhecidas no RTFOT e na temperatura elevada da classificação PG de cada ligante asfáltico. Durante o ensaio, ciclos sucessivos de carregamentos (*creep*) e de recuperação (*recovery*) são aplicados. A amostra a ser ensaiada é colocada entre os dois pratos paralelos de 25 mm de diâmetro e 1 mm de altura, para que 10 ciclos de carregamento e recuperação sejam aplicados (1 s de carga constante e 9 s de recuperação, por ciclo) usando uma carga de 0,1 kPa, seguido por 10 ciclos com carga de cisalhamento constante de 3,2 kPa. Os parâmetros calculados a partir do procedimento são a porcentagem de recuperação (R) e a compliância não recuperável (J_{nr}), podendo ser encontrados pela média dos 10 ciclos aplicados em cada nível de tensão, conforme as Equações 3.27 e 3.28, respectivamente. Além disso, a diferença percentual das compliâncias não recuperáveis entre os dois níveis de tensão ($J_{nr, diff}$) pode ser calculada por meio da Equação 3.29. Nesta pesquisa, cada ligante asfáltico foi ensaiado em duplicatas, adotando-se a média como resultado.

$$R = \frac{\varepsilon_r}{\varepsilon_t} * 100 \tag{3.27}$$

Onde:

R = Porcentagem de recuperação, %;

ε_r = Deformação recuperável;

ε_t = Deformação total.

$$J_{nr} = \frac{\varepsilon_{nr}}{\sigma} \quad (3.28)$$

Onde:

J_{nr} = Compliância não recuperável;

ε_{nr} = Deformação não recuperável;

σ = Tensão de ensaio, Pa.

$$J_{nr,diff} = \frac{J_{nr3200} - J_{nr100}}{J_{nr100}} * 100 \quad (3.29)$$

Onde:

$J_{nr,diff}$ = Diferença percentual entre a compliância não recuperável a dois diferentes níveis de tensão, %;

J_{nr100} = Compliância não recuperável a 100 Pa, Pa⁻¹;

J_{nr3200} = Compliância não recuperável a 3200 Pa, Pa⁻¹.

3.4.9.4 Glover-Rowe Parameter

O parâmetro denominado de *Glover-Rowe*, na forma de $|G^*|(\cos \delta)^2/(\sin \delta)$ (ANDERSON *et al.*, 2011), foi desenvolvido com base no parâmetro de trincamento por fadiga de Glover, o qual associa o módulo de armazenamento cisalhante (G') e a viscosidade dinâmica (η'), sob a forma $G'/(\eta'/G')$, que obteve correlação elevada com a ductilidade de ligantes asfálticos, e se relacionou ao trincamento induzido por envelhecimento ocorrido em pavimentos que foram monitorados (GLOVER *et al.*, 2005). O envelhecimento oxidativo está diretamente atribuído ao aumento de rigidez e diminuição da ductilidade, o que acaba por reduzir a resistência ao trincamento do material (MENSCHING *et al.*, 2015).

A vantagem do parâmetro GR é que curvas de dano podem ser plotadas no Espaço *Black* a partir de $|G^*|$ e δ , bastando conhecer a frequência de teste (ω). Este parâmetro é uma ferramenta capaz de avaliar o potencial de trincamento em blocos de ligantes asfálticos quando submetidos a distintas condições de envelhecimento. King *et al.* (2012)

relataram que a fragilização de asfaltos induzida pela oxidação é uma causa primária de trincamento em blocos e desgaste superficial. Além disso, mesmo ocorrendo endurecimento do material, a perda de ângulo de fase em baixas temperaturas é algo dramático e contribui amplamente para o dano induzido devido ao envelhecimento. Estes autores consideram que a análise no Espaço *Black* é adequada, uma vez que os dados reológicos necessários para a construção da curva mestra são diretamente medidos no reômetro, sem recursos matemáticos (*shift factor*) requeridos para a superposição tempo-temperatura. Como o crescimento da fissura acelera a baixas temperaturas, esta parte do Espaço *Black* é a mais relevante relacionada ao mecanismo de dano provocado por envelhecimento. O Espaço *Black* é capaz de combinar propriedades reológicas de ligantes asfálticos não envelhecidos com alterações induzidas por oxidação para prever quando o enrijecimento pode conduzir a trincamentos em bloco.

No Espaço *Black*, observa-se que à medida que um ligante asfáltico é exposto ao envelhecimento adicional (por exemplo, uma amostra envelhecida apenas em RTFOT e outra em RTFOT + PAV), sua localização no diagrama acaba por mudar para uma condição mais rígida e mais elástica.

Para a verificação da condição de trincamento em ligantes asfálticos, foram propostos valores limites para determinar quando o fenômeno inicia e quando a situação é problemática, apresentando trincamento em blocos acentuado. Este defeito está associado, geralmente, com a incapacidade de o material contrair e expandir com as mudanças de temperatura devido ao seu envelhecimento (MOGAWER *et al.*, 2016). O parâmetro GR deve ser determinado na temperatura de 15°C e na frequência de carregamento de 0,005 rad/s (0,0008 Hz). Os limites possuem valores para $|G^*|(\cos \delta)^2/(\sin \delta)$ de 180 kPa (início do trincamento) e 600 kPa (limite de trincamento provável) (ROWE, 2017). A Figura 3.20 ilustra diferentes valores de GR para dois ligantes asfálticos de mesmo tipo, no entanto, coletados em épocas diferentes e submetidos a condições de envelhecimento distintas. Nesta pesquisa, o parâmetro foi determinado para os ligantes asfálticos nas condições virgem, envelhecida em RTFOT e envelhecida em RTFOT + PAV, por meio do deslocamento da curva mestra na temperatura referência de 25°C para 15°C.

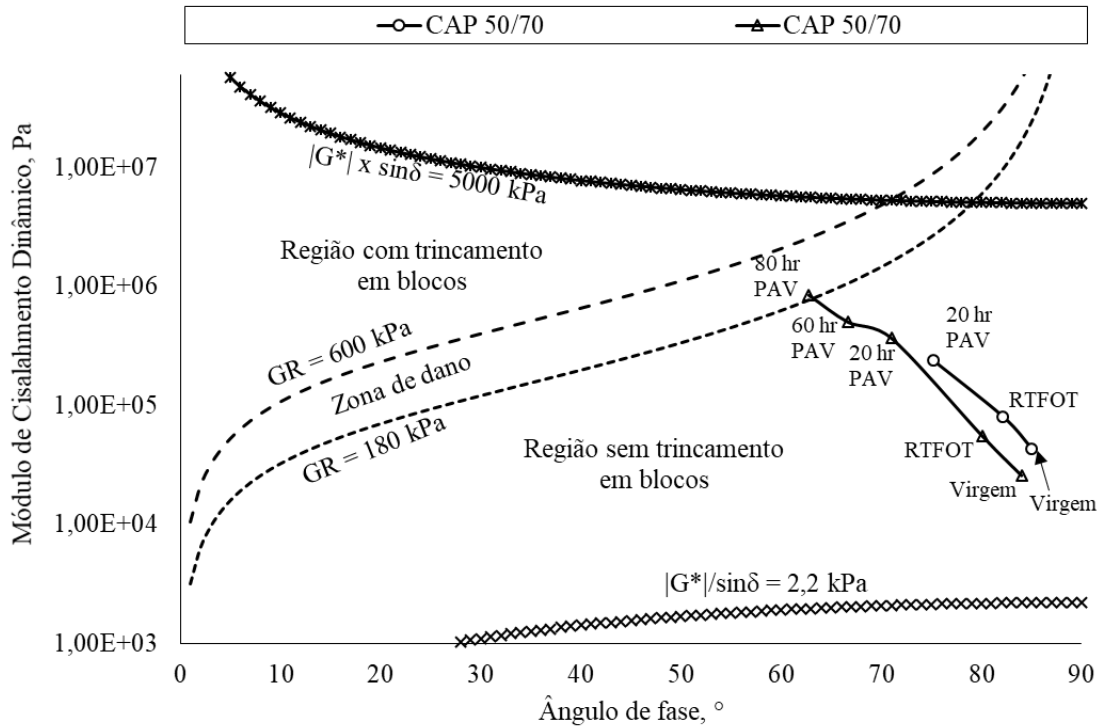


Figura 3.20: Representação típica do parâmetro GR no diagrama de Espaço Black

Para a avaliação de trincamento, boas informações podem ser obtidas com o parâmetro GR no Espaço Black. Este parâmetro de amostras de cimentos asfálticos e asfaltos modificados mostrou correlação com a formação de trincas em estudos realizados com corpos de prova de misturas coletados em aeroportos e pavimentos nos EUA (ROWE *et al.*, 2014).

3.4.9.5 Modelo Christensen-Anderson (CA)

Durante a pesquisa do SHRP, Anderson e sua equipe desenvolveram equações com a finalidade de se adequarem às curvas mestras tradicionais de $|G^*|$ ou δ vs. frequência ou temperatura. Um parâmetro importante oriundo dessas curvas é o Índice Reológico (*R-value*) (KING *et al.*, 2012). Além do *R-value*, outro parâmetro que pode ser definido é a frequência *crossover*. A Figura 3.21 ilustra graficamente os parâmetros em relação a uma curva mestra tradicional de $|G^*|$ vs. frequência reduzida.

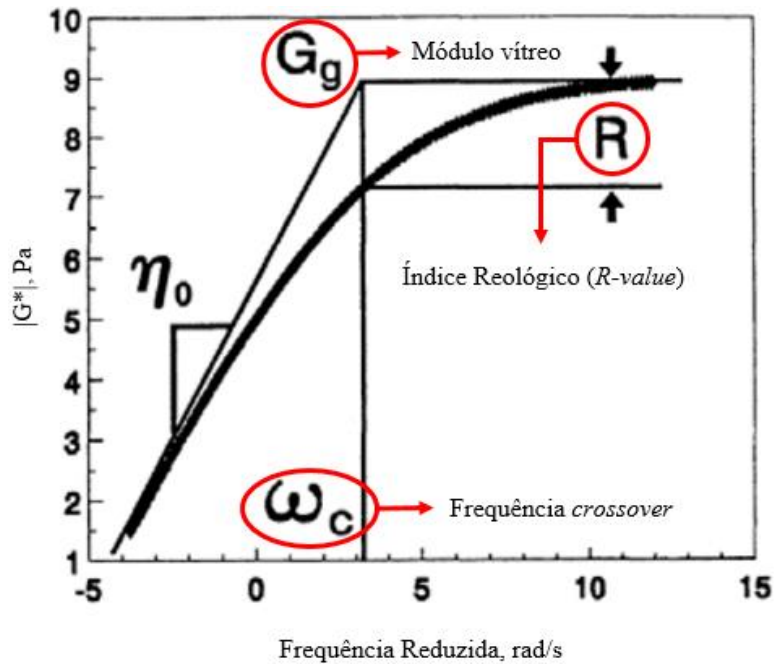


Figura 3.21: Exemplo de curva mestra relacionando os parâmetros do modelo de Christensen-Anderson (adaptada de CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992 *apud* LEITE, 2017)

O *R-value* é definido como a diferença entre o logaritmo do módulo vítreo e o logaritmo do módulo de cisalhamento dinâmico na frequência *crossover*. O valor de módulo vítreo para a maioria dos ligantes asfálticos é muito próximo de 1 GPa (1×10^9 Pa) e representa o valor limite de módulo de cisalhamento em altas frequências e/ou baixas temperaturas. A frequência *crossover* ω_c é a frequência, em rad/s, a uma determinada temperatura, na qual a tangente do ângulo de fase é igual a 1, sendo seu valor um indicativo da localização da curva mestra em relação a esta e, à medida que aumenta, a rigidez do material asfáltico diminui (PETERSEN *et al.*, 1994). O *R-value* é um indicador do tipo reológico e, à medida que seu valor aumenta, a curva mestra se torna mais plana, indicando uma transição mais gradual do comportamento elástico para o fluxo em estado estacionário. Em outras palavras, o comportamento de asfaltos em condições de temperaturas e tempos de carregamento intermediários exibem a tendência de serem mais emborrachados e menos quebradiços. Normalmente, o *R-value* torna-se maior conforme dá-se sua oxidação (BOOSHEHRIAN *et al.*, 2013).

Para esta pesquisa, tanto o *R-value* como a frequência *crossover* ω_c foram obtidos graficamente a partir de dados da curva mestra na temperatura de referência de 15°C. A Figura 3.22 ilustra o gráfico utilizado para obtenção do valor de ω_c e a Figura 3.23 mostra a maneira como foi obtido o *R-value*. Cravo (2016) destaca a importância do parâmetro

R-value como sendo uma ferramenta útil para capturar e evidenciar as mudanças ocorridas nos ligantes asfálticos durante o envelhecimento.

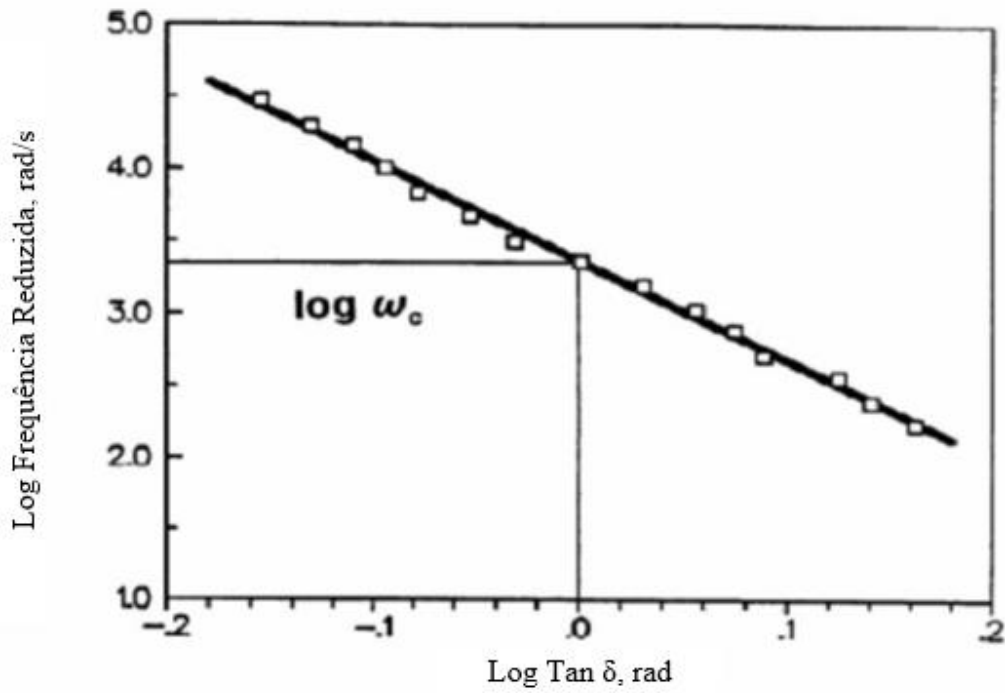


Figura 3.22: Método gráfico para obtenção da frequência *crossover* ω_c (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992 *apud* LEITE, 2017)

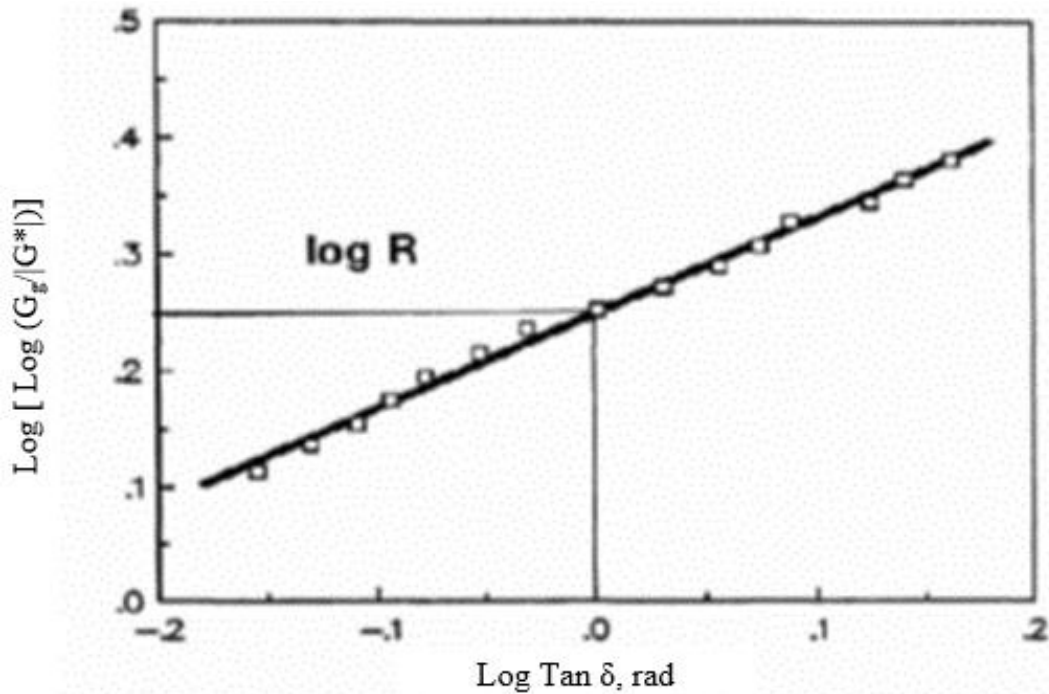


Figura 3.23: Método gráfico para obtenção do Índice Reológico *R-value* (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992 *apud* LEITE, 2017)

3.4.9.6 Parâmetro ΔT_c (Delta T_c Parameter)

Para realizar a classificação de desempenho PG de ligantes asfálticos, dados oriundos de testes em amostras envelhecidas por 20 horas no PAV e, posteriormente submetidas ao ensaio no BBR, são necessários. A medida de rigidez S e a propriedade de relaxação m são os parâmetros obtidos, indicando a habilidade dos asfaltos de resistirem ao trincamento a baixas temperaturas. Recentemente, discute-se um parâmetro para avaliar a fragilidade de ligantes asfálticos a baixas temperaturas que pode ser derivado dos resultados do BBR, que é o ΔT_c . Este parâmetro mostrou ser um indicador promissor de trincamentos ocorridos a baixas temperaturas, sendo definido como a diferença numérica entre as temperaturas críticas de rigidez e relaxação (quando S é igual a 300 MPa e m igual a 0,300) (SHARMA *et al.*, 2017). A Equação 3.30 demonstra a forma de obtenção do parâmetro ΔT_c .

$$\Delta T_c = T_{s(300MPa)} - T_{m(0,300)} \quad (3.30)$$

Onde:

ΔT_c = Delta T_c , °C;

$T_{s(300MPa)}$ = Temperatura na qual a rigidez S é igual a 300 MPa, °C;

$T_{m(0,300)}$ = Temperatura na qual a relaxação m é igual a 0,300, °C.

O parâmetro ΔT_c foi proposto pela primeira vez para medir a perda de ductilidade do ligante asfáltico envelhecido, como parte de um estudo que examinou relações entre as propriedades do ligante e o trincamento atribuído à falta de carregamento. No estudo em questão, os autores concentraram seus esforços objetivando encontrar um parâmetro capaz de explicar o trincamento em blocos em pavimentos aeroportuários (ANDERSON *et al.*, 2011). Basicamente, o parâmetro surgiu como um método relativamente simples de se medir a perda de propriedades de relaxação de ligantes asfálticos. À medida que um asfalto envelhece, o valor de ΔT_c torna-se mais negativo, o que indica uma perda nas propriedades de relaxação (CORRIGAN e GOLALIPOUR, 2016).

Anderson e seus colaboradores (2011) estabeleceram limites de $\Delta T_c \leq -2,5^\circ\text{C}$ como uma indicação para risco identificável de trincamento e $\Delta T_c \leq -5^\circ\text{C}$ como a situação limite para trincamento, sendo que valores inferiores se encontram em uma zona de trincamento em blocos, onde a durabilidade do ligante asfáltico é perdida. Na

especificação ASTM D 7643 - 16 consta que o parâmetro ΔT_c será positivo se a temperatura encontrada para S estiver acima da temperatura para o valor de m e negativo se o contrário for observado. Nesta pesquisa, determinou-se ΔT_c por meio de valores médios encontrados entre duas réplicas ensaiadas na mesma temperatura no BBR e, também, para cada amostra individualmente.

3.4.9.7 Linear Amplitude Sweep (LAS)

O ensaio de Varredura Linear de Amplitude de Deformação vem sendo utilizado recentemente por diversos pesquisadores para a determinação de parâmetros relacionados ao dano por fadiga de ligantes asfálticos, que é um dos principais defeitos encontrados em pavimentos. Este ensaio é o mais cogitado para substituir o parâmetro que avalia o dano por fadiga em ligantes asfálticos a temperaturas intermediárias adotado pela especificação AASHTO M 332 - 14 ($|G^*|_{sen\delta}$), que tem sua credibilidade discutida devido a não representar adequadamente a resistência ao dano por fadiga (MARTINS, 2014).

O ensaio LAS é realizado em um DSR e seu procedimento consiste de duas etapas. A primeira é uma varredura de frequência entre 1 Hz e 30 Hz, com amplitude de deformação de 0,1% para obter as propriedades reológicas do ligante asfáltico na condição inicial, sem a ocorrência de danos na amostra, dadas pelo parâmetro α . Na sequência, utilizando a mesma amostra, é executada uma varredura linear de amplitude de deformação em rampa que é aumentada sistematicamente, com pequenos incrementos de deformação em cada ciclo, cobrindo uma faixa que vai de 1% até 30%, em uma frequência constante de 10 Hz. A aquisição de dados tem duração de cerca de 10 minutos, não incluindo o tempo de condicionamento do material (HINTZ, 2012; HINTZ e BAHIA, 2013).

O ensaio LAS é muito complexo, sugerindo-se que seus resultados sejam utilizados para classificar ligantes asfálticos quanto à tolerância ao dano ao invés de resistência à fadiga (MARTINS, 2014). O protocolo de procedimento do método pode ser encontrado na especificação AASHTO TP 101-14-UL. Este método consiste na revisão de um protocolo anterior, estando incluído o parâmetro a_f (tamanho da fissura na ruptura), que é empregado para estimar a tolerância ao dano, dado pela taxa de crescimento da fissura até atingir um tamanho crítico (HINTZ e BAHIA, 2013).

A obtenção do parâmetro a_f é possível devido a equações baseadas na variação do torque do DSR em função da redução do raio efetivo da amostra, devido à fissura, devendo-se considerar a rigidez inicial e a altura constantes. A taxa de crescimento da fissura a cada ciclo (da/dN) é obtida em função do tamanho da fissura (a). O valor de a_f é adotado no ponto em que ocorre a coalescência das microtrincas, onde a taxa de crescimento da trinca entre dois picos é mínima, sendo o primeiro devido à iniciação da fissura e o segundo devido à formação da macrotrinca (Figura 3.24). Verifica-se, também, a curva de torque em função do tamanho da fissura (Figura 3.25), com a finalidade de confirmar a ruptura do material, que pode ser observada quando a resistência ao carregamento (desempenhada pelo torque) começa a reduzir rapidamente (HINTZ e BAHIA, 2013; MARTINS, 2014). Os valores de da/dN e a podem ser encontrados por meio das Equações 3.31, 3.32, 3.33 e 3.34. Quanto maior for o tamanho da fissura na ruptura, melhor é o desempenho do material em relação à tolerância ao dano, pelo fato de conseguir manter sua integridade para um dado tamanho de fissura antes que a rápida propagação de trincas seja observada (MARTINS, 2014).

$$r^4 = \frac{2 * T * h}{\pi * \phi * |G^*|_0} = \frac{2 * k * h}{\pi * |G^*|_0} \quad (3.31)$$

Onde:

r = Raio da amostra, mm;

T = Torque, mN·m;

h = Altura da amostra (igual a 2 mm);

ϕ = Ângulo de deflexão, °;

$|G^*|_0$ = Rigidez inicial do material, Pa;

$k = T/\phi$ é a rigidez à torção.

$$r_N^4 = r_i^4 * \frac{k_N}{k_i} \quad (3.32)$$

Onde:

r_N = Raio da amostra no ciclo N , mm;

r_i = Raio inicial da amostra (igual a 4 mm);

k_N = Rigidez à torção no ciclo N ;

k_i = Rigidez à torção inicial.

$$a = r_i - r \tag{3.33}$$

Onde:

a = Tamanho da fissura, mm.

$$\frac{da}{dN} = \frac{\Delta a}{\Delta N} \tag{3.34}$$

Onde:

da/dN = Taxa de crescimento da fissura, mm/ciclo;

Δa = Variação do tamanho da fissura, mm;

ΔN = Variação do número de ciclos, ciclos.

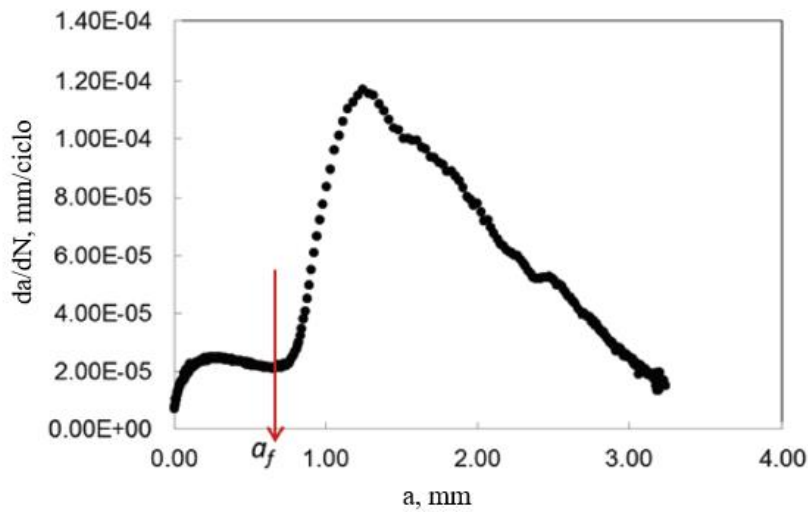


Figura 3.24: Comprimento da fissura na ruptura obtido em função da taxa de crescimento da fissura (adaptada de HINTZ e BAHIA, 2013)

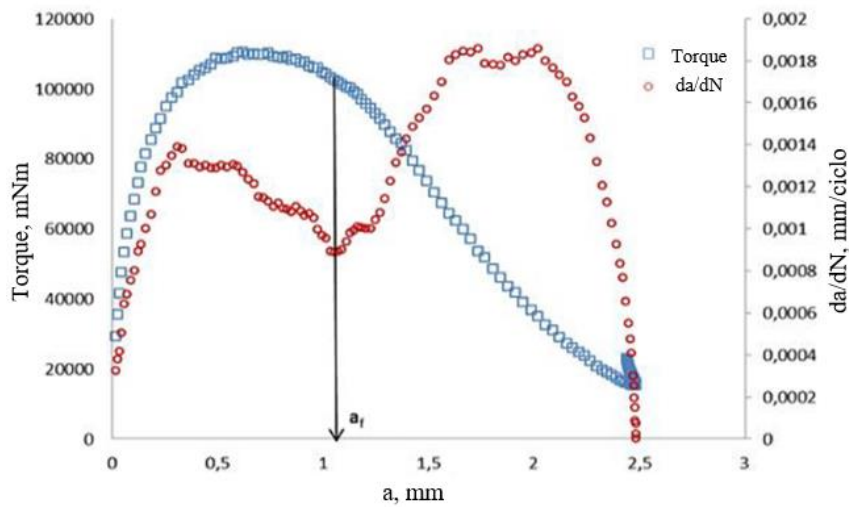


Figura 3.25: Verificação da curva de torque em função do tamanho da fissura a fim de confirmar a ruptura do material (MARTINS, 2014)

Com os resultados do ensaio de LAS e fazendo o uso da análise por meio do princípio do dano contínuo viscoelástico - *viscoelastic continuum damage* (VECD), uma curva de fadiga pode ser obtida, permitindo avaliar o comportamento de um ligante asfáltico com relação ao dano em um espectro amplo de deformações e ciclos de carregamento. Esta ferramenta de análise vem sendo empregada para avaliar a resistência à fadiga de ligantes e misturas asfálticas, pois tem a capacidade de prever o comportamento do material em distintas condições por meio da realização de apenas um ensaio (HINTZ, 2012; MARTINS, 2014). A Equação 3.35 é utilizada para determinar a vida de fadiga de um material a partir do VECD, sendo seu desenvolvimento detalhado encontrado em trabalhos de Hintz *et al.* (2011) e Martins (2014).

$$N_f = A(\gamma_{m\acute{a}x})^B \quad (3.35)$$

Onde:

N_f = Número de ciclos na ruptura, ciclos;

$\gamma_{m\acute{a}x}$ = Amplitude de deformação, %;

A, B = Parâmetros do ligante.

Simplificadamente, pode-se relacionar o número de ciclos (N_f) ao volume de tráfego, com $\gamma_{m\acute{a}x}$ indicando as deformações admissíveis e os parâmetros A e B associados às propriedades dos ligantes. O parâmetro A é proveniente dos dados obtidos na varredura de amplitude e, quanto maior for seu valor, maior será a vida de fadiga. O parâmetro B é oriundo dos dados colhidos durante a varredura de frequência e, quanto maior for seu valor, menor é a vida de fadiga.

Para este estudo, o ensaio LAS foi executado para todos os ligantes asfálticos em amostras envelhecidas no RTFOT, com geometria de pratos paralelos de 8 mm de diâmetro e *gap* de 2 mm. Os testes foram conduzidos na temperatura de 19°C, utilizando apenas um exemplar de cada material. Os procedimentos foram realizados pelo Centro de Pesquisa e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello (CENPES) da Petrobras.

A caracterização das propriedades viscoelásticas lineares e a determinação do parâmetro α foram realizadas em apenas uma temperatura (19°C), por meio de varreduras de frequência, imediatamente antes da varredura de amplitude na mesma temperatura.

Esta simplificação foi adotada por Martins (2014) quando validou seu estudo para o ensaio LAS.

O tratamento dos dados obtidos durante as duas etapas do ensaio foi realizado conforme rotina detalhada por Martins (2014). Foram adotados dois critérios para comparação dos resultados entre os ligantes asfálticos testados, que são o parâmetro a_f e o Fator de Fadiga do Ligante a 19°C ($FFL_{19°C}$). Este último, que é encontrado por meio da Equação 3.36, foi proposto por Martins (2014) com a finalidade de comparar o desempenho dos ligantes com as misturas asfálticas e, para tal, níveis de deformação equivalentes devem ser utilizados. As deformações empregadas foram de 1,25% e 2,50%, sendo $FFL_{19°C}$ a área entre ambas, como ilustrado na Figura 3.26. Quanto maior o valor encontrado para $FFL_{19°C}$, melhor será a vida de fadiga do material.

$$FFL = \frac{[\log(N_{f,1,25\%}) + \log(N_{f,2,5\%})]}{2} * [\log(0,025) - \log(0,0125)] \quad (3.36)$$

Onde:

FFL = Fator de Fadiga do Ligante a determinada temperatura;

$N_{f,1,25\%}$ = Vida de fadiga do ligante com deformação aplicada de 1,25%, ciclos;

$N_{f,2,5\%}$ = Vida de fadiga do ligante com deformação aplicada de 2,5%, ciclos.

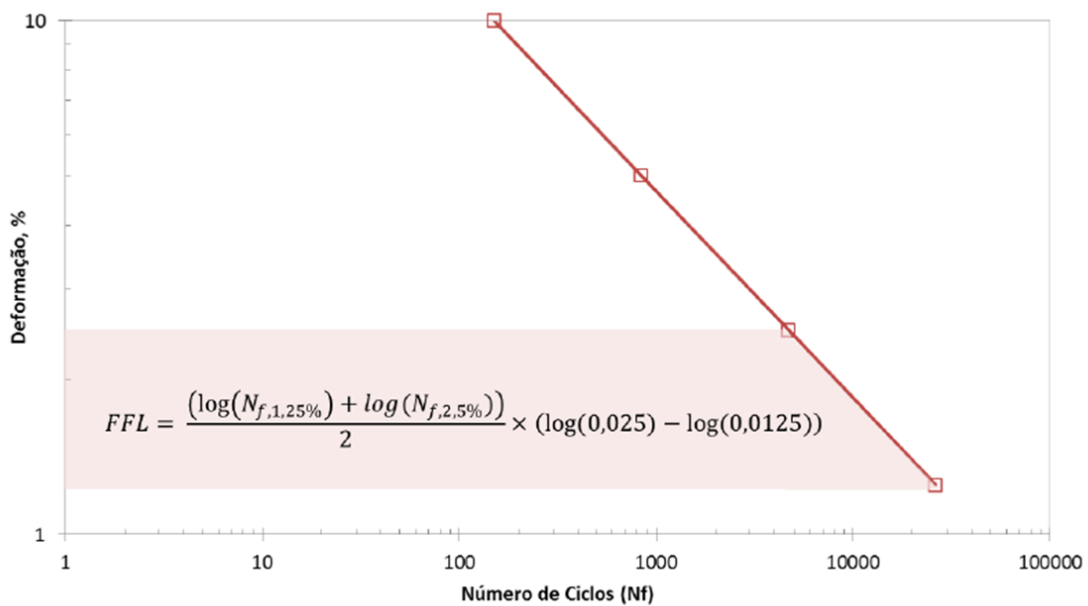


Figura 3.26: Área contemplada para calcular o parâmetro FFL a partir da curva de fadiga (MARTINS, 2014)

Martins (2014) buscou correlacionar os parâmetros a_f , FFL e Fator de Fadiga da Mistura (FFM). Todos os critérios propostos obtiveram coeficiente de correlação (R^2) superior a 0,85, confirmando que são adequados para classificar ligantes e misturas asfálticas. A melhor correlação encontrada foi entre a_f e $FFL_{19^\circ C}$, com R^2 igual a 0,9, demonstrando que o parâmetro FFL é capaz de representar a resistência à fadiga do ligante. A autora frisa que as correlações são específicas para a temperatura de $19^\circ C$ e não levam em consideração a resposta das misturas no pavimento, ou seja, apenas combinando a vida de fadiga e as propriedades viscoelásticas lineares em uma análise de pavimento é que o real desempenho da mistura em serviço será conhecido. Concluindo que o ensaio LAS é uma boa ferramenta para avaliar a tolerância ao dano e previsão da curva de fadiga de ligante asfálticos, além de ser uma alternativa para prever o provável desempenho das misturas.

Para a realização do ensaio LAS deve-se dar atenção especial para a temperatura utilizada, devido ao fato de que podem ocorrer problemas como instabilidade de fluxo e falhas na adesividade entre a amostra e os pratos metálicos da geometria do DSR, sendo estes defeitos observados por meio do valor da rigidez inicial. A condição ideal é quando ocorre o trincamento coesivo por fadiga do ligante asfáltico durante o ensaio. Safaei e Castorena (2016) sugerem que a temperatura de ensaio adotada deve ser aquela na qual o ligante asfáltico apresente valores de $|G^*|$ dentro da faixa de 12 MPa a 60 MPa.

3.5 ENSAIOS DE COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A influência da adição de TLA em ligantes asfálticos brasileiros de uso convencional também foi avaliada por meio de ensaios de caracterização do comportamento mecânico de misturas asfálticas. Alguns dos principais protocolos experimentais sugeridos na literatura foram conduzidos nesta pesquisa, sendo detalhados nesta seção.

3.5.1 Resistência à tração por compressão diametral

O ensaio de compressão diametral ou tração indireta foi desenvolvido em 1943 pelo professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, no Instituto Nacional de Tecnologia, na cidade do Rio de Janeiro. Foi concebido inicialmente para a determinação da resistência à tração de corpos de prova cilíndricos de concreto de cimento Portland. Conhecido

também como “ensaio brasileiro” em centros de pesquisa no exterior, o teste tem sido empregado para medir a resistência à tração (RT) por compressão diametral de misturas asfálticas desde 1980 (MEDINA e MOTTA, 2015).

Para a realização do ensaio de RT em misturas asfálticas, a aplicação de duas forças concentradas e diametralmente opostas de compressão é dada por meio de frisos de carga no corpo de prova cilíndrico, uma vez que apresentam superfície lateral irregular e são mais deformáveis. As forças, quando aplicadas, geram ao longo do diâmetro da amostra, tensões de tração uniformes perpendiculares (BERNUCCI *et al.*, 2008), como observado na Figura 3.27.

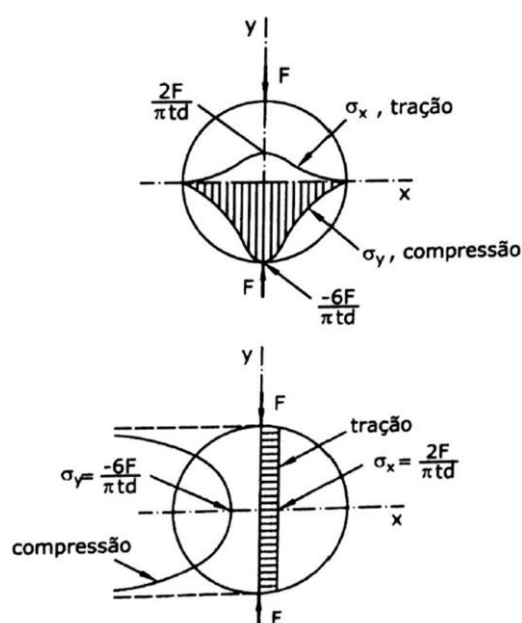


Figura 3.27: Distribuição das tensões de tração e compressão nos planos diametraes (MEDINA e MOTTA, 2015)

Nesta pesquisa, o procedimento de ensaio adotado foi o preconizado pela especificação DNIT 136/2017 - ME, sendo o protocolo padrão de execução do Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos da COPPE/UFRJ. Para a realização da RT, foi utilizada uma prensa mecânica que tem a capacidade de movimentar o êmbolo a uma velocidade de $0,8 \text{ mm/s} \pm 0,1 \text{ mm/s}$. O sistema prensa + medidor de deslocamento é ligado a um computador que, por meio de um *software*, registra os dados do carregamento aplicado e deslocamentos durante o ensaio e, ao final, fornece a carga de ruptura, o deslocamento vertical máximo e o tempo decorrido até a ruptura da amostra.

O ensaio foi conduzido para cada mistura asfáltica em, no mínimo, 3 corpos de

prova cilíndricos, com diâmetro de 100 mm ± 20 mm e altura entre 60 mm e 65 mm, sendo o resultado final obtido por meio da média dos valores. As amostras foram produzidas com massa de 1.200 g, sendo aplicados 100 giros no SGC, objetivando encontrar um volume de vazios de 4,0% ± 0,5%. A temperatura empregada para teste foi de 25°C ± 0,5°C, com período prévio de condicionamento de 4 horas. A aplicação da carga dá-se quando a amostra é posicionada no dispositivo centralizador, com a superfície cilíndrica entre os dois frisos metálicos e de uma posterior leve compressão para ajuste dos pratos da prensa, mantendo o corpo de prova imóvel. Com o valor da carga de ruptura, a RT é calculada por meio da Equação 3.37.

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi * D * H} \quad (3.37)$$

Onde:

σ_R = Resistência à tração, MPa;

F = Carga de ruptura, N;

D = Média do diâmetro da amostra medido em quatro posições distintas, mm;

H = Média da altura da amostra medida em quatro posições distintas, mm.

Bernucci *et al.* (2008) comentam que valores típicos de RT para misturas asfálticas a quente recém-moldadas ou logo após a construção em pista são entre 0,5 MPa e 2,0 MPa. Misturas de módulo elevado, por sua vez, devido à elevada rigidez do ligante asfáltico empregado, apresentam valores da ordem de 2,0 MPa a 3,0 MPa.

3.5.2 Módulo de resiliência

O estudo do comportamento resiliente de materiais utilizados na pavimentação foi iniciado na década de 1930 com Francis Hveem, sendo o primeiro a relacionar as deformações recuperáveis (resiliência) com fissuras surgidas em revestimentos asfálticos. O termo resiliência foi adotado por Hveem, sendo definido classicamente como “energia armazenada em um corpo deformado elasticamente, que é devolvida quando as tensões que induzem as deformações cessam”, sendo adotado o nome módulo de resiliência (MR) para não ser confundido com o módulo de Young (HVEEM, 1955 *apud* BERNUCCI *et al.*, 2008). Na especificação DNIT 135/2017 - ME, o MR é definido como sendo a relação entre a tensão horizontal resultante da carga cíclica e a correspondente deformação horizontal resultante do deslocamento horizontal recuperável (resiliente), por ciclo.

