

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

Diego Menegusso Pires

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE CONCRETOS
ASFÁLTICOS APLICADOS EM CAMPO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Santa Maria, RS
2020

Diego Menegusso Pires

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE CONCRETOS
ASFÁLTICOS APLICADOS EM CAMPO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS
2020

This study was financed in part by the Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - Brasil (CAPES) - Finance Code 001

Pires, Diego Menegusso
Estudo da deformação permanente de concretos
asfálticos aplicados em campo / Diego Menegusso Pires.-
2020.
185 p.; 30 cm

Orientador: Luciano Pivoto Specht
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2020

1. Misturas asfálticas 2. Ligante asfáltico 3.
Deformação permanente 4. Comportamento mecânico 5. Flow
Number I. Specht, Luciano Pivoto II. Título.

Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Declaro, DIEGO MENEGUSSO PIRES, para os devidos fins e sob as penas da lei, que a pesquisa constante neste trabalho de conclusão de curso (Dissertação) foi por mim elaborada e que as informações necessárias objeto de consulta em literatura e outras fontes estão devidamente referenciadas. Declaro, ainda, que este trabalho ou parte dele não foi apresentado anteriormente para obtenção de qualquer outro grau acadêmico, estando ciente de que a inveracidade da presente declaração poderá resultar na anulação da titulação pela Universidade, entre outras consequências legais.

Diego Menegusso Pires

**ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE CONCRETOS
ASFÁLTICOS APLICADOS EM CAMPO**

Dissertação apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito para obtenção do título de **Mestre em Engenharia Civil**.

Aprovado em 15 de Outubro de 2020:

Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)

Adalberto Leandro Faxina, Dr. (USP)

Deividi da Silva Pereira, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS
2020

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço a Deus pelas oportunidades e a força depositada para pavimentar meus caminhos em realizar os objetivos de minha vida.

A minha família, que sempre me apoiou em todas as minhas decisões tomadas para/com minha existência.

Ao Professor Dr. Luciano Pivoto Specht, orientador desta pesquisa e coordenador do PPEGC, pela oportunidade, apoio, conversas, confiança e ensinamentos em todos os momentos desta trajetória.

Ao Doutorando Sílvio Lisboa Schuster, por todo o conhecimento compartilhado em várias conversas e suporte prestado durante esta etapa de realização deste estudo.

Aos professores, Adalberto Leandro Faxina e Deividi da Silva Pereira, que de maneira gentil, aceitaram formar a banca examinadora e pelas considerações apresentadas com o intuito de aprimorar esta pesquisa.

A todos os professores e secretária do PPGEAC da UFSM, sempre presentes para um melhor encaminhamento do processo, em especial Luciano Specht, Deividi Pereira, Magno Baroni, Rinaldo Pinheiro e Tatiane Cervo.

Aos integrantes do Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV), em especial a Gabriela de Souza Dias, Victória Nunes Ramos e Jennifer Ilha Vendrusculo, da iniciação científica, e a Chaveli Brondani, Haline Ceccato, Patrícia Falcão, Renan Scherer e Régis Pinheiro, da pós-graduação, que acompanharam mais de perto o desenvolvimento da pesquisa. Também, à amiga Ariane Lúcia Oss-Emer, pela amizade, conversas e apoio nesta e em várias outras etapas.

Ao Fernando Boeira, que ensinou parte de procedimentos laboratoriais a serem aplicados neste estudo; ao Lucas Botto Bueno, Eduardo Druzian e Pedro Orlando Junior, que se fizeram presentes em inúmeras coletas a campo.

À ANP/Petrobrás pelo suporte no campo e de equipamentos utilizados na pesquisa.

À CAPES pela bolsa do mestrado.

À UFRJ/COPPE, em especial ao Marcos Antônio Fritzen, pelo empenho em realizar os ensaios de morfologia dos agregados.

À empresa E-Vias, onde foram realizados os ensaios de Hamburgo Test.

RESUMO

ESTUDO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE CONCRETOS ASFÁLTICOS APLICADOS EM CAMPO

AUTOR: Diego Menegusso Pires
ORIENTADOR: Luciano Pivoto Specht

O transporte em rodovias, principalmente em pavimentos asfálticos, é crucial para muitos países ao redor do mundo, assim como possui alta relevância no contexto econômico e social do País. Outro fator chave que se destaca é o comportamento mecânico destas misturas asfálticas que procede dos materiais de constituição, das ações do tráfego e do clima, entre outras condições, e está, diretamente, atrelado à performance em campo, a ser expressa pelas propriedades mecânicas adquiridas, normalmente, por meio de ensaios em laboratório. É de extrema importância para o dimensionamento e especificação das camadas dos pavimentos, o conhecimento do comportamento das misturas utilizadas, de maneira efetiva, em rodovias do Estado. Considera-se que o fenômeno da deformação permanente é um dos principais defeitos encontrados nos revestimentos asfálticos. Desta maneira, esta pesquisa propõe avaliar misturas asfálticas aplicadas em campo, com diferentes agregados e ligantes asfálticos, além de diversas faixas granulométricas recomendadas pelos órgãos rodoviários que administram as rodovias no Estado (DAER e DNIT), buscando compreender de que maneira suas distintas características influenciam frente à resistência à deformação permanente. Além disso, apresentam-se relações entre as escalas: ligante; mistura e; pista. Para realização do estudo foram coletadas oito misturas, sendo avaliadas frente ao comportamento mecânico por meio de ensaios laboratoriais e de campo, com foco na deformação permanente, no parâmetro do ensaio *Flow Number*, Hamburgo Test e os ligantes pelo ensaio *Multiple Stress Creep Recover*. Também, os trechos de aplicação das misturas asfálticas foram monitorados a fim de avaliar a deformação permanente das camadas de revestimento. Com os resultados foi possível verificar que os ligantes modificados por polímero e borracha apresentaram desempenho à deformação permanente mais satisfatórios quando comparados aos ligantes convencionais. A rigidez das misturas asfálticas em altas temperaturas é fator preditor de elevada importância no desempenho da deformação permanente, em uma relação de ganho de resistência frente ao afundamento, a partir do ganho de rigidez. Foi verificado que o comportamento de rigidez das misturas asfálticas em altas temperaturas está, intimamente, atrelado à rigidez dos ligantes asfálticos, sugerindo que o desempenho à deformação permanente, em campo, está fortemente vinculado ao comportamento da escala ligante.

Palavras-chave: misturas asfálticas. Deformação Permanente. Comportamento mecânico. *Flow Number*.

ZUSAMMENFASSUNG

STUDIE ÜBER DIE FORTDAUERENDE VERFORMUNG DER VOR ORT ANGEWENDETEN ASPHALTMISCHUNGEN

AUTOR: Diego Menegusso Pires
BETREUER: Luciano Pivoto Specht

Der Verkehr auf Kraftfahrstraßen ist nicht nur für viele Länder weltweit von großer Bedeutung, sondern auch, hauptsächlich was Asphalttragschicht und Asphaltdecken angeht, für das Land im wirtschaftlichen und im sozialen Kontext relevant. Wichtige Punkte sind ebenso das mechanische Verhalten der Asphaltmischungen, das aus den Mischguten, den Verkehrs- und den Wetterauswirkungen entstehen, und die Leistung vor Ort, die eindeutig auf die mechanischen Eigenschaften bezogen und im wissenschaftlichen Experimente im Labor zu erkennen sind. Für die Bemessung und für die Spezifikation der Asphaltmischungen ist das Kenntnis des angewendeten Mischungsverhaltens auf den Kraftfahrstraßen des Bundesstaates von großer Wichtigkeit. Das Phänomen der fort dauernden Verformung liegt an einem Mangel des Asphaltbodens. In dieser Art und Weise bringt die hier dargestellte Forschung sowohl eine Evaluation der vor Ort analysierten Asphaltmischungen *dar*, die aus verschiedenen Asphaltaggregaten und Bindemitteln entstehen, als auch analysiert die von DAER und DNIT vorgeschlagenen Korngröße, um besser die Einwirkungen der Eigenschaften auf die Beständigkeit der konstanten und fort dauernden Verformung. Außerdem werden auch die Maßstaben Bindemittel, Mischung und Piste überprüft. Um diese Forschung durchzuführen, wurden acht Mischungen mechanischem Verhalten zufolge im Labor und vor Ort evaluiert, anhand vom Testparameter *Flow Number*; vom Hamburgo Test und von der Probe *Multiple Stress Creep Recover*. Die Strecken, wo die Asphaltmischungen angewendet waren, wurden kontrolliert, damit man eine bessere Perspektive der Verformung der Asphaltmischungen bekommen konnte. Mit den Ergebnissen kann man feststellen, dass die von Polymer- und Gummibeschichtungen abgeänderten Bindemittel im Vergleich zu den konventionellen Bindemitteln eine zufriedenstellende Performance haben. Die Steifigkeit der Asphaltmischungen bei hohen Temperaturen übt einen großen Einfluss auf die Performance der fort dauernden Verformung aus, da so ein Leistungsgewinn zu erkennen ist, was die Absenkung angeht. Die Studie zeigt das Steifigkeitsverhalten der Mischungen in einem Kontext von hohen Temperaturen, der damit verbunden ist, dass die Bindemittel auch zu steifig sind. Das weist darauf hin, dass die Performance und die Leistung vor der fort dauernden Verformung mit den Bindemitteln stark verknüpft sind.

Schlüsselwörter: Asphaltmischungen. Fort dauernden Verformung. Mechanisches Verhalten. *Flow Number*.

ABSTRACT

STUDY OF THE PERMANENT DEFORMATION OF ASPHALT CONCRETE APPLIED ON FIELD

AUTHOR: Diego Menegusso Pires

ADVISOR: Luciano Pivoto Specht

Transport on highways, mainly on asphalt pavement, is crucial for many countries around the globe, being relevant to the economic and social contexts of a country. Another key factor is the mechanical behaviour of asphalt mixtures, result of the materials used, traffic and weather corrosion, amongst other conditions, and is directly linked to its on-field performance, being expressed, by the mechanical properties acquired, through scientific in lab studies. It is of the highest priority the knowledge of the behaviour of the mixtures used for the sizing and specification of the pavement layers, for them to be used properly on State-run roads. It is considered that permanent deformation phenomenon is a key effect found in asphaltic pavements. In this way, this research aims to evaluate asphaltic mixtures utilized on the field, with different aggregates and asphalt binders, as well as several grain size ranges recommended by the road agencies that oversee the state highways (DAER and DNIT), seeking to understand how its characteristics act on resisting the permanent deformation phenomenon. Furthermore, it presents relationships between the scales: binder; mixture and; track. To carry out the study, eight mixtures were collected and evaluated the mechanical behaviour of these mixtures through lab and field examination, focusing on permanent deformation, as defined on the study Flow Number, Hamburg Test and the binders by the Multiple Stress Creep Recover study. In addition, the stretches of road were monitored to evaluate permanent deformation of the layers. With the analysis of the results, it was possible to verify the modified binders by polymer and rubber demonstrated a satisfactory performance on permanent deformation when compared to conventional binders. The stiffness of asphaltic mixtures under high temperatures is a predictor of huge importance by the permanent deformation performance, on a relation of strength gain with respect to rutting, as of gain of stiffness. It was verified that the stiffness behaviour of asphaltic mixtures under high temperatures is directly related to the stiffness of the asphaltic binders, on field, suggesting the performance against permanent deformation is strongly connected to the behaviour of the binder-scale.

Keywords: asphalt mixtures. Permanent Deformation. Mechanical Performance. *Flow Number*.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Ensaio acelerado em simulador de tráfego para desenvolvimento de ATR com o número de repetição de ciclos em mistura asfáltica	36
Figura 2 – Processo de destilação do petróleo em representação simplificada	40
Figura 3 – Resposta tensão-deformação durante um teste de fluência e recuperação.....	44
Figura 4 – Curvas de fluência realizadas a diferentes temperaturas utilizadas para determinar a curva-mestre.	44
Figura 5 – Resposta tensão-deformação durante um teste relaxamento.....	45
Figura 6 – Separação química do ligante asfáltico	50
Figura 7 – Estrutura hipotética de uma molécula de asfalto.....	51
Figura 8 – Modelo de estrutura coloidal do ligante asfáltico	52
Figura 9 – Grau de desempenho sugerido para ligantes asfálticos por estado no Brasil.....	55
Figura 10 – Comportamento mecânico de materiais asfálticos: domínios típicos do em função das deformações e da temperatura.	57
Figura 11 – Comportamento mecânico dos materiais asfálticos: domínios típicos em função das deformações e do número de ciclos.	57
Figura 12 – Comportamento de concretos asfálticos convencionais: domínios típicos.	58
Figura 13 – Deformação permanente caracterizada pelo acúmulo de pequenas deformações irreversíveis.....	61
Figura 14 – Deformação permanente no pavimento asfáltico.....	61
Figura 15 – Categorias deformação permanente em pavimentos flexíveis.	62
Figura 16 – Influência do agregado e do ligante no comportamento de misturas asfálticas....	66
Figura 17 – Curva deformação permanente <i>versus</i> número de ciclos.	72
Figura 18 – Elementos que interferem na resistência à deformação permanente das camadas de concreto asfáltico.	76
Figura 19 – Representação global da abreviatura das misturas asfálticas.	79
Figura 20 – Mapa de localização das usinas.....	82
Figura 21 – Localização dos trechos de monitoramento das misturas asfálticas coletadas	83
Figura 22 – <i>Dynamic Shear Rheometer</i> do GEPPASV/UFSM	86
Figura 23 – Esquema de deformação e carregamento com 20 ciclos à 0,1 Kpa (a) e 10 ciclos à 3,2 kPa (b).....	87
Figura 24 – Equipamento <i>AIMS 2</i>	93
Figura 25 – Imagem do <i>AIMS 2</i> em (I) 2D e (II) 3D.....	94
Figura 26 – Amostra cilíndrica antes e após a efetuação do ensaio.	100
Figura 27 – Simulador de tráfego Hamburgo – HWTD	102
Figura 28 – Amostras possíveis para ensaio de Hamburgo.	103
Figura 29 – Diagrama esquemático do sistema de montagem de amostras cilíndricas.....	103
Figura 30 – Aspecto visual mistura M7-PG64-SBS-12.5.....	105
Figura 31 – Aspecto visual mistura M5-PG70-SBS-12.5.....	106
Figura 32 – Relação teor de ligante pelo rotarex e pelo forno	108
Figura 33 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M1-PG58-19	110
Figura 34 – Esqueleto Mineral mistura M1-PG58-19.....	111
Figura 35 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M2-PG64-SBS-19....	112
Figura 36 – Esqueleto Mineral M2-PG64-SBS-19.....	112
Figura 37 – Curva de projeto/rotarex/forno - Mistura M3-PG58-19.....	113
Figura 38 – Esqueleto Mineral M3-PG58-19	114
Figura 39 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M4 M4-PG70-SBS-12.5	115

Figura 40 – Esqueleto Mineral M4-PG70-SBS-12.5	115
Figura 41 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M5-PG70-SBS-12.5	116
Figura 42 – Esqueleto Mineral M5-PG70-SBS-12.5	117
Figura 43 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M6-PG58-19.....	118
Figura 44 – Esqueleto Mineral M6-PG58-19	118
Figura 45 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M7-PG64-SBS-12.5	119
Figura 46 – Esqueleto Mineral M7-PG64-SBS-12.5	120
Figura 47 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M8-PG64-RUB-12.5	121
Figura 48 – Esqueleto Mineral M8-PG64-RUB-12.5	121
Figura 49 – Resultados de J_{nR} em ensaios de MSCR realizados nas temperaturas de PG de alta dos ligantes.....	128
Figura 50 – Ensaio <i>MSCR</i> temperatura média de 64°C	129
Figura 51 – Resultado de deformação e carregamento com 20 ciclos a 0,1 kPa e 10 ciclos à 3,2 kPa.....	130
Figura 52 – Detalhamento do comportamento dos ligantes as cargas aplicadas.	131
Figura 53 – Relação entre o Parâmetro reológico $ G /\text{sen}\phi$ a 65° 1 Hz e os resultados obtidos de J_{nR} (64°C)	132
Figura 54 – Relação entre o parâmetro reológico $ G /\text{sen}\phi$ a 65° 1 Hz e os resultados obtidos de J_{nR} (64°C), exceto para ligante M8.....	132
Figura 55 – Misturas analisadas e respectivos <i>Flow Number</i> com os limites mínimos indicados por Nascimento (2008), Bastos et al. (2017) e Faccin (2018).	134
Figura 56 – Resultados das médias finais de deformação permanente (mm) do número de ciclos (20.000) do ensaio <i>HWTD</i>	137
Figura 57 – Medição ATR acumulado por N acumulado.....	139
Figura 58 – Misturas e ATR/N acumulado em 6 e 12 meses.	142
Figura 59 – ATR/N Acumulado por <i>Flow Number</i>	144
Figura 60 – ATR/N Acumulado por Hamburgo Test.....	145
Figura 61 – Correlação ensaios <i>Flow Number</i> e Hamburgo Test.	148
Figura 62 – Correlação <i>Flow Number</i> e $ E^* $ (54°C 1Hz).	150
Figura 63 – Correlação <i>Flow Number</i> e $E/\text{sen}\phi$ (54°C 1Hz).	151
Figura 64 – Correlação ensaios <i>Flow Number</i> e J_{nR} (PG).....	152
Figura 65 – Correlação ensaios <i>Flow Number</i> e J_{nR} (64°C).	152
Figura 66 – Correlação ensaios <i>Flow Number</i> e $ G^* $ 65°C 1Hz.....	153
Figura 67 – Correlação <i>Flow Number</i> e $ G^* /\text{sen}\phi$ 65°C 1Hz.....	154
Figura 68 – Relação entre o Parâmetro FN e os valores de ATR/N 12 meses monitorados em pista	155
Figura 69 – Relação entre a rigidez em altas temperaturas ($ E^* /\text{sen}\phi$ -54°1Hz) e a relação ATR/N 12 meses obtidas de campo	155
Figura 70 – Correlação Hamburgo Test (mm) e E (54°C 1Hz).	156
Figura 71 – Correlação ensaios Hamburgo e $E/\text{sen}\phi$ (54°C 1Hz).	156
Figura 72 – Correlações Hamburgo com os indicadores de campo ATR 6 meses e ATR/N 12 meses.	157
Figura 73 – Correlação $ E^* $ (54°c 1 Hz) e $ G^* $ (65°C 1Hz).	158
Figura 74 – Correlação $ G^* /\text{sen}\phi$ (65°C1Hz) com o ATR/Nacum.....	159
Figura 75 – Relação do parâmetro J_{nR} com a relação ATR/N 12 meses	160
Figura 76 – Correlações com o parâmetro FN: Lamelaridade 3/4' (Figura 76 a e b); textura dos agregados (Figura 76 c e d); teor de ligante (Figura 76 e e f); e AG Bailey (Figura 76 g e h).....	164
Figura 77 – Correlação satisfatórias de Hamburgo Test com propriedades das misturas: Índice de Forma 3/4'' (Figura 77 a e b); esfericidade (Figura 77 c e d); angularidade	

	(Figura 77 e e f); forma 2D (Figura 77 g e h); AG Bailey (Figura 77 i e j) e; VAM (Figura 77 k e l)	165
Figura 78 – Correlações $ E^* $ (54°C 1Hz) e $ E^* /\text{sen}\phi$ (54°C 1Hz) com o Teor de Ligante obtido pelo método do forno de ignição.		168
Figura 79 – Correlações $ E^* $ (54°C 1Hz) e $ E^* /\text{sen}\phi$ (54°C 1Hz) com o parâmetro granulométrico AG Bailey.		169

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Constituição média em massa de alguns petróleos.	49
Tabela 2 – Propriedades das frações SARA.	50
Tabela 3 – Classificação do Tráfego <i>Superpave</i> do ligante.	54
Tabela 4 – Propriedades que influenciam a resistência à deformação permanente.	63
Tabela 5 – Parâmetros de <i>FN</i> para níveis variados de tráfego de acordo com a literatura.	73
Tabela 6 – Resumo misturas asfálticas coletadas.	78
Tabela 7 – Descrição das coletas e terminologias das misturas.	80
Tabela 8 – Informações gerais das misturas.	80
Tabela 9 – Características mineralógicas e físicas dos agregados que compõem as misturas .	81
Tabela 10 – Escolha de ligante com base na velocidade e nível de tráfego teste MSCR (após AASHTO M 332).	89
Tabela 11 – Limites de classificação propostos por Al Rousan (2004) e Ibiapina et al. (2018).	91
Tabela 12 – Limites de classificação propostos pelo sistema AIMS e Al Rousan (2004).	92
Tabela 13 – Quantidades mínimas de partículas para ensaios no sistema AIMS 2	95
Tabela 14 – Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento miúdo	96
Tabela 15 – Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento graúdo	97
Tabela 16 – Parâmetros volumétricos e características dos projetos de dosagens das misturas	99
Tabela 17 – Coeficiente de alteração de média das propriedades de <i>FN</i>	101
Tabela 18 – Exigências para realizar o ensaio HWTD	104
Tabela 19 – Parâmetros dos agregados encontrados em laboratório	108
Tabela 20 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M1-PG58-19	110
Tabela 21 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M2-PG64-SBS-19...	111
Tabela 22 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M3-PG58-19	113
Tabela 23 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M4-PG70-SBS-12.5	114
Tabela 24 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M5-PG70-SBS-12.5	116
Tabela 25 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M6-PG58-19	117
Tabela 26 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M7-PG64-SBS-12.5	119
Tabela 27 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M8-PG64-RUB-12.5	120
Tabela 28 – Parâmetros Bailey e FAD.	122
Tabela 29 – Resultados dos ensaios de morfologia dos agregados minerais de acordo com Al Rousan (2004).	124
Tabela 30 – Propriedades Morfológicas por média das misturas	125
Tabela 31 – Índice de forma, lamelaridade dos agregados e porcentagens passante.	127
Tabela 32 – Ligantes envelhecidos RTFOT.	129
Tabela 33 – <i>Flow Number</i> das mistura, adquirido pelo Modelo Francken e concernentes parâmetros.	133
Tabela 34 – Médias dos números de ciclos do <i>Hamburgo Test (HWTD)</i>	137
Tabela 35 – Critérios estatísticos de qualidade de ajuste.	146
Tabela 36 - Resultados ensaios versus ensaios pelo parâmetro de coeficiente de determinação ajustado (R^2)	147
Tabela 37 – Resultados ensaios <i>versus</i> propriedade da mistura pelo parâmetro de coeficiente de determinação ajustado (R^2).	161

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Propriedades dos ligantes convencionais (CAP 50-70).....	84
Quadro 2 – Propriedades dos ligantes modificados por polímero SBS (AMP 60-85).....	84
Quadro 3 – Propriedade do ligante modificado por borracha (ECOFLEX AB-08).....	85

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Official</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AG	Agregado Graúdo
AIMS 2	<i>Aggregate Imaging Measurement System 2</i>
ATR	Afundamento de Trilha de Roda
BBR	<i>Bending Beam Rheometer</i>
CAP	Cimentos Asfálticos de Petróleo
CEN	Committe for Standardization
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CREMA	Contratos de Restauração e Manutenção Rodoviária
CTB	Código de Trânsito Brasileiro
DMM	Densidade Máxima Medida
DMT	Densidade Máxima Teórica
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - RS
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação Permanente
<i>E</i>	Espessura
<i>G*</i>	módulo complexo
ETA	European Technical Approval
FAD	Faixa de Agregados Dominante
FHWA	Federal Highway Administration
FN	<i>Flow Number</i>
GEPPASV	Grupo de Estudos em Pavimentação e Segurança Viária
<i>h</i>	Hora
HWT	<i>Hamburg Wheel-Track Test</i> (Hamburgo Test)
LVE	viscoelástico linear
LVDT	<i>Linear Variable Differential Transformer</i>
J_{nR}	Conformidade de recuperação
kPa	<i>Quilopascal</i>
<i>L</i>	Comprimento
<i>l</i>	Largura interior
LMCC	Laboratório de Materiais e Construção Civil
M	Metro
<i>M</i>	Massa
máx	Máximo
mín.	Mínimo
mm	Milímetro
MR	Módulo de Resiliência
MSCR	<i>Multiple Stress Creep Recover</i>
NBR	Normas Brasileiras
NHTSA	<i>National Highway Traffic Safety Administration</i>
PDI	Processamento Digital de Imagens
PG	<i>Performance Grade</i>
ρ_m	densidade máxima de uma mistura betuminosa
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

RS	Rio Grande do Sul
RUB	<i>Rubber</i> (borracha)
SBS	Polímero
SHRP	<i>Strategic Highway Research Program</i>
SGC	Compactador Giratório Superpave
S(t)	rigidez à flexão
<i>T</i>	Temperatura
TMN	Tamanho Máximo Nominal
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
UTM	<i>Universal Test Machine</i>
VAM	Volume no Agregado Mineral
V _v	Volume de Vazios
δ	Ângulo de fase
ϕ	<i>phi</i>

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	27
1.1	OBJETIVO	30
1.1.1	Objetivo geral.....	30
1.1.2	Objetivos específicos	30
2	REFERENCIAL TEÓRICO.....	33
2.1	DEFORMAÇÃO PERMANENTE NOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS	33
2.2	LIGANTE ASFÁLTICO.....	38
2.2.1	Comportamento mecânico dos ligantes asfálticos	39
2.2.2	Comportamento reológico.....	41
2.2.3	Caracterização	48
2.2.3.1	<i>Convencional</i>	48
2.2.3.2	<i>Superpave</i>	53
2.3	MISTURAS ASFÁLTICAS: COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE	56
2.3.1	Influência das características de misturas asfálticas na resistência à deformação permanente.....	62
2.3.2	Fatores que influenciam a deformação permanente em concretos asfálticos	65
2.3.2.1	<i>Influência dos agregados</i>	65
2.3.2.2	<i>Metodologia Faixa de Agregados Dominantes (FAD)</i>	68
2.3.2.2.1	Método Bailey	68
2.3.2.2.2	Influência dos ligantes asfálticos	69
2.3.2.3	<i>Influência das características da mistura</i>	70
2.3.2.4	<i>Influência das condições de campo</i>	74
3	METÓDO DE PESQUISA.....	77
3.1	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	77
3.2	MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA.....	77
3.2.1	Organização das misturas	79
3.3	PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS	86
3.3.1	Ensaio em Ligantes	86
3.3.2	Ensaio em Agregados	90
3.3.2.1	<i>Ensaio especificações brasileiras</i>	90
3.3.2.2	<i>Ensaio de processamento digital de imagem AIMS 2</i>	90
3.3.3	Ensaio de caracterização das misturas asfálticas.....	95
3.3.3.1	<i>Teor de ligante</i>	95
3.3.3.2	<i>Densidade máxima da mistura</i>	95
3.3.3.3	<i>Parâmetros Bailey e FAD</i>	96
3.3.3.4	<i>Porosidade FAD</i>	97
3.3.3.5	<i>Parâmetros volumétricos das misturas</i>	98
3.3.3.6	<i>Flow Number</i>	99
3.3.4	<i>Hamburg Wheel-Track Test (HWTD)</i>.....	101
4	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	107
4.1	PROPRIEDADES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COLETADAS	107
4.1.1	Teor de ligante	107
4.1.2	Parâmetros granulométricos e morfologia dos agregados	122
4.2	PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS LIGANTES E DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	127
4.2.1	Ensaio de <i>Multiple Stress Creep Recovery (MSCR)</i>	127
4.2.2	Ensaio de <i>Flow Number</i>.....	133

4.2.3	Ensaio de Hamburgo Test (HWTD)	137
4.3	ANÁLISE ATR EM CAMPO E AVALIAÇÃO DE COMPORTAMENTO	138
4.3.1	Análise de ATR/N Acumulado por ensaios mecânicos	143
4.4	ANÁLISES ENSAIOS <i>VERSUS</i> ENSAIOS	145
4.5	CORRELAÇÕES DOS RESULTADOS DE ENSAIOS COM AS PROPRIEDADES DAS MISTURAS	161
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	171
5.1	CONCLUSÕES.....	171
5.2	SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS	175
	REFERÊNCIAS	177

1 INTRODUÇÃO

Nos dias atuais, a abordagem sobre o concreto asfáltico deve, obrigatoriamente, ser relacionada a dois termos-chaves: a durabilidade e a sustentabilidade. Sabe-se que este material, em comparação as outras estruturas de engenharia, possui a menor vida útil, e a sua durabilidade e a capacidade em resistir ao tráfego e demais intempéries sem apresentar determinados níveis de dano que comprometam a segurança, conforto do usuário e a integridade estrutural (ZAUMANIS et al., 2018). Em sua origem, os revestimentos asfálticos são constituídos, essencialmente, de aglutinantes (ligantes asfálticos) e materiais pétreos (agregados), desencadeando como função fundamental resistência às solicitações de cargas provenientes do tráfego e a dissipação às camadas estruturadas subjacentes ao pavimento.

A definição de pavimento dar-se-á por uma estruturação formada de múltiplas camadas de espessuras finitas, possuindo propriedades necessárias de suportar a ação danosa do meio ambiente e, principalmente, do tráfego. Um complexo conjunto de fatores governa o desempenho em que um pavimento é condicionado, destacando-se as propriedades de ordens físicas e mecânicas das camadas que o estabelece. O pavimento deve ter por finalidade agilidade de deslocamento, além de conforto, segurança e economia. A influência de desempenho referente à camada asfáltica pode ser elencada por: particularidade dos materiais; dosagem; circunstância de compactação; método construtivo e projeto de manutenção e restauração, além de outros fatores.

Um bom indicativo do estado das capacidades estruturais e funcionais dos revestimentos de pavimentos asfálticos é pelas condições visuais em que se encontram. No Brasil, em algumas situações, o comportamento está comprometido em virtude do eminente aumento do tráfego de veículos pesados sobre as vias, que apresentaram suas solicitações elevadas com o surgimento de aspectos diversos, sem mencionar o excesso de carga transportada. A ação das cargas aplicadas pelo tráfego submetidas ao pavimento desencadeia deformações de duas categorias: as de caráter recuperáveis e de caráter permanentes. As deformações recuperáveis são retratadas pelo desempenho viscoelástico da estrutura, retomando sua forma original logo após a remoção da carga, vindo a ser ocasionador do fenômeno da fadiga dos revestimentos. Em sequência, deformações permanentes mantêm-se depois de cessado o efeito de atuação da carga aplicada, sucedendo em afundamentos de trilhas de rodas (ATR). A grande quantidade acumulada de deformação permanente a um pavimento pode acontecer no revestimento, no subleito, ou mesmo como aporte de todas as camadas do pavimento.

Esta situação supracitada, coligada com a estruturação de pavimentos malsucedida e a projetos inadequados que usam de critérios antigos, ainda não incluindo todas as variantes, levam à deterioração antecipada dos pavimentos e, como resultado, o aumento dos custos de transporte. Em adição a isso, existe a possibilidade de oneração dos cofres públicos, uma vez que exista uma grande necessidade de recursos financeiros que visam à manutenção e a recuperação de pavimentos deteriorados.

Os principais defeitos que podem ser encontrados nos pavimentos são decorrentes de deformações permanentes (DP) e trincamentos por fadiga. De forma geral, as deformações permanentes e/ou plásticas surgem em consequência da densificação complementar excessiva de camadas com compactação mal executadas pela ação do tráfego combinadas a deformações de cisalhamento. Por outro lado, provocado pelo tráfego de veículos, a indução de tensões pelo carregamento origina em um elevado grau de trincamento, a reduzir a capacidade de suporte do material, tornando o possível acesso de água na estrutura, agravando a deformidade (FACCIN, 2018).

A existência de problemas relacionados à deformação permanente, nos últimos anos, tem sido corriqueira em revestimentos asfálticos estruturados em rodovias do País. Esta situação torna-se mais grave por este tipo de deformação habitualmente se manifesta de modo precoce, assim, colocando em comprometimento a utilidade dos pavimentos em um curto período de tempo (NASCIMENTO et al., 2008).

O desempenho dos pavimentos está extremamente associado a qualidade dos materiais selecionados (agregados, ligantes asfálticos e aditivos), ao seu dimensionamento e aos projetos de misturas e das camadas subjacentes adotadas. A otimização dos fatores citados ocasiona em uma maior vida útil do pavimento.

Quando se trata da abordagem de novos tipos de misturas asfálticas e novos materiais, o conhecimento dentro das concessionárias e órgãos rodoviários ainda é incipiente, devendo ser consolidado e transformado para que sua utilização se torne corrente. Baseando-se nisso, pesquisas devem ser elaboradas aproveitando-se de materiais alternativos, com o intuito de se conhecerem seu desempenho e suas propriedades quando empregadas em misturas asfálticas, objetivando suas aplicações no campo com ganho de vida útil das estruturas e, também, ganho econômico. Ainda, proporcionar aos usuários a devida segurança e conforto ao rolamento.

A metodologia Superpave é o método de dosagem mais avançado recentemente, no qual o tráfego e o clima são considerados na seleção dos materiais, a ser utilizado do compactador giratório Superpave (SGC) na compactação dos corpos de prova (CPs) como principal diferencial do procedimento. Normalmente, a utilização do SGC é para aferir

somente propriedades volumétricas como porcentagem e densidade de vazios em relação ao número de giros, não realizando análises de resistência ou estabilidade com os dados da compactação giratória (MOHAMMAD e SHAMSI, 2007),

Com referência aos materiais, salientam-se os ligantes asfálticos, que agem diretamente no desempenho dos pavimentos flexíveis, agregando a responsabilidade em conservar a estabilidade estrutural da mistura através da aderência dos agregados. Além disso, agem em consequência das variações de temperatura e velocidades de carregamento, conferindo um desempenho complexo. Exposto ao tráfego e as intempéries, os ligantes são condicionados a ações de envelhecimento e de deterioração, remodelando suas propriedades ao longo da vida útil, podendo ser prejudicial a sua performance na camada de rolamento.

Diversos são os fatores que influenciam o comportamento mecânico, e, de acordo com Mahmoud e Bahia (2004), as propriedades mecânicas são o que melhor o retratam, logo estando mais associadas com o comportamento dos pavimentos estruturados em pista. De modo normal e habitual, essas propriedades são explicitadas através do qual são realizados ensaios laboratoriais, sendo fundamentais para a especificação e dimensionamento das camadas dos pavimentos flexíveis e, ainda, análise das alternativas em uso.

Muitos são os defeitos envoltentes quando se refere ao dimensionamento de pavimentos flexíveis, porém a deformação permanente se sobressai dentre os principais. A nova metodologia de dimensionamento de pavimentos brasileiros em desenvolvimento (MeDiNa) utilizará como critério de resistência à deformação de camadas de concreto asfáltico o ensaio uniaxial de carga repetida e o parâmetro *Flow Number* (FN), originado deste (FACCIN, 2018). A partir disso, faz-se indispensável estabelecer e validar critérios de limites de FN para o enquadramento de misturas asfálticas dentro das diversas ordens de tráfego aos quais estão sujeitas.

Tendo como base essa lacuna no meio científico, esta pesquisa buscará avaliar três diferentes escalas dos materiais betuminosos frente à resistência a deformação permanente. Avaliar-se-á o nível dos ligantes asfálticos, as misturas asfálticas dosadas a partir destes ligantes e, também, a resposta destas misturas frente ao afundamento de trilha de roda monitorado em campo. Os resultados de diversos ensaios de laboratório serão comparados para verificar os benefícios evidentes entre os diferentes materiais constituintes, e a partir disso, correlações entre as escalas poderão ser obtidas.

1.1 OBJETIVO

Este trabalho tem por finalidade coletar e avaliar oito misturas asfálticas usinadas, aplicadas em campo, além da coleta do ligante asfáltico que as estrutura. O ensaio de *Multiple Stress Creep Recovery* (MSCR) foi realizado para a avaliação dos ligantes asfálticos e, além do ensaio *Flow Number*, para avaliação das misturas, serão realizados ensaios *Hamburg Wheel-Track Test* (Hamburgo Test). Este estudo foge de pesquisas tradicionais, somente realizadas em laboratório como método de avaliação, pois realizará análise de variação entre usina e laboratório, buscando compreender de que maneira, distintas produções de misturas asfálticas influenciam na resistência à deformação permanente. Logo, esta pesquisa executará uma abordagem multiescala: ligante-mistura-campo, com foco na deformação permanente de mistura asfáltica.

1.1.1 Objetivo geral

Este trabalho tem como objetivo geral estudar o comportamento quanto à deformação permanente de oito misturas aplicadas em campo na região central do Estado do Rio Grande do Sul, buscando relações entre as escalas: ligante; mistura e; pista.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos desta pesquisa como complementação do objetivo geral, podem ser divididos:

- a) Avaliar deformação permanente nos ligantes asfálticos que compõem as misturas através de ensaio *Multiple Stress Creep Recovery* (MSCR);
- b) Avaliar as misturas quanto ao atendimento dos parâmetros de granulometria propostos no método Bailey e efetuar o cálculo da porosidade de faixa de agregados dominante (FAD), correlacionando-os ao comportamento na deformação permanente;
- c) Avaliar a deformação permanente de amostras extraídas do trecho por meio do *Hamburg Wheel-Track Test* (HWT - Hamburgo Test);
- d) Analisar a resposta do ensaio *FN*, verificando as diferenças entre as misturas usinadas, de forma a verificar se há relação do FN encontrado;
- e) Avaliar semestralmente o afundamento de trilha de roda nos trechos monitorados, onde as misturas estão aplicadas;

- f) Verificar a correlação entre o comportamento do ligante asfáltico com a resistência obtida por meio do *Multiple Stress Creep Recovery* (MSCR), com a resistência à DP das misturas asfálticas obtidas pelo ensaio FN;
- g) Comparar resultado em mistura asfáltica por ensaio de *Flow Number* com Hamburgo Test;
- h) Analisar resultados de comparação entre *MSCR* e Hamburgo Test;

2 REFERENCIAL TEÓRICO

Apresentam-se a seguir considerações importantes sobre a deformação permanente, o comportamento mecânico de ligantes das misturas asfálticas. Faz-se, também, conceituação acerca de ensaios de deformação permanente mais utilizados no Brasil.

Abre-se então, uma exposição sobre a deformação permanente e sua complexidade, sobre o comportamento mecânico de ligantes asfálticos abordado em diferentes perspectivas referentes ao comportamento reológico e caracterização. Neste mesmo contexto, a perspectiva supracitada “caracterização” é subdividida dentre as partes: Superpave e convencional, para um entendimento do estudo em questão.

Adicionalmente, realiza-se uma abordagem a respeito do ligante asfáltico, seu comportamento mecânico e de rigidez em misturas asfálticas, direcionando a compreensão do elemento deformação permanente, seguida de explanações sobre os principais fatores de influência da ordem laboratorial e em campo.

Findando este eixo temático, deu-se pela apresentação de revisão que concentra ensaios de deformação permanente em misturas asfálticas e fenômenos físicos inerentes aos ensaios periódicos de misturas asfálticas.

2.1 DEFORMAÇÃO PERMANENTE NOS PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

A deformação permanente no revestimento asfáltico pode ser definida como depressões longitudinais nas trilhas de roda devido ao acúmulo de pequenas deformações não recuperáveis decorrentes da aplicação de carga repetida (tráfego de veículos), principalmente em altas temperaturas. Simultaneamente, ocorre deformação viscosa do ligante e deformação plástica da estrutura mineral. Atualmente, diante do aumento no volume de tráfego e das cargas por eixo, este tipo de dano torna-se frequente, reduzindo a vida útil do pavimento, conforto ao rolamento e segurança dos usuários e os custos operacionais (HUNTER et al., 2015).

Diversos fatores influenciam neste tipo de dano. Resumidamente podem ser relacionado aos agregados minerais (textura superficial, granulometria, forma e tamanho), ao ligante asfáltico (tipo) e a mistura asfáltica (teor de ligante, volume de vazios e vazios no agregado mineral). O tipo de ligante é o maior influente na deformação permanente, conforme apresentado em pesquisas presentes (ONOFRE et al., 2013; SANTAGATA et al., 2015; ALMEIDA JÚNIOR et al., 2018; FACCIN, 2018). Isso porque, as misturas asfálticas herdam

as características viscoelásticas e termosuscetíveis dos ligantes asfálticos, que dependendo do tipo e teor apresentam-se mais ou menos suscetíveis à variação de temperatura, frequência e do tempo de aplicação de carga (SPECHT et al., 2017), e, conseqüentemente, de apresentar a deformação permanente em altas temperaturas.

A deformação permanente pode acontecer no subleito dependendo da resistência alusiva das camadas do pavimento e da magnitude das cargas nas camadas asfálticas aplicadas no revestimento ou nas camadas de base. As diferentes épocas do ano acabam por governar vulnerabilidade a estas camadas. A deformação permanente no revestimento asfáltico, por exemplo, é mais ocorrente em períodos de meses quentes do primeiro verão em comparação aos de inverno, na mesma proporção que camadas granulares de base ficam mais susceptíveis aos afundamentos em períodos de chuva. Outro elemento significativo são as tensões atuantes de uma camada individual do pavimento, que é em função dos materiais aplicados e das espessuras das camadas, além dos carregamentos oriundos de veículos pesados (FACCIN, 2018).

As principais causas do afundamento estão relacionadas à densificação e a consolidação dos materiais, quando acontece má compactação das camadas. Em contrapartida, quando ocasionada uma compactação adequada, pesquisas realizadas em pistas experimentais da AASHO no ano de 1962, e em segmentos experimentais averiguadas por Hofstra e Klomp (1972) apontam como a deformação cisalhante sendo, neste caso, o principal mecanismo determinante do ATR, ao contrário da densificação.

Contudo, uma causa frequente de ATR é a deformação permanente relacionada à camada de revestimento asfáltico, principalmente em rodovias de alto tráfego, acompanhada por pressão de pneu elevada e altas cargas por eixo. Segundo Roberts et al. (1996), a dosagem indevida de misturas asfálticas acarreta em muitos destes afundamentos. Um dos grandes causadores de ATR é a aplicação excessiva de ligante asfáltico, isso acontece pelo motivo de que com um maior volume de asfalto acaba por agir como lubrificante, minimizando o intertravamento referente ao esqueleto pétreo e atrito interno da mistura. Sendo assim, a deformação no concreto asfáltico é menor em sua profundidade e aumenta de modo gradual próxima à superfície solicitada, segundo Hofstra e Klomp (1972). Na época, esta diminuição foi atrelada a elevação da tensão confinante com a profundidade, o que ocasionava uma maior resistência ao escoamento plástico, além da diminuição das tensões cisalhantes.

A espessura do revestimento asfáltico possui relação direta com a ocorrência de ATR. Segundo os autores Uge e Van de Loo (1974), a partir de um limiar definido (em torno de 13mm), ao aumentar a espessura desta camada não aumenta a deformação na mesma. Ou seja,

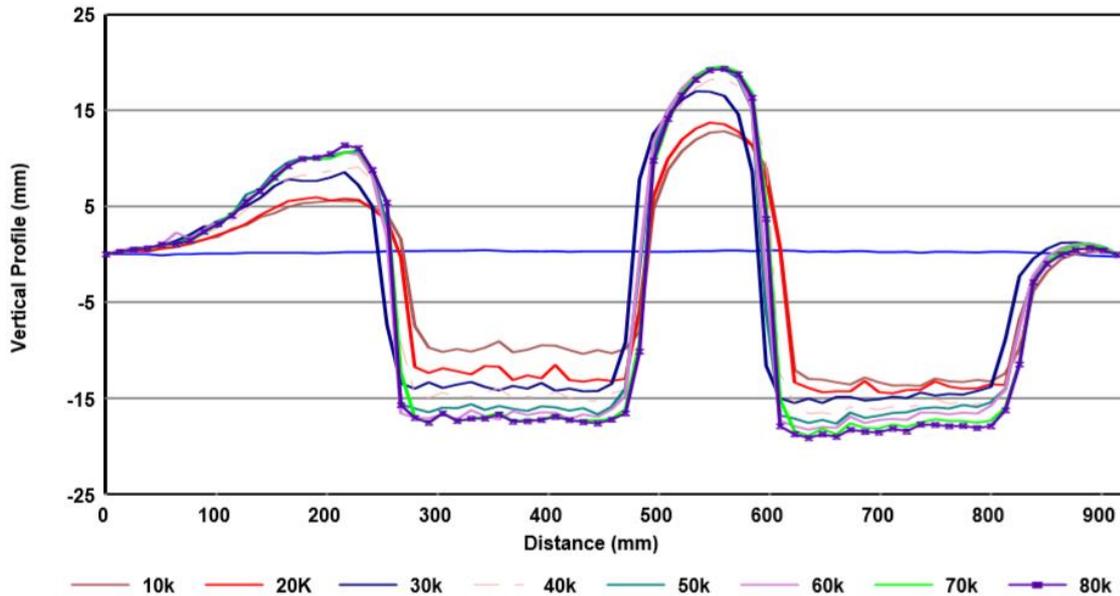
revestimentos asfálticos com espessuras menores que 13 cm ocorrerão mais deformações quanto maior a sua espessura. Apesar disso, revestimentos possuindo espessuras maiores que o limite de 13 cm não desempenham influência ao afundamento. Espessuras obradas com cerca de 25 cm de massa asfáltica apontam que o ATR manifesta um valor máximo, segundo medidas realizadas nas pistas da AASHO. Porém, em camadas com espessura maior não exibem afundamento adicional. A elevação de espessura, segundo sugerido nestes resultados, em revestimentos delgados colabora para o prosseguimento de trilhas de rodas, originárias desta camada.

Em pesquisas, estes entendimentos acerca do comportamento de ATR foram comprovados. Eisenmann e Hilmer (1987) relatam que este processo, na camada asfáltica, é ocasionado pelo fluxo de deformação sem ou com alteração de volume em dois estágios:

- O primeiro estágio refere-se às primeiras solicitações do tráfego de veículos, podendo ocasionar um aumento de deformações irreversíveis sob os pneus, as quais são superiores em relação às deformações observadas nas áreas próximas aos carregamentos (elevação lateral), sinalizando que estão acontecendo de modo a possuir maior relevância em relação a variações volumétricas, ou seja, por densificação que ocorre a redução de volume de vazios (V_v) do material;
- Após este estágio primário, o aumento de volume debaixo vem a ser similar ao incremento de volume nas áreas próximas. Este acontecimento é um indicio que a maior parcela da sobre-compactação originada pelo trânsito de veículos foi completada e que então o ATR vai ser ocasionado, principalmente, através do cisalhamento a volume constante. Perante a deformação permanente, este segundo estágio é considerado o mais expressivo, pois sua manifestação acontece em maior escala na vida de projeto do pavimento.

Ainda, no segundo estágio, o ATR pode ser considerado como afundamento cisalhante, por meio do deslocamento das misturas sobre os carregamentos do tráfego de veículos, revelando-se depois do tempo de consolidação da camada asfáltica (KALOUSH E WITCZAK, 2002), um desenvolvimento típico de deformação permanente de uma mistura asfáltica sujeitada a ensaio acelerado em simulador de tráfego é ilustrado na Figura 1 (ZHONG E HOSSAIN, 2002).

Figura 1 – Ensaio acelerado em simulador de tráfego para desenvolvimento de ATR com o número de repetição de ciclos em mistura asfáltica



Fonte: Zhong e Hossain (2002).

Nos primeiros ciclos de carregamento mostram um perfil de afundamento de pequenas elevações laterais, à proporção que em ciclos mais evoluídos a elevação é expressivamente superior. O fenômeno da deformação permanente em revestimentos asfálticos é suficientemente complexo. Múltiplos fatores podem ser citados que podem a provocar:

1. Afinidade entre ligante e agregado mineral;
2. Absorção dos agregados;
3. Tamanho dos agregados;
4. Granulometria dos agregados;
5. Textura dos agregados graúdos;
6. Forma dos agregados graúdos;
7. Angularidade dos agregados miúdos;
8. Características do filer mineral;
9. Teor de ligante;
10. Grau de desempenho de ligante (PG) e;
11. Presença de finos plásticos nos agregados miúdos.

Porém, alguns demonstram ter mais impacto significativo que outros. Faz-se necessário tornar evidente, que a partir deste momento, fatores que contribuem para o desenvolvimento de deformação permanente na camada de revestimento asfáltico serão apresentados.

Uma classificação de afundamento de trilha de roda foi proposta por Dawson e Kolisoja (2004). Nessa, foram elencadas quatro ordens. De primeira categoria, através do fluxo de tráfego no pavimento, existe uma compactação posterior da camada de base granular, ocasionando uma alteração do volume nesta camada, podendo desencadear uma melhoria da condição da estrutura, logo que eleva sua rigidez e densidade. Nesta ordem de deformação, o material mostra afetação apenas acerca da roda, exibindo uma depressão mínima se relacionada à sua superfície original. Desta forma, faz-se possível afirmar que não existem grandes deformações e, para solucionar este tipo de problema, está uma boa compactação no momento em que obra-se o pavimento.

A ordem 2, a deformação é ocasionada por esforços cisalhantes da camada de base granular, relacionado a uma dosagem imprópria ou, no caso de solos, ao material aplicado manifestar resistência ao cisalhamento baixa. Ao que se refere à camada de base granular, melhorar o agregado é a resposta ou algum material aplicado ou, ainda, minimizar as tensões atribuídas a esta camada.

Em conformidade com a ordem 2, para a ordem 3 o afundamento é ocasionado aos esforços cisalhantes, porém, em comparação a outra categoria, nesta existe um afundamento generalizado do pavimento, abrangendo toda as camadas, incluindo o subleito.

Por última, a ordem 4 determinada podendo ser oriunda de algum detrimento das partículas, provenientes de inadequação geral atrelada às características do agregado graúdo (AG), abrasão, atrito ou quebra, por exemplo.

De acordo com Lima (2016), mesmo as camadas de britas e solos estejam bem compactadas, há uma instabilidade volumétrica que causa instabilidade na espessura da camada, dando a existência do afundamento de trilha de roda. Menciona ainda, que está deformação acontece em uma definida região da faixa de tráfego, lugar que converge grande parte de emprego de carga pelos veículos, vindo a ser uma área acerca do eixo da pista, a trilha interna, e a outra na proximidade da borda, ou acostamento, sendo as áreas mais solicitadas pelo tráfego.

Elementos relacionados às camadas subjacentes do pavimento não serão assuntos desta pesquisa, embora importantes, em virtude do ponto principal desta dissertação de mestrado ser a análise de ligantes asfálticos e misturas asfálticas.

Com o objetivo de aplicar na prática um método de dimensionamento, torna-se indispensável ter modelos de desempenho laboratoriais que concedam determinar os materiais e estipular a disposição ordenada de cada um no ATR, de maneira a determinar as espessuras apropriadas sob esta circunstância.

Para o dimensionamento mecânico, o cálculo de deformação do ATR é realizado levando em consideração o somatório do aporte de cada camada, em conformidade com a equação a seguir (Equação 1):

$$\delta_{total}^p = \sum_{i=1}^n \varepsilon_p^i h_i \quad (1)$$

Onde:

δ_{total}^p = deformação permanente total;

ε_p^i = deformação específica de cada camada do pavimento;

h_i = espessura de cada camada do pavimento

n = número total de camadas.

2.2 LIGANTE ASFÁLTICO

O ligante asfáltico um material viscoelástico linear (LVE), sendo responsável por fornecer esta propriedade às misturas asfálticas (OLARD et al., 2003). O ligante asfáltico é um fluido viscoso quando solicitado a altas temperaturas e/ou no decorrer de carregamento lento é como líquido viscoelástico e termoplástico que atua como sólido elástico em baixas temperaturas e/ou no decorrer de curtos tempos de carregamento. Em nível macroscópico é considerado um material contínuo, homogêneo e isotrópico, sendo que seu comportamento é dependente de três fatores: temperatura, amplitude de deformação e número de ciclos de carregamento (MANGIAFICO, 2014). Portanto, a compreensão de suas características é fundamental para prever, modelar e melhorar as propriedades mecânicas das misturas asfálticas.

Deste modo, este eixo temático apresenta a definição, origem composição dentro do comportamento mecânico e o comportamento reológico deste material.

2.2.1 Comportamento mecânico dos ligantes asfálticos

Em comparação com os pavimentos rígidos (concreto de cimento Portland), os pavimentos flexíveis, estruturados com ligante asfáltico e agregado pétreo, desencadeiam um menor custo de estruturação e oferecem aos usuários mais conforto, pois não necessitam de construção de juntas de dilatação. Essas têm acarretado nos principais motivos da ampla adoção de ligantes asfálticos em obras de pavimentação, sobressaindo à utilização de misturas asfálticas aplicadas em camada de revestimentos.

Segundo Straube e Krass (2005), a complexidade de ligante asfáltico é característica fundamental deste material. O efeito deste material em relação à tensão é semelhantemente complexo. O efeito de um ligante à tensão está sujeito à temperatura e ao tempo de carga. Deste modo, a essência de qualquer ensaio de ligante e o que isso designa perante as propriedades de um ligante devem ser interpretadas em relação à essência do material. Um vasto conjunto de ensaios é realizado em ligantes, desde testes de especificação para ensaios mais significativos como reológicos e mecânicos.

A fabricação dos ligantes asfálticos ocorre em uma multiplicidade de graus com propriedades mecânicas distintas para suprir as solicitações das rodovias e utilizações industriais. A definição das propriedades mecânicas de ligante asfáltico em termos análogos aos módulos elásticos de materiais rígidos, para engenheiros civis e a indústria usuária de ligante, é de importante relevância.

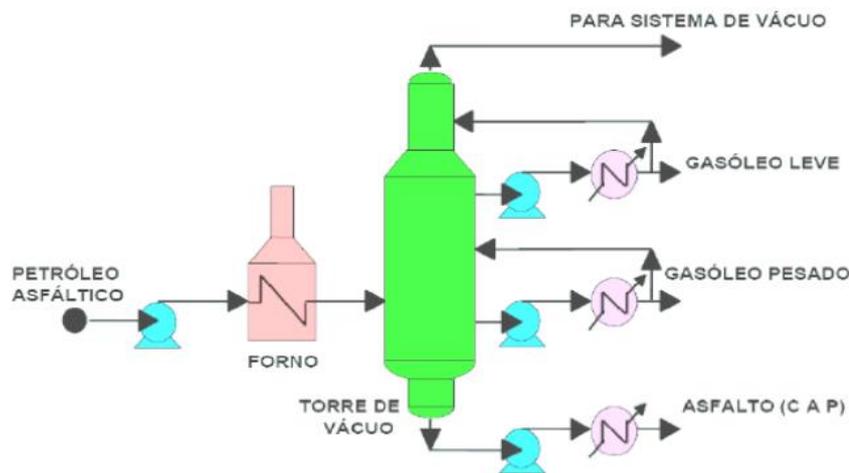
A característica viscoelasticidade desse material se manifesta no comportamento mecânico, sendo suscetível à velocidade, tempo e intensidade de carga e temperatura de serviço, conforme Bernucci et al. (2010).

Os asfaltos são materiais derivados do petróleo, aglutinantes de cor escura, tendo o betume como elemento predominante (99,5%). Por diversas vezes utilizado como sinônimo de asfalto, o betume é um composto aglutinante escuro constituído, essencialmente, por hidrocarbonetos com elevado peso molecular, sendo em sua totalidade solúvel em dissulfeto de carbono. Sua utilização pode ser realizada em várias aplicações, em construções civis, no que se refere a impermeabilização e, especialmente, em obras de estruturação de pavimentos (RAY, 2009).

Na forma de bolsões, os asfaltos podem ser localizados em jazidas naturais, sendo proveniente da evaporação de frações mais voláteis (mais leves) do petróleo e aflorados à superfície em tempos remotos. Os asfaltos naturais provenientes do Lago Bermudez e de

Trindade são sempre exemplos a serem citados. No tempo presente, praticamente a totalidade da produção de asfaltos procede da destilação de petróleo em refinarias (unidades industriais), situação ilustrada na Figura 2. Em obras de pavimentação, os asfaltos ainda podem ser nomeados ligantes asfálticos, materiais asfálticos ou cimentos asfálticos. A nomenclatura mais genérica utilizada ligante asfáltica, contudo, aos asfaltos, produtos que visam melhorar suas propriedades de engenharia (modificadores), podem ser adicionados. No Brasil, os ligantes são denominados Cimentos Asfálticos de Petróleo (CAP).

Figura 2 – Processo de destilação do petróleo em representação simplificada



Fonte: Bernucci et al. (2008).

Ainda, existem os ligantes modificados por polímeros e borracha. Ligantes modificados por polímero distinguem-se por serem polímeros termoplásticos ou elastômeros, além de possuir maior resistência ao envelhecimento; maior resistência coesiva; aumentam poder de adesão; recuperação elástica e; melhora a suscetibilidade térmica (DUMKE, 2005).

Segundo o mesmo autor, o copolímero de estireno-butadieno-estireno (SBS), componente desta pesquisa, possui viscosidade importante em altas temperaturas devido ao estireno que o compõe, já o butadieno atribui ao ligante uma maior elasticidade frente a uma vasta faixa de temperaturas, sobretudo, em temperaturas baixas. Desta maneira, a suscetibilidade térmica do ligante é diminuída pelos polímeros SBS, especialmente à fragilidade no frio, a aumentar a coesão e a melhorar os concretos asfálticos e frente ao cisalhamento e a desagregação (SERFASS et al., 1997).

Em conformidade com Specht e Ceratti (2003), quanto ao ligante modificado por borracha moída de pneus, um dos principais benefícios da relação viscosidade/temperatura é não ser linear. Em comparação ao ligante tradicional, este ligante é mais viscoso, porém, quando submetido à alta temperatura, não perde sua ductilidade, além disso, não reduz em grande proporção sua consistência frente aos ligantes convencionais. Assim sendo, a possibilidade de trincamento em baixas temperaturas diminui, como também, o desencadeamento de trilhas de roda em elevadas temperaturas.

Em adição a isso, uma das grandes vantagens do ligante borracha em relação aos ligantes convencionais, é a transferência de algumas características químicas das borrachas vulcanizadas, como a inibição de raios ultravioletas e antioxidantes melhorando frente à resistência ao envelhecimento (SPECHT e CERATTI, 2003). Também, este tipo de ligante tende a possuir maior ductilidade, maior viscosidade e tende ter menor suscetibilidade térmica (BERNUCCI et al., 2010).

No Brasil, o DNIT possui uma regulamentação para asfaltos modificados por polímero, a norma DNIT 129/2011, dividindo o ligante em 3 classes: 55/75-E, 60/85-E e 65/90-E. Assim, como existe a especificação para o asfalto borracha, a norma DNIT 112/2009 – ES, com os tipos sendo: AB-8 (faixas A, B, C e Gap Graded) e AB-22,(Gap Graded).

2.2.2 Comportamento reológico

De uma forma geral, os materiais apresentam um comportamento que varia em conformidade ao tipo de solicitação, podendo ser dinâmica, estática, de curta ou longa duração, além de condições de confinamento e condições do meio ambiente, umidade e temperatura. Também, considerando o tempo de aplicação de carregamento, perante o estudo de comportamento tensão-deformação de um material, encontra-se dentro da reologia.

A origem da reologia dar-se-á por uma ciência interdisciplinar essencial, referindo-se a pesquisas de reação intrínseca de materiais reais a tensões. A etimologia da palavra reologia vem do grego *rheo* = fluxo e *logos* = estudo, para descrever a deformação, em materiais sólidos e, o fluxo, em materiais líquidos, sendo essa explicação apresentada, primeiramente por Bingham e Crawford (MARTIN, 1993). Já Hunter et al. (2015), apresenta que a reologia é derivada do grego e traduz-se, literalmente, como *rheos* (fluxo) e *logy* (ciência); ou seja, para o autor, reologia nada mais significa que “ciência do fluxo”. Ainda, a reologia, definida, amplamente, em relação a ligantes asfálticos, como medidas essenciais associadas às propriedades de deformação e fluxo do ligante.

Já as propriedades físicas do ligante, do ponto de vista das características do material, são comumente associadas à sua temperatura. Além de ser um material que tem suas propriedades alteradas de acordo com a temperatura, os ligantes de asfalto são viscosos, assim, a combinação dessas propriedades o torna um material termoviscoplastico no campo de pequenas deformações.

Bernucci et al. (2010) explicam o modelo estrutural do ligante como dispersão de moléculas polares em ambiente não polar, ajudando a entender o efeito da temperatura nos ligantes de asfalto. Em temperaturas muito baixas, as moléculas são incapazes de se mover em relação umas às outras e a viscosidade se torna muito alta. Nesta situação, o aglutinante se comporta como um sólido. À medida que a temperatura aumenta, algumas moléculas começam a se mover, existindo um fluxo entre elas. O aumento do movimento diminui a viscosidade e, a altas temperaturas, o aglutinante se comporta como um líquido. Esta transição pode ser reversível quando há domínio da viscoelasticidade linear. Segundo Hunter et al. (2015) e Asphalt Institute (2007), as principais propriedades físicas do CAP são: durabilidade, adesividade, suscetibilidade térmica e endurecimento.

O comportamento dos ligantes de asfalto foi descrito no Asphalt Institute (1995), que será o assunto desta revisão. Os efeitos do tempo e da temperatura estão relacionados às propriedades do ligante de asfalto. Por exemplo, o comportamento do aglutinante quando mantido em altas temperaturas por um curto período de tempo é semelhante ao de quando é mantido por longos períodos em temperaturas amenas.

Quando necessário para carregamento estacionário (veículos que viajam em baixas velocidades ou cargas estacionadas) a altas temperaturas, o CAP se assemelha a um líquido viscoso. Líquidos viscosos são, frequentemente, chamados de plásticos devido à quantidade de deformação que o material não pode recuperar após a remoção do carregamento. Quando submetidos a temperaturas intermediárias, exibem comportamento viscoso e elástico. Quando submetido a baixas temperaturas, o CAP exibe um comportamento elástico e pode se tornar frágil quando carregado em excesso e pode causar ruptura. Assim, a suscetibilidade à temperatura e ao tempo de carregamento da CAP, reologia (ou viscoelasticidade) é uma variável importante no desempenho de pavimentos asfálticos.

Normalmente, são apresentados de duas maneiras os dados de fluência viscoelástica. A tensão total relacionada em função do tempo de uma dada temperatura ou temperaturas. A viscoelasticidade linear de um material pode ser abaixo de um valor crítico de tensão aplicada. Outra maneira de representar graficamente a fluência viscoelástica de um material é colocando em conformidade da fluência em função do tempo. Abaixo da deformação crítica,

o módulo de fluência viscoelástica não depende da deformação aplicada. Um grupo de curvas que descreve a resposta de tensão versus tempo a várias tensões aplicadas pode ser representada por um único módulo de fluência viscoelástica versus curva de tempo se as tensões aplicadas estiverem abaixo do valor crítico de tensão do material (CRAVO, 2016).

A relação tensão-deformação (Equação 1), em materiais elásticos, pode ser obtida a partir da utilização da lei de Hooke, ou seja, a tensão e a deformação são linearmente equivalentes e o material é afetado somente pela tensão ou deformação aplicada no momento atual.

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} \quad (1)$$

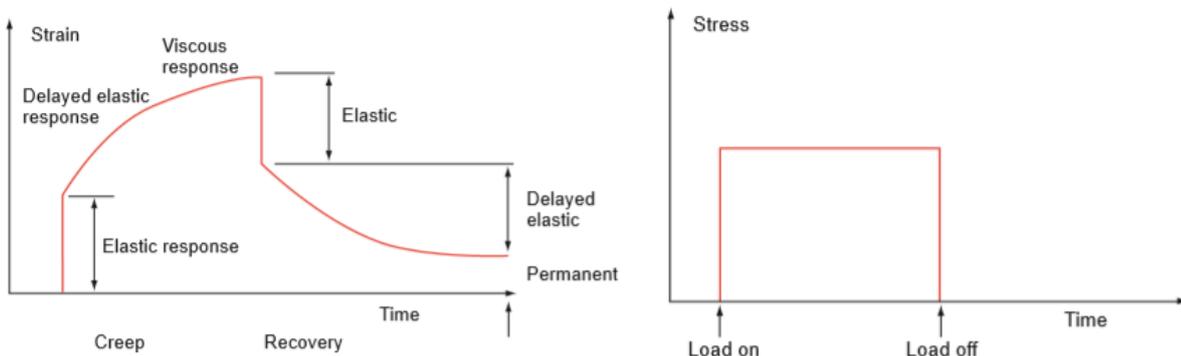
Logo, E é o módulo de elasticidade, o ε e σ são, na ordem devida, as deformações e as tensões uniaxiais.

Na condição de removida a tensão aplicada, pode se dizer que a “memória de deformação” retida irá fazer com que o material se recupere (deformação retorna a zero), ainda, os testes de recuperação e fluência podem ser utilizados para definir a elasticidade do material regulando a tensão recuperada (HUNTER et al., 2015). Além disso, segundo Woldekidan (2011), a deformação viscosa do material, durante a aplicação do carregamento, resulta em uma deformação irrecuperável, quando o carregamento é removido. Esta, sendo uma deformação dependente do tempo, é manifestada por meio da fluência e relaxação.

Como também definido por Smith (2004), os ligantes são materiais que tem a capacidade de armazenar e dissipar energia mecânica em reação a uma deformação desencadeada por tensão mecânica. Esta competência de armazenar está atrelada ao desempenho elástico; já perdas dispersivas as propriedades viscosas, ou seja, possuem propriedades viscosas, deformam ou tendem a deformar depois de cessada a aplicação de carga não recuperando sua deformação sofrida; também elásticas, deformam-se ou tendem a se deformar quando aplicada uma carga, porém ao remover a mesma, sua deformidade é integralmente recuperada.

A Figura 3 mostra a resposta viscoelástica típica de um ligante sob carregamento, destacando-se as propriedades elásticas, elástica retardada e viscosa.

Figura 3 – Resposta tensão-deformação durante um teste de fluência e recuperação

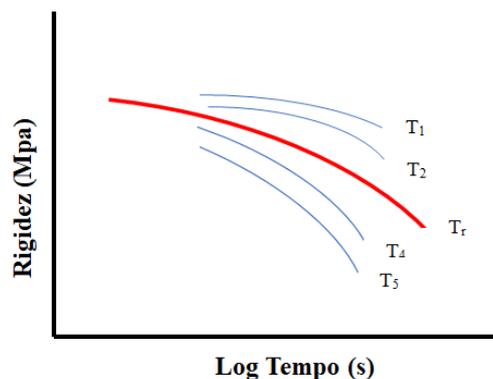


Fonte: Hunter et al. (2015).

Em virtude das amplitudes de tempo de carregamento e temperatura, para a caracterização da rigidez de um ligante asfáltico é indicado a representação em escala logarítmica.

As curvas de ensaios de fluência, medida de deformação sob condição de carregamento constante, como mostra a Figura 4, permitindo a determinação da variabilidade de rigidez, são apresentadas na Figura 5. Ensaios esses realizados em distintas temperaturas (T_1 ; T_2 ; T_r ; T_4 ; T_5). Com a possibilidade de se combinarem os resultados, cria-se a “curva mestra”, por intermédio de sobreposição das curvas de fluência ao longo do eixo das abscissas. Um fator de conversão tem-se para cada curva de fluência, estabelecida a uma dada temperatura, a (T).

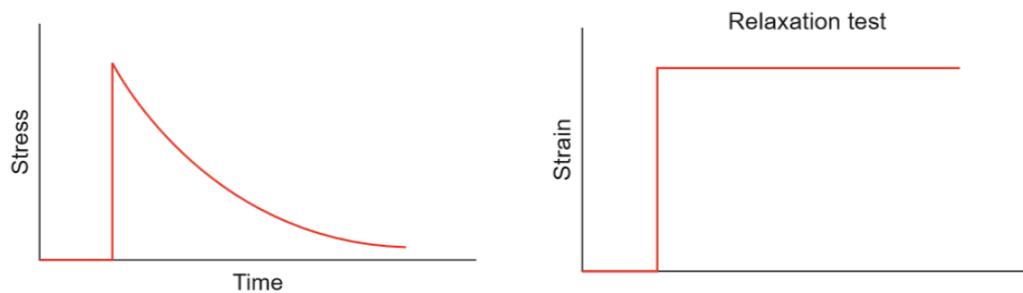
Figura 4 – Curvas de fluência realizadas a diferentes temperaturas utilizadas para determinar a curva-mestre.



Fonte: adaptado de Christensen e Anderson (1992).

Da mesma maneira descrita anteriormente, podem ser tratados e representados os dados dos testes de recuperação, e ao contrário da rigidez em função do tempo na recuperação é conhecido como conformidade de recuperação (J_r). Um teste de relaxação reverte o teste de fluência. Nos testes de relaxação conformidade de recuperação, a deformação é imposta repentinamente e então mantida em um nível constante. A resistência viscoelástica total à deformação a um nível de tensão constante pode ser avaliada medindo-se a tensão total acumulada, após o material ter tido tempo suficiente para relaxar (HUNTER et al., 2015).

Figura 5 – Resposta tensão-deformação durante um teste relaxamento



Fonte: Hunter et al. (2015).

Hunter et al. (2015) elucidam ainda, que na ordem de reação diante do material ser viscoso e elástico, dar-se-á em cargo da temperatura e período de carregamento, comumente designado *tempo de carregamento*. Em longos tempos de carregamentos e temperaturas elevadas, o ligante asfáltico comporta-se como viscosos líquidos. Já em tempos de carregamento breves e temperaturas com intensidades baixas, o ligante comporta-se como sólidos elásticos – quebradiços. Em condições de serviço é mais característico obter uma faixa intermediária dentre temperatura e tempo de carregamento resultando em comportamento viscoelástico.

O comportamento do ligante asfáltico cabe na ordem de três maneiras de comportamentos diferentes: uma região elástica de baixa temperatura; uma região viscosa de alta temperatura e; uma região viscoelástica de temperatura intermediária.

O comportamento linear é feito em temperaturas baixas de curtos tempos de carregamento, em altas frequências, onde o comportamento do ligante asfáltico é de modo sólido-elástico. Se tratando de ligantes asfálticos não modificados, a linearidade também é permanecida a longos tempos de carregamento, de baixas frequências, e em temperaturas elevadas, onde o comportamento do material age, quase absolutamente, como um fluido.

A primeira ordem de comportamento do ligante asfáltico, a região elástica linear de baixa temperatura, é obtida pelo *Bending Beam Rheometer (BBR)*, reômetro de fluência em viga, sendo um aparelho de teste mais usado para definir a rigidez do ligante asfáltico em temperaturas baixas. Teoricamente, o BBR é um reômetro extensional de estresse constante, que tem por objetivo produzir um módulo de Young. (HUNTER et al., 2015). Porém, na indústria do ligante asfáltico, normalmente a rigidez é mencionada como rigidez à flexão ($S(t)$). O método de teste foi adotado como um ensaio padrão na Especificação padrão para ligante de asfalto com classificação de desempenho da *Standard specification for performance-graded asphalt binder* AASHTO (AASHTO M 320-10) (AASHTO, 2010a). Ainda existe uma especificação da sociedade americana para testes e materiais *American Society for Testing and Materials specification* — (ASTM D6648) (ASTM, 2008).

Para a realização deste teste, em um pistão de carga de 100 g, um feixe de ligante asfáltico é remetido a uma tensão constante, em uma máquina de dobrar três-pontos. Então, este feixe fica suspenso num fluido resfriado equi-denso, assim o deslocamento do pistão é medido pela função de tempo (Lee, 1997). A relação dentre os parâmetros relecantes é dada pela Equação (2):

$$S(t) = \frac{pL^3}{4\delta(t)bh^3} \quad (2)$$

Onde:

L = comprimento do feixe;

h = altura do feixe;

p = carga constante aplicada;

b = largura do feixe;

$\delta(t)$ = deslocamento no tempo t .

Segundo Hunter et al. (2015), com o objetivo de especificação, $S(t)$ e a inclinação da curva, normalmente designada como valor m , ambos são determinadas em um tempo de carga de 60s. De maneira alternativa, podem ser adquiridas curvas de rigidez em temperaturas distintas e estruturadas as curvas principais de rigidez à flexão. Com o objetivo de cálculo de dados de conformidade, as informações podem ser abordadas, precisamente, do mesmo modo que informações de teste de fluência. A fim de transformar os resultados do modo extensional em modo de cisalhamento, torna-se imperativo levar em relevância o coeficiente de Poisson

(ν). O coeficiente de Poisson aponta para o fato que um objeto irá comprimir na direção perpendicular e expandir na direção axial, na qual este objeto está sendo puxado.

Na região viscosa de alta temperatura, praticamente, todos os ligantes asfálticos possuem comportamento newtoniano (isso quer dizer, que quando as tensões decorrentes são linearmente proporcionais à taxa de deformação local), em taxas de cisalhamento muito baixas ou em níveis de tensão muito baixos. A medida que o nível de tensão aumenta e/ou que a taxa de cisalhamento aumenta, o comportamento não-newtoniano gradativamente aparece. Em relação ao comportamento dos ligantes asfálticos, estes apresentam comportamento newtoniano em temperaturas em torno de 60°C. Já, ligantes asfálticos modificados por polímero tem propensão a ser suscetíveis ao cisalhamento em temperaturas acima de 60°C (ANDERSON et al., 1991).

A terceira maneira de comportamento, conforme Goodrich (1988), as temperaturas intermediárias e a região viscoelástica, o ligante asfáltico possui propriedades que estão na região viscoelástica nas temperaturas de pavimento em serviço. Um comportamento viscoelástico é exibido pelo ligante, além de exibir uma relação dependente do tempo entre tensão ou deformação aplicada e a deformação ou tensão permanente. As propriedades viscoelásticas necessárias para se relacionar as propriedades essenciais do ligante físico a performance, não podem ser descritas, completamente, pelos métodos convencionais de caracterização das propriedades reológicas do ligante asfáltico (HUNTER et al. 2015). Ainda, segundo o mesmo autor, para se caracterizar o comportamento viscoelástico do ligante asfáltico, testes de ponto de amolecimento e penetração, mesmo conduzidos em torno das temperaturas em questão, na maioria das vezes são completamente empíricos, logo esses não são pertinentes para tanto. Tipicamente, através de testes dependentes de tempo que se caracteriza a viscoelasticidade do ligante. Dinâmicas oscilatórias, tensão e deformação alternada de amplitude e frequências constantes, e fluência e recuperação, carga transitória, são os dois métodos mais comuns de determinar as propriedades viscoelásticas do ligante asfáltico.

Em suma, a viscoelasticidade do ligante asfáltico tem como base o comportamento mecânico que desempenha perante a estrutura do pavimento. A partir dessa característica, o ligante asfáltico acorda dois comportamentos distintos: o viscoso, sob sobreposição de carga lenta e pesada e, o elástico sob sobreposição de carga rápida e leve. Como um material viscoelástico típico, tanto o desempenho a baixas temperaturas quanto desempenho a altas temperaturas dos asfaltos estão relacionados com as propriedades viscoelásticas dos ligantes. Ainda, a resposta do ligante asfáltico as tensões são, portanto, dependente da temperatura e do

tempo de carregamento e, conseqüentemente, a reologia do ligante é definida por sua resposta ao tensão/deformação/tempo/temperatura, todavia, tradicionalmente o ligante tem sido predominantemente caracterizado e especificado usando testes empíricos (CRAVO, 2016).

2.2.3 Caracterização

A seguir serão descritas as características dos ligantes asfálticos em dois eixos: convencional e Superpave.

2.2.3.1 Convencional

Como supracitado, os ligantes asfálticos são constituídos de hidrocarbonetos, de 90% a 95%, e por heteroátomos, 5% a 10%, dos quais incluem-se nitrogênio, oxigênio, enxofre e alguns metais, como ferro, níquel, cálcio, magnésio e vanádio. Os ligantes asfálticos manufaturados no País possuem em seu teor de enxofre consideravelmente mais baixo aos derivados de petróleo venezuelanos e árabes. Além desse fato, é superior o teor de proporção de nitrogênio encontrada e inferior a de metais (HUTSCHENREUTHER e WÖRNER, 2017).

Uma busca mais detalhada para compreensão de ligantes asfálticos provenientes de petróleo de lugares distintos esclarece as relações encontradas entre seus componentes principalmente por carbono variando de 82% a 88% e átomos de hidrogênio entre 8% a 11%. Demais elementos como nitrogênio de 0% a 1%; oxigênio de 0% a 1,5%; enxofre de 0% a 6%, também podem estar presentes, além de resquício de manganês, vanádio e níquel. Elucidada esta complexidade química, faz-se necessário citar que o asfalto dispõe de composição química subordinada ao seu processo de fabricação e sua origem (LESUEUR, 2009; PETERSEN et al., 1994; SPEIGHT, 2007). Em sua pesquisa, Bernucci et al. (2008) também reforça que esta constituição pode alterar em função da fonte do petróleo, do procedimento aplicado a destilação, no decorrer do envelhecimento transcorrido da usinagem e quando logo empregado no campo.

Suas constituições médias e alguns tipos de petróleo são apresentadas na Tabela 1 tornando evidente a diversificação de formação.

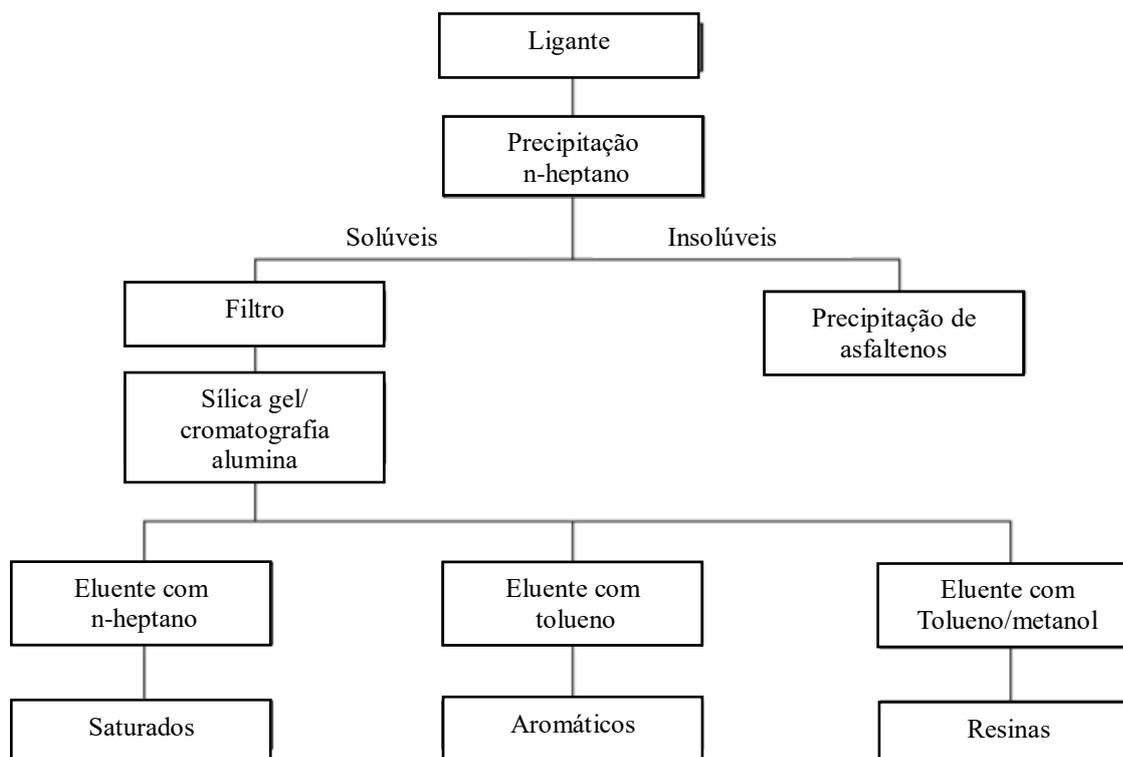
Tabela 1 – Constituição média em massa de alguns petróleos.

Origem	Mexicano	Boscan	Califórnia	Bacia de Campos	Bacia de campos	Árabe leve
Refinaria	-	RLAM	-	REGAP	REPLAN	REDUC
Carbono %	83,8	82,9	86,0	86,5	85,4	83,9
Hidrogênio %	9,9	10,4	11,1	11,5	10,9	9,8
Nitrogênio %	0,3	0,8	1,1	0,9	0,9	0,5
Enxofre %	5,2	5,4	1,0	0,9	2,1	4,4
Vanádio ppm	180	1380	4	38	210	78
Níquel ppm	22	109	6	32	66	24

Fonte: Manoel (2015).

Uma grande influência sobre as propriedades de um ligante asfáltico é exercida por quatro frações: asfaltenos; resinas; aromáticos e saturados. Essas chamadas de frações SARA. A primeira, denominada porção asfáltica, sendo insolúvel em *n*-heptano, já as três últimas frações formam a porção maltênica, solúvel em *n*-heptano (CORBETT e PETROSSI 1978). Corbett e Merz (1975) estruturam a separação química das frações do ligante asfáltico, esta separação é mostrada na Figura 6. Os asfaltenos, sólidos de coloração preta, são encarregados pela amplificação da viscosidade, respondendo pelos ligantes asfálticos serem menos susceptíveis as alterações de temperatura; as resinas aperfeiçoam a ductilidade e a dissipação dos asfaltenos; os aromáticos perfazem a contribuir positivamente perante as propriedades físicas, aprimorando-as e; os saturados atuam negativamente sobre a susceptibilidade térmica (CORBETT e PETROSSI, 1978). Suas massas molares são: Os asfaltenos, massa molar que pode variar de 1.000 a 100.000 g/mol, as resinas de 500 a 50.000 g/mol e os compostos aromáticos e saturados de 300 a 2.000 g/mol (Silva, 2005). O processo de refino e a origem do petróleo é o que define o teor de cada fração, como também, sua massa molar. As características das frações SARA são apresentadas na Tabela 2.

Figura 6 – Separação química do ligante asfáltico



Fonte: adaptado de Hunter et al. (2015).

Tabela 2 – Propriedades das frações SARA.

Fração	Polaridade	Massa molar do asfalto (%)	Características	Cor
Saturados	Apolar	5 - 20	Óleo viscoso	Transparente
Aromáticos	Apolar	46 - 60	Líquido viscoso	Amarelo
Resinas	Polar	+/- 20	Sólido ou semisólido	Marrom escuro
Asfaltenos	Polar	5 - 25	Sólido	Preto ou marrom

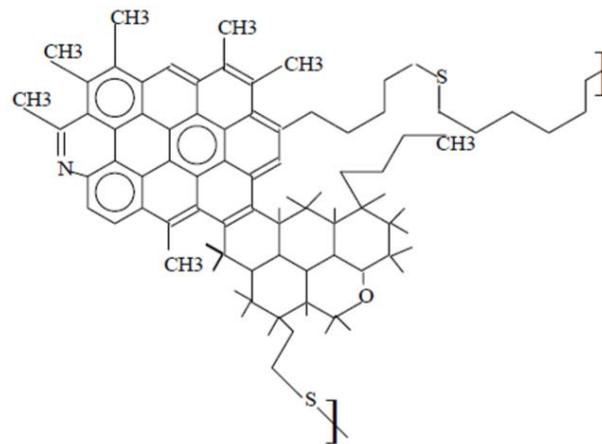
Fonte: adaptado de Swiertz (2010).

Segundo o autor Lesueur (2009), as frações aromáticas e saturadas são responsáveis pela concisão da fluidez, já as partículas sólidas de asfalto pela adesão, desta forma, a combinação destas três frações produzem condições de fluidez do asfalto. Em contrapartida, a ductilidade do ligante asfáltico é fornecida pelas resinas.

Pressupondo um fator de importância ao que se refere às propriedades do ligante asfáltico, principalmente reológicas, várias pesquisas tiveram o asfalto como objeto de

estudo, a partir de sua solubilidade em solventes diversos e em condições distintas, inclusive sua massa molar e composição química. A molécula hipotética de asfalto é estruturada por anéis aromáticos condensados e substituídos por heterociclos, cadeias alquilas, grupamentos funcionais e metilas (YEN, 1991). Segundo Hunter et al. (2015), os componentes supracitados, são ordenados como de responsabilidade majoritária em relação ao comportamento reológico de ligante asfáltico, consistindo dentre 5 a 25%. São acumulação de compostos polarizáveis e polares, constituídos em decorrência de combinação intermoleculares. Como já citado, são insolúveis em *n*-heptano e solúveis em tolueno. Além disso, são responsáveis pelo comportamento viscoso do ligante asfáltico. A Figura 7 elucida a molécula hipotética de asfalto, esse é surfactante (tensoativos) natural originado do petróleo constituído, essencialmente, por cadeias alifáticas laterais e anéis aromáticos policondensados, em menor escala sucedendo aglomerados funcionais metálicos e ácidos complexos. Asfaltos são surfactantes (tensoativos) naturais do petróleo formados predominantemente por anéis aromáticos policondensados e cadeias alifáticas laterais, ocorrendo, em menor proporção, grupos funcionais ácidos e metais complexos.

Figura 7 – Estrutura hipotética de uma molécula de asfalto.

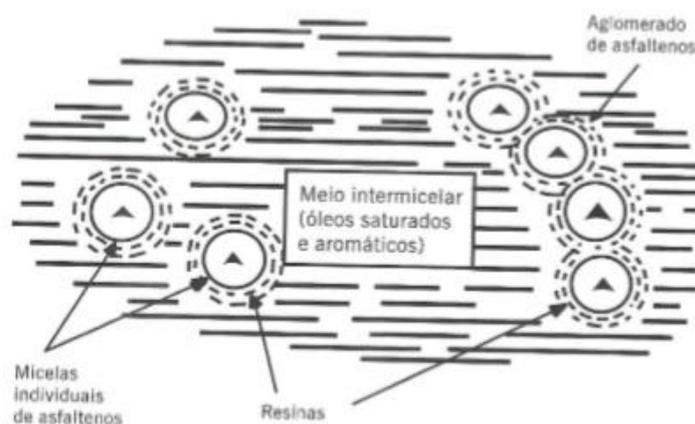


Fonte: Yen (1991).

Asfaltos com composições químicas e estruturais diferentes são resultados da variação na proporção entre as frações químicas do ligante asfáltico. A organização das frações químicas SARA, ou as estruturações, foram analisadas por meio da ordenação de modelos. Dentre estes, o modelo um uso mais disseminado é o modelo de Yen (1991), apresentado depois da visualização das moléculas de asfalto através da difração de raios X, na década de 60.

Em conformidade com o mesmo autor, o CAP vem por poder ser conceituado como uma dispersão coloidal de asfaltenos em óleos aromáticos e saturados, aureolados por resinas agindo como operadores peptizantes, as quais efetuam adsorção de moléculas de alfatenos, por finalidade consentir a dispersão das moléculas entre óleos aromáticos e saturados. Desta forma, o ligante asfáltico é identificado estado coloidal complexo, através no qual moléculas isoladas formam a fase contínua e as micelas e os aglomerados de micelas formam a fase dispersa, originando-se deste modo uma estabilidade: moléculas ↔ micelas ↔ aglomerados. O modelo de estrutura coloidal do ligante asfáltico desenvolvido por Yen é mostrado na Figura 8.

Figura 8 – Modelo de estrutura coloidal do ligante asfáltico



Fonte: adaptado de Yen (1991).

Estudos realizados pelo programa americano de pesquisas, *Strategic Highway Research Program* – SHRP, aplicou milhões de dólares por ano com o objetivo de intensificar pesquisas relacionadas as propriedades de ligantes asfálticos (Bahia et al.,2001), o modelo apresentado por Yen (1991) não elucida o desempenho reológico do ligante asfáltico em relação da temperatura, nem mesmo seu desempenho em serviço e em função de seu envelhecimento. O conceito de maltenos e asfaltenos não é considerado válido pelo modelo estrutural do programa SHRP, na ordem de classificação das frações asfálticas em polares e apolares. As forças inter e intramoleculares, propostas pelo modelo SHRP, são incumbidas pela disposição ordenada de redes tridimensionais que dão consequência as características viscosas e elásticas. Com a ação de forças cisalhantes ou elevação de temperatura,

desencadeia eliminação destas interações e, conseqüentemente, elevação das propriedades viscosas e minimização da elasticidade (Bahia et al.,2001).

Em conformidade com Bonnaure et al. (1977), é fundamental, para o projeto de estrutura de pavimentos, ter capacidade de prever e medir características mecânicas essenciais dos materiais de pavimentação. O módulo de rigidez de um ligante e as frações de volume dos diferentes componentes da mistura (agregados, betume, ar) são o que definem o módulo de rigidez de um asfalto. Além disso, segundo Heukelom (1966), o módulo de rigidez de ligante ainda é um princípio através do qual é possível determinar uma comparação com as propriedades de ruptura do ligante e dos pavimentos asfálticos estruturados com ele.

2.2.3.2 *Superpave*

O método *Superpave* surgiu de estudos inicialmente realizados em 1987 pelo *Strategic Highway Research Program* (SHRP - Programa Estratégico de Pesquisa em Rodovias). Em conformidade com Bernucci et al. (2010), o método *Superpave* é um conjunto de testes para ligantes de asfalto padronizados nos Estados Unidos. O produto final deste programa americano foi o sistema *Superpave*, especificações reunidas para privilegiar a avaliação de desempenho da mistura de asfalto. Desta forma, os aglutinantes são avaliados em uma ampla faixa de temperatura, que abrange todas as etapas do processo de mistura, espalhamento e compactação e consideram as temperaturas às quais o pavimento asfáltico será submetido ao longo de sua vida útil.

As especificações de ligantes que seguem esta metodologia podem ser usadas para ligantes convencionais e modificados, incluindo ligantes com aditivos dispersos, dissolvidos ou reativos ao CAP (SHRP, 1994).

A especificação dos aglutinantes de asfalto foi desenvolvida durante o SHRP e ficou conhecida como *Performance Grade* (PG) e os procedimentos para obtê-lo estão no AASHTO PP 42/2000. O principal objetivo dessa seleção e classificação é agrupar os ligantes de acordo com seu comportamento, considerando o ambiente em que serão originados, levando em consideração as temperaturas do pavimento ao longo de sua vida útil e o tráfego esperado para a rodovia (NCHRP 673). A temperatura crítica de alta, denominada *High Performance Grade* (PGH), está relacionada com a máxima temperatura que o ligante suporta sem apresentar deformação permanente, sendo indicada pelo parâmetro $|G^*| \cdot \sin \phi$, ou seja, este defeito é atribuído à insuficiência do módulo complexo (G^*) e ângulo de fase (δ) no *Dynamic Scher Rheometer* (Figura 22) em amostras (25 mm de diâmetro e 1 mm de gap)

virgens e envelhecidas no curto prazo (RTFOT), O PGH corresponde a menor temperatura entre os valores de $|G^*|.sen \delta \geq 1$ na condição virgem e $|G^*|.sen \delta \geq 2,2$ Kpa na condição de envelhecimento no RTFOT.

O resultado obtido após a análise de acordo com a metodologia *Superpave* é dado em faixas de temperatura em graus Celsius (temperatura máxima e mínima em que o betume pode ser aplicado) e ambiente (tráfego) indicado para o ligante a ser aplicado. A classificação é apresentada na Tabela 3, em que a carga equivalente por eixo único (*Equivalent Single Axle Load* - ESAL) corresponde à soma das passagens de eixo padrão de 8,2 toneladas ao longo da vida útil do projeto. Recentemente, outro parâmetro foi adicionado à nomenclatura, que é o tráfego recomendado representado pelas letras (S, H, V e E).

Tabela 3 – Classificação do Tráfego *Superpave* do ligante.

Limites $J_{nR3200} \cdot J_{nR,diff} < 0.75$	Classificação MSCR	ESAL
≤ 4.5 kPa-1	S – <i>Standard</i>	< 10 milhões e velocidades > 70km/h
≤ 2.0 kPa-1	H – <i>Heavy</i>	> 10 a 30 a milhões ou tráfego lento (20 a 70km/h)
≤ 1.0 kPa-1	V – <i>Very Heavy</i>	> 30 milhões e tráfego permanente (< 20km/h)
≤ 0.5 kPa-1	E – <i>Extreme</i>	> 30 milhões e tráfego permanente (< 20km/h)

Fonte: Adaptado de AASHTO M 323 (2013).

Os testes da *Superpave* buscam quantificar o desempenho dos ligantes em três etapas de sua vida: no estado original, após a fase de mistura, espalhamento e compactação e o envelhecimento que ocorreu durante a vida útil do pavimento. Esta especificação tem sido utilizada no Brasil em vários trabalhos, porém não se estende à prática e é restrita a pesquisas. Os métodos de avaliação *Superpave* de CAPs envolvem testes de envelhecimento, aplicação e desempenho.

Em 1994, os autores Leite e Tonial estudaram as características climatológicas brasileiras e desenvolveram um estudo para definir a PG necessária para cada estado brasileiro. Este estudo caracterizou os estados do Brasil pelas temperaturas do ar e do clima obtidas das Normas Climatológicas de 1961 a 1990, com dados de 209 estações meteorológicas brasileiras e classificou o grau de desempenho (PG) para ligantes de asfalto brasileiros. No entanto, este estudo estava desatualizado devido à atualização das equações e critérios da metodologia *Superpave*.

Neste encadeamento de ideia, Cunha et al. (2007) realizaram um novo estudo para classificar a PG para ligantes de asfalto brasileiros, aplicando as novas equações da classificação Superpave no mesmo banco de dados de Leite e Tonial (1994). Os autores aplicaram as equações desenvolvidas pela Superpave para que os modelos representassem melhor as condições reais de temperatura do pavimento. Como resultado dos testes e do uso das equações Superpave, foi possível encontrar o PG sugerido para ligantes de asfalto em cada estado do Brasil, como ilustra a Figura 9.

Figura 9 – Grau de desempenho sugerido para ligantes asfálticos por estado no Brasil



Fonte: Cunha et al. (2007).

De acordo com a análise de Cunha et al. (2007), sugere o uso de ligantes de asfalto com PG 70-10 ou superior no Rio Grande do Sul e na maior parte do Brasil. No entanto, Bruxel (2016) encontrou o PG 58-16 para o CAP 50/70 produzido no RS. Possebon et al. (2015) também encontraram valores de PG de 58-16 para esse mesmo aglutinante, produzidos e coletados em 2015. Osmari (2016) utilizou um CAP 50/70 e um CAP 30/45, ambos da Refinaria Duque de Caxias (Reduc) cujos PGs foram 64-22S e 70-22S, respectivamente. Observa-se que este CAP 30/45 possui um PG com maior espectro de temperatura.

Após o desenvolvimento desta revisão da literatura, foi possível perceber que, na especificação brasileira de betumes, testes empíricos são realizados sem correlação direta com o desempenho para caracterização do material. A especificação PG Superpave usa testes semi-empíricos, relacionados ao desempenho. Note-se que o PG deve ser usado com o *Superpave Mix Design* e o novo método de projeto de pavimento usado nos Estados Unidos (HUNTER et al. 2015).

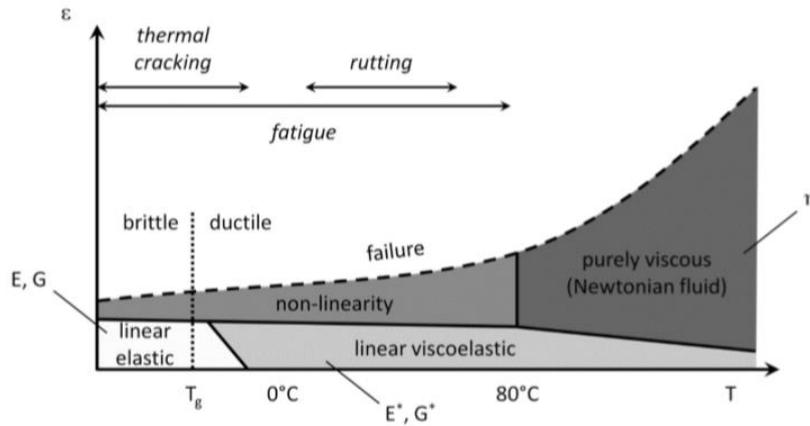
2.3 MISTURAS ASFÁLTICAS: COMPORTAMENTO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Como o comportamento dos ligantes asfálticos, ao estudar o comportamento mecânico de misturas asfálticas, sabe-se de sua extrema complexidade, essa sendo influenciada por uma gama de fatores externos, além de suas propriedades intrínsecas. Quando retratado a um nível macroscópico o concreto asfáltico pode ser considerado um material contínuo, isotrópico e homogêneo, e seu comportamento é influenciado por três fatores: número de ciclos de carregamentos, amplitude das deformações e temperatura (SCHUSTER, 2016).

Devido à influência de inúmeras variáveis, a reprodução em laboratório do comportamento de misturas asfálticas e suas reações diante das ações do clima e do tráfego se tornam complexas. O comportamento dos materiais asfálticos e suas respostas às ações do tráfego e clima são difíceis de serem reproduzidos em laboratório devido à influência de inúmeras variáveis. Apesar disso, através de ensaios mecânicos procura-se avaliar o comportamento mecânico destas misturas, estabelecendo relação dos mesmos com o desempenho em campo. Afim de dimensionamento dos pavimentos e especificação de materiais apropriados ao clima e tráfego faz-se imperativo o conhecimento do comportamento e das propriedades das camadas do pavimento, principalmente do concreto asfáltico.