O ensaio de MR em misturas asfálticas é realizado aplicando-se cargas repetidas em uma frequência de 1 Hz (carregamento de 0,1 s e repouso de 0,9 s) no plano diametral vertical de corpos de prova cilíndricos. O pulso de carga deve ter a forma mais próxima possível da função $P = [1 - \cos(\theta)]/2$ (função tipo *Haversine*), gerando uma tensão de tração transversal ao seu plano de aplicação. Sensores LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) medem o deslocamento diametral recuperável na direção correspondente (deslocamento horizontal) (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Durante os ciclos de carregamento, são geradas curvas de deslocamento vs. tempo por meio da aquisição dos dados, contendo um trecho elástico inicial com pico definido e outro predominantemente viscoso, que se encerra ao se aplicar outro ciclo, restando, acumulada, uma deformação permanente (irrecuperável). A interseção das tangentes aos dois trechos da curva define o deslocamento elástico (Figura 3.28) e, dividindo esse valor pelo diâmetro da amostra, obtém-se a deformação, permitindo-se, assim, calcular o MR da mistura asfáltica (MEDINA e MOTTA, 2015).

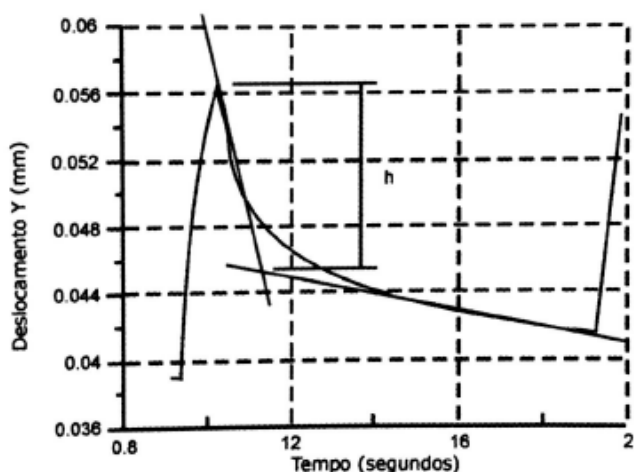


Figura 3.28: Obtenção da deformação elástica por tangentes (MEDINA e MOTTA, 2015)

Nesta pesquisa, o procedimento de ensaio adotado é preconizado pela especificação DNIT 135/2017 - ME, sendo o protocolo padrão de execução do Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos da COPPE/UFRJ. Para a realização do ensaio, foi utilizada uma prensa mecânica que aplica pulsos de carga por meio de um sistema pneumático, tomando-se as medidas dos deslocamentos por meio de um LVDT posicionado externamente na amostra, com auxílio de uma alça de referência (Figura 3.29). A carga deve ser aplicada verticalmente, com o atuador sendo posicionado na parte superior da prensa. O suporte no qual o corpo de prova é inserido deve conter frisos de

carga nas partes superior e inferior com largura de 12,7 mm, com superfície de contato côncava e raio de curvatura compatível com as dimensões da amostra. A aquisição e análise de dados durante o teste dá-se por meio de um *software* instalado no computador ligado ao sistema.



Figura 3.29: LVDT externo preso por alça de referência na amostra

O ensaio de MR foi conduzido para cada mistura asfáltica em, no mínimo, 3 corpos de prova cilíndricos, com diâmetro de $101,6 \text{ mm} \pm 3,8 \text{ mm}$ e altura entre 60 mm e 65 mm, sendo o resultado final obtido por meio da média dos valores. As amostras foram produzidas com massa de 1.200 g, sendo aplicados 100 giros no SGC, objetivando encontrar um volume de vazios de $4,0\% \pm 0,5\%$. A temperatura empregada para o ensaio foi de $25^\circ\text{C} \pm 0,5^\circ\text{C}$, com período prévio de condicionamento de 4 horas. O corpo de prova deve ser posicionado no suporte para iniciar o teste, sendo realizado um condicionamento por meio da aplicação de 50 ciclos de carga, que deve estar entre 5% e 25% da RT média. Após este período, mais 15 ciclos de carga são aplicados, sendo adquiridos e registrados os dados de carga e deslocamento. Deve-se repetir o procedimento de aplicação de 15 ciclos mais duas vezes, aumentando a carga em 5% em cada um deles, sucessivamente, em relação à carga inicial, registrando-se os deslocamentos. Como foi utilizado um sensor horizontal para tomar as medidas externamente, o coeficiente de *Poisson* adotado foi igual a 0,30. O MR para uma amostra de aproximadamente 100 mm de diâmetro pode ser encontrado pela Equação 3.38.

$$MR = \frac{P}{|\Delta H| * t} (0,2692 + 0,9976\mu)$$

Onde:

MR = Módulo de resiliência, MPa;

P = Carga cíclica, N;

ΔH = Deslocamento horizontal (elástico ou resiliente), na interseção das duas tangentes, mm;

t = Média da espessura (altura) da amostra medida em quatro posições distintas, mm;

μ = Coeficiente de *Poisson*.

Bernucci *et al.* (2008) comentam que valores típicos de MR possuem ordem de grandeza variável entre 2.000 MPa e 8.000 MPa para concretos asfálticos a 25°C, sendo os menores valores correspondentes a misturas com asfaltos modificados por polímeros ou borracha e os maiores a misturas com ligantes asfálticos de maior consistência. Além disso, misturas asfálticas de módulo elevado podem apresentar valores na faixa de 12.000 MPa a 20.000 MPa.

3.5.3 Dano por umidade induzida

Os danos causados pela umidade em misturas asfálticas devem ser avaliados, uma vez que contribuem para uma variedade de problemas, incluindo desagregações, deformações permanentes e trincamentos, que diminuem de maneira significativa o desempenho e a vida de serviço dos pavimentos. A realização de ensaios para a avaliação do comportamento de misturas asfálticas na presença de umidade é essencial, uma vez que podem auxiliar no entendimento do desempenho em relação aos defeitos corriqueiros, quando submetidas a níveis de tráfego e condições ambientais distintas (EPPS *et al.*, 2000).

Nesta pesquisa, o procedimento de ensaio adotado para avaliar as propriedades de adesividade das misturas asfálticas produzidas, considerando o efeito deletério da água, seguiu o protocolo especificado na norma ABNT NBR 15617:2011. Para a realização do ensaio, a mesma prensa mecânica utilizada para o teste de RT foi empregada para rompimento das amostras e aquisição de dados. Além disso, são necessários sistemas capazes de manter a temperatura controlada para o condicionamento de corpos de prova sob diferentes condições.

O ensaio foi conduzido para cada mistura asfáltica em, no mínimo, 6 corpos de prova cilíndricos, com diâmetro de 100 mm ± 20 mm e altura entre 50 mm e 70 mm. As amostras foram produzidas definindo-se como critério de parada de compactação uma altura de 65 mm, apresentando massa variada (em função do volume de vazios pretendido e do G_{mm} da mistura), objetivando encontrar um volume de vazios de 7,0% ± 1,0%. A Tabela 3.10 informa a massa utilizada para a moldagem dos corpos de prova de cada mistura e a média de giros.

Tabela 3.10: Informações de moldagem para ensaio de dano por umidade induzida

Mistura	Massa (g)	Média giros
CAP 30/45	1192	33
CAP 30/45 + 15% TLA	1195	40
CAP 30/45 + 25% TLA	1199	61
CAP 30/45 + 50% TLA	1204	108
CAP 50/70	1182	22
CAP 50/70 + 15% TLA	1183	47
CAP 50/70 + 25% TLA	1186	31
CAP 50/70 + 50% TLA	1195	49

Os corpos de prova moldados para o ensaio são subdivididos em dois conjuntos: o primeiro, com três corpos de prova, é condicionado por um período mínimo de 4 horas na temperatura de 25°C ± 0,5°C e, então, levado à ruptura para determinar a RT. O segundo grupo com três amostras, por sua vez, deve ser submetido a um condicionamento severo antes da determinação da RT.

O condicionamento severo consiste na aplicação de vácuo em um recipiente onde as amostras ficam imersas em água destilada, com pressão absoluta na faixa de 13 kPa a 67 kPa (cerca de 254 mmHg a 600 mmHg), por um período de 5 a 10 minutos, objetivando saturar os corpos de prova. Após o vácuo, os corpos de prova permanecem em repouso dentro do recipiente com água por mais 5 a 10 minutos, devendo ser removidos e, com um pano umedecido, retira-se o excesso de água superficial para que seja determinada sua massa ao ar. A partir das Equações 3.39, 3.40 e 3.41, o grau de saturação pode ser, então, determinado.

$$V_a = \frac{P_a * E}{100} \quad (3.39)$$

Onde:

V_a = Volume de vazios com ar, cm³;

Pa = Volume de vazios com ar, %;

E = Volume do corpo de prova, cm³.

$$J' = B' - A \quad (3.40)$$

Onde:

J' = Volume de água absorvida, g;

B' = Massa ao ar dos corpos de prova após saturados, g;

A = Massa seca ao ar dos corpos de prova antes de saturados, g.

$$S' = \frac{100 * J'}{Va} \quad (3.41)$$

Onde:

S' = Grau de saturação, %.

Para que o condicionamento das três amostras seja prosseguido, a saturação deve estar no intervalo entre 55% e 80%. Caso seja menor que 55%, o corpo de prova deve passar por todo o processo de saturação novamente, aumentando a pressão aplicada inicialmente ou o tempo de permanência sob vácuo. Caso seja maior que 80%, o corpo de prova deverá ser descartado. Respeitando-se a faixa de saturação, os corpos de prova, então, são embalados em plástico filme e inseridos em sacos plásticos impermeáveis com cerca de 10 mL de água, sendo levados imediatamente a um sistema de resfriamento capaz de manter a temperatura a $-18^{\circ}\text{C} \pm 3^{\circ}\text{C}$ por um período mínimo de 16 horas. Decorrido o período de resfriamento, leva-se o conjunto para um banho de água a $60^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$, mantendo-os sob esta condição por 24 horas. A última etapa consiste em levar as amostras, imediatamente, para um banho de água a $25^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$, onde devem ser mantidas por 2 a 3 horas.

Depois de realizado o condicionamento severo, o conjunto de três amostras é levado para a prensa mecânica para que, então, sejam rompidas, determinando a RT no momento de ruptura. O parâmetro oriundo do ensaio é denominado de resistência retida à tração (RRT), que pode ser definido pela Equação 3.42.

$$RRT = \frac{RT_2}{RT_1} * 100 \quad (3.42)$$

Onde:

RRT = Resistência retida à tração, %;

RT₁ = Média da resistência à tração por compressão diametral de três corpos de prova que não sofreram condicionamento, MPa;

RT₂ = Média da resistência à tração por compressão diametral de três corpos de prova que sofreram condicionamento, MPa.

Para avaliar as propriedades de adesividade ligante/agregado das misturas asfálticas produzidas neste estudo, o critério mínimo adotado de RRT para garantir uma boa resistência ao efeito deletério da água foi de 70%. Este critério foi adotado com base no NCHRP Report 673 (2011), onde é citado que muitas agências rodoviárias exigem valores mínimos entre 70% e 80% de RRT. Além disso, há a ressalva de que este ensaio não é 100% preciso, fornecendo apenas uma indicação aproximada da resistência à umidade.

3.5.4 *Flow Number*

O ensaio uniaxial de carga repetida para encontrar o parâmetro *Flow Number* (FN) ou número de fluência é empregado para se avaliar o comportamento de misturas asfálticas com relação à deformação permanente apresentada por pavimentos. Os resultados deste ensaio são apresentados em termos de deformação plástica acumulada (ϵ_p) vs. número de ciclos de carregamento. A ϵ_p pode ser dividida em três zonas: primária, secundária e terciária. A Figura 3.30 ilustra uma curva de ϵ_p vs. número de ciclos típica de um ensaio uniaxial de carga repetida, de onde é proveniente o FN. O intercepto “a” representa a deformação permanente no ciclo N = 1, enquanto a inclinação “b” representa a taxa de variação da deformação permanente como uma função da mudança do número de ciclos, sendo dois parâmetros derivados da porção linear (zona secundária) da curva (WITCZAK *et al.*, 2002).

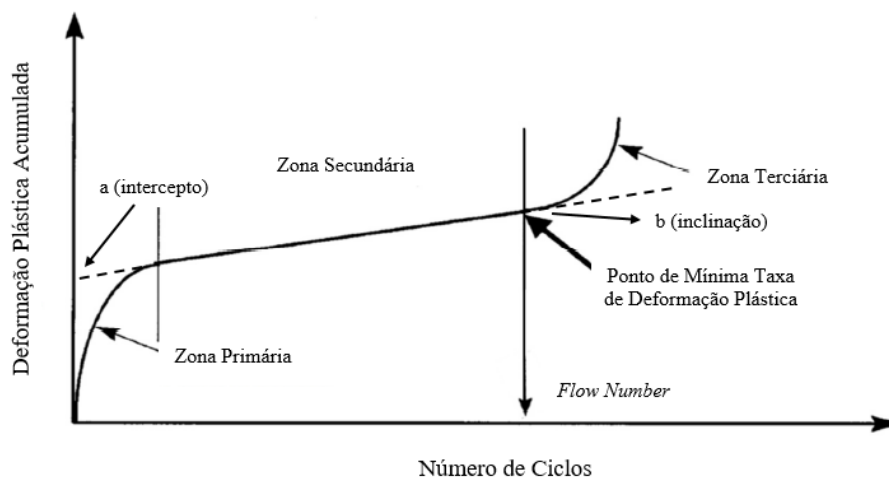


Figura 3.30: Deformação plástica acumulada vs. número de ciclos de um ensaio típico para determinação do FN (adaptada de BUDNY, 2012)

Na especificação ABNT NBR 16505:2016, o termo FN é definido como sendo o ciclo na curva de deformação plástica vertical uniaxial onde começa a zona terciária. Trata-se do ciclo onde a taxa de deformação plástica vertical uniaxial é mínima. A passagem da zona secundária para a zona terciária está associada ao processo de ruptura, sendo observada visualmente pelo “embarrigamento” do corpo de prova. A ruptura é caracterizada pelo início do cisalhamento a volume constante.

O ensaio uniaxial de carga repetida para determinação do FN é realizado aplicando-se cargas repetidas em uma frequência de 1 Hz (carregamento de 0,1 s e repouso de 0,9 s), com pulso de carga o mais próximo possível de uma função *haversine*. A magnitude da carga deve variar desde a carga de contato, que é definida como sendo 5% da carga máxima, até a carga máxima de 204 kPa \pm 4 kPa. Durante o período de repouso no carregamento, a carga de contato é mantida sobre a amostra.

Nesta pesquisa, o procedimento de ensaio adotado é especificado pela ABNT NBR 16505:2016. Para sua realização, foi utilizada uma prensa uniaxial pneumática capaz de aplicar o carregamento cíclico na forma requerida. A prensa está localizada dentro de uma câmara de temperatura capaz de manter o corpo de prova condicionado na temperatura de teste de 60°C \pm 0,5°C. Os deslocamentos verticais resultantes foram monitorados por dois LVDTs posicionados diretamente na parte central da superfície lateral da amostra. A aquisição de dados dá-se por meio de um *software* instalado no computador ligado ao sistema, sendo armazenados os dados de deformação plástica vertical, as cargas de carregamento e o número de ciclos.

O ensaio foi conduzido para cada mistura asfáltica em, no mínimo, 3 corpos de prova cilíndricos, com diâmetro de $102 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ e altura de $150 \text{ mm} \pm 2,5 \text{ mm}$. As amostras foram fabricadas no SGC diretamente na geometria de teste, sem extração de seus núcleos ou serragem dos extremos, conforme recomendações de Robinette e Williams (2006). O critério de parada de compactação adotado foi para uma altura de 150 mm, variando-se a massa das amostras (em função do volume de vazios pretendido e do G_{mm} da mistura), objetivando encontrar um volume de vazios de $7,0\% \pm 0,5\%$. A Tabela 3.11 informa a massa utilizada para a moldagem dos corpos de prova de cada mistura e a média de giros.

Tabela 3.11: Informações de moldagem para ensaio de *Flow Number*

Mistura	Massa (g)	Média giros
CAP 30/45	2758	45
CAP 30/45 + 15% TLA	2757	45
CAP 30/45 + 25% TLA	2766	40
CAP 30/45 + 50% TLA	2777	86
CAP 50/70	2728	30
CAP 50/70 + 15% TLA	2730	45
CAP 50/70 + 25% TLA	2738	34
CAP 50/70 + 50% TLA	2758	43

Previamente ao ensaio, as amostras devem ser condicionadas na câmara de temperatura a $60^{\circ}\text{C} \pm 0,5^{\circ}\text{C}$ por um período mínimo de 3 horas. Para o teste, as amostras devem ser colocadas entre os pratos superior e inferior, responsáveis por transferir a carga do equipamento para o corpo de prova e centralizadas no atuador. Posteriormente, os sensores LVDTs são instalados. O tempo de montagem deve ser o menor possível, sendo recomendado menos que dois minutos, de maneira a reduzir a perda de temperatura, a qual acontece quando é aberta a câmara. Antes de iniciar o carregamento, deve-se aguardar a estabilização da temperatura no interior da câmara após seu fechamento.

Durante o ensaio, a deformação plástica acumulada foi calculada em cada ciclo de carga conforme a Equação 3.43. Plotando-se esta informação vs. número de ciclos, a curva resultante acaba por indicar os três estágios do teste: zonas primária, secundária e terciária. O FN foi encontrado a partir destes pontos por meio de uma planilha eletrônica de tratamento de dados, que permite a determinação da taxa de deformação mínima. O FN deve ser reportado como um número inteiro (ciclos), que consiste na média das três amostras ensaiadas para cada mistura. O critério de parada do ensaio consiste na observação da ruptura, através da identificação da zona terciária na curva ou quando o

número de ciclos atinge 7.200 (aproximadamente 2 horas de carregamento cíclico).

$$\varepsilon_p = \frac{\Delta L}{GL} \quad (3.43)$$

Onde:

ε_p = Deformação plástica acumulada em um ciclo N, $\mu\varepsilon$;

ΔL = Deslocamento axial coletado ao final de cada ciclo de carga, mm;

GL = Comprimento da medida do deslocamento, mm.

A inclinação “b” que representa a taxa de deformação permanente na zona secundária foi calculada segundo recomendações de Nascimento (2008), utilizando dados de uma reta que passa pelo gráfico no ciclo 10 e no ciclo de FN. A Equação 3.44 foi utilizada para obter tal parâmetro.

$$b = \frac{\varepsilon_{pFN} - \varepsilon_{p10}}{FN - 10} \quad (3.44)$$

Onde:

b = Taxa de deformação na zona secundária, $\mu\varepsilon$ /ciclo;

ε_{pFN} = Deformação plástica no ciclo de FN, $\mu\varepsilon$;

ε_{p10} = Deformação plástica no ciclo 10, $\mu\varepsilon$.

Como critério de qualificação do comportamento das amostras ensaiadas para avaliar a resistência à deformação permanente, foram utilizados limites propostos por DNIT (2018). A Tabela 3.12 mostra o tráfego recomendado a partir de valores de FN das misturas asfálticas.

Tabela 3.12: Critério de qualificação de amostras baseado no *Flow Number* (DNIT, 2018)

Classe	<i>Flow Number</i> (FN)	Tráfego recomendado (Nserviço)	
		Condições Normais	Condições Severas
1	FN \geq 100 ciclos	N < 1 x 10 ⁶	Não recomendado
2	100 ciclos \leq FN < 300 ciclos	1 x 10 ⁶ \leq N < 1 x 10 ⁷	N < 1 x 10 ⁶
3	300 ciclos \leq FN < 750 ciclos	1 x 10 ⁷ \leq N < 1 x 10 ⁸	1 x 10 ⁶ \leq N < 1 x 10 ⁷
4	750 ciclos \leq FN < 2000 ciclos	N \geq 1 x 10 ⁸	1 x 10 ⁷ \leq N < 1 x 10 ⁸
5	FN \geq 2000 ciclos	-	N \geq 1 x 10 ⁸

As condições normais de tráfego são aquelas que vivenciam velocidades superiores a 60 km/h, onde as vias não apresentam intersecções, terceira faixa e/ou temperatura do revestimento asfáltico moderada. As condições severas, por sua vez,

implicam em tráfego com velocidades inferiores a 60 km/h, onde as vias possuem intersecções, terceira faixa, tráfego canalizado, paradas de ônibus, praças de pedágio e/ou temperatura máxima do revestimento elevada. A temperatura moderada do revestimento asfáltico é considerada quando a temperatura máxima média de sete dias consecutivos, a 20 mm de profundidade, determinada de acordo com a especificação AASHTO M 323 - 13, for igual ou menor que 64°C. Quando maior que 64°C, considera-se elevada (DNIT, 2018).

3.5.5 Fratura por compressão diametral com carregamento monotônico

A caracterização de misturas asfálticas quanto à resistência ao dano por fadiga por meio de ensaios de compressão diametral cíclicos é, comumente, muito empregada. Trata-se de uma metodologia que demanda muito tempo, uma vez que diversas amostras devem ser testadas com diferentes níveis de carregamento em relação à sua máxima resistência à ruptura. Uma mistura completa, em geral, é caracterizada em aproximadamente duas semanas, podendo levar um período maior ou menor, o qual é muito dependente dos níveis de tensão adotados.

O ensaio de fratura por compressão diametral com carregamento monotônico aparece como uma boa alternativa para se estimar o dano por fadiga, uma vez que o parâmetro oriundo, que é a energia de fratura, apresentou forte correlação com o desempenho de misturas em campo. Esta correlação apontou um R^2 da ordem de 0,94 entre a fadiga observada em campo, em revestimentos asfálticos submetidos a um tráfego de 5×10^6 ESALs e amostras que foram extraídas da pista para determinação da energia de fratura (WEN e KIM, 2002), conforme observado na Figura 3.31.

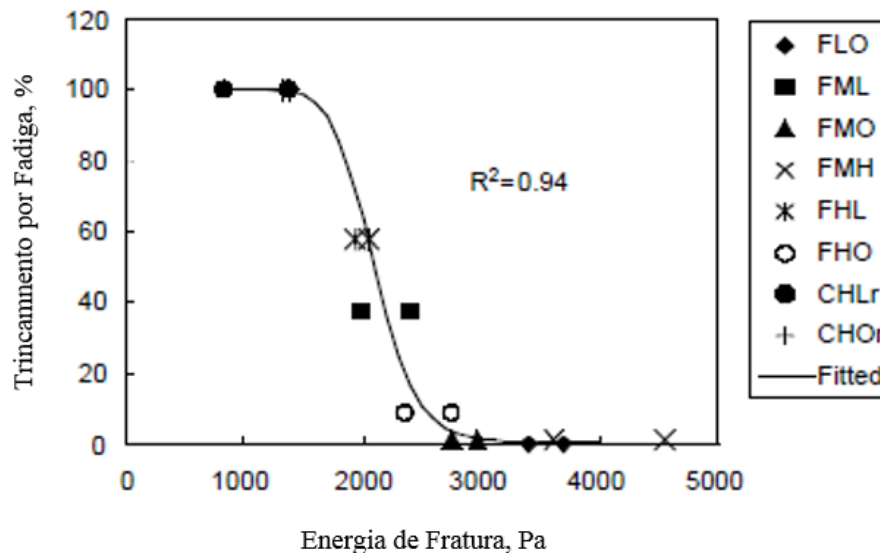


Figura 3.31: Relação entre fadiga em campo e energia de fratura em amostras extraídas (adaptada de WEN e KIM, 2002)

Para o ensaio de energia de fratura realizado nesta pesquisa, foram produzidas duas amostras de 150 mm de diâmetro e 150 mm de altura para cada mistura, as quais tiveram suas extremidades serradas e núcleos extraídos para gerar seis amostras medindo 100 mm de diâmetro e aproximadamente 38 mm de altura, como ilustrado na Figura 3.32. O critério de parada de compactação no SGC adotado foi para uma altura de 150 mm, variando-se a massa das amostras (em função do volume de vazios pretendido e do G_{mm} da mistura), objetivando, inicialmente, encontrar um volume de vazios de $7,5\% \pm 0,5\%$ que, após extração do núcleo e serragem das extremidades, deveria resultar em corpos de prova individuais com volume de vazios de $5,5\% \pm 0,5\%$. A Tabela 3.13 informa a massa utilizada para moldagem dos corpos de prova de cada mistura e a média de giros.



Figura 3.32: Corpos de prova extraídos e serrados na altura desejada para ensaio de fratura

Tabela 3.13: Informações de moldagem para ensaio de fratura por compressão diametral

Mistura	Massa (g)	Média giros
CAP 30/45	6158	57
CAP 30/45 + 15% TLA	6169	67
CAP 30/45 + 25% TLA	6191	57
CAP 30/45 + 50% TLA	6215	118
CAP 50/70	6105	26
CAP 50/70 + 15% TLA	6110	47
CAP 50/70 + 25% TLA	6127	42
CAP 50/70 + 50% TLA	6172	60

Depois da extração e da serragem das amostras, quatro pinos metálicos circulares foram fixados em cada face para posicionar sensores de deslocamento em formato de cruz, responsáveis por leituras de deslocamentos horizontais e verticais durante o carregamento do ensaio, que são registradas pelo *software* do computador ligado ao sistema. O carregamento monotônico compressivo foi aplicado durante o ensaio a uma taxa de 50 mm/min. por uma prensa hidráulica servocontrolada MTS *Landmark*, com controlador *FlexTest 40*. A distância entre cada par de pinos foi de 25,4 mm. Os corpos de prova, antes de testados, foram condicionados por um período mínimo de 3 horas na temperatura de ensaio de $20^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$. A Figura 3.33 mostra um corpo de prova posicionado para a execução do procedimento.



Figura 3.33: Corpo de prova posicionado para ensaio de fratura

Os dados de deslocamentos registrados durante o ensaio servem para calcular a deformação no centro da amostra, fazendo uso da Equação 3.45, derivada por Kim *et al.* (2002). Na Tabela 3.14, podem ser encontrados os parâmetros empregados para cálculo, que são dependentes do diâmetro da amostra e da distância entre os sensores. Por sua vez,

a tensão no centro pode ser obtida por meio da Equação 3.46, que foi desenvolvida em um trabalho de Hondros (1959). Plotando-se os valores encontrados por meio das equações, curvas tensão vs. deformação são geradas e a energia de fratura é definida como sendo a área sob a curva até o pico de tensão (KIM *et al.*, 2002).

$$\varepsilon_{x=0}(t) = U(t) \left(\frac{(\gamma_1 + \nu\gamma_2)}{(\gamma_3 + \nu\gamma_4)} \right) \quad (3.45)$$

Onde:

$\varepsilon_{x=0}(t)$ = Deformação no centro da amostra;

$U(t)$ = Deslocamento horizontal médio medido pelos LVDTs, m;

$\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3, \gamma_4$ = Coeficientes definidos na Tabela 3.14;

ν = Coeficiente de *Poisson*.

Tabela 3.14: Coeficientes utilizados na Equação 3.45 (KIM *et al.*, 2002)

Diâmetro da amostra (mm)	Distância entre sensores (mm)	γ_1	γ_2	γ_3	γ_4
100	25,4	12,400	37,700	0,291	0,908
100	50,8	12,400	37,700	0,471	1,570
150	25,4	8,480	27,600	0,207	0,634
150	50,8	8,480	27,600	0,378	1,180
150	76,2	8,480	27,600	0,478	1,590

$$\sigma_{x=0}(t) = \frac{2P(t)}{\pi * t * d} \quad (3.46)$$

Onde:

$\sigma_{x=0}(t)$ = Tensão no centro da amostra, Pa;

$P(t)$ = Força aplicada, N;

t = Espessura da amostra, m;

d = Diâmetro da amostra, m.

3.5.6 Módulo dinâmico

O ensaio de deformabilidade (tensão vs. deformação) de misturas asfálticas mais empregado nos EUA é o de módulo dinâmico, sendo adotado no método de dimensionamento mecânico da AASHTO. Originalmente, o teste foi desenvolvido na Universidade de Ohio, na década de 1960 (MEDINA e MOTTA, 2015).

A consideração da viscoelasticidade nas misturas asfálticas é essencial, uma vez que modela características importantes do material como a fluência, a relaxação de tensões, a dependência do tempo, da temperatura e do histórico de carregamento, entre outras. O uso do módulo dinâmico ($|E^*|$) torna possível a contabilização dos efeitos de diferentes temperaturas e frequências de carregamento, bem como pode ser utilizado para determinar tanto as propriedades elásticas quanto as viscoelásticas lineares (CHRISTENSEN, 1982 *apud* BERNUCCI *et al.*, 2002; PAZOS, 2015).

As propriedades do material viscoelástico que são de interesse são o módulo de relaxação, a compliância e o módulo complexo (determinado a partir do módulo dinâmico e do ângulo de fase). O módulo complexo é facilmente obtido por meio de ensaios em laboratório, sendo a compliância difícil de ser determinada, uma vez que a aplicação do carregamento do tipo degrau não é perfeita, apresentando descontinuidades e, o módulo de relaxação mais difícil ainda, devido às restrições dos equipamentos. Aplicando-se a teoria da viscoelasticidade linear, todas estas propriedades se relacionam e podem ser previstas a partir da obtenção de apenas uma. Geralmente, testes de compliância ou de varredura de frequência são realizados (KIM *et al.*, 2002).

A relação entre tensão e deformação para um material viscoelástico linear é definida pelo módulo complexo. Seu valor absoluto, o módulo dinâmico, é calculado pela razão entre a amplitude de tensão (pico a pico) e a amplitude de deformação axial (pico a pico), para um material sob carregamento de compressão do tipo senoidal (*haversine*), conforme ilustrado na Figura 3.34. Pazos (2015) comenta que os ciclos de carregamento devem ser iniciados após o condicionamento das amostras, que é dado pela aplicação de ciclos para que o estado estacionário seja alcançado, onde a relação de amplitudes de tensão e deformação cíclicas e a defasagem entre seus picos acabam por serem constantes. O número de ciclos de condicionamento é dependente da temperatura e da frequência do carregamento.

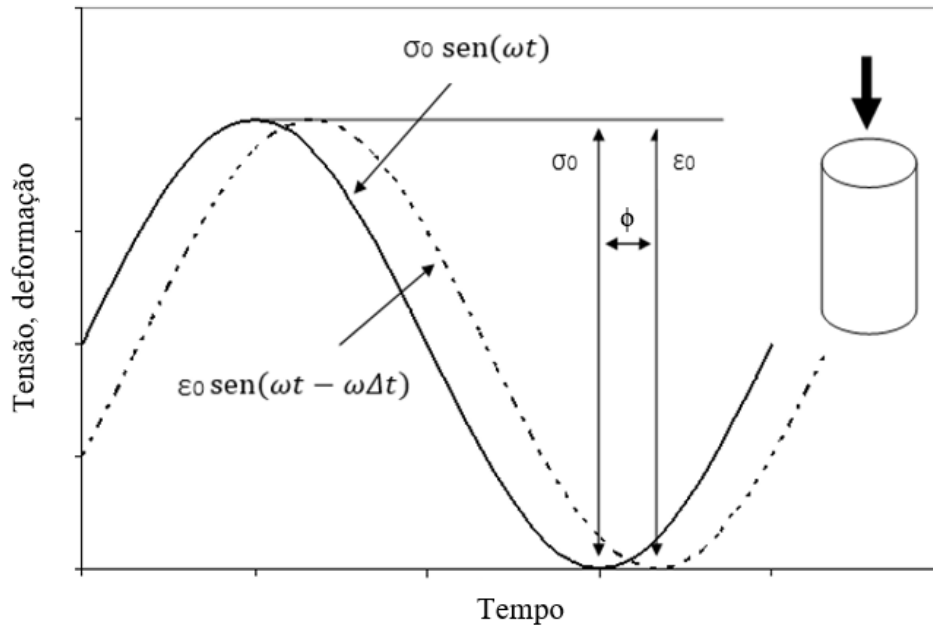


Figura 3.34: Maneira de aplicação da carga cíclica e da resposta de deformação (NASCIMENTO, 2008)

Como observado na Figura 3.34, há uma defasagem entre os picos de tensão e deformação, que é representada pelo ângulo de fase, expresso em graus ou radianos. Os valores que podem ser assumidos variam entre 0 e 90 graus, servindo para quantificar o atraso existente entre o carregamento e a resposta do material viscoelástico. Quanto maior for esse atraso, mais viscoso é o material e, conseqüentemente, maior será seu ângulo de fase. Por sua vez, ângulos de fase menores indicam um comportamento elástico (recuperável), devido a apresentar menores atrasos.

O módulo complexo pode ser obtido pela Equação 3.47, sendo que sua parte real representa a componente elástica e a parte imaginária representa a parcela viscosa. Por sua vez, o módulo dinâmico é definido matematicamente como o quociente entre as amplitudes de tensão e deformação cíclicas, conforme Equação 3.48. O ângulo de fase pode ser encontrado pela Equação 3.49.

$$E^* = |E^*| \cos \phi + i |E^*| \sin \phi \quad (3.47)$$

Onde:

E^* = Módulo complexo;

i = Número imaginário, $(\sqrt{-1})$;

ϕ = Ângulo de fase, ° ou rad.

$$|E^*| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \quad (3.48)$$

Onde:

$|E^*|$ = Módulo dinâmico, MPa;

σ_0 = Magnitude da tensão cíclica aplicada, N;

ε_0 = Magnitude da deformação cíclica aplicada, mm.

$$\phi = \frac{t_i}{t_p} (360^\circ) = \omega \Delta t \quad (3.49)$$

Onde:

t_i = Fração de tempo entre os picos de tensão e deformação, s;

t_p = Período de um ciclo de carga, s;

ω = Frequência angular, rad/s;

Δt = Diferença de tempo entre os picos de tensão e deformação, s.

O ensaio de módulo dinâmico realizado nesta pesquisa foi conduzido em, no mínimo, 3 corpos de prova cilíndricos, com diâmetro de $100 \text{ mm} \pm 2 \text{ mm}$ e altura de $150 \text{ mm} \pm 2,5 \text{ mm}$. As amostras foram fabricadas no SGC diretamente na geometria de teste, sem extração de seus núcleos ou serragem dos extremos, conforme recomendações de Robinette e Williams (2006). O critério de parada de compactação adotado foi para uma altura de 150 mm, variando-se a massa das amostras (em função do volume de vazios pretendido e do G_{mm} da mistura), objetivando encontrar um volume de vazios de $5,5\% \pm 0,5\%$. A Tabela 3.15 informa a massa utilizada para a moldagem dos corpos de prova de cada mistura e a média de giros.

Tabela 3.15: Informações de moldagem para ensaio de módulo dinâmico

Mistura	Massa (g)	Média giros
CAP 30/45	2816	116
CAP 30/45 + 15% TLA	2821	143
CAP 30/45 + 25% TLA	2831	161
CAP 30/45 + 50% TLA	2842	452
CAP 50/70	2792	39
CAP 50/70 + 15% TLA	2794	82
CAP 50/70 + 25% TLA	2802	121
CAP 50/70 + 50% TLA	2823	252

Os ensaios de módulo dinâmico foram realizados em dois locais distintos, sendo

testadas no Laboratório de Geotecnia - Setor de Pavimentos da COPPE/UFRJ as amostras com o ligante asfáltico de uso convencional CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA. Já os corpos de prova produzidos com o CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA foram testados por profissionais do CENPES. Cabe ressaltar que as amostras de CAP 50/70 + 50% TLA também foram ensaiadas pelo CENPES, na temperatura de 54°C.

Os ensaios foram conduzidos em seis frequências (25,0 Hz; 10,0 Hz; 5,0 Hz; 1,0 Hz; 0,5 Hz; 0,1 Hz), da maior para a menor, e em quatro temperaturas (4°C; 20°C; 40°C; 54°C), da menor para a maior. As amostras com CAP 30/45, CAP 50/70, CAP 50/70 + 15% TLA e CAP 50/70 + 25% TLA não foram testadas na temperatura de 54°C. Durante o ensaio, o carregamento cíclico aplicado foi ajustado para cada combinação de frequência e temperatura com a finalidade de se atingirem deformações na região central da amostra da ordem de 50 $\mu\epsilon$ a 75 $\mu\epsilon$. Estas deformações foram calculadas a partir de medidas de deslocamento obtidas por dois extensômetros, posicionados diretamente na parte central da superfície lateral do corpo de prova, com comprimento de medida de 100 mm \pm 2 mm, fixados com o auxílio de elásticos de borracha, conforme ilustra a Figura 3.35. O condicionamento das amostras variou de acordo com a temperatura utilizada, sendo recomendado um período maior para temperaturas mais baixas.

De posse dos valores de módulo dinâmico, obtidos pela média de três ensaios em amostras distintas, para cada uma das combinações de frequência e temperatura, utilizou-se o princípio de superposição tempo-temperatura para a elaboração de curvas mestras representativas de cada mistura, na temperatura referência de 20°C.

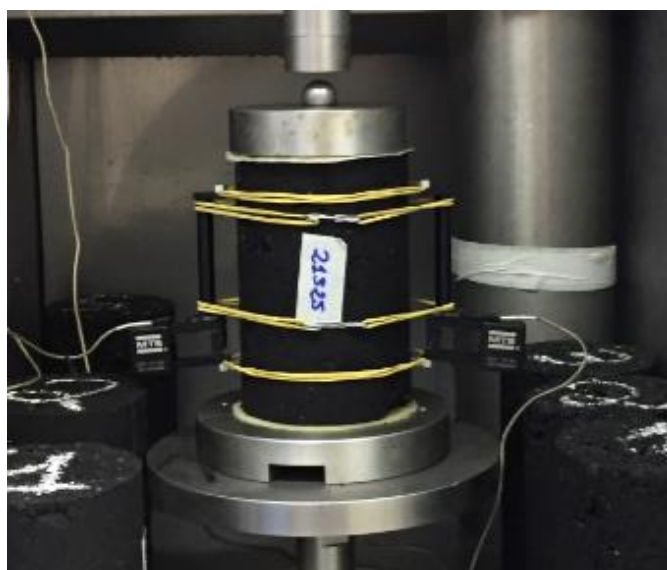


Figura 3.35: Fixação dos extensômetros para leituras de deformação do ensaio de módulo dinâmico

3.5.7 Parâmetros de densificação do compactador giratório

A compactação de corpos de prova da metodologia AASHTO M 323 - 13 dá-se por meio da utilização do compactador giratório, que se tornou o principal componente para a dosagem das misturas asfálticas. Devido a isso, grande é o interesse de se utilizarem os dados adquiridos durante o processo de compactação para a caracterização de parâmetros que auxiliem no entendimento sobre o comportamento do material. Assim, Mahmoud e Bahia (2004) propuseram dois índices determinados a partir da curva de densificação de amostras. Uma curva de densificação consiste, basicamente, de pontos de densidade máxima medida plotados em relação a cada giro no SGC, proporcionando a avaliação do volume de vazios com o decorrer do processo de amassamento dos corpos de prova. Os parâmetros propostos pelos autores foram denominados de *Compaction Densification Index* e *Traffic Densification Index*.

O índice CDI é definido como sendo a área sob a curva de densificação que vai do oitavo giro ($N=8$) até 92% da G_{mm} . Esta área é proporcional ao trabalho aplicado pelos rolos compactadores, objetivando atingir a densidade requerida durante a construção de um pavimento. A Figura 3.36 representa graficamente a região de abrangência do índice. O giro 8 foi adotado para simular o esforço aplicado por uma vibro-acabadora típica durante o espalhamento da massa asfáltica em pista e, por sua vez, o valor de 92% da G_{mm} refere-se à densidade ao final do processo de construção, quando há a liberação para o tráfego de veículos. Misturas que apresentam valores ideais de CDI tendem a apresentar uma melhor compactabilidade, o que é desejável do ponto de vista construtivo, enquanto que misturas com valores muito baixos ou elevados de CDI podem apresentar problemas de estabilidade, devendo ser evitadas (NASCIMENTO, 2008).

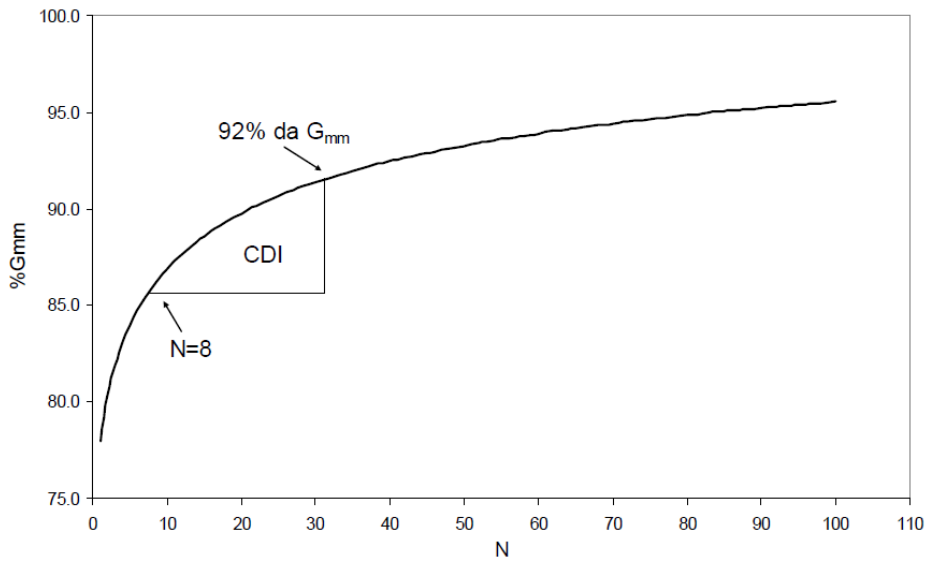


Figura 3.36: Área correspondente ao índice CDI em uma curva de densificação (NASCIMENTO, 2008)

O índice TDI é definido como sendo a área sob a curva de densificação entre 92% e 98% da G_{mm} . Este parâmetro é baseado no princípio de que o pavimento continua a se densificar depois de aberto ao tráfego de veículos devido às cargas impostas. A Figura 3.37 representa graficamente a região de abrangência do índice. O limite de 98% da G_{mm} foi estabelecido para a obtenção do TDI por tratar-se de uma densidade crítica, onde a massa asfáltica se apresenta na zona de ruptura plástica. Este índice está relacionado com a estabilidade de misturas asfálticas e espera-se que quanto maior seja o seu valor, melhores são as expectativas do revestimento resistir aos esforços oriundos do tráfego durante a sua vida de serviço (NASCIMENTO, 2008).

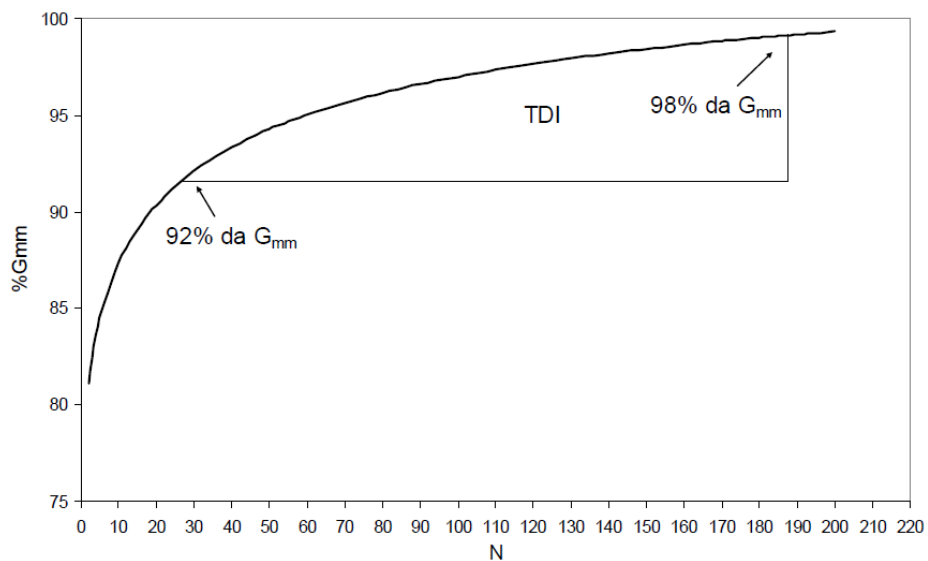


Figura 3.37: Área correspondente ao índice TDI em uma curva de densificação (NASCIMENTO, 2008)

Para a obtenção das curvas de densificação de cada mistura asfáltica elaborada neste estudo, foram compactados 3 corpos de prova cilíndricos, com diâmetro de 150 mm e massa de 4.700 g, com aplicação de 999 giros no SGC, resultando em uma altura de 102 mm ± 2 mm e, garantindo, desta maneira, que o limite de densificação de 98% da G_{mm} fosse atingido. Todas as amostras foram produzidas em suas respectivas temperaturas de usinagem e compactadas em suas temperaturas de compactação. Para as misturas com temperaturas de usinagem e/ou compactação superiores a 177°C (limite máximo de aquecimento de ligantes asfálticos e agregados, indicado pela especificação DNIT 031/2006 - ES), optou-se por realizar, também, o processo de moldagem de corpos de prova nesta temperatura, reduzindo-se, quando necessário, a temperatura dos agregados, ligantes, usinagem e/ou compactação.

Para o cálculo dos índices, foi utilizada uma planilha eletrônica de tratamento de dados. Nesta planilha, constam as equações elaboradas por Nascimento (2008) para obtenção das áreas sob as curvas de densificação. A técnica utilizada pelo autor foi a de retangularização, dividindo-se a área total sob a curva em vários retângulos que têm a largura de um giro. Os valores de CDI e TDI podem ser encontrados por meio das Equações 3.50, 3.51 e 3.52. Para cada mistura, os índices foram definidos a partir da média de 3 corpos de prova.

$$A_N = \left[\left(\frac{\%G_{mm}@N + \%G_{mm}@(N + 1)}{2} \right) - \%G_{mm}@LI \right] \quad (3.50)$$

Onde:

A_N = Área de um retângulo N qualquer;

$\%G_{mm}@N$ = Porcentagem da G_{mm} em um giro N;

$\%G_{mm}@(N+1)$ = Porcentagem da G_{mm} em um giro (N+1);

$\%G_{mm}@LI$ = Porcentagem da G_{mm} no limite inicial (8 giros ou 92%).

$$CDI = \sum_{N=8 \text{ giros}}^{N@92\%G_{mm}} A_N \quad (3.51)$$

Onde:

$N@92\%G_{mm}$ = Número do giro equivalente à 92% da G_{mm} .

$$TDI = \sum_{N@92\%G_{mm}}^{N@98\%G_{mm}} A_N \quad (3.52)$$

Onde:

$N@98\%G_{mm}$ = Número do giro equivalente à 98% da G_{mm} .

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 AGREGADOS

4.1.1 Massa específica e absorção

A Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos de massa específica real, aparente e absorção dos agregados utilizados neste estudo. Além disso, os valores ponderados encontrados para a mistura de agregados elaborada também são expostos. Estes dados são fundamentais para a obtenção dos parâmetros de dosagem.

Tabela 4.1: Massa específica e absorção dos agregados e da mistura mineral

Propriedade	Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra	Agregados Graúdos	Agregados Miúdos	Mistura
G_{sa} (g/cm ³)	2,766	2,755	2,722	2,760	2,722	2,745
G_{sb} (g/cm ³)	2,729	2,711	-	2,719	2,722	2,720
Absorção (%)	0,50	0,59	-	0,55	-	0,55
% na mistura	26,30	35,90	37,80	62,20	37,80	100,00

4.1.2 Abrasão *Los Angeles*

A Tabela 4.2 apresenta os resultados de abrasão *Los Angeles* para os agregados graúdos utilizados. O critério de aceitação adotado para a pesquisa está disposto na especificação DNIT 031/2006 - ES, que limita a valores máximos de 50% de desgaste para agregados empregados em pavimentos asfálticos. A título de informação, cabe salientar que a Prefeitura do município do Rio de Janeiro é um pouco mais tolerante em relação ao desgaste abrasivo, limitando a propriedade a 55%. A metodologia AASHTO M 323 - 13 não especifica limites para a abrasão *Los Angeles*, uma vez que cada agência rodoviária é incumbida de estabelecê-los localmente.

Tabela 4.2: Abrasão *Los Angeles* dos agregados graúdos

Agregado	Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	Critério (%)	
		DNIT 031/2006 - ES	Prefeitura do Rio de Janeiro
Brita 1	26,5	< 50,0	< 55,0
Brita 0	27,6		

Os valores apresentados na Tabela 4.2 são referentes à média de valores obtidos para ensaios realizados em duplicatas. Pode-se observar que ambos os materiais satisfizeram o critério adotado, sendo agregados apropriados para a utilização em

misturas asfálticas.

4.1.3 Equivalente de areia

A Tabela 4.3 apresenta o resultado de equivalente de areia para o agregado miúdo utilizado. O valor reportado é referente à média de três amostras ensaiadas. O critério de aceitação adotado segue a recomendação da especificação DNIT 031/2006 - ES, a qual estabelece um valor mínimo de 55%. O valor adotado é superior ao exigido pela metodologia AASHTO M 323 - 13, que é de 45% para o tráfego de projeto escolhido nesta pesquisa. Observa-se que o valor encontrado é satisfatório, com o pó de pedra sendo considerado apropriado para a utilização em misturas asfálticas.

Tabela 4.3: Equivalente de areia do agregado miúdo

Agregado miúdo	Equivalente de areia (%)	Critério (%)	
		DNIT 031/2006 - ES	AASHTO M 323 - 13
Pó de Pedra	71,0	> 55,0	> 45,0

4.1.4 Método Bailey

A mistura de agregados para a produção das misturas asfálticas deste estudo foi elaborada e analisada por meio do Método Bailey. Antes da obtenção dos parâmetros AG, GAM e MAM, optou-se por verificar o comportamento das misturas, ou seja, se é gráudo ou miúdo. O comportamento pode ser definido com a determinação da massa específica escolhida, selecionando o grau de intertravamento do agregado gráudo desejado. Para a mistura, o valor da massa específica escolhida foi de 100% da massa específica solta do agregado gráudo, o que deve culminar em um comportamento governado pela fração gráuda, segundo as indicações encontradas em Vavrik *et al.* (2002).

A adoção do valor de massa específica escolhida como sendo 100% da massa específica solta do agregado gráudo resulta em uma mistura de comportamento gráudo, porém, decidiu-se por realizar uma verificação para garantir a validade dessa premissa. Para tal, seguiu-se o procedimento descrito em Vavrik *et al.* (2002), o qual consiste na comparação dos valores da porcentagem de vazios dos agregados gráudos soltos no estado seco (VAG_{ss}) com a porcentagem de vazios dos agregados gráudos na mistura asfáltica (VAG_{mc}). Caso $VAG_{ss} > VAG_{mc}$, o intertravamento da mistura é governado pelo esqueleto pétreo formado pela fração gráuda e, caso contrário, a fração fina é quem

comanda o comportamento. O valor de VAG_{ss} foi encontrado por meio de procedimento descrito na especificação ABNT NBR NM 45:2006 e o valor de VAG_{mc} para cada mistura asfáltica pode ser encontrado pela Equação 4.1, de acordo com Cunha (2004). A Tabela 4.4 apresenta o valor de VAG_{ss} , comum para todas as misturas e os valores de VAG_{mc} calculados, bem como o comportamento de cada uma das misturas.

$$VAG_{mc} = 100 - \left(\frac{G_{mb}}{G_{sa}} * P_{ca} \right) \quad (4.1)$$

Onde:

VAG_{mc} = Vazios dos agregados graúdos na mistura asfáltica, %;

G_{mb} = Massa específica aparente da mistura asfáltica, g/cm³;

G_{sa} = Massa específica aparente dos agregados graúdos, g/cm³;

P_{ca} = Porcentagem de agregados graúdos na mistura asfáltica, %.

Tabela 4.4: Verificação do comportamento das misturas asfálticas

Mistura asfáltica	TMN (mm)	VAG _{ss} (%)	VAG _{mc} (%)	Comportamento
CAP 30/45	19,0	47,9	43,2	Graúdo
CAP 30/45 + 15% TLA	19,0	47,9	43,3	Graúdo
CAP 30/45 + 25% TLA	19,0	47,9	43,2	Graúdo
CAP 30/45 + 50% TLA	19,0	47,9	43,5	Graúdo
CAP 50/70	19,0	47,9	43,6	Graúdo
CAP 50/70 + 15% TLA	19,0	47,9	43,5	Graúdo
CAP 50/70 + 25% TLA	19,0	47,9	43,5	Graúdo
CAP 50/70 + 50% TLA	19,0	47,9	43,5	Graúdo

Os resultados mostrados na Tabela 4.4 corroboram com o valor de 100% de massa específica escolhida, que foi adotado, justamente, para que o comportamento da mistura elaborada pelo Método Bailey fosse governado pelos agregados graúdos. Com o comportamento da mistura de agregados confirmado como graúdo, foram, então, definidos os parâmetros do método, sendo apresentados os resultados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: Parâmetros do Método Bailey da mistura de agregados elaborada

Proporções	TMN (mm)	Limites	Valores obtidos	Comportamento
AG	19,0	0,60 - 0,75	0,85	
GAM	19,0	0,35 - 0,50	0,58	Graúdo
MAM	19,0	0,35 - 0,50	0,56	

Pode ser observado na Tabela 4.5 que nenhum dos valores encontrados para as

proporções foi enquadrado nos limites propostos para misturas com TMN de 19 mm. Várias tentativas de enquadramento foram realizadas, considerando-se a utilização de misturas com TMN de 19 mm, no entanto, com os agregados disponíveis e suas respectivas distribuições granulométricas, esta foi a que apresentou resultados mais próximos para ambos os limites. Cabe salientar que a granulometria dos materiais pode não estar garantida devido ao não quarteamento da totalidade das amostras quando recebidas, para posterior redistribuição, sendo os sacos individuais quarteados apenas com separador metálico, conforme descrito pelo método A da especificação DNER-PRO 199/96.

A Proporção AG está acima do limite superior de 0,75, o que indica certo desequilíbrio na fração de agregados graúdos, havendo a predisposição das partículas passantes na PM controlarem o esqueleto de agregado graúdo e fazendo com que as partículas da fração graúda dos agregados graúdos fiquem relativamente afastadas. Além disso, esta condição tende a elevar o VAM da mistura.

A Proporção GAM está acima do limite superior de 0,50, o que indica uma maior compactação dos agregados miúdos abaixo da PCP, devido ao aumento do volume da porção miúda, que se apresenta em quantidade excessiva. Misturas com valores superiores a 0,50 normalmente exibem um desvio para baixo na porção miúda, o que pode indicar uma mistura não adequada sob o ponto de vista estrutural, conforme explicitado por Nascimento (2008). Além disso, esta condição indica que o VAM tende a ser menor. A Proporção MAM está, também, acima do limite superior de 0,50, indicando a tendência do VAM ser menor para as misturas asfálticas.

4.1.5 AIMS 2

Os agregados utilizados para a composição granulométrica da mistura foram analisados no sistema AIMS 2 para a caracterização das propriedades de angularidade, textura e forma. A Tabela 4.6 apresenta os resultados das propriedades fornecidas pelo sistema, a partir da média ponderada dos valores obtidos para os diferentes tamanhos de partículas. A análise dos resultados encontrados foi realizada com base nos valores propostos por Ibiapina *et al.* (2018).

Tabela 4.6: Resultados das propriedades dos agregados encontradas no AIMS 2

Propriedade do AIMS 2	Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra	Classificação das propriedades de acordo com Ibiapina <i>et al.</i> (2018)	
				Ag. Graúdos	Ag. Miúdo
Angularidade	2756	3260	-	Subarredondado	-
Textura	553	531	-	Baixa rugosidade	-
Esfericidade	0,68	0,72	-	Baixa e moderada	-
Angularidade	-	-	3050	-	Subarredondado
Forma 2D	-	-	8,41	-	Semicircular
F&E 5:1 (%)	0	0	-	-	-
F&E 3:1 (%)	2,7	0	-	-	-
F&E 2:1 (%)	40,1	29,4	-	-	-

A propriedade de angularidade pode ser caracterizada tanto para agregados miúdos quanto para agregados graúdos, sendo medidas as variações geométricas nas bordas das partículas por meio de imagens bidimensionais. Quanto mais próximo de 0 o valor, mais circular é o material. Todos os agregados, graúdos e miúdos, tiveram seus grãos classificados como subarredondados. Para a pavimentação, quanto mais angulares forem os materiais utilizados, melhor é o desempenho que se espera em campo, devido ao melhor intertravamento proporcionado.

A propriedade Forma 2D é utilizada para quantificar a forma relativa dos agregados miúdos por meio de imagens bidimensionais das partículas. O valor para este parâmetro, quanto mais próximo de 0, caracteriza um material mais circular. O pó de pedra utilizado teve suas partículas classificadas como semicirculares.

A propriedade de textura dos agregados graúdos indica a suavidade relativa de suas superfícies. Quanto mais próximo de 0 o valor para este parâmetro, mais lisas e polidas são as partículas. Ambos os materiais graúdos utilizados foram classificados com baixa rugosidade. Segundo Bernucci *et al.* (2008), a textura dos agregados tem influência direta na trabalhabilidade, na adesividade e na resistência ao atrito e ao cisalhamento das misturas asfálticas. À medida que a rugosidade do material aumenta, há uma tendência de perda de trabalhabilidade e aumento na resistência ao cisalhamento. Com os resultados apresentados, pode-se inferir que as partículas graúdas dos agregados empregados para comporem as misturas asfálticas não prejudicam a trabalhabilidade, no entanto, podem apresentar problemas de adesividade ligante/agregados e baixa resistência ao atrito e ao cisalhamento.

A propriedade de esfericidade dos agregados graúdos descreve a maneira tridimensional da partícula. Quanto mais próximo de 1 esse valor, mais as partículas tendem a apresentar as mesmas dimensões nas três direções (x, y e z). A brita 1 utilizada foi classificada com esfericidade baixa e a brita 0 com esfericidade moderada.

A determinação da relação entre as partículas achatadas e alongadas (F&E) deu-se somente para os agregados graúdos. As relações consideradas entre a maior e a menor dimensões foram de 5:1, 3:1 e 2:1. Tanto a brita 1 como a brita 0 apresentaram valores satisfatórios no que diz respeito à relação 5:1 de partículas F&E, que é a adotada na especificação AASHTO M 323-13, tendo um limite máximo de aceitação de 10%. Cabe salientar que os valores encontrados para a relação 3:1 também são capazes de atender à especificação. Por sua vez, a proporção 2:1 apresentou valores bem superiores aos 10% máximos de partículas F&E para a relação 5:1.

De uma maneira geral, os agregados utilizados neste estudo são adequados para comporem uma mistura asfáltica. Devido aos resultados das propriedades avaliadas por meio do AIMS 2, pode-se citar que a mistura elaborada pode apresentar dificuldade de intertravamento entre os materiais, por não exibirem uma angularidade elevada e problemas de adesividade ligante/agregado, além de baixa resistência ao atrito e ao cisalhamento, devido à baixa rugosidade das partículas graúdas.

4.2 LIGANTES ASFÁLTICOS

4.2.1 Penetração

A atual classificação brasileira de ligantes asfálticos é realizada por meio do parâmetro de penetração e está presente na Resolução N°19 da ANP de 2005. A Tabela 4.7 apresenta os resultados médios encontrados para cada ligante asfáltico utilizado no estudo, bem como do TLA puro, a partir do procedimento descrito na especificação DNIT 155/2010 - ME. Além disso, os materiais foram elencados da maior penetração encontrada para a menor.

Tabela 4.7: Penetração dos ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	Penetração a 25 °C, 100 g, 5 s (0,1 mm)
CAP 50/70	47
CAP 50/70 + 15% TLA	35
CAP 30/45	33
CAP 50/70 + 25% TLA	30
CAP 30/45 + 15% TLA	16
CAP 30/45 + 25% TLA	13
CAP 50/70 + 50% TLA	12
CAP 30/45 + 50% TLA	6
TLA puro	1

A partir dos resultados, é possível observar que o CAP 50/70 apresenta uma penetração igual a 47 dmm, valor menor que o limite inferior utilizado pela ANP para classificá-lo como 50/70. Geralmente, ligantes asfálticos do tipo CAP 50/70 fornecidos pela Reduc são bastante duros, ficando sua penetração próxima ao valor inferior do limite, como pode ser verificado em Mendes (2011). O valor encontrado pode ser explicado devido, além desta característica, ao endurecimento do ligante com o passar do tempo, mesmo que adequadamente estocado. Por sua vez, o CAP 30/45 apresentou penetração dentro da faixa para sua classificação, porém, o valor encontrado de 33 dmm também é muito próximo do limite inferior.

Avaliando-se os limites de penetração propostos pela especificação DNIT 168/2013 - EM (40 dmm - 55 dmm), percebe-se que todos os ligantes asfálticos produzidos com a adição de TLA, independente do teor adotado neste estudo, apresentaram penetrações menores que o valor do limite inferior estabelecido. Sendo assim, pode-se concluir que a adição de TLA em valores de 15% ou mais a ligantes convencionais produzidos pela Reduc, não torna possível o enquadramento dos materiais nos limites estabelecidos pelo DNIT, mesmo que o teor mínimo de TLA recomendado para modificação de um ligante convencional seja de 25%. Sugere-se que haja um adendo na especificação informando qual a consistência que os materiais tomados como base para adição de TLA devem apresentar, ou seja, qual o valor de penetração mínimo que devem ter para que, após a inserção de 25% de TLA, seja respeitada a faixa de penetração.

A critério de informação, o CAP modificado por TLA fornecido pela BETUNEL apresenta uma penetração entre 30 dmm e 45 dmm, sendo o ligante base utilizado para

modificação um CAP 50/70, onde se incorpora 25% de TLA. Além disso, Cavalcanti (2010) produziu um CAP 50/70 + 25% TLA de maneira semelhante ao realizado neste trabalho e encontrou uma penetração de 36 dmm. O material gerado pelo autor também não se enquadra na especificação do DNIT (criada posteriormente ao seu estudo), sendo o ligante base utilizado um CAP 50/70 de penetração de 63 dmm.

A adição de TLA aos ligantes asfálticos tornou-os mais duros à medida em que se aumentou o teor utilizado. Esse endurecimento era esperado, uma vez que a penetração do TLA puro é muito baixa, da ordem de 1 dmm a 5 dmm. Mesmo não se tratando de uma propriedade fundamental do material, os resultados encontrados para penetração indicam uma tendência de aumento na consistência dos asfaltos produzidos.

4.2.2 Massa específica

As massas específicas dos ligantes puros e com a incorporação de TLA foram determinadas por meio do procedimento descrito na especificação DNER-ME 193/96. A Figura 4.1 apresenta os resultados graficamente, por meio de curvas de massa específica vs. porcentagem de TLA. Os valores consistem na média obtida entre duas amostras.

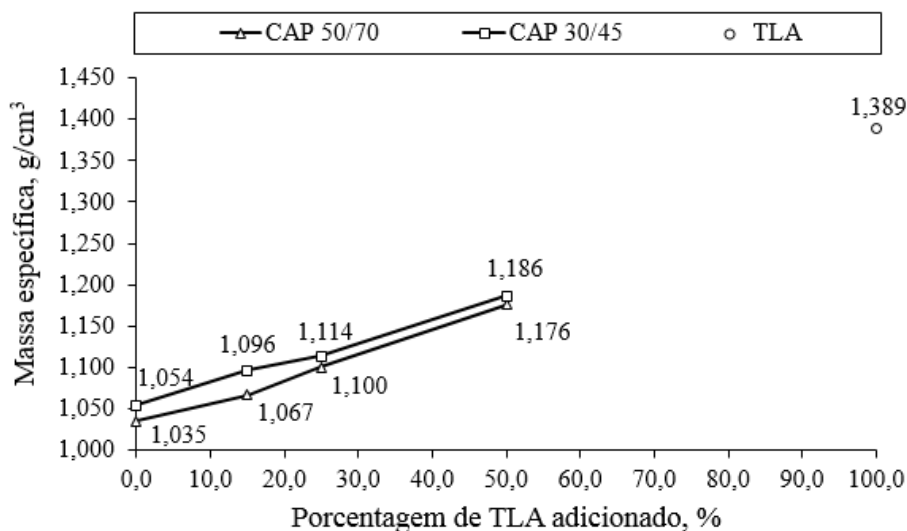


Figura 4.1: Massa específica vs. porcentagem de TLA adicionado

O conhecimento das massas específicas dos ligantes asfálticos é muito importante, pois devem ser usadas na dosagem das misturas. Geralmente, os asfaltos têm massa específica entre 0,98 g/cm³ e 1,02 g/cm³ (BERNUCCI *et al.*, 2008). Os ligantes asfálticos convencionais apresentaram valores ligeiramente superiores a 1,02 g/cm³, como pode ser observado na Figura 4.1. Além disso, observa-se que à medida que os teores de TLA

adicionados foram aumentando, aumentaram-se, também, os valores de massa específica, o que era esperado, uma vez que o TLA puro apresenta massa específica da ordem de 1,3 g/cm³ a 1,5 g/cm³ (1,389 g/cm³ para o deste estudo), que é superior aos demais ligantes asfálticos convencionais.

4.2.3 Ponto de amolecimento

O ponto de amolecimento busca definir a temperatura na qual o ligante asfáltico atinge a condição de escoamento. A Tabela 4.8 apresenta os resultados médios encontrados para os ligantes asfálticos utilizados neste estudo a partir do procedimento descrito na especificação DNIT 131/2010 - ME. Além disso, os materiais foram elencados da menor temperatura de ponto de amolecimento encontrada para a maior.

Tabela 4.8: Ponto de amolecimento dos ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	Ponto de Amolecimento (°C)
CAP 50/70	48
CAP 50/70 + 15% TLA	51
CAP 30/45	53
CAP 50/70 + 25% TLA	54
CAP 30/45 + 15% TLA	57
CAP 30/45 + 25% TLA	59
CAP 50/70 + 50% TLA	60
CAP 30/45 + 50% TLA	64
TLA puro	85

A partir dos resultados, é possível observar que o CAP 50/70 foi o material que apresentou a menor temperatura de ponto de amolecimento, o que era esperado, uma vez que foi o ligante que obteve a maior penetração. O ordenamento dos valores seguiu a mesma sequência apresentada nos resultados de penetração, o que significa uma coerência nos resultados obtidos, pois esperam-se temperaturas de amolecimento superiores à medida que os produtos se tornam mais duros, ou seja, quanto maior for a adição de TLA. Além disso, o TLA adicionado na mesma proporção em ambos os ligantes base acabou por gerar produtos com ponto de amolecimento superior quando se fez uso do CAP 30/45, por ele ser mais consistente que o CAP 50/70.

Todos os teores de TLA adicionados aos ligantes convencionais conferiram aos materiais gerados pontos de amolecimento superiores ao mínimo exigido pela especificação DNIT 168/2013 - EM, que é de 50°C. Cavalcanti (2010) encontrou para o

CAP 50/70 + 25% TLA produzido em seu estudo uma temperatura de ponto de amolecimento de 53,6°C, que satisfaz o mínimo exigido pela norma brasileira.

Uma análise interessante que pode ser feita é em relação aos valores tanto de ponto de amolecimento como de penetração do CAP 50/70. Este ligante asfáltico foi o único cuja penetração de 47 dmm ficou dentro da faixa de classificação por penetração adotada na norma DNIT 168/2013 - EM (mesmo que seja para asfaltos modificados por TLA), porém, também foi o único a não atingir o valor mínimo de 50°C para o ponto de amolecimento, fato este, observado de maneira contrária para os demais ligantes asfálticos. A conclusão é que os valores de penetração e ponto de amolecimento adotados pela especificação acabam por se contradizer, sugerindo-se que um dos parâmetros seja revisado.

4.2.4 Estabilidade ao armazenamento (separação de fase)

O ensaio de separação de fase foi realizado com amostras dos ligantes asfálticos que foram modificados com TLA. O objetivo de efetuar o teste foi verificar se a metodologia adotada para a mistura dos ligantes asfálticos foi adequada, garantindo, assim, uma eficiente modificação. O procedimento utilizado é preconizado pela especificação ABNT NBR 15166:2004. A Tabela 4.9 apresenta os resultados encontrados para as amostras de topo e base, bem como a diferença entre ambas para cada material. Observando os resultados, pode-se concluir que o processo de modificação adotado foi satisfatório, uma vez que nenhum dos ligantes asfálticos produzidos com a adição de TLA excedeu o limite máximo estabelecido pela norma DNIT 168/2013 - EM, que é de 5°C.

Tabela 4.9: Estabilidade ao armazenamento dos ligantes asfálticos com adição de TLA

Ligantes Asfálticos	Temperatura de Ponto de Amolecimento (°C)		DNIT 168/2013 - EM (5 °C máx.)	Estabilidade ao Armazenamento
	Base do Tubo	Topo do Tubo	Diferença (°C)	
CAP 30/45 + 15% TLA	56	56	0	Processo de modificação foi satisfatório
CAP 30/45 + 25% TLA	57	57	0	
CAP 30/45 + 50% TLA	62	62	0	
CAP 50/70 + 15% TLA	50	50	0	
CAP 50/70 + 25% TLA	50,5	50	0,5	
CAP 50/70 + 50% TLA	56	56	0	

4.2.5 Viscosidade Brookfield

Medidas de viscosidade dos ligantes asfálticos obtidas no viscosímetro *Brookfield*

podem ser usadas para a determinação das temperaturas de usinagem e compactação, que garantem uma adequada cobertura dos agregados quando misturados. À medida que a consistência de um asfalto se eleva, espera-se que o mesmo ocorra com os valores de viscosidade. A Tabela 4.10 apresenta os resultados médios encontrados para os ligantes asfálticos deste estudo, que foram elencados da menor viscosidade para a maior e a Figura 4.2 demonstra o exemplo de uma curva viscosidade vs. temperatura utilizada para a definição das temperaturas de usinagem e compactação.

Tabela 4.10: Viscosidade *Brookfield* dos ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	Viscosidade <i>Brookfield</i> - spindle 21 (cP)				
	135°C	150°C	175°C	190°C	195°C
CAP 50/70	359	177	65	-	-
CAP 50/70 + 15% TLA	474	224	79	-	-
CAP 50/70 + 25% TLA	583	272	92	-	-
CAP 30/45	586	273	93	-	-
CAP 30/45 + 15% TLA	788	360	119	-	-
CAP 30/45 + 25% TLA	943	430	139	-	-
CAP 50/70 + 50% TLA	1251	568	179	110	-
CAP 30/45 + 50% TLA	1632	704	218	-	112

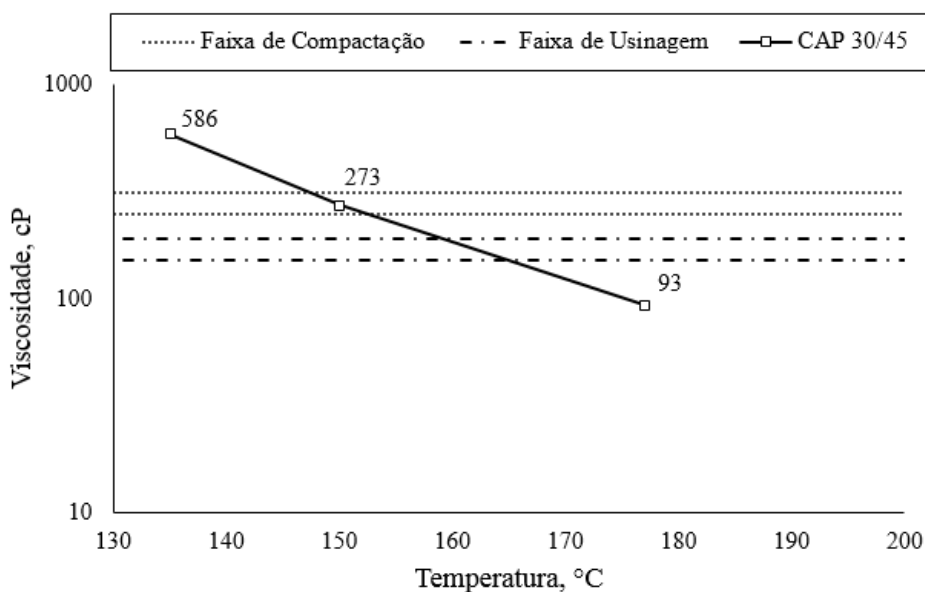


Figura 4.2: Curva viscosidade vs. temperatura do CAP 30/45 utilizado neste estudo

Todos os ligantes modificados pela adição de TLA respeitaram os limites de viscosidade mínimos da norma DNIT 168/2013 - EM (135°C - 400 cP; 150°C - 215 cP; 175°C - 80 cP), exceto o CAP 50/70 + 15% TLA que, na temperatura de 175°C, teve sua viscosidade uma unidade abaixo do mínimo proposto. Além disso, a ordenação dos ligantes alterou em relação aos ensaios de penetração e ponto de amolecimento, com o CAP 30/45 e o CAP 50/70 + 25% TLA trocando de posição, no entanto, os resultados

encontrados são muito semelhantes, como nos ensaios anteriores.

A viscosidade encontrada para o CAP 50/70 + 25% TLA deste estudo é bastante semelhante à encontrada por Cavalcanti (2010), que foi um pouco inferior nas temperaturas de 135°C e 150°C e um pouco superior na de 175°C. À medida que os teores de TLA adicionados foram aumentando, a consistência e/ou rigidez dos ligantes asfálticos produzidos seguiu o mesmo caminho, o que acabou culminando em temperaturas de usinagem e compactação superiores. Nos casos onde o teor de TLA adicionado foi de 50%, o incremento de viscosidade foi bastante elevado, fazendo com que se extrapolasse o limite máximo de aquecimento de ligantes asfálticos (para usinagem) permitido pela norma DNIT 031/2006 - ES, que é de 177°C.

4.2.6 Efeito do calor e do ar (envelhecimento em RTFOT)

O envelhecimento de curto prazo no RTFOT é capaz de simular o efeito que ocorre no material durante a usinagem. Geralmente, as especificações de ligantes asfálticos limitam uma variação de massa máxima de 1% após a aplicação do efeito de calor e do ar pelo equipamento. A Tabela 4.11 apresenta os resultados médios de variação de massa encontrados para os ligantes asfálticos deste estudo. Além da temperatura usual de 163°C, as amostras de CAP 30/45 + 50% TLA e CAP 50/70 + 50% TLA foram envelhecidas em suas temperaturas de usinagem (185°C e 179°C, respectivamente).

Tabela 4.11: Variação de massa dos ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	Temperatura (°C)	Varição de Massa (%)
CAP 30/45	163	0,108
CAP 30/45 + 15% TLA	163	0,098
CAP 30/45 + 25% TLA	163	0,126
CAP 30/45 + 50% TLA	163	0,315
CAP 30/45 + 50% TLA	185	0,448
CAP 50/70	163	0,100
CAP 50/70 + 15% TLA	163	0,185
CAP 50/70 + 25% TLA	163	0,112
CAP 50/70 + 50% TLA	163	0,349
CAP 50/70 + 50% TLA	179	0,492

A especificação DNIT 168/2013 - EM limita a variação de massa máxima a 1% e pode-se observar que, independente da temperatura de envelhecimento, todos os ligantes asfálticos apresentaram resultados satisfatórios, permanecendo abaixo de 0,5%. Ambos

os CAPs com adição de 50% de TLA que foram envelhecidos em temperaturas superiores aos 163°C tiveram variações de massa maiores, perdendo entre 0,10% e 0,15% a mais de massa que na temperatura convencional. Pesquisadores como Juan e Xiaoning (2005) verificaram que o envelhecimento de asfaltos modificados no RTFOT é inadequado na temperatura de 163°C, uma vez que são expostos a condições mais severas durante a construção do que asfaltos convencionais, devendo ser aplicado um procedimento mais rigoroso no RTFOT do que o atual, desenvolvido para ligantes asfálticos não modificados. A justificativa dos autores enfatiza que um dos principais problemas relatados é o de asfaltos modificados apresentarem uma viscosidade muito elevada, fazendo com que não escoem adequadamente nos frascos de vidro durante o ensaio. Devido a isso, decidiu-se utilizar as temperaturas de usinagem dos ligantes asfálticos produzidos com 50% de TLA, observando a repercussão na perda de massa.

Juan e Xiaoning (2005) concluíram que a temperatura do RTFOT tem um efeito significativo no processo de envelhecimento e uma elevação adequada pode sujeitar um ligante asfáltico modificado a um envelhecimento de curto prazo apropriado sem a necessidade de introdução de novos equipamentos. Além disso, os autores propuseram que se o ligante modificado na condição virgem apresentar PG 70, deve ser envelhecido a 173°C no RTFOT e, caso seja classificado como PG 76 ou superior, recomendam a temperatura de 178°C. Cabe salientar que essa conclusão foi tomada com base em ensaios de viscosidade e no DSR, para ligantes modificados por polímeros, sem determinação da variação de massa.

A perda de massa devido ao envelhecimento no RTFOT indica que componentes voláteis do ligante asfáltico foram perdidos durante o processo, no entanto, devido à reação com o oxigênio, muitas vezes a massa da amostra aumenta durante o ensaio (HUNTER *et al.*, 2015). Com os resultados apresentados, a dúvida que fica é em relação à perda de voláteis ou à oxidação dos ligantes modificados por TLA e se essa perda foi devido a um dos processos ocorridos ou de ambos. Estudos aprofundados e complementares sobre a composição química antes e após RTFOT dos materiais produzidos são necessários, evidenciando o fator que foi predominante para a perda de massa.

Em seu estudo, Cavalcanti (2010) encontrou uma perda de massa para o CAP 50/70 + 25% TLA produzido de 0,22%, citando que esse valor não era esperado, pois foi

superior ao CAP 50/70 puro que, teoricamente, possui maior quantidade de voláteis. O autor admitiu que essa perda é devida à composição do TLA. O mesmo foi observado nesta pesquisa em relação às adições de TLA e aos ligantes convencionais base, o que reforça a necessidade já comentada de realização de estudos mais aprofundados sobre a química dos produtos gerados.

4.2.7 Classificação de desempenho PG e *Continuous Grade* (PG verdadeiro)

Os ligantes asfálticos convencionais e modificados por TLA neste estudo foram classificados de acordo com a metodologia AASHTO M 332 - 14. A Tabela 4.12 mostra o grau de desempenho PG encontrado e o PG verdadeiro calculado para cada material. Além disso, as Tabelas 4.13 a 4.20 indicam os resultados médios encontrados a partir de duas amostras para os parâmetros avaliados e os critérios especificados, bem como as normas dos procedimentos seguidos e as temperaturas em que se realizaram os ensaios.

Nas tabelas constam a classificação dos materiais quanto ao nível de tráfego que devem resistir, de acordo com o ensaio de MSCR. Os níveis de tráfego são definidos baseados no volume de tráfego e na velocidade, variando do grau padrão até o grau extremamente alto. Quanto menor é a velocidade e maior o volume de tráfego, melhor é a resposta do ligante asfáltico em relação à deformação permanente.

A especificação ASTM D 6626-01 apresenta uma nomenclatura própria para ligantes asfálticos modificados com TLA, onde o grau de desempenho é denominado de TLG, ao invés de PG. No entanto, para a presente pesquisa, adotou-se a nomenclatura convencional da metodologia AASHTO M 332 - 14 para os ligantes produzidos com adição de TLA.