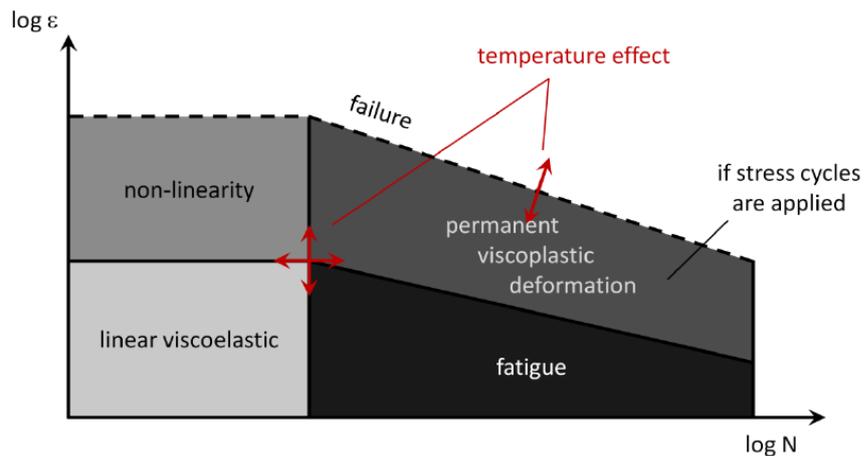
Diferentes domínios do comportamento mecânico da mistura podem ser definidos a partir dos valores assumidos aos fatores supracitados. A partir disso, apresentam-se os domínios do comportamento mecânico na Figura 10, dependendo da amplitude de deformações (ϵ) e da temperatura (T), e, para uma dada temperatura, os diferentes domínios de comportamento, na Figura 11, amplitude de deformação (ϵ) e número de ciclos (N) (MANGIAFICO, 2014).

Figura 10 – Comportamento mecânico de materiais asfálticos: domínios típicos do em função das deformações e da temperatura.



Fonte: Mangiafico (2014).

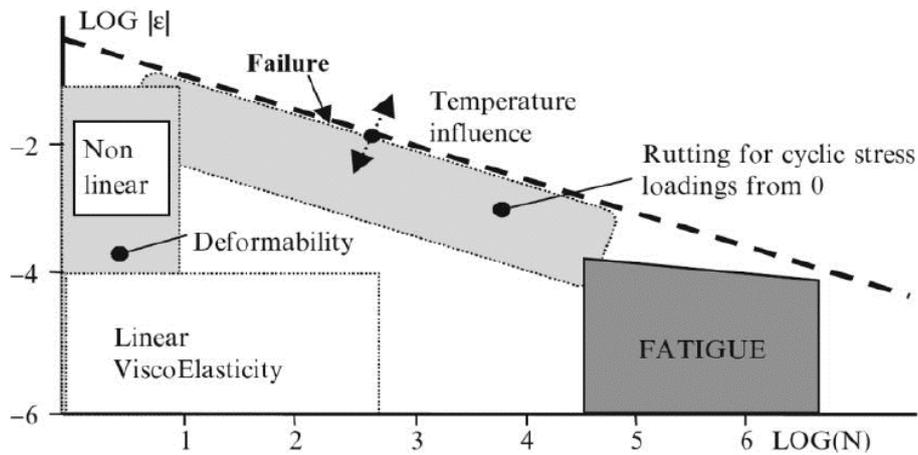
Figura 11 – Comportamento mecânico dos materiais asfálticos: domínios típicos em função das deformações e do número de ciclos.



Fonte: Mangiafico (2014).

De acordo com a quantidade de ciclos de carga e a amplitude de deformação aplicada, a Figura 12 mostra os tipos de comportamentos diversificados analisados para mistura betuminosa. Em conformidade com Cardona et al. (2015), materiais betuminosos possuem comportamento viscoelástico linear, ao que se refere a um número limitado de ciclos e um pequeno domínio de deformação ($\epsilon < 100 \mu\text{m} / \text{m}$).

Figura 12 – Comportamento de concretos asfálticos convencionais: domínios típicos.



Fonte: Di Benedetto et al. (2013).

Com o objetivo de melhor entender o comportamento do concreto asfáltico e suas respostas faz-se indispensável o entendimento de funcionamento de suas características de rigidez. O termo rigidez, utilizado principalmente no estudo de misturas asfálticas, indica a capacidade do material resistente à deformação.

O comportamento do material asfáltico é afetado pela temperatura por duas formas fundamentais: a primeira se refere à modificação da rigidez do material; a segunda, diz respeito às mudanças de temperatura desencadeadas durante a ação de deslocamentos térmicos (KIM, 2009).

A predisposição de resistência à deformação é indicada pela rigidez das misturas asfálticas, além de depender, também, da temperatura (MEDINA e MOTTA, 2015). Desta forma, a condição de variabilidade de temperatura do ar e/ou condições meteorológicas de uma forma global, é o que concede a o fato de deformabilidade menor ou maior do pavimento. Esta propriedade é atingida por vários elementos, como exemplos: taxa de deformação; estado de tensão; o tipo de ligante; temperatura; as partículas dos agregados; os finos do mástique, a água em forma líquida ou vapor e sua localização na mistura, a idade da mistura, dentre outros (KIM, 2009). Ainda, segundo a autora, a rigidez nos concretos de asfalto é um parâmetro material, nada além da inclinação da curva de tensão, que é uma propriedade única (independente do teste, do tamanho ou da geometria da amostra).

Para as concepções dos métodos para dimensionar pavimentos ocorreram de disposições diferentes: a partir da teoria da elasticidade, classificada como adequada para a análise de fenômenos físicos qualitativos em campo (modelos semiempíricos e empírico-

mecanicistas), ou se baseando na performance analisado com o passar do tempo, adquiridos por experimentos a campo (modelos empíricos). Portanto, o procedimento mecanístico tem o controle sobre tornar um simples modelo de desempenho elástico do material, não tendo variação do valor modular com a temperatura, até a consideração de um modelo visco-elasto-plástico dos materiais asfálticos, com alternância horária de suas características, relacionadas às circunstâncias climáticas locais (BALBO, 2007).

De acordo com Melo (2014, p, 97):

Para casos correntes na engenharia, a teoria da elasticidade, regida pela lei de Hooke, fornece à análise mecânica uma equação independente do tempo, com parâmetros materiais determinados de forma simples. Os resultados, obtidos por esta, são satisfatórios apenas em um domínio muito limitado de aplicações. A lei de Hooke, todavia, não é capaz de interpretar precisamente fenômenos presentes em uma variedade de materiais, como, por exemplo, os materiais asfálticos em determinadas temperaturas, prestando-se apenas a uma avaliação introdutória. Nesse contexto, a viscoelasticidade se apresenta como uma teoria mais completa, capaz de representar fenômenos além daqueles modelados pela elasticidade, introduzindo, ao assunto do estudo dos corpos deformáveis, uma relação no tempo entre a história dos campos de tensões e deformações presentes no corpo, característica essa que confere a estes materiais o título de materiais com memória (MELO, 2014, p, 97).

Conforme Balbo (2007), ensaio de Módulo de Resiliência (MR) determina a rigidez das misturas asfálticas, que por sua vez, essa determinação considera um desempenho elástico linear das mesmas quando deslocamentos considerados são os resilientes (recuperáveis), atendendo a lei de Hooke. Porém, é necessário destacar que o MR não exibe um parâmetro unicamente elástico para misturas asfálticas, em virtude de, no cálculo relacionado a um dado pulso de carregamento, faz com que ocorra o aumento de deformações viscoelásticas, que são, relativamente, atreladas a deformações elásticas.

Ainda, segundo Specht et al. (2017), a utilização de uma única frequência de carga e uma única temperatura no ensaio de MR negligencia a susceptibilidade à temperatura, herdada do ligante asfáltico, e sua essência viscoelástica, dependência de frequência ou tempo.

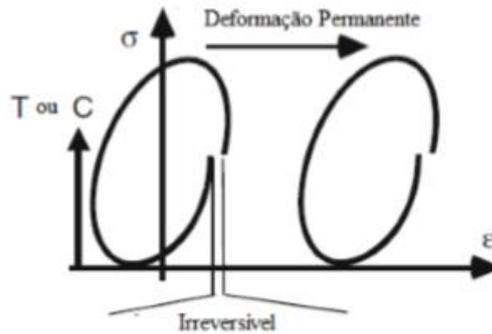
De acordo com Borges (2014), outro fator importante do comportamento de misturas asfálticas está atrelado a influência, que não está ligada simplesmente a origem mineralógica dos mesmos. A resistência do esqueleto pétreo também faz relação à textura dos agregados, à angularidade e à forma. A textura superficial do agregado desempenha um papel significativo na resistência, principalmente nas camadas de asfalto mais espessas e em climas mais quentes (MAHMOUD & BAHIA, 2004).

A fim de classificar a resistência à deformação permanente uma gama de opções de métodos de ensaios são disponíveis: ensaio de *Flow Number* (FN), amostras desenvolvidas fundamentadas em resultados oriundos por aparelhos capazes de reproduzir o comportamento do tráfego e encadeamento dentre o tráfego e afundamento de trilha de roda. Sob cargas repetidas em temperaturas acima de 60°C, com o objetivo de realizar a quantização do sistema físico da deformação permanente acumulada, o procedimento FN tem sido um dos mais comuns para esta finalidade. Inclusivamente, o ensaio Hamburgo Test.

A deformação permanente é a consequência do comportamento plástico, isso é, ao ser exercida uma ação de carga pelo tráfego de veículo na camada do pavimento, existe uma fração da deformação total que não retorna a sua disposição de origem, desencadeando na acumulação de quantidades baixas de deformação não recuperáveis durante o período de vida útil do pavimento. Esta deformação na estrutura, quando ocorrido na extensão de um segmento longitudinal da faixa de tráfego nas trilhas de roda é designado de afundamento de trilha de roda (ATR), que, ao passar de determinada profundidade, vem a ser considerado como deformação estrutural grave. Uma perda da capacidade de drenagem lateral do pavimento ocorre devido a uma acumulação de água neste afundamento de trilha de roda, além disso, este acúmulo de água acarreta em uma situação de segurança mais vulnerável aos usuários da via. A implicação da acumulação de deformações permanentes, que podem acontecer no revestimento e no subleito, ou ainda, como colaboração de todas as camadas que estruturam o pavimento. A Figura 13 e a Figura 14 ilustram o processo de deformação do pavimento (HUSSAN et al. 2019).

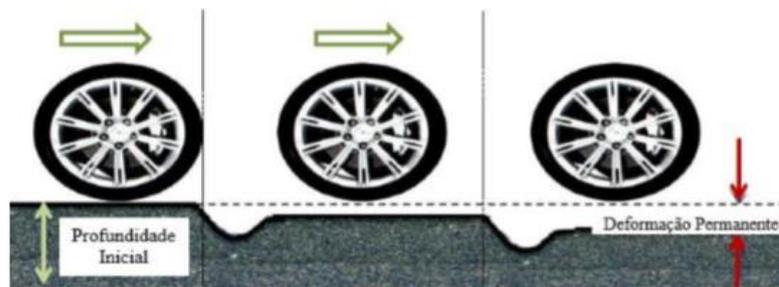
A deformação em misturas asfálticas devido à passagem de um único veículo é tipicamente muito pequena, mas a passagem consecutiva de veículos pode levar a deformação permanente considerável no pavimento (PARTL et al., 2013).

Figura 13 – Deformação permanente caracterizada pelo acúmulo de pequenas deformações irreversíveis.



Fonte: adaptado de Partl et al. (2013).

Figura 14 – Deformação permanente no pavimento asfáltico.



Fonte: adaptado de Elnasri (2015).

Muraya (2007) define deformação permanente em camadas de concreto asfáltico sendo a deformação acumulativa que não se recupera, acontecendo, principalmente, em altas temperaturas, em trilhas de roda, como consequência da repetição de cargas provenientes do tráfego.

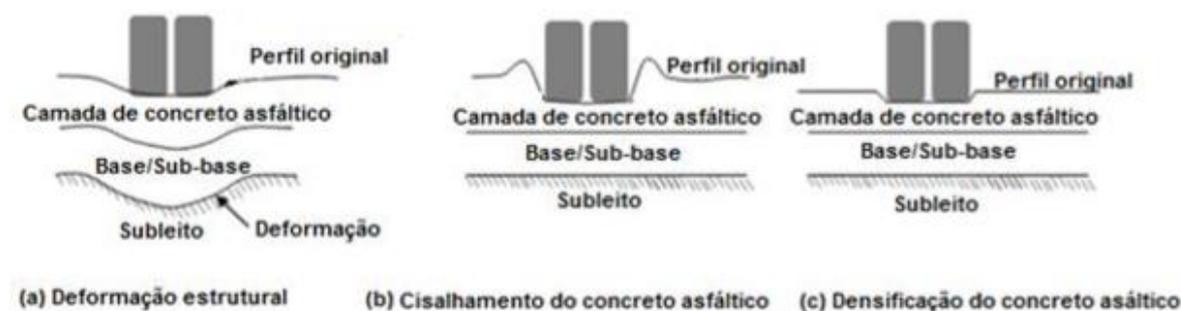
A norma DNIT 005/2003 – TER define como afundamentos plásticos, quando as depressões são resultantes essencialmente da fluência do revestimento asfáltico, sendo localizado longitudinalmente das trilhas de roda; ou afundamentos por consolidação das depressões acontecendo devido densificação diferencial, a serem localizados quando a extensão não supera 6m, ou longitudinal, em trilhas de roda, porém em situações que exceda 6m de extensão. De um modo geral, em afundamentos plásticos existe certa compensação volumétrica, com elevamento da mistura asfáltica nas proximidades das bordas do afundamento.

O modo de funcionamento de deformações permanentes que acontece em concretos asfálticos é distinto em comparação de como sucede em camadas geotécnicas, e no procedimento de dimensionamento é conceituado como uma disfunção de dosagem da mistura, não vindo a ser cargo da espessura da camada.

Atualmente, existe a norma PRO 006/2003 (DNIT, 2003) vigente no País que se refere à medição desta deformidade em campo. Esta norma usa do equipamento treliça de alumínio com dimensões padronizadas.

Thao e Luu (2016) apresentam três categorias bases de deformações permanentes: deformação estrutural; cisalhamento da camada de revestimento asfáltico (movimento do material sem alterar volume) e densificação (diminuição do volume) da camada de concreto asfáltico. Essas ilustradas na Figura 15.

Figura 15 – Categorias deformação permanente em pavimentos flexíveis.



Fonte: adaptado de Thao e Luu (2016).

2.3.1 Influência das características de misturas asfálticas na resistência à deformação permanente

Normalmente, o deslocamento da mistura asfáltica acontece nos 10 primeiros centímetros de profundidade do revestimento do pavimento, de modo eventual, acontecendo em espessuras maiores, quando da utilização de materiais com qualidade baixa (BORGES, 2014). Como já comentado nesta pesquisa, em temperaturas elevadas a viscosidade do ligante tende a diminuir, produzindo menos resistência à deformação do pavimento. Desta forma, em misturas asfálticas, a deformação permanente acontece, especialmente, em altas temperaturas, por volta dos 60°C, quando é observada a diminuição da rigidez do ligante asfáltico no revestimento estruturado.

Os principais parâmetros que implicam a mistura asfáltica perante a resistência à deformação permanente são apresentados pela Tabela 4.

Tabela 4 – Propriedades que influenciam a resistência à deformação permanente.

Parâmetro	Fator	Mudança do Fator	Efeito na resistência à DP
Agregado	Textura superficial	Lisa para rugosa	Aumenta
	Granulometria	Descontínua (gap) p/ contínua	Aumenta
	Forma	Redonda par angular	Aumenta
	Tamanho	Aumento do tamanho máximo	Aumenta
Asfalto	Rigidez ^a	Aumento	Aumenta
Mistura	Teor de asfalto	Aumento	Diminui
	Volume de vazios ^b	Aumento	Diminui
	Vazios do agregado mineral	Aumento	Diminui
	Método de compactação	x ^d	x ^d
Condições Locais	Temperatura	Aumento	Diminui
	Estado de tensão/ deformação	Aumento na área de contato	Diminui
	Repetições de carga	Diminui	Diminui
	Água	Seco pra molhado	Diminui se a mistura é sensível à água

^a : Refere-se à rigidez à temperatura no qual a propensão a deformação está sendo determinada. Utilizado para aumentar a rigidez a temperaturas críticas, reduzindo assim o potencial de deformação.

^b : Quando o volume de vazios de ar são inferiores a 3 %, o potencial de deformação das misturas aumenta.

^c : É aconselhado que VMA muito baixa (por exemplo, menos de 10 %) deve ser evitado.

^d : O método de compactação, laboratorial ou de campo, pode influenciar a estrutura do sistema e portanto, a propensão para deformação.

Fonte: adaptado de SOUSA et al. (1991).

Além da influência dos materiais e de suas proporções, outros fatores devem ser investigados. Nascimento (2008) apresentou alguns fatores em detalhes, dentre eles podemos citar dois grupos:

- Agregados: tamanho de partícula agregado - Misturas com agregados maiores e tamanhos de partícula contínuos exibem melhor resistência à deformação permanente devido ao melhor intertravamento de partículas agregadas, oferecendo maior resistência; Forma agregada - As misturas de agregados cúbicos são mais resistentes à deformação permanente do que os compostos agregados laminados porque os agregados cúbicos fornecem melhor resistência ao atrito;
- Aglutinante de asfalto: Aglutinante demais - tende a funcionar como um lubrificante, facilitando o movimento relativo entre as partículas; Viscosidade do li-

gante de asfalto - O uso de ligantes mais duros ou modificados aumenta a resistência à deformação permanente das misturas de asfalto.

Além disso, aglutinante quanto agregado desempenham papel fundamental no comportamento mecânico da mistura asfáltica (NASCIMENTO, 2008). O teor de asfalto na mistura, a viscosidade e principalmente a modificação são fatores importantes que dependem diretamente do ligante de asfalto. Em geral, ligantes menos viscosos tornam as misturas menos rígidas e mais dispostas ao acúmulo de deformação permanente.

Segundo a pesquisa de Almeida Jr. (2016) e Boeira (2018), o fator que mais alterou a rigidez e a resistência à deformação permanente das misturas foi o tipo de ligante de asfalto, no qual o ligante modificado com polímero aumentou a rigidez e a resistência a danos. O método Bailey de seleção de tamanho de partícula também melhorou o comportamento das misturas em menor escala quando comparado à influência do ligante e ao design da mistura. O autor comprovou que o método de projeto da mistura (Marshall ou Superpave) alterou os resultados das misturas, sendo as misturas dosadas pelo método Superpave mais resistentes à deformação permanente devido ao seu menor teor de aglutinante.

Motta et al. (1996) afirmam que testes de laboratório são sempre necessários para a caracterização dos materiais, independentemente do método ou modelo de previsão utilizado. Para a avaliação de misturas asfálticas, a tendência é usar testes que possam medir e representar os dois tipos de solicitações que lidam com deformação permanente: compressão e cisalhamento.

Os principais testes existentes tendo por objetivo de caracterizar o comportamento das misturas asfálticas contra deformação permanente são divididos em ensaios fundamentais e testes de simulação.

- Ensaios fundamentais: carregamento repetido triaxial e compressão uniaxial não confinada; fluência estática e fluência dinâmica;
- Testes de simulação: simuladores de tráfego de laboratório, como francês e Hamburgo (esses dois a serem utilizados para realização desta pesquisa).

2.3.2 Fatores que influenciam a deformação permanente em concretos asfálticos

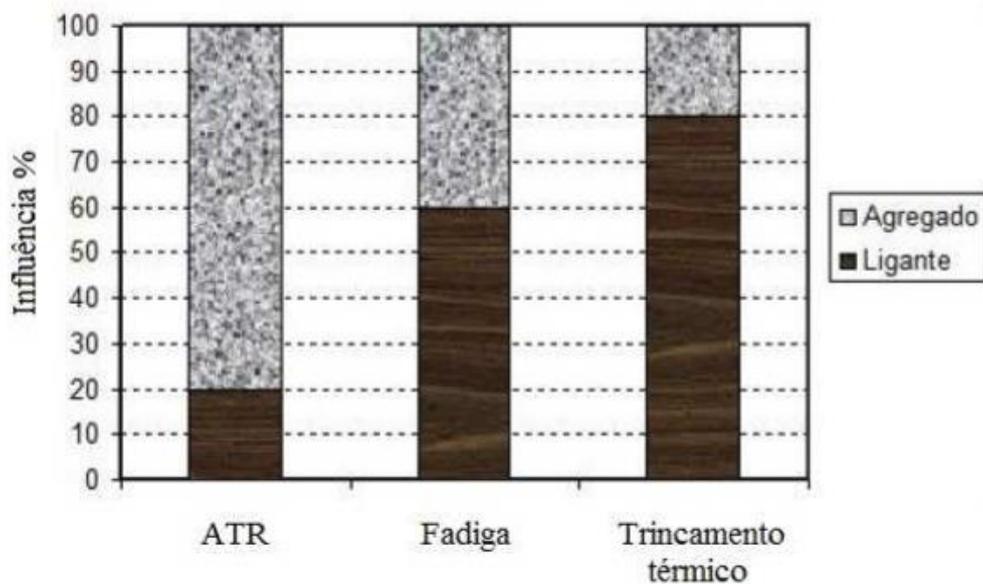
Os fatores fundamentais a influenciar a resistência à deformação permanente em misturas asfálticas estão relacionados às propriedades dos agregados, ligantes asfálticos e da própria mistura, além as condições de campo.

2.3.2.1 *Influência dos agregados*

Com relação a materiais como brita e solos são necessários corpos de prova objetivando-se ter uma maior qualidade de comportamento e propriedades do material em campo. Para isso, inúmeros modelos de previsão da deformação permanente foram recomendados, com base nas resultantes destes testes de carga repetida.

Existem referencias que apontam que os agregados desempenham maior fluência na resistência à deformação permanente quando correlacionados com ligante asfáltico. A importância da estrutura dos agregados no desempenho da mistura asfáltica tem sido bem documentada na literatura e na pesquisa de Kim (2006). Segundo a *Federal Highway Administration* (FHWA), 80% da responsabilidade de precaver sobre este tipo de defeito, ATR, são relacionados aos agregados e 20% dos ligantes (utilização do mesmo tipo de ligante), como mostra a Figura 16. Isso apresenta a necessidade do esqueleto mineral ser bem dimensionado na mistura asfáltica e a importância de se analisar as características dos agregados (Onofre, 2012).

Figura 16 – Influência do agregado e do ligante no comportamento de misturas asfálticas



Fonte: adaptado de FHWA (2002).

O agregado representa mais que 90% da massa total na mistura asfáltica, logo pesquisa na melhoria do desempenho da mistura asfáltica com base nas características da morfologia do agregado é uma orientação de pesquisa significativa. Segundo a literatura, as propriedades dos agregados mais importantes que influenciam a resistência à deformação permanente são: graduação, tamanho e forma dos agregados e textura superficial.

Segundo os autores Sousa et al. (1991), é recomendada a utilização de agregados densos com o objetivo de minimizar as implicações da deformação permanente nas camadas de concreto asfáltico. Com uma graduação de agregado densa e contínua, uma mistura compactada de forma correta, possui um volume de vazios menor e pontos de contato maior entre as partículas de agregado que em misturas abertas. Outra propriedade importante é a textura do agregado, principalmente áspera quando necessitadas em camadas mais grossas ligadas ao asfalto em climas mais quentes. Quanto a misturas estruturadas por agregados granulares, conseguidas por esmagamento, possuem uma característica mais estável quando comparadas as obtidas de agregados arredondados.

Pazos (2015) apresenta que quando se trata ao uso em misturas asfálticas, recomenda-se a de formato cúbica, pois os grãos alongados e achatados não são desejáveis nesta situação. Porém, quando compactadas, as partículas alongadas e planas, seguidamente, tendem a apoiar-se com as superfícies planas quando compactadas, resultando em um composto de mistura asfáltica com menores vazios do agregado mineral. Estes tipos de agregados possuem

uma superfície específica maior em relação as de forma cúbica, desencadeando, de modo necessário, a elevados consumos de asfalto.

Ao se utilizar um volume de agregado máximo maior, aproximadamente dois terços da camada, beneficia-se perante a diminuição da propensão à deformação permanente de misturas sujeitas a altas pressões dos pneus (DAVIS, 1988 apud MAHMOUD; BAHIA, 2004).

Segundo Roberts et al. (1996), existem misturas mais vulneráveis ao afundamento de trilha de roda devido ao uso de altas quantidades de agregados ou areia natural não britados, ou seja, devido à forma dos grãos, frequentemente arredondadas. Já Pazos (2015) relata que as partículas arredondadas exigem esforço menor de compactação e melhor trabalhabilidade para se atingir a densidade precisa, mas a facilidade de compactação pode manter a densificação na mistura sob ação do tráfego, desenvolvendo a deformação permanente.

Em sua pesquisa, Schuster (2016) avaliou a influência de areia natural nas propriedades mecânica de mistura asfáltica, concluindo que acima de 3% de percentagens de areia apresentaram relevantes na diminuição de resistência a deformação permanente, tendo por parâmetro o FN. Ao alcançar 4% de adição, se elava ligeiramente a ruptura por cisalhamento a volume constante e a taxa de decréscimo do número de ciclos para alcançar a zona terciária, levando as misturas constituídas com fração maior de areia a antecipadamente deformarem-se, quando relacionadas a misturas não estruturadas com areia. Foi possível observar que a partir de percentuais de areia acima de 4% a mistura é extremamente comprometida frente ao afundamento de trilha de roda.

Além de aprimorar a adesividade agregado-ligante, a adição de cal na estrutura da mistura asfáltica torna a própria mistura mais enrijecida, fazendo que esta, ainda, resista às deformações permanentes (LITTLE; EPPS; SEBAALY, 2006).

No período do processo de dosagem das misturas, para a realização da escolha adequada do esqueleto pétreo existem algumas metodologias, tendo por objetivo chegar a uma mistura com resistência à deformação permanente maior: o método Bailey e a Porosidade FAD.

Faccin (2018) caracterizou vinte e quatro misturas quanto à resistência à deformação permanente, por meio do ensaio uniaxial de carga repetida e do parâmetro *Flow Number* oriundo deste. O autor supracitado apresentou índices obtidos através do ensaio de resistência a tração por compressão diametral, além de realizar a caracterização dos agregados, apresentando dados de índice de forma, lamelaridade e resultados através do sistema *Aggregate Imaging Measurement System 2 (AIMS 2)* para verificação da forma, angularidade e textura. O autor, por meio da extração de betume com equipamento Rotarex apresentou os

dados de granulometria e teor de ligante. Faccin (2018) aplicou, também, os métodos Bailey e da faixa de agregados dominantes (FAD) buscando interpretar o intertravamento do esqueleto pétreo das misturas analisadas.

2.3.2.2 Metodologia Faixa de Agregados Dominantes (FAD)

Fundamentada em conceitos da mecânica dos solos, o método Faixa de Agregados Dominantes foi desenvolvido em 2006 por Kim, e considera, para todas as misturas de asfalto, que uma rede estrutural primária de agregados é desencadeada pela parcela interativa de tamanhos de partículas originando o FAD. A composição da FAD de ser partículas suficientemente grossas – superiores de 1,18 mm – foi uma hipótese formulada pelo autor, além disso, a porosidade não deve ser maior que 50% com o objetivo de que uma mistura resista, eficientemente, à deformação permanente. Os vazios presentes na FAD serão preenchidos pelos tamanhos de particulares menores estabelecidas pela FAD, valor este ordenado de Volume Intersticial (VI), simultaneamente com finos e ligantes. Um papel irrelevante é apresentado pelas partículas maiores denominadas pela FAD, pois, simplesmente, flutuam na matriz, logo, sendo ordenados de Agregados Flutuantes.

A teoria do empacotamento de partículas esféricas de tamanhos variados é o conceito base utilizado a metodologia FAD. Porém, não considerar as características de angularidade, forma e textura dos agregados, proposta de averiguação pelo próprio autor.

Apesar de a FAD ser uma estrutura primária a não ceder à deformação permanente é com base da determinação de sua porosidade que se estabelece seu potencial de resistência. Na ordem de 48% inferior de porosidade FAD, existe um grande potencial das composições granulométricas perante a resistência à deformação permanente. Porém, deste valor até 52% são denominadas de marginais e sinalizam constituições com contato granular incerto, logo, tornando equivocada a mensuração hipotética a resistência à deformação permanente. Assim sendo, em conformidade com Ferreira et al. (2015), misturas com FAD de teor acima de 52%, aguarda-se declínio perante a resistência à deformação permanente.

2.3.2.2.1 Método Bailey

De acordo com Vavrik et al. (2002) e Marques e Mendes (2012), o método Bailey foi desenvolvido com o objetivo de proporcionamento dos agregados, sugerindo um intertravamento das partículas de uma graduação balanceada e contínua, em divergência os

métodos costumeiros de seleção da granulometria de misturas asfálticas, que por tentativas e de forma indireta levavam em consideração as peculiaridades dos agregados empregados.

Este método está minuciosamente correlacionado às peculiaridades de compactação das distintas frações de agregado da mistura, perante os vazios com ar e perante os vazios no agregado mineral da mistura. Então, possibilita-se fazer a seleção de agregados de uma mistura visando um intertravamento superior dos agregados graúdos de modo a afirmar com veemência a resistência à deformação permanente (NASCIMENTO, 2008).

Ainda, de acordo com o autor supracitado, o fator de maior importância para a escolha da mistura é a proporção AG, em consequência de que sua redução aumenta a compactação da proporção de agregado fino, ao diminuir a quantidade de fragmentos passantes pela peneira de controle PM, sendo indispensáveis para determinar os limites da compactação de maiores frações de agregado miúdo.

Mendes (2008) apresenta que misturas são susceptíveis a segregação quando o valor de AG está inferior da faixa recomendada, ademais, existe a necessidade de uma estrutura resistente de agregados miúdos para cumprir com as especificações volumétricas solicitadas. Vazios no agregado mineral (VAM), também, aumentam em casos em que a fração de AG alcança medida de 1,0, aumento esse, desencadeado quando partículas passantes na peneira de domínio PM tendem a exercer o controle do esqueleto do agregado graúdo. Portanto, valores altos de AG ocasionam em misturas que expressem complexidade de compactação, em virtude ao aspecto físico da curva granulométrica.

2.3.2.2.2 Influência dos ligantes asfálticos

Perante a deformação permanente, torna-se evidente a importância atrelada aos agregados. Apesar disso, pelo fato do aumento do volume de tráfego e cargas nos eixos, implicando na utilização de diferentes ligantes asfálticos, pode-se deduzir que as relações exibidas na Figura 16 pela *FHWA – Federal Highway Administration* (2002) não elucidam a atual realidade, com maior importância ao ligante (SILVA, 2019).

Diversas pesquisas mostram a relevância dos ligantes asfálticos na colaboração da resistência à deformação permanente. Alguns dos fatores importantes são a viscosidade, teor de asfalto e modificação. A baixa viscosidade dos asfaltos torna a mistura menos rígida e, conseqüentemente, possuindo uma maior suscetibilidade à deformação permanente. A utilização de modificadores (microfilers, polímero etc.) está sendo pesquisada por autores (CAVALCANTI, 2010; ROCETTO, 2016; DELLA FLÔRA, 2018) com o intuito de melhoria

no desempenho das misturas. Estes aplicados com o objetivo de aumentar a viscosidade do ligante asfáltico a temperaturas elevadas, não ocasionando efeito contrário em baixas temperaturas (MAHMOUD; BAHIA, 2004). A propriedade da viscosidade dos asfaltos deve ser utilizada em clima com altas temperaturas e pavimentos mais densos (SOUSA et al., 1991).

Como já comentado, um dos principais fatores que governam a deformação permanente em trilha de roda nas misturas asfálticas é o excesso do teor de ligante. Uma relação única entre a deformação permanente em concretos asfálticos e o aumento do teor de ligante não existe. Entretanto, existe uma grande possibilidade de suceder esta deformação permanente em trilha de roda ao elevar o teor, desencadeados pelo aumento da espessura do filme asfáltico no entorno dos agregados. Deste modo, a resistência ao cisalhamento resultante do atrito entre os grãos acaba por ser interferida, uma vez que aumenta a mobilidade sobre eles em pelo motivo da lubrificação do contato.

Almeida Júnior (2016) realizou comparação entre misturas asfálticas usando asfaltos não modificados (CAP 50/70) e modificados por polímeros (AMP 60/85). Estes últimos supracitados caracterizaram-se por um maior *Flow Number*, com aumento de, aproximadamente, 8 vezes para misturas dosadas pela metodologia Marshall. Em outros trabalhos, como de Onofre (2012), Borges (2014), Bohn (2016) e Bastos (2017), esta melhora também pode ser observada quanto à resistência à deformação permanente ao empregar-se ligantes modificados.

2.3.2.3 *Influência das características da mistura*

O método de comparação, o Volume no Agregado Mineral (VAM) e o volume de vazios de ar são as características fundamentais das misturas que interferem no comportamento da deformação permanente.

Com as temperaturas elevadas do clima do País, tornam-se prejudiciais volumes de vazios de 2% ou abaixo, podendo acarretar em misturas asfálticas mais suscetíveis ao desenvolvimento de afundamentos em trilha de roda. Além disso, depois de acontecer à compactação decorrente da ação do tráfego, governando diminuições do volume de vazios, estes níveis devem ser, preferencialmente, mantidos a valores acima de 3% (MOURA 2010).

Segundo os autores Sousa, Craus e Monismith (1991), o volume de vazios não deve estar inferior a 3% e o VAM a 10%. Entretanto, em conformidade com a baixa compactação,

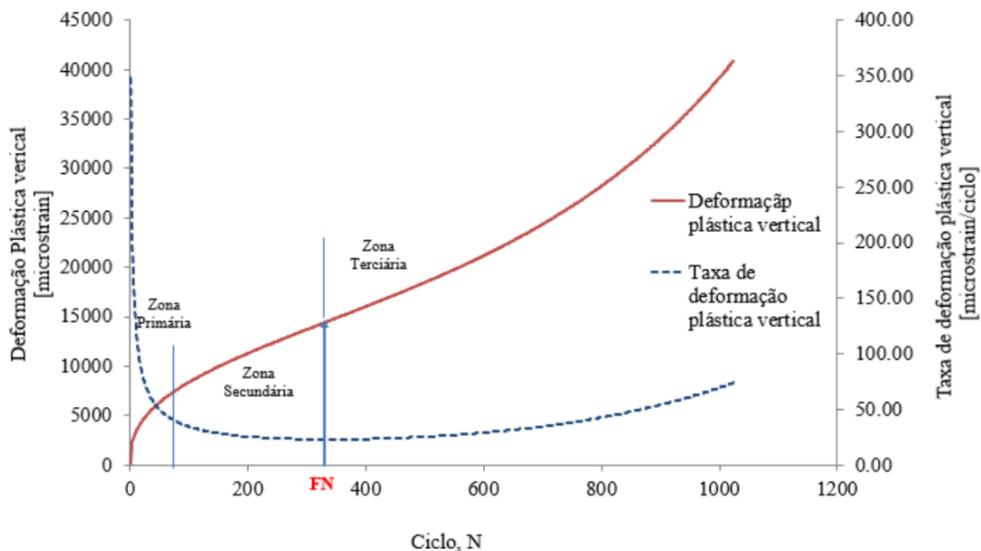
vazios de ar elevados também podem ocasionar em deformação permanente por cauda da densificação da camada.

Conforme Mahmoud e Bahia (2004), um dos principais parâmetros de qualidade os concretos asfálticos é o grau de compactação, principalmente para projetos críticos, os que possuem teor de asfalto baixo para proporcionar alta resistência à deformação permanente. Uma mistura bem produzida e executada governa um melhor desempenho, além de melhor durabilidade e propriedades mecânicas, quando bem compactada.

Em conformidade com Witzak et al. (2002), o parâmetro que melhor se correlaciona com a deformação permanente é o *Flow Number*, esse proveniente do ensaio uniaxial de carga repetida.

Com o objetivo de mensurar as propriedades desta deformidade, inúmeras restituições de carga de compressão no corpo de prova são efetuadas por este ensaio, logo, a registrar esta deformação em incumbência do número de ciclos de carga. Como ilustra a Figura 17, os resultados de ensaio de carga repetidos, logo, o tempo de realização do ensaio, a curva de deformação permanente acumulada *versus* o número de ciclos é obtida (BARROS, 2017). Como um ensaio de fluência, em três zonas pode ser dividida a curva da deformação permanente (ϵ_p): zona primária, zona secundária e zona terciária. O dito *Flow Number* começa no fluxo do qual a zona terciária é denominada.

A segmentação supracitada é ilustrada na Figura 17, no qual a primeira é a zona primária, que, em uma taxa elevada, acontece a densificação da amostra ensaiada. Posteriormente, localiza-se a zona secundária, onde a taxa de deformação é, experimentalmente, inalterável. Por fim, a zona em que a mostra encontra-se já rescindida, zona terciária. Segundo Onofre (2013), a partir do ciclo alusivo ao FN, localizado no limite entra as zonas secundária e terciária, a deformação acontece a volume constante e a taxa de deformação torna a aumentar, no momento em que o corpo de prova não apresenta mais resistência perante as cargas aplicadas.

Figura 17 – Curva deformação permanente *versus* número de ciclos.

Fonte: Barros (2017).

No Brasil, o ensaio já possui norma a ser seguida, Norma ABNT NBR 16505:2016, especificando de $97\% \pm 0,5\%$ o grau de compactação dos CPs. Porém, a norma americana AASHTO TP 79-15, normatiza o ensaio com parâmetro de controle sobre o volume de vazios dos CPs, sendo de $7\% \pm 0,5\%$. Para o DAER e o DNIT, 97% deve ser o valor mínimo de compactação a campo para misturas asfálticas. Portanto, em conformidade com a norma do País, o ensaio avalia a circunstância de compactação mínima em campo, em outras palavras, a situação mais adversa.

Junto a misturas asfálticas em diferentes níveis de tráfego, estudos vêm sendo realizados com o objetivo de estabelecer relações com o critério FN, a fazer valores de referência do FN mais claros, exemplificado na Tabela 5.

Quando se procura na literatura brasileira recomendações de limites para FN para misturas asfálticas densas estruturadas como camada de revestimento em rodovias no Brasil, em 2008, Nascimento desenvolveu pesquisa neste âmbito. Esta pesquisa foi realizada com base na avaliação de 9 misturas asfálticas, estruturadas com agregados minerais variados, granulometrias e ligantes, em conformidade à proposta de Witczak em 2002. No ano de 2017, Bastos realizou uma pesquisa propondo alterações nos critérios apresentados por Nascimento (2008), a partir de avaliação de 12 misturas e os trechos em que as mesmas foram aplicados em localidades diferentes no País, onde três destes trechos situados no Rio Grande do Sul, a considerar 12,5mm como valor crítico de ATR.

Tabela 5 – Parâmetros de *FN* para níveis variados de tráfego de acordo com a literatura.

Níveis de tráfego (n° N USACE)	Vv (%)	Temp (°C)	Tensão (kPa)	Leve	Médio	Pesado	Extrema. pesado
				3×10^6	$[3 \times 10^6; 1 \times 10^7]$	$[1 \times 10^7; 3 \times 10^7]$	$> 3 \times 10^7$
Nascimento (2008)	6,5 a 7,5	60	204	-	300	750	-
AAT (2011)	4,7 a 8,2	31,3 a 54,3	600	-	53	190	740
Bonaquist (2012)	6 a 7,3	49,6	600	15	50	135	415
AASHTO TP 79-15	$7 \pm 0,5$	-	600	-	30	190	740
Bastos et al. (2017)	5,5 a 7,5	60	204	-	100	300	>1000

Fonte: adaptado de Ferreira et al. (2015).

Ao comparar os tráfegos médios e pesados, os limites de FN apresentados como critérios indicados para misturas asfálticas norte-americanas por Bonaquist (2012) são seis vezes menores em comparação os critérios apresentados por Nascimento (2008). Ainda, perante as proporções de tensão, Bonaquist (2012) adotou uma tensão (600 kPa), sendo, aproximadamente, três vezes maior que as admitidas por Nascimento (2008). Bonaquist (2012) usou de uma temperatura vinte por cento (20%) menor em comparação a utilizada por Nascimento (2008). A partir disso, pode-se dizer que os critérios utilizados por Nascimento são mais cautelosos que outros.

Estudos de âmbitos nacionais e internacionais têm por objetivo realizar uma relação de resultados de FN com as distintas características das misturas e dos seus materiais de estruturação. Há exemplo disso, podem ser citados: as propriedades dos ligantes; a porosidade FAD; a rigidez; a proporção de AG, a morfologia dos agregados, dentre outros. Desta maneira, apresentar como sugestão modelos com o objetivo de pressupor o FN, além de compreender a atuação das variáveis supracitadas perante o desempenho a deformação permanente.

Em pesquisa realizada por Ferreira et al. (2015), foi estabelecida uma correlação do parâmetro FN com os resultados de porosidade FAD. Nesta pesquisa, foram analisadas oito (8) misturas asfálticas executadas com materiais de regiões diferentes do País. Como conclusão, os autores se depararam com uma apropriada correlação dentre o ensaio e a metodologia, elucidando a competência do método FAD de modo a apontar a resistência à deformação permanente.

Uma determinada correspondência perante o FN e a porosidade FAD, na pesquisa de Bastos et al. (2016), na circunstância ao se considerar as misturas e uma forte relação ao se

excluir as porosidades marginais. Em conformidade com a autora, uma potencialidade da metodologia FAD é indicada pelos resultados, como um parâmetro simples a indicar, em misturas asfálticas, a resistência à deformação permanente.

Ao utilizar o ensaio AMIS, Pazos (2015) avaliou de que maneira as propriedades morfológicas dos agregados eram influenciadas perante o comportamento mecânico. Logo, a angularidade-textura do agregado graúdo, angularidade do agregado graúdo e a textura são as três características dos agregados que mais possuem correlação com os resultados de FN.

Faccin (2018) avaliou 24 misturas asfálticas densas, com diferentes agregados e ligantes asfálticos, e o desempenho de 15 revestimentos asfálticos quanto à deformação permanente. Encontrou-se uma forte correlação do parâmetro FN com a reologia das misturas, propriedade, fortemente, influenciada pelo tipo de ligante. Além disso, ensaios de FN de carga repetida foram refinados em função do tráfego, sendo possível inferir uma boa aplicabilidade do respectivo parâmetro na previsão da deformação permanente, exceto misturas mornas e com asfalto borracha, que apresentaram baixos valores de FN e bom desempenho em campo.

Em pesquisas realizadas por Boeira (2014) e Almeida Jr. et al. (2018), foram analisadas misturas asfálticas estruturadas com o mesmo agregado, com quadro (4) granulometrias, estruturadas com duas Faixas B e duas C, dois métodos de dosagem, e três ligantes asfálticos (50/70, AMP 60/85 e o *Highly Modified Asphalt* - HiMA). Ao finalizar a pesquisa, observaram que a diferença do teor e do tipo de ligante era, notavelmente, o que mais influenciava, isso, diretamente ligado com as relações obtidas perante o FN das misturas com o teor de ligante e os parâmetros reológicos. Além disso, a pesquisa concluiu que os métodos FAD e Bailey mostraram soluções competentes, se sobressaindo os resultados provenientes da metodologia Bailey com o valor de FN maior nas misturas.

As pesquisas supracitadas remetem a percepção óbvia da importância atribuída ao ligante asfáltico apresenta como principal influente na relação dos resultados de FN. Pesquisas prévias com o viés de correlação e modelos FN podem desencadear uma utilidade com o objetivo de ocasionar circunstâncias mais proveitosas no processo de projeto de mistura de laboratório, referindo-se de maneira direta a parâmetros determinados podendo vir a ser anexados em normas relativas à resistência à deformação permanente da mistura.

2.3.2.4 *Influência das condições de campo*

Em campo, os elementos mais importantes que prejudicam a resistência à deformação permanente são as repetições de carga, a temperatura, a ação da água e o estado de tensões.

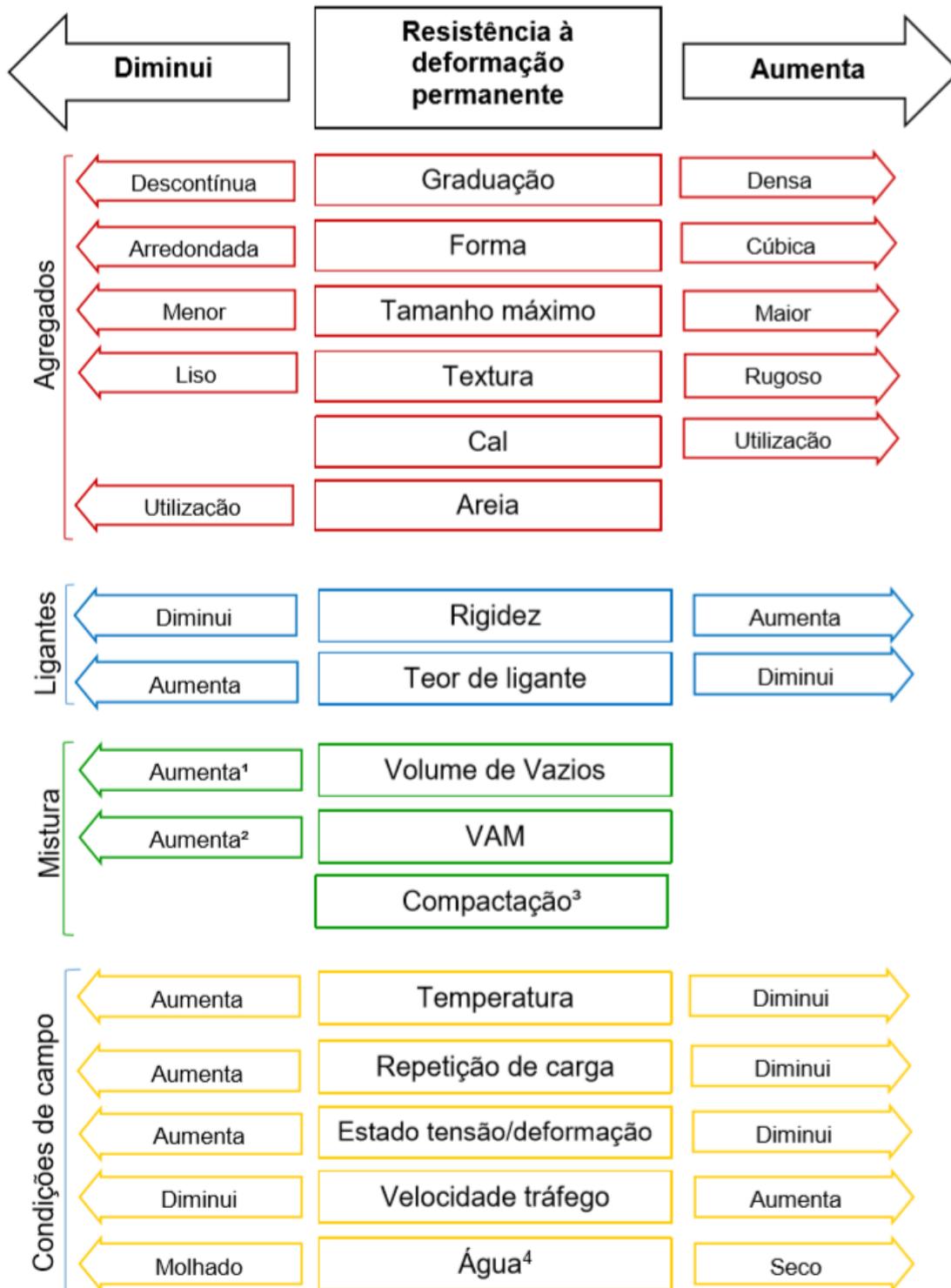
Maura (2010) relata que tipo de ligante é o que desencadeia a temperatura de trabalho das misturas asfálticas, pois essas adquirem as propriedades viscosas dos ligantes que são moderadamente suscetíveis à temperatura de acordo com a classe. O mesmo autor constata uma intensa relação perante a elevação da temperatura e da deformação permanente em trilha de roda destas misturas.