Tabela 4.12: Classificação PG e PG verdadeiro dos ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	Grau de Desempenho PG	<i>Continuous Grade</i> (PG verdadeiro)
CAP 30/45	70-16 S	71,7-21,8
CAP 30/45 + 15% TLA	70-16 S	75,6-18,5
CAP 30/45 + 25% TLA	76-16 S	78,7-16,1
CAP 30/45 + 50% TLA	82-10 S	85,2-10,8
CAP 50/70	64-22 S	64,6-26,1
CAP 50/70 + 15% TLA	64-22 S	69,2-23,9
CAP 50/70 + 25% TLA	70-22 S	71,6-22,6
CAP 50/70 + 50% TLA	76-16 H	81,1-16,3

Tabela 4.13: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 utilizado

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 30/45				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	586
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	64		3,27
		70	> 1,00 kPa	1,45
		76		0,69
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test (RTFOT)</i> - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	64		6,36
		70	> 2,20 kPa	2,73
		76		1,26
Varição de Massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,108
MSCR - J _{nr 3,2}	M 332	70	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5]	3,58
			H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0]	
			V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0]	
			E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	70	< 75,00%	5,53
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel (PAV)</i> - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	25		11267
		28	< 5000 kPa	7535
		31		4833
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-6		172
		-12	S < 300 MPa	303
		-18		598
Coeficiente angular	D 6648	-6		0,364
		-12	m > 0,300	0,298
		-18		0,236

Tabela 4.14: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 + 15% TLA produzido

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 30/45 + 15% TLA				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	788
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		70		2,32
G* /sen(d) (kPa)	T 315	76	> 1,00 kPa	1,06
		82		0,53
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test</i> (RTFOT) - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		70		4,66
G* /sen(d) (kPa)	T 315	76	> 2,20 kPa	2,08
		82		1,01
Variação de Massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,098
MSCR - J _{nr 3,2}	M 332	70	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5] H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0] V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0] E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	2,08
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	70	< 75,00%	5,18
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel</i> (PAV) - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		28		11112
G* /sen(d) (kPa)	T 315	31	< 5000 kPa	7484
		34		4886
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
		-6		218
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-12	S < 300 MPa	467
		-18		836
		-6		0,399
Coefficiente angular	D 6648	-12	m > 0,300	0,280
		-18		0,220

Tabela 4.15: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 + 25% TLA produzido

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 30/45 + 25% TLA				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	943
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		70		3,03
G* /sen(d) (kPa)	T 315	76	> 1,00 kPa	1,39
		82		0,67
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test (RTFOT)</i> - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		70		6,99
G* /sen(d) (kPa)	T 315	76	> 2,20 kPa	3,08
		82		1,45
Variação de Massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,126
MSCR - J _{nr 3,2}	M 332	76	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5] H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0] V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0] E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	3,32
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	76	< 75,00%	8,00
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel (PAV)</i> - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		31		8226
G* /sen(d) (kPa)	T 315	34	< 5000 kPa	5447
		37		3508
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
		-6		297
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-12	S < 300 MPa	533
		-18		706
		-6		0,336
Coefficiente angular	D 6648	-12	m > 0,300	0,249
		-18		0,226

Tabela 4.16: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 30/45 + 50% TLA produzido

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 30/45 + 50% TLA				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	1632
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		76		3,02
G* /sen(d) (kPa)	T 315	82	> 1,00 kPa	1,44
		88		0,73
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test (RTFOT)</i> - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		76		9,24
G* /sen(d) (kPa)	T 315	82	> 2,20 kPa	4,21
		88		2,02
Variação de Massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,315
MSCR - J _{nr 3,2}	M 332	82	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5] H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0] V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0] E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	2,4
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	82	< 75,00%	5,49
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel (PAV)</i> - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
		37		10017
G* /sen(d) (kPa)	T 315	40	< 5000 kPa	6689
		43		4354
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
		0		274
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-6	S < 300 MPa	561
		-12		855
		0		0,346
Coefficiente angular	D 6648	-6	m > 0,300	0,254
		-12		0,210

Tabela 4.17: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 utilizado

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 50/70				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	359
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	58	> 1,00 kPa	3,04
		64		1,31
		70		0,61
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test (RTFOT)</i> - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	58	> 2,20 kPa	5,77
		64		2,39
		70		1,07
Varição de Massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,100
MSCR - J _{nr 3,2}	M 332	64	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5]	3,06
			H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0]	
			V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0]	
			E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	64	< 75,00%	4,45
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel (PAV)</i> - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	22	< 5000 kPa	8718
		25		5682
		28		3573
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-12	S < 300 MPa	166
		-18		298
		-24		512
Coeficiente angular	D 6648	-12	m > 0,300	0,363
		-18		0,271
		-24		0,207

Tabela 4.18: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 + 15% TLA produzido

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 50/70 + 15% TLA				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	474
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	64	> 1,00 kPa	2,29
		70		1,02
		76		0,49
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test</i> (RTFOT) - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	64	> 2,20 kPa	4,51
		70		1,96
		76		0,91
Varição de Massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,185
MSCR - J _{nr 3,2}	M 332	64	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5]	2,09
			H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0]	
			V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0]	
			E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	64	< 75,00%	3,89
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel</i> (PAV) - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	22	< 5000 kPa	11135
		25		7437
		28		4785
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-6	S < 300 MPa	109
		-12		223
		-18		469
Coeficiente angular	D 6648	-6	m > 0,300	0,433
		-12		0,322
		-18		0,254

Tabela 4.19: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 + 25% TLA produzido

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 50/70 + 25% TLA				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	583
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	64		3,05
		70	> 1,00 kPa	1,37
		76		0,65
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test (RTFOT)</i> - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	64		6,25
		70	> 2,20 kPa	2,70
		76		1,24
Varição de Massa (%)	T 240	-	< 1,0%	0,112
MSCR - J _{nr 3,2}	M 332	70	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5]	3,91
			H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0]	
			V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0]	
			E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	70	< 75.00%	5,40
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel (PAV)</i> - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	22		9381
		25	< 5000 kPa	6155
		28		3924
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-6		144
		-12	S < 300 MPa	233
		-18		585
Coeficiente angular	D 6648	-6		0,424
		-12	m > 0,300	0,307
		-18		0,237

Tabela 4.20: Classificação pela metodologia AASHTO M 332 - 14 do CAP 50/70 + 50% TLA produzido

Propriedade	Norma AASHTO/ASTM	Temperatura de Teste (°C)	Critério	Medida
CAP 50/70 + 50% TLA				
Ponto de Fulgor (°C)	T 48	-	> 230°C	> 230
Viscosímetro Rotacional				
Viscosidade Brookfield (cP)	D 4402	135	< 3000 cP	1251
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	70		3,98
		76	> 1,00 kPa	1,83
		82		0,90
Ligante Envelhecido no <i>Rolling Thin-Film Oven Test (RTFOT)</i> - AASHTO T 240				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	70		11,54
		76	> 2,20 kPa	5,05
		82		2,34
Varição de Massa (%)	T 240	-	< 1.0%	0,349
MSCR - J _{nr 3.2}	M 332	76	S [2.0 < J _{nr 3,2} < 4.5]	1,84
			H [1.0 < J _{nr 3,2} < 2.0]	
			V [0.5 < J _{nr 3,2} < 1.0]	
			E [0.0 < J _{nr 3,2} < 0.5]	
MSCR - J _{nr diff} (%)	M 332	76	< 75,00%	4,25
Ligante Envelhecido no RTFOT + <i>Pressure Aging Vessel (PAV)</i> - ASTM D 6521				
<i>Dynamic Shear Rheometer (DSR)</i>				
G* /sen(d) (kPa)	T 315	31		13078
		34	< 5000 kPa	8774
		37		5730
<i>Bending Beam Rheometer (BBR)</i>				
Módulo de rigidez (MPa)	D 6648	-6		294
		-12	S < 300 MPa	476
		-18		863
Coeficiente angular	D 6648	-6		0,323
		-12	m > 0,300	0,235
		-18		0,196

Os ligantes asfálticos convencionais CAP 30/45 e CAP 50/70 foram classificados segundo a metodologia AASHTO M 332 - 14 como materiais de grau PG 70-16 S e PG 64-22 S, respectivamente. Geralmente, estes asfaltos apresentam essa classificação, independente se a penetração estiver próxima ao limite superior ou inferior da especificação brasileira. Podem ser encontrados resultados similares nos estudos de autores como Pazos (2015) e Osmari (2016).

As adições de TLA conferiram aos materiais aumento no grau da temperatura alta (a partir de 25% de TLA) e diminuição no grau da temperatura baixa (apenas com 50% de TLA). Estas condições indicam que os materiais produzidos são capazes de suportar temperaturas ambientais elevadas, no entanto, o comportamento pode ser prejudicado quando de sua utilização em locais que apresentam temperaturas ambientais muito negativas. Tratando-se da classificação do CAP 50/70 + 25% TLA, o PG encontrado foi de 70-22 S. Autores como Cavalcanti (2010), Dantas (2015), Bruxel (2015) e Barros (2017) encontraram o mesmo grau de temperatura alta para este tipo de ligante asfáltico. O grau de temperatura baixa foi coincidente com os resultados de Bruxel (2015) e diferente do de Dantas (2015), sendo que ambas as autoras tiveram o material fornecido pela BETUNEL, não sendo produzido em laboratório.

A identificação de ligantes asfálticos modificados por meio dos testes convencionais dispostos nas especificações brasileiras não é eficiente, por se tratarem de ensaios empíricos que não são capazes de medir propriedades fundamentais dos materiais. Além disso, como a classificação PG tem suas temperaturas altas e baixas variando de seis em seis graus, optou-se pelo PG verdadeiro para identificar a partir de qual teor de TLA adicionado houve, realmente, a modificação dos ligantes convencionais. A escolha do PG verdadeiro se deu devido à possibilidade de serem identificadas as temperaturas exatas em relação aos parâmetros da metodologia AASHTO M 332 - 14.

O critério foi adotado baseado na “regra dos 90”. A especificação da metodologia AASHTO M 332 - 14 destina seus ensaios tanto para ligantes não modificados como para modificados. Entretanto, em determinadas ocasiões, como o envelhecimento no RTFOT, a seleção de ligantes e o orçamento disponível, torna-se interessante e útil saber se o material é modificado. A diferença entre os graus de temperatura alta e baixa pode fornecer indicações sobre a modificação, sendo que uma regra muito geral na indústria diz que se a diferença for maior do que 92, o ligante pode ser modificado e, à medida que

aumenta, a probabilidade e quantidade de modificação se torna maior (FHWA/NHI, 2000).

A Tabela 4.21 mostra a diferença entre as temperaturas altas e baixas do PG verdadeiro para os ligantes asfálticos produzidos com adição de TLA. Considerando a “regra dos 90”, todas as adições de TLA realizadas (15%, 25% e 50%) aos ligantes convencionais foram capazes de modificá-los. A norma DNIT 168/2013 - EM recomenda um teor mínimo de adição de TLA para garantir a modificação de 25%, porém, baseando-se na proposta deste estudo, pode-se concluir que um teor de 15% de adição já seria o suficiente. Cabe salientar que os resultados encontrados são dependentes, também, dos ligantes asfálticos convencionais utilizados e de suas propriedades.

Tabela 4.21: Consideração do PG verdadeiro para a "regra dos 90"

Ligantes Asfálticos	<i>Continuous Grade</i> (PG verdadeiro)	Diferença entre o Grau Alto e Baixo
CAP 30/45 + 15% TLA	75,6-18,5	94,1
CAP 30/45 + 25% TLA	78,7-16,1	94,8
CAP 30/45 + 50% TLA	85,2-10,8	96,0
CAP 50/70 + 15% TLA	69,2-23,9	93,1
CAP 50/70 + 25% TLA	71,6-22,6	94,2
CAP 50/70 + 50% TLA	81,1-16,3	97,4

4.2.8 Curva mestra

As Figuras 4.3 a 4.14 apresentam as curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico e ângulo de fase, no domínio da frequência reduzida, na temperatura de 25°C dos ligantes asfálticos utilizados neste estudo para as condições virgem, envelhecida em RTFOT e envelhecida em RTFOT + PAV. A partir das curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico, é possível observar que à medida que o TLA foi adicionado em maiores proporções, os ligantes asfálticos produzidos tornaram-se mais rígidos, o que era esperado, uma vez que o TLA é muito mais consistente que os ligantes convencionais. Além disso, o envelhecimento causa o mesmo efeito nos materiais semelhantes, tornando-os mais rígidos à medida que se dá o aumento de sua intensidade. A diferença de rigidez é mais pronunciada na parte inferior dos gráficos, quando plotados em escala log-log, que corresponde a baixas frequências, definindo o comportamento dos materiais em relação a velocidades de carregamento baixas e temperaturas altas. A Figura 4.15 ilustra as curvas mestras de módulo de cisalhamento dinâmico do CAP 30/45 + 25% TLA e do CAP 50/70

+ 25% TLA em todas as condições com a finalidade de observar o efeito do envelhecimento.

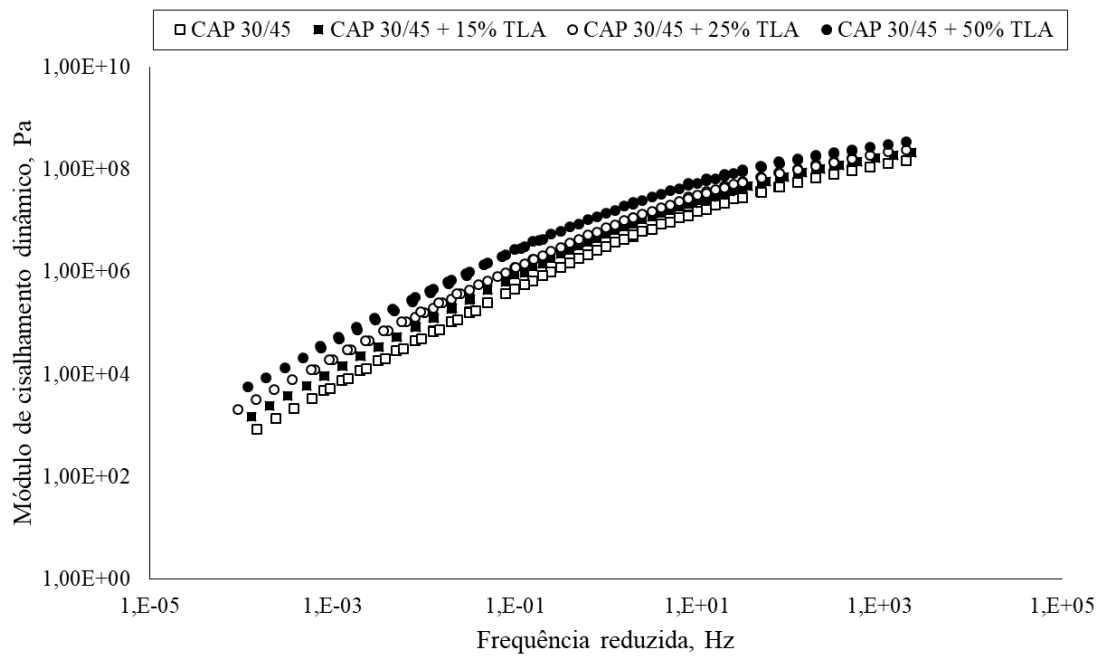


Figura 4.3: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA

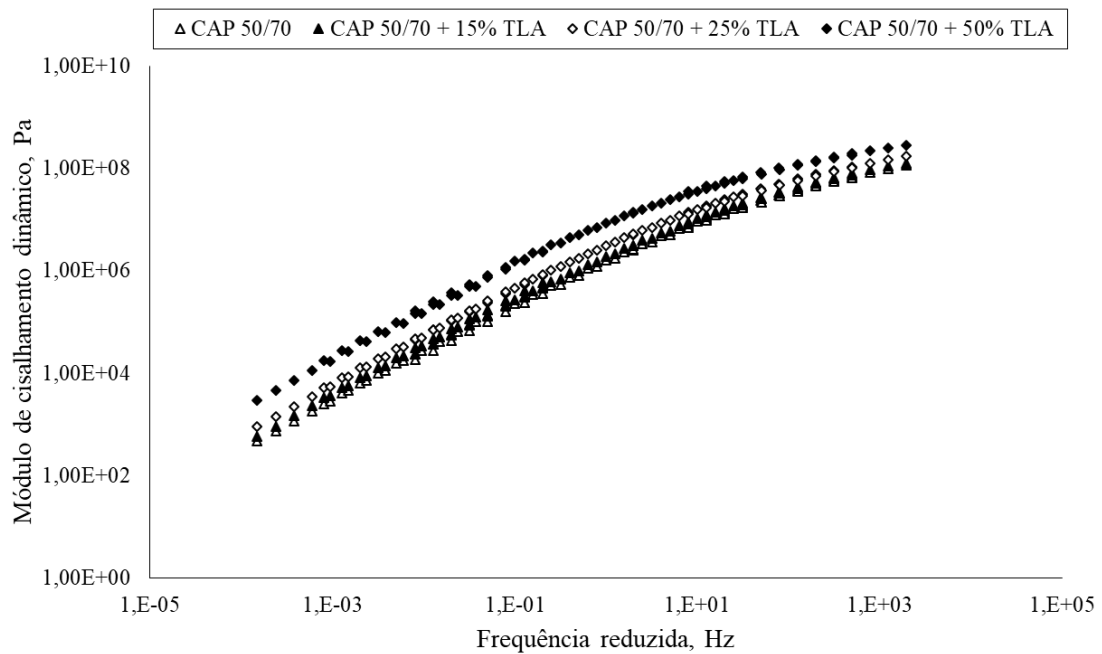


Figura 4.4: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA

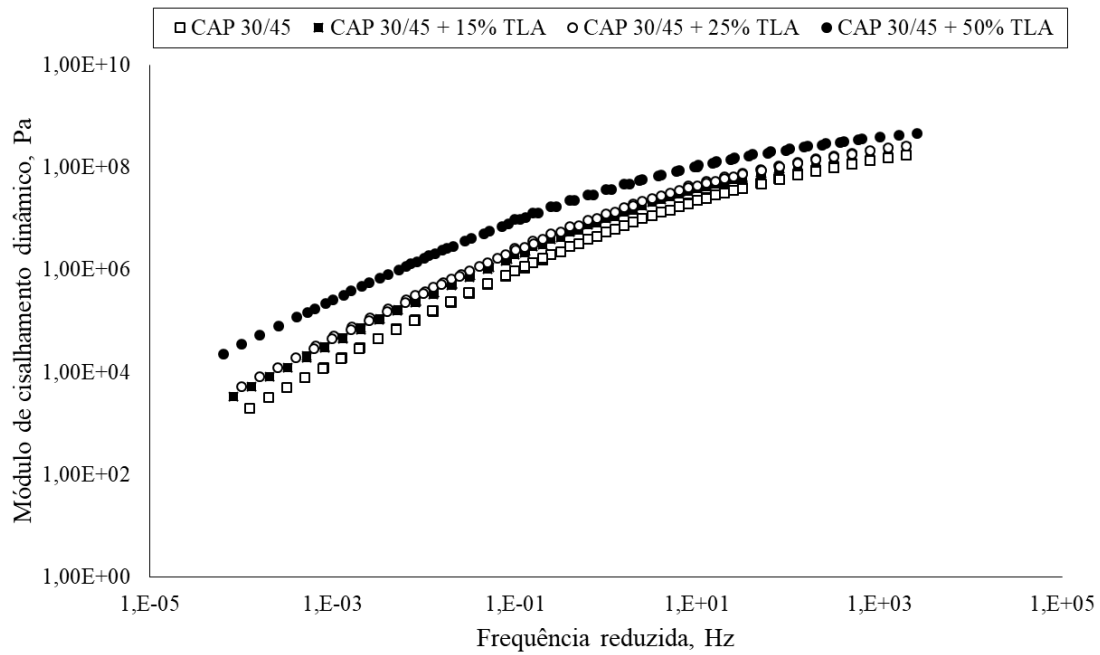


Figura 4.5: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA

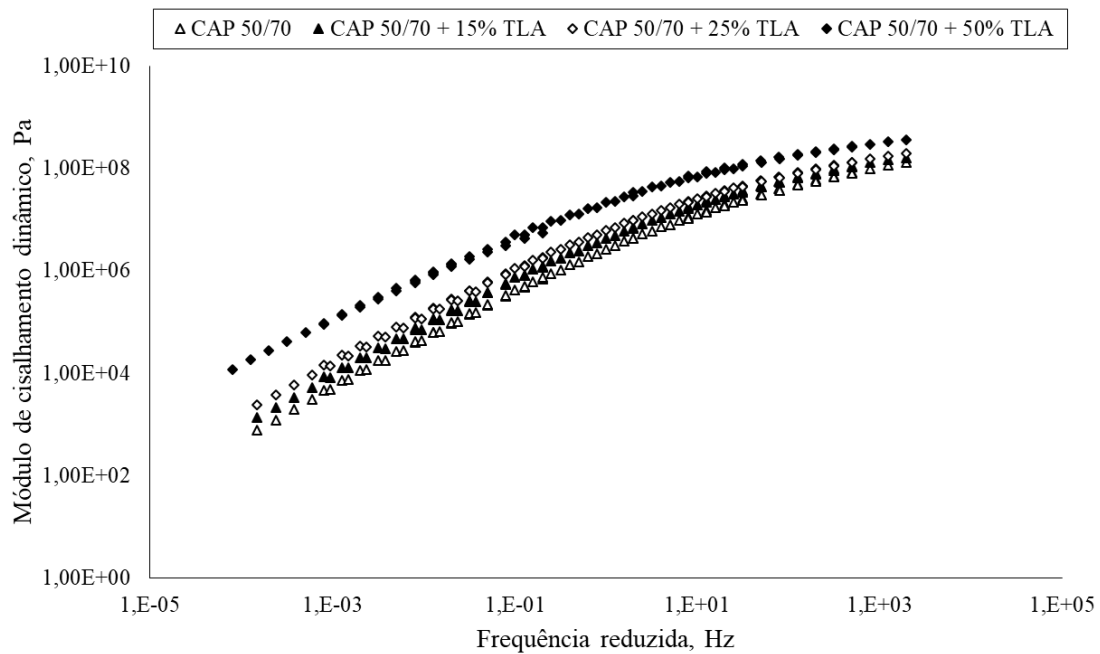


Figura 4.6: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA

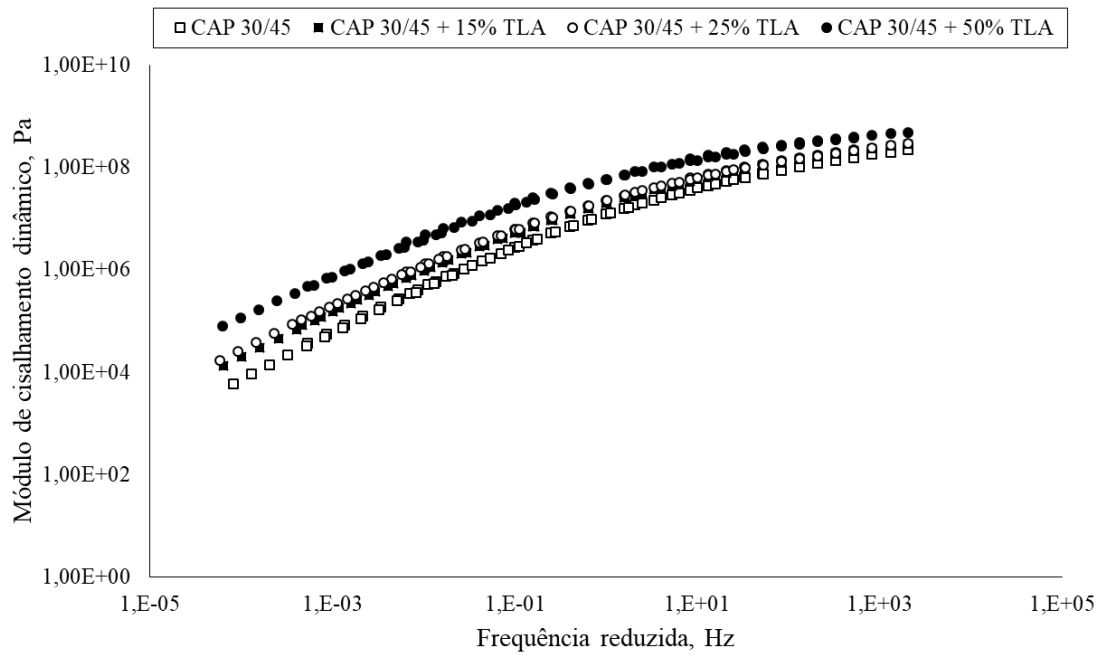


Figura 4.7: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA

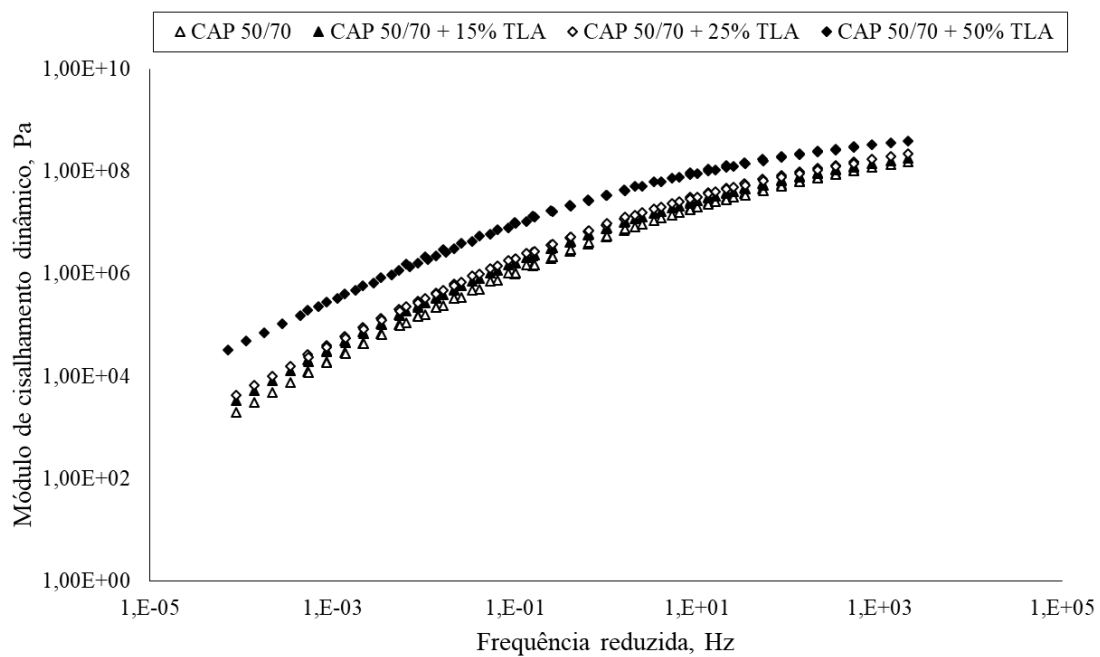


Figura 4.8: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA

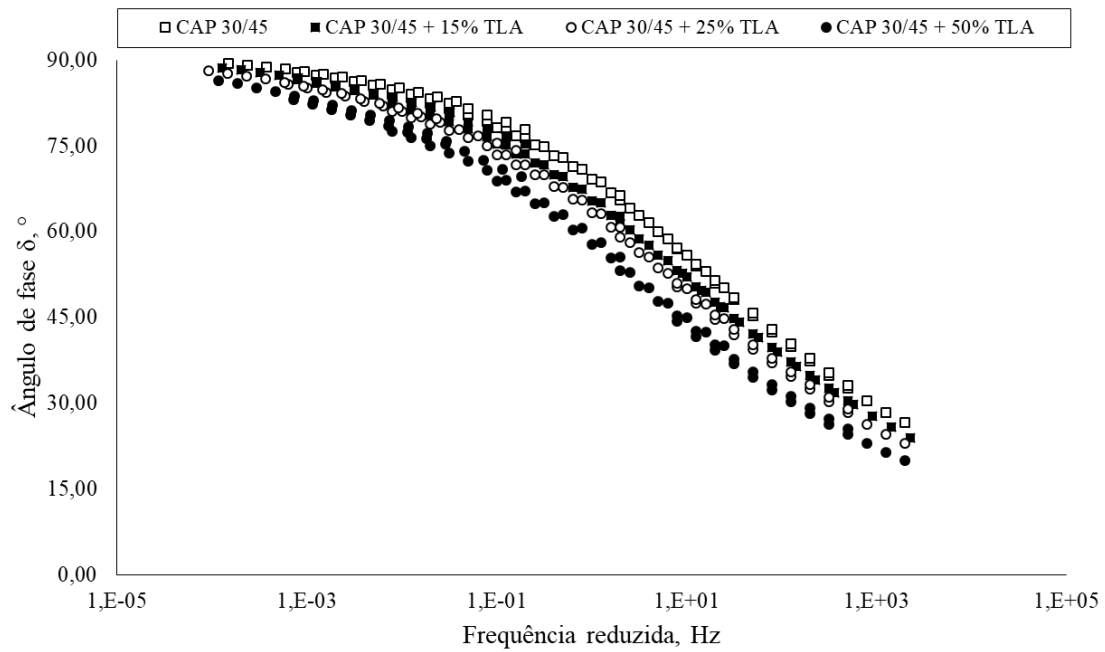


Figura 4.9: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA

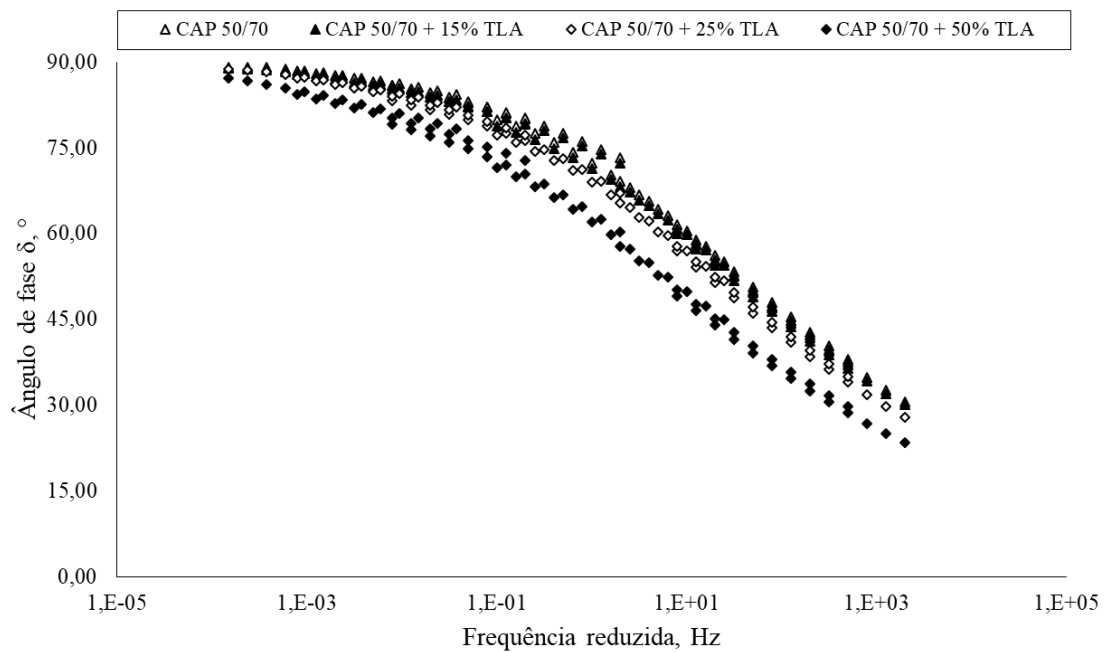


Figura 4.10: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição virgem do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA

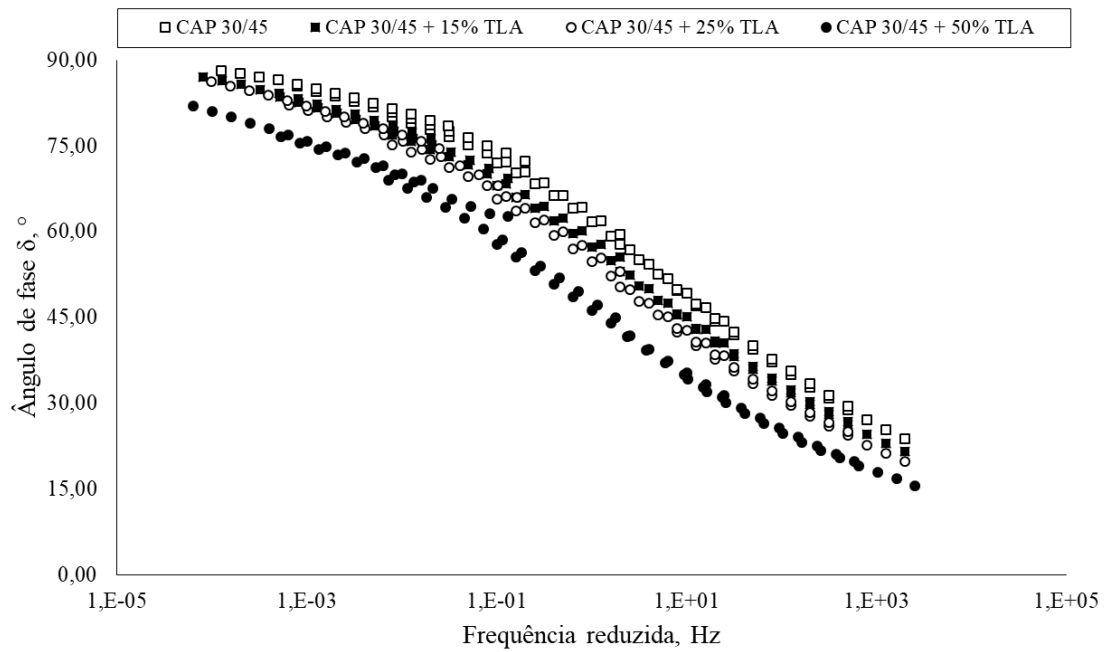


Figura 4.11: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA

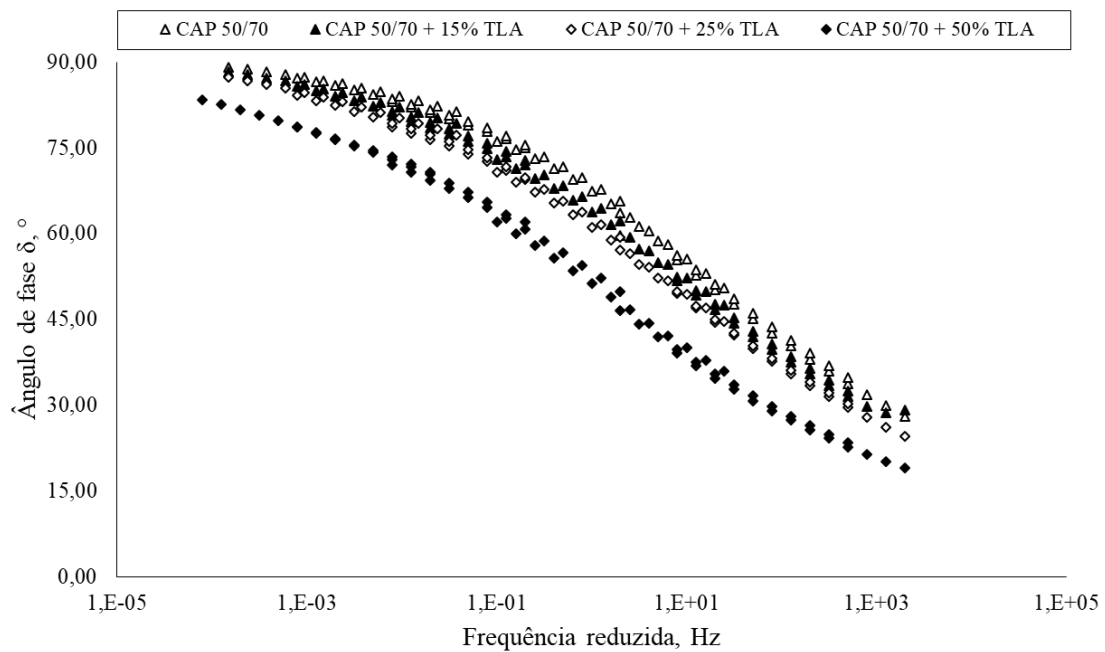


Figura 4.12: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA

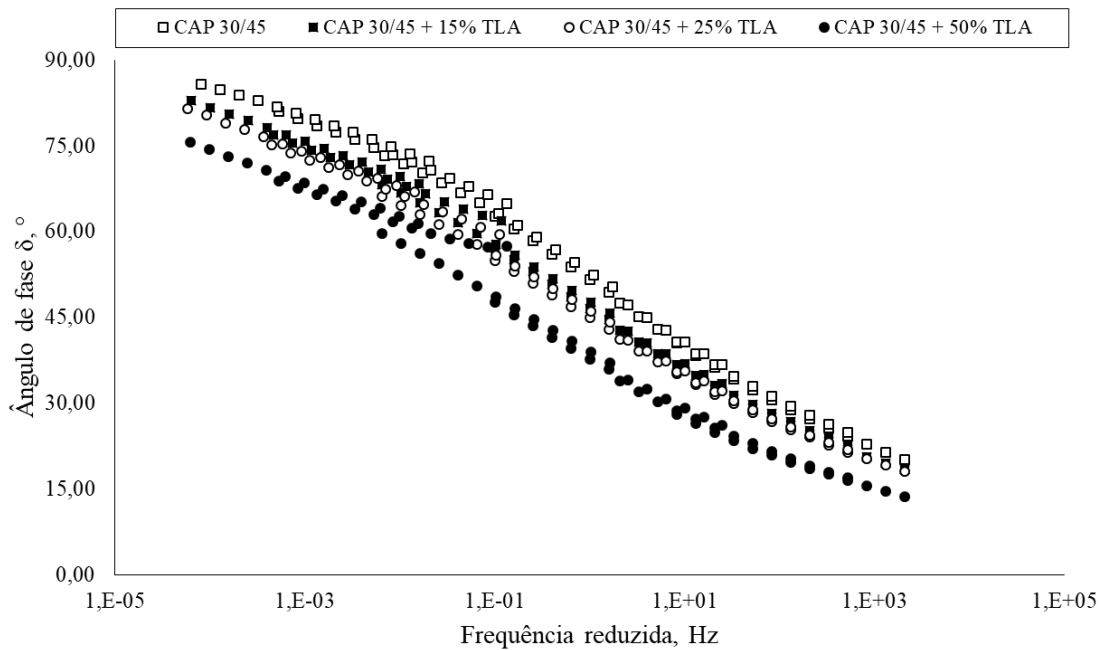


Figura 4.13: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 30/45 e suas respectivas adições de TLA

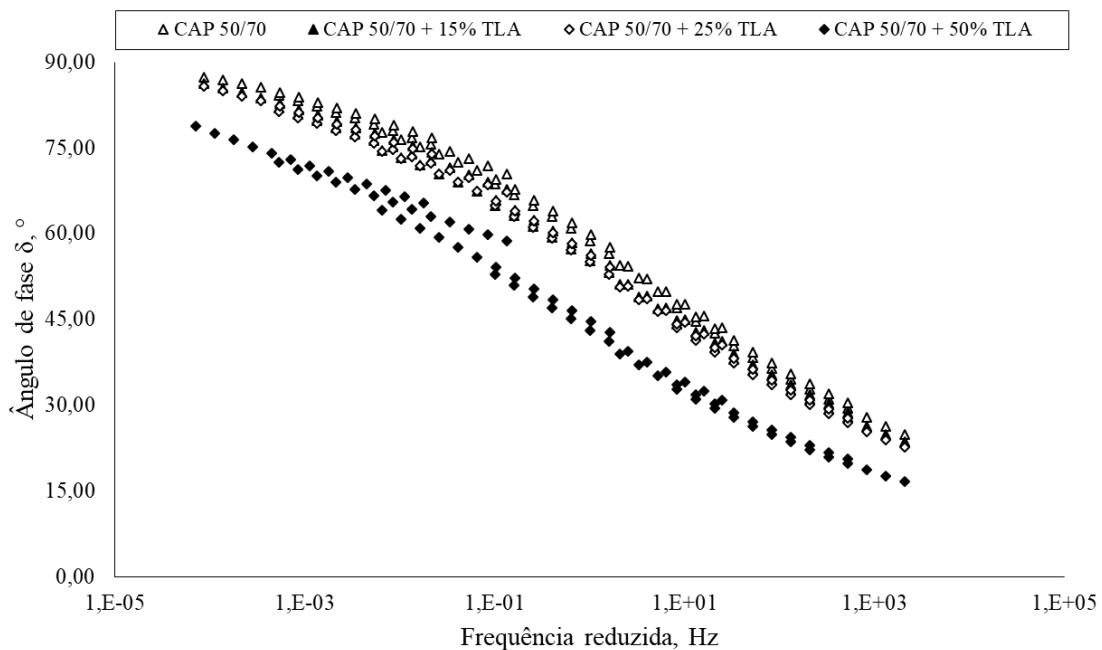


Figura 4.14: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida na condição envelhecida em RTFOT + PAV do CAP 50/70 e suas respectivas adições de TLA

A partir das curvas mestras de ângulo de fase, é possível observar que à medida que o TLA foi adicionado em maiores proporções, os ligantes asfálticos produzidos apresentaram menores valores de ângulo de fase, indicando um aumento em suas parcelas elásticas. Este fato aponta uma capacidade mais eficiente de retornar à posição original

depois da remoção do carregamento. Além disso, o envelhecimento causa o mesmo efeito nos materiais semelhantes, diminuindo a parcela viscosa à medida que se dá o aumento de sua intensidade. A Figura 4.16 ilustra as curvas mestras de ângulo de fase do CAP 30/45 + 15% TLA e do CAP 50/70 + 15% TLA em todas as condições com a finalidade de observar o efeito do envelhecimento.

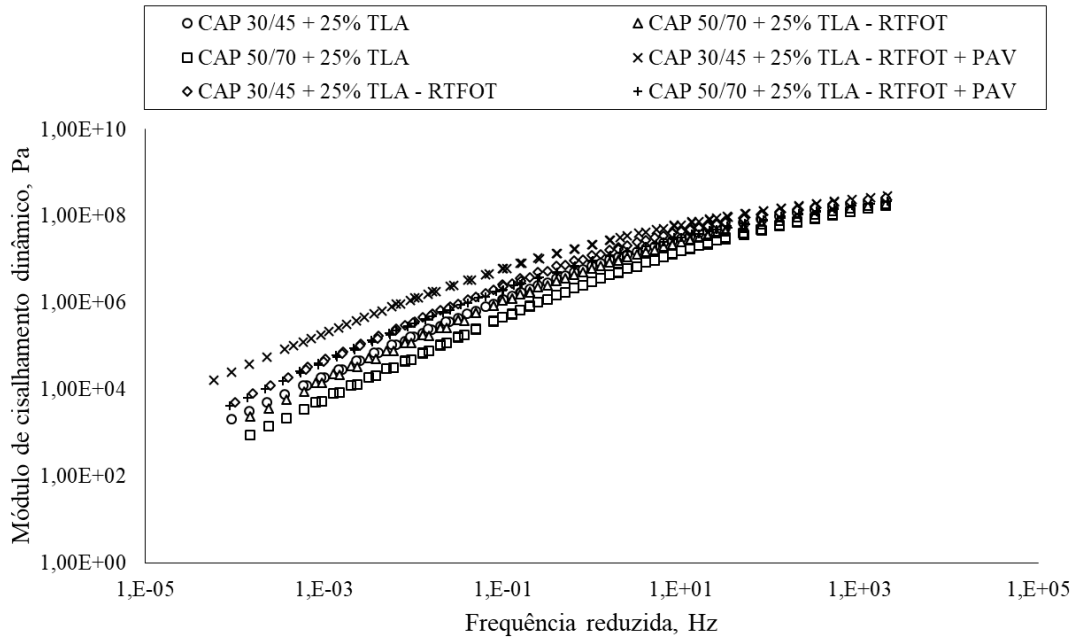


Figura 4.15: Curva mestra do módulo de cisalhamento dinâmico pela frequência reduzida nas três condições do CAP 30/45 + 25% TLA e CAP 50/70 + 25% TLA

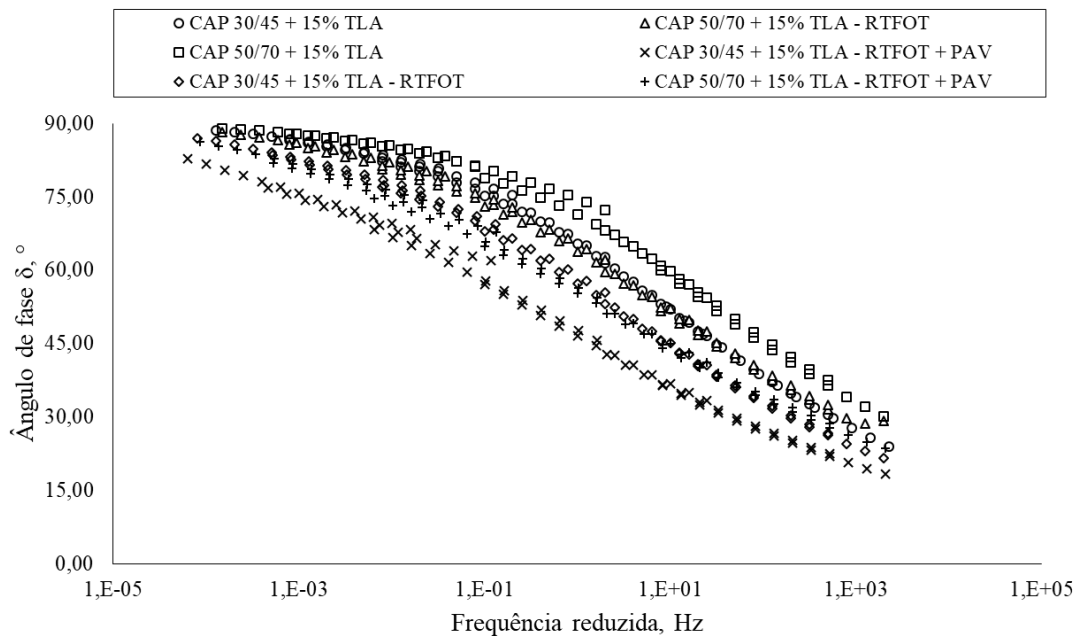


Figura 4.16: Curva mestra do ângulo de fase pela frequência reduzida nas três condições do CAP 30/45 + 15% TLA e CAP 50/70 + 15% TLA

Os dados de rigidez obtidos por meio de ensaios no CAP 50/70 + 25% TLA deste estudo, nas condições virgem e envelhecida em RTFOT, assemelham-se muito aos resultados encontrados por Dantas (2015). A autora identificou a mesma tendência aqui apresentada de que, para temperaturas baixas e altas frequências, os valores de módulo de cisalhamento dinâmico são praticamente coincidentes e, para temperaturas elevadas e baixas frequências, a amostra envelhecida obteve módulos maiores, desde que o gráfico esteja plotado em escala log-log.

4.2.9 Diagrama de Espaço *Black*

Os dados de módulo de cisalhamento dinâmico e ângulo de fase obtidos durante os ensaios no DSR para a construção de curvas mestras foram plotados para gerar o diagrama de Espaço *Black*. As Figuras 4.17, 4.18 e 4.19 ilustram diagramas de Espaço *Black* para os ligantes asfálticos utilizados nesta pesquisa em três condições: virgem, envelhecida em RTFOT e envelhecida em RTFOT + PAV. As curvas praticamente ficam sobrepostas umas sobre as outras, no entanto, é possível perceber que à medida que se dá a adição de TLA, ocorre um pequeno deslocamento para a direita, o que representa um aumento nos valores de módulo de cisalhamento dinâmico e, conseqüentemente, de rigidez. Os ligantes que foram produzidos a partir do ligante base CAP 30/45 apresentaram valores superiores aos com CAP 50/70. Além disso, os valores de ângulo de fase decresceram com o aumento do teor de TLA, elevando a parcela elástica e diminuindo a parcela viscosa dos materiais, porém não de maneira acentuada.

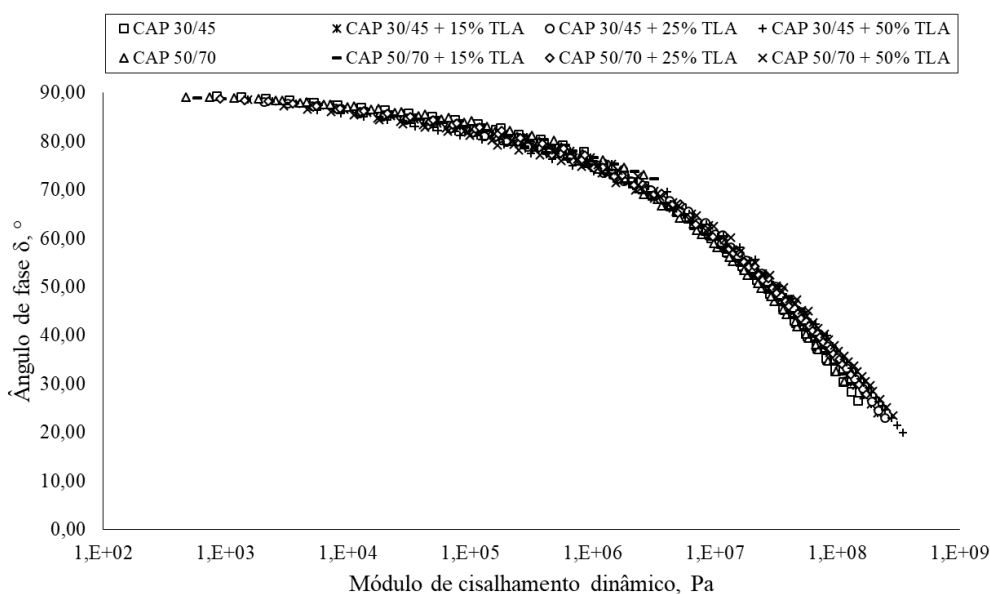


Figura 4.17: Diagrama de Espaço *Black* das amostras virgens

Com o envelhecimento dos ligantes asfálticos, a mesma tendência foi observada, onde os valores de módulo de cisalhamento dinâmico aumentaram e os de ângulo de fase diminuíram. Quanto maior foi a intensidade do envelhecimento, mais deslocada para a direita as curvas ficaram e menores foram os ângulos de fase. Além disso, a predisposição a altas temperaturas de exibir uma assíntota horizontal foi amenizada à medida que se deu o envelhecimento. A Figura 4.20 ilustra o efeito do envelhecimento para o ligante asfáltico produzido CAP 50/70 + 25% TLA.

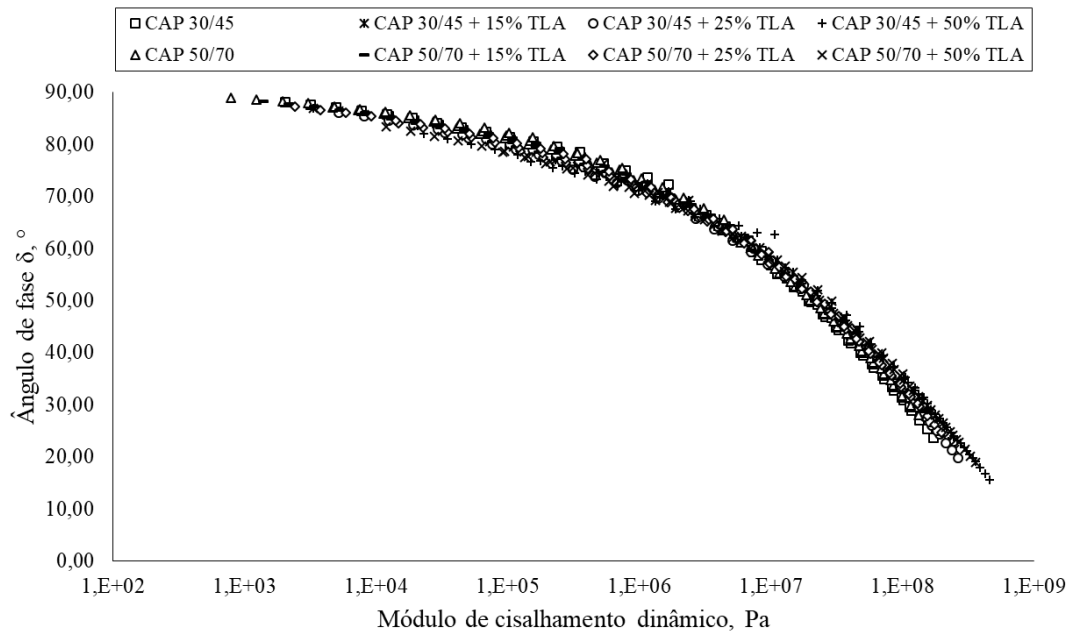


Figura 4.18: Diagrama de Espaço *Black* das amostras envelhecidas em RTFOT

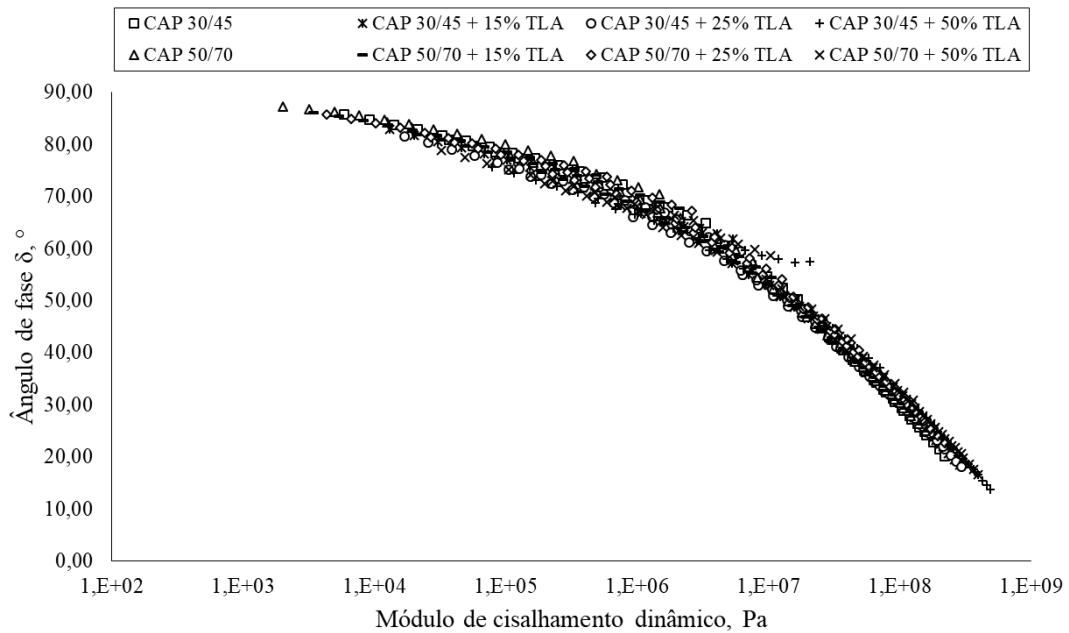


Figura 4.19: Diagrama de Espaço *Black* das amostras envelhecidas em RTFOT + PAV

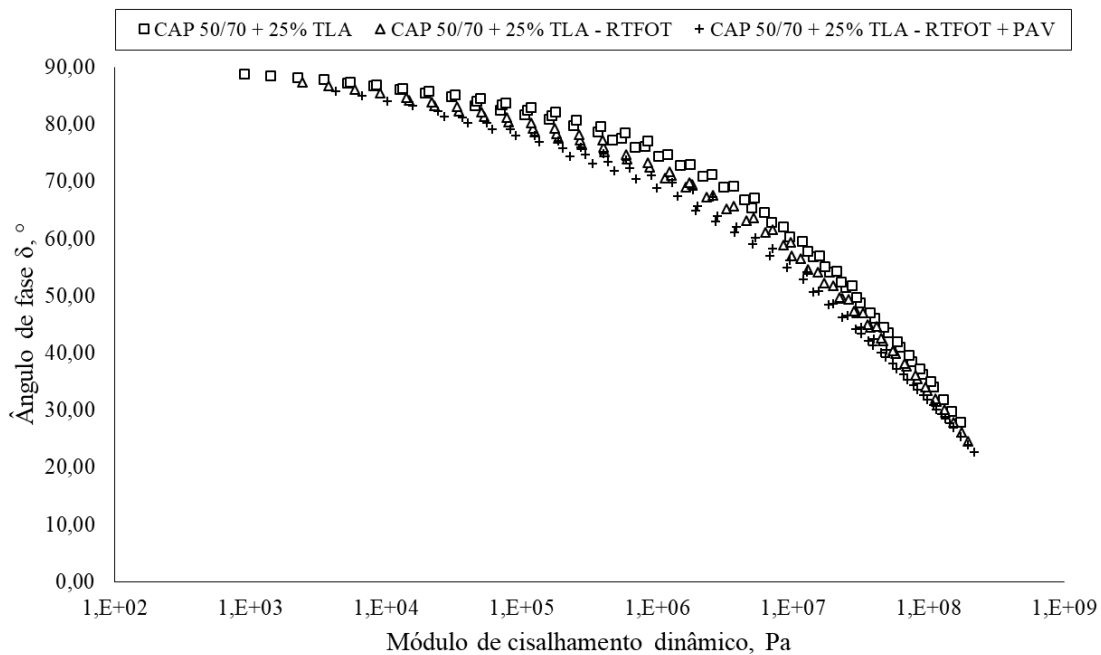


Figura 4.20: Diagrama de Espaço *Black* do CAP 50/70 + 25% TLA nas três condições testadas

Leite *et al.* (2009) comentam que a avaliação do envelhecimento dos ligantes asfálticos é muito importante. O envelhecimento associado ao enrijecimento dos materiais pode prejudicar o desempenho de misturas asfálticas, contribuindo para a falência prematura do pavimento. Além disso, as autoras citam que a sensibilidade dos parâmetros $|G^*|$ e δ é reduzida ao efeito da temperatura e/ou frequência.

4.2.10 *Multiple Stress Creep and Recovery (MSCR)*

Para complementar a classificação PG, o ensaio de MSCR é conduzido para caracterizar as propriedades de resistência ao acúmulo de deformação permanente de ligantes asfálticos. Nas Tabelas 4.13 a 4.20 anteriormente dispostas, estão os resultados encontrados, quando da realização do ensaio na temperatura alta do grau PG, que variou entre os materiais utilizados. É possível constatar que todos os ligantes asfálticos foram classificados com a letra “S”, exceto o CAP 50/70 + 50% TLA, que foi classificado com a letra “H”, significando que, para pavimentos que apresentam temperaturas de serviço até a temperatura alta do grau PG, os tráfegos suportados por estes seriam, respectivamente, de grau padrão e de grau alto. A especificação AASHTO M 332 - 14 define os níveis de tráfego para classificação de ligantes como:

- Volume de tráfego inferior a 10 milhões de ESALs e velocidade superior a 70 km/h: S - *Standard Grade* (Grau Padrão);

- Volume de tráfego entre 10 e 30 milhões de ESALs ou velocidade entre 20 a 70 km/h: H - *High Grade* (Grau Alto);
- Volume de tráfego superior a 30 milhões de ESALs ou velocidade de tráfego menor que 20 km/h: V - *Very High Grade* (Grau Muito Alto);
- Volume de tráfego superior a 30 milhões de ESALs ou velocidade de tráfego menor que 20 km/h em locais como praças de pedágio ou instalações portuárias: E - *Extremely High Grade* (Grau Extremamente Alto).

Como as temperaturas altas do PG do CAP 50/70 e do CAP 30/45 foram, respectivamente, 64°C e 70°C, ensaios adicionais foram realizados nestas temperaturas com os ligantes asfálticos produzidos, visando encontrar os parâmetros de porcentagem de recuperação e compliância não recuperável, com a finalidade de verificar a tendência das amostras de resistirem ao acúmulo de deformações permanentes na temperatura alta do grau PG dos ligantes puros, que foram posteriormente modificados com a adição de TLA. As Figuras 4.21 e 4.22 apresentam os resultados dos parâmetros R e J_{nr} encontrados para a tensão de teste de 3,2 kPa. Foram conduzidos ensaios de MSCR em todos os materiais na temperatura de 64°C e, na temperatura de 70°C, apenas nos ligantes produzidos a partir do CAP 30/45.

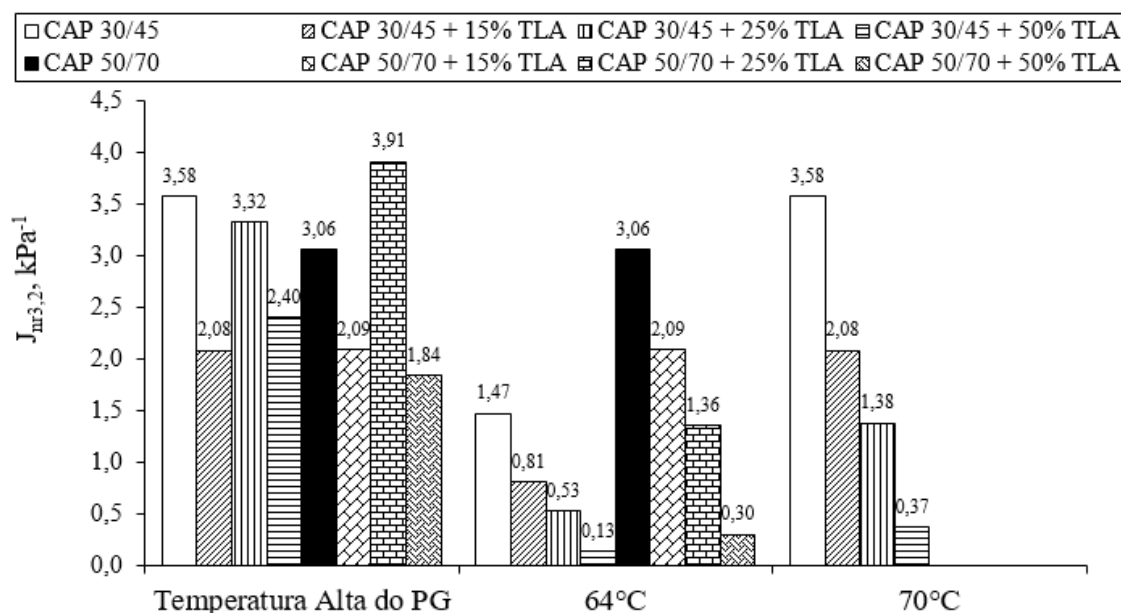


Figura 4.21: Compliância não recuperável dos ligantes asfálticos em diferentes temperaturas (J_{nr3200})

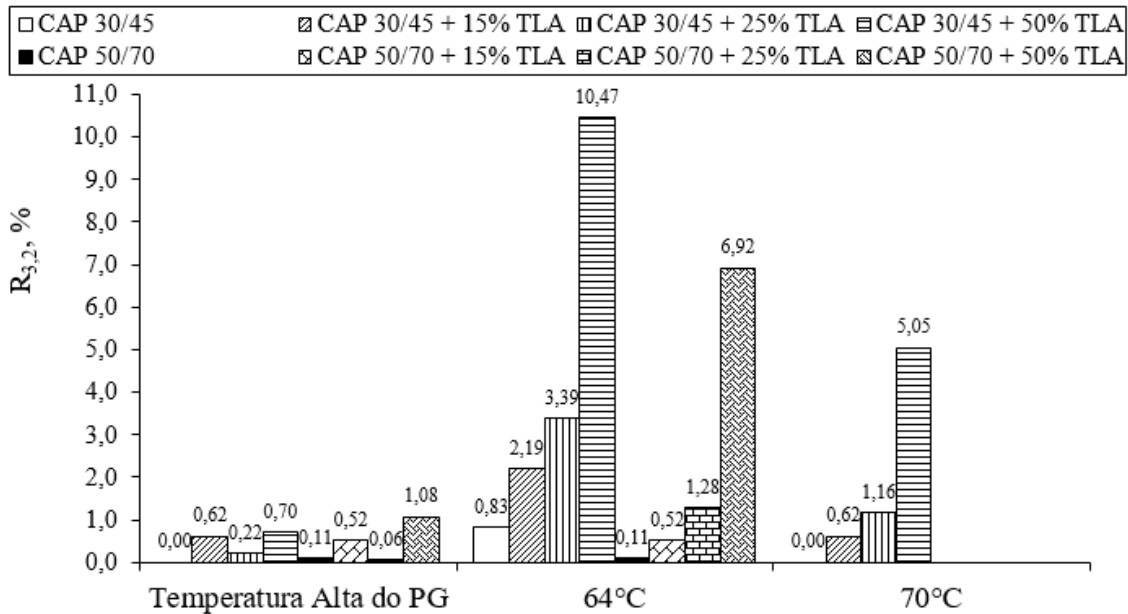


Figura 4.22: Porcentagem de recuperação dos ligantes asfálticos em diferentes temperaturas ($R_{3,2}$)

Sobre os ensaios realizados na temperatura alta do grau PG é importante ressaltar os resultados de J_{nr} encontrados para os ligantes com 15% de adição de TLA em relação aos ligantes puros CAP 30/45 e CAP 50/70, uma vez que foram conduzidos na mesma temperatura. O CAP 30/45 + 15% TLA obteve ganhos de resistência ao acúmulo de deformações permanentes da ordem de 83,8% em comparação ao CAP 30/45 e o CAP 50/70 + 15% TLA alcançou ganhos de 63,4% com relação ao CAP 50/70. Estes valores são promissores e podem vir a acarretar em desempenho bastante satisfatório quando os materiais forem utilizados para a construção de revestimentos asfálticos. A diferença encontrada vem a corroborar com a ideia de que a adição de 15% de TLA a ligantes asfálticos convencionais é capaz de modificá-los.

Em relação aos ensaios conduzidos nas temperaturas de 64°C e 70°C, é possível observar que quanto maior é o teor de TLA adicionado, maior é a resistência ao acúmulo de deformações permanentes dos ligantes asfálticos. Em relação aos ligantes asfálticos convencionais, o CAP 30/45, testado a 64°C, apresentou resultados melhores do que o CAP 50/70, uma vez que é mais rígido, sendo este o resultado esperado.

A conclusão a partir dos resultados apresentados é de que a adição de TLA melhorou consideravelmente a resistência dos ligantes asfálticos produzidos em relação ao acúmulo de deformações permanentes, o que era esperado, uma vez que o TLA fornece uma maior rigidez aos materiais convencionais, conforme descrito na literatura por

diversos autores. Os valores encontrados são bastante promissores, com os materiais podendo apresentar comportamento satisfatório em relação ao defeito quando aplicados na construção de revestimentos asfálticos para suportar volumes de tráfego elevados ou velocidades baixas. Além disso, no Brasil, dificilmente os revestimentos asfálticos atingem temperaturas de serviço superiores a 70°C, o que pode alavancar ainda mais a vida útil e o desempenho de pavimentos construídos com ligantes modificados por TLA em proporções adequadas.

A porcentagem de recuperação é o parâmetro utilizado para medir a recuperação elástica dos ligantes asfálticos, sendo essencial para diferenciar ligantes asfálticos virgens (sem adição) de materiais asfálticos modificados por polímeros, que se caracterizam por terem valores bastante superiores (GOLALIPOUR, 2011). Os resultados encontrados para o parâmetro R na temperatura alta do PG foram pequenos, sendo o maior encontrado para o CAP 50/70 + 50% TLA, que foi de 1,08%. Estes valores são esperados, uma vez que materiais sem a incorporação de polímeros apresentam baixos percentuais de recuperação, como pode ser observado para CAPs convencionais dos tipos 30/45 e 50/70 em Nascimento *et al.* (2015) e Bastos *et al.* (2017).

Em relação ao valor de R nas temperaturas de 64°C e 70°C, observam-se resultados de recuperação que variam de 0% a 10,47% e, à medida que maiores quantidades de TLA foram adicionadas, maiores foram estes valores. Além disso, os resultados dos ligantes asfálticos que utilizaram o CAP 30/45 como base foram superiores aos com o CAP 50/70. Estes valores podem estar associados à rigidez dos materiais, uma vez que não apresentam em suas composições modificadores poliméricos. Como as temperaturas de ensaio foram inferiores às do grau alto da classificação PG, os ligantes asfálticos apresentaram comportamento mais elástico sob esta condição, o que pode ter acarretado em maiores porcentagens de recuperação.

4.2.11 Glover-Rowe Parameter

Com o uso do diagrama de Espaço *Black* foram plotados os valores do parâmetro GR para os ligantes asfálticos utilizados sob três condições de envelhecimento: virgens, envelhecidos em RTFOT e envelhecidos em RTFOT + PAV. O GR avalia o potencial de trincamento em blocos dos materiais quando do aumento da intensidade de envelhecimento que lhes é imposta. A Figura 4.23 mostra os dados do parâmetro GR para

os ligantes asfálticos deste estudo.

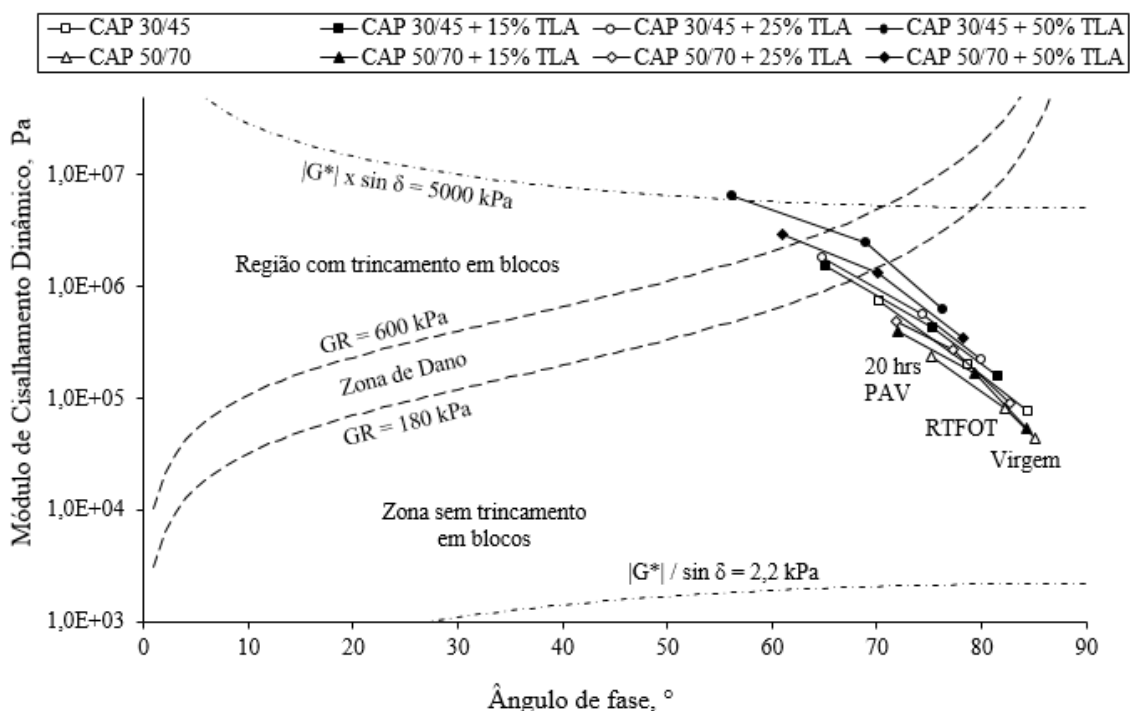


Figura 4.23: Diagrama de Espaço *Black* indicando o parâmetro GR dos ligantes asfálticos

É possível observar na Figura 4.23 que à medida que ocorre o envelhecimento dos ligantes asfálticos, as propriedades reológicas se deslocam da parte inferior direita para a parte superior esquerda (aumento de rigidez e redução do ângulo de fase). Os materiais convencionais tendem a apresentar propriedades iniciais melhores que os demais que levam a adição de TLA, no entanto, o CAP 50/70 + 15% TLA obteve valores iniciais semelhantes aos do CAP 50/70. Devido à qualidade inicial melhor dos ligantes CAP 30/45, CAP 50/70, CAP 50/70 + 15% TLA e CAP 50/70 + 25% TLA, estes acabam não atingindo a zona de dano após o envelhecimento em RTFOT + PAV. Além disso, observa-se que as propriedades dos CAPs 30/45 + 15% TLA, 30/45 + 25% TLA, 30/45 + 50% TLA e 50/70 + 50% TLA parecem deteriorar-se mais rapidamente com o envelhecimento na condição RTFOT + PAV.

Todos os ligantes asfálticos em sua condição virgem não atingiram a zona de dano, entretanto, a adição de TLA ao CAP 30/45 fez com que essa região fosse atingida sob a condição de envelhecimento RTFOT + PAV para os teores de 15% e 25% e sob a condição RTFOT para 50%. O envelhecimento em RTFOT + PAV fez com que as amostras de CAP 30/45 + 50% TLA e CAP 50/70 + 50% TLA ultrapassassem o limite de GR de 600 kPa, onde se encontram em uma situação de trincamento em blocos acentuado.

O envelhecimento oxidativo está ligado diretamente ao aumento da rigidez e à perda de ductilidade dos materiais, o que acaba reduzindo suas resistências ao trincamento. Este defeito geralmente está associado à capacidade de expansão e contração dos ligantes asfálticos com as mudanças de temperaturas, devido ao envelhecimento. A tendência observada é de que o aumento do teor de TLA adicionado faz com que os materiais se aproximem mais da zona de dano, independentemente da intensidade do envelhecimento. Este fato deve-se à maior rigidez concebida pelo TLA aos ligantes asfálticos convencionais e, quanto maior for o teor de adição, maior é a probabilidade de os asfaltos produzidos atingirem a zona de dano ou, até mesmo, apresentarem trincamento em blocos severos. Resultados similares podem ser encontrados em Anderson *et al.* (2011) e Mogawer *et al.* (2016), onde ligantes mais rígidos apresentaram a mesma predisposição de trincamento em blocos.

A conclusão a partir dos resultados é de que a adição de TLA proporciona ganhos de rigidez aos ligantes asfálticos convencionais que podem vir a acarretar em problemas acentuados de trincamento em blocos, quando os pavimentos estão sujeitos ao envelhecimento sob condições de serviço. Entretanto, a resistência ao trincamento dos materiais não é necessariamente afetada por este efeito de enrijecimento, especialmente se uma quantidade adequada de TLA é adicionada ao ligante convencional, que deve apresentar uma consistência baixa, como é o caso do CAP 50/70. Os teores adicionados ao CAP 30/45, mesmo nas quantidades de 15% e 25%, podem proporcionar o surgimento de trincas precocemente, o que não é desejável, muito em função de sua elevada rigidez.

4.2.12 Modelo *Christensen-Anderson* (CA)

Tanto o parâmetro *R-value* como a frequência *crossover* foram obtidos graficamente a partir de dados da curva mestra e do valor de módulo vítreo para ligantes asfálticos. Os resultados obtidos são ilustrados no espaço frequência *crossover* vs. *R-value*, conforme Figura 4.24.

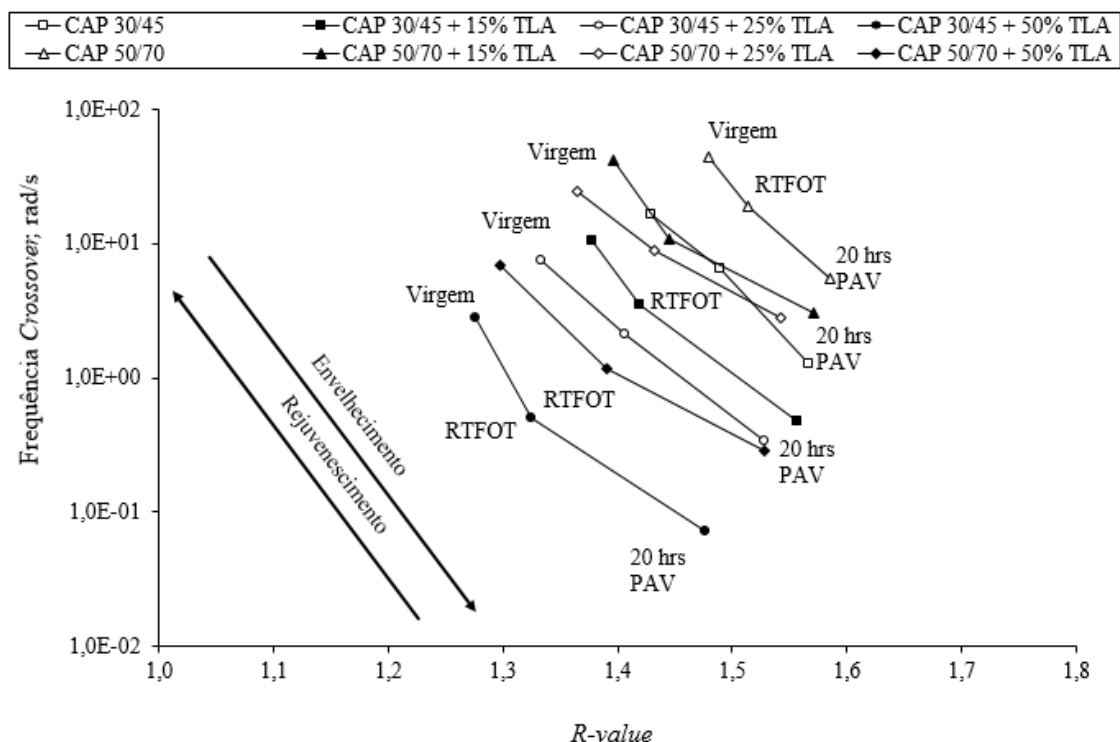


Figura 4.24: Espaço frequência *crossover* vs. *R-value* dos ligantes asfálticos

Observa-se no espaço ω_c vs. *R-value* que à medida que o envelhecimento aumenta, os ligantes asfálticos tendem a migrar da parte superior esquerda para a parte inferior direita do diagrama. Além disso, a intensidade do envelhecimento faz com que o *R-value* aumente, enquanto que os valores de ω_c diminuem, traduzindo-se em um aumento global da rigidez dos materiais com a oxidação. De acordo com Rahbar-Rastegar *et al.* (2017), geralmente, os materiais que estão mais para o canto inferior direito do gráfico são mais propensos a ter problemas de trincamento. Resultados similares podem ser encontrados em Mogawer *et al.* (2016), Cravo (2016), Rahbar-Rastegar *et al.* (2017), Rowe (2017) e Sharma *et al.* (2017). Estes autores encontraram a mesma tendência de maiores valores para *R-value* e menores para ω_c , devido ao aumento da intensidade de envelhecimento, independente da condição de envelhecimento adotada. Além disso, em ensaios com ligantes envelhecidos por condições ambientais e extraídos, quanto maiores foram suas quantidades, maiores *R-value* e menores ω_c foram encontrados.

Com a finalidade de melhor compreender os resultados obtidos para os parâmetros, uma normalização dos dados foi realizada. Esta normalização deu-se da seguinte maneira: utilizaram-se os valores do CAP 30/45 e do CAP 50/70 virgens, envelhecidos em RTFOT e envelhecidos em RTFOT + PAV como referência para suas respectivas adições de TLA. As Figuras 4.25 e 4.26 apresentam os resultados de *R-value*

e ω_c relativos.

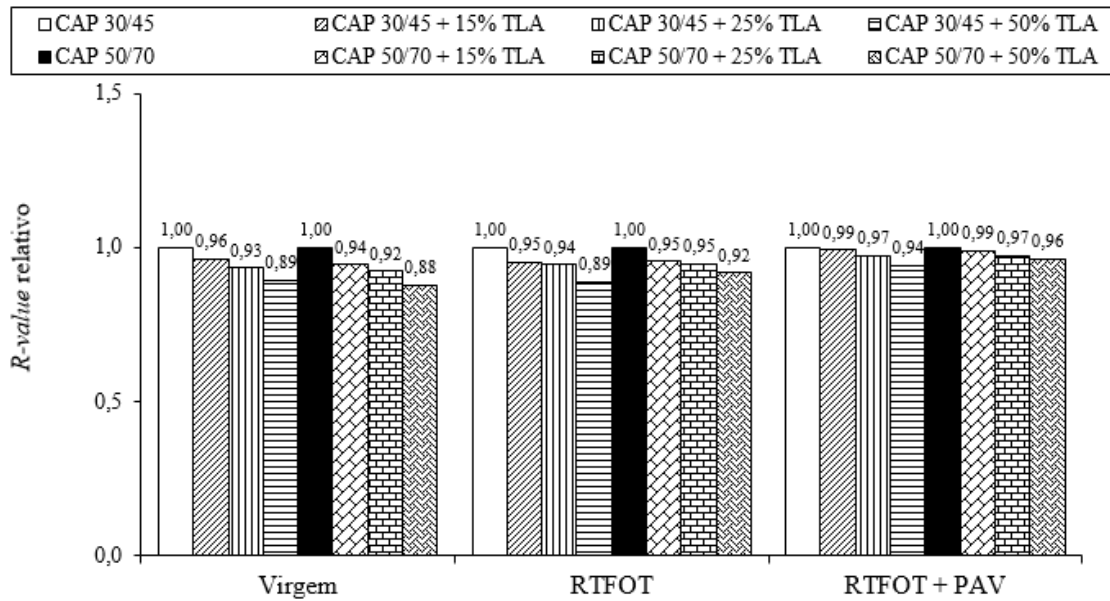


Figura 4.25: *R-value* relativo dos ligantes asfálticos sob três condições

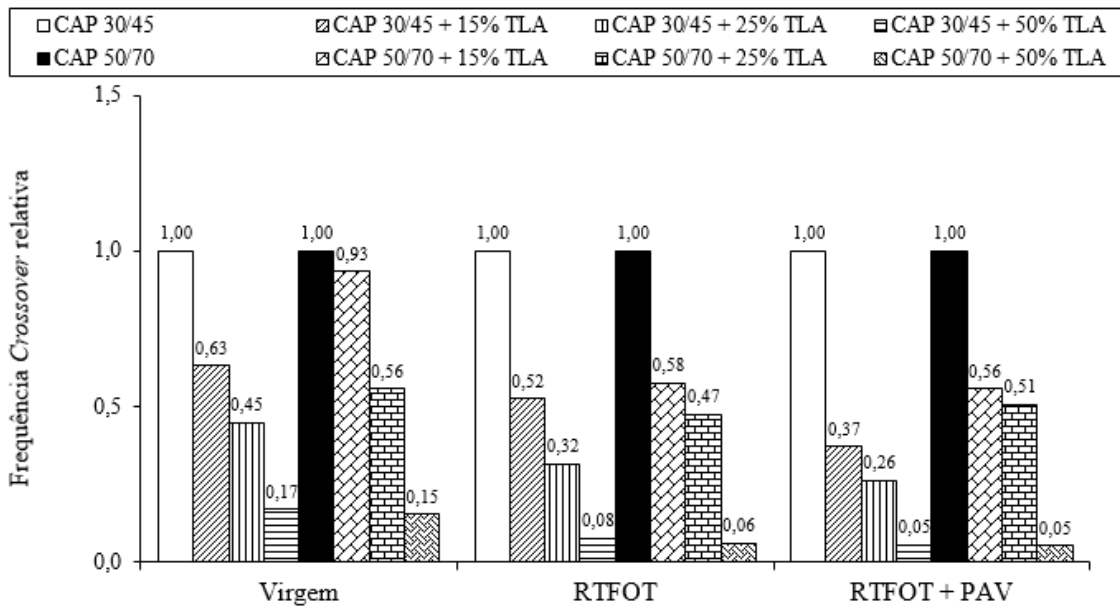


Figura 4.26: Frequência *crossover* relativa dos ligantes asfálticos sob três condições

Com base nos dados relativos de *R-value*, observa-se que os valores reduzem com o aumento do teor de TLA adicionado, tanto para o ligante base CAP 30/45, como para o CAP 50/70. Esta redução é menor à medida que se intensifica o envelhecimento e pode-se concluir que há uma leve queda na magnitude do envelhecimento causada pela adição de TLA, como identifica a literatura (CAVALCANTI, 2010; CERATTI *et al.*, 2015). A partir destas análises, avalia-se que o *R-value* pode descrever bem os caminhos de

envelhecimento, mas apresenta a desvantagem de não atingir uma zona de dano.