Ensaio laboratoriais são fundamentais para a realização de análise da deformação permanente, dentro de um intervalo de temperaturas semelhantes àquelas encontradas no campo (SOUSA et al, 1991). Uma pesquisa realizada por Bonnot (1986 apud SOUSA et al., 1991) designou a temperatura de 60°C para concretos asfálticos por ser uma estima moderadamente elevada, reproduzindo as condições mais prejudiciais previstas na França. Já na região noroeste do Rio Grande do Sul, nos meses de dezembro a fevereiro de 2010, o autor Blass et al. (2013) mediu, na camada de revestimento asfáltico, temperaturas máximas na posição de até 65°C.

A taxa de deformação pode elevar devido as mudanças na distribuição do tráfego, principalmente as proporções de caminhões pesados, mesmo o pavimento sendo, em sua origem, bem projetado e estruturado. O aumento da taxa de deformação do pavimento é ordenada pelas grandes pressões de inflação de pneu e Cargas de roda maiores (SOUSA et al., 1991).

Nesta lógica, os principais fatores que interferem na deformação permanente em concretos asfálticos são sumariados na Figura 18, tendo como fundamentação as literaturas referenciadas precedentemente.

Figura 18 – Elementos que interferem na resistência à deformação permanente das camadas de concreto asfáltico.



¹ Quando V_v menor que 3%, a propensão à deformação permanente aumenta.

² VAM's muito baixos (menores que 10%) devem ser evitados.

³ O método de compactação pode influenciar a propensão aos afundamentos plásticos.

⁴ Exerce influência se a mistura é sensível à água.

3 METÓDO DE PESQUISA

Neste capítulo são exibidos o planejamento da pesquisa, a metodologia e o processo, além dos materiais que compõem esta pesquisa.

3.1 PROGRAMA EXPERIMENTAL

Visto que a deformação permanente é um dos principais tipos de problemas identificados nos revestimentos asfálticos, faz-se necessário o entendimento do comportamento dos materiais aplicados nas rodovias diante a este defeito.

O programa experimental desenvolvido para alcançar os objetivos propostos desta pesquisa, está descrito, sinteticamente, a seguir e consiste em:

- a) Coleta das misturas asfálticas e agregados; coleta das oito misturas na região central do Estado; identificação e localização da aplicação; informações das misturas e materiais (projeto de dosagem, laudo CAP, tipo de usina, etc.); coleta dos agregados e ligantes;
- b) Ensaio de caracterização dos ligantes das misturas e agregados: Concreto Asfáltico: I) Teor de betume; II) Granulometria; III) Rice Test; Agregados: I) Índice de forma e lamelaridade;
- c) Compactação com equipamento mecânico dos corpos-de-prova das misturas, misturas coletadas a campo;
- d) Ensaio *Multiple Stress Creep and Recovery* (MSCR) e PG para analisar os ligantes asfálticos;
- e) Realização de ensaios mecânicos de *Flow Number*; Hamburgo Test; para analisar o comportamento das misturas asfálticas;
- f) Realização das medidas de Afundamento de Trilha de Roda nas localidades onde cada mistura foi aplicada;

3.2 MATERIAIS UTILIZADOS NA PESQUISA

A avaliação das propriedades dos materiais utilizados nesta pesquisa, tais como ligantes, agregados minerais e misturas asfálticas, foi realizada utilizando diversas técnicas laboratoriais. Os ensaios foram executados no Grupo de Estudos e Pesquisa em Pavimentação

e Segurança Viária (GEPPASV) da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ/COPPE) e a empresa E-vias de Curitiba/PR.

Os materiais aplicados neste estudo são misturas asfálticas densas utilizadas em restauração de rodovias no Estado do Rio Grande do Sul, no período de outubro de 2018 até agosto de 2019.

Esta dissertação é composta por três tipos de ligantes asfálticos, em duas faixas granulométricas, uma sendo das especificações do DNIT e outra sendo especificações do DAER, além de agregados minerais diferentes. Dessas, todas as misturas analisadas foram coletadas em pista. A coleta destes concretos asfálticos foi realizada em quatro usinas de produção, em diferentes localidades do Estado.

A realização das coletas deu-se, juntamente, as unidades de produção, onde estavam instaladas as usinas de asfalto, ou diretamente na pista, no instante em que se obravam os trechos, de acordo como preconizado na norma DNER – PRO 013/94, e armazenadas em bandejas de alumínio, com a finalidade de tornar mais fácil o manuseio em laboratório. A coleta dos agregados, organizados em sacos plásticos, foi realizada diretamente nas instalações de britagem. A quantidade de massa e agregados foi suficiente para realizar os ensaios de caracterização. Inclusivamente, os parâmetros dos projetos de dosagem das misturas foram obtidos, além dos dados de tráfego das rodovias, características dos agregados e dos ligantes asfálticos. Todas estas informações foram adquiridas junto aos órgãos rodoviários, empreiteiras e supervisoras responsáveis pela fiscalização e produção das misturas asfálticas supracitadas. Um resumo das misturas asfálticas é apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Resumo misturas asfálticas coletadas.

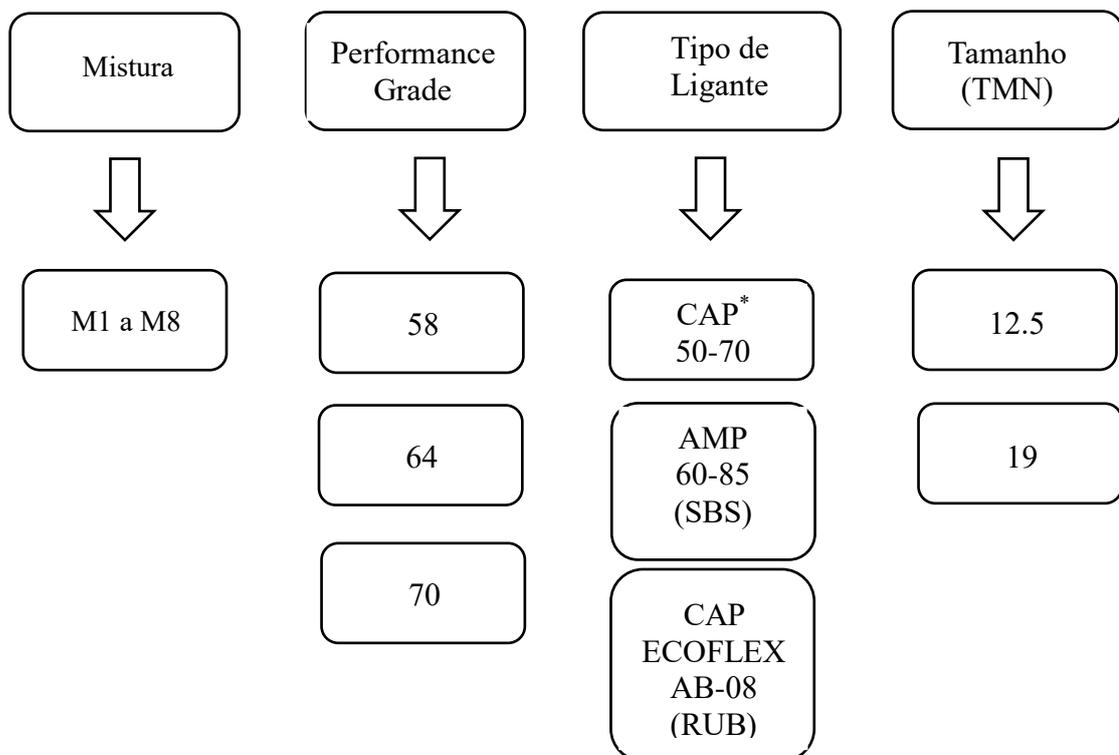
Concreto Asfáltico	Quantidade
Misturas coletadas	8
Usinas asfálticas	5
Misturas com CAP 50/70	3
Misturas com CAP 60/85	4
Misturas com CAP ECOFLEX AB-08	1
Misturas faixa granulométrica C do DNIT	3
Misturas faixa granulométrica B do DAER	5

Fonte: Do autor (2020).

Esta pesquisa faz parte e um estudo ainda maior desenvolvido na tese de doutorado de Schuster (2020), analisando o envelhecimento em campo destas mesmas oito misturas.

As misturas foram ordenadas em conformidade às designações apresentadas na Figura 19, possuindo como propósito simplificar detalhadamente os dados de cada mistura que compõe no decorrer desta pesquisa, de acordo com a usina de produção, especificação do órgão rodoviário que fez uso para composição do traço, classe de ligante asfáltico e faixa granulométrica.

Figura 19 – Representação global da abreviatura das misturas asfálticas.



Exemplo: M1-PG58-19

*Os ligantes convencionais não serão apontados na mistura.

Fonte: Do autor (2020).

3.2.1 Organização das misturas

As misturas estudadas foram dosadas pelas empresas que utilizam o método Marshall, em conformidade as informações das empresas responsáveis. O tipo de ligante, o tipo de faixa granulométrica e a denominação utilizada e a localização das usinas estão na Tabela 7.

Tabela 7 – Descrição das coletas e terminologias das misturas.

Mistura	Município usina	Tam. (TMN)	Tipo de ligante	Terminologia utilizada
M1	Dilermando	19	CAP 50/70	M1-PG58-19
M2	Dilermando	19	AMP 60/85 (SBS)	M2-PG64-SBS-19
M3	Itaara	19	CAP 50/70	M3-PG58-19
M4	Santa Maria	12.5	AMP 60/85 (SBS)	M4-PG70-SBS-12.5
M5	Vera Cruz	12.5	AMP 60/85 (SBS)	M5-PG70-SBS-12.5
M6	Itaara	19	CAP 50/70	M6-PG58-19
M7	Itaara	12.5	AMP 60/85 (SBS)	M7-PG64-SBS-12.5
M8	Itaara	12.5	ECOFLEX AB-8 (RUB)	M8-PG64-RUB-12.5

Fonte: Do autor (2020).

A Figura 20 mostra a localização das usinas e as origens dos agregados minerais, uma vez que a localização da usina é a mesma de coleta dos agregados minerais. Já a 8 apresenta outras informações gerais das misturas.

Tabela 8 – Informações gerais das misturas.

Informações Gerais						
MISTURAS	Data da coleta	Faixa Granulométrica	Rodovia	Tráfego	Coordenadas	
					Y	X
M1-PG58-19	10/04/2019	DAER-FXB	ERS-149	Leve	-29.733361	-53.17412
M2-PG64-SBS-19	29/05/2019	DAER-FXB	BR-287	Leve	-29.732773	-53.18162
M3-PG58-19	16/08/2019	DNIT-FXC	BR-392	Médio	-30.038726	-53.67924
M4-PG70-SBS-12.5	01/05/2019	DAER-FXB	RS-287	Leve	-29.722212	-53.34773
M5-PG70-SBS-12.5	29/05/2019	DNIT-FXC	RS-287	Leve	-29.733361	-53.17913
M6-PG58-19	22/08/2019	DNIT-FXC	BR-287	Leve	-29.661262	-54.45153
M7-PG64-SBS-12.5	15/04/2019	DAER-FXB	RS-287	Leve	-29.721886	-53.44939
M8-PG64-RUB-12.5	19/10/2018	DAER-FXB	ERS-509	Médio	-29.696298	-53.76851

Fonte: Do autor (2020).

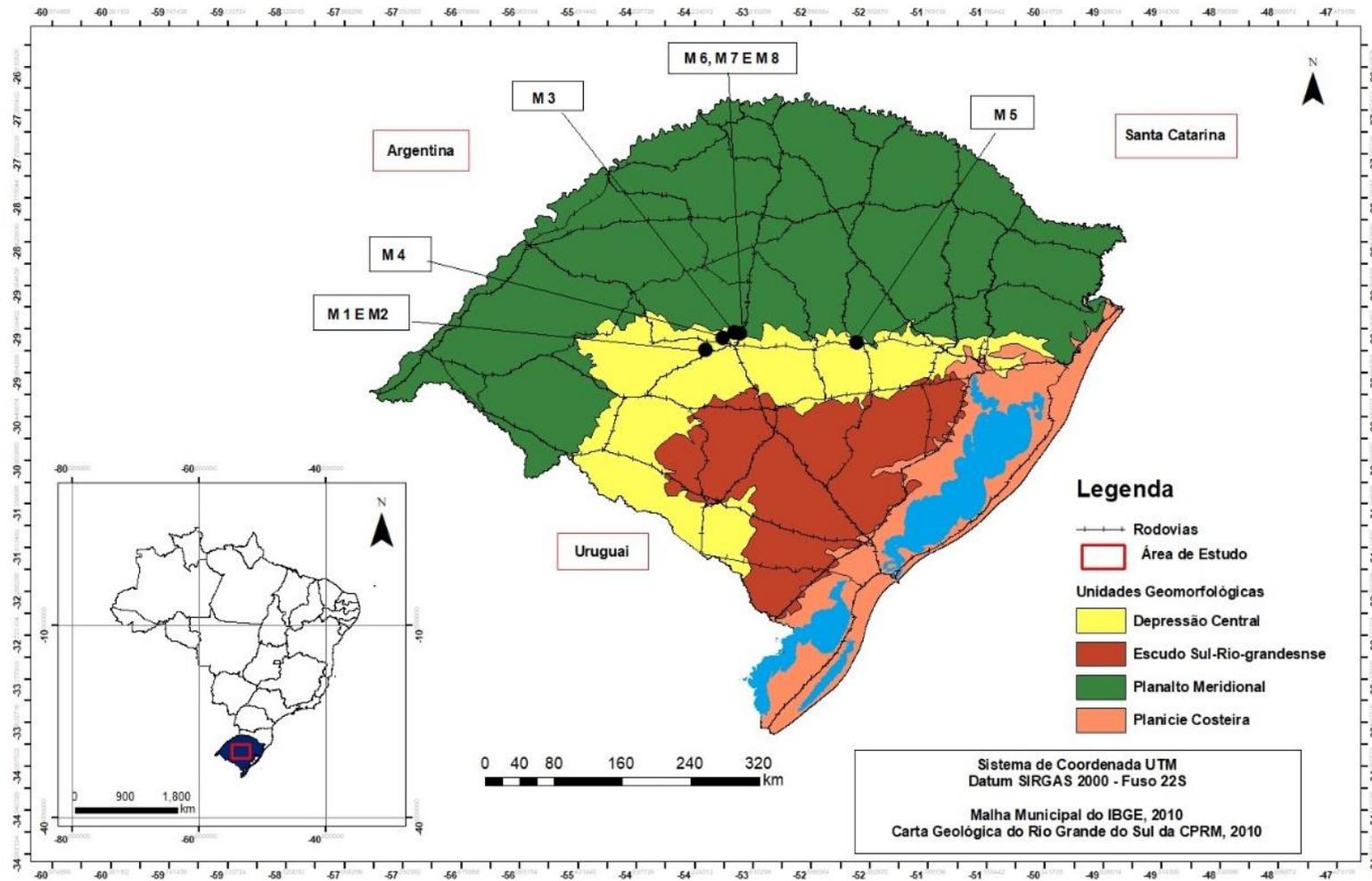
Brondani (2018) classificou por meio de lâminas petrográficas e fluorescência de raios-X os agregados de quatro das cinco pedreiras que constituem as misturas asfálticas deste estudo. Os dados de absorção, sanidade e abrasão foram obtidos juntos aos projetos de dosagem das misturas e estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Características mineralógicas e físicas dos agregados que compõem as misturas

Misturas	Tipo de rocha	Acidez	Composição FRX (%)				Absorção (%)	Sanidade (%)	Abrasão (%)
			Fe	Si	Ca	K			
M1/M2	Basalto	Básica	29,86	33,86	21,17	2,26	0,9	1,9	11
M3 ¹	Riodacito	Ácida	-	-	-	-	-	-	-
M4	Diabásio	Básica	33,87	27,11	21,36	2,43	1,0	16,5	14
M5	Andesito	Intermediária	33,34	30,01	16,50	6,60	1,0	5,8	13
M6/M7/M8	Riodacito	Ácida	24,22	38,44	9,48	13,99	2,8	0,4	15

¹. Tese de Doutorado Schuster (2022).

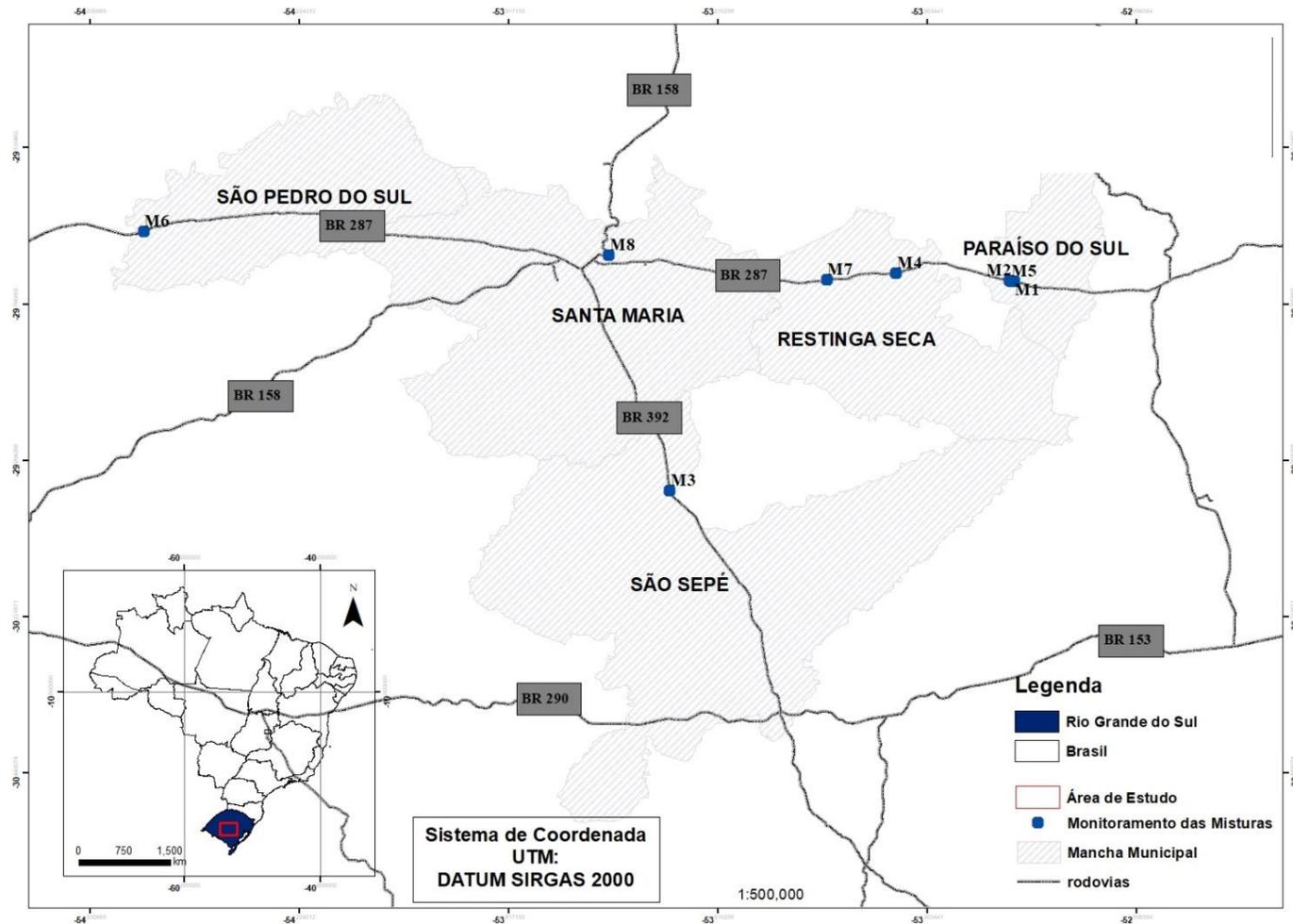
Figura 20 – Mapa de localização das usinas



Fonte: Do autor (2020).

A Figura 21 mostra onde foram realizadas as coletas a campo das misturas asfálticas componentes desta pesquisa.

Figura 21 – Localização dos trechos de monitoramento das misturas asfálticas coletadas



Fonte: Do autor (2020).

Os Quadros 1, 2 e 3, organizados por tipo de ligante, apresentam as propriedades dos ligantes que compõem a pesquisa. As informações que constituem os quadros constam nos laudos dos ligantes.

Quadro 1 – Propriedades dos ligantes convencionais (CAP 50-70)

Ligantes	Propriedades / Especificações						
	Penetração (0,1 mm) NBR 6576	Ponto de Amolecimento (°C) NBR 6560	Viscosidade Brookfield 135 °C (cp) NBR 15184	Viscosidade Brookfield 150 °C (cp) NBR 15184	Viscosidade Brookfield 177 °C (cp) NBR 15184	Ponto de Fulgor (°C) NBR 11341	Densidade Relativa NBR 6296
	50 a 70	46 min	274 min	112 min	57 a 285 min	235 min	
M1	50	46	360	166	72	>235	1,003
M3	58,3	48,3	335	169	64	274	1,001
M6	52	48,4	355	171	66	>236	1,001

Fonte: Adaptado do laudo (2019).

Quadro 2 – Propriedades dos ligantes modificados por polímero SBS (AMP 60-85)

Ligantes	Propriedades / Especificações							
	Penetração (0,1 mm) NBR 6576	Ponto de Amolecimento (°C) NBR 6560	Viscosidade Brookfield 135 °C (cp) NBR 15184	Viscosidade Brookfield 150 °C (cp) NBR 15184	Viscosidade Brookfield 177 °C (cp) NBR 15184	Recuperação elástica Ductilometro (%) NBR-15086	Ponto de Fulgor (°C) NBR 11341	Densidade Relativa NBR 6296
	40 a 70	60 min	3.000,0 máx	2.000,0 máx	1.000,0 máx	85 mín	235 min	
M2	50	62	968	466	168	87	>236	1,005
M4	63	70	1085	485	178	87	>235	1,010
M5	51	60	1290	620	189,5	88	>240	-
M7	55	70	1415	689	256	88	>240	-

Fonte: Adaptado do laudo (2019).

Quadro 3 – Propriedade do ligante modificado por borracha (ECOFLEX AB-08)

Ligante	Propriedades / Especificações					
	Penetração (0,1 mm) NBR 6576	Ponto de Amolecimento (°C) NBR 6560	Viscosidade Brookfield 175 °C – spindle 3,20 rpm NBR 15529	Recuperação elástica Ductilometro (%) NBR-15086	Ponto de Fulgor (°C) NBR 11341	Densidade Relativa NBR 6296
	30 a 70	50 min	800-2000	50 min	235 min	
M8	50	59	1530	69	>240	1,01

Fonte: Adaptado do laudo (2019).

3.3 PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS

Neste item serão descritos os procedimentos laboratoriais utilizados nesta pesquisa, abrangendo a dosagem das misturas e os demais ensaios que serão realizados para a avaliação do comportamento mecânico dos ligantes: *Multiple Stress Creep Recovery*; e o comportamento mecânico das misturas: *Flow Number* e o Hamburgo Test.

3.3.1 Ensaio em Ligantes

Como já elucidado, a deformação permanente é um tipo de dano mais comum em pavimentos asfálticos, que se relaciona, principalmente, com as propriedades de alta temperatura do ligante. Para isso, a seleção de um ligante asfáltico adequado às condições de tráfego e clima potencializa uma maior durabilidade ao pavimento.

Durante poucos anos, a análise de resistência à deformação permanente foi executada através de $|G^*|/\sin \phi$ procedente da caracterização viscoelástica do material, todavia, uma grande quantidade de estudos descrevem uma baixa correlação entre o parâmetro e o desempenho real de campo (BEHNOOD, 2016; BEHNOOD et al., 2016; KATAWARE e SINGH, 2017). A partir disso, pesquisas da *U.S Federal Highway Administration* propuseram o ensaio *Multiple Stress Creep and Recovery* (D'ANGELO et al., 2007). Os ligantes em suas condições de coleta para esta pesquisa foram avaliados por meio deste ensaio, realizado no reômetro (*Dynamic Shear Rheometer* – DSR) Figura 22.

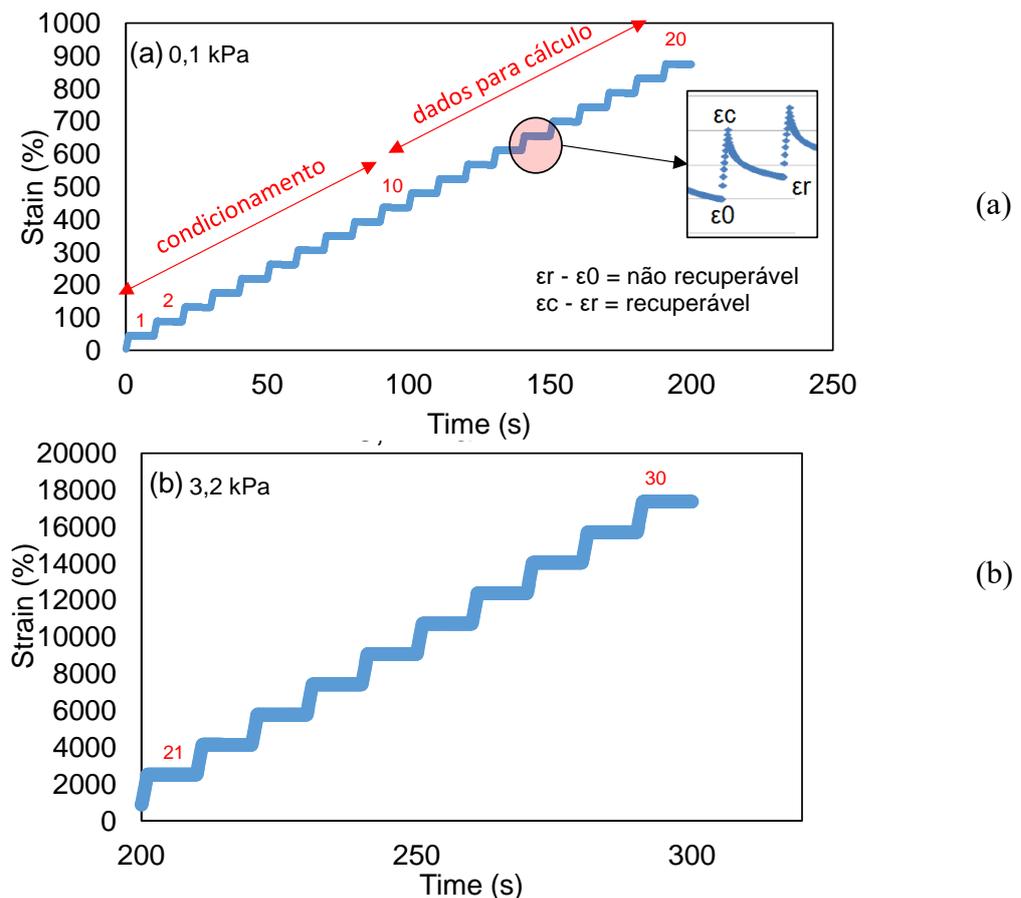
Figura 22 – *Dynamic Shear Rheometer* do GEPPASV/UFSM



Fonte: Do autor (2020).

O ensaio *Multiple Stress Creep Recovery (MSCR)* é realizado em conformidade com a norma americana AASHTO T 350 (2019), sendo uma ferramenta importante no que se refere à verificação a suscetibilidade do ligante asfáltico à deformação permanente. Este ensaio estruturado com um total de 30 ciclos de aplicação de carga, ou seja, dois níveis de tensão, 20 primeiros ciclos sendo realizados com uma tensão de 0,1 kPa, e os 10 últimos ciclos ocorrem um aumento da tensão aplicada para 3,2 kPa. O ensaio é desencadeado a partir de uma aplicação do carregamento à tensão constante durante 1 s (deformação cisalhante), procedido de aplicação de carga nula por 9 s (repouso), em relação a cada ciclo de 10 segundos de duração. A representação gráfica de deformação e repouso está apresentada na Figura 23, (a) com 20 ciclos na tensão de 0,1 kPa (dentro do domínio viscoelástico linear) e (b) com 10 ciclos na tensão de 3,2 kPa (domínio da danificação).

Figura 23 – Esquema de deformação e carregamento com 20 ciclos à 0,1 Kpa (a) e 10 ciclos à 3,2 kPa (b).



Fonte: Do autor (2020).

Obtendo-se os valores de deformação inicial e final dos ciclos, carregamento-reposu, calcular a complexidade não-recuperável (J_{nR}) e percentual de recuperação ($R\%$), parâmetros esses que possibilitam avaliar o desempenho dos ligantes em temperaturas altas, se torna possível. Os primeiros 10 ciclos na tensão 0,1 kPa são para condicionamento da amostra, enquanto os últimos 10 ciclos na tensão 0,1 kPa e os 10 ciclos na tensão 3,2 kPa são utilizados para determinação dos seguintes parâmetros: $J_{nR\ 0,1}$; $J_{nR\ 3,2}$; $R_{0,1}$; $R_{3,2}$; $J_{nR\ diff}$ e R_{diff} .

O $J_{nr_{0,1}}$ e o $J_{nr_{3,2}}$ são calculados pelas Equações (3) e (4), respectivamente. O J_{nR} (0,1, N) e o J_{nR} (3,2, N) são a compliância não recuperável a 0,1 kPa e 3,2 kPa no ciclo N, respectivamente. O J_{nR} no ciclo N é calculado pela relação entre a deformação não recuperável ($\epsilon_r - \epsilon_0$) e a tensão em kPa.

$$J_{nr_{0,1}} = \frac{\sum_{n=11}^{20} [J_{nr}(0.1, N)]}{10} \quad (3)$$

$$J_{nr_{3,2}} = \frac{\sum_{n=1}^{10} [J_{nr}(3,2, N)]}{10} \quad (4)$$

O $R_{0,1}$ e o $R_{3,2}$ são calculados pelas Equações (5) e (6), respectivamente. O ϵ_r (0,1, N) e o ϵ_r (3,2,N) são o percentual de recuperação em 0,1 kPa e 3,2 kPa no ciclo número N, respectivamente. O ϵ_r em cada ciclo é dado pela relação entre deformação recuperável ($\epsilon_c - \epsilon_r$) e a tensão em kPa.

$$R_{0,1} = \frac{\sum_{n=11}^{20} [\epsilon_r(0.1, N)]}{10} \quad (5)$$

$$R_{3,2} = \frac{\sum_{n=1}^{10} [\epsilon_r(3,2, N)]}{10} \quad (6)$$

Outros dois parâmetros a serem obtidos a partir da diferença percentual da compliância não-recuperável entre 0,1 kPa e 3,2 kPa (Equação (7)) e pela diferença percentual ($R\%$) em recuperação entre 0,1 kPa e 3,2 kPa (Equação (8)).

$$Jnr_{diff} = \frac{[Jnr_{3.2} - Jnr_{0.1}] \cdot 100}{Jnr_{0.1}} \quad (7)$$

$$R_{diff} = \frac{[R_{3.2} - R_{0.1}] \cdot 100}{R_{0.1}} \quad (8)$$

O $J_{nr\ 0,1}$ é utilizado para classificar os ligantes quanto ao nível de tráfego como padrão ($2,0 < J_{nr} < 4,5$), pesado ($1,0 < J_{nr} < 2,5$), muito pesado ($0,5 < J_{nr} < 1,0$) ou extremamente pesado ($J_{nr} < 0,5$), de acordo com a AASHTO M 332 (2019), que faz parte da caracterização *Superpave* da seção 2.2.3.2. De acordo com a Tabela 10, com base na velocidade e no nível de tráfego é possível selecionar um ligante pela sua resistência à deformação permanente.

Tabela 10 – Escolha de ligante com base na velocidade e nível de tráfego teste MSCR (após AASHTO M 332).

Projeto ESALs ^a (milhão)	Velocidade		
	Constante ^b	Lento ^c	Padrão ^d
<0,3	V	H	S
0,3 a < 3	V	H	S
3 a < 10	V	H	S
10 a < 30	V	H	H
≥ 30	E	V	V

^a Nível de tráfego previsto durante um período de 20 anos.

^b Onde a velocidade média do tráfego é inferior a 20km/h.

^c Onde a velocidade média do tráfego varia de 20 a 70 é inferior a 20 km/h.

^d Onde a velocidade média de tráfego é maior que 70 km/h.

S, H, V e E são designados como: padrão; alto; muito alto e; extremamente alto.

Fonte: Do autor (2020).

Em conformidade a alguns autores, a formatação do protocolo de ensaio na temperatura PGH e em dois níveis de tensão pode ocasionar resultados inconsistentes devido a sensibilidade à tensão, o estado estacionário, a porcentagem de recuperação (R%) e a conversão do PG para o tráfego (GLALIPOUS, 2011). O nível de tensão que representa o comportamento não linear caria para diferentes tipos de ligantes asfálticos, podendo ser superiores a 3,2 kPa (D' ANGELO et al., 2007; GARDEL, PLANCHE e DREESSEN, 2009). Para os ligantes modificados é difícil a distinção em um nível baixo de tensão, já que esses materiais se comportam de maneira semelhante nestas condições e apresentam um sistema de duas fases. Entretanto, para níveis mais elevados, o efeito enrijecedor e elástico dos polímeros

são facilmente capturados, além de apresentar menor variabilidade e resultados mais repetitivos (GOLALIPOUS, 2011; BAHIA et al., 2011). Para maiores detalhes, deve ser repostado aos trabalhos destes autores.

3.3.2 Ensaio em Agregados

Para realizar a caracterização das propriedades dos agregados, foram executados ensaios estes, recomendados nas especificações de serviço do DNIT e DAER: índice de forma e lamelaridade, respectivamente, como, também, o AIMS 2, a fim de obter as propriedades de forma, textura e angularidade.

3.3.2.1 Ensaio especificações brasileiras

Para a realização das especificações, os agregados que estruturam as misturas asfálticas foram utilizados para obter-se a determinação do índice de forma e lamelaridade.

A determinação do índice de lamelaridade pelo DAER é uma exigência da norma DAER/RS-EL 108 de 2001. Como um parâmetro de forma é determinada a lamelaridade, que delinea os elementos como sendo lamelares (alongados) ou não, e ainda; quão maior o valor, mais distendidas suas partículas são.

Em conformidade com o ensaio exposto detalhadamente no método DNER-ME 086/94, o DNIT caracteriza a forma das partículas pela determinação do índice de forma pelo método supracitado. A variação deste índice dar-se-á entre 0,0 a 1,0, distinguindo o agregado como lamelar à medida que $f = 0,0$ e de ótima cubicidade quando $f = 1,0$.

3.3.2.2 Ensaio de processamento digital de imagem AIMS 2

A tecnologia de processamento digital de imagens tem sido, amplamente, utilizado para quantificar, com precisão, as características morfológicas do agregado e uma variedade de equipamentos e métodos de testes de imagem. Esses métodos são baseados em tecnologia de processamento de imagem digital desenvolvidos, rapidamente, em comparação a outros métodos de processamento de imagem digital.

Em conformidade com Masad et al. (2001), o processamento Digital de Imagens (PDI) é configurado como um mecanismo a fim de caracterizar as propriedades inerentes de forma dos agregados. Como uma das principais técnicas de PDI empregadas na infraestrutura de pavimentos, tem-se a utilização do AIMS 2. O equipamento é mais objetivo e confiável, que

pode executar análises e cálculos precisos de esfericidade, angularidade, forma 2D e textura com base em imagens digitais coletadas por uma câmera digital de alta resolução e um microscópio de ampliação variável. Em outras palavras, apresenta a vantagem em oferecer a classificação completa das propriedades para uma amostra de agregado, não somente valores medianos, assim a possibilitar a ordenação dos agregados com características que diferem no formato.

A ASTM ou AASHTO ainda não estabeleceram uma norma para a realização do *AIMS 2*. Porém, existem duas (2) propostas para normatização do *AIMS 2* em prosseguimento, uma submetida à legalização pelo IPR/DNIT, no Brasil, outra submetida a legalização pela AASHTO, nos Estados Unidos.

As informações oferecidas pelo sistema *AIMS 2* são de alongamento; alongamento e textura para agregados graúdos; angularidade; propriedades de achatamento; elasticidade e; angularidade e forma para agregados miúdos. Informações essas, podem ser fundamentadas na categorização de agregados estabelecida por Al Rousan (2004) e, também, perante a proposta de Ibiapina et al. (2018), apresentadas na Tabela 11.

Tabela 11 – Limites de classificação propostos por Al Rousan (2004) e Ibiapina et al. (2018).

Prop.	Valores limites									
	Al Rousan (2004)					Ibiapina et al. (2018)				
Angularidade	< 2.100 Arredonda do AAR	2.100 - 4.000 Subarred ndado ASD	4.000 - 5.400 Subangu lar ASB	> 5.400 Angular AAG	< 1.260 Arredon dado IAR	1.260 - 4.080 Subarre dondado ISD	4.080 - 7.180 Subangul ar ISB	> 7,180 Angular IAG		
Esfericida de	e < 0,6 Achatado Alongado ACH	0,6 - 0,7 Pouco esférico APE	0,7 - 0,8 Modera damante esférico AME	> 0,8 Muito esférico AMT	< 0,5 Achata./ Alonga. ICH	0,5 - 0,7 Baixa esfericid ade IBE	0,7 - 0,9 Esfericida de moderada IEM	> 0,9 Alta esfericida de IAE		
Forma 2D	< 6,5 Circular ACI	6,5 - 8,0 Semicircu lar ASC	8,0 - 10,5 Semialo ngado ASA	> 10,5 Alongado AAL	< 4,0 Circular ICI	4,0 - 11,0 Semicir cular ISC	11,0 - 15,5 Semialong ado ISA	> 15,5 Alongado IAL		
Textura Superficia	< 165 Polido APO	165 - 275 Macio AMA	275 - 350 Pouco rugoso APR	350 - 450 Modera rugoso AMR	> 460 Muito rugoso AMO	< 260 Polido IPO	260 - 440 Macio IMA	440 - 600 Baixa rugosidad e IBR	600 - 825 Rugosidad e moderada IRM	> 825 Alta rugosi dade IAR

Fonte: Adaptado do autor (2020).

Pesquisas realizadas por autores, como por exemplo, Bessa (2012) e Araújo et al. (2017), utilizaram da caracterização dos agregados apresentada pelo sistema *AIMS*. A Tabela 12 apresenta a classificação por este sistema em comparação com a de Al Rousan (2004) supracitada, como carácter de comparação por ser, também, utilizada em pesquisas.

Tabela 12 – Limites de classificação propostos pelo sistema *AIMS* e Al Rousan (2004).

Propriedades	Classificação	Valores Limites				
Forma 2D	AIMS	< 4.0 Circular	4.0 - 11.0 Semicircular	11.0 - 15.5 Semialongado	> 15.5 Alongado	
	Al Rousan (2004)	< 6.5 Circular	6.5 - 8.0 Semicircular	8.0 - 10.5 Semialongado	> 10.5 Alongado	
Esfericidade	AIMS	< 0.5 Achatado/ Alongado	0.5 - 0.7 Baixa Esfericidade	0.7 - 0.9 Esfericidade Moderada	> 0.9 Alta Esfericidade	
	Al Rousan (2004)	< 0.6 Achatado/ Alongado	0.6 - 0.7 Baixa Esfericidade	0.7 - 0.8 Esfericidade Moderada	> 0.8 Alta Esferi- cidade	
Angularidade	AIMS	< 1260 Ar- redondado	1260 - 4080 Subarredado	4080 - 7180 Subangular	> 7180 Angular	
	Al Rousan (2004)	<2100 Arredondado	2100 - 4000 Subarredado	4000 - 5400 Subangular	> 5400 Angular	
Textura Superficial	AIMS	< 260 Polido	260 - 440 Macio	440 - 600 Baixa Rugosidade	600 - 825 Rugosidade Moderada	> 825 Alta Rugosidade
	Al Rousan (2004)	< 165 Polido	135 - 275 Macio	275 - 350 Baixa Rugosidade	350 - 450 Rugosidade Moderada	> 460 Alta Rugosidade

Fonte: Do autor (2020).

Para fim de classificação dos agregados, esta pesquisa utilizará dos limites de caracterização apresentados por Al Rousan (2004) e pelo *AIMS*, pois a COPPE, que realizou o ensaio *AIMS 2* desta pesquisa, também utiliza da caracterização deste sistema.

Algumas vantagens do sistema *AIMS 2* se sobressaem, como, por exemplo, a capacidade de capturar imagens e de análise da forma de uma grande quantidade de tipos e volumes de agregados, finos e grãos. Além disso, possibilitando ajuste da definição de imagem, reduzindo a proporções mínimas a influência do tamanho das frações nos resultados. Também, ordena medidas de propriedades variadas, como por exemplo: angularidade e

textura, forma para dimensões variadas de agregados e permite análises bidimensionais e tridimensionais, em conformidade com o volume das partículas. Há a utilização de técnicas de avaliação de imagem em conceitos científicos, como proporcionar resultados das propriedades morfológicas quanto às distribuições cumulativas e não como valores medianos. Ainda sendo de manuseio rápido, condicionado por computador, prático e preciso, sendo utilizado em laboratório e até mesmo em campo (AL ROUSAN, 2004).

Para realizar o ensaio é necessário o equipamento *AIMS 2*, possuindo configuração de plataforma giratória para dispor os agregados. A composição do sistema digital de aquisição e análise dar-se-á por computador com objetivo de captura de imagens digitais com efeito de ampliar alterável e software para avaliação de imagens; câmera e sistema óptico capacitado de apresentar um alto nível de detalhe na imagem perante a gama de tamanhos das partículas. Ainda, possui um sistema de foco automático de imagem, em conformidade com o tamanho nominal da partícula e determinação de medidas tridimensionais X, Y e Z (mm). Sistema para estabelecer e retirar da análise partículas que apresentam contato entre si; sistema de apoio, como bandejas, para as frações, sendo possível conter uma leve concavidade, com o objetivo de tornar mais fácil a colocação das frações e; sistema alterável de luminosidade com a finalidade de iluminação superior dos elementos, como ilustra a Figura 24.

Figura 24 – Equipamento *AIMS 2*

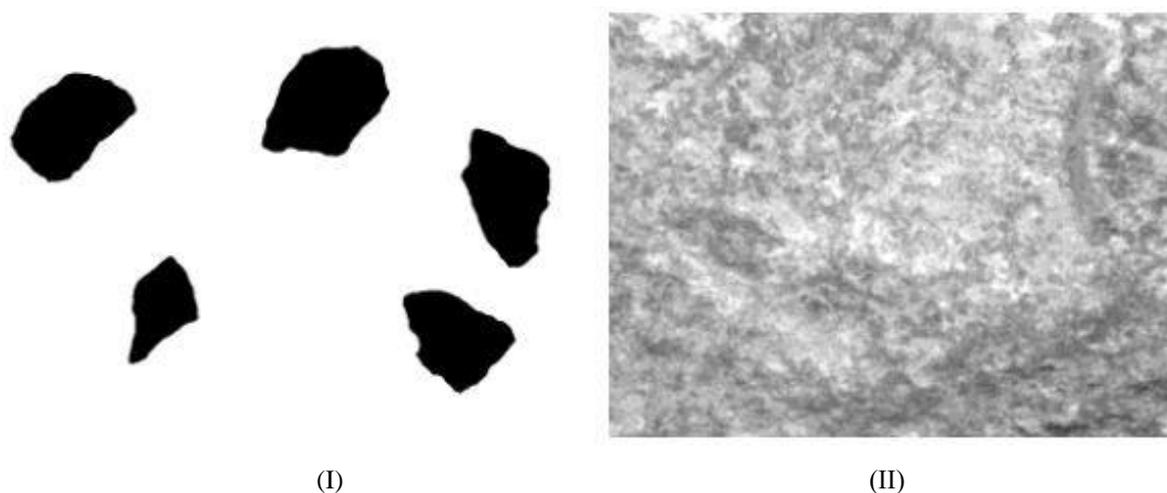


Fonte: Pazos (2015).

Assim sendo, para a execução do ensaio, foram utilizados dos mesmos processos de Pazos (2015), procedimentos esses estruturados nas seguintes fases: para a realização desta pesquisa, os agregados foram peneirados; lavados; secos e ordenados em conformidade ao tamanho nominal dos grãos e o número de partículas recomendadas pelo manual do aparelho,

como apresentados na Tabela 13. No decorrer da realização do ensaio, se posicionou as partículas dos agregados em ranhuras de bandejas redondas (Figura 25). Após da disposição em linha reta das partículas nas bandejas, para a captura de imagens dos agregados, o sistema de luminosidade do *AIMS 2* e a câmera de alta resolução foram utilizados, como ilustra a Figura 25.

Figura 25 – Imagem do *AIMS 2* em (I) 2D e (II) 3D



Fonte: Aragão et. al. (2016)

O sistema *AIMS 2* dispõe de um algoritmo que não leva em consideração as partículas que se encostam, assim, na análise, não foram consideradas as partículas em contato, com o objetivo de impedir uma concepção pelo sistema, como sendo uma única partícula, apresentando características distintas. Das informações fornecidas supracitadas pelo sistema, as partículas de proporções entre 4,75 mm e 37,5 mm fornecem resultados de angularidade; esfericidade, características de achatamento, alongamento e textura para agregados graúdos. Já para agregados com proporções entre 0,075 mm e 4,74 mm são fornecidos resultados de forma e angularidade.

Tabela 13 – Quantidades mínimas de partículas para ensaios no sistema AIMS 2

Tamanho da peneira	Quantidade de partículas indicadas
25,0 (1")	50
19,0 (3/4")	50
12,5 (1/2")	50
9,5 (3/8")	50
6,35 (1/4")	50
4,75 mm (#4)	50
2,36 mm (#8)	150
1,18 mm (#16)	150
0,60 mm (#30)	150
0,30 mm (#50)	150
0,15 mm (#100)	150
0,075 mm (#200)	150

Fonte: Pazos (2015).

3.3.3 Ensaios de caracterização das misturas asfálticas

As misturas foram aquecidas em laboratório até uma temperatura aproximada de 135°C em nas estufas e quarteadas, com o objetivo de se ter amostras das misturas em quantidades adequadas para se realizar a caracterização a partir dos ensaios: extração de betume, granulometria e densidade específica máxima.

3.3.3.1 Teor de ligante

Para a obtenção do teor de ligante das diferentes misturas que compõe o estudo deste trabalho, ensaios de extração de betume foram realizados, fazendo uso do aparelho Rotarex, de acordo com a norma DNER-ME 053/9. Além desta forma de extração de betume, foi utilizado o método do Forno de ignição por convecção.

Os ligantes asfálticos utilizados para o desenvolvimento desta pesquisa foram coletados nas usinas onde as misturas foram produzidas. Este estudo contempla a caracterização de três tipos de ligantes. Foram coletados ligantes CAP 50/70, CAP 60/85 e CAP ECOFLEX AB-08 constituintes das misturas asfálticas a serem analisadas nesta pesquisa. Estes ligantes serão estudados, especificamente, para esta dissertação.

3.3.3.2 Densidade máxima da mistura

A densidade específica máxima para cada mistura foi realizada com a metodologia especificada segundo a norma NBR 15619 – Misturas asfálticas - Determinação da densidade

máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas – método Rice. A metodologia do Rice teste fornece uma densidade máxima, em razão entre a relação do peso ao ar de um volume de mistura asfáltica não compactada a uma temperatura fixa e o peso de um volume igual de água destilada livre de ar a uma temperatura também fixa. Este ensaio deve ser feito em temperatura ambiente, não sendo suficiente para desconstruir as porções de material coaguladas entre ligante e agregados. O ar existente entre eles é expulso pelo vácuo, não ocasionando alteração dos vazios entre ligante e agregados durante a realização do ensaio. O Rice Test é necessário para se realizar o cálculo da densidade efetiva dos agregados e outros parâmetros volumétricos das misturas. A utilização de DMM foi escolhida para as misturas, assim, não usando da densidade máxima teórica, de acordo com a recomendação do DAER, visto que esta não inclui os poros dos agregados totalmente ocupados pelo ligante.

A DMM de uma mistura deve ser a média de três determinações que não difiram $\pm 0,02$ da média (NBR 15619). O valor de 0,023 pode exceder a diferença dentre dois ensaios consecutivos em condições constantes de operação e em amostras de materiais totalmente iguais, executados de forma normal e correta deste método, apenas em uma situação de cada vinte.

3.3.3.3 Parâmetros Bailey e FAD

Os valores de PCP, PCT e PM são calculados a partir da obtenção dos resultados das granulométricas de cada amostra, valores esses conseguidos pelo TMN. As tabelas 14 e 15 elucidam estes valores.