Em relação aos valores de frequência *crossover* relativa, para todas as condições de envelhecimento há uma redução significativa à medida que se dá a adição de TLA em maiores proporções. Isso era esperado, uma vez que o material proporciona ganhos de rigidez aos ligantes convencionais aos quais é inserido e o envelhecimento oxidativo dos materiais também faz com que essa propriedade se eleve de maneira considerável. Os resultados encontrados estão de acordo com os valores do parâmetro GR, que também identifica um aumento de rigidez com o aumento da intensidade do envelhecimento.

4.2.13 Parâmetro ΔT_c (Delta T_c Parameter)

A partir dos dados oriundos de ensaios no BBR para a classificação PG dos ligantes asfálticos, encontraram-se os valores do parâmetro ΔT_c para os materiais deste estudo. A Figura 4.27 ilustra os valores médios de ΔT_c obtidos a partir de amostras envelhecidas em RTFOT + PAV, bem como os limites estabelecidos por Anderson *et al.* (2011) para o risco identificável de trincamento ($-2,5^\circ\text{C}$) e o limite de trincamento (-5°C).

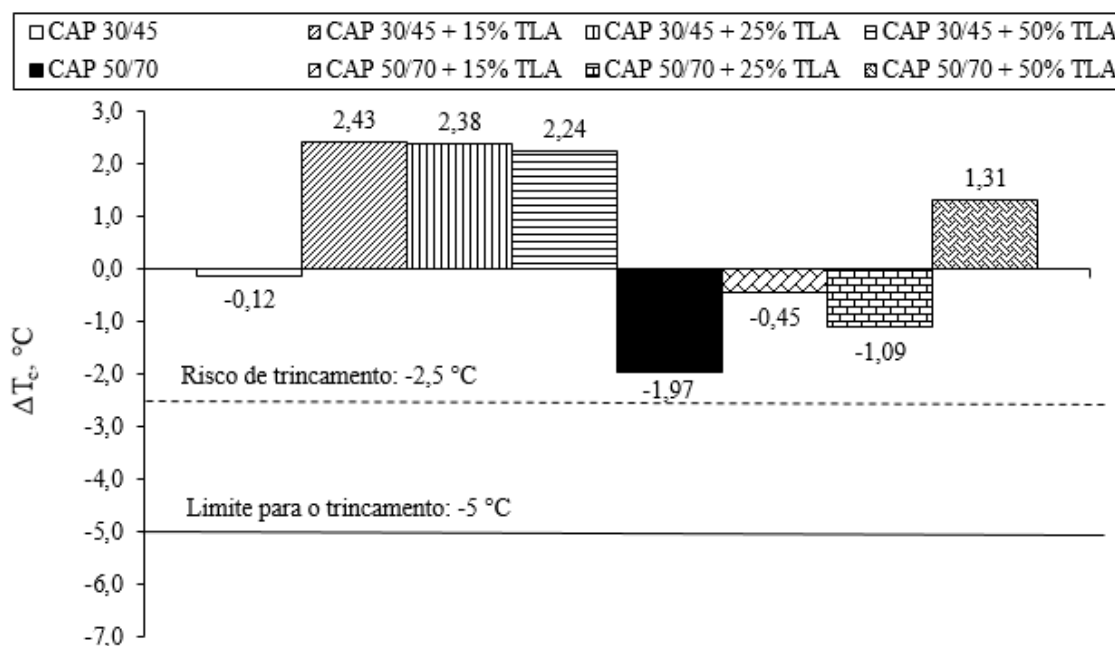


Figura 4.27: ΔT_c médio dos ligantes asfálticos

Os resultados encontrados indicam uma tendência de aumento do valor de ΔT_c com a adição de TLA aos ligantes asfálticos convencionais, mesmo não havendo uma ordenação em relação aos teores adicionados. Como as amostras não foram submetidas a condições mais severas de envelhecimento, apenas sendo comparados os valores de

amostras envelhecidas em RTFOT + PAV, pode-se dizer que a adição de TLA fornece aos ligantes asfálticos produzidos um ganho em suas propriedades de relaxação.

Por sua vez, para uma maior clareza dos resultados apresentados, optou-se por calcular o ΔT_c de cada amostra testada. A Figura 4.28 apresenta os valores de ΔT_c para amostras individuais ensaiadas no BBR para cada ligante asfáltico. É possível observar que há uma grande variação nos resultados em relação a duas amostras de mesmo material, que é mais pronunciada nos ligantes convencionais CAP 30/45, CAP 50/70 e nos ligantes asfálticos produzidos com TLA a partir do CAP 50/70. Algumas amostras ficaram muito próximas ou até mesmo ultrapassaram o limite de risco de trincamento, o que não é desejável, uma vez que quanto mais negativo é o valor do parâmetro ΔT_c , os pavimentos tornam-se mais propensos ao aparecimento de trincas por fadiga do topo para baixo.

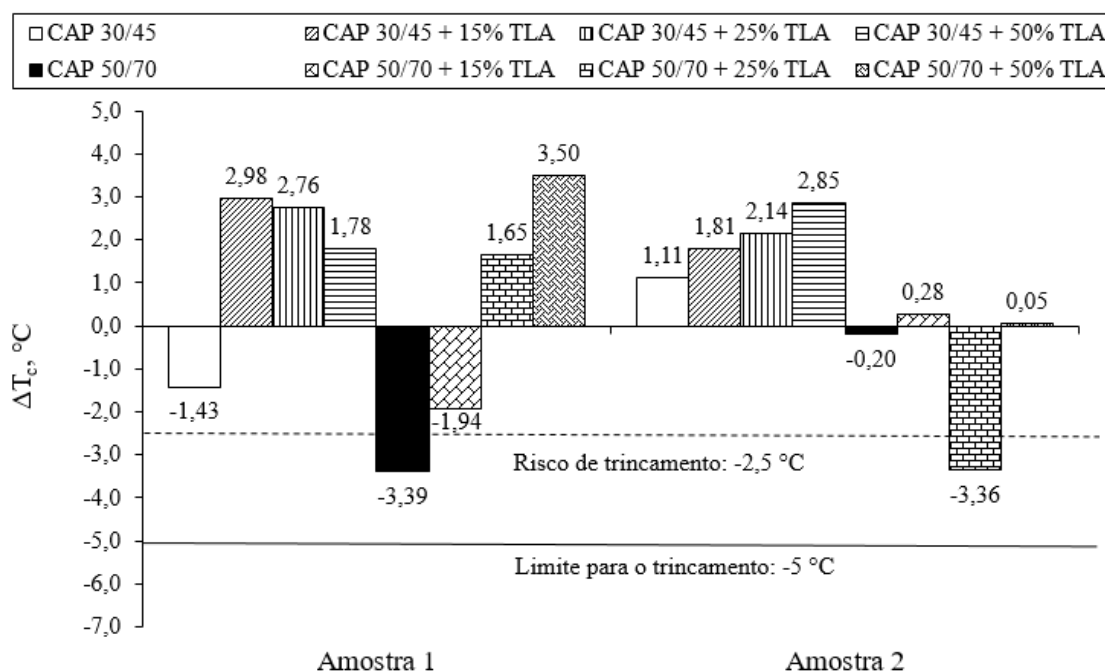


Figura 4.28: Resultados de amostras individuais para o parâmetro ΔT_c

Sabe-se que à medida que se dá a intensidade do envelhecimento, o valor de ΔT_c tende a ser mais negativo, deixando os materiais asfálticos mais propensos ao surgimento de trincamentos e problemas de desempenho. Os resultados encontrados para este parâmetro destoam dos encontrados para o *R-value* sob a mesma condição de envelhecimento, o que não era esperado. Não se consegue ter uma conclusão clara a partir dos resultados médios e individuais para amostras de mesmo material, devido à grande variação relatada.

Os resultados para rigidez S apresentaram, com frequência, valores superiores a 9,1%, que é a diferença máxima permitida pela especificação ASTM D 6648 - 08, para duas amostras de mesmo material ensaiadas em uma mesma temperatura e pelo mesmo operador. Além disso, os valores do logaritmo do módulo de relaxação m também apresentaram variações maiores que 4%, que é o permitido. Os resultados aproveitados para a média dos valores para a classificação PG e cálculo do parâmetro ΔT_c foram os mais próximos encontrados a partir de ensaios com mais de duas amostras de mesmo material, na mesma temperatura.

4.2.14 Linear Amplitude Sweep (LAS)

O ensaio LAS foi realizado por profissionais do laboratório de ligantes asfálticos do CENPES, sendo conduzido na temperatura de 19°C, objetivando encontrar o parâmetro de tolerância ao dano dado pelo valor do tamanho da fissura na ruptura a_f e os parâmetros para gerar a curva de fadiga dos materiais, a partir dos quais pode ser determinado o valor de FFL. Os ensaios foram executados para todos os ligantes asfálticos deste estudo envelhecidos em RTFOT na temperatura de 163°C, bem como para amostras de CAP 30/45 + 50% TLA e CAP 50/70 + 50% TLA envelhecidas em suas temperaturas de usinagem, que foram 185°C e 179°C, respectivamente.

A Tabela 4.22 apresenta os valores de $|G^*|_{\text{inicial}}$. Verificou-se que nesta condição de temperatura (19°C), a maioria das amostras encontram-se fora da faixa recomendada por Safaei e Castorena (2016) de 12 MPa a 60 MPa. Os ligantes asfálticos que tiveram seu ensaio completo foram o CAP 50/70, o CAP 50/70 + 15% TLA, o CAP 50/70 + 25% TLA e o CAP 30/45, todos envelhecidos em RTFOT na temperatura de 163°C. O reômetro que estava disponível para a realização dos testes pelo CENPES não consegue exercer o carregamento completo para materiais com $|G^*|_{\text{inicial}}$ maior que 60 MPa, devido a falhas de adesividade entre as amostras e os pratos metálicos paralelos do equipamento. Uma sugestão para trabalhos futuros com materiais de elevada rigidez inicial (> 60 MPa), como deste estudo, é adotar uma temperatura maior para execução do ensaio LAS, como 25°C, por exemplo. Nesta pesquisa não foi possível realizar ensaios em temperaturas superiores devido à disponibilidade do reômetro do laboratório de ligantes asfálticos do CENPES.

Tabela 4.22: Condição de rigidez inicial a 19°C dos ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	Temperatura de envelhecimento no RTFOT (°C)	$G^* _{\text{inicial}}$ (MPa)
CAP 30/45	163	48,861
CAP 30/45 + 15% TLA	163	73,871
CAP 30/45 + 25% TLA	163	93,123
CAP 30/45 + 50% TLA	163	169,652
CAP 30/45 + 50% TLA	185	216,264
CAP 50/70	163	27,306
CAP 50/70 + 15% TLA	163	44,215
CAP 50/70 + 25% TLA	163	54,186
CAP 50/70 + 50% TLA	163	97,339
CAP 50/70 + 50% TLA	179	167,532

Os resultados do ensaio LAS foram analisados seguindo a rotina detalhada por Martins (2014). A Tabela 4.23 apresenta os valores obtidos para os parâmetros do modelo. A Figura 4.29 mostra as curvas de fadiga dos ligantes asfálticos, que foram traçadas a partir dos dados presentes na Tabela 4.23. Por sua vez, a Tabela 4.24 indica os valores de a_f e FFL.

Tabela 4.23: Parâmetros do modelo para construção das curvas de fadiga dos ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	α	C_1	C_2	D_f	k	A	B	Nf (1,25%)	Nf (2,5%)	Nf (5%)
CAP 30/45	1,491	0,063	0,592	46	1,608	7,283E+04	-2,982	37440	4738	600
CAP 50/70	1,268	0,048	0,632	44	1,466	3,435E+04	-2,535	19508	3366	581
CAP 50/70 + 15% TLA	1,425	0,071	0,570	38	1,612	4,138E+04	-2,850	21906	3039	422
CAP 50/70 + 25% TLA	1,541	0,077	0,563	41	1,674	6,419E+04	-3,082	32268	3810	450

Tabela 4.24: Valores de a_f e FFL_{19°C} para os ligantes asfálticos

Ligantes Asfálticos	a_f (mm)	FFL_{19°C}
CAP 30/45	0,832	1,242
CAP 50/70	0,626	1,177
CAP 50/70 + 15% TLA	0,710	1,178
CAP 50/70 + 25% TLA	0,803	1,218

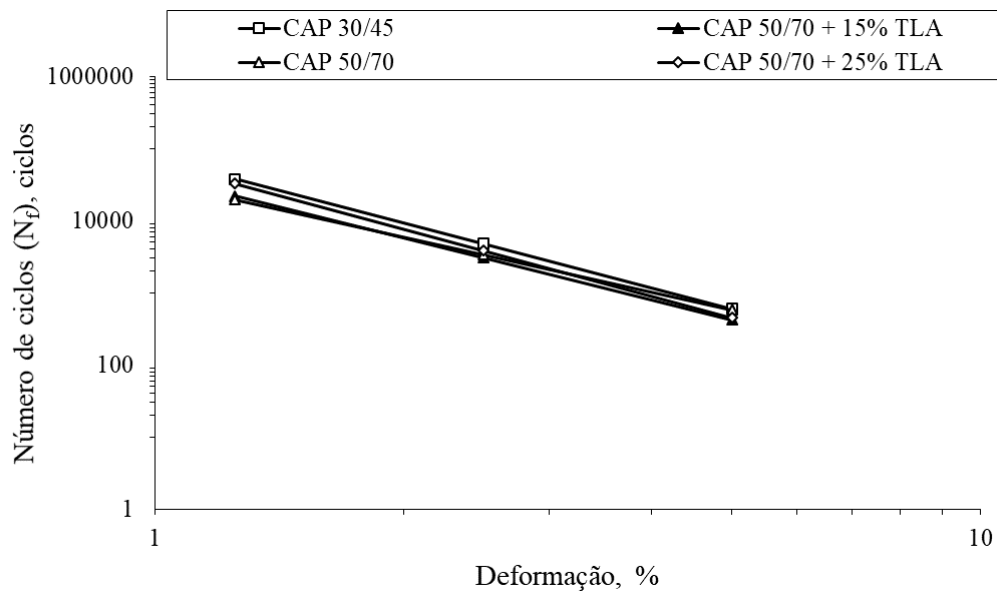


Figura 4.29: Curva de fadiga dos ligantes asfálticos a 19°C

Pode ser observado a partir dos resultados que o CAP 30/45 apresentou uma maior resistência ao dano, com maior vida de fadiga para as deformações simuladas, justificado pelo valor de $FFL_{19^{\circ}C}$ encontrado para o material. Na análise do tamanho da fissura na ruptura, este ligante asfáltico mostrou ser capaz de resistir a uma fissura maior antes do rompimento. O CAP 50/70 rompeu para um tamanho crítico de fissura inferior aos demais ligantes e, além disso, apresentou o menor valor de $FFL_{19^{\circ}C}$. À medida que os teores de TLA foram adicionados ao CAP 50/70, é possível observar que os valores de a_f aumentaram praticamente em mesma proporção, tanto para 15%, como para 25% de adição, enquanto que o parâmetro $FFL_{19^{\circ}C}$ teve um aumento mais pronunciado para o teor de 25%. Cabe ressaltar que a diferença entre os valores dos parâmetros encontrados para os ligantes asfálticos é pequena.

Comparando-se a curva de fadiga do CAP 50/70 com as curvas dos ligantes produzidos com adição de TLA a partir dele, é possível observar que a adição de 15% de TLA confere uma resposta melhor no que diz respeito à vida de fadiga para pequenas deformações (1,25%), porém, a partir de 1,8% de deformação há uma inversão da curva com a do CAP 50/70, o que indica que para níveis maiores de deformação o CAP 50/70 + 15% TLA torna-se mais suscetível à fadiga, porém não de maneira acentuada. Em relação ao CAP 50/70 + 25% TLA, nota-se que a resistência ao dano por fadiga até deformações da ordem de 3,5% é superior à do CAP 50/70, ocorrendo uma inversão das curvas a partir deste momento.

Com os resultados apresentados, pode-se concluir que a adição de TLA até teores de 25% não prejudica o desempenho quanto à vida de fadiga, desde que os níveis de deformações impostos não sejam muito elevados. Além disso, em relação à tolerância ao dano, a adição de TLA acabou por produzir materiais capazes de resistir a uma abertura maior de fissura antes da ruptura. Infelizmente, não foram obtidos resultados para as adições de TLA sobre o CAP 30/45 e, nem para o teor de 50% de adição sobre o CAP 50/70, não sendo possível identificar de maneira mais aprofundada o real comportamento que a adição de TLA causa em relação à resistência ao dano por fadiga de ligantes asfálticos, por meio de medidas de tamanho da fissura na ruptura.

Devido à alta correlação encontrada por Martins (2014) entre os parâmetros FFL e FFM, pode-se estimar que misturas asfálticas produzidas com os materiais deste estudo que levam adição de TLA, os quais tiveram o procedimento completo do ensaio LAS, apresentariam desempenho satisfatório quanto à resistência ao dano por fadiga.

4.3 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A Tabela 4.25 apresenta os resultados das propriedades volumétricas obtidas a partir da dosagem da mistura com o CAP 50/70, bem como das demais misturas que tiveram corpos de prova moldados no teor de ligante de projeto de 4,7%. São informados, também, os limites tolerados para as diferentes propriedades para um TMN de 19 mm e volume de tráfego entre 3 e 10 milhões de ESALs, de acordo com a especificação AASHTO M 323 - 13. Vale lembrar que as misturas asfálticas foram assim denominadas: CAP 30/45 puro (A); CAP 30/45 + 15% TLA (B); CAP 30/45 + 25% TLA (C); CAP 30/45 + 50% TLA (D); CAP 50/70 puro (E); CAP 50/70 + 15% TLA (F); CAP 50/70 + 25% TLA (G) e CAP 50/70 + 50% TLA (H).

Tabela 4.25: Propriedades volumétricas das misturas asfálticas

Propriedade	P _b (%)	V _v (%)	VAM (%)	RBV (%)	F/A	%G _{mm}	%G _{mm}
						@N _{inicial}	@N _{max}
Mistura/Critério	-	4,0	> 13,0	65,0 - 75,0	0,80 - 1,60	≤ 89,0	≤ 98,0
A	4,70	4,13	13,04	68,30	0,94	88,00	96,03
B	4,70	4,50	13,20	65,94	0,94	86,35	95,80
C	4,70	4,66	13,05	64,29	0,95	86,23	95,85
D	4,70	5,46	13,44	59,42	0,95	84,88	94,82
E	4,70	4,00	13,69	70,96	0,94	87,81	96,65
F	4,70	3,83	13,44	71,48	0,94	87,10	97,03
G	4,70	4,09	13,43	69,57	0,95	87,71	96,62
H	4,70	4,84	13,48	64,07	0,95	88,49	95,90

Como pode ser observado, a decisão de adotar um teor de ligante padrão para todas as misturas fez com que ocorressem variações no volume de vazios, aumentando-o à medida que se deu a adição de TLA. A exceção encontrada foi para a mistura F, que apresentou Vv menor que a mistura E. Esse aumento de volume de vazios se refletiu nos valores de RBV, estando o parâmetro abaixo do limite estipulado para as misturas C, D e H, indicando que a espessura dos filmes de ligante foram pequenas, o que resulta em materiais com aparência mais seca e quebradiços, podendo afetar suas durabilidades.

A quantidade insuficiente de ligante asfáltico nas misturas com adição de TLA pode ser explicada devido à decisão tomada de realizar apenas a dosagem da mistura E e adotar como padrão o teor de ligante encontrado. Além disso, a norma ASTM D 5710 - 05 recomenda que seja feita uma correção dos finos da mistura de agregados, uma vez que o TLA apresenta partículas de tamanhos inferiores a 75 µm, que corresponde à abertura da malha da peneira #200, a qual não foi realizada. Caso a correção tivesse sido empregada, provavelmente os valores de RBV se enquadrariam nos limites, devido a um menor volume de vazios que seria encontrado.

A correção dos finos pode ser realizada a partir da Equação 4.2, que foi desenvolvida pelo Departamento de Transporte de Utah com base em uma quantidade de matéria mineral de 36% no TLA, com 91,2% passando na peneira #200. A Tabela 4.26 apresenta a contribuição dos finos do TLA para as adições de 15%, 25% e 50%. Os valores apresentados acabam por conferir às misturas uma maior quantidade de material fino, deixando-as com aspecto mais seco e com valores de RBV baixos, sendo o teor de projeto de 4,7% adotado não representado de maneira adequada, devido à falta de ligante asfáltico.

$$\text{Correção dos finos} = 32,83 * P(B) * P(T) \quad (4.2)$$

Onde:

P(B) = Porcentagem de ligante asfáltico na mistura total, expressa em decimal;

P(T) = Porcentagem de TLA no total do ligante asfáltico, expressa em decimal.

Tabela 4.26: Contribuição dos finos do TLA em relação a quantidade adicionada

Quantidade de TLA (%)	P(B)	P(T)	Contribuição dos finos (%)
15	0,047	0,15	0,23
25	0,047	0,25	0,39
50	0,047	0,50	0,77

Os valores de VAM das oito misturas ficaram acima do limite mínimo especificado, porém, com valores muito próximos a 13%. Este fato pode ser explicado considerando que a mistura de agregados elaborada exibiu a tendência de apresentar VAM baixo, identificada por meio das proporções definidas pelo Método Bailey.

Os outros parâmetros das misturas avaliadas foram satisfatórios, ou seja, F/A, %G_{mm} @N_{inicial} e %G_{mm} @N_{max}, respeitaram os limites estipulados pela especificação. Os valores de F/A ficaram praticamente iguais devido à adoção de uma única mistura de agregados e ao mesmo teor de ligante para todas as misturas asfálticas. Além disso, os parâmetros de %G_{mm} @N_{inicial} e %G_{mm} @N_{max} indicam que a mistura apresenta uma estrutura de esqueleto mineral adequada e que não será compactada excessivamente pela ação do tráfego previsto durante a vida de projeto, além de evitar problemas com susceptibilidade elevada ao acúmulo de deformações permanentes.

4.4 ENSAIOS DE COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

4.4.1 Resistência à tração por compressão diametral

Os resultados de resistência à tração por compressão diametral estão apresentados na Figura 4.30, em ordem do menor para o maior valor. A figura apresenta os valores médios e os respectivos desvios padrões. Por sua vez, a Tabela 4.27 identifica a média do volume de vazios dos três corpos de prova ensaiados, bem como os desvios padrões encontrados. Da figura, pode ser observado que a RT das misturas, independentemente do ligante base utilizado, aumentou à medida que se deu a adição de TLA, o que era esperado, uma vez que o TLA fornece ganhos de rigidez aos materiais.

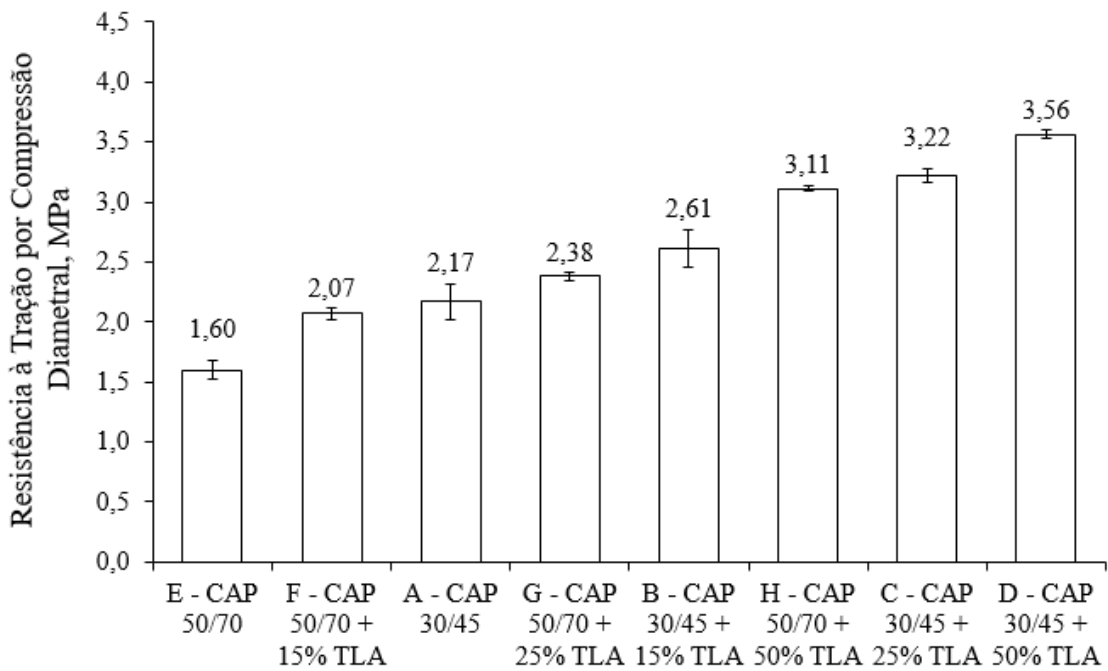


Figura 4.30: Resistência à tração por compressão diametral das misturas asfálticas

Tabela 4.27: Volume de vazios médio das amostras de RT

Mistura	A	B	C	D	E	F	G	H
Volume de vazios médio (%)	4,43	4,56	4,28	5,47	3,78	3,86	3,91	5,02
Desvio padrão (%)	0,094	0,173	0,262	0,256	0,159	0,115	0,107	0,298

Os valores encontrados foram bastante elevados, estando apenas a mistura E enquadrada nos resultados típicos de RT para misturas asfálticas, conforme indicam Bernucci *et al.* (2008). As demais misturas apresentaram valores semelhantes aos de misturas de módulo elevado, devido à elevada rigidez dos ligantes asfálticos empregados.

Cavalcanti (2010) comenta que a resistência à tração é diretamente proporcional à viscosidade dos ligantes asfálticos empregados na mistura, porém, para esta pesquisa, nota-se uma inversão na ordenação dos resultados entre as misturas A e G e, C e H, em relação aos resultados de viscosidade encontrados. Os valores de RT elevados podem ter sido influenciados pela prática de condicionamento das amostras em estufa na temperatura de compactação por duas horas adotada na pesquisa, para simular o envelhecimento que ocorre durante a construção de um revestimento asfáltico, acabando por tornar as misturas mais rígidas. Além disso, os valores superiores a 3 MPa podem ter sofrido a influência das misturas apresentarem RBV inferior ao limite mínimo da especificação, ou seja, uma quantidade de ligante insuficiente que pode aumentar o atrito na estrutura, devido à menor película de asfalto envolvendo os agregados, conforme

comentado por Almeida Júnior (2016).

4.4.2 Módulo de resiliência

Os resultados do ensaio de módulo de resiliência conduzido a 25°C estão apresentados na Figura 4.31, em ordem do menor para o maior valor. A figura apresenta os valores médios e os respectivos desvios padrões. Por sua vez, a Tabela 4.28 identifica a média do volume de vazios dos três corpos de prova ensaiados, bem como os desvios padrões encontrados. Da figura, pode ser observado que o MR das misturas, independentemente do ligante base utilizado, aumentou à medida que se deu a adição de TLA, o que era esperado, uma vez que o TLA fornece ganhos de rigidez aos materiais, como explicitado na literatura.

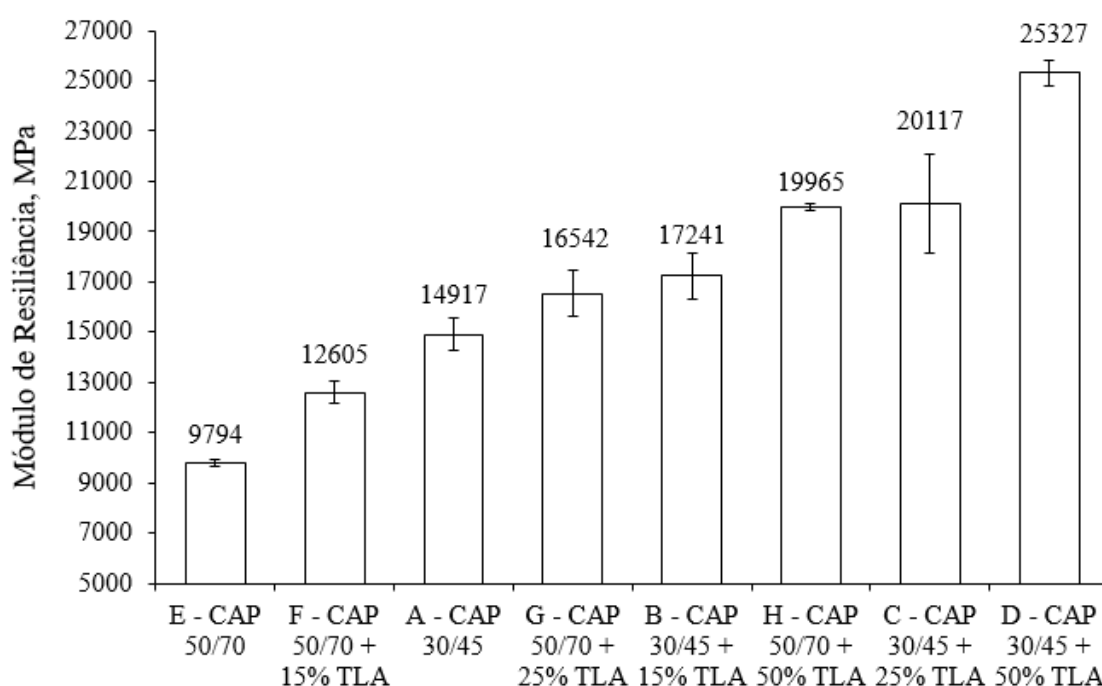


Figura 4.31: Módulo de resiliência das misturas asfálticas

Tabela 4.28: Volume de vazios médio das amostras de MR

Mistura	A	B	C	D	E	F	G	H
Volume de vazios médio (%)	4,41	4,71	4,54	5,45	3,72	3,59	3,98	4,93
Desvio padrão (%)	0,095	0,432	0,379	0,402	0,152	0,034	0,134	0,299

Os valores encontrados foram bastante elevados e mesmo a mistura que leva o ligante asfáltico menos consistente (CAP 50/70) apresentou resultado superior aos valores típicos de MR para concretos asfálticos a 25°C, indicados por Bernucci *et al.* (2008). A maioria das misturas se enquadraram na faixa de valores para misturas asfálticas de

módulo elevado, de acordo com os autores.

Observa-se, também, que as misturas que levam CAP 30/45 apresentaram valores mais elevados do que com CAP 50/70, o que era esperado, uma vez que este apresenta uma consistência maior. Além disso, os resultados encontrados de MR foram ordenados de mesma maneira que os de RT, o que indica uma coerência entre os ensaios para as misturas asfálticas do estudo.

Os valores de MR elevados podem ter sido influenciados pela prática de condicionamento das amostras em estufa na temperatura de compactação por duas horas adotada na pesquisa, para simular o envelhecimento que ocorre durante a construção de um revestimento asfáltico, acabando por tornar as misturas mais rígidas. Além disso, os resultados próximos e superiores a 20.000 MPa podem ter sofrido a influência das misturas apresentarem RBV inferior ao limite mínimo da especificação, ou seja, uma quantidade de ligante insuficiente, que pode aumentar o atrito na estrutura, devido à menor película de asfalto envolvendo os agregados (ALMEIDA JÚNIOR, 2016).

Os valores de módulo de resiliência foram superiores ao esperado, este fato ficando mais evidente devido as misturas A e E, que apresentaram resultados elevados em relação aos tipicamente encontrados para os CAPs 30/45 e 50/70 no Brasil. No entanto, observa-se a aplicação de misturas asfálticas em obras na cidade do Rio de Janeiro, nos últimos anos, que também têm apresentado valores de rigidez elevados, como comentado por Pazos (2015).

4.4.3 Dano por umidade induzida

O efeito deletério da água nas misturas asfálticas foi avaliado por meio do ensaio de dano por umidade induzida conduzido em dois grupos de corpos de prova, condicionados e não condicionados. Os resultados médios de RT de ambos os grupos, bem como o volume de vazios e os desvios padrões estão apresentados na Tabela 4.29. Por sua vez, a Figura 4.32 ilustra os resultados de RRT encontrados, indicando o critério mínimo adotado que garante uma boa resistência ao efeito.

Tabela 4.29: Resultados médios das amostras condicionadas e não condicionadas

Mistura	A	B	C	D	E	F	G	H
RT média - amostras condicionadas (MPa)	1,03	1,80	1,47	1,24	0,36	0,97	1,05	0,86
Desvio padrão (MPa)	0,033	0,083	0,038	0,236	0,036	0,078	0,041	0,069
Volume de vazios médio - amostras condicionadas (%)	6,75	6,90	6,40	6,28	6,26	6,21	6,58	7,40
Desvio padrão (%)	0,428	0,455	0,444	0,276	0,288	0,176	0,331	0,681
RT média - amostras não condicionadas (MPa)	1,94	2,73	2,18	2,83	1,00	1,65	1,57	2,03
Desvio padrão (MPa)	0,049	0,097	0,187	0,143	0,022	0,038	0,132	0,203
Volume de vazios médio - amostras não condicionadas (%)	6,46	6,79	6,25	6,26	6,45	6,23	6,31	6,90
Desvio padrão (%)	0,425	0,731	0,122	0,017	0,483	0,114	0,296	0,382

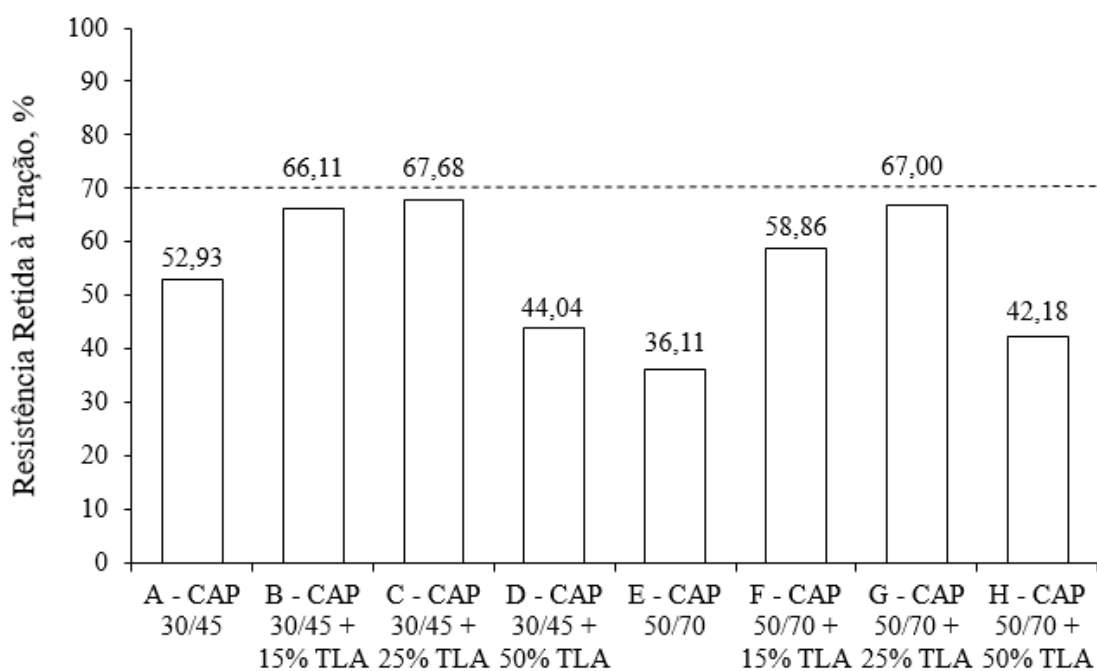


Figura 4.32: Resistência retida à tração das misturas asfálticas

Observa-se na figura que, à medida que se dá a adição de TLA, há um aumento considerável na resistência ao efeito deletério da água, com exceção dos teores de 50% de TLA, que acabam por contribuir negativamente em relação aos demais. Todas as misturas asfálticas apresentaram valores abaixo do critério mínimo adotado de RRT, que foi de 70%. Este fato pode ser explicado devido ao tipo de agregado utilizado, que exhibe grande quantidade de sílica em sua composição e, de acordo com Bernucci *et al.* (2008), agregados com muita sílica costumam demonstrar problemas de adesividade aos ligantes

asfálticos. Além disso, de acordo com os resultados do processamento digital de imagens realizado no sistema AIMS 2, as partículas graúdas dos agregados apresentaram baixa rugosidade, o que pode ter contribuído para a aderência ligante/agregado insuficiente.

O TLA é um material conhecido por conferir uma melhoria de adesividade quando adicionado a ligantes asfálticos convencionais, conforme comentado na literatura (COSTA *et al.*, 2008; CAVALCANTI, 2010; NASCIMENTO *et al.*, 2010). No entanto, nesta pesquisa, observou-se uma queda na RRT das misturas quando houve a adição de uma quantidade de 50% de TLA, o que vem a confrontar com o descrito na literatura. Como os valores de RBV para tais misturas foram inferiores ao limite mínimo especificado pela metodologia AASHTO M 323 - 13, o que acarretou em misturas com uma menor quantidade de ligante devido ao acréscimo de finos conferidos pela grande quantidade de TLA adicionada, tornando-as mais secas e quebradiças, buscou-se correlacionar este parâmetro com os resultados de RRT, a fim de investigar a influência na resistência ao efeito deletério da água. A Figura 4.33 ilustra a correlação entre os resultados.