Tabela 14 – Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento miúdo

Controles	Tamanho Máximo Nominal (TMN), em mm					
	37,50	25,00	19,00	12,50	9,50	4,75
PCP Origina	9,50	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PM Nova	4,75	2,36	2,36	1,18	1,18	0,60
PCP Nova	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
PCS Nova	0,60	0,30	0,30	0,150	0,150	0,075
PCT Nova	0,15	0,075	0,075	-	-	-

Fonte: Vavrik et al. (2002).

Tabela 15 – Peneiras de controle do Método Bailey para misturas de comportamento graúdo

Controles	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	0,150	0,150	0,150

Fonte: Vavrik et al. (2002).

Desta forma, tiveram-se as peneiras de controle que desencadearam a realização da análise da mistura, em conformidade os critérios apresentados pela metodologia Bailey, por meio dos parâmetros AG, Graúdo do Agregado Fino (GAF) e Fino do Agregado Fino (FAF). Estes parâmetros são calculados pelas Equações (9), (10) e (11), na devida ordem:

$$\text{Proporção AG} = \frac{\% \text{ passante PM} - \% \text{ passante PCP}}{100 - \% \text{ passante PM}} \quad (9)$$

$$\text{Proporção GAF} = \frac{\% \text{ passante PCS}}{\% \text{ passante PCP}} \quad (10)$$

$$\text{Proporção FAF} = \frac{\% \text{ passante PCT}}{\% \text{ passante PCP}} \quad (11)$$

3.3.3.4 Porosidade FAD

A metodologia para se calcular a porosidade FAD ocorreu após a obtenção dos resultados.

O primeiro passo foi a determinação do diagrama de interações, esse designando se acontece, ou não, influência recíproca em relação as peneiras graúdas consecutivas (25 a 1,18 mm). Ao dividir o percentual retido da maior peneira pelo da menor, dar-se-á o cálculo de influência. A FAD não é composta pelos agregados que são passantes na peneira 1,18 mm. Acontecendo esta interação, o cálculo foi realizado para os agregados que estão cooperando para a concepção da FAD. Porosidade essa, obtida pela Equação (12):

$$FAD = \frac{Vv(FAD)}{VT(FAD)} = \frac{VIC, ag + VAM}{Vtm - Vag > FAD} \quad (12)$$

Onde:

FAD = porosidade da FAD (%);

Vv(FAD) = volume de vazios dentro da FAD;

VT(FAD) = Volume total de agregado disponível para a FAD;

VIC,ag = Volume de agregados intersticiais (menores do que a FAD);

VAM = volume de vazios no agregado mineral;

Vtm = volume total da mistura;

Vag>FAD = volume de agregados flutuantes (maiores do que a FAD).

3.3.3.5 Parâmetros volumétricos das misturas

Para a verificação perante o atendimento do volume de vazios específicos, realizou-se a determinação da densidade específica aparente (G_{mb}) de todos os corpos de prova, esses, moldados no compactador giratório. Em conformidade com a norma AASHTO T 166-05 aconteceu este procedimento, no qual o volume aparente compreende o volume de agregado sólido acrescentado ao volume de poros superficiais possuindo água, parcela ignorada nas normas de ensaios do DNIT e DAER.

A obtenção dos parâmetros volumétricos das amostras se deu a partir dos dados de densidade aparente e DMM, além de averiguar se o volume de vazios especificado encontrava em conformidade com o solicitado para cada ensaio. Novos corpos de prova foram moldados, não utilizando a mesma massa do CP com o volume de vazios inadequados, quando esses não atendiam a tolerância deste dado, assim a evitar a repetição do envelhecimento do ligante.

A identificação dos CPs ocorreu à medida que atenderam as solicitações. Os corpos de prova E* e FN faceados, sucedendo de cálculos para os parâmetros volumétricos das misturas (V_v , VAM e RBV), como, também, da densidade aparente dos agregados para calcular a porosidade FAD.

As propriedades das misturas coletadas e seus parâmetros volumétricos, em conformidade com os projetos de dosagem, são apresentadas na Tabela 16.

Tabela 16 – Parâmetros volumétricos e características dos projetos de dosagens das misturas

Mistura	Teor (%)	V _v (%)	VAM (%)	RBV (%)	DMM	Estabilidade (kg)	Fluência 1/100" (in)	RT (MPa)
M1-PG58-19	4,95	4,00	16,40	75,60	2,631	1084	3,60	1,40
M2-PG64-SBS-19	5,04	4,00	16,60	75,90	2,630	1209	3,70	1,51
M3-PG58-19	5,54	4,05	16,22	75,00	2,484	1175	12,60	-
M4-PG70-SBS-12.5	5,30	3,66	17,04	78,52	2,632	981	3,51	1,19
M5-PG70-SBS-12.5	5,70	4,15	18,46	77,66	2,528	1687	3,40	1,04
M6-PG58-19	5,30	3,93	15,90	76,88	2,340	1282	11,26	-
M7-PG64-SBS-12.5	5,50	4,18	17,73	76,43	2,360	1113	11,93	1,22
M8-PG64-RUB-12.5	6,76	4,10	18,60	78,30	2,310	1287	12,58	-

Fonte: Do autor (2020).

3.3.3.6 Flow Number

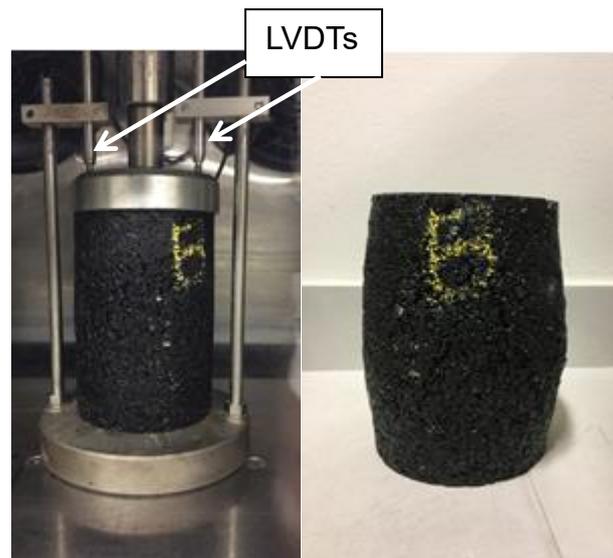
A norma americana AASHTO TP 79-15 foi utilizada para a realização do ensaio *Flow Number*, no entanto com carga de 204 kPa. Sua realização deu-se na *Universal Test Machine* (UTM) da IPC Global, que se encontra à disposição no laboratório do GEPPASV/UFSM. Para a realização deste ensaio, três amostras de cada mistura foram ensaiadas.

A Norma ABNT NBR 16505:2016 Misturas asfálticas – Resistência à deformação permanente normatiza este ensaio no País, usando o ensaio uniaxial de carga repetida, tendo sua publicação em 10.08.16. Como outras pesquisas já haviam sido realizadas no GEPPASV baseadas na norma da AASHTO, optou-se por continuar utilizando a mesma.

A realização do ensaio dar-se-á na aplicação de cargas cíclicas de 204 kPa na direção axial de amostras cilíndricas, não confinadas a uma temperatura de 60°C, onde é aplicado um pulso de carregamento de 0,1s e repouso de 0,9s, até a ruptura do corpo de prova.

Ao colocar a amostra cilíndrica na prensa, dois LVDTs são colocados na posição superior para se medir os deslocamentos verticais ocasionados pelo carregamento axial cilíndrico de compressão. A amostra ‘antes e depois’ da realização do ensaio é apresentada na Figura 26, com os LVDTs devidamente situados. O término do ensaio dar-se-á partir do critério adotado de quando a amostra atingisse 5% da deformação ou 7.200 ciclos.

Figura 26 – Amostra cilíndrica antes e após a efetuação do ensaio.



Fonte: Do autor (2020).

A partir da média dos deslocamentos dos LVDTs, a deformação plástica vertical uniaxial dos corpos de prova é adequada ao modelo matemático de Francken (1977), utilizado com o intuito de retratar o comportamento de ensaios de carregamento repetido, de maneira de minimizar as características variadas encontradas nos ensaios de laboratório. De acordo com a equação (4), este modelo é estruturado pela somatória entre uma função exponencial e uma função de potência. A fração originada pelos coeficientes A e B e pela função de potência está atrelada às áreas primárias e secundárias, à medida que a os coeficientes C e D e a função exponencial estão relacionados à conduta da área terciária. A área de interesse está entre a segunda para a terceira (como já ilustrada na Figura 17), momento determinado a começar a desencadear o cisalhamento constante definido como FN . Logo, o parâmetro N é estabelecido como o número do ciclo de carregamento, conforme a Equação (13).

$$\varepsilon_p = AN^B + C(e^{DN} - 1) \quad (13)$$

Onde:

N = Número de ciclos;

A, B, C, D = Constantes do modelo de Francken estabelecidas para cada amostra;

Uma otimização numérica em planilha eletrônica, metodologia os mínimos quadrados, é necessária para a determinação dos coeficientes A, B, C e D para cada amostra, de maneira a obtenção de uma curva de deformação plástica vertical parecida com a obtida experimentalmente.

Com a determinação dos coeficientes realizados, se tem a derivada primeira e segunda da curva de formação plásticas, exibidas, na devida ordem, pelas Equações (14) e (15).

$$\frac{d\varepsilon_p}{dN} = ABN^{B-1} + CDe^{DN} \quad (14)$$

$$\frac{d^2\varepsilon_p}{dN^2} = AB(B-1)N^{B-2} + CD^2e^{DN} \quad (15)$$

Assim sendo, o número de FN obtido pela amostra é o ciclo em que a segunda derivada é resultante à zero, ou ainda, quando o valor da derivada segunda altera de positivo para negativo. Desta maneira, uma tolerância de coeficiente de variação é admitida pela norma, baseando-se no número de amostras, como elucidado na Tabela 17.

Tabela 17 – Coeficiente de alteração de média das propriedades de FN.

Nº de amostras	Coeficiente de variação por média (%)	
	DP antes de atingir o FN	Flow Number
2	10,6	14,1
3	8,7	11,5
4	7,5	10,0
5	6,7	8,9
6	6,1	8,2
7	5,7	7,6
8	5,3	7,1
9	5,0	6,7
10	4,7	6,4

Fonte: adaptado de AASHTO T 79 (2015).

3.3.4 Hamburg Wheel-Track Test (HWTD);

De acordo com a norma da AASHTO T 324-17 (2018), a metodologia do Hamburgo Test, desenvolvida em Hamburg, na Alemanha, em alemão *Spurbildungsgerat*, apresenta um mecanismo com o objetivo de testar o afundamento de trilha de roda, além da suscetibilidade

à umidade de corpos de prova de pavimentos de mistura asfáltica. A Figura 27 apresenta o equipamento do Hamburgo Test.

Figura 27 – Simulador de tráfego Hamburgo – HWTD



Fonte: E-Vias (2020).

O ensaio detalha o teste da amostra de asfalto (CP) submersa e compactada pelo dispositivo HWT Test. As informações fornecidas por este teste são referentes à taxa de deformação permanente de uma carga concentrada em movimento. Por opção, amostras retiradas de pavimento compactado a campo com diâmetros de 150 mm; 250 mm ou; 300 mm podem ser testadas, ou ainda, amostras de placas corte de serra. Em conformidade com a AASHTO T 324, o valor máximo admissível perante a deformação em um corpo de prova no simulador de tráfego é de 10% da sua altura na condição úmida com temperatura de 50°C. Quando esta deformação atingir um valor acima de 10%, então, a amostra não atende ao padrão de qualidade necessário e não se tem motivo em prosseguir o ensaio para completar os 20.000 ciclos previstos.

Mais especificadamente, a metodologia deste teste é utilizada para estabelecer, com exatidão, a suscetibilidade prematura à falha da mistura asfáltica devido à rigidez inadequada do ligante, à fragilidade na estrutura do agregado ou, ainda, danos relacionados à umidade.

Este método mede o potencial por efeitos de danos causados pela umidade, pois os exemplares são imersos em água com controle de temperatura no período do carregamento.

O teste é realizado a partir de uma amostra de placa cortada em serra, ou um núcleo retirado de um pavimento compactado ou, ainda, por meio de uma amostra compactada em

A marca é plotada em conformidade com o número passante de roda. A extração do ligante asfáltico do agregado pode ocasionar uma elevação repentina na taxa de deformação na amostra de mistura asfáltica.

A leitura das deformações é feita por sensor tipo LVDT, que registra 11 leituras ao longo do corpo de prova. O resultado do ensaio é apresentado como o valor médio das 11 leituras após os 20.000 ciclos.

Todos os CP's produzidos para realização deste teste estavam com a altura de 62,00 mm, quando a norma indica 60 mm, a ponderar de ± 2 mm, com $7 \pm 1\%$ de volume de vazios. Ainda, como estipulado por norma, citada e já detalhada neste item, todos os CP's encontravam na temperatura de 50° C na condição úmida. A norma AASHTO T 324 estabelece exigências para se realizar o ensaio de Hamburgo que são mostradas na Tabela 18.

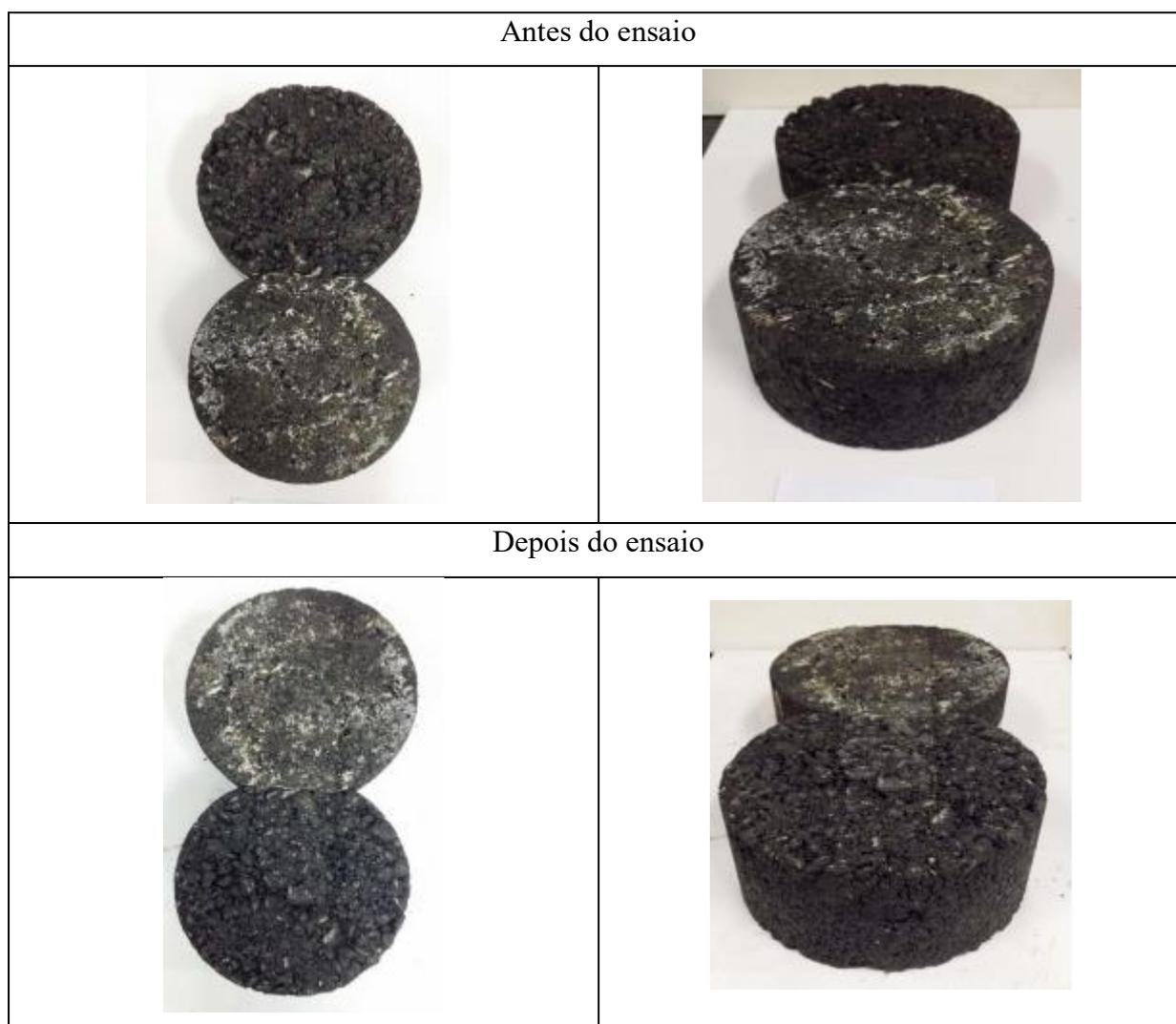
Tabela 18 – Exigências para realizar o ensaio HWTD

Temperatura (°C)	Altura CP (mm)	Total de ciclos	Nº de Pontos por ciclo	Taxa de deformação (%)	Def. máx. aceitável (mm)
50	60 (± 2)	20.000	11	10	6

Fonte: Do autor (2020).

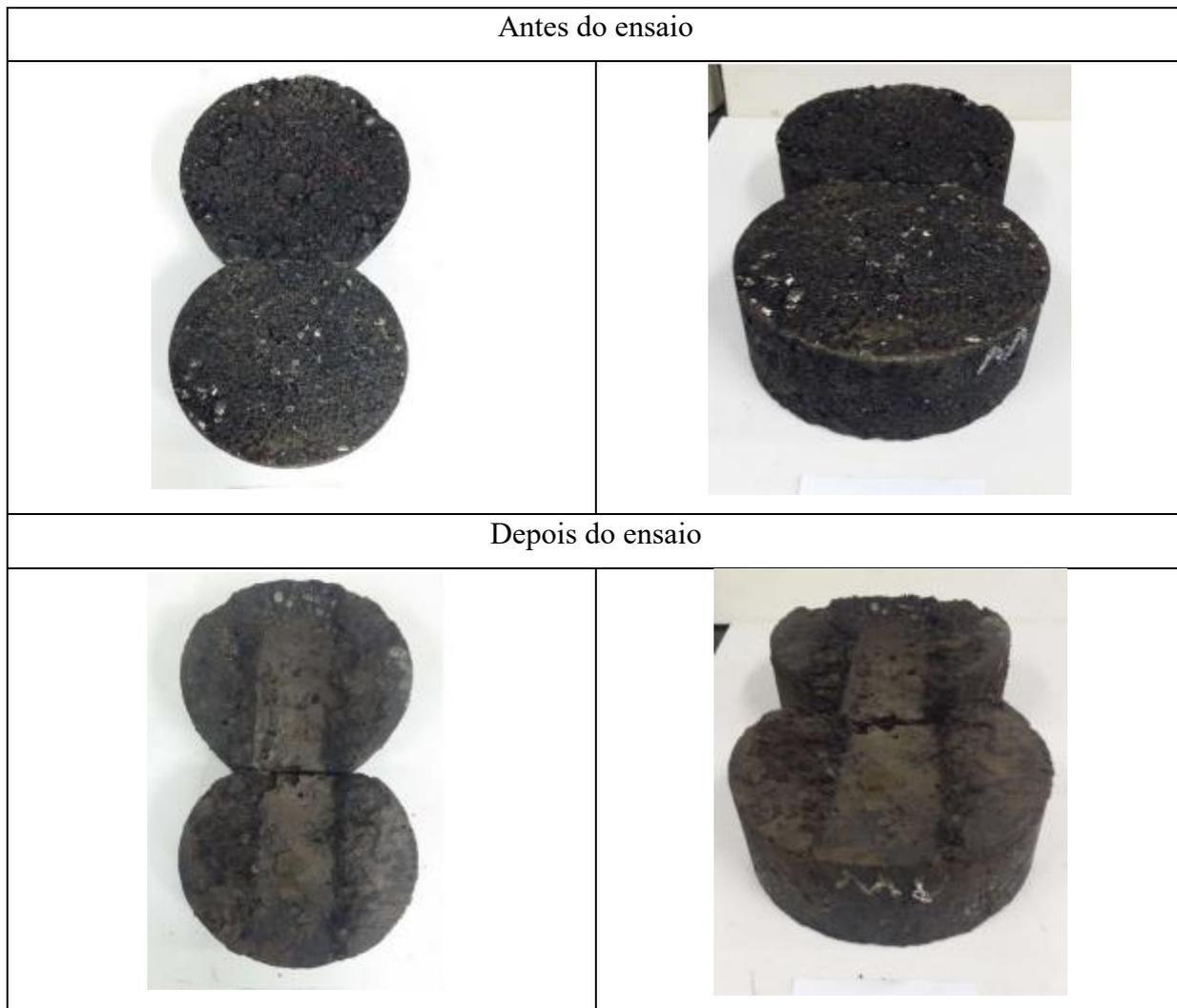
As Figura 30 e Figura 31 mostram o aspecto visual da mistura M7-PG64-SBS-12.5 (mais satisfatória) e a M5-PG70-SBS-12.5 (menos satisfatória) das misturas asfálticas condicionadas ao ensaio do método Hamburgo, antes da realização do ensaio e o estado que se encontraram após o mesmo.

Figura 30 – Aspecto visual mistura M7-PG64-SBS-12.5.



Fonte: Do autor (2020).

Figura 31 – Aspecto visual mistura M5-PG70-SBS-12.5.



Fonte: Do autor (2020).

4 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os resultados dos ensaios realizados para o desenvolvimento desta pesquisa, prenunciados na metodologia, são apresentados e discutidos neste capítulo.

4.1 PROPRIEDADES DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COLETADAS

A seguir será apresentada a caracterização realizada de cada mistura coletada. Desta forma, resultados de ensaios como Rotarex, forno de ignição por convecção e rice serão apresentados, com o objetivo de uma comparação de mistura de projeto, com o que está sendo aplicado em campo.

4.1.1 Teor de ligante

Os projetos de dosagem utilizados para a produção das misturas, que compuseram a estruturação dos concretos asfálticos desta pesquisa, foram referência para realizar uma comparação de ponderáveis instabilidades em relação ao teor de ligante asfáltico e a densidade máxima da mistura, sendo exibidas na Tabela 19.

Dentre as 8 misturas analisadas em relação ao ensaio de rotarex, o teor de ligante em 5 misturas encontravam-se em limites não admissíveis perante as especificações de serviço brasileiras, sendo este de $\pm 0,3\%$, 4 misturas com $+0,3\%$ (M1-PG58-19; M5-PG70-SBS-12.5; M6-PG58-19; M7-PG64-SBS-12.5) e uma (M4-PG70-SBS-12.5) com $-0,3\%$ de teor. Perante a relação entre o forno e o teor e ligante, metade das 8 misturas apresentaram limites fora dos admissíveis de $\pm 0,3\%$, 3 abaixo de $-0,3\%$ (M4-PG70-SBS-12.5; M5-PG70-SBS-12.5; M7-PG64-SBS-12.5), sendo que uma com diferença superior a 1% de teor de ligante, e 1 acima de $+0,3\%$ (M8-PG64-RUB-12.5).

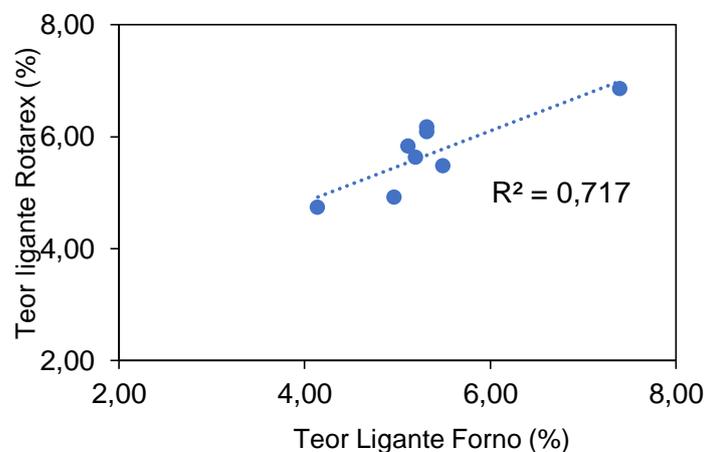
A Tabela 19 apresenta os parâmetros de teor de ligante e DMM encontrados em laboratório. A Figura 32 apresenta uma relação entre os teores obtidos pelo método da centrífuga e os obtidos pelo forno de ignição.

Tabela 19 – Parâmetros dos agregados encontrados em laboratório

MISTURAS	Teor de Ligante (%)					DMM		
	Projeto	Rotarex	Diferença Proj.-Rotarex	Forno	Diferença Proj.-Forno	Projeto	Rice Test	Diferença Proj. - Lab.
M1-PG58-19	4,95	5,63	0,68	5,20	0,25	2,631	2,670	0,039
M2-PG64-SBS-19	5,04	4,91	-0,13	4,97	-0,07	2,630	2,651	0,021
M3-PG58-19	5,54	5,47	-0,07	5,49	-0,05	2,484	2,383	-0,101
M4-PG70-SBS-12.5	5,30	4,73	-0,57	4,14	-1,16	2,636	2,752	0,116
M5-PG70-SBS-12.5	5,70	6,08	0,38	5,32	-0,38	2,528	2,641	0,113
M6-PG58-19	5,30	6,17	0,87	5,32	0,02	2,340	2,384	0,044
M7-PG64-SBS-12.5	5,50	5,83	0,33	5,12	-0,38	2,360	2,393	0,033
M8-PG64-RUB-12.5	6,76	6,85	0,09	7,40	0,64	2,310	2,340	0,03

Fonte: Do autor (2020).

Figura 32 – Relação teor de ligante pelo rotarex e pelo forno



Fonte: Do autor (2020).

Ao analisar o teor de ligante e o ensaio de rotarex, cinco misturas apresentam teores superiores ao de projeto. Destes teores, três misturas asfálticas faixa B, sendo que duas destas misturas com teor acima dos limites de +0,3%, misturas M1-PG58-19 e M7-PG64-SBS-12.5, e duas misturas faixa C, M5-PG70-SBS-12.5 e M6-PG58-19, ambas, também, acima do limite. Além disso, 3 misturas apresentaram teor de ligante abaixo do de projeto (2 faixa B e uma faixa C), apenas a mistura M4-PG70-SBS-12.5 (faixa B) abaixo dos limites tolerados. Já em conformidade com o teor de ligante pelo forno, 1 misturas asfáltica faixa C e 2 misturas faixa B ficaram com teores acima do de projeto, e a mistura M8-PG64-RUB-12.5 acima do limite. 5 misturas ficaram abaixo do projetado, 3 faixa B e 2 faixa C, dessas, 3 abaixo do

limite, duas faixa B: M4-PG70-SBS-12.5 e M7-PG64-SBS-12.5; e uma faixa C: M5-PG70-SBS-12.5.

As misturas M5-PG70-SBS-12.5 e M7-PG64-SBS-12.5 foram as únicas que apresentaram teor de ligante em diferentes proporções perante os ensaios. Em relação ao ensaio rotarex, ambas apresentaram teores acima do especificado em projeto e; em relação ao forno de ignição, os teores ficaram abaixo. Todas as outras apresentaram mesma proporcionalidade frente os diferentes ensaios. De acordo com Gonçalves (2017), a variação do teor de ligante em misturas asfálticas tem grande influência nos dados de obtenção de teor de ligante da centrífuga, já o forno de ignição é indicado como uma ótima alternativa ao método que utiliza a centrífuga por ter apresentado dados com elevada acurácia e precisão para se obter o teor de ligante.

Acredita-se que os teores de ligante obtidos pelo método da centrifuga apresentam resultados mais elevados de ligante provenientes do fato do material fino poder estar sendo extraído junto com o ligante asfáltico, levando assim, a um maior teor de ligante do que os obtidos pelo método do forno de ignição, que se julga mais preciso, mesmo sem o processo de calibração dos agregados a queima.

Em 2010, Moura realizou uma pesquisa com 10 misturas provenientes de usinas, usando do ensaio do método solet (refluxo), e todas as misturas os resultados mostraram que os teores estavam fora dos limites especificados. Já em pesquisa realizada por Faccin (2018), ao analisar 24 misturas produzidas em usina de asfalto utilizando o ensaio rotarex, o autor apresentou 12 destas misturas com resultado de teores fora dos limites das normas.

Embora a correlação dos teores de ligantes não seja perfeita, esta correlação dentre os teores é classificada como boa, como mostra a Figura 32 e o resultado de $R^2 = 0,7170$. Para um ajuste perfeito tem-se a medida de adequação de modelo estatístico linear generalizado, em relação a valores observados em uma variável: o coeficiente de determinação ajustado ($R^2 = 1$), coeficiente de determinação para se verificar a correlação entre os dados obtidos nesta pesquisa.

A seguir, serão apresentadas, individualmente, as granulometrias, a curva granulométrica e o esqueleto mineral de cada uma das misturas asfálticas coletadas que fazem parte deste estudo.

As distribuições granulométricas de projeto bem como as distribuições encontradas pelas metodologias rotarex e forno foram apresentadas nas Tabela 20; Tabela 21; Tabela 22; Tabela 23; Tabela 24; Tabela 25; Tabela 26; Tabela 27 (mistura 1 a mistura 8, respectivamente). Já suas faixas granulométricas, nas Figura 33; Figura 35; Figura 37; Figura

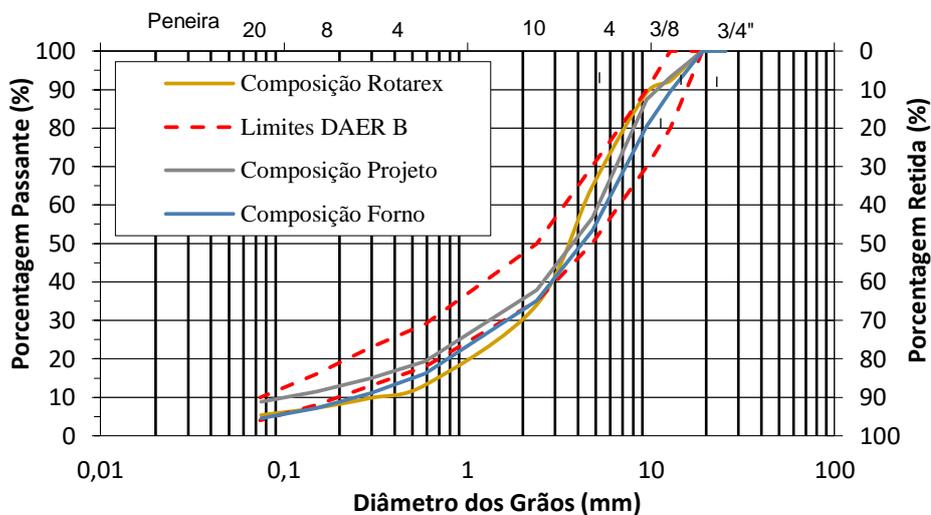
39; Figura 41; Figura 43; Figura 45 e Figura 47 (mistura 1 a mistura 8, respectivamente). Por fim, o esqueleto mineral de cada mistura em Figura 34; Figura 36; Figura 38; Figura 40; Figura 42; Figura 44; Figura 46 e Figura 48 (mistura 1 a mistura 8, respectivamente).

Tabela 20 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M1-PG58-19

#	Peneiras mm	Limites da Faixa B (DAER)		Granulometria Passante (%)		
		min	máx	Projeto	Rotarex	Forno
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1/2'	12,7	80	100	93,20	92,26	89,50
3/8'	9,5	70	90	87,40	89,29	80,60
4	4,8	50	70	56,70	64,91	53,30
8	2,38	35	50	37,90	34,01	35,20
30	0,59	18	29	19,30	13,25	16,20
50	0,297	13	23	15,00	9,84	11,10
100	0,15	8	16	11,50	7,23	7,20
200	0,075	4	10	8,90	5,39	4,50

Fonte: Do autor (2020).

Figura 33 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M1-PG58-19



Fonte: Do autor (2020).

Figura 34 – Esqueleto Mineral mistura M1-PG58-19



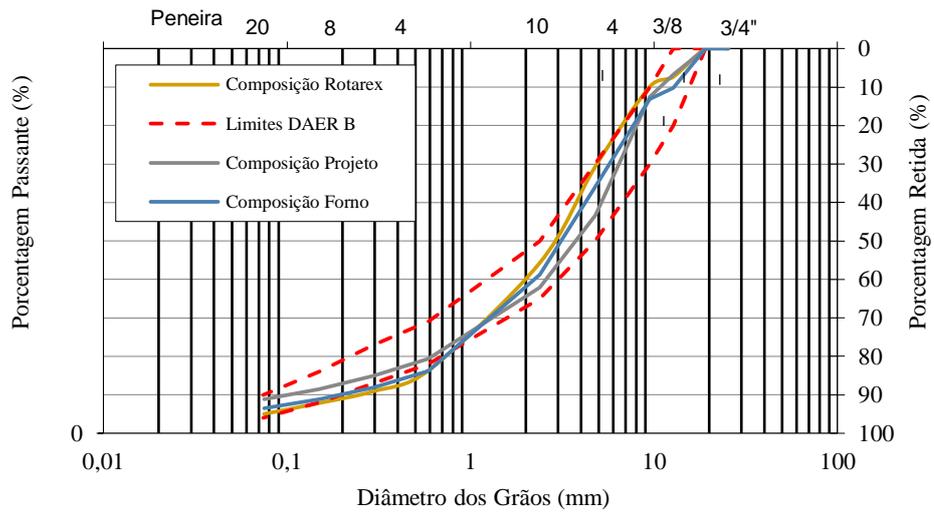
Fonte: Do autor (2020).

Tabela 21 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M2-PG64-SBS-19

#	Peneiras mm	Limites da Faixa Faixa B (DAER)		Granulometria Passante (%)		
		min	máx	Projeto	Rotarex	Forno
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1/2'	12,7	80	100	93,20	92,61	89,80
3/8'	9,5	70	90	87,40	90,15	86,90
4	4,8	50	70	56,70	69,41	64,20
8	2,38	35	50	37,90	44,25	41,20
30	0,59	18	29	19,30	16,33	16,20
50	0,297	13	23	15,00	10,93	11,90
100	0,15	8	16	11,50	7,85	8,80
200	0,075	4	10	8,90	5,03	6,50

Fonte: Do autor (2020).

Figura 35 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M2-PG64-SBS-19



Fonte: Do autor (2020).

Figura 36 – Esqueleto Mineral M2-PG64-SBS-19



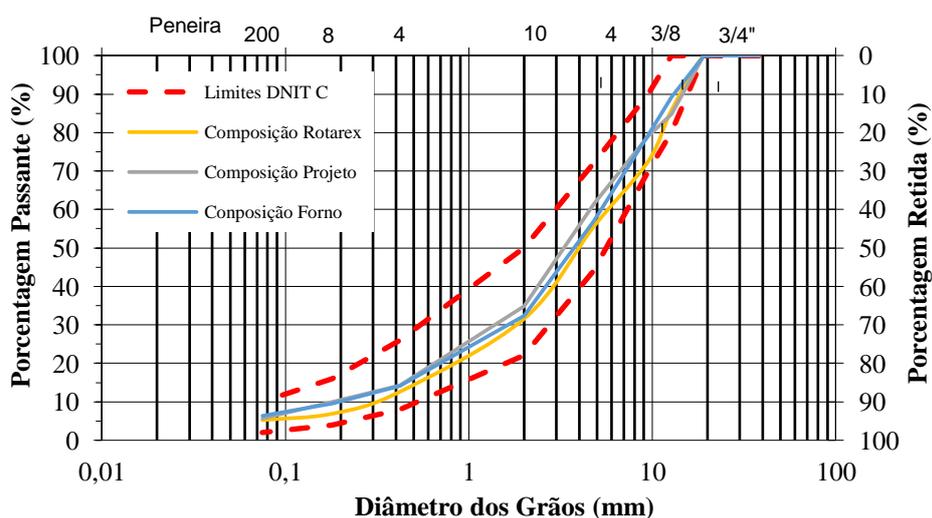
Fonte: Do autor (2020).

Tabela 22 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M3-PG58-19

Peneiras	Limites da Faixa Faixa C (DNIT)	Granulometria Passante (%)					
		#	mm	min	máx	Projeto	Rotarex
1 1/2'	38,1	100	100	100,00	100,00	100,00	100,00
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	100,00	99,87	
1/2'	12,7	80	100	84,80	85,70	89,28	
3/8'	9,5	70	90	79,00	72,50	79,30	
4	4,8	44	72	61,40	55,56	56,98	
10	2	22	50	34,80	31,57	32,39	
40	0,42	8	26	14,20	12,58	14,10	
80	0,18	4	16	9,90	6,89	9,52	
200	0,075	2	10	5,70	5,23	6,31	

Fonte: Do autor (2020).

Figura 37 – Curva de projeto/rotarex/forno - Mistura M3-PG58-19



Fonte: Do autor (2020).

Figura 38 – Esqueleto Mineral M3-PG58-19



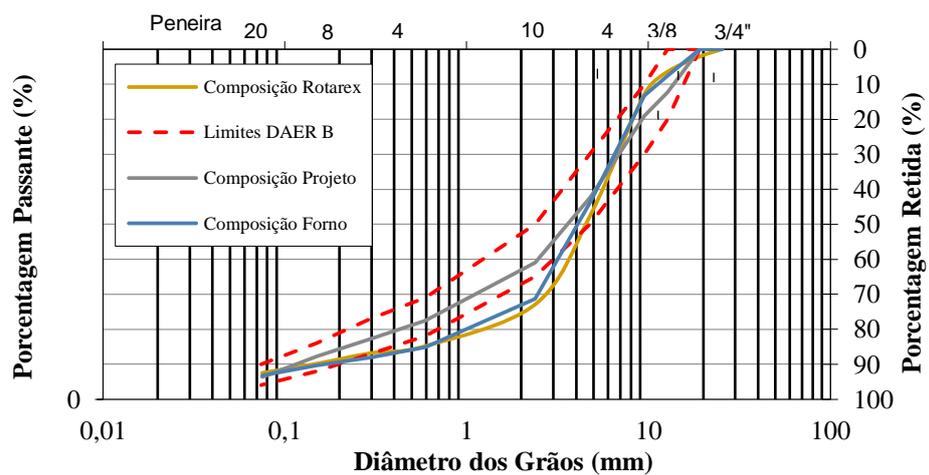
Fonte: Do autor (2020).

Tabela 23 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M4-PG70-SBS-12.5

#	Peneiras mm	Limites da Faixa Faixa B (DAER)		Granulometria Passante (%)		
		min	máx	Projeto	Rotarex	Forno
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	97,89	100,00
1/2'	12,7	80	100	87,65	93,54	92,40
3/8'	9,5	70	90	81,05	87,15	86,80
4	4,8	50	70	57,75	52,68	56,30
8	2,38	35	50	39,01	27,09	28,60
30	0,59	18	29	22,41	15,15	14,90
50	0,297	13	23	17,22	13,17	12,00
100	0,15	8	16	12,18	10,16	9,70
200	0,075	4	10	6,26	7,53	6,70

Fonte: Do autor (2020).

Figura 39 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M4 M4-PG70-SBS-12.5



Fonte: Do autor (2020).

Figura 40 – Esqueleto Mineral M4-PG70-SBS-12.5



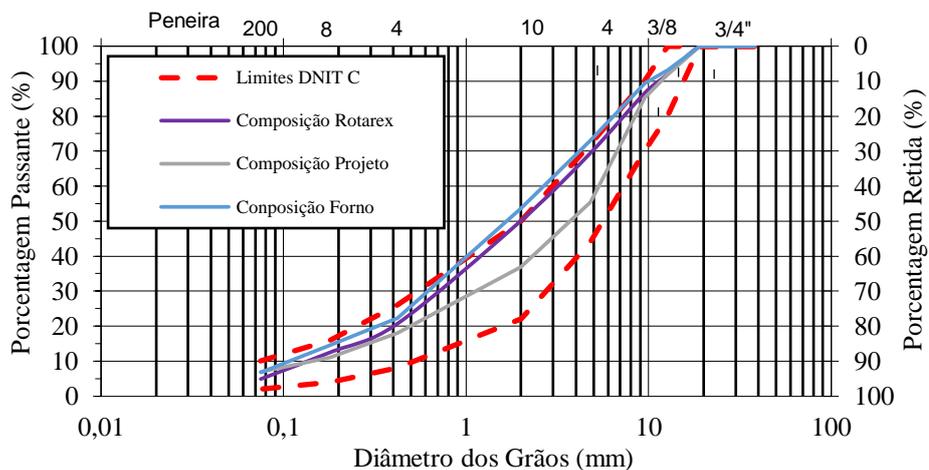
Fonte: Do autor (2020).

Tabela 24 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M5-PG70-SBS-12.5

#	Peneiras mm	Limites da Faixa Faixa C (DNIT)		Granulometria Passante (%)		
		min	máx	Projeto	Rotarex	Forno
1 1/2'	38,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1/2'	12,7	80	100	91,90	91,93	93,21
3/8'	9,5	70	90	85,20	86,53	89,32
4	4,8	44	72	55,50	69,44	73,13
10	2	22	50	36,90	50,12	53,63
40	0,42	8	26	18,10	20,67	22,35
80	0,18	4	16	11,10	12,50	14,50
200	0,075	2	10	6,90	4,88	6,77

Fonte: Do autor (2020).

Figura 41 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M5-PG70-SBS-12.5



Fonte: Do autor (2020).

Figura 42 – Esqueleto Mineral M5-PG70-SBS-12.5



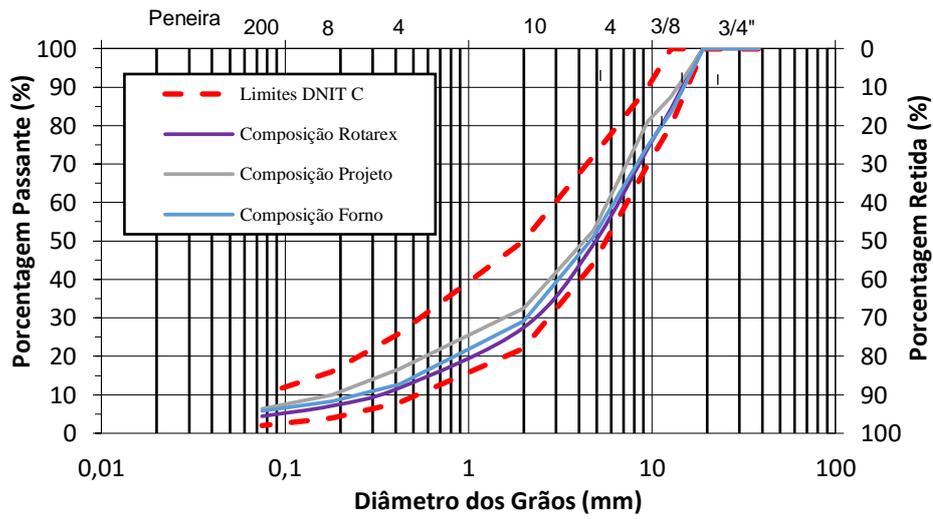
Fonte: Do autor (2020).

Tabela 25 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M6-PG58-19

Peneiras	mm	Limites da Faixa		Granulometria Passante (%)		
		Faixa C (DNIT)		Projeto	Rotarex	Forno
#		min	máx			
1 1/2'	38,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1/2'	12,7	80	100	87,60	84,36	83,63
3/8'	9,5	70	90	81,10	74,14	74,76
4	4,8	44	72	52,70	49,13	51,03
10	2	22	50	32,50	27,50	29,19
40	0,42	8	26	16,80	11,78	12,78
80	0,18	4	16	9,90	7,13	8,28
200	0,075	2	10	6,40	4,43	5,74

Fonte: Do autor (2020).

Figura 43 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M6-PG58-19



Fonte: Do autor (2020).

Figura 44 – Esqueleto Mineral M6-PG58-19



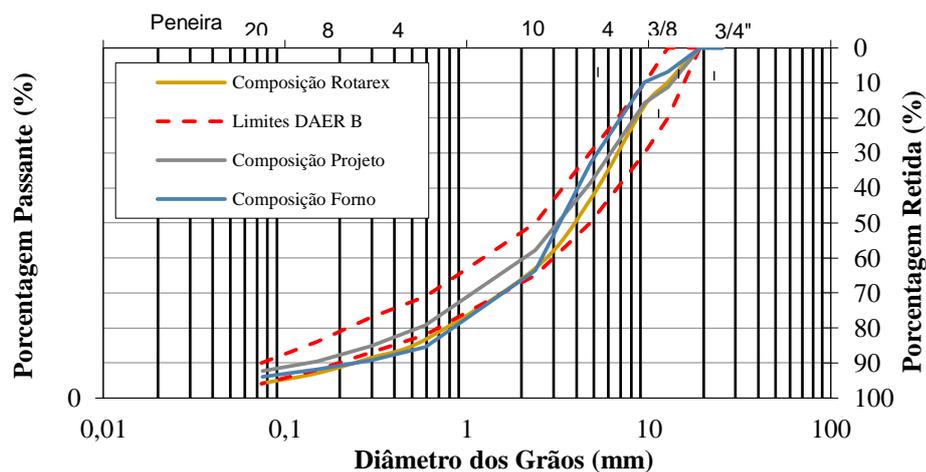
Fonte: Do autor (2020).

Tabela 26 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M7-PG64-SBS-12.5

#	Peneiras mm	Limites da Faixa Faixa B (DAER)		Granulometria Passante (%)		
		min	máx	Projeto	Rotarex	Forno
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1/2'	12,7	80	100	88,70	90,16	93,20
3/8'	9,5	70	90	84,40	83,54	90,30
4	4,8	50	70	61,50	56,90	67,10
8	2,38	35	50	42,20	37,07	36,40
30	0,59	18	29	20,80	16,66	14,60
50	0,297	13	23	14,80	11,45	10,80
100	0,15	8	16	10,40	7,04	8,20
200	0,075	4	10	7,70	4,20	6,00

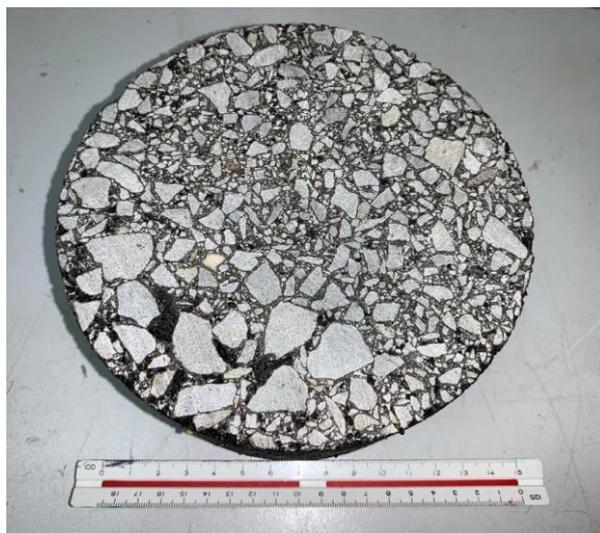
Fonte: Do autor (2020).

Figura 45 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M7-PG64-SBS-12.5



Fonte: Do autor (2020).

Figura 46 – Esqueleto Mineral M7-PG64-SBS-12.5



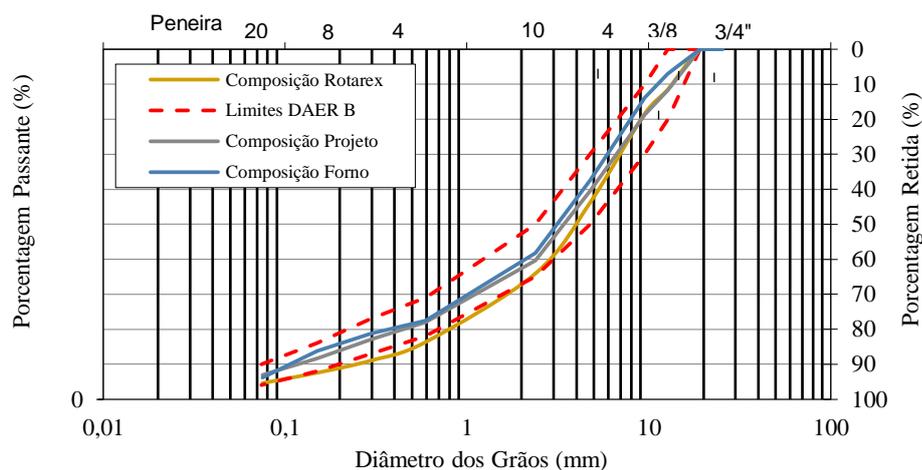
Fonte: Do autor (2020).

Tabela 27 – Resultados da granulometria para os agregados - Mistura M8-PG64-RUB-12.5

#	Peneiras mm	Limites da Faixa Faixa B (DAER)		Granulometria Passante (%)		
		min	máx	Projeto	Rotarex	Forno
1'	25,4	100	100	100,00	100,00	100,00
3/4'	19,1	100	100	100,00	100,00	100,00
1/2'	12,7	80	100	88,30	88,44	93,00
3/8'	9,5	70	90	81,30	81,57	86,10
4	4,8	50	70	59,70	56,48	62,70
8	2,38	35	50	39,70	35,93	41,80
30	0,59	18	29	22,00	16,270	22,50
50	0,297	13	23	17,10	11,050	18,80
100	0,15	8	16	11,60	7,550	13,80
200	0,075	4	10	7,00	4,600	6,10

Fonte: Do autor (2020).

Figura 47 – Curva granulométrica de projeto/rotarex/forno - Mistura M8-PG64-RUB-12.5



Fonte: Do autor (2020).

Figura 48 – Esqueleto Mineral M8-PG64-RUB-12.5



Fonte: Do autor (2020).

Dentre as 8 misturas, todas apresentaram os percentuais das peneiras fora das faixas de trabalho dos projetos de dosagem. 6 misturas apresentaram fora da faixa de trabalho perante a utilização do rotarex e/ou do forno; a mistura M5 ficou fora da faixa em relação ao Forno e a mistura M8 em relação ao rotarex.

A utilização do rotarex para obtenção de resultados de teor de granulometria é ocasionada por uma elevada variação e dispersão de resultados. Esse fato é comprovado no

estudo de Gonçalves (2017), onde o autor analisou misturas provenientes de diferentes formações geológicas do Estado do RS, com dois tipos de ligantes asfálticos (CAP 50/70 e AMP 60- 85).

Em uma pesquisa realizada por Faccin (2018), dentre as 24 misturas avaliadas, 16 misturas apresentaram percentuais de todas as peneiras fora das faixas de trabalho apresentadas nos projetos de dosagem das misturas.

4.1.2 Parâmetros granulométricos e morfologia dos agregados

Os parâmetros da metodologia Bailey e a porosidade FAD foram calculados a partir dos resultados de granulometria, A Tabela 28 nos mostra os parâmetros Bailey e FAD.

Tabela 28 – Parâmetros Bailey e FAD.

	Proporção de Agregados - Especificação Bailey				FAD (%)
	Limites AG	AG	GAF (0,35 a 0,55)	FAF (0,35 a 0,55)	-
Misturas TMN 12,5 mm					
M4-PG70-SBS-12.5	0,5 a 0,65	1,09	0,55	0,44	33,20%
M5-PG70-SBS-12.5	0,5 a 0,65	1,13	0,51	0,49	44,60%
M7-PG64-SBS-12.5	0,5 a 0,65	1,49	0,54	0,56	35,50%
M8-PG64-RUB-12.5	0,5 a 0,65	0,94	0,49	0,43	41,50%
Misturas TMN 19 mm					
M1-PG58-19	0,6 a 1,0	0,7	0,55	0,49	36,10%
M2-PG64-SBS-19	0,6 a 1,0	1,05	0,64	0,58	37,80%
M3-PG58-19	0,6 a 1,0	1,16	0,49	0,56	35,80%
M6-PG58-19	0,6 a 1,0	0,94	0,49	0,55	38,70%

Fonte: Do autor (2020).

Como apresentado, a porosidade dos agregados não devem ultrapassar 50%, pois isso implica que se pode usar a porosidade como um critério para garantir o contato entre partículas grandes o suficiente dentro da mistura para fornecer resistência adequada à deformação. Em relação à porosidade FAD, todas as misturas apresentam porosidade abaixo de 45%, que, de acordo com Kim (2006), todas sinalizando resistência eficaz à deformação permanente.

Após a análise das misturas, percebe-se que a maioria não atende ao parâmetro AG em conformidade aos limites apresentados na especificação, como está elucidado na Tabela 28.

Das 8 misturas asfálticas analisadas, apenas a mistura M1-PG58-19 atende ao parâmetro AG, sendo esse ponderado como um identificador para a deformação permanente. Este acontecimento pode ser atrelado perante a maioria dos projetistas não adotarem o método. Contudo, os cálculos, obviamente, foram realizados perante as granulometrias das extrações como suporte, possibilitando alterações a esses parâmetros perante as grandes chances de desvios de granulometria. Para Faccin (2018), das 24 misturas pesquisadas, apenas 10 atenderam ao parâmetro a ser indicador frente à deformação permanente.

A Tabela 29 apresenta mais informações e resultados de ensaios relacionados à morfologia dos agregados minerais das misturas asfálticas. Nesta tabela, a primeira informação apresentada é sobre a litologia dos agregados, essa se relaciona ao tipo de rocha que compõem o maciço rochoso. A descrição da rocha é muito importante devido às relações particulares entre a litologia e as características do meio que condicionam seu comportamento. Além disso, a litologia tem utilidade na representatividade nas propriedades físico-mecânicas (SERRA JUNIOR e OJIMA, 1998). Também são apresentados na Tabela 33, resultados da análise e classificação dos agregados, esses separados por fração e classificação em conformidade a de Al Rousan (2004). Após são apresentados os gráficos de classificação dos mesmos agregados, também separados por fração, porém da metodologia *AIMS 2*.

O ensaio *AIMS 2* foi realizado COPPE/UFRJ.

Tabela 29 – Resultados dos ensaios de morfologia dos agregados minerais de acordo com Al Rousan (2004).

		Propriedades Morfológicas dos Agregados*															
Mistura	Litologia	Esfericidade				Angularidade do Graúdo			Angularidade do Miúdo			Textura Superficial do Agregado Graúdo				Forma 2D Agregado Miúdo	
		3/4"	1/2"	3/8"	Pó de pedra (grosso)	3/4"	1/2"	3/8"	Pó de pedra (grosso #4)	Pó de pedra (grosso 8 - 16#)	Pó de pedra (fino 30 - 200#)	3/4"	1/2"	3/8"	Pó de pedra (grosso #4)	Pó de pedra (grosso 8 - 16#)	Pó de pedra (fino 30 - 200#)
M1	Basalto	-	0,66	0,65	0,53	-	2928,7	2890,3	3298,6	3311,1	3692,625	-	381	450,6	774,2	8,05	8,53
M2		-	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade	Achatado/Alongado	-	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	-	Baixa rugosidade	Alta Rugosidade	Alta Rugosidade	Semialongado	Semialongado
M3	Riodacito	0,75	0,63	0,69	0,65	2475	2860,4	2941,4	2883,8	3374	3387,98	420,4	416,7	464,4	385,9	7,85	8,05
M3		Esfericidade Moderada	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Rugosidade Moderada	Rugosidade Moderada	Alta Rugosidade	Rugosidade Moderada	Semicircular	Semialongado
M4	Diabásio	-	0,67	0,7	0,68	-	2828,8	2537,1	2723	3455,25	3561,525	-	653,1	718,1	658,8	7,5	8,15
M4		-	Baixa Esfericidade	Esfericidade Moderada	Baixa Esfericidade	-	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	-	Alta Rugosidade	Alta Rugosidade	Alta Rugosidade	Semicircular	Semialongado
M5	Andesito	-	0,69	0,62	0,59	-	2890	3064,4	2955,9	3937,5	3714	-	768	752,3	670,7	8,65	8,625
M5		-	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade	Achatado/Alongado	-	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	Subarredondado	-	Alta Rugosidade	Alta Rugosidade	Alta Rugosidade	Semialongado	Semialongado
M6	Riodacito	0,75	-	0,8	-	2915,36	-	3081,58	-	3200,44	-	349,39	-	369,26	-	8	-
M7		Esfericidade	-	Esfericidade	-	Subarredondado	-	Subarredondado	-	Subarredondado	-	Baixa Rugosidade	-	Rugosidade	-	Semicircular	-
M8		Moderada	-	Moderada	-	Subarredondado	-	Subarredondado	-	Subarredondado	-	Rugosidade	-	Moderada	-	Semicircular	-

* Classificado de acordo com Al Rousan (2004)

Fonte: Do autor (2020).

A Tabela 30 apresenta a morfologia dos agregados a partir da granulometria por mistura e suas classificações, também, de acordo com o sistema *AMIS 2*.

Tabela 30 – Propriedades Morfológicas por média das misturas

Mistu.	Esfericidade			Angularidade		Textura Superficial			Forma 2D			
	Média mistura (average)	Al Rousan (2004)	<i>AIMS 2</i>	Média mistura (average)	Al Rousan (2004)	<i>AIMS 2</i>	Média mistura (average)	Al Rousan (2004)	<i>AIMS 2</i>	Al Rousan (2004)	<i>AIMS 2</i>	
M1 M2	0,621	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade (moderate)*	3516,7	Subarredondado	Subarredondado (moderate)*	513,1	Alta rugosidade	Baixa rugosidade (moderate)*	8,38	Semialongado	Semicircular (high)*
M3	0,685	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade (moderate)*	3308,8	Subarredondado	Subarredondado (moderate)*	421,1	Rugosidade moderada	Macio (low)*	7,96	Semicircular	Semicircular (moderate)*
M4	0,679	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade (moderate)*	3439,8	Subarredondado	Subarredondado (moderate)*	679,5	Alta rugosidade	Rugosidade Moderada (high)*	7,89	Semicircular	Semicircular (moderate)*
M5	0,632	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade (moderate)*	3792,4	Subarredondado	Subarredondado (moderate)*	732,4	Alta rugosidade	Rugosidade Moderada (high)*	8,64	Semialongado	Semicircular (high)*
M6 M7 M8	0,681	Baixa Esfericidade	Baixa Esfericidade (moderate)*	3030,1	Subarredondado	Subarredondado (moderate)*	400,8	Rugosidade moderada	Baixa rugosidade (moderate)*	-	-	-

*em *itálico* classificação em Inglês pelo *AIMS 2*

Fonte: Do autor (2020).

De maneira geral, para a classificação de Al Rousan (2004) aos agregados que compõem as 8 misturas são classificados quanto a esfericidade como de ‘baixa esfericidade’ para todas as misturas; quanto a angularidade como ‘subarredondados’ para todas as misturas, isso significa que o agregado possui um baixo índice de “pontas”, que ao compactar, não se fragmentam tanto, não tornando-se finos, assim melhorando o intertravamento da mistura. Em relação à textura superficial como de ‘alta rugosidade’ para as misturas M1-PG58-19, M2-PG64-SBS-19, M4-PG70-SBS-12.5 e M5-PG70-SBS-12.5, e de ‘rugosidade moderada’ para as misturas M3-PG58-19, M6-PG58-19, M7-PG64-SBS-12.5 e M8-PG64-RUB-12.5, significa uma maior aderência do ligante pelo agregado, ou seja, o material absorverá melhor e isso, pode vir a necessitar uma quantidade menor de ligante. Ao comparar com um agregado de rugosidade lisa, no momento de contato do material com o ligante, esse vai acabar por “escorrer”, então, entende-se como positivas estas características de textura dos agregados que compõem as misturas analisadas nesta pesquisa.

Para a classificação da metodologia AIMS 2, verificou-se um comportamento similar, com os agregados que compõem as 8 misturas são classificados quanto a esfericidade como de ‘baixa esfericidade’ para todas as misturas; quanto a angularidade como ‘subarredondados’ para todas as misturas; em relação a textura superficial como de ‘baixa rugosidade’ para as misturas M1-PG58-19, M2-PG64-SBS-19, M6-PG58-19, M7-PG64-SBS-12.5 e M8-PG64-RUB-12.5, e de ‘rugosidade moderada’ para as misturas M3-PG58-19, M4-PG70-SBS-12.5 e M5-PG70-SBS-12.5. Um estudo realizado por Singh et al. (2012), ao analisarem a importância da textura superficial com o objetivo de avaliar a estabilidade da mistura asfáltica, concluíram que uma superfície mais rugosa das partículas fornece uma estrutura mais estável, em comparação a misturas asfálticas que são constituídas por agregados com superfícies mais polidas. Apenas os agregados das misturas M1-PG58-19, M2-PG64-SBS-19 e M5-PG70-SBS-12.5 são semialongados, porém seus valores de classificação como semialongados, (M1 e M2 = 8,38 e M5 = 8,64, Tabela 30), por Al Rousan (2004), estão muito perto de serem classificados como semicirculares, o que é bom para a mistura.

De uma forma geral, as características dos agregados frente às classificações apresentadas quanto a textura, esfericidade, angularidade são consideradas muito boas.

A fim de apresentar os resultados relativos às propriedades morfológicas das misturas, são apresentados os resultados (

Tabela 31) em relação ao índice de forma (IF), lamelaridade dos agregados e porcentagens passantes nas malhas 9 mm, 4,75 mm e 0,075 mm das diferentes granulometrias das misturas asfálticas analisadas nesta pesquisa.

Tabela 31 – Índice de forma, lamelaridade dos agregados e porcentagens passante.

MISTURAS	Ind. de Forma		Lamelaridade		Pass. 3/8	Pass. 4	Pass. 200
	“3/4”	3/8”	“3/4”	3/8”			
M1-PG58-19	0,82	0,62	22,13	27,37	80,6	53,3	4,5
M2-PG64-SBS-19	0,82	0,62	22,13	27,37	86,9	64,2	6,5
M3-PG58-19	0,88	0,63	13,4	21,8	79,3	56,98	6,31
M4-PG70-SBS-12.5	0,83	0,65	26,77	17,67	86,8	56,3	6,7
M5-PG70-SBS-12.5	0,79	0,56	11,85	25,53	89,32	73,13	6,77
M6-PG58-19	0,94	0,78	9,2	27,4	74,76	74,76	5,74
M7-PG64-SBS-12.5	0,94	0,78	9,2	27,4	90,3	90,3	6
M8-PG64-RUB-12.5	0,94	0,78	9,2	27,4	86,1	62,1	6,1

Fonte: Do autor (2020).

Todavia, neste estudo os desvios podem estar relacionados diante a coleta ou a produção das misturas, quanto à variabilidade dos ensaios.

4.2 PROPRIEDADES MECÂNICAS DOS LIGANTES E DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

A seguir, serão apresentados e comentados, individualmente, os resultados de *Multiple Stres Creep Recovery*, *Flow Numer*, Hamburgo Test e as avaliações de ATR em campo.

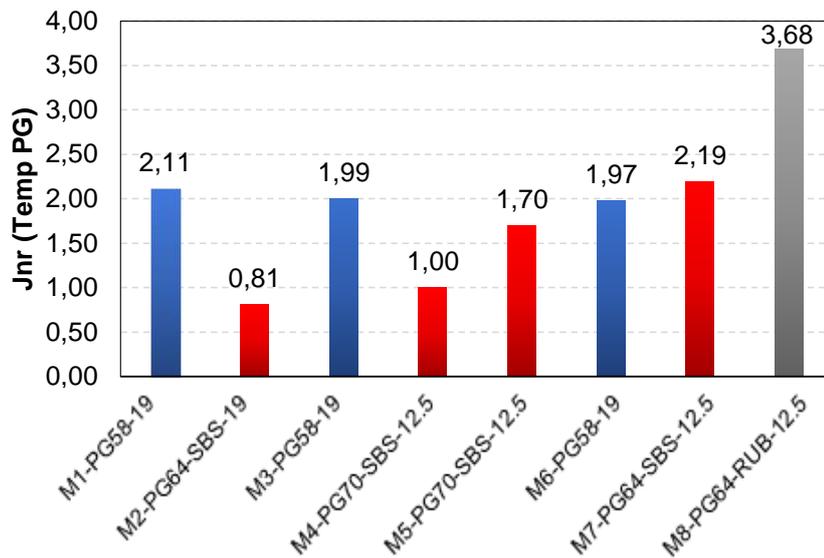
4.2.1 Ensaio de *Multiple Stress Creep Recovery (MSCR)*

Como já explicado, o ensaio *MSCR* aplica uma recuperação de fluência e estresse múltiplo. Este ensaio tem como objetivo caracterizar a resistência do ligante à deformação permanente. O padrão para sua realização é preconizado pela norma AASHTO T 350 (2019), método de ensaio padrão para fluência de múltiplas tensões e recuperação de aglutinante de asfalto usando um reômetro (Figura 22) de cisalhamento dinâmico. Existem dois parâmetros cruciais no ensaio de *MSCR*: (I) as tensões de cisalhamento aplicadas e (II) a temperatura na qual o teste é executado.

Normalmente, o J_{nR} é obtido em ensaios realizados na temperatura do PG de alta, logo, este ensaio foi realizado em amostras envelhecidas em protocolo de simulação de curto prazo

em RTFOT nas temperaturas de PG dos pavimentos (ligantes) que compõem as misturas (58, 64 e 70°C) em conformidade com cada amostra. A Figura 49 mostra os resultados obtidos para os ligante ensaiados nas respectivas temperaturas de PG.

Figura 49 – Resultados de J_{nR} em ensaios de MSCR realizados nas temperaturas de PG de alta dos ligantes.



Fonte: Do autor (2020).

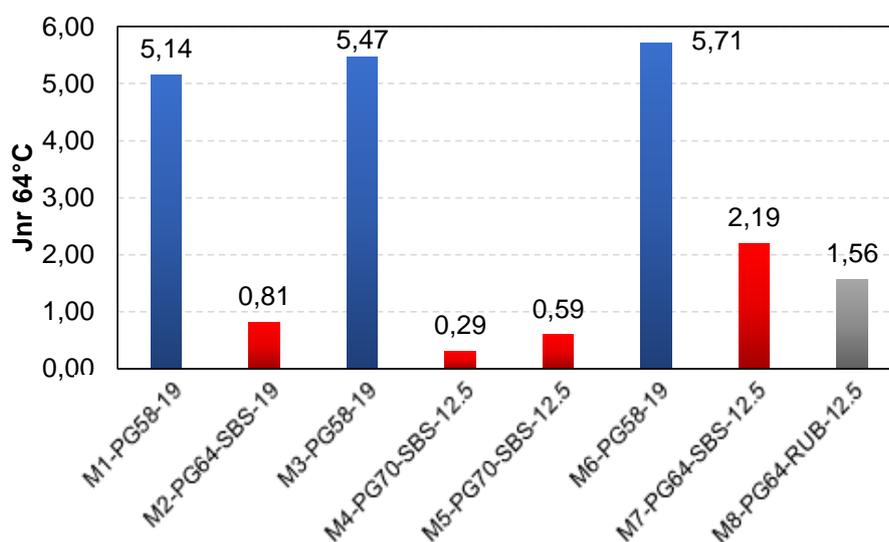
Maiores resistências a deformação permanente estão correlacionadas com menores valores de J_{nR} (D'Angelo 2011). Verifica-se assim, a tendência de melhor comportamento frente ao afundamento para os ligantes modificados por polímero SBS (vermelho), com comportamento próximo aos ligantes convencionais de penetração 50/70 (azul), e com o ligante modificado por borracha exibindo o pior desempenho (cinza).

Entretanto, visto que as análises não são realizadas nas mesmas temperaturas, os ligantes de PG de alta, mais altos, são testados em condições mais extremas, ao passo que os ligantes com menor desempenho de PG, em condições menos severas de temperatura. Assim, de forma a equiparar as análises, optou-se por se realizar o ensaio de *MSCR*, também, em temperatura fixa de tal forma a se comparar o desempenho dos ligantes quanto à resistência à deformação permanente.

Em nível de comparação dos ligantes utilizados na estruturação as misturas asfálticas, o ensaio de *MSCR* foi realizado, também, na temperatura de 64°C, média das temperaturas de PG de alta dos ligantes, para todas as misturas, assim possibilitando a comparação do

comportamento dos ligantes (Figura 50). Por meio da Figura 50 se percebe que ao fixar à temperatura de ensaio as misturas componentes pelo CAP 50/70, ao cessar o carregamento, tiveram um percentual de valores de deformação final maior, ou seja, sendo não recuperável (J_{nR}). Os valores de J_{nR} para as misturas com CAP 50/70 foram extremamente similares, o que era esperado, visto que, também, apresentam o mesmo PG e demonstram que o ligante convencional apresenta o pior desempenho quanto a resistência ao afundamento frente aos ligantes modificados. Os ligantes modificados por SBS, das misturas M4 e M5, de PGH 70, foram os que apresentaram os menores valores de J_{nR} , sugerindo melhor desempenho, seguidos pelos ligantes modificados por SBS com PGH 64 (M2 e M7), e o ligante com asfalto borracha (PG 70), que apresentou comportamento intermediário entre os modificados. Os resultados encontrados de J_{nR} para os ensaios em temperatura do PG de alta, em temperatura fixa obtidos nesta pesquisa; e os resultados de PG, PG contínuo e os parâmetros $|G|$ e $|G|/\text{sen}\phi$ a 65° 1 Hz dos ligantes foram obtidos por Schuster (2020) são apresentados na Tabela 32.

Figura 50 – Ensaio *MSCR* temperatura média de 64°C



Fonte: Do autor (2020).

Tabela 32 – Ligantes envelhecidos RTFOT.

MISTURAS	Ligante RTFOT					
	PG	J_{nR} PG	J_{nR} 64°C	$ G^* _{65^\circ\text{C}} 1\text{Hz}$	$ G^* _{\text{sen}\phi} 1\text{Hz}$	PGH Cont
M1-PG58-19	58	2,110	5,143	1124	1124,83	63,20
M2-PG64-SBS-19	64	0,808	0,808	2166	2313,50	68,30
M3-PG58-19	58	1,999	5,467	1254	1252,61	63,70
M4-PG70-SBS-12.5	70	1,001	0,292	2855	3139,74	70,00

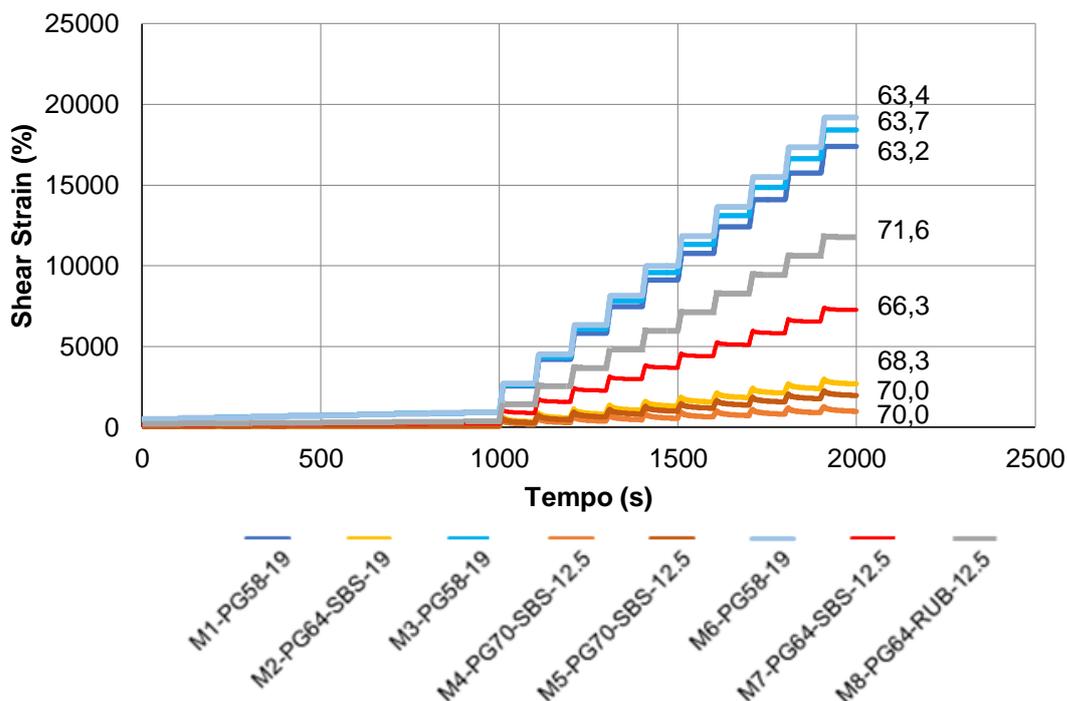
M5-PG70-SBS-12.5	70	1,700	0,588	2597	2820,37	70,00
M6-PG58-19	58	1,974	5,713	1187	1192,54	63,40
M7-PG64-SBS-12.5	64	2,190	2,190	1845	1924,45	66,30
M8-PG64-RUB-12.5	70	3,680	1,557	2925	3192,33	71,60

Fonte: Do autor (2020).

Para um melhor entendimento, a escala do PG é de ordem contínua, dividida de 6 em 6 graus, logo, o ligante da M7 ficou muito perto da escala de PG 64C, alcançando um PGH contínuo de 66,3C, mais baixo em comparação aos outros três ligantes modificados por polímero, e ao próprio M2, também classificado como PGH 64° mas com PGH contínuo de 68,30°. Esta diferença de desempenho também foi visualizada nos resultados de J_{nR} , com o ligante M7 exibindo pior de desempenho (2,190) frente ao M2 (0,808).

Para um melhor entendimento do que acontece com o ligante no ensaio de *MSCR*, o esquema de deformação e repouso está apresentado na Figura 51, elucidando o processo que acontece com os ligantes ao serem ensaiados. Todos os ensaios foram realizados à 64°C, ou seja, uma temperatura fixa, como já mencionada. Cada ligante acompanha, também, o seu valor de temperatura de PG de alta contínuo.

Figura 51 – Resultado de deformação e carregamento com 20 ciclos a 0,1 kPa e 10 ciclos à 3,2 kPa.

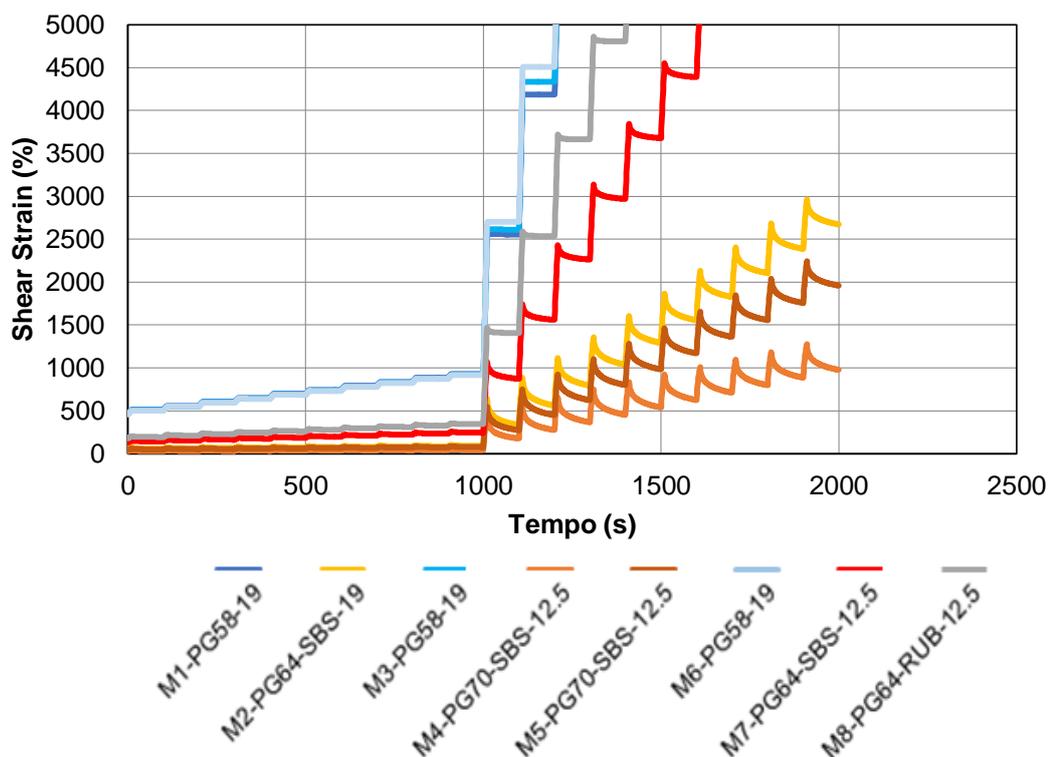


Fonte: Do autor (2020).

Como pode ser observado na Figura 51, os 3 ligantes convencionais (CAP 50/70), que compõem as misturas M1-PG58-19, M3-PG58-19 e M6-PG58-19, se localizam na parte superior, classificados como PG 58, com suas respectivas temperaturas de PG contínuo em que falhou, 63,2; 63,7 e 63,4. Já o ligante borracha (M8) e modificados por polímeros (AMP 60/85) se encontram, respectivamente, nas partes inferiores do gráfico.

A Figura 52 apresenta, detalhadamente, o processo das cargas aplicadas resultando a deformação do ligante. Os ligantes poliméricos deformam ao carregamento, e depois de cessado o mesmo, apresentam recuperação, ocasionando uma pequena curvatura na resposta. Este procedimento torna-se visível ao se observar os ligantes misturas M2-PG64-SBS-19; M4-PG70-SBS-12.5, M5-PG70-SBS-12.5, e M7-PG64-SBS-12.5. O ligante modificado por borracha M8 também apresenta um parcela de recuperação, entretanto não tão significativa quanto aos modificados por SBS. Para os ligantes convencionais (M1-PG58-19, M3-PG58-19 e M6-PG58-19), quando aplicada à carga, estes “sobem”, e não apresentam recuperação viscoelástica.

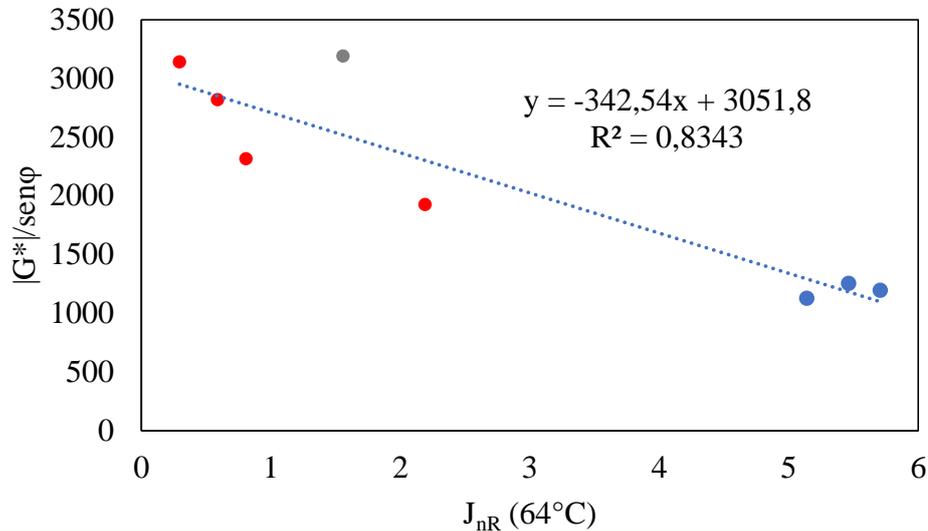
Figura 52 – Detalhamento do comportamento dos ligantes as cargas aplicadas.



Fonte: Do autor (2020).

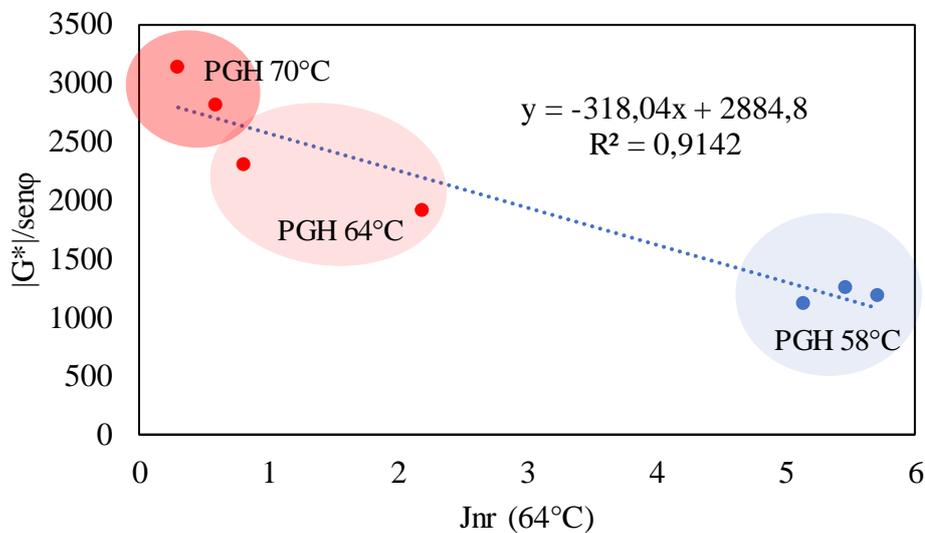
As comparações entre o parâmetro reológico $|G|/\text{sen}\varphi$ a 65° 1 Hz dos ligantes e os valores de J_{nR} a 64°C são exibidos nas Figura 53 e para a regressão sem o ligante modificado por borracha (M8) na Figura 54.

Figura 53 – Relação entre o Parâmetro reológico $|G|/\text{sen}\varphi$ a 65° 1 Hz e os resultados obtidos de J_{nR} (64°C)



Fonte: Do autor (2020).

Figura 54 – Relação entre o parâmetro reológico $|G|/\text{sen}\varphi$ a 65° 1 Hz e os resultados obtidos de J_{nR} (64°C), exceto para ligante M8



Fonte: Do autor (2020).

Ao analisar-se a relação entre o parâmetro reológico $|G|/\sin\phi$ a 65° 1 Hz e os resultados de J_{nr} (64°C), verifica-se que a resposta de ambos está intimamente ligada. À medida que os ligantes apresentam uma rigidez mais elevada e um menor ângulo de fase nas altas temperaturas, os resultados de J_{nr} exibem valores mais baixos, o que sugere que ligantes mais rígidos em altas temperaturas favorecem a resistência a deformação permanente.

A correlação encontrada foi boa quando considerados todos os ligantes ($R^2 = 0,8343$) e excelente quando excluído o ligante modificado por borracha da relação ($R^2 = 0,9142$).

Por fim, sugere-se assim, que os ligantes modificados por polímero e borracha, por apresentaram maior recuperação de deformações quando cessado os carregamentos, e apresentarem maior rigidez e menor ângulo de fase em altas temperaturas, exibem melhor desempenho frente à deformação permanente. A tendência de maiores rigidezes levarem a melhores desempenhos se mostra extremamente forte.

4.2.2 Ensaio de *Flow Number*

A Tabela 33 apresenta os valores de média de *Flow Number* das 8 misturas asfálticas analisadas, exibindo o desvio padrão e os coeficientes A, B, C e D do modelo de Francken.

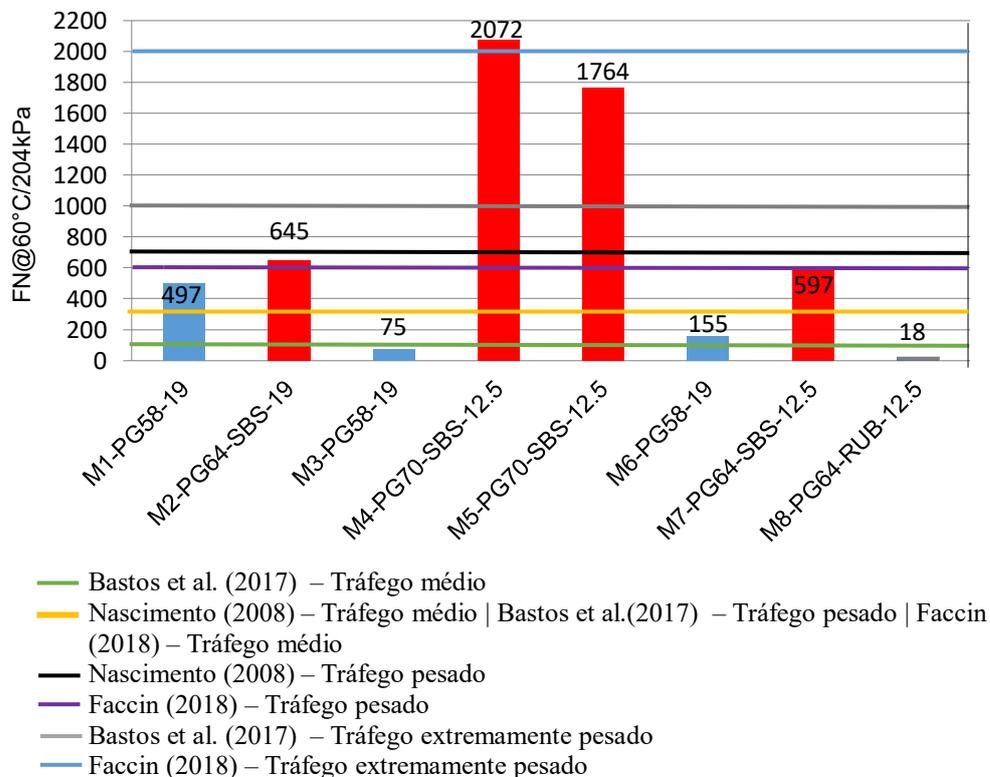
Tabela 33 – *Flow Number* das misturas, adquirido pelo Modelo Francken e concernentes parâmetros.

Misturas	Vv médio (%)	FN média (ciclos)	DP	CV (%)	Parâmetros modelo Francken			
					A	B	C	D
M1-PG58-19	7,31	497	91,78	9,58	246,27	0,65	6,31	0,0087
M2-PG64-SBS-19	7,42	645	28,50	5,34	125,71	0,73	1,03	0,0082
M3-PG58-19	7,22	75	6,00	2,45	152,64	0,96	0,12	0,0650
M4-PG70-SBS-12.5	7,47	2072	131,5	11,47	248,71	0,52	12,50	0,0029
M5-PG70-SBS-12.5	7,29	1764	256,0	16,00	214,32	0,53	16,52	0,0000
M6-PG58-19	7,48	155	18,18	4,27	255,24	0,76	0,91	0,0288
M7-PG64-SBS-12.5	7,51	597	45,60	6,75	298,03	0,51	57,1	0,0029
M8-PG64-RUB-12.5	7,47	18	3,00	1,26	246,82	1,77	42,60	0,1233

Fonte: Do autor (2020).

Os resultados de *FN* em conjunto com os limites propostos por Nascimento (2008), Bastos et al. (2017) e Faccin (2018) são apresentados na Figura 55, critérios esses sugeridos por pesquisadores no País, sendo os únicos mencionados em estudos.

Figura 55 – Misturas analisadas e respectivos *Flow Number* com os limites mínimos indicados por Nascimento (2008), Bastos et al. (2017) e Faccin (2018).



Fonte: Do autor (2020).

Ao se observar a Figura 55, verifica-se a existência de uma grande variação do parâmetro *FN* nos resultados das misturas asfálticas, variação essa, exibindo valores de 18 até 2072 ciclos.

Ao relacionar o parâmetro de *FN* como um critério informativo de performance da deformação permanente, justamente com o tipo de ligante, esses originam uma alta dependência diante dos resultados obtidos a esta pesquisa. Os valores mais altos de *FN* estão relacionados com as misturas asfálticas compostas de ligantes modificados (SBS), desencadeando comportamentos mais satisfatórios quando relacionados às misturas asfálticas com ligante convencional.

As misturas M2-PG64-SBS-12.5 e M7-PG64-SBS-12.5, ambas de PGH 64, apresentaram valores de *FN* menores que aquelas de PGH 70 (M4-PG70-SBS-12.5 e M5-

PG70-SBS-12.5). Verifica-se, também, que a mistura M7-PG64-SBS-12.5, apresentando o menor PGH contínuo (66,30°C), ainda apresentou o menor valor de *FN* entre as misturas modificadas por SBS.

A mistura M8-PG64-RUB-12.5 foi a que apresentou *FN* mais baixo frente a este indicador, exibindo valor de 18 ciclos até a ruptura. Valores baixos de *FN* relacionados a misturas com asfalto com borracha moída já foram reportados na literatura, por Faccin (2018), indicando também, como nesta pesquisa, que o desempenho deste ligante asfáltico borracha em relação aos ensaios de *FN* é inferior quando comparado a outros tipos de ligantes.

Ao comparar misturas estruturadas com o mesmo tipo de agregado, porém tipos de ligantes diferentes se torna notória influência do tipo de ligante perante os valores de ciclos. A mistura M7-PG64-SBS-12.5, composta por asfalto SBS, atingiu 597 ciclos de *FN*, enquanto a mistura M8-PG64-RUB-12.5, estruturada com o mesmo tipo de agregado e faixa granulométrica muito similar e com asfalto borracha, apresenta *FN* de 18. Ainda, a mistura M6-PG58-19, com mesmo tipo de agregados, com CAP 50/70, atingiu 155 ciclos de *FN*.

As misturas M4-PG70-SBS-12.5 e M5-PG70-SBS-12.5 compostas de por faixas granulométricas diferentes, com agregados diferentes, porém com o mesmo tipo de ligante, o AMP 60/85 de PGH 70°C, obtiveram os maiores *FN*, sendo 2072 e 1764, respectivamente, demonstrando o impacto que o ligante causa nas respostas frente à deformação permanente. Boeira (2018), conclui como sendo perceptível a influência dos resultados de *FN* frente ao tipo de ligante asfáltico, ou seja, misturas estruturadas com ligante modificado por polímero SBS obtiveram maiores valores de *FN* quando comparados a misturas constituídas com ligante convencional. Além disso, quanto mais modificado era o ligante asfáltico por polímero SBS, maior era o resultado de *FN* nas misturas. Faccin (2018) obteve a mesma linha de conclusões.

Partindo dos resultados obtidos de *FN* para misturas produzidas com mesmo tipo de ligante e agregados de mesma britagem, não se faz plausível estabelecer uma ordem de predisposição de atuação dos valores finais do parâmetro em conformidade com as faixas granulométricas distintas.

As misturas compostas com CAP 50/70 obtiveram os menores valores de *FN* (excluindo a mistura M8-PG64-RUB-12.5). A mistura M1-PG58-19 obteve um valor acima de 495 ciclos de *FN*, que pode ser considerado bom, considerando este tipo de ligante para tráfego leve. Esta diferença pode ser atrelada a litologia e morfologia dos agregados e a diferentes composições granulométricas das misturas, visto que os ligantes M1, M3 e M6

apresentam PGH contínuo muito similar. Estas verificações serão realizadas nas seções subsequentes do trabalho.

Ainda com a óptica de analisar as misturas de acordo com cada origem litológica, nas misturas com maiores valores de *FN*, M4-PG70-SBS-12.5 e M5-PG70-SBS-12.5 são de origem litológica diabásio e andesito. A mistura que apresentou menor valor de *FN* foi a mistura composta de agregado riocítico. Ao observar os CPs quando concluído o ensaio de *FN*, foi possível observar que em misturas compostas por agregados de origem riocítico, apresentavam muitos dos agregados grãos fragmentados. Este fato pode explicar o baixo *FN*. Para um melhor entendimento do comportamento da litologia perante a composição das misturas, torna-se indispensável uma investigação objetivando ampliar o entendimento da influência do desempenho mecânico dos materiais analisados.

Ao analisar os limites proposto por Bastos et al. (2017), 2 das 3 misturas compostas com CAP 50/70 (M1-PG58-19 e M6-PG58-19) atendem aos limites de tráfego médio, e apenas 1 mistura (M1-PG58-19) atende ao limite de tráfego médio indicado por Nascimento (2008), sendo este autor mais conservador, lembrando que este limite é considerado pesado para Bastos (2017). Em relação ao limite de tráfegos pesados indicados por Nascimento (2008), as misturas M4-PG70-SBS-12.5 e M5-PG70-SBS-12.5 podem ser alvo da ação deste tipo tráfego. A mistura com asfalto borracha, M8-PG64-RUB-12.5, e a M3-PG58-19 (CAP 50/70) não atendem a nenhum dos limites indicados pelos autores para tráfego médio.

Em um estudo realizado por Moura (2010), quando pesquisou as características previsíveis das deformações em campo, foi relatado propriedades inadequáveis de misturas asfálticas com CAP 50/70 em pavimentos com cargas de tráfego pesado e lento, perante resultados de deformação permanente de 3 trechos analisados recorrendo do simulador na pesquisa.

Faccin (2018) em sua pesquisa, analisou 24 misturas em decorrência dos limites de tráfegos estipulados por Nascimento (2008) e Bastos (2017), destacando que apenas 4 misturas, dentre as 11 analisadas com CAP 50/70 e nenhuma com asfalto borracha, seriam recomendadas para utilização em rodovias com tráfego médio. Dentre as misturas passíveis de utilização, para tráfegos pesados, indicados por Nascimento (2008), apenas 10 misturas poderiam ser utilizadas. Em relação ao limite de tráfego extremamente pesado, indicado por Bastos (2017), apenas 6 atenderam aos limites indicados, constituídas por ligantes tipos AMP 60/85, AMP 65/90 e TLA FLEX.

Ainda, Faccin (2018) propôs uma nova classificação quanto ao ATR, como indicado na Figura 55, sendo de 7 mm para tráfegos leves e médios e 5 mm para tráfegos pesados e

extremamente pesados. Em relação à classificação do autor como tráfego médio, as misturas M3-PG58-19, ligante convencional, e M8-PG64-RUB-12.5, ligante borracha, já não passaram nesta primeira ordem de categorização. Na classificação para tráfego pesado, as misturas M2-PG64-SBS-19 e M5-PG70-SBS-12.5, ambas com ligante SBS 60/85 passaram do limite proposto por Faccin (2018). E para o tráfego extremamente pesado, a mistura estruturada com ligante modificado por polímero (SBS 60/85), a M4-PG70-SBS-12.5, ultrapassou o limite estipulado de 2000 ciclos, atingindo 2072 ciclos para a ruptura.

4.2.3 Ensaio de Hamburgo Test (*HWTD*)

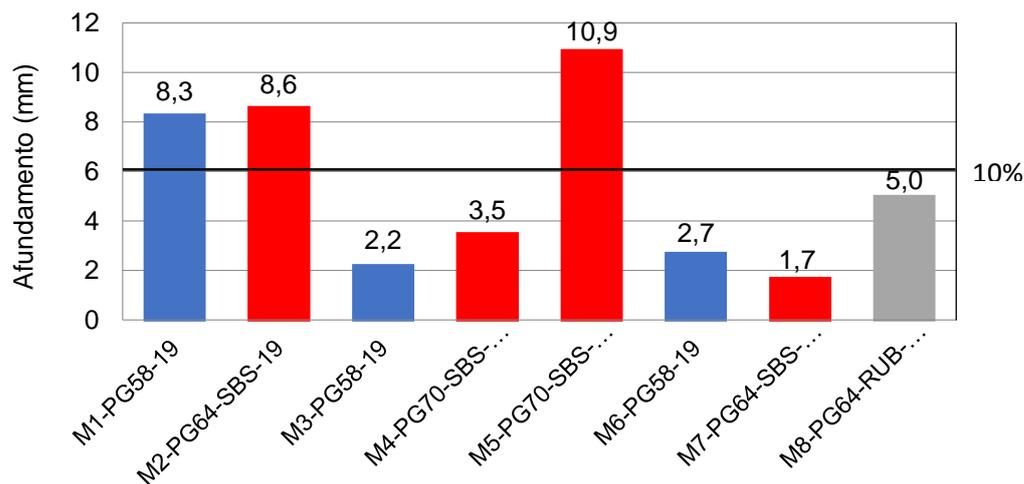
A Tabela 34 mostra as médias por ciclos ocasionados em cada amostra, e posteriormente, a Figura 56 mostra a comparação das médias de deformação permanente encontradas ao final dos 20.000 ciclos nas amostras ensaiadas.

Tabela 34 – Médias de deformação permanente por números de ciclos do *Hamburgo Test* (*HWTD*).

MISTURA	Número de Ciclos (médias em mm)			
	5.000	10.000	15.000	20.000
M1-PG58-19	-1,2	-3,1	-5,7	-8,3
M2-PG64-SBS-19	-2,5	-4,2	-6,6	-8,6
M3-PG58-19	-1,4	-1,7	-1,9	-2,2
M4-PG70-SBS-12.5	-2,4	-2,8	-3,1	-3,5
M5-PG70-SBS-12.5	-5,6	-8,4	-10	-10,9
M6-PG58-19	-2,0	-2,2	-2,5	-2,7
M7-PG64-SBS-12.5	-1,3	-1,5	-1,7	-1,7
M8-PG64-RUB-12.5	-3,50	-4,2	-4,5	-5,0

Fonte: Do autor (2020).

Figura 56 – Resultados das médias finais de deformação permanente (mm) do número de ciclos (20.000) do ensaio *HWTD*.



Fonte: Do autor (2020).