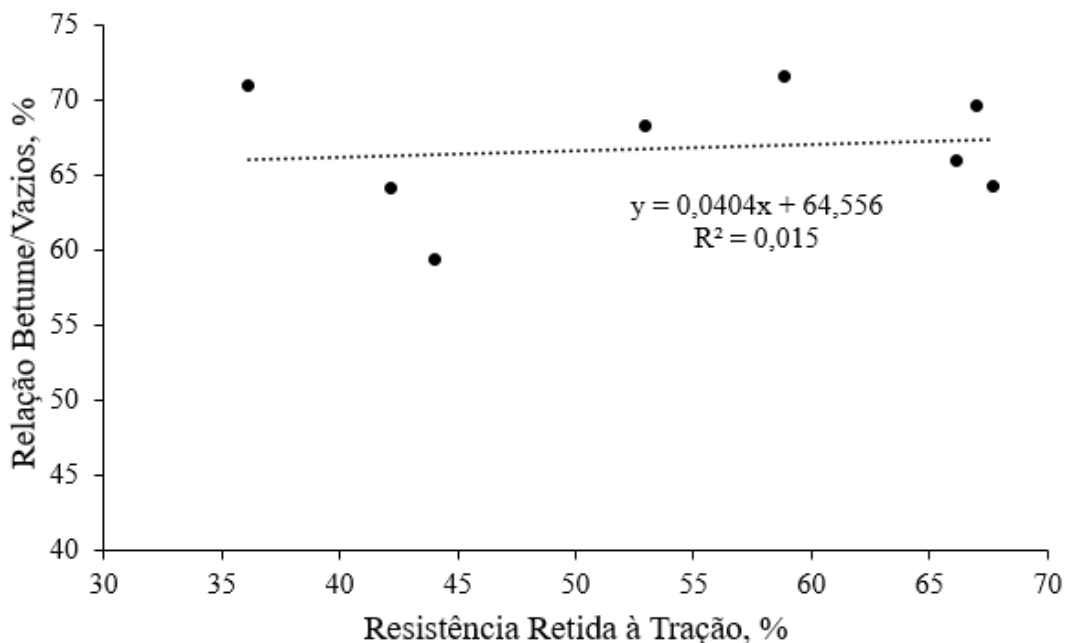


Figura 4.33: Correlação entre RBV e RRT das misturas asfálticas

Observa-se que o coeficiente de correlação encontrado é extremamente baixo ($R^2 = 0,015$), o que indica que não houve interferência nos resultados de RRT devido à quantidade insuficiente de ligante asfáltico. Sendo assim, pode-se concluir que à medida que se dá a adição de TLA até certa quantidade, a adesividade ligante/agregado é

alavancada, no entanto, quando se acrescentam valores elevados de TLA (50%, por exemplo) ocorre uma diminuição considerável de aderência. Sugerem-se estudos complementares para verificar a influência da composição do TLA nos efeitos de resistência à ação deletéria da água em misturas asfálticas, tentando identificar o motivo pelo qual ocorre essa inversão de adesividade entre 25% e 50% de adição. Além disso, a adição de teores intermediários entre 25% e 50% torna-se interessante para a identificação do teor de TLA a partir do qual os efeitos benéficos de adesividade ligante/agregado causados pelo material deixam de ocorrer.

4.4.4 *Flow Number*

A avaliação da susceptibilidade ao acúmulo de deformação permanente das misturas asfálticas foi realizada por meio do ensaio de *Flow Number*. Os testes foram conduzidos a 60°C. A Tabela 4.30 mostra os resultados médios da inclinação “b”, que representa a taxa de deformação permanente na zona secundária e do volume de vazios das amostras ensaiadas, bem como seus desvios padrões. Por sua vez, a Figura 4.34 ilustra os resultados de FN encontrados e os respectivos desvios padrões, ordenados do menor para o maior valor, indicando, também, os critérios de qualificação do comportamento dos materiais propostos por DNIT (2018). As misturas com adição de 50% de TLA tiveram seus ensaios encerrados após atingirem 7.200 ciclos de carregamento e, mesmo assim, foram definidos seus valores de FN.

Tabela 4.30: Resultados médio da inclinação "b" e do volume de vazios das amostras testadas

Mistura	A	B	C	D	E	F	G	H
Inclinação "b" média (microns/mm)	20,9	10,7	7,9	0,2	62,2	28,1	19,6	2,0
Desvio padrão (microns/mm)	6,876	0,824	1,165	0,069	6,209	4,089	5,581	0,734
Volume de vazios médio (%)	7,10	7,17	7,44	7,08	6,85	6,59	6,69	7,19
Desvio padrão (%)	0,338	0,280	0,020	0,426	0,178	0,037	0,299	0,313

Pode ser observado que à medida que houve adição de TLA aos ligantes convencionais, independentemente de suas rigidezes, ocorreram aumentos significativos de FN, o que era esperado e vem a corroborar com a literatura, onde é relatado que o material natural aumenta de maneira acentuada a resistência ao acúmulo de deformações permanentes das misturas asfálticas. Além disso, observa-se que quanto maior o FN

encontrado, menor a taxa de deformação permanente na zona secundária (b), tendência esta também encontrada por Nascimento (2008), Pazos (2015) e Barros (2017).

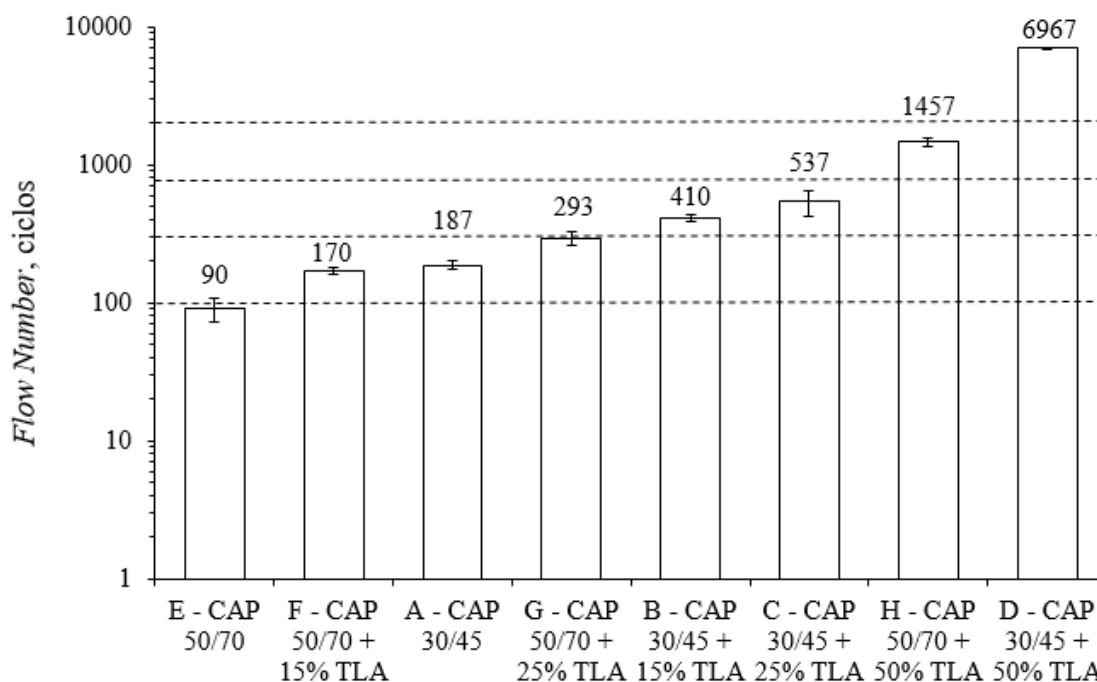


Figura 4.34: *Flow Number* das misturas asfálticas

Houve uma pequena mudança na ordem em relação aos resultados de MR e RT, ocorrendo a inversão entre as misturas C e H. Esta mudança pode indicar que, para o ensaio de FN, o teor de TLA adicionado teve efeito mais pronunciado do que o tipo de ligante convencional empregado, uma vez que a mistura C leva CAP 30/45 + 25% TLA e a mistura H CAP 50/70 + 50% TLA. Além disso, a mistura que leva 50% de adição de TLA apresenta um teor de ligante inferior em relação a que leva 25%, devido ao maior incremento de finos proporcionado pelo asfalto natural, fazendo com que o resultado de resistência ao acúmulo de deformação permanente seja alavancado, uma vez que materiais com menores teores de ligante tendem a ter valores de FN superiores.

Na figura estão presentes as faixas com os limites de FN estabelecidos por DNIT (2018) para qualificar as misturas asfálticas quanto à resistência à deformação permanente. A Tabela 4.31 apresenta resumidamente as condições de tráfego que os materiais devem suportar a partir dos resultados encontrados, que estão ordenados do menor para o maior valor de FN, levando em consideração a situação das vias e o clima. Pode ser observado que quanto maiores foram as adições de TLA aos ligantes asfálticos convencionais, melhores foram as respostas dos materiais, passando a suportar um maior

número de passagens de carga equivalente de eixo simples e, condições das vias e ambientais severas.

Tabela 4.31: Tráfego recomendado para as misturas asfálticas a partir dos resultados de FN considerando condições normais e severas das vias

Mistura	Flow Number (ciclos)	Tráfego recomendado (Nserviço)	
		Condições Normais	Condições Severas
E	90	Não recomendado	Não recomendado
F	170	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	$N < 1 \times 10^6$
A	187	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	$N < 1 \times 10^6$
G	293	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$	$N < 1 \times 10^6$
B	410	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$
C	537	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$	$1 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$
H	1457	$N \geq 1 \times 10^8$	$1 \times 10^7 \leq N < 1 \times 10^8$
D	6967	-	$N \geq 1 \times 10^8$

Os resultados encontrados para as misturas A e E, compostas pelos ligantes asfálticos convencionais CAP 30/45 e CAP 50/70, respectivamente, foram considerados baixos, devido aos valores relatados na literatura por diversos autores (BUDNY, 2012; ONOFRE, 2012; PAZOS, 2015; ALMEIDA JUNIOR, 2016). Sabe-se que a composição granulométrica e o intertravamento dos agregados são responsáveis pela maior contribuição à resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Como a totalidade das amostras de agregados não foram homogeneizadas quando recebidas para posterior redistribuição nos sacos de ráfia, a granulometria pode não estar garantida, o que acaba por interferir negativamente nos valores de FN. O método adotado de mistura também teve certa influência, uma vez que não se separaram os materiais por frações individuais de peneiras, o que pode ocasionar a segregação das misturas asfálticas. Além disso, devido aos resultados encontrados a partir de análises no sistema AIMS 2, o intertravamento dos agregados pode ter sido comprometido, por não exibirem uma angularidade elevada.

Outro fator que pode ser considerado é que a proporção AG da mistura de agregados foi superior ao limite indicado no Método Bailey para TMN de 19 mm, o que acarretou em uma fração de agregados graúdos desequilibrada, devido à tendência das partículas passantes na PM de controlar o esqueleto de agregados graúdos, resultando em uma mistura de difícil compactação. Almeida Junior (2016) correlacionou a proporção AG com os resultados de FN encontrados e indicou que o aumento na proporção acaba

por reduzir os valores de FN, o que também ajuda a explicar a provável razão dos resultados baixos deste estudo.

Como nesta pesquisa foi considerado que a adição de 15% de TLA aos ligantes asfálticos convencionais já seria o suficiente para que o material produzido fosse modificado, conduziu-se a verificação do ganho de resistência ao acúmulo de deformações permanentes gerados por tal teor. Observou-se que, em relação ao CAP 50/70, a adição de TLA gerou um ganho de aproximadamente 89% de resistência e, em relação ao CAP 30/45, houve um ganho de 119%, sendo estes valores considerados bastante satisfatórios e corroborando para a decisão. Além disso, caso a mistura de agregados proporcionasse um melhor intertravamento, os resultados encontrados poderiam ser melhores ainda.

Como as misturas D e H tiveram o ensaio de FN encerrado aos 7.200 ciclos e apresentaram valores bastante elevados, decidiu-se por correlacionar os resultados de FN com os de RBV. A adição em grandes proporções de TLA acabou acrescentando mais finos às misturas, tornando-as mais secas e diminuindo a espessura de filme asfáltico em torno dos agregados graúdos, o que aumenta o atrito entre as partículas e pode contribuir expressivamente com ganhos na resistência à deformação permanente. A Figura 4.35 ilustra a correlação obtida. Da figura, observa-se que o coeficiente de correlação foi elevado ($R^2 = 0,90$) e a quantidade insuficiente de ligante asfáltico nas misturas pode ter contribuído para alavancar seus valores de FN.

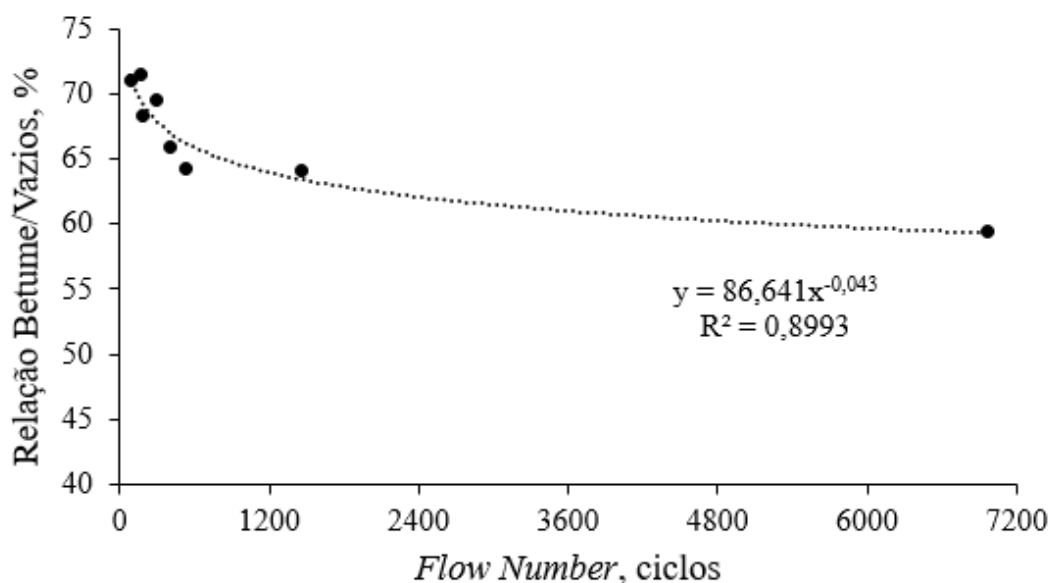


Figura 4.35: Correlação entre RBV e FN das misturas asfálticas

Em razão do ensaio de FN quantificar a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas e o teste de MSCR quantificar a resistência à deformação permanente de ligantes asfálticos, decidiu-se, também, por correlacionar ambos os resultados obtidos. A Figura 4.36 ilustra a correlação encontrada entre os valores de FN a 60°C e os de MSCR a 64°C. Observa-se que o coeficiente de correlação encontrado para os materiais avaliados na pesquisa foi bastante elevado ($R^2 = 0,97$).

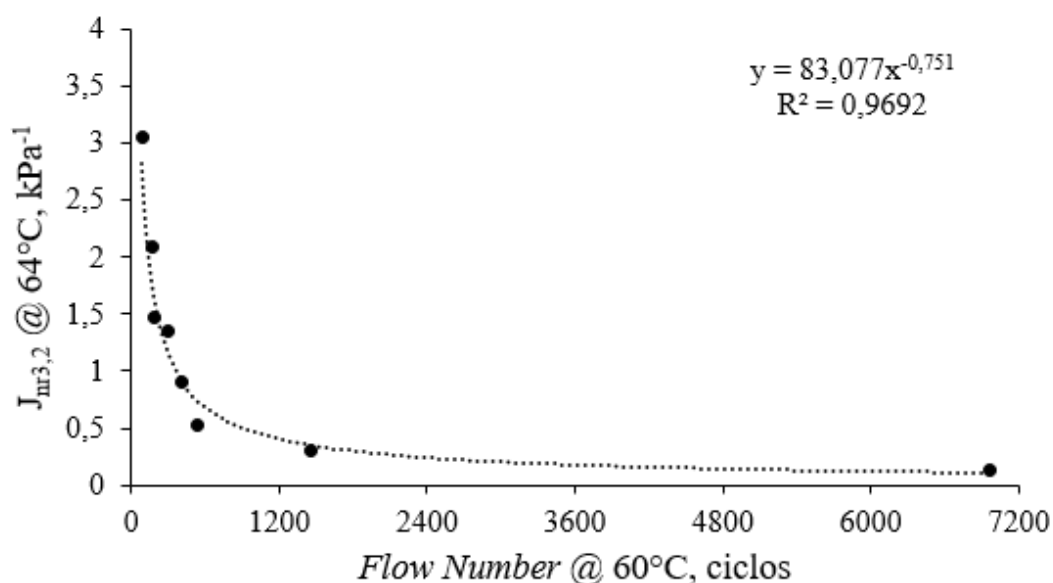


Figura 4.36: Correlação entre FN e MSCR das misturas asfálticas

4.4.5 Fratura por compressão diametral com carregamento monotônico

A obtenção da energia de fratura por meio de ensaios de compressão diametral com carregamento monotônico conduzidos na temperatura de 20°C é uma alternativa interessante para estimar o dano por fadiga das misturas asfálticas. A Tabela 4.32 indica os valores médios de volume de vazios de três réplicas ensaiadas, bem como seus desvios padrões. Por sua vez, a Figura 4.37 ilustra os resultados de energia de fratura médios obtidos e os respectivos desvios padrões.

Da figura, observa-se a tendência das misturas de absorverem uma quantidade maior de energia antes da fratura à medida que se dá a adição de TLA até teores de 25%. Nota-se que para 50% de TLA adicionado, houve quedas nos valores, que podem ser atribuídas a rigidez muito elevada destas misturas e, também, a menor quantidade efetiva de ligante asfáltico em relação ao teor de projeto padrão adotado, devido a maior quantidade de finos proporcionados pelo asfalto natural. Além disso, a redução da energia

de fratura foi deveras acentuada para a mistura D que leva CAP 30/45 + 50% TLA, ficando seu valor abaixo da mistura A, que levou o ligante base CAP 30/45, fato este, não identificado para a adição sobre o CAP 50/70.

Tabela 4.32: Volume de vazios médio das amostras de fratura por compressão diametral

Mistura	A	B	C	D	E	F	G	H
Volume de vazios médio (%)	5,24	5,14	5,37	5,37	5,08	5,02	5,65	5,97
Desvio padrão (%)	0,318	0,201	0,215	0,292	0,146	0,566	0,410	0,206

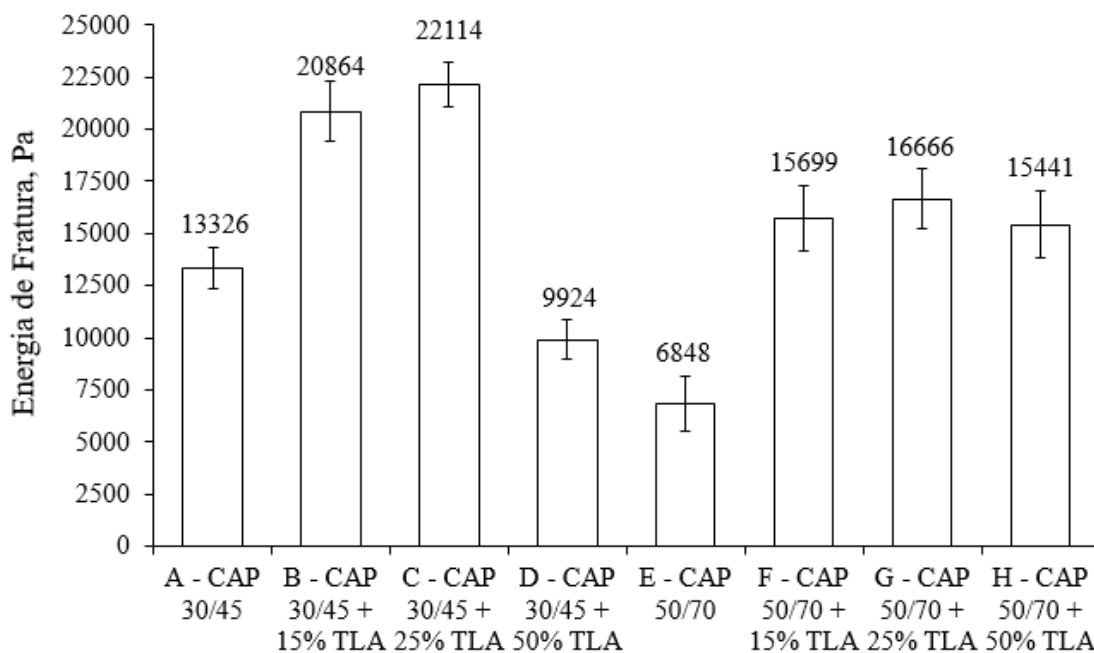


Figura 4.37: Energia de fratura das misturas asfálticas

Devido à forte correlação encontrada por Wen e Kim (2002) entre a energia de fratura e o desempenho das misturas asfálticas em campo, pode-se inferir que o ganho de rigidez proporcionado pela adição de TLA em ligantes asfálticos convencionais não afeta necessariamente a resistência ao trincamento por fadiga, desde que seja utilizado uma quantidade adequada de modificador. Teores de 50% de TLA aumentaram consideravelmente a rigidez das misturas, tanto da que levou o ligante base CAP 30/45 como a que levou o CAP 50/70. No entanto, este incremento afetou de maneira mais pronunciada a resistência ao dano quando se utilizou o CAP 30/45, podendo ser atribuído a sua maior consistência em relação ao CAP 50/70.

Os resultados de energia de fratura na temperatura de 20°C foram correlacionados com os resultados de LAS na temperatura de 19°C. Para tal, utilizaram-se os dados dos quatro ligantes asfálticos que tiveram seus ensaios de LAS completos com os respectivos

valores de energia de fratura das misturas asfálticas elaboradas com estes ligantes. A Figura 4.38 mostra a correlação obtida. O coeficiente de correlação encontrado entre o parâmetro a_f e a energia de fratura foi bastante superior ($R^2 = 0,60$) ao observado entre a FFL e a energia de fratura ($R^2 = 0,19$). Os valores encontrados entre a_f e a energia de fratura são promissores, indicando que a tolerância ao dano pode ser bem descrita por estes, quando dá utilização de diferentes escalas (ligante e mistura asfáltica). Os resultados obtidos foram a partir das misturas A, E, F e G e seus respectivos ligantes asfálticos.

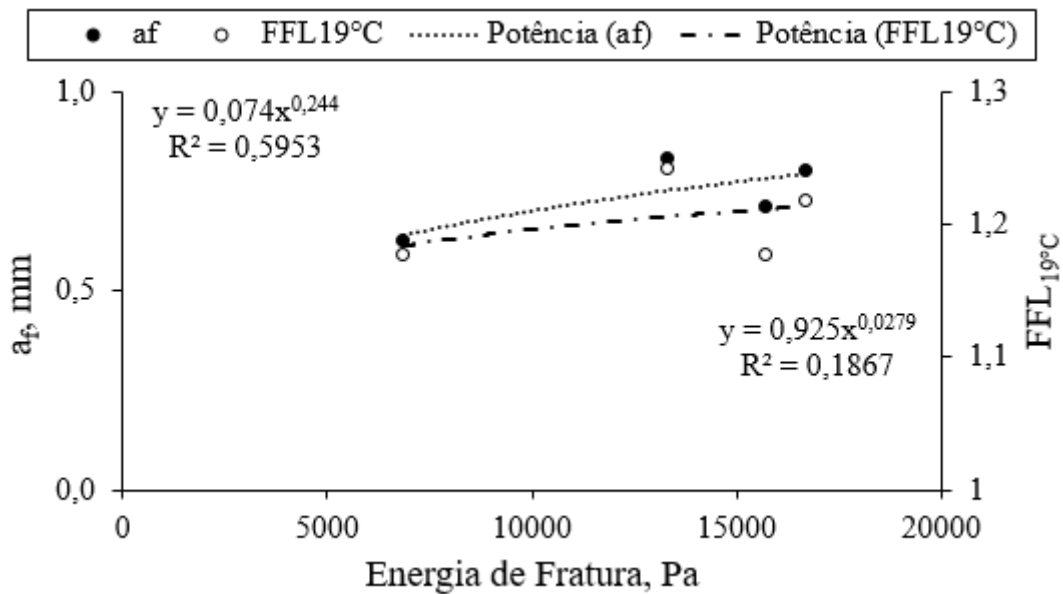


Figura 4.38: Correlação entre a_f , FFL_{19°C} e energia de fratura

Os resultados de energia de fratura na temperatura de 20°C foram correlacionados, também, com os resultados do parâmetro GR obtidos na temperatura de 15°C, para amostras de ligantes asfálticos envelhecidas em RTFOT, a fim de se utilizarem dados na mesma condição de envelhecimento, uma vez que as misturas asfálticas foram condicionadas antes da compactação durante duas horas em estufa para simular o envelhecimento de curto prazo que ocorre durante a construção do revestimento. A Figura 4.39 mostra a correlação obtida. O coeficiente de correlação encontrado entre o parâmetro GR e a energia de fratura foi bastante baixo ($R^2 = 0,08$), o que indica que a energia de fratura não consegue descrever o potencial trincamento em blocos dos materiais induzido pelo envelhecimento oxidativo, que é possível de ser identificado por meio do GR.

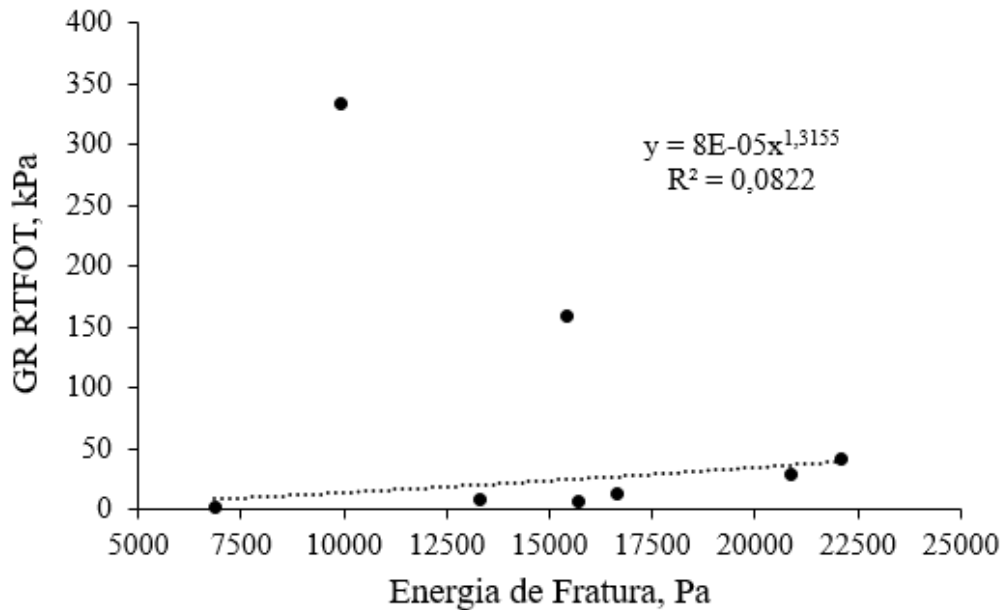


Figura 4.39: Correlação entre $GR_{RTFOT15^{\circ}C}$ e energia de fratura

4.4.6 Módulo dinâmico

Os ensaios de módulo dinâmico uniaxial foram realizados em três amostras para cada uma das misturas. A Tabela 4.33 indica os valores médios de volume de vazios, bem como seus desvios padrões. Por sua vez, a Figura 4.40 apresenta as curvas mestras de módulo dinâmico das misturas asfálticas no domínio da frequência reduzida, considerando a temperatura de referência de $20^{\circ}C$ e os dados plotados em escala log-log. As curvas mestras foram ajustadas por um modelo sigmoidal.

Tabela 4.33: Volume de vazios médio das amostras de módulo dinâmico

Mistura	A	B	C	D	E	F	G	H
Volume de vazios médio (%)	5,11	5,39	5,29	5,58	5,94	5,53	5,24	5,32
Desvio padrão (%)	0,070	0,102	0,091	0,135	0,083	0,173	0,181	0,016

Da figura, percebe-se que à medida que se dá a adição de TLA, independentemente do ligante asfáltico base, ocorrem aumentos significativos na rigidez das misturas, sendo mais pronunciados para frequências de carregamento baixas e temperaturas elevadas, quando os dados plotados em escala log-log. Observa-se, também, que para esta situação quando em velocidades de carregamento elevadas, as rigidezes das misturas asfálticas tendem a valores muito próximos, com exceção da mistura E, com CAP 50/70. Mensch (2017) comenta que nessa região, devido ao tempo de carregamento muito curto, observam-se comportamentos elásticos dos materiais. Estes resultados eram

esperados, uma vez que o TLA fornece uma maior consistência aos ligantes asfálticos convencionais.

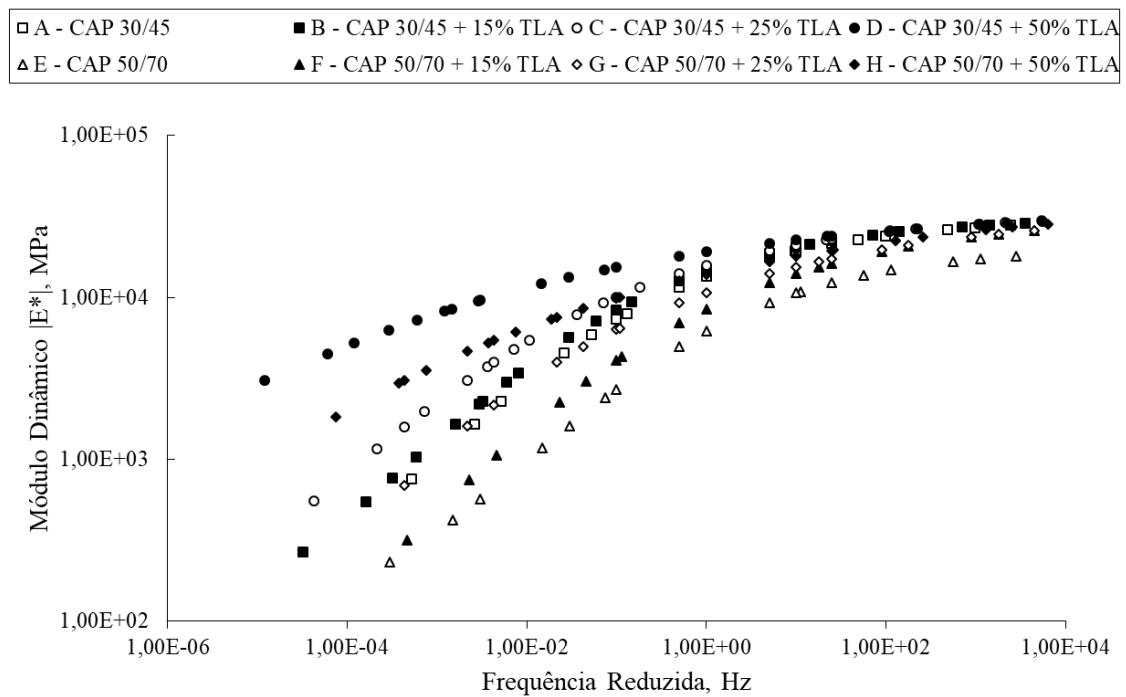


Figura 4.40: Curvas mestras de módulo dinâmico a 20°C das misturas asfálticas na escala log-log

A Figura 4.41 apresenta as curvas mestras de módulo dinâmico das misturas asfálticas no domínio da frequência reduzida, considerando a temperatura de referência de 20°C e os dados plotados em escala semi-log. Pode ser observado que, quando os dados plotados em escala semi-log, a diferença de rigidez para frequências de carregamento elevadas e baixas temperaturas pode ser melhor identificada, evidenciando que a mistura E com CAP 50/70 foi a que apresentou menores valores sob esta condição. Além disso, pode ser verificado que as misturas que levam o ligante asfáltico base CAP 30/45 tendem a exibir valores de rigidez mais próximos do que as misturas com o ligante puro CAP 50/70.

Mensch (2017) observou em seu estudo que a mistura de CAP 50/70 com 25% de TLA adicionado teve rigidez bem superior do que as demais misturas avaliadas. De acordo com Almeida Junior (2016), os valores de módulo dinâmico são mais dependentes da consistência dos ligantes asfálticos utilizados nas misturas do que das suas granulometrias.

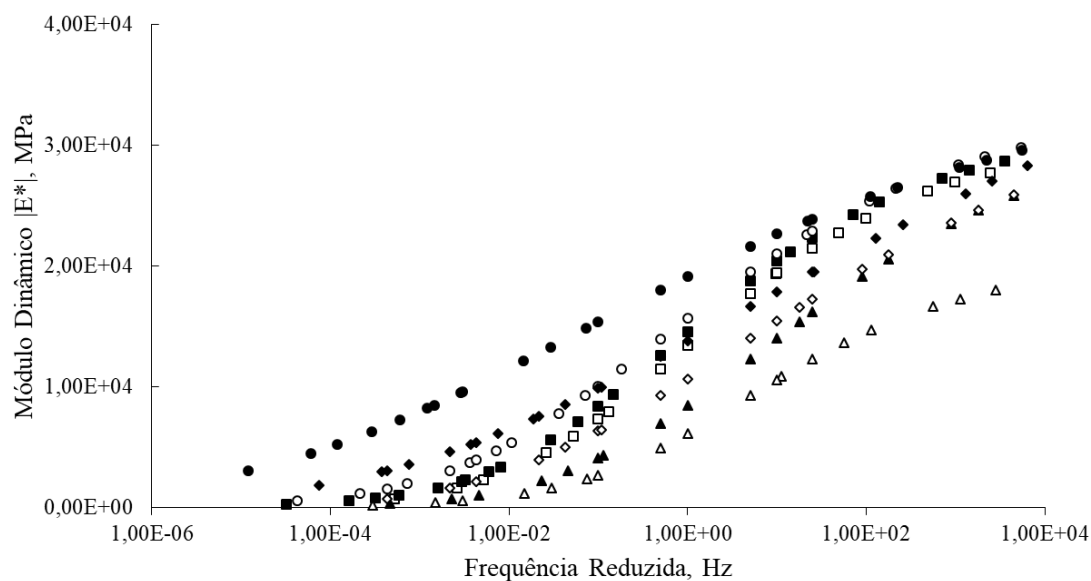


Figura 4.41: Curvas mestras de módulo dinâmico a 20°C das misturas asfálticas na escala semi-log

Além do módulo dinâmico, foram plotados os valores de ângulo de fase no domínio da frequência reduzida. A Figura 4.42 apresenta as curvas mestras de ângulo de fase, que foram ajustadas por um modelo sigmoidal. Da figura, observa-se que à medida que se dá a adição de TLA, independentemente do ligante asfáltico base, os valores de ângulo de fase diminuem, indicando um aumento na parcela elástica do comportamento das misturas que levam o modificador. Nota-se que a mistura E, com CAP 50/70, apresentou os maiores ângulos de fase, caracterizando esta como um material com maior parcela viscosa, o que era esperado, uma vez que o ligante é menos consistente que os demais.

Mensch (2017) identificou que o CAP 50/70 com 25% de TLA adicionado apresentou um comportamento mais elástico que as demais misturas na região de altas frequências. Além disso, em frequências intermediárias, a autora comenta o deslocamento da curva mais à esquerda do gráfico, mostrando-se ser um material menos suscetível termicamente e menos suscetível a carregamentos mais lentos. Sendo assim, pode-se inferir que a adição de TLA torna os materiais produzidos menos suscetíveis a variações térmicas, o que vem a corroborar com o descrito na literatura (COSTA *et al.*, 2008; CAVALCANTI, 2010; CERATTI *et al.*, 2015).

□ A - CAP 30/45	■ B - CAP 30/45 + 15% TLA	○ C - CAP 30/45 + 25% TLA	● D - CAP 30/45 + 50% TLA
△ E - CAP 50/70	▲ F - CAP 50/70 + 15% TLA	◇ G - CAP 50/70 + 25% TLA	◆ H - CAP 50/70 + 50% TLA

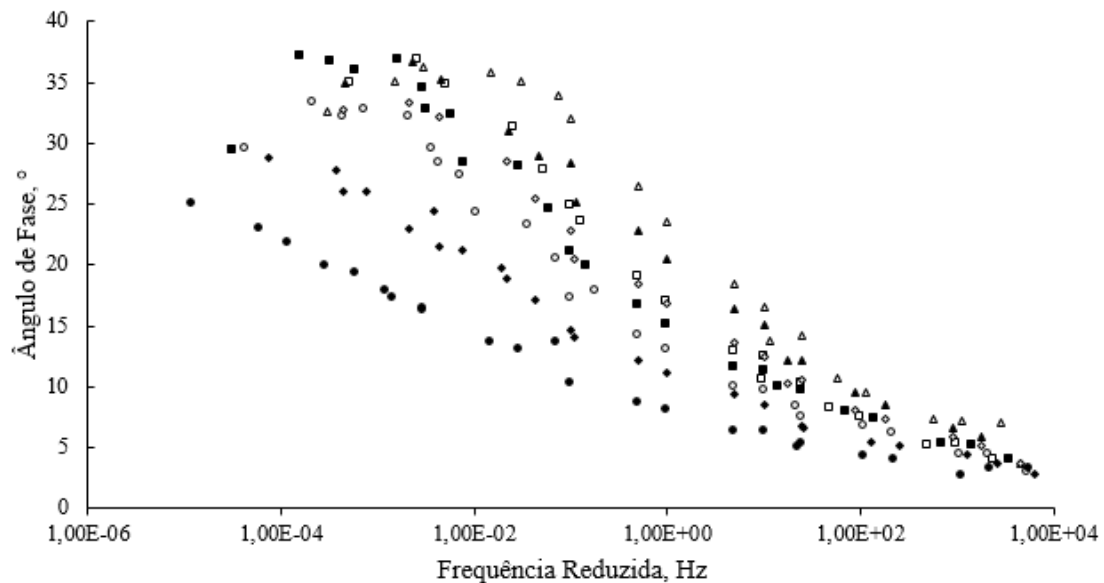


Figura 4.42: Curvas mestras de ângulo de fase das misturas asfálticas

Devido à maior rigidez conferida às misturas pela adição de maiores quantidades de TLA, que apresentam menores ângulos de fase, pode-se inferir que os materiais são capazes de dissipar uma maior quantidade de energia ou exibir uma menor perda por atrito interno, conforme comentado por Almeida Junior (2016). Além disso, o autor ressalta que quanto maior for a rigidez da mistura asfáltica, melhor se dará a distribuição das tensões que o revestimento, em campo, transferirá para as camadas subjacentes, o que induzirá tensões atuantes menores no subleito da estrutura, devido ao carregamento ser disseminado em uma maior área.

As misturas com 50% de TLA adicionado e a mistura C que leva CAP 30/45 + 25% TLA podem ter sofrido influência da menor quantidade de ligante asfáltico em seus resultados, devido a apresentarem valores de RBV inferiores ao limite mínimo especificado e aos finos conferidos pelo TLA. Este fato acarreta em uma menor espessura de filme de ligante em torno dos agregados, o que aumenta o atrito interno e a dissipação de energia. Sendo assim, a rigidez destas pode ter sido alavancada, em especial a da mistura D que leva CAP 30/45 + 50% TLA, por apresentar os menores valores de RBV e grande quantidade de finos adicionada.

4.4.7 Parâmetros de densificação do compactador giratório

Os parâmetros oriundos das curvas de densificação do compactador giratório foram determinados para as misturas asfálticas deste estudo, objetivando identificar suas características de compactabilidade (trabalhabilidade) e estabilidade. As Figuras 4.43 e 4.44 apresentam os resultados médios de CDI e TDI obtidos por meio de três corpos de prova, bem como os respectivos desvios padrões. As amostras foram usinadas e compactadas em suas respectivas temperaturas de usinagem e compactação previamente determinadas a partir de ensaios no viscosímetro *Brookfield*. Além disso, para as misturas que tiveram as temperaturas dos agregados, ligantes, usinagem e compactação excedendo 177°C (limite máximo especificado em DNIT 031/2006 - ES), foram produzidas amostras reduzindo-se os valores de aquecimento dos materiais e/ou compactação e usinagem das misturas, até a temperatura de 177°C. A Tabela 4.34 identifica as misturas para as quais este ajuste foi realizado, bem como as temperaturas que foram reduzidas.