Ao analisar os resultados obtidos por este ensaio, após as amostras serem submetidas aos efeitos de deformação permanente Hamburgo, das 8 misturas, 5 mantiveram valores abaixo de 10% (6 mm) de deformação aceitável. Os resultados indicaram que a mistura M7-PG64-SBS-12.5 apresenta o resultado mais satisfatório para a deformação permanente (1,7 mm), já a mistura M5-PG70-SBS-12.5 o menos satisfatória (10,9 mm), passando do valor de deformação admissível pelo ensaio. As misturas M1-PG58-19 e M2-PG64-SBS-19 também não atenderam aos valores máximos aceitáveis.

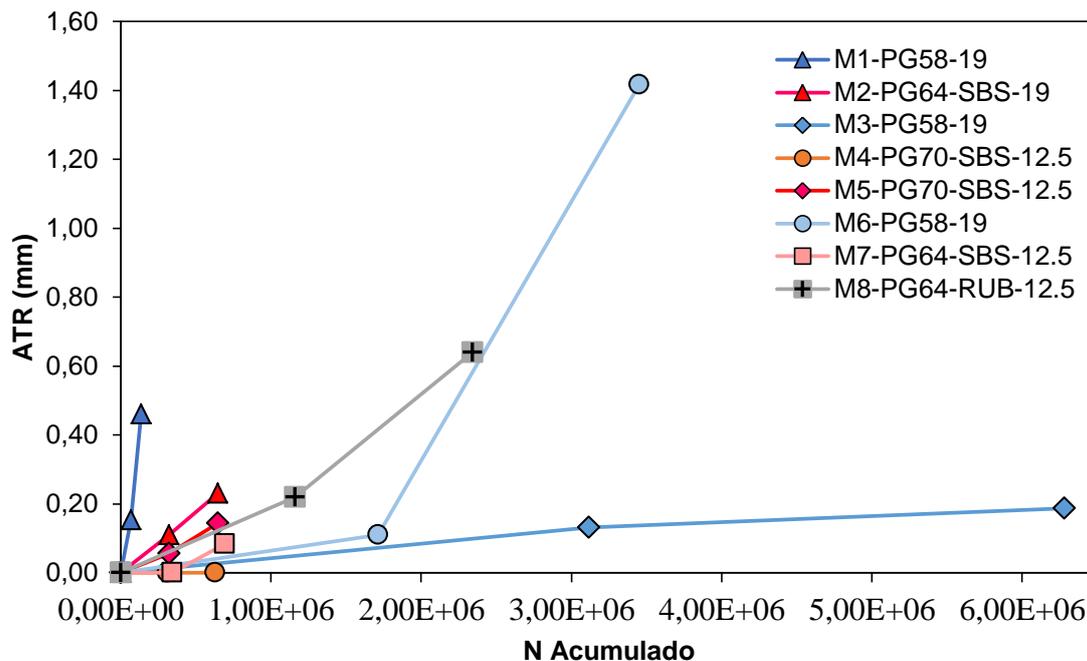
4.3 ANÁLISE ATR EM CAMPO E AVALIAÇÃO DE COMPORTAMENTO

Com o objetivo de analisar o comportamento em campo frente à deformação permanente, 8 trechos foram monitorados, trechos esses onde as misturas asfálticas que compõe esta pesquisa foram aplicadas.

Os trechos estudados estavam submetidos a diferentes níveis de tráfegos, acarretando em diferentes resultados de ATRs. Os dados de ATR foram relacionados à solicitação do tráfego (número N), com o objetivo de classificar os dados em conformidade de um parâmetro único, obter o ATR ocasionado pela passagem de cada número N, por intermédio da razão ATR/N acumulado. A Figura 57 a mostra a evolução do ATR acumulado, em tempo contínuo, por N acumulado nas misturas, já Figura 58 ilustra a evolução do ATR em conformidade com o ATR/N acumulado em 6 meses e 12 meses.

A Figura 57 ilustra a evolução do ATR por mistura, apresentando o afundamento em frente ao N acumulado.

Figura 57 – Medição ATR acumulado por N acumulado



Fonte: Do autor (2020).

Ao observar a mistura M2-PG64-SBS-19, percebe-se que em sua evolução de ATR acumulado, existe uma tendência contínua de aumento (reta), então, a proporção de ATR em 6 meses para 12 meses pode ser considerada igual. Este fato acontece de mesma maneira para a mistura M5-PG64-SBS-19, mas em uma menor acumulo de ATR ao logo do tempo, com um menor N acumulado, podendo se observar certa paralelidade entre as retas destas misturas. Ao analisar a mistura M1-PG58-19, percebe-se que o tráfego se tornou duas vezes maior, e o ATR/N teve um crescimento elevado, então, se o tráfego dobrou e a taxa de ATR cresceu é por que desencadeou um elevado acúmulo de ATR neste segundo período, entre 6 meses e 12 meses. Então, ao observar a mistura M1-PG 58-19 na Figura 57, observa-se uma taxa de crescimento maior no período de 6 a 12 meses.

A mistura M1-PG58-19 de ligante convencional, apresentando teor mais alto pelo ensaio de rotarex e forno em comparação ao teor de projeto, para um tráfego muito baixo, apresenta um acúmulo de ATR muito superior às demais quando comparado para os mesmos valores de N acumulado. A mistura M6-PG58-19 apresentou um acúmulo de deformação pequeno durante o primeiro período de 6 meses, de fato, menor que três das misturas com ligante modificado por SBS e que a misturas com asfalto borracha. Entretanto, para o segundo período, o acúmulo de ATR ocorreu em uma taxa muito elevada, o que pode sugerir que a massa em pista bem compactada não passou por processo de densificação do tráfego,

aguentando bem os primeiros 6 meses, mas agora já vem sofrendo com o problema do cisalhamento de massa asfáltica. Entretanto, a mistura M3-PG58-19 também composta por um ligante convencional, que possui um maior N acumulado entre todas as misturas, apresenta um baixo afundamento. Ainda, esta mistura possui mesmo ATR que a mistura M5-PG70-SBS-12.5 para uma taxa de tráfego muito maior, mesmo a mistura M5 sendo estruturada por um ligante modificado. Misturas asfálticas compostas por/com ligante convencional tendem a ceder às forças de aplicação de forma mais rápida, com exceção desta mistura M3-PG58-19 presente nesta pesquisa. O parâmetro FN não foi capaz de explicar esse bom desempenho até o momento.

Algumas análises dos parâmetros da composição da mistura M3-PG58-19 fazem-se necessárias para um melhor entendimento do por que desta mistura apresentar este comportamento. O teor de ligante foi o primeiro estruturante da mistura a ser observado. O teor de ligante da mistura M3-PG58-19, perante o forno, foi de 5,49; da mistura M1-PG58-19 o teor de 5,20 e da M6-PG58-19 teor de 5,32. Em relação do teor em conformidade ao de projeto, estão: M1 = 4,95; M3 = 5,54 e; M6 = 5,30. Então, percebe-se que o teor está muito parecido com o teor de projeto da mistura M3-PG58-19, podendo ser concluído que esta mistura asfáltica não passou por uma redução de ligante asfáltico com o intuito de melhorar a deformação permanente. Pois se sabe, que ao diminuir o teor de ligante perante o teor apresentado no projeto, esta possui um desempenho melhor referente à deformação permanente, porém pior em relação ao fenômeno da fadiga. Então, conclui-se que esta não é uma massa seca, e que o bom desempenho frente ao ATR não é pelo motivo de redução do teor de ligante. Porém, ao observar esta mistura asfáltica perante os resultados de Hamburgo Test, apresentados na Figura 56, a mistura M3-PG58-19 teve um dos melhores desempenhos apresentados dentre todas as misturas avaliadas, e em comparação as outras misturas com ligante convencional, obteve um resultado muito satisfatório, de 2,2 mm, sendo o melhor entre as 3 misturas. Ainda em relação à mistura M3-PG58-19, um fato observado a campo foi que, ao realizar o levantamento de ATR de 12 meses dessa, verificou-se que embora o ATR fosse muito pequeno, o revestimento encontrava-se com 100% de área trincada, ainda que a massa não estivesse aparentemente “seca”.

Ao se reportar ao parâmetro FAD (%) e AG do Bailey das misturas M1-PG58-19, M3-PG58-19 e M6-PG58-19, mostrados na Tabela 28, percebe-se que a mistura M3 apresenta um FAD menor que as outras duas misturas convencionais e um AG do Bailey maior, o que pode levar a suspeita que o arranjo granulométrico possa estar interferindo para o ganho de desempenho nos resultados da mistura M3.

Quando analisado para um mesmo N incidente no pavimento, o ligante borracha está com o um afundamento intermediário em relação aos ligantes modificados por polímeros, em outras palavras, se realizasse uma progressão, os ligantes polímeros, em uma mesma situação de tráfego, iriam encontrar-se em um nível próximo de ATR ao ligante com asfalto borracha. Embora, no final do gráfico da Figura 56, o ligante com asfalto borracha apresenta maior afundamento, esse, já foi solicitado a muito mais repetições, mesmo apresentando, primeiramente, o mesmo comportamento dos ligantes modificados por polímero, como a M5-PG70-SBS-12.5, por exemplo.

Ao analisar as misturas de acordo com a data de aplicação de cada, pode-se ter um outro olhar perante o desenvolvimento de ATR. A coleta e aplicação da mistura M1-PG58-19 foi em abril (item 4.1.1.1), então, os primeiros 6 meses de aplicação desta mistura foram até outubro, passando por todo inverno, sendo uma situação favorável para o não-desenvolvimento de ATR, e os próximos 6 meses passou-se todo o verão, chegando a março, isso explica, talvez, o porquê de esta mistura possuir uma taxa de elevação inicial e depois a mesma taxa elevou, inverno, depois verão, desencadeando aumento na quantidade de ATR. Provavelmente, nos próximos 6 meses o acúmulo continuará a crescer, porém em um índice não tão acelerado.

As misturas M2-PG64-SBS-19 e M5-PG70-SBS-12.5, ambas aplicadas no dia 29 de maio de 2020, e, além de possuírem o mesmo tipo de ligante (SBS 60/85), desenvolveram, quase, uma mesma performance em campo, como já supramencionado. Aplicadas no começo do inverno até o mês de novembro, primeiros 6 meses, passando pelo verão, chegando aos 12 meses. Porém houve uma constância em seus comportamentos, comportamentos esses, com um índice mais elevado pela mistura M2-PG64-SBS-19, porém em paralela com a mistura M5-PG70-SBS-12.5, independente sendo estação de inverno ou verão.

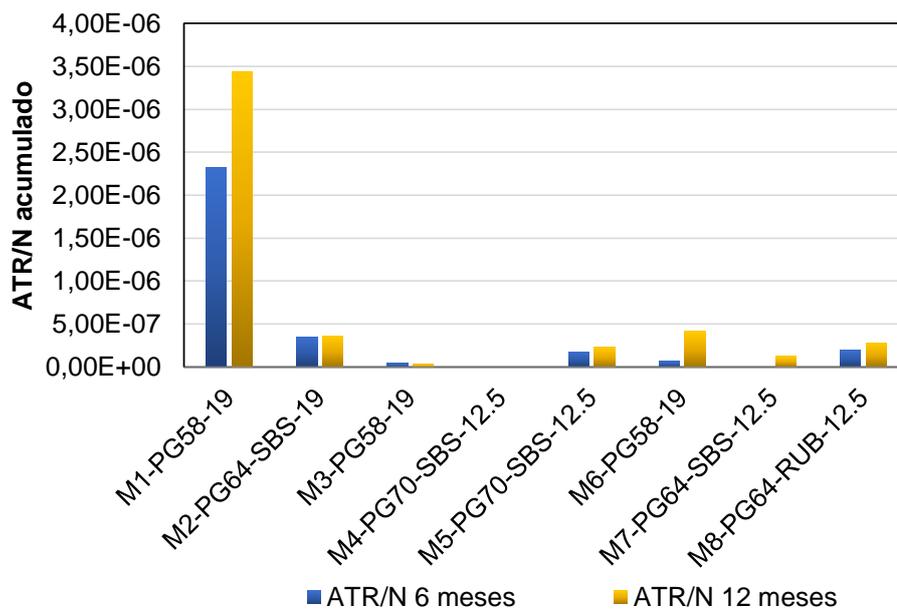
A mistura M3-PG58-19 teve um comportamento não influenciado pela estação em que foi aplicada, pois possuiu uma constância, assim como a mistura M4-PG70-SBS-12.5, que não apresentou ATR.

A mistura M6-PG58-19 aplicada na data de 22 de agosto de 2019, no final do inverno (22 de setembro), indo até fevereiro, primeiros 6 meses, teve um ATR menor que quando comparado em seu período de meses no inverno, indo de março a agosto, fechando 12 meses. Situação contrária da mistura M7-PG64-SBS-12.5, que aplicada em 15 de maio de 2019, em que seus primeiros 6 meses foram no inverno chegando a outubro, não apresentando ATR, mas nos 6 meses seguintes, de novembro a abril, apresentou ATR, sugerindo as altas temperaturas como influenciadoras da maior taxa de acúmulo de afundamentos.

A M8-PG64-RUB-12.5, mistura borracha, aplicada em outubro, apresentou ATR em seus primeiros 6 meses, sendo este tempo a passar pelo verão, e os próximos 6 meses, passando pelo inverno, apresentando maior ATR neste segundo período do que em relação ao primeiro período, fechando 12 meses. Este fato pode ser comparado à situação da mistura M6-PG58-19.

A mistura M4-PG70-SBS-12.5 é a melhor mistura em relação à deformação permanente. Esta mistura pode ser considerada uma mistura diferente em relação às demais devido a sua curva granulométrica, que pode ser observada na Figura 39, pois seu esqueleto pétreo não possui um valor relevante de agregados graúdos nem de finos, mas uma quantidade muito alta de agregados 3/8. Além disso, em relação ao teor de ligante, sendo o de projeto 5,30, e o teor de ligante pelo forno 4,14, com uma diferença de teor -1,16, o que a caracteriza como uma massa “seca”. Desta maneira, fazendo desta massa asfáltica ótima em relação à deformação permanente. Embora produzida com um teor de ligante muito inferior ao de projeto, até o momento esta mistura apresenta um grau pequeno de trincamento.

Figura 58 – Misturas e ATR/N acumulado em 6 e 12 meses.



Fonte: Do autor (2020).

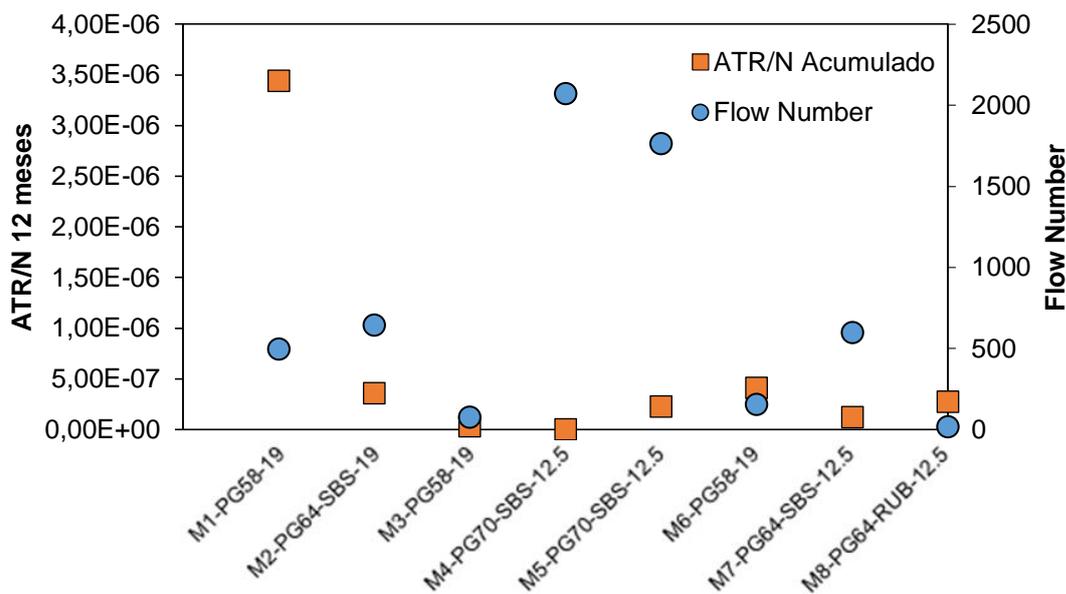
Na Figura 58 pode ser observado, que, obviamente, os valores de ATR/N acumulado em 12 meses, aumentaram em todas as misturas, porém em proporções diferentes. De tal forma que os levantamentos de ATR são realizados a cada 6 meses, verifica-se que se o valor

acumulado de tráfego dobrar, o de afundamento dobraria se a taxa de afundamento por ciclo fosse a mesma. A medida que a taxa de ATR/N acumulado cresce, sugere-se que está ocorrendo um maior afundamento por ciclo no período. Para a mistura M1-PG58-19, o valor acumulado de ATR foi maior para o segundo período de verificação, assim como para as misturas M6-PG58-19 e M7-PG64-SBS-12.5 sugerindo maiores taxas de deformação por N no período entre 6 e 12 meses. As misturas M2-PG64-SBS-19 e M5-PG70-SBS-12.5 apresentaram estabilidade de taxas de afundamento para os dois períodos analisados até o momento. Já, a mistura M3-PG58-19 exibiu pequena redução da taxa de afundamento no segundo período, sugerindo uma possível tendência de início de estabilização do fenômeno.

Em suma, a mistura M4-PG70-SBS-12.5 não apresenta nenhum ATR. A mistura M8-PG64-RUB-12.5, com ligante borracha, está resistindo bem, na média em relação aos ligantes polímeros, ou até melhor. Já os ligantes convencionais apresentam um pior desempenho, com exceção do ligante na mistura M3-PG58-19.

4.3.1 Análise de ATR/N Acumulado por ensaios mecânicos

De forma a verificar quais ensaios e parâmetros melhor representam o ATR observado em campo, foram confrontados nas Figura 59 a Figura 60, os resultados encontrados em ensaios mecânicos e os ATRs medidos em pista.

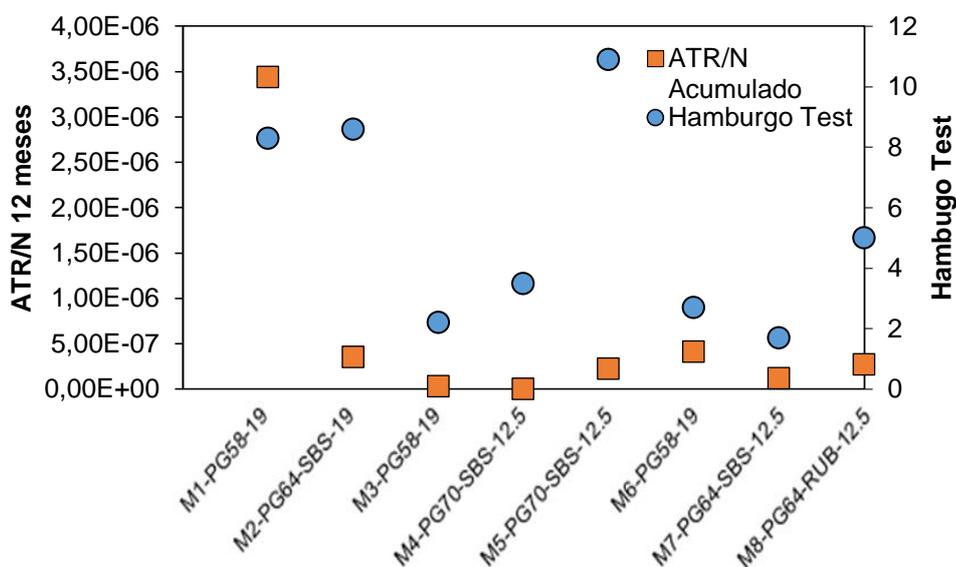
Figura 59 – ATR/N Acumulado por *Flow Number*

Fonte: Do autor (2020).

Para indicativo de boas relações entre *FN* e ATR/N acumulado (Figura 59), espera-se verificar que altos valores de *FN* levem a baixos valores de afundamento por solicitação, da mesma forma que valores mais baixos de *FN* levem a altos valores de afundamento por N. Para este comparativo, apenas a M8-PG70-RUB-12.5 não respeitou esta relação, com valor muito baixo de *FN* (18 ciclos), mas com uma resposta intermediária de ATR/N acumulado entre as misturas avaliadas. Sugere-se assim, já a capacidade do ensaio de *Flow Number* de representar com certa acurácia o comportamento de campo, com exceção para a mistura com ligante modificado por borracha.

Quando analisado os resultados de Hamburgo Test, espera-se que maiores afundamentos no ensaio estejam ligados a maiores afundamento em pista. Ao verificar tal comportamento (Figura 60), verifica-se que tal pressuposto não é atingido, com misturas que se mostram melhor no teste de Hamburgo se comportando com pior desempenho em campo.

Figura 60 – ATR/N Acumulado por Hamburgo Test



Fonte: Do autor (2020).

Novas verificações quanto às previsões entre laboratório e campo serão discutidas na seção 4.4 em seguida.

4.4 ANÁLISES ENSAIOS *VERSUS* ENSAIOS

Neste eixo serão apresentados os resultados entre os ensaios realizados nas misturas asfálticas com o objetivo de correlação entre os resultados obtidos para os diferentes testes indicativos de resistência à deformação permanente. Primeiramente, serão apresentados todos os resultados possíveis destas correlações (Tabela 36) entre os ensaios e seus resultados. Serão apresentados resultados em proporcionalidade “ensaios *versus* ensaios”, pelo coeficiente R^2 , com todas as misturas que compõem esta pesquisa. Em seguida, os resultados em conformidade com os ligantes convencionais (CAP 50/70) e os ligantes modificados por polímero (SBS 60/85), vindos a serem discutidos, detalhadamente, os resultados mais satisfatórios. A mistura com ligante borracha foi retirada desta segunda relação, assim, finaliza-se esta fase de análise.

Os critérios de qualidade para R^2 (TRAN e HALL, 2005; YUSSOF et al. 2010) são apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 – Critérios estatísticos de qualidade de ajuste.

Critério	R²
Excelente	$\geq 0,90$
Bom	0,70 - 0,89
Regular	0,40 - 0,69
Ruim	0,20 - 0,39
Muito Ruim	$\leq 0,19$

Fonte: Adaptado de Tran e Hall, (2005); Yussof et al. (2010).

Estes critérios são utilizados mais, nesta pesquisa, a fim de uma melhor análise dos resultados da mistura, em relação aos ensaios, as propriedades da mistura e parâmetros volumétricos.

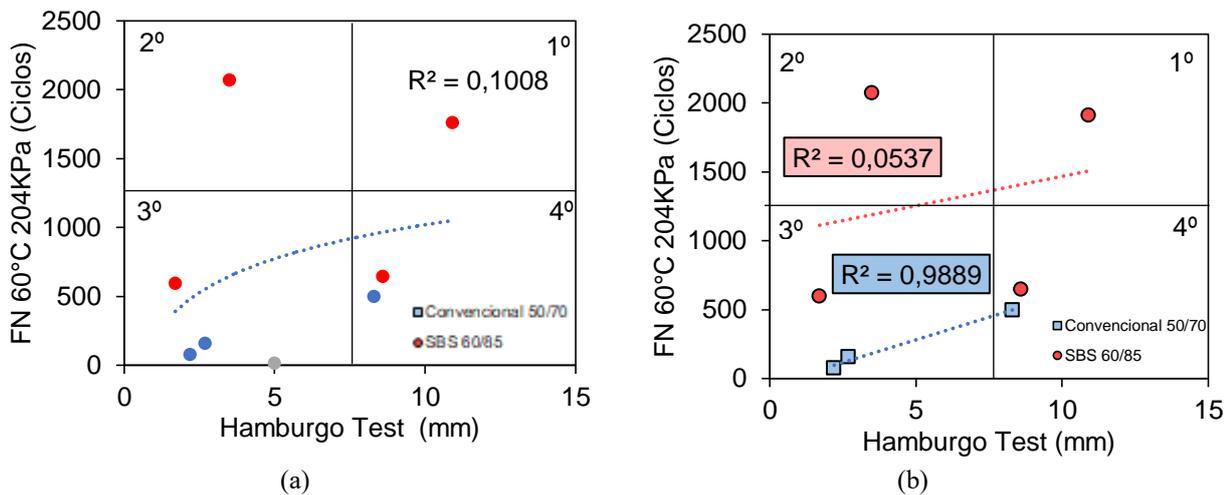
Tabela 36 - Resultados ensaios versus ensaios pelo parâmetro de coeficiente de determinação ajustado (R^2)

Ensaio versus Ensaio		R^2		
		Tod. Mist.	CAP 50/70	SBS 60/85
Flow Number	Hamburgo Test	0,1237	0,9889	0,0537
Flow Number	E (54°C 1 Hz)	0,8927	0,8118	0,7064
Flow Number	E/senφ (54°C 1Hz)	0,9353	0,9843	0,8015
Flow Number	ATR (mm) 6 meses	0,4988	0,6078	0,0959
Flow Number	ATR (mm) 12 meses	0,3002	0,0170	0,287
Flow Number	JnR PG	0,3438	0,8805	0,0375
Flow Number	JnR 64°C	0,6890	0,6575	0,567
Flow Number	G* 65°C 1Hz	0,3079	0,8746	0,9034
Flow Number	G* /senφ 1Hz	0,316	0,9071	0,8992
Hamburgo Test	E (54°C 1 Hz)	0,0193	0,7230	0,0178
Hamburgo Test	E/senφ (54°C 1Hz)	0,0382	0,9476	0,0032
Hamburgo Test	ATR (mm) 6 meses	0,0325	0,7077	0,6107
Hamburgo Test	ATR (mm) 12 meses	0,0320	0,0548	0,479
Hamburgo Test	JnR PG	0,0465	0,9400	0,0911
Hamburgo Test	JnR 64°C	0,1334	0,7534	0,2906
Hamburgo Test	G* 65°C 1Hz	0,0589	0,7969	0,0794
Hamburgo Test	G* /senφ 1Hz	0,0607	0,8373	0,0771
E (54°C 1 Hz)	E/senφ (54°C 1Hz)	0,9915	0,8891	0,9877
E (54°C 1 Hz)	ATR (mm) 6 meses	0,5981	0,8345	0,577
E (54°C 1 Hz)	ATR (mm) 12 meses	0,2985	0,0978	0,4805
E (54°C 1 Hz)	JnR PG	0,4978	0,4837	0,2251
E (54°C 1 Hz)	JnR 64°C	0,4256	0,2272	0,5413
E (54°C 1 Hz)	G* 65°C 1Hz	0,2684	0,9925	0,8217
E (54°C 1 Hz)	G* /senφ 1Hz	0,2759	0,9808	0,8264
E/senφ (54°C 1Hz)	ATR (mm) 6 meses	0,5981	0,5431	0,2159
E/senφ (54°C 1Hz)	ATR (mm) 12 meses	0,2985	0,0005	0,4544
E/senφ (54°C 1Hz)	JnR PG	0,4978	0,7880	0,1896
E/senφ (54°C 1Hz)	JnR 64°C	0,4377	0,5347	0,5826
E/senφ (54°C 1Hz)	G* 65°C 1Hz	0,3225	0,9451	0,8858
E/senφ (54°C 1Hz)	G* /senφ 1Hz	0,3307	0,9664	0,889
ATR (mm) 6 meses	JnR PG	0,3851	0,1176	0,6717
ATR (mm) 6 meses	JnR 64°C	0,1478	0,0060	0,9846
ATR (mm) 6 meses	G* 65°C 1Hz	0,0241	0,2574	0,0161
ATR (mm) 6 meses	G* /senφ 1Hz	0,0243	0,3043	0,0161
ATR (mm) 12 meses	JnR PG	0,1252	0,2162	0,0430
ATR (mm) 12 meses	JnR 64°C	0,3304	0,4705	0,0014
ATR (mm) 12 meses	G* 65°C 1Hz	0,1594	0,0525	0,1825
ATR (mm) 12 meses	G* /senφ 1Hz	0,1566	0,0317	0,1825
JnR PG	G* 65°C 1Hz	0,0022	0,5703	0,2385
JnR PG	G* /senφ 1Hz	0,0017	0,6215	0,2442
JnR 64°C	G* 65°C 1Hz	0,8343	0,3527	0,8192
JnR 64°C	G* /senφ 1Hz	0,8369	0,3037	0,8172

Fonte: Do autor (2020).

Na Figura 61 até a Figura 75 estão apresentadas às correlações obtidas entre os ensaios mecânicos. Foram apresentadas as correlações mais satisfatórias. Em um primeiro momento, todas as misturas juntas (a), e a seguir, as misturas separadas por tipo de ligantes (b), a excluir a mistura com asfalto borracha por apresentar dados muito discrepantes.

Figura 61 – Correlação ensaios *Flow Number* e Hamburgo Test.



Fonte: Do autor (2020).

Na Figura 61 são apresentados resultados de 2 ensaios de deformação permanente, *Flow Number*, sendo um ensaio de compressão axial, e o Hamburgo Test, utilizando de uma roda de aço alternada a passar pela amostra. Teoricamente, o Hamburgo Test se assemelha mais com a situação de campo, ao passar a roda pelo pavimento aplicando uma determinada carga. Na teoria, ao ensaiar o mesmo material com metodologias diferentes, os resultados deveriam ser parecidos, porém sabe-se que ambos os ensaios são empíricos, logo não é o que acontece na realidade. A comparação foi realizada para observar a semelhança, ou não, dos resultados.

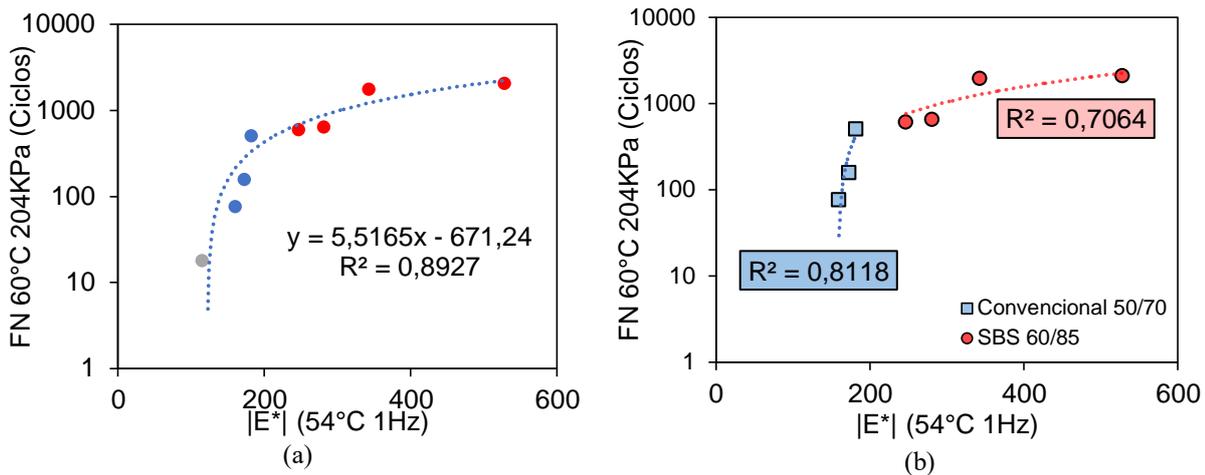
Como pode se notar, os resultados de *FN* foram bastante diferentes dos resultados de Hamburgo Test. Não se esperava tanta diferença de resultados. Esperava-se que as melhores respostas das misturas asfálticas no *FN*, também fossem as de respostas mais satisfatórias no Hamburgo Test, porém, não foi o que aconteceu perante as misturas com ligante modificado por polímero, como pode ser observado. Ou seja, apesar da relação Hamburgo Test *versus FN* não ser satisfatória, pois o fator que desencadeia a esta relação não ser suficiente, é o polímero, mas para misturas com ligante convencional já se pode concluir certa satisfação

obtida entre a relação. Schuster (2020) retrata que os polímeros são muito mais variáveis, dependendo de um terceiro que incorpora o mesmo, e de todos os aspectos da produção. Partindo desta premissa, talvez, alguma destas misturas com polímero, seja mais “fraca” que a outra, por motivos como por ter misturado ligante convencional no tanque, ou algum problema executivo com a mistura com polímero. Por ser mistura de campo, pode, também, ter tido sua temperatura muito elevada no momento de produção, afetando as propriedades do polímero. Já com o ligante convencional, isso não acontece por ser oriundo da mesma refinaria, logo sendo uma correlação mais satisfatória, como mencionado anteriormente. Elucidando este fato (Figura 61 - a), existem misturas muito boas perante o *FN*, como por exemplo, uma mistura com praticamente 1700 ciclos de *FN*, mas muito ruim em comparação ao ensaio Hamburgo Test, afundando cerca de 11 mm. Como tem-se misturas ruins para o *FN*, com valores muito baixos, em torno de 30 ciclos, porém satisfatórias para o Hamburgo, com 2 mm de afundamento. Diante disso, para este conjunto de mistura, não foram estabelecidas correlações satisfatórias entre ambos os ensaios.

Ao analisar separadamente (Figura 61 - b), para os convencionais “funcionou errado”, ou seja, acontece uma correlação boa, o *FN* está a aumentar, melhorando, e piorando no Hamburgo Test, acontecendo maior afundamento. Aconteceu uma correlação satisfatória, mas ao contrário do esperado.

Ainda, ao separar a Figura 61 (a e b) em quadrantes, percebe-se que na figura 61 (a), onde são correlacionadas todas as misturas, quatro dos concretos asfálticos analisados ficaram no 3º quadrante, significa que estas misturas tiveram resultados de *FN* ruim, porém de Hamburgo satisfatório. No 1º quadrante, uma mistura com ligante SBS, indicando resultado satisfatório perante o *FN*, mais de 1500 ciclos, mas ruim em relação ao ensaio de Hamburgo, mais e 10 mm, ultrapassando os 10 % (6 mm) considerados satisfatórios. Já no 2º quadrante, uma mistura com ligante SBS, apresentou resultados satisfatórios tanto para *FN*, com mais de 2000 ciclos, quanto para Hamburgo. No 4º quadrante, duas misturas, uma com ligante convencional e uma com SBS, apresentaram valores altos de Hamburgo, passando dos 6 mm recomendados por norma, e baixos ciclos de *FN*. Conseqüentemente, a Figura 61 (b), quando se exclui a mistura com ligante borracha (cinza da figura a), as misturas ficam situadas nas mesmas áreas dos quadrantes em comparação a (a). Além disso, pode-se concluir que o ensaio de *FN* é mais conservador.

De forma a correlacionar os resultados de *Flow Number* com indicadores de rigidez das misturas, exhibe-se a Figura 62 e a Figura 63.

Figura 62 – Correlação *Flow Number* e $|E^*|$ (54°C 1Hz).

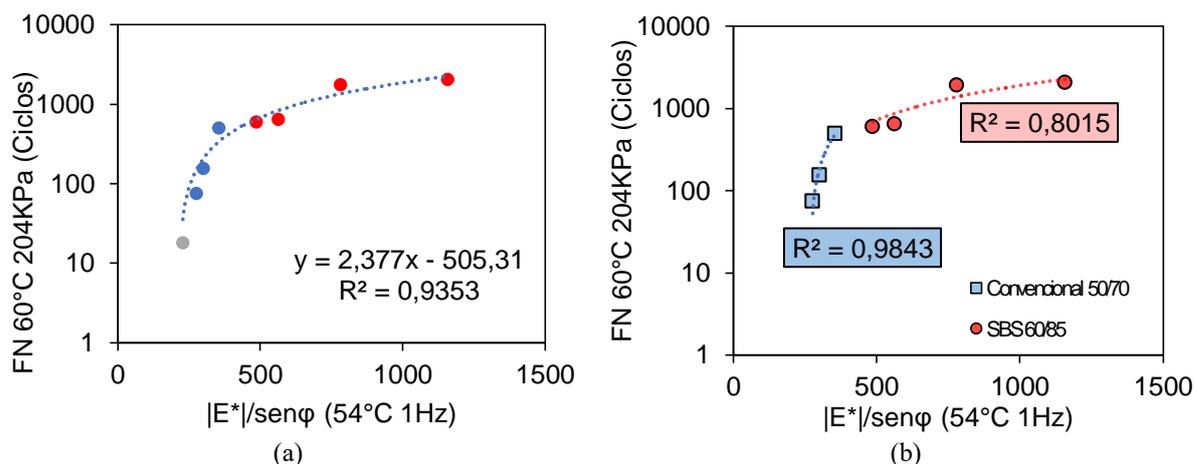
Fonte: Do autor (2020).

Na Figura 62, sem o *sen* do ângulo de fase, analisa-se, apenas, a rigidez, desencadeando uma boa correlação entre este parâmetro e os valores de *FN*. Apenas com o $|E^*|$, já se obtém uma correlação com valor de $R^2=0,8927$, assim, percebe-se que a rigidez da mistura asfáltica em altas temperaturas é fator preditivo, extremamente, importante na resistência à deformação permanente. A divisão desta figura em (a) e (b) foi pelo mesmo motivo anteriormente mencionado: diferença entre ligante convencional e o de polímero.

Conforme apresentado nas Figuras 10, 11 e 12 percebe-se, ainda, que o domínio de comportamento da deformação permanente, não é o mesmo da rigidez: um trabalha no domínio das pequeníssimas deformações e outro trabalha grandes deformações. Então, teoricamente, entende-se que são diferentes, porém, mesmo assim na prática, a relação $|E^*|$ versus *FN* funcionou muito bem, em outras palavras, existe uma relação forte, mesmo sendo domínios diferentes. Conclui-se, ainda, que o indicador de módulo complexo, futuramente, pode ser um bom indicador de deformação permanente.

Além da relação direta de *FN* com o valor de rigidez a 54°C e 1Hz, o parâmetro reológico $|E^*|/\text{sen}\varphi$ também foi testado conforme Figura 63. Este parâmetro leva em conta, além da rigidez propriamente dita, também o valor de ângulo de fase (φ) para a mesma condição, buscando acrescentar um indicador de viscosidade à relação.

Figura 63 – Correlação *Flow Number* e $E/\sin\varphi$ (54°C 1Hz).

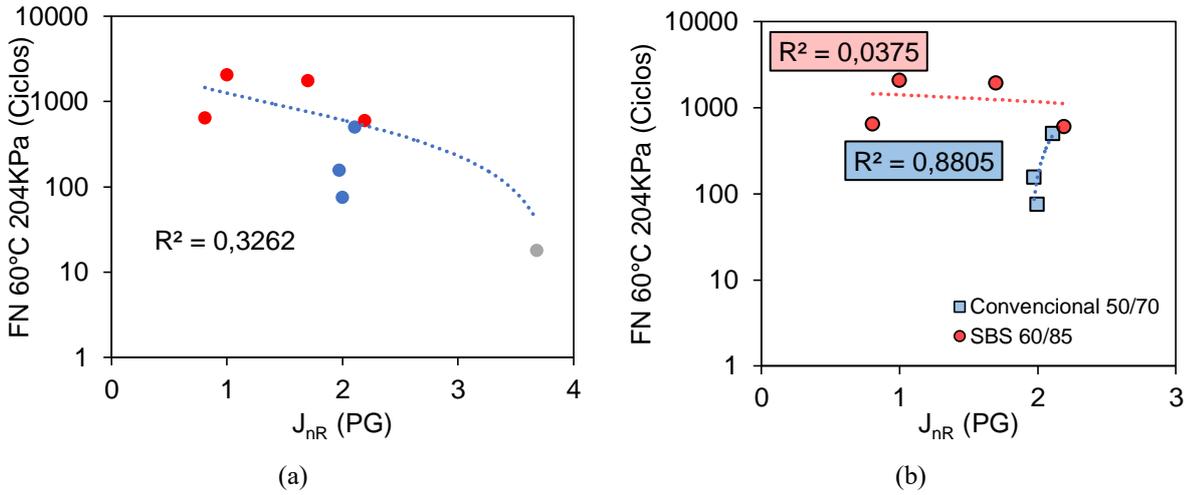


Fonte: Do autor (2020).

Conforme pode-se observar na Figura 63, verifica-se uma correlação excelente do parâmetro $|E^*|/\sin\varphi$ com a resistência a deformação permanente. Foi realizada a divisão pela tipologia de ligante, como ilustra a Figura 63 (b), analisando, separadamente, os ligantes convencionais (50/70) dos ligantes com polímeros (SBS 60/85). Verifica-se que a caracterização de rigidez já consegue captar os efeitos dos modificadores, de forma que a relação $|E^*|/\sin\varphi$ pode ser utilizada conjuntamente, independentemente do tipo de ligante utilizado, visto que analisando separados, ou não, as correlações são muito satisfatórias. Conclui-se aqui que as maiores rigidezes e menores ângulos de fase nas altas temperaturas são os fatores determinantes para o melhor desempenho à deformação permanente quando analisada por meio do parâmetro *FN*.

De forma a analisar os resultados de *FN*, conjuntamente, com a resposta à deformação permanente dos ligantes analisada por meio do J_{NR} , é apresentada a Figura 64.

Figura 64 – Correlação ensaios *Flow Number* e J_{nR} (PG).

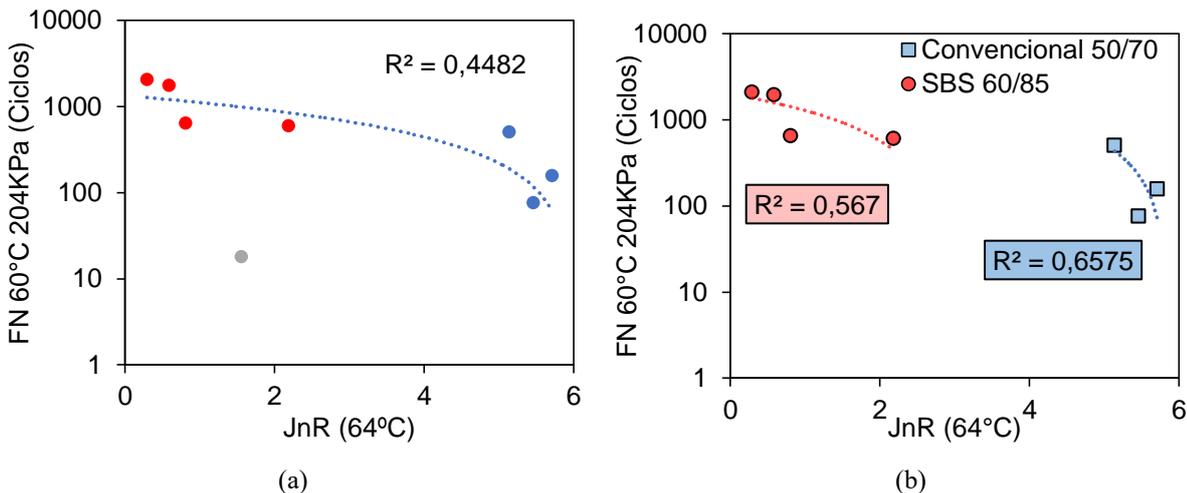


Fonte: Do autor (2020).

Ao analisar o *FN* e o J_{nR} na temperatura de PG, a correlação não é satisfatória, pois foram analisados ligantes bons em temperaturas mais altas, pois seus PGs são mais altos, e ligantes não tão bons em temperaturas mais baixas. Como o J_{nR} está muito atrelado a recuperação do ligante, a estes fatores, ao variar a temperatura, os resultados não são os mesmos, não se analisa em uma mesma situação, logo esta comparação não funcionou, como já se esperava.

Entretanto, baseado nestas observações, foi realizado o ensaio de J_{nR} com a temperatura fixa de 64°C, realizando-se as correlações, como observado na Figura 65.

Figura 65 – Correlação ensaios *Flow Number* e J_{nR} (64°C).

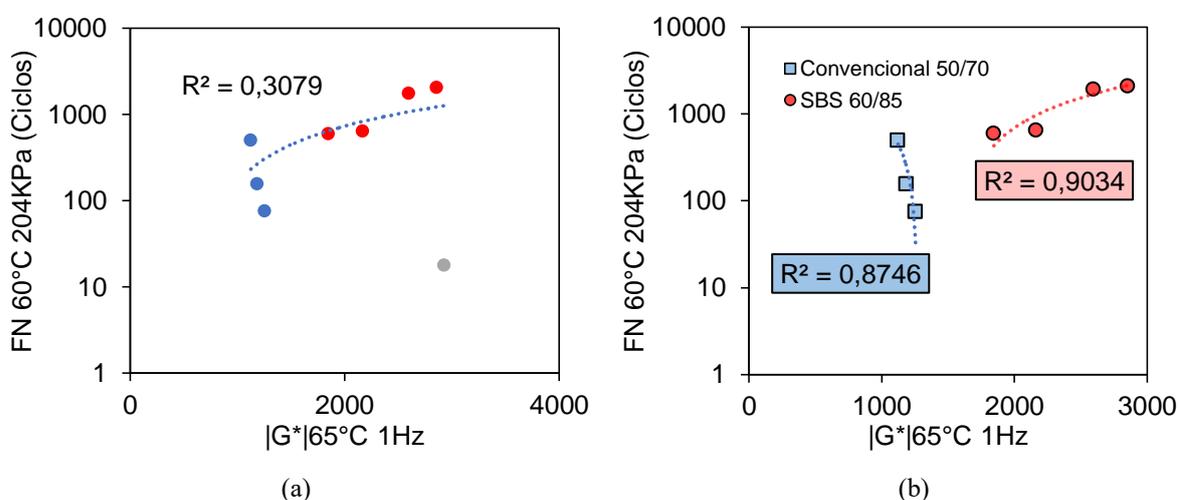


Fonte: Do autor (2020).

Como se pode observar, obteve-se uma correlação regular de FN e J_{nr} (64°C) quando analisados todas as misturas e ligantes conjuntamente. Entretanto, como os valores de J_{nr} são muito distintos entre os de ligantes modificados e os convencionais, ao se separar a análise por tipo de ligante, as correlações tornam-se mais satisfatórias. Contudo, já se esperava uma relação com parcela de imprecisão, visto que entre os marcadores avaliados (FN e J_{nr}) existe, ainda, toda a parcela de resposta à deformação permanente ligada ao esqueleto pétreo da mistura. Desta forma, os coeficientes de correlação encontrados são considerados satisfatórios.

Visto que o *Flow Number* está, intimamente, ligado à rigidez das misturas em altas temperaturas, tentou-se vincular seus resultados, também, frente à rigidez em altas temperaturas dos respectivos ligantes asfálticos, conforme Figura 66.

Figura 66 – Correlação ensaios *Flow Number* e $|G^*|_{65^{\circ}\text{C}} 1\text{Hz}$.

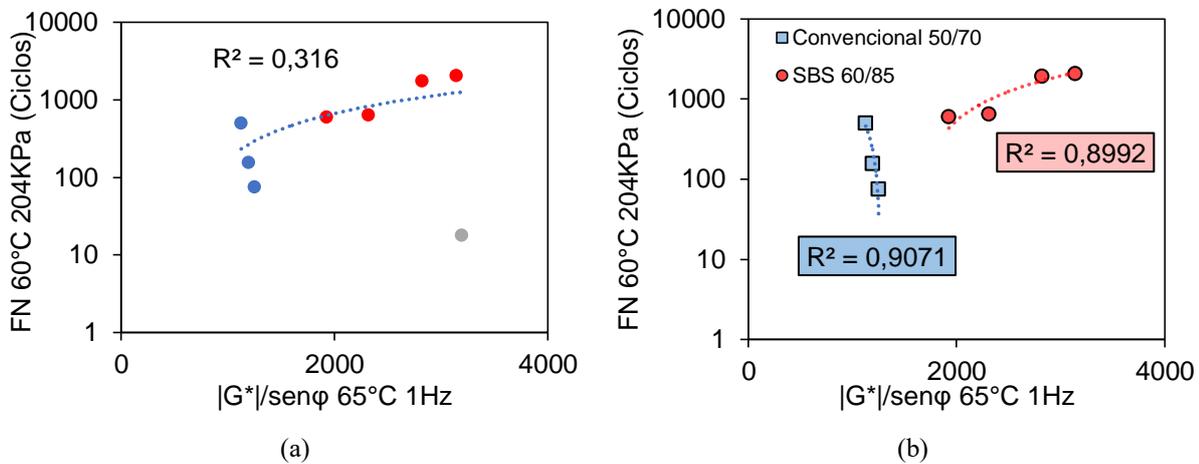


Fonte: Do autor (2020).