Tabela 4.34: Redução das temperaturas para determinação dos parâmetros CDI e TDI

Mistura	Temperatura (°C)			
	Agregados	Ligantes	Usinagem	Compactação
C - CAP 30/45 + 25% TLA	183 → 177	173 → 173	173 → 173	162 → 162
D - CAP 30/45 + 50% TLA	195 → 177	185 → 177	185 → 177	174 → 174
H - CAP 50/70 + 50% TLA	189 → 177	179 → 177	179 → 177	167 → 167

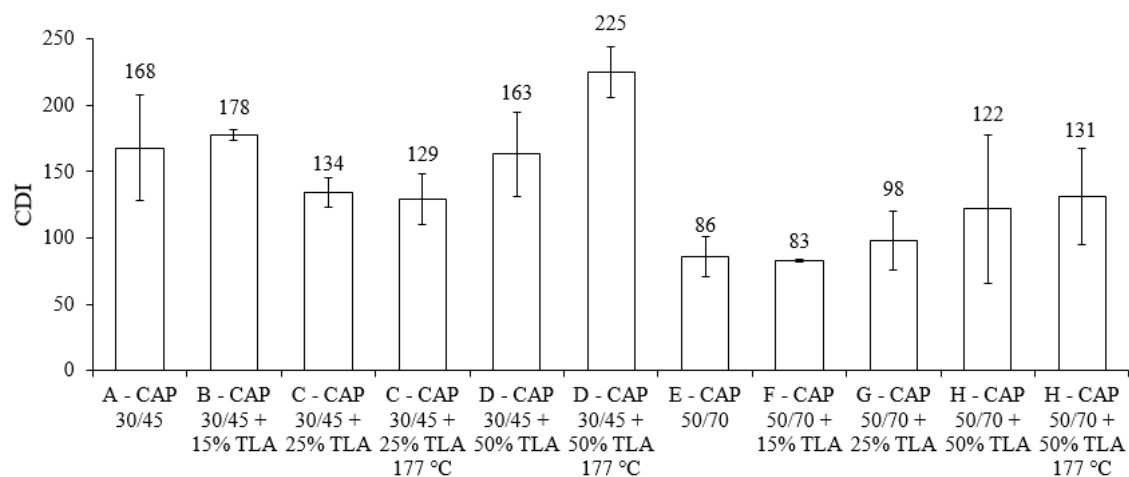


Figura 4.43: Resultados médios de CDI das misturas asfálticas

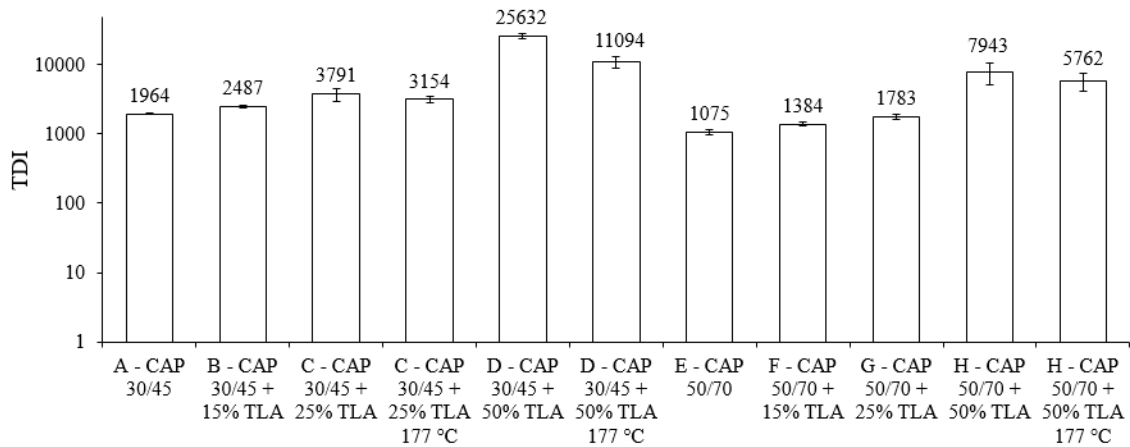


Figura 4.44: Resultados médios de TDI das misturas asfálticas

Alguns autores como Bahia e Faheem (2007) e Nascimento (2008) estabeleceram limites para os parâmetros CDI e TDI em relação ao tráfego, sendo que Nascimento (2008) recomenda os critérios para a dosagem de misturas asfálticas densas que serão utilizadas como camada de revestimento em rodovias brasileiras. A Tabela 4.35 apresenta os limites estabelecidos pelos autores. Como o projeto de dosagem deste estudo adotou uma quantidade de giros para representar um tráfego equivalente entre 3×10^6 e 1×10^7 ESALs, baseando-se nos critérios propostos pelos autores, valores de CDI entre 50 e 200 tornam-se aceitáveis para as misturas deste estudo, bem como valores de TDI superiores a 400.

Tabela 4.35: Critérios dos parâmetros CDI e TDI

Trabalhabilidade			
Bahia e Faheem (2007)		Nascimento (2008)	
Tráfego	CDI máximo	Tráfego	CDI mínimo
$< 3,0 \times 10^6$	100	Médio	50
$< 1,0 \times 10^7$	200	Pesado	50
$< 3,0 \times 10^7$	300	-	-
Resistência à deformação permanente			
Bahia e Faheem (2007)		Nascimento (2008)	
Tráfego	TDI mínimo	Tráfego	TDI mínimo
$< 3,0 \times 10^6$	400	Médio	250
$< 1,0 \times 10^7$	800	Pesado	400
$< 3,0 \times 10^7$	1200	-	-

Observando os valores encontrados de CDI e TDI, percebe-se que todas as misturas apresentaram valores satisfatórios em relação aos limites estabelecidos, com exceção da mistura D quando teve suas temperaturas diminuídas até 177°C, conforme

Tabela 4.34. Pode-se inferir, a partir dos resultados, que as misturas, no geral, apresentam uma trabalhabilidade aceitável, não apresentando dificuldades de compactação, e boa estabilidade, garantindo um bom desempenho frente aos esforços oriundos do tráfego que ocasionam deformações permanentes, como corroborado pelos ensaios de FN.

Nota-se que a redução da temperatura nas misturas que excederam o valor de 177°C afetou de maneira mais acentuada os valores de CDI e TDI da mistura D, tornando-a mais propensa a dificuldades de compactação. Este fato pode ter ocorrido devido a uma maior redução nos valores de temperatura em relação às demais.

Observa-se que os valores de CDI e TDI das misturas variaram bastante, bem como seus respectivos desvios padrões, o que não era esperado, uma vez que Nascimento (2008) concluiu que estes índices são sensíveis ao grau de intertravamento do esqueleto pétreo e ao teor de ligante asfáltico e não ao tipo de ligante asfáltico. Como utilizou-se o mesmo teor de projeto de ligante asfáltico e a mesma mistura de agregados, esperava-se que os resultados fossem semelhantes, como os encontrados por Nascimento (2008). Sendo assim, pode-se atribuir esta variação de valores à segregação da mistura de agregados devido à não homogeneização correta destes, bem como à metodologia de separação para usinagem que foi adotada.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Este trabalho avaliou a influência da adição de modificador *Trinidad Lake Asphalt* nas propriedades de dois ligantes asfálticos brasileiros convencionais e no comportamento mecânico de misturas asfálticas. Foram adicionados teores de 15%, 25% e 50% de TLA a ligantes CAP 30/45 e CAP 50/70, classificados de acordo com a especificação brasileira vigente. A adoção destes teores ocorreu em razão do teor mínimo exigido de 25% de adição de TLA para modificação de ligantes asfálticos convencionais, conforme a especificação DNIT 168/2013 - EM, com o intuito de identificar o real teor capaz de modificar o material, uma vez que não existem informações de como chegou-se a este valor, nem como foram estabelecidos os critérios de aceitação do ligante produzido. No total, foram analisados oito ligantes asfálticos e oito misturas asfálticas produzidas seguindo os procedimentos das metodologias Bailey e AASHTO M 323 - 13.

Ensaio foram realizados para caracterizar propriedades morfológicas dos agregados usando o sistema AIMS 2, além de propriedades como abrasão *Los Angeles* e equivalente de areia. A caracterização de ligantes asfálticos deu-se por meio de ensaios convencionais como penetração e ponto de amolecimento, de acordo com especificações brasileiras. Adicionalmente, foram caracterizadas propriedades reológicas dos materiais em reômetros de cisalhamento dinâmico e de fluência em viga.

O comportamento mecânico das oito misturas produzidas foi caracterizado por meio de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência, dano por umidade induzida, *Flow Number*, para avaliar a resistência ao acúmulo de deformação permanente, módulo dinâmico e energia de fratura. Este último tem sido apontado na literatura como uma alternativa eficiente aos ensaios tradicionais de dano por fadiga. Além disso, os parâmetros CDI e TDI, relacionados ao potencial de densificação das misturas, foram obtidos a partir de curvas de densificação no compactador giratório para a avaliação da trabalhabilidade e da estabilidade das misturas quando submetidas à ação do tráfego de veículos.

A partir dos resultados, pode-se concluir que:

- A mistura de agregados elaborada pelo Método Bailey não se adequou aos limites sugeridos dos parâmetros, o que se deve provavelmente às características dos

agregados disponíveis e às suas respectivas composições granulométricas. Este fato pode acarretar em problemas de segregação da mistura, que foi alavancado devido à não homogeneização dos agregados após seu recebimento.

- Os agregados utilizados no estudo, de maneira geral, são adequados para serem empregados em misturas asfálticas. Os resultados encontrados de teor de argila e desgaste por abrasão foram satisfatórios, bem como das propriedades obtidas por meio do sistema AIMS 2. No entanto, devido aos resultados de angularidade, a mistura de agregados elaborada apresentou dificuldade de intertravamento entre os materiais. Além disso, as partículas graúdas da composição exibiram problemas de adesividade ligante/agregado, devido à baixa rugosidade, que foram comprovados por meio dos resultados de dano por umidade induzida, os quais não atingiram o critério de aceitação estabelecido.
- Nenhum dos ligantes asfálticos produzidos com TLA se enquadraram nos limites de penetração estabelecidos pela especificação DNIT 168/2013 - EM. Em relação ao ponto de amolecimento, todos os materiais produzidos com TLA tiveram valores superiores ao mínimo exigido pela especificação, no entanto, verificou-se que os limites para penetração e para ponto de amolecimento definidos pela norma se contradizem. Este fato foi evidenciado pelos resultados obtidos do CAP 50/70, que mesmo sem adição de TLA, foi o único cuja penetração de 47 dmm ficou dentro da faixa de classificação (40 dmm - 55 dmm). No entanto, também foi o único a não atingir o valor mínimo de 50°C definido para o ponto de amolecimento.
- A viscosidade, a rigidez e as temperaturas de usinagem e compactação dos ligantes avaliados aumentaram proporcionalmente ao teor de TLA adicionado. A viscosidade dos ligantes com 50% de TLA foi tão alta que o limite de temperatura de usinagem foi excedido, em relação ao indicado pela especificação DNIT 031/2006 - ES.
- Considerando parâmetros da metodologia AASHTO M 332 - 14 e a “regra dos 90”, identificou-se que o teor de 15% de adição de TLA foi capaz de modificar os ligantes avaliados, alterando as suas propriedades.
- A caracterização reológica dos ligantes asfálticos do estudo indicou que o TLA

aumentou a rigidez dos ligantes produzidos, como esperado. O ganho de rigidez melhora consideravelmente a resistência dos ligantes ao acúmulo de deformações permanentes, mas os resultados mostraram que a resistência ao trincamento não foi afetada significativamente, desde que uma quantidade adequada de TLA seja adicionada. A magnitude do envelhecimento nos materiais que levaram TLA apresentou uma leve queda à medida que se deu sua adição.

- A mesma tendência de aumento de rigidez com o teor de TLA adicionado foi observada para as misturas asfálticas. Também foram identificados aumentos em RT, MR e módulo dinâmico proporcionais ao teor de TLA. As misturas com maiores teores de TLA também foram mais resistentes ao acúmulo de deformações permanentes, já que tiveram maiores valores de FN.
- Em relação ao efeito deletério da água, a adesividade ligante/agregado apresentou melhorias até o teor de 25% de TLA. No entanto, uma diminuição considerável de aderência foi identificada quando se adicionou 50%. Este fato pode ser atribuído a quantidade de finos adicionais proporcionados pelo uso do teor de 50% de TLA nas misturas asfálticas. Estudos adicionais são necessários para justificar melhor esta perda de adesividade, verificando a influência da composição do TLA sobre os resultados apresentados.
- Os ensaios de fratura por compressão diametral indicaram que a adição de teores de TLA elevados, como 50%, podem afetar a resistência ao dano por fadiga das misturas, devido à elevada rigidez conferida a estas. Esta influência foi mais evidente para o CAP 30/45, que é mais consistente do que o CAP 50/70 avaliado. Além disso, quando correlacionada a energia de fratura com os parâmetros oriundos do ensaio LAS de ligantes asfálticos, observou-se um coeficiente de correlação considerável ($R^2 = 0,60$) entre a_f e a energia de fratura, indicando que a tolerância ao dano pode ser bem descrita por estes. Por sua vez, quando correlacionada com o parâmetro GR, o coeficiente de correlação foi bastante baixo, o que indica que a energia de fratura não consegue descrever o potencial trincamento em blocos dos materiais induzido pelo envelhecimento oxidativo.
- Os parâmetros de densificação encontrados foram satisfatórios tanto no que tange à trabalhabilidade quanto à estabilidade sob a ação do tráfego. Verificou-se grande

variabilidade nos resultados, consequência da segregação da mistura de agregados devido à não homogeneização destes quando recebidos. Além disso, notou-se que reduzindo a temperatura dos materiais e de usinagem nas misturas que excederam 177°C, não houve perdas significativas de trabalhabilidade quando se utilizou CAP 30/45 + 25% TLA e CAP 50/70 + 50% TLA. Por sua vez, a mistura com CAP 30/45 + 50% TLA teve sua trabalhabilidade afetada, o que pode estar atrelado à segregação.

De maneira geral, a adição de TLA aos ligantes asfálticos convencionais conferiu a estes uma maior rigidez, o que acaba por melhorar a resistência ao acúmulo de deformações permanentes. No entanto, o enrijecimento não necessariamente afeta a resistência ao dano por fadiga, desde que sejam utilizados teores adequados. Além disso, com base nos resultados encontrados por diversos ensaios em diferentes escalas e na proposta deste estudo, verificou-se que a adição de 15% de TLA aos ligantes asfálticos convencionais é suficiente para modificá-los.

Em relação à especificação DNIT 168/2013 - EM, além de sugerir que seja alterado o limite mínimo de adição de TLA para 15% para considerar um material totalmente modificado, sugere-se que sejam alterados os limites de penetração especificados para 30 dmm - 45 dmm. Além disso, recomenda-se que haja um adendo na especificação informando qual a consistência que os materiais utilizados como base para a adição de TLA devem apresentar, bem como o tipo destes. Pela sensibilidade aos resultados encontrados durante este estudo, acredita-se que os ligantes asfálticos que devem ser empregados considerando a norma vigente são CAPs 50/70.

A sugestão de alterar o limite mínimo de adição de TLA para 15% para considerar um ligante asfáltico convencional totalmente modificado não se baseou no custo dos materiais e na sua disponibilidade, apenas considerou-se o ganho de propriedades reológicas e mecânicas em relação aos ligantes puros CAP 30/45 e CAP 50/70. Para a aplicação de um ligante asfáltico com 15% de TLA adicionado ao CAP 50/70 em um revestimento asfáltico, deve ser levado em conta, também, a disponibilidade do CAP 30/45 puro e o custo de ambos, uma vez que o CAP 30/45 apresentou propriedades reológicas e mecânicas semelhantes ou superiores ao material modificado.

Também se sugere que ensaios mais modernos e relacionados a propriedades

fundamentais dos ligantes asfálticos, tais como os propostos pela metodologia AASHTO M 332 - 14, devem ser considerados na especificação DNIT 168/2013 - EM, já que esta norma se baseia atualmente em parâmetros empíricos.

Algumas sugestões para trabalhos futuros incluem:

- Avaliar os efeitos da adição de TLA em ligantes asfálticos de diversas refinarias, além da REDUC, onde foram obtidos os ligantes avaliados no trabalho.
- Adicionar o teor de 35% de TLA aos ligantes asfálticos convencionais para verificar as alterações das propriedades dos materiais.
- Realizar a dosagem de misturas asfálticas que levam ligantes modificados por TLA, sem assumir um valor padrão a partir de um ligante convencional, uma vez que apresentam composições diferentes que refletem no teor de ligante.
- Realizar o cálculo de correção dos finos da mistura de agregados relacionados às partículas menores do que 75 μm presentes no TLA, conforme recomendações da norma ASTM D 5710 - 05.
- Deve-se ter muito cuidado com o manuseio dos materiais (agregados e ligantes asfálticos) para garantir que as misturas sejam bem projetadas à luz da metodologia adotada, evitando-se a segregação e teores de ligante asfáltico insuficiente, que acabam interferindo nos resultados dos parâmetros avaliados.
- Realizar estudos complementares visando verificar a influência do teor de TLA na resistência à ação deletéria da água em misturas asfálticas, especialmente para teores mais altos, como o de 50% utilizado nesta pesquisa.
- Realizar estudo sobre as viscosidades dos materiais produzidos com TLA, que devido à argila presente em sua composição, pode ser um material pseudoplástico e não um fluido Newtoniano, o que acaba por interferir nas temperaturas de usinagem e compactação.
- Realizar estudos de caracterização química dos ligantes asfálticos produzidos com TLA.

- Avaliar a toxicidade dos ligantes asfálticos modificados com TLA por meio da extração e da coleta de fumos, especialmente para temperaturas de operação mais elevadas.

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA JÚNIOR, P. O. B., *Comportamento Mecânico de Concretos Asfálticos com Diferentes Granulometrias, Ligantes e Métodos de Dosagem*. Dissertação de mestrado, UFSM, Santa Maria, RS, Brasil, 2016.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **AASHTO M 323**: Standard Specification for Superpave Volumetric Mix Design. Washington, D.C., 2013.

_____. **AASHTO M 332**: Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test. Washington, D.C., 2014.

_____. **AASHTO R 30**: Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA). Washington, D.C., 2002.

_____. **AASHTO T 19**: Standard Method of Test for Bulk Density (“Unit Weight”) and Voids in Aggregate. Washington, D.C., 2009.

_____. **AASHTO T 166**: Standard Method of Test for Bulk Specific Gravity (G_{mb}) of Compacted Hot Mix Asphalt (HMA) Using Saturated Surface-Dry Specimens. Washington, D.C., 2016.

_____. **AASHTO T 240**: Standard Method of Test for Effect of Heat and Air on a Moving Film of Asphalt Binder (Rolling Thin-Film Oven Test). Washington, D.C., 2013.

_____. **AASHTO T 312**: Standard Method of Test for Preparing and Determining the Density of Asphalt Mixture Specimens by Means of the Superpave Gyratory Compactor. Washington, D.C., 2015.

_____. **AASHTO T 315**: Standard Method of Test for Determining the Rheological Properties of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR). Washington, D.C., 2012.

_____. **AASHTO TP 70**: Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR). Washington, D.C., 2013.

_____. **AASHTO TP 101-UL**: Estimating Damage Tolerance of Asphalt Binders Using the Linear Amplitude Sweep. Washington, D.C., 2014.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2041**: Standard Test Method for Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures. West Conshohocken, 2011.

_____. **ASTM D 4402**: Standard Test Method for Viscosity Determination of Asphalt at Elevated Temperatures Using a Rotational Viscosimeter. West Conshohocken, 2006.

_____. **ASTM D 5710**: Standard Specification for Trinidad Lake Modified Asphalt. West Conshohocken, 2005.

_____. **ASTM D 6521**: Standard Practice for Accelerated Aging of Asphalt Binder Using a Pressurized Aging Vessel (PAV). West Conshohocken, 2008.

_____. **ASTM D 6626**: Standard Specification for Performance Graded Trinidad Lake Modified Asphalt Binder. West Conshohocken, 2001.

_____. **ASTM D 6648**: Standard Test Method for Determining the Flexural Creep Stiffness of Asphalt Binder Using the Bending Beam Rheometer (BBR). West Conshohocken, 2016.

_____. **ASTM D 7643**: Standard Practice for Determining the Continuous Grading Temperatures and Continuous Grade for PG Graded Asphalt Binders. West Conshohocken, 2016.

ANDERSON, K., **Trinidad Lake Asphalt Overlay Performance Final Report**. WSDOT – Washington State Department of Transportation. In: Final Report WA-RD 710.2, Olympia, WA, 2014.

ANDERSON, R. M., KING, G. N., HANSON, D. I., BLANKENSHIP, P. B., “Evaluation of the Relationship between Asphalt Binder Properties and Non-Load Related Cracking”, **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 80, pp. 615-664, Mar. 2011.

ARAÚJO, V. M. C., BESSA, I. S., CASTELO BRANCO, V. T. F., “Measuring Skid Resistance of Hot Mix Asphalt Using the Aggregate Image Measurement System (AIMS)”, **Construction and Building Materials**, v. 98, pp. 476-481, Aug. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15166**: Asfalto modificado – Ensaio de separação de fase. Rio de Janeiro, 2004.

_____. **NBR 15617**: Misturas asfálticas – Determinação do dano por umidade induzida. Rio de Janeiro, 2011.

_____. **NBR 16505**: Misturas asfálticas – Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Rio de Janeiro, 2016.

_____. **NBR NM 45**: Agregados – Determinação da massa unitária e do volume de vazios. Rio de Janeiro, 2006.

BAHIA, H., FAHEEM, A. F., **Using the Superpave Gyrotory Compactor to Estimate Rutting Resistance of Hot-Mix Asphalt**. In: Transportation Research Circular EC124 – Practical Approaches to Hot-Mix Asphalt Mix Design and Production Quality Control Testing, Washington, D. C., 2007.

BALBO, J. T., **Pavimentação asfáltica**: materiais, projeto e restauração. 1 ed. São Paulo, Oficina de Textos, 2007.

BARROS, L. M., *Deformação Permanente de Misturas Asfálticas: Avaliação do Desempenho Conforme Critério de Flow Number de Misturas Quentes e Mornas*. Dissertação de mestrado, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, 2017.

BASTOS, J. B. S., BABADOPULOS, L. F. A. L., 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**, v. 145, pp. 20-27, Mar. 2017.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P., SOARES, J. B., **Pavimentação asfáltica**: formação básica para engenheiros. 1 ed. Rio de Janeiro, PETROBRAS/ABEDA, 2008.

BOOSHEHRIAN, A., MOGAWER, W. S., BONAQUIST, R., “How to Construct an Asphalt Binder Master Curve and Assess the Degree of Blending between RAP and Virgin Binders”, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 25, Dec. 2013.

BRUXEL, D. F., *Estudo do Comportamento Viscoelástico de Concretos Asfálticos Convencionais e Modificados através de Ensaio de Laboratório e de Análise de Desempenho*. Dissertação de mestrado, UFSM, Santa Maria, RS, Brasil, 2015.

BUDNY, J., *Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Mornas*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2012.

CAVALCANTI, L. S., *Efeito de Alguns Modificadores de Ligantes na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.

CERATTI, J. A. P., BERNUCCI, L. B., SOARES, J. B., **Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação**. 1 ed. Rio de Janeiro, ABEDA, 2015.

CHEN, J., LIAO, M., HUANG, C., WANG, C., “Fundamental Characterization of Engineering Properties of Gussasphalt Mixtures”, **Journal of Materials in Civil Engineering – ASCE**, v. 23, pp. 1719-1726, Dec. 2011.

COLPO, G. B., MOCELIN, D. M., BRITO, L. A. T., CERATTI, J. A. P., “Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Asfálticas com Ligante Asfáltico Modificado por Polímero e Asfalto TLA”. *XVIII Congreso Ibero Latinoamericano del Asfalto – CILA*, Bariloche, Patagonia, ARG, 16-20 Noviembre 2015.

CONCAWE, **Bitumens and Bitumen Derivatives**. Product dossier no. 92/104. Brussels, 1992.

CORBETT, L.W., MERZ, R. E., “Asphalt Binder Hardening in the Michigan Test Road After 18 Years of Service”, **Transportation Research Record 544**, pp. 27-34, Jan. 1975.

CORBETT, L. W., PETROSSI, U., “Differences in Distillation and Solvent Separated Asphalt Residua”, **Industrial & Engineering Chemistry Product Research and Development**, v. 17, n. 4, pp. 342-346, Jul. 1978.

CORRIGAN, M., GOLALIPOUR, A., “Long Term Aging & Rheological Parameters”. *Presentation from the Asphalt Binder ETG Meeting*, Salt Lake City, UT, April 25-28, 2016.

COSTA, C., NOGUEIRA, L., GIOIA, J., “Mistura Asfáltica com o Uso de Modificador TLA (*Trinidad Lake Asphalt*)”. *39ª Reunião Anual de Pavimentação – RAPv*. Recife, Pernambuco, BRA, 2008.

CRAVO, M. C. C., *Efeitos do Envelhecimento Térmico e Fotoquímico em Ligantes Asfálticos, Mástique e Matriz de Agregados Finos*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

CUNHA, M. B., *Avaliação do Método Bailey de Seleção Granulométrica de Agregados para Misturas Asfálticas*. Dissertação de mestrado, EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil, 2004.

D’ANGELO, J. A., “Superpave Mix Design Tests Methods and Requirements”. *APWA International Public Works Congress*. Las Vegas, Nevada, USA, 1998.

D’ANGELO, J., “Modified Binders and Superpave Plus Specifications”. *Superpave Technical Issues*, Asphalt Institute. Lexington, Kentucky, 2004.

D’ANGELO, J., KLUTTZ, R., DONGRE, R. N., STEPHENS, K., 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, pp. 123-162, Mar. 2007.

DANTAS, L. N., *Estudo do Envelhecimento de Ligantes Asfálticos*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 035**: Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **DNER-ME 054**: Equivalente de areia. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **DNER-ME 081**: Agregados – determinação da absorção e da densidade de agregado graúdo. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **DNER-ME 084**: Agregado miúdo – determinação da densidade real. Rio de Janeiro, 1995.

_____. **DNER-ME 193**: Materiais betuminosos líquidos e semi-sólidos – determinação da densidade e da massa específica. Rio de Janeiro, 1996.

_____. **DNER-PRO 120**: Coleta de amostras de agregados. Rio de Janeiro, 1997.

_____. **DNER-PRO 199**: Redução de amostra de campo de agregados para ensaio de laboratório. Rio de Janeiro, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.
DNIT-ME 031: Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2006.

_____. **DNIT-ME 131**: Materiais asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT-ME 135**: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **DNIT-ME 136**: Pavimentação asfáltica – Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2017.

_____. **DNIT-ME 155**: Material asfáltico – Determinação da penetração – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2010.

_____. **DNIT-EM 168**: Cimento asfáltico de petróleo modificado por asfalto natural do tipo TLA (Trinidad Lake Asphalt) – Especificação de Material. Rio de Janeiro, 2013.

_____. **MEDINA**: Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos – Manual de Ajuda. Rio de Janeiro, 2018. Não publicado.

EPPS, J. A., SEBAALY, P. E., PENARANDA, J., MAHER, M. R., MCCANN, M. B., HAND, A. J., **Compatibility of a Test for Moisture-Induced Damage with Superpave Volumetric Mix Design**. In: NCHRP Report 444, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2000.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION / U.S. DEPARTMENT OF TRANSPORTATION, **Superpave Fundamentals Reference Manual**. National Highway Institute, NHI Course #131053. Washington, D.C., 2000.

_____. **Superpave Mixture Design Guide**. WesTrack Forensic Team Consensus Report. Washington, D.C., 2001.

FENG, X., ZHA, X., HAO, P., “Research on Design Technology of TLA Modified Asphalt Mixture”, **The Open Materials Science Journal**, v. 5, pp. 140-146, 2011.

GATES, L., MASAD, E., PYLE, R., BUSHEE, D., **Aggregate Imaging Measurement System 2 (AIMS2): Final Report**. In: Report FHWA-HIF-11-030, Federal Highway Administration, Washington, D.C., 2011.

GLOVER, C. J., DAVISON, R. R., DOMKE, C. H., RUAN, Y., JURISTYARINI, P., KNORR, D. B., JUNG, S. H., **Development of a New Method for Assessing Asphalt Binder Durability with Field Validation**. Federal Highway Administration. In: REPORT FHWA/TX-05/1872-2, College Station, TX, 2005.

GOLALIPOUR, A, *Modification of Multiple Stress Creep and Recovery Test Procedure and Usage in Specification*. Dissertação de mestrado, University of Wisconsin – Madison, Madison, WI, Estados Unidos, 2011.

HAO, M., HAO, P., CUI, W., LI, S., “Compound Modification of SMA in Airport Runway Using SBS and TLA”, **IEEE Advancing Technology for Humanity**, pp. 186-188, 2011.

HINTZ, C., *Understanding Mechanisms Leading to Asphalt Binder Fatigue*. Tese de doutorado, University of Wisconsin – Madison, Madison, WI, Estados Unidos, 2012.

HINTZ, C., VELASQUEZ, R., JOHNSON, C., BAHIA, H., “Modification and Validation of Linear Amplitude Sweep Test for Binder Fatigue Specification”, **Transportation Research Record**, n. 2207, pp. 99-106, 2011.

HINTZ, C., BAHIA, H., “Simplification of Linear Amplitude Sweep Test and Specification Parameter”, **Transportation Research Record**, n. 2370, pp. 10-16, 2013.

HUNTER, R. N., **Bituminous mixtures in road construction**. 1 ed. London, Thomas Telford, 1997.

HUNTER, R. N., SELF, A., READ, J., **The Shell Bitumen Handbook**. 6 ed. Westminster, ICE Publishing, 2015.

IBIAPINA, D. S., BRANCO, V. T. F. C., DIÓGENES, L. M., MOTTA, L. M. G., FREITAS, S. M., “Proposição de um Sistema de Classificação das Propriedades de Forma de Agregados Caracterizados com o Uso do Processamento Digital de Imagens a Partir de Materiais Oriundos do Brasil”, **Revista Transportes**, 2018. Não publicado.

JUAN, J., XIAONING, Z., “Modification of the Rolling Thin Film Oven Test for Modified Asphalt”. In: **24th Southern African Transport Conference (SATC 2005)**, pp. 979-986, Pretoria, South Africa, Jul. 2005.

KIM, Y. R., DANIEL, J. S., WEN, H., **Fatigue Performance Evaluation of WesTrack Asphalt Mixtures Using Viscoelastic Continuum Damage Approach**. In: Report FHWA/NC/2002-004, North Carolina Department of Transportation, Raleigh, NC, 2002.

KING, G., ANDERSON, M., HANSON, D., BLANKENSHIP, P., “Using Black Space Diagrams to Predict Age-Induced Cracking”. *7th RILEM International Conference on Cracking in Pavements*, v. 4, Delft, NL, 20-22 June 2012.

LAFORCE, R. F., **I 70 Glenwood Canyon Overlay with Trinidad Lake Asphalt/Steel Slag Hot Mix Asphalt**. CDOT – Colorado Department of Transportation. In: Final Report CDOT-DTD-R-2005-13, Denver, CO, 2006.

LI, R., WANG, P., XUE, B., PEI, J., “Experimental Study on Aging Properties and Modification Mechanism of Trinidad Lake Asphalt Modified Bitumen”, **Construction and Building Materials**, v. 101, pp. 878-833, Oct. 2015.

LIMA, C. D. A., *Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

LEITE, L. F. M., *Estudos de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímero*. Tese de doutorado, IMA/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 1999.

LEITE, L. F. M., MARTINS, A. T., CRAVO, M. C., “Reologia de Cimentos Asfálticos de Petróleo: Ferramenta para Previsão do Desempenho em Serviço de Ligantes Rodoviários. *XV Congresso Ibero Latino-Americano del Asfalto*, Lisboa, Portugal, 22-27 Nov. 2009.

LEITE, L., “Índices Reológicos de Desempenho do Ligante Asfáltico”. Apresentação realizada no IV Congresso Brasileiro de Reologia, Rio de Janeiro, RJ, 21-23 Abril, 2017.

MAHARAJ, R., ST GEORGE, A., RUSSELL, S. N., SINGH-ACKBARALI, D., “The Influence of Recycled Tyre Rubber on the Rheological Properties of Trinidad Lake Asphalt and Trinidad Petroleum Bitumen”, **International Journal of Applied Chemistry**, v. 5, n. 3, pp. 181-191, Sep. 2009.

MAHMOUD, A. F. F., BAHIA, H., **Using the Gyrotory Compactor to Measure Mechanical Stability of Asphalt Mixtures**. Report WHRP 05-02, Wisconsin Highway Research Program, Madison, WI, 2004.

MARQUES, G. L. O., *Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória*. Tese de doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2004.

MARTINS, A. T., *Contribuição para a Validação do Ensaio de Resistência ao Dano por Fadiga para Ligantes Asfálticos*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2014.

MASAD, E., AL-ROUSAN, T., BUTTON, J., LITTLE, D., TUTUMLUER, E., **Test Methods for Characterizing Aggregate Shape, Texture, and Angularity**. In: Transportation Research Board Report NCHRP 555, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2007.

MEDINA, J., MOTTA, L. M. G., **Mecânica dos Pavimentos**. 3 ed. Rio de Janeiro, Interciência, 2015.

MENDES, L. O., *Utilização do Método Bailey para a Seleção de Agregados em Dosagem de Misturas Asfálticas*. Dissertação de mestrado, PROAC/UFJF, Juiz de Fora, MG, Brasil, 2011.

MENSCH, N. G., *Análise Viscoelástica de Misturas Asfálticas Quentes e Mornas*. Dissertação de mestrado, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, 2017.

MENSCHING, D. J., ROWE, G. M., DANIEL, J. S., BENNERT, T., “Exploring Low-Temperature Performance in Black Space”, **Road Materials and Pavement Design**, v. 16, n. S2, pp. 230-253, Dec. 2015.

MEYER, R. F., ATTANASI, E. D., FREEMAN, P. A., **Heavy Oil and Natural Bitumen Resources in Geological Basins of the World**. In: U.S. Geological Survey/Open-File Report 2007-1084, Reston, Virginia, 2007.

MICKES, J. A., ANDERSON, D. A., BARKER, M. F. *et al.*, **SUPERPAVE Performance by Design**. In: Transportation Research Board/Final Report of the TRB Superpave Committee, Washington, D.C., 2005.

MOGAWER, W. S., AUSTERMAN, A. J., BONAQUIST, R., **Using Space Diagrams to Evaluate the Effect of Softer Binder and Warm Mix Technologies in Reclaimed Asphalt Pavement Mixtures**. In: Transportation Research Board, 16-1547, Washington, D.C., USA, 10-14 Jan. 2016.

MOTTA, L. M. G., TONIAL, I., LEITE, L. M., CONSTANTINO, R. S., **Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas**. Tradução comentada. FHWA-SA-95-003. Rio de Janeiro, RJ, 1996.

NASCIMENTO, F. A. C., ARAUJO, M. M. M., GUIMARÃES, A. C. R., “Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Elaboradas com Cimento Asfáltico de Petróleo Modificado por Asfalto Natural (CAP TLA)”. *40ª Reunião Anual de Pavimentação – RAPv*. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, BRA, 2010.

NASCIMENTO, F. A. C., GUIMARÃES, A. C. R., CARNEIRO, L. A. V., “Análise da Influência das Propriedades do Ligante Asfáltico e do Esqueleto Pétreo na Deformação Permanente de Misturas Asfálticas”. *44ª Reunião Anual de Pavimentação – RAPv*. Foz do Iguaçu, Paraná, BRA, 2015.

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, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2008.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM., **A Manual for Design of Hot Mix Asphalt with Commentary**. NCHRP Report 673, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2011.

NUÑEZ, J. Y. M., *Caracterização à Fadiga de Ligantes Asfálticos Modificados Envelhecidos a Curto e Longo Prazo*. Dissertação de mestrado, EESC/USP, São Carlos, SP, Brasil, 2013.

OLIVEIRA FILHO, C. M. S., *Estudo do Efeito de Diferentes Granulometrias no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Descontínuas tipo Stone Matrix Asphalt (SMA)*. Dissertação de mestrado, UFC, Fortaleza, CE, Brasil, 2007.

ONOFRE, F. C., *Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Produzidas com Ligantes Asfálticos Modificados por Ácido Polifosfórico e Aditivos Poliméricos, Enfatizando a Resistência à Deformação Permanente*. Dissertação de mestrado, UFC, Fortaleza, CE, Brasil, 2012.

OSMARI, P. H., *Caracterização Química, Reológica e de Morfologia Superficial de Ligantes Asfálticos Modificados por Diferentes Agentes Rejuvenescedores*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2016.

PAZOS, A. G., *Efeitos de Propriedades Morfológicas de Agregados no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas*. Dissertação de mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2015.

PETERSEN, J. C., ROBERTSON, R. E., BRANTHAVER, J. F., HARNSBERGER, P. M., DUVALL, J. J., KIM, S. S., ANDERSON, D. A., CHRISTIANSEN, D. W., BAHIA, H. U., **Binder Characterization and Evaluation: Volume 1**. Strategic Highway Research Program, National Research Council. In: SHRP-A-367, Washington, D. C.,

PINTO, S., PREUSSLER, E. S., **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis**. 2 ed. Rio de Janeiro, Synergia/IBP, 2010.

RAHBAR-RASTEGAR, R., DANIEL, J. S., REINKE, G., “Comparison of Asphalt Binder and Mixture Cracking Parameters”, **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 86, pp. 285-314, Mar. 2017.

ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, E. R., LEE, D., KENNEDY, T. W., **Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction**. 2 ed. Lanham, Maryland, National Asphalt Pavement Association Research and Education Foundation, 1996.

ROBERTS, F. L., MOHAMMAD, L. N., WANG, L. B., “History of Hot Mix Asphalt Mixture Design in the United States”, **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 14, pp. 279-293, Jul/Aug. 2002.

ROBINETTE, C., WILLIAMS, R. C., “The Effects of the Testing History and Preparation Method on the Superpave Simple Performance Test”, **Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists**, v. 75, pp. 297-320, Mar. 2006.

ROWE, G. “Asphalt Binder Properties and Airfield Pavement Cracking”. *International Conference on Highway Pavements and Airfield Technology 2017*, Philadelphia, Pennsylvania, USA, 27-30 Aug. 2017.

ROWE, G., KING, G. “The Influence of Binder Rheology on the Cracking of Asphalt Mixes in Airports and Highway Projects”, **Journal of Testing and Evaluation**, v. 42, n. 5, pp. 1063-1072, Sept. 2014.

SAFAEI, F., CASTORENA, C., “Temperature Effects of Linear Amplitude Sweep Testing and Analysis”, **Transportation Research Record**, n. 2574, pp. 92-100, 2016.

SHARMA, B. K., MA, J., KUNWAR, B., SINGHVI, P., OZER, H., RAJAGOPALAN, N., **Modeling the Performance Properties of RAS and RAP Blended Asphalt Mixes Using Chemical Compositional Information**. Illinois Center for Transportation. In: REPORT FHWA-ICT-17-001, Urbana, IL, 2017.

SPECHT, L. P., *Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus*. Tese de doutorado, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil, 2004.

SPECHT, L. P., HIRSCH, F., CRONST, F., TUCHUMANTEL, O., BERGMANN, E. C., MATA, H. A. N., “Aplicação de Revestimento com SBS e TLA sob Deck Metálico da Ponte Móvel do Guaíba”. *41ª Reunião Anual de Pavimentação – RAPv*. Fortaleza, Ceará, BRA, 2012.

U.S. ARMY CORPS OF ENGINEERS., **Hot-Mix Asphalt Paving Handbook 2000:** part 1: project organization, mix design, and quality control. In: AC 150/5370-14A, Appendix 1, Federal Aviation Administration, Washington, D.C., 2001.

VASCONCELOS, K. L., *Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias.* Dissertação de mestrado, UFC, Fortaleza, CE, Brasil, 2004.

VAVRIK, W. R., HUBER, G., PINE, W. J., CARPENTER, S. H., BAILEY, R., **Bailey Method for Gradation Selection in Hot-Mix Asphalt Mixture Design.** In: Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044, Washington, D. C., 2002.

WARREN, R. S., MCGENNIS, R. B., BAHIA, H. U., **SUPERPAVE Asphalt Binder Test Methods:** An Illustrated Overview. REPORT FHWA-SA-94-068, Lexington, KY, 1994.

WEN, H., KIM, Y. R., “Simple Performance Test for Fatigue Cracking and Validation with WesTrack Mixtures”, **Transportation Research Record**, n. 02-2924, pp. 66-72, 2002.

WITCZAK, M. W., KALOUSH, K., PELLINEN, T., EL-BASYOUNY, M., VON QUINTUS, H., **Simple Performance Test for Superpave Mix Design.** In: NCHRP Report 465, National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2002.

YILMAZ, M., ÇELOĞLU, M. E., “Effects of SBS and Different Natural Asphalts on the Properties of Bituminous Binder and Mixtures”, **Construction and Building Materials**, v. 44, pp. 533-540, Mar. 2013.