Ao correlacionar o FN com o $|G^*|_{65^{\circ}\text{C}} 1\text{Hz}$ observa-se que não existe uma boa performance quando se avalia todas as misturas asfálticas e seus diferentes tipos de ligantes (a). Porém, ao analisar separadamente (b), o valor e R^2 , tanto para misturas estruturadas com ligante convencional e ligante SBS, se encontram perto o valor de 1, o que se conclui uma escala melhor de relação. Nas misturas com ligante convencional, quanto maior o $|G^*|$, menor o FN , o que não era esperado, com a relação não respondendo à resistência ao afundamento. Já em misturas modificadas por polímero, ficou claro que quanto maior o $|G^*|$, maior a quantidade de ciclos para FN , e maior a resistência à deformação permanente.

De forma a avaliar, também, o parâmetro reológico $|G^*|/\text{sen}\phi$ 65°C 1Hz com os resultados de FN , exibe-se a Figura 67.

Figura 67 – Correlação *Flow Number* e $|G^*|/\text{sen}\phi$ 65°C 1Hz

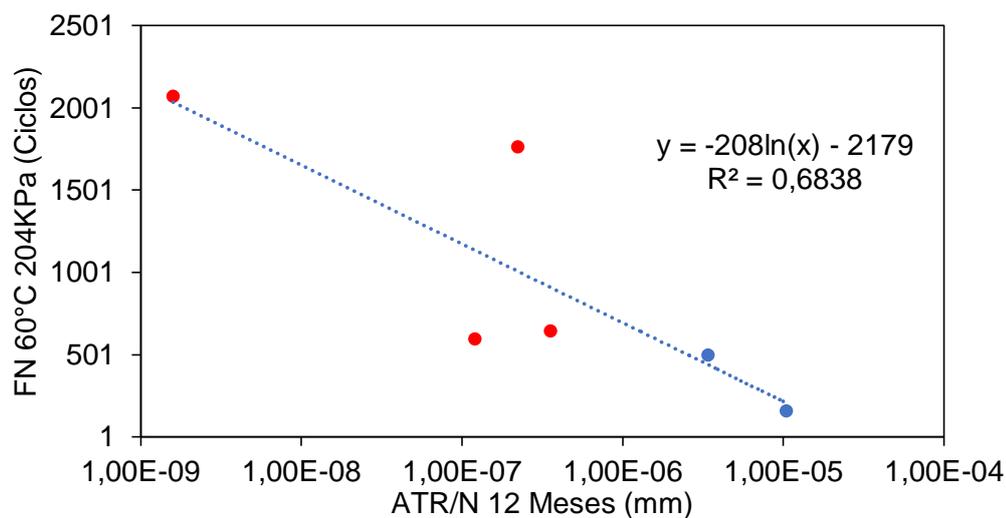


Fonte: Do autor (2020).

Para as correlações entre $|G^*|/\text{sen}\phi$ 65°C 1Hz e FN verifica-se respostas semelhantes as apresentadas quando analisa-se somente a parcela de rigidez $|G^*|$ 65°C 1Hz.

Por análise final do parâmetro FN dentro das relações entre os ensaios realizados, exibe-se na Figura 68, a correlação obtida para uma regressão logarítmica entre os resultados de FN e a variável ATR/N 12 meses obtida de campo. Para esta regressão os *outliers* M3-PG58-19 e M8-PG70-RUB-12.5 foram removidos, visto que implicam em uma performance muito satisfatória em campo para um FN muito baixo. Verifica-se por meio desta análise a boa concordância entre ambos os marcadores, sugerindo o ensaio de FN como um bom preditor da resistência à deformação permanente em pista.

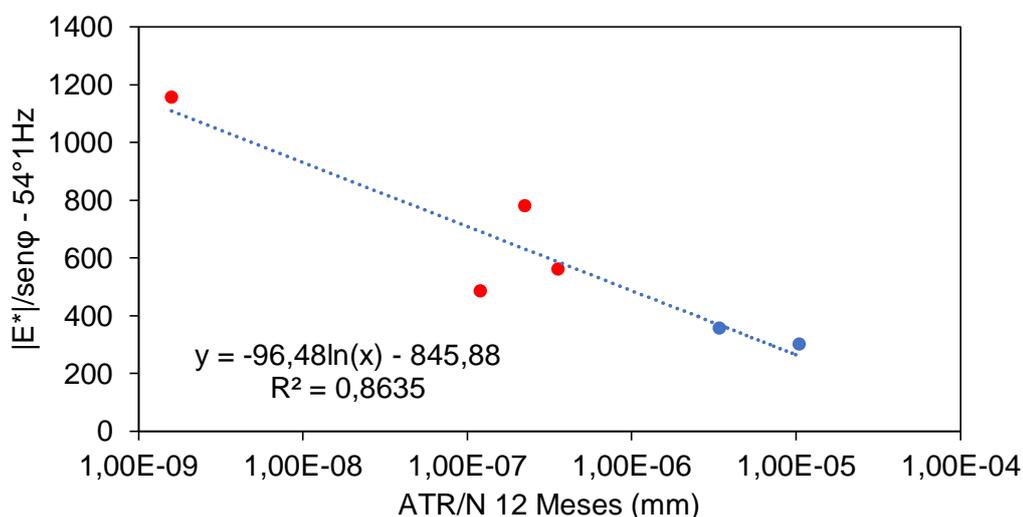
Figura 68 – Relação entre o Parâmetro FN e os valores de ATR/N 12 meses monitorados em pista



Fonte: Do autor (2020).

O mesmo protocolo de análise foi utilizado para avaliar a relação entre o ATR/N 12 meses monitorado em pista e o indicador reológico $|E^*|/\text{sen}\phi$ 54°1Hz das misturas, que aponta uma quase excelente correlação entre os dados observados, mostrando que a rigidez em altas temperaturas está intimamente ligada com a resistência à deformação permanente em pista (Figura 69).

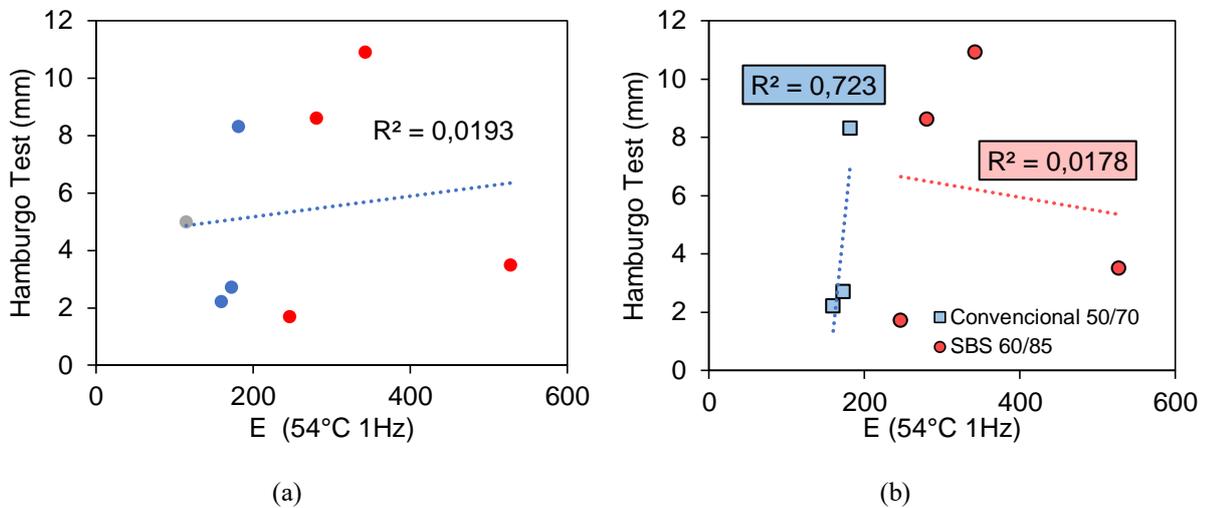
Figura 69 – Relação entre a rigidez em altas temperaturas ($|E^*|/\text{sen}\phi$ -54°1Hz) e a relação ATR/N 12 meses obtidas de campo



Fonte: Do autor (2020).

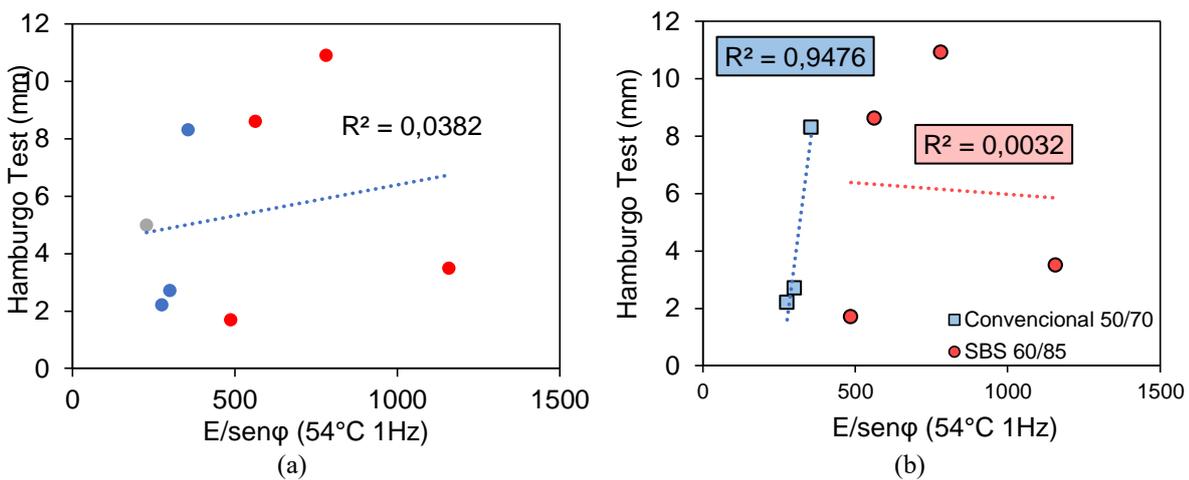
Para a relação entre os resultados de Hamburgo Test e rigidez das misturas nas altas temperaturas não foram obtidas correlações satisfatórias, conforme são apresentadas na Figura 70 e a Figura 71.

Figura 70 – Correlação Hamburgo Test (mm) e E (54°C 1Hz).



Fonte: Do autor (2020).

Figura 71 – Correlação ensaios Hamburgo e E/senφ (54°C 1Hz).



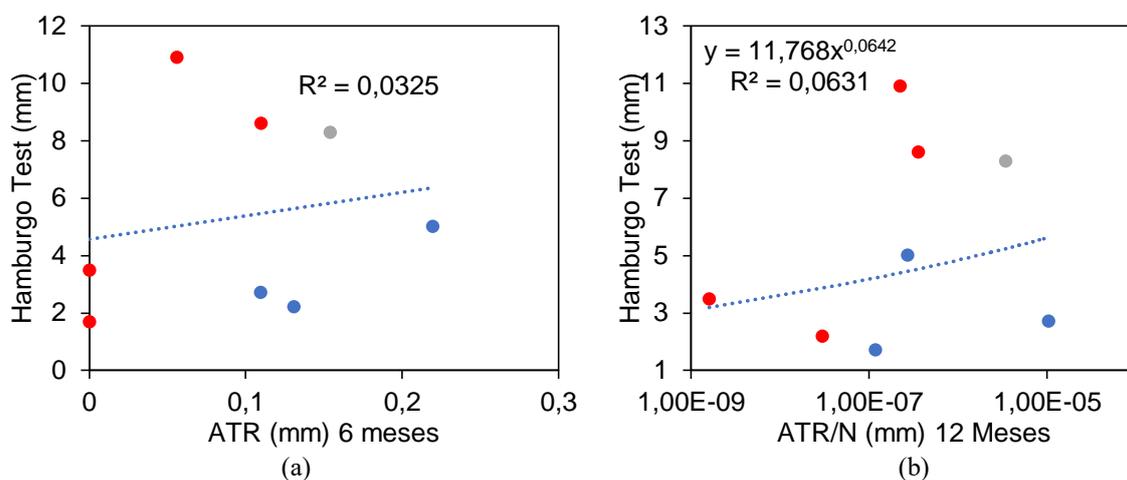
Fonte: Do autor (2020).

Embora as relações obtidas para as misturas com ligante convencional apresentem boas correlações, as tendências encontradas apresentam resultados contrários aos esperados, com as misturas mais rígidas nas altas temperaturas apresentando maiores afundamentos.

Quando analisadas as relações entre os afundamentos obtidos pelo ensaio de Hamburgo Test e os afundamentos monitorados em campo, sejam para ATR ou ATR/N, as

regressões também apontam para correlações muito fracas, de maneira que o ensaio de Hamburgo não foi um bom preditor de resistência à deformação permanente para o conjunto de misturas analisadas (Figura 72).

Figura 72 – Correlações Hamburgo com os indicadores de campo ATR 6 meses e ATR/N 12 meses.

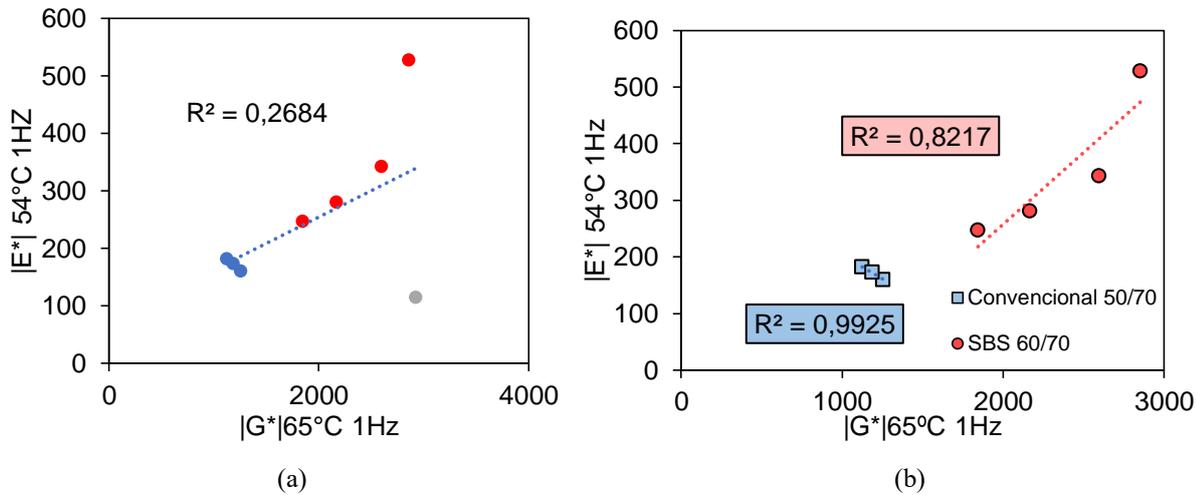


Fonte: Do autor (2020).

A equiparação entre o Hamburgo Test com os indicadores de J_{nR} , reológicos e de rigidez dos ligantes também não foram satisfatórios, por vezes com bons coeficientes de determinação R^2 , embora em tendências opostas as esperadas.

Visto que a condição de rigidez das misturas em altas temperaturas apresentou correlações muito satisfatórias em relação ao parâmetro FN e a relação ATR/N, torna-se de interesse verificar se a rigidez das misturas está atrelada a rigidez apresentada pelos respectivos ligantes (Figura 73).

Figura 73 – Correlação $|E^*|$ (54°C 1 Hz) e $|G^*|$ (65°C 1Hz).

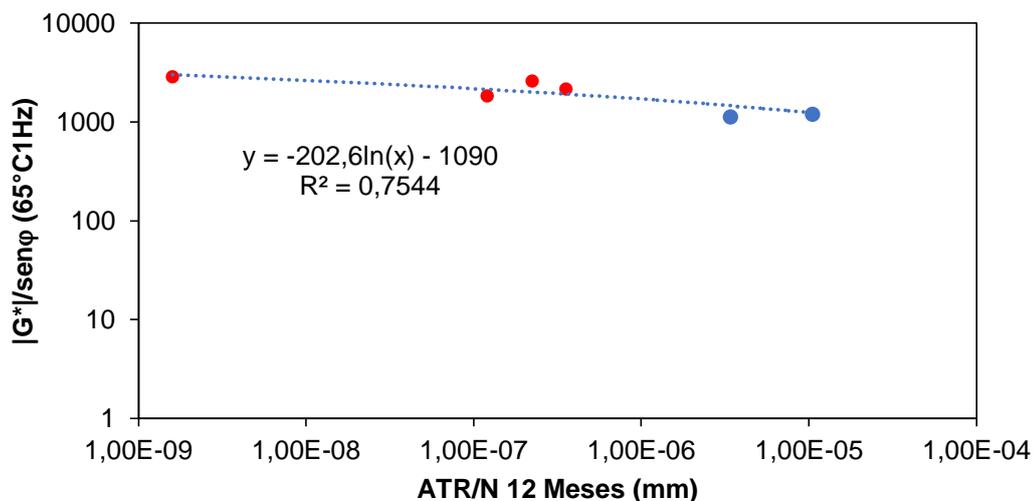


Fonte: Do autor (2020).

A Figura 73 (a) elucida a existência de um aumento do valor de $|E^*|$ (54°C 1 Hz) a proporção que aumenta o valor do $|G^*|$ (65°C 1Hz). Como exceção, tem-se a mistura M8-PG70-RUB-12.5, projetada com ligante modificado por inserção de borracha, que apresenta a maior rigidez para o grupo de ligantes avaliados, entretanto a menor rigidez entre as misturas, sendo este um fenômeno que merece estudos futuros de forma a ser elucidado. Quando são avaliados os ligantes separadamente, sem o ligante borracha, verifica-se boas indicações de que o comportamento de rigidez da mistura encontra-se muito vinculado ao ligante asfáltico. Para o ligante convencional, pode-se observar que os pontos se encontram muito próximos, indicando que mesmas relações de rigidezes foram obtidas para diferentes misturas e ligantes, resultados em valores de módulos muito semelhantes, independente das composições granulométricas. Para os ligantes modificados por SBS, a relação de aumento de rigidez do ligante e aumento da rigidez da mistura fica clara, sugerindo novamente que o impacto na rigidez da mistura está altamente atrelado ao comportamento do ligante.

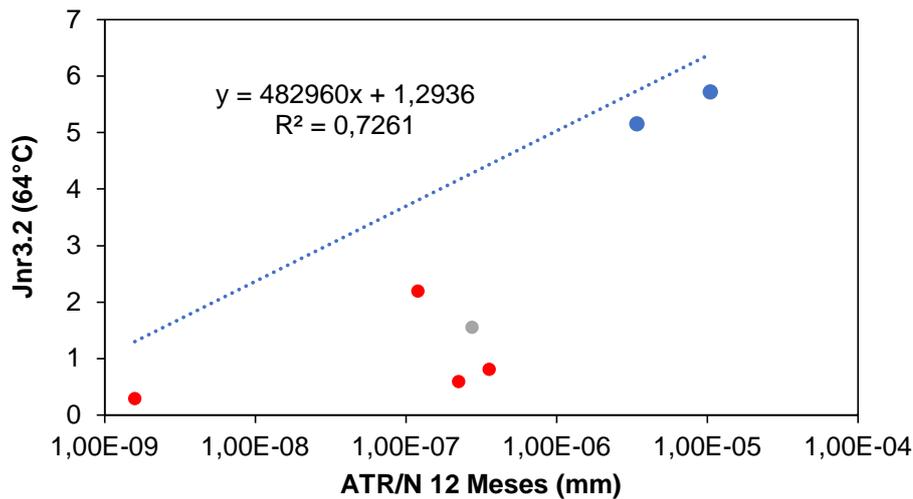
Visto que o comportamento de rigidez mistura/ligante apresenta-se altamente correlacionado, e sabendo que a rigidez da mistura é excelente preditora para a resistência ao afundamento em campo, torna-se necessário verificar a relação entre a rigidez do ligante ($|G^*|/\text{sen}\phi(65^\circ\text{C}1\text{Hz})$) e o parâmetro ATR/N acumulado, conforme apresentada na Figura 74.

Figura 74 – Correlação $|G^*|/\text{sen}\varphi$ (65°C1Hz) com o ATR/Nacum



Fonte: Do autor (2020).

A partir da Figura 74, verifica-se por meio de uma aproximação logarítmica, que a rigidez em altas temperaturas do ligante está, intimamente, ligada ao comportamento de resistência à deformação permanente em pista, com os ligantes modificados por polímero SBS, apresentando maiores rigidezes e menores afundamentos por N. Conclui-se assim, que a partir de ensaios reológicos de ligantes asfálticos, boas previsões de desempenho possam ser realizadas quanto à deformação permanente em pista. Precisoões a partir do parâmetro J_{nR} (3.2) do ligante, também foram realizadas conforme Figura 75.

Figura 75 – Relação do parâmetro J_{nr} com a relação ATR/N 12 meses

Fonte: Do autor (2020).

Elucida-se a partir da Figura 75 que o parâmetro J_{nr} (3.2), obtido pelos ensaios de *MSCR*, como sendo um bom indicador da resistência à deformação em campo (modelo linear, eixo ATR/N em escala logarítmica), com as misturas modificadas por polímero (pontos em vermelho) e a mistura modificada por inserção de borracha (ponto cinza) apresentando menores J_{nr} (3.2) e menores afundamentos por solicitação de N. A mistura M3-PG58-19 foi removida da relação por seu desempenho em campo não se assemelhar com nenhum dos indicadores de ensaios avaliados. As demais misturas com ligante convencional (pontos em azul) apresentaram maiores valores de J_{nr} (3.2) e maiores afundamentos por solicitação de N.

Percebe-se que ambos os indicadores de desempenho pautados pelo ligante asfáltico ($|G^*|/\sin\phi$ (65°C1Hz) e J_{nr} (3.2) explicaram com boa acurácia o desempenho em campo das misturas asfálticas. O marcador reológico $|G^*|/\sin\phi$ (65°C1Hz) apresentou melhores correlações (melhor modelo de ajuste baseado em regressão logarítmica) que o parâmetro J_{nr} (3.2) (melhor modelo de ajuste pautado em regressão linear), entretanto, não considerou o ligante modificado por borracha no ajuste, ligante este levado em conta para a correlação com o parâmetro J_{nr} (3.2).

4.5 CORRELAÇÕES DOS RESULTADOS DE ENSAIOS COM AS PROPRIEDADES DAS MISTURAS

Na tentativa de verificar quais propriedades das misturas possam estar influenciando de maneira mais significativa a resistência a deformação permanente das misturas, relações foram estabelecidas como na seção anterior. Primeiramente, serão apresentados todos os resultados do coeficiente R^2 em relação os resultados dos ensaios perante as propriedades das misturas (Tabela 37). Posteriormente, aqueles que apresentaram boas relações e tendências teoricamente plausíveis serão discutidos.

Tabela 37 – Resultados ensaios *versus* propriedade da mistura pelo parâmetro de coeficiente de determinação ajustado (R^2).

Ensaio <i>versus</i> Propriedade da mistura		R^2		
		Tod. Mist.	CAP 50/70	SBS 60/85
Flow Number	Passante 3/8	0,2883	0,2802	0,0603
Flow Number	Passante 4	0,0010	0,2342	0,3040
Flow Number	Passante 200	0,2358	0,9822	0,6559
Flow Number	Índice de forma 3/4	0,4375	0,5820	0,3790
Flow Number	Índice de forma 3/8	0,2797	0,1516	0,3278
Flow Number	Lamellaridade 3/4	0,2581	0,7673	0,1080
Flow Number	Lamellaridade 3/8	0,3311	0,4134	0,6030
Flow Number	Esfericidade	0,036	0,9848	0,0132
Flow Number	Angularidade	0,4031	0,4984	0,3472
Flow Number	Textura	0,8731	0,8821	0,8743
Flow Number	Forma 2D	0,0040	1	0,0763
Flow Number	Teor de Ligante Rotarex	0,2261	0,0078	0,0028
Flow Number	Teor de Ligante Forno	0,3837	0,8159	0,1851
Flow Number	AG Bailey	0,0347	0,9016	0,233
Flow Number	VAM (%)	0,1965	0,6492	0,0161
Flow Number	FAD	0,0002	0,0612	0,0355
Hamburgo Test	Passante 3/8	0,0888	0,3791	0,0241
Hamburgo Test	Passante 4	0,0514	0,3289	0,0807
Hamburgo Test	Passante 200	0,0007	0,9439	0,4416
Hamburgo Test	Índice de forma 3/4	0,5941	0,6835	0,6966
Hamburgo Test	Índice de forma 3/8	0,4815	0,2345	0,8135
Hamburgo Test	Lamellaridade 3/4	0,0798	0,8499	0,0008
Hamburgo Test	Lamellaridade 3/8	0,0826	0,3122	0,0822
Hamburgo Test	Esfericidade	0,8230	0,9997	0,8528
Hamburgo Test	Angularidade	0,6284	0,6032	0,7948
Hamburgo Test	Textura	0,3708	0,9411	0,3098
Hamburgo Test	Forma 2D	0,9541	1	0,9984
Hamburgo Test	Teor de Ligante Rotarex	0,0003	0,0372	0,0484
Hamburgo Test	Teor de Ligante Forno	0,0005	0,7278	0,2296
Hamburgo Test	AG Bailey	0,1735	0,8303	0,4225

(continua)

(conclusão)

Ensaio <i>versus</i> Propriedade da mistura	R ²			
	Tod. Mist.	CAP 50/70	SBS 60/85	
Hamburgo Test	VAM (%)	0,1268	0,7459	0,7618
Hamburgo Test	FAD	0,3461	0,1212	0,7439
E (54°C 1 Hz)	Passante 3/8	0,2284	0,0118	0,3377
E (54°C 1 Hz)	Passante 4	0,0031	0,0032	0,5719
E (54°C 1 Hz)	Passante 200	0,2827	0,9039	0,4250
E (54°C 1 Hz)	Índice de forma 3/4	0,3102	0,1655	0,1761
E (54°C 1 Hz)	Índice de forma 3/8	0,1722	0,0024	0,0937
E (54°C 1 Hz)	Lamellaridade 3/4	0,3850	0,3363	0,5049
E (54°C 1 Hz)	Lamellaridade 3/8	0,4680	0,8310	0,9756
E (54°C 1 Hz)	Esfericidade	0,0092	0,7066	0,1220
E (54°C 1 Hz)	Angularidade	0,2573	0,1081	0,1080
E (54°C 1 Hz)	Textura	0,6535	0,4861	0,4805
E (54°C 1 Hz)	Forma 2D	0,0516	1	0,6886
E (54°C 1 Hz)	Teor de Ligante Rotarex	0,4399	0,1243	0,2876
E (54°C 1 Hz)	Teor de Ligante Forno	0,5395	1	0,7228
E (54°C 1 Hz)	AG Bailey	0,0659	0,9833	0,2570
E (54°C 1 Hz)	VAM (%)	0,3769	0,2200	0,3235
E (54°C 1 Hz)	FAD	0,0721	0,0390	0,1157
E/senφ (54°C 1Hz)	Passante 3/8	0,2661	0,1755	0,284
E/senφ (54°C 1Hz)	Passante 4	0,0039	0,1374	0,5462
E/senφ (54°C 1Hz)	Passante 200	0,2908	0,9999	0,4979
E/senφ (54°C 1Hz)	Índice de forma 3/4	0,3376	0,4569	0,2262
E/senφ (54°C 1Hz)	Índice de forma 3/8	0,1908	0,0735	0,1400
E/senφ (54°C 1Hz)	Lamellaridade 3/4	0,3586	0,6539	0,4290
E/senφ (54°C 1Hz)	Lamellaridade 3/8	0,4447	0,5384	0,9405
E/senφ (54°C 1Hz)	Esfericidade	0,0149	0,9392	0,0926
E/senφ (54°C 1Hz)	Angularidade	0,2867	0,3743	0,1568
E/senφ (54°C 1Hz)	Textura	0,7172	0,7900	0,5824
E/senφ (54°C 1Hz)	Forma 2D	0,0264	1	0,5662
E/senφ (54°C 1Hz)	Teor de Ligante Rotarex	0,3722	0,0014	0,2068
E/senφ (54°C 1Hz)	Teor de Ligante Forno	0,4694	0,9023	0,6186
E/senφ (54°C 1Hz)	AG Bailey	0,0561	0,9630	0,2721
E/senφ (54°C 1Hz)	VAM (%)	0,3769	0,5261	0,2399
E/senφ (54°C 1Hz)	FAD	0,0721	0,0154	0,0570

Fonte: Do autor (2020).

Embora, como visto na Tabela 37, muitas correlações tenham sido satisfatórias, grande parte delas apresentam comportamentos distintos dos esperados ou de tendências opostas, quando analisadas para os diferentes tipos de ligantes. Desta forma, a seguir serão apresentadas aquelas relações de propriedades que foram mais promissoras na influência dos resultados obtidos nos ensaios mecânicos, e que respeitaram mesmas tendências para os diferentes tipos de ligantes.

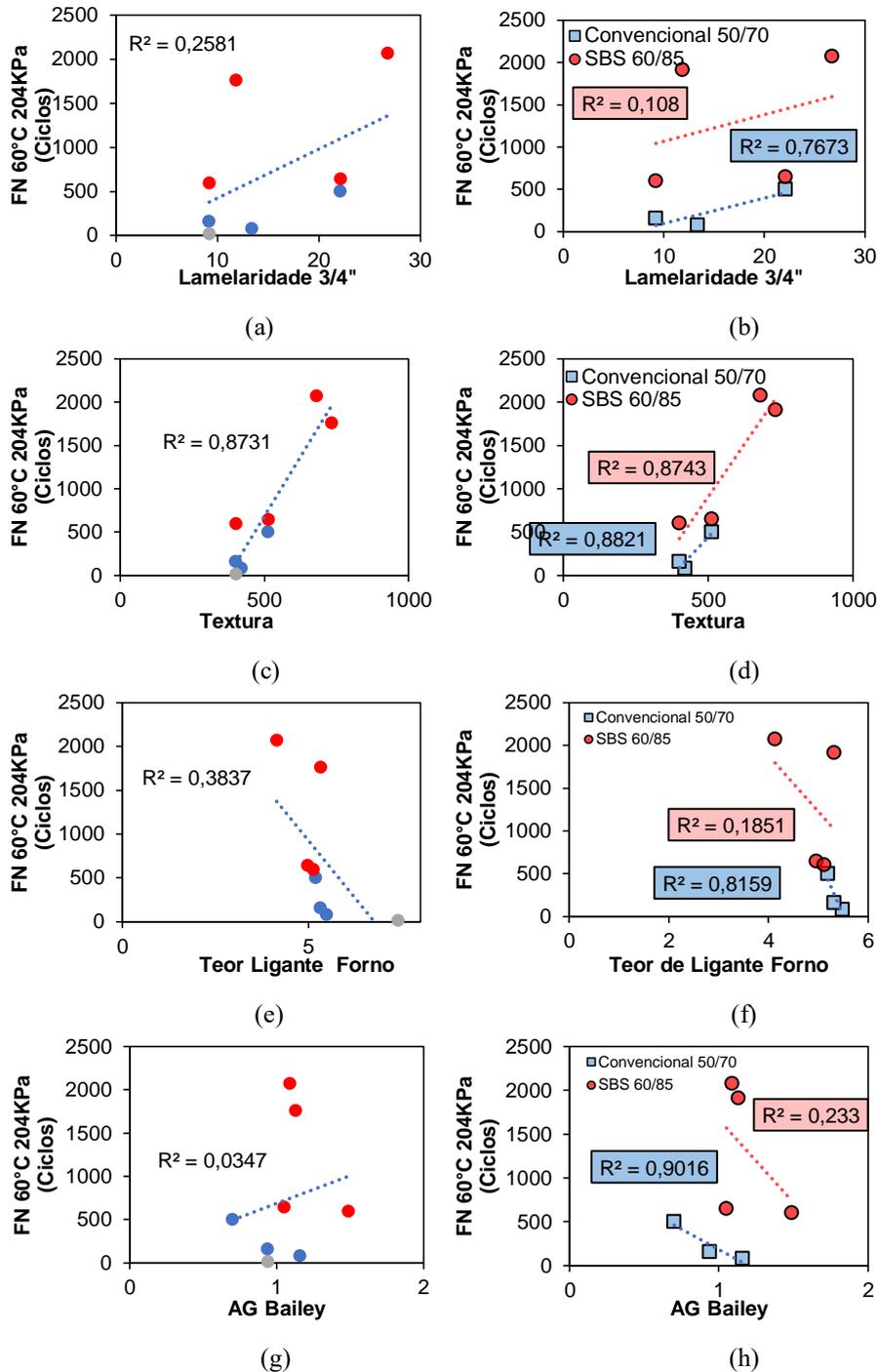
Quanto às relações com o parâmetro FN , as propriedades de Lamelaridade 3/4' (Figura 76 a e b); Textura dos agregados (Figura 76 c e d); teor de ligante (Figura 76 e e f); e AG Bailey (Figura 76 g e h) foram as que apresentaram as correlações mais apropriadas de resposta ao parâmetro FN , gerando modelos de regressão com bons coeficientes de determinação R^2 e com tendências iguais para ambos os tipos de ligantes.

Visualiza-se na Figura 76 que maiores lamelaridades desencadearam maiores FN , tanto quando avaliados todas as misturas conjuntamente (a) quanto por tipo de ligante (b). Quanto as correlações com a textura superficial, verificou-se que quanto mais rugosa a textura do agregado, maior a quantidade de ciclos de FN . A textura rugosa gera mais atrito entre os agregados, de maneira a diminuir o cisalhamento da massa asfáltica em altas temperaturas.

Quando avaliado o teor de ligante pelo ciclo de FN , tanto o modelo geral, quanto os modelos para os tipos de ligantes separados apontam que ao aumentar o teor de ligante, se obteve menores ciclos de falha de FN , piorando a resistência à deformação permanente.

Verificou-se, também, a resposta do parâmetro FN à característica da composição granulométrica examinada por intermédio da metodologia Bailey. Ao analisar as misturas conjuntamente quanto ao parâmetro AG do método Bailey, não se obteve relação alguma. Entretanto, ao ser separada a correlação por tipos de ligantes, pode se verificar a tendência de que à medida que o AG aumentou, tem-se uma queda no parâmetro FN ; valores mais altos na relação AG indicam uma maior quantidade de agregados graúdos frente ao material de menor dimensão; valores de AG superiores a 1 são correlacionados a possíveis problemas de compactação das misturas.

Figura 76 – Correlações com o parâmetro FN: Lamelaridade 3/4' (Figura 76 a e b); textura dos agregados (Figura 76 c e d); teor de ligante (Figura 76 e e f); e AG Bailey (Figura 76 g e h)

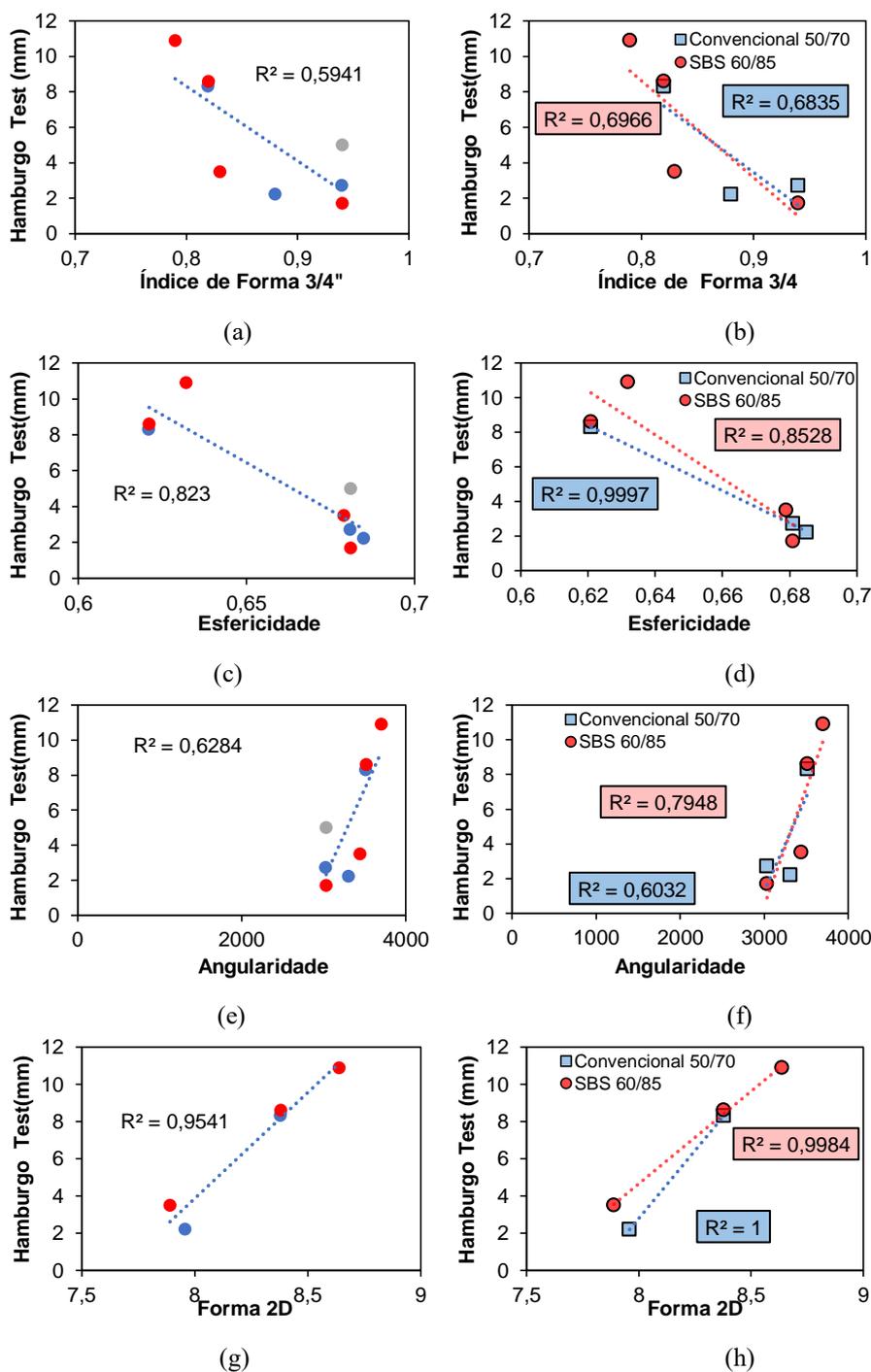


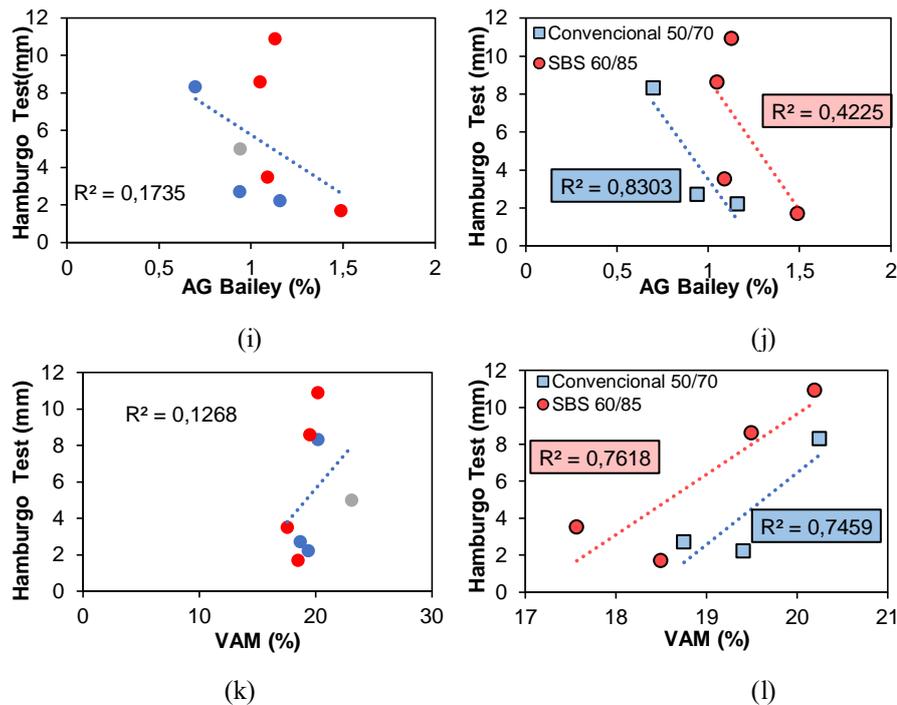
Fonte: Do autor (2020).

Da mesma forma que se verificou as relações das propriedades das misturas com os resultados de *FN*, apresentam-se as correlações mais fortes com os resultados obtidos para o

ensaio de Hamburgo Test (Figura 77), que devem ser vistas com ressalvas visto que este ensaio não se relacionou bem com os dados de ATR/N obtidos em campo.

Figura 77 – Correlação satisfatórias de Hamburgo Test com propriedades das misturas: Índice de Forma 3/4" (Figura 77 a e b); esfericidade (Figura 77 c e d); angularidade (Figura 77 e e f); forma 2D (Figura 77 g e h); AG Bailey (Figura 77 i e j) e; VAM (Figura 77 k e l)





Fonte: Do autor (2020).

A equiparação entre o Hamburgo Test e o índice e forma (Figura 77 a e b), mostra que à medida que se aumenta o índice de forma 3/4, diminui o afundamento desencadeado pelo Hamburgo Test. Ao avaliar separadamente, tanto as misturas com ligante convencional 50/70, quanto as misturas com ligante SBS 60/85, verifica-se que ambas apresentaram o mesmo comportamento. Tal constatação de que agregados mais cúbicos favorecem a resistência à deformação permanente vai contra os achados para o ensaio de *FN*, apontando que agregados mais lamelares respondiam melhor frente à deformação permanente. Entretanto, tais fenômenos devem ser analisados com restrições, visto que diversas outras variáveis compõem as misturas.

Em relação ao Hamburgo Test e a esfericidade (Figura 77 c e d), a proporção está: quanto mais esférico os agregados presentes na mistura, menor o valor de Hamburgo Test, o que demonstra que agregados pouco rugosos tendem a apresentar menor resistência à deformação permanente. A figura demonstra uma relação boa entre todas as misturas estudadas, comprovando pelo valor de $R^2=0,8230$. Avaliando, independentemente, as misturas estruturadas por SBS (60/85) apresentam uma correlação boa perante os critérios de ajuste, e a correlação das misturas com ligante convencional (50/70), segundo os critérios de qualidade, apresentou qualidade acima de 0,9, sendo classificada como excelente.

Para a correlação entre o Hamburgo Test e a angularidade (Figura 77 e e f), percebe-se que as misturas estruturadas tanto com ligante convencional, quanto com ligante SBS, tentem a comportar-se de uma mesma maneira, com bons coeficientes de determinação, $R^2=0,6032$ e $R^2=0,7948$, respectivamente. Conclui-se, novamente, que o aumento da angularidade, assim como da rugosidade, levou a maiores resistências frente à deformação permanente.

Como pode se observar, nesta comparação entre o ensaio de Hamburgo Test e a propriedade de Forma 2D (Figura 77 g e h), os 3 valores apresentados, tanto perante todas as misturas avaliadas juntas, quanto as misturas avaliadas separadas, em conformidade do tipo de ligante, os valores permaneceram acima de 0,9, classificados como excelentes. O parâmetro Forma 2D quantifica a forma relativa dos agregados miúdos a partir de imagens bidimensionais das partículas. Para este parâmetro, um círculo perfeito tem valor igual a 0, em uma escala relativa que vai de 0 a 20. Desta forma, verifica-se que à medida que a forma macromorfológica se tornou menos arredondada, obteve-se uma queda na resistência à deformação permanente, indo em desencontro com os achados anteriores para esfericidade e angularidade.

A relação entre o Hamburgo e a propriedade AG Bailey (Figura 77 i e j), não se fez satisfatória quando analisou-se todas as misturas conjuntamente. Ao avaliar as misturas separadas, as relações foram mais satisfatórias ($R^2=0,83$ e $R^2=0,42$ para misturas com ligante convencional e modificado por SBS, respectivamente). Verificou-se que à medida que o AG do método Bailey aumentou, teve-se um aumento da resistência frente ao afundamento, tendência oposta a observada para o parâmetro FN . Quando verificado o parâmetro VAM (%) (Figura 77 k e l), é possível concluir que o aumento nos vazios do agregado mineral levou a maiores afundamentos, sugerindo pior resistência à deformação permanente.

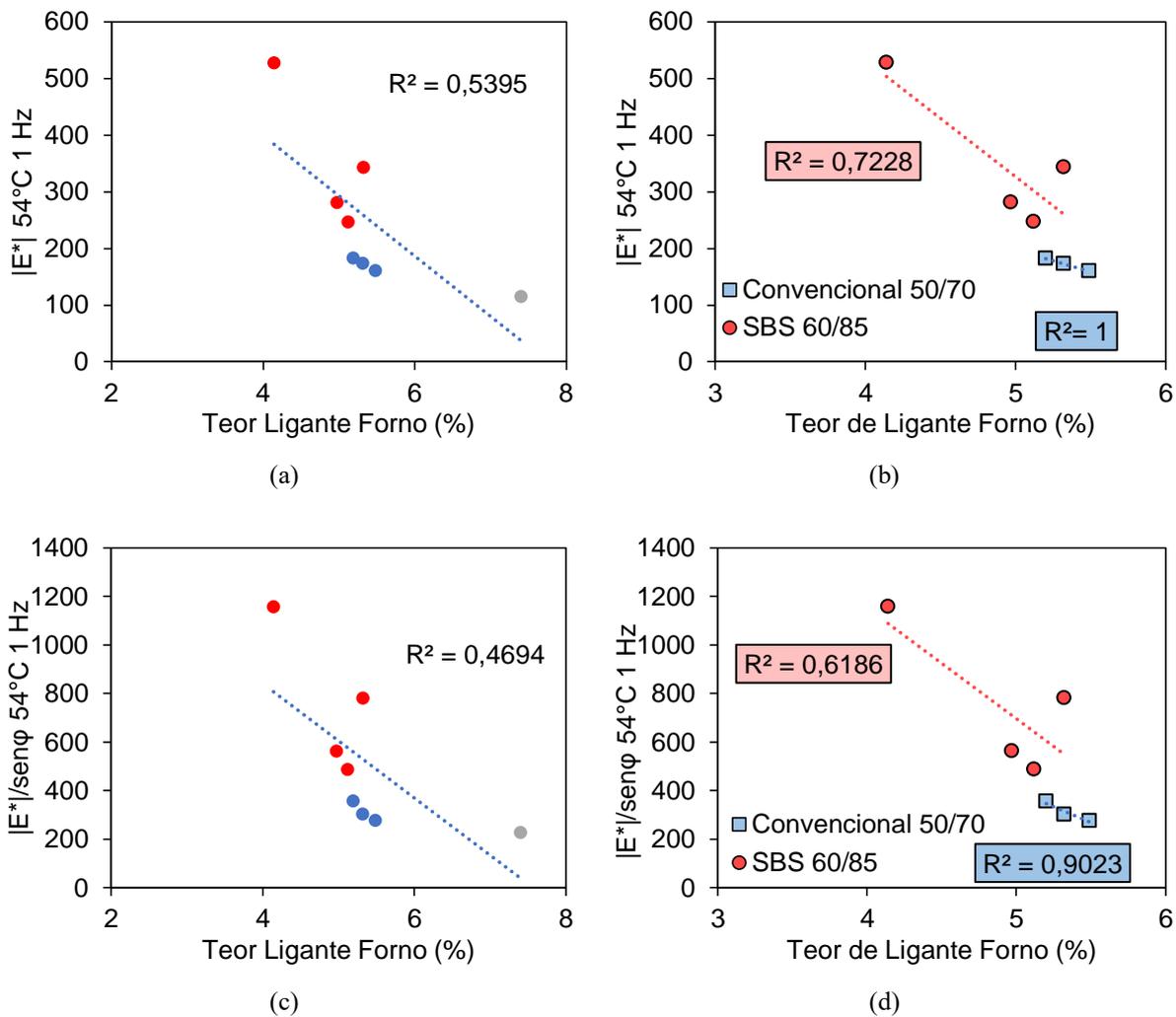
Novamente, ressalta-se que os dados obtidos para relações com os resultados de Hamburgo Test para o grupo de misturas estudadas devem ser vistos com ressalvas, visto que não correlacionaram com as respostas monitoradas em pista.

Para além dos ensaios mecânicos *Flow Number* e Hamburgo Test, correlações também foram analisadas entre a rigidez em altas temperaturas e as propriedades intrínsecas das misturas, visto que tal condição foi importante preditora da resistência à deformação permanente, a partir dos indicadores $|E^*|$ (54°C 1Hz) e $|E^*|/\sin\phi$ (54°C 1Hz). Para tais relações foram utilizados as propriedades e teor de ligante e o indicador granulométrico AG Bailey, que apresentaram bons coeficientes de determinação R^2 .

A Figura 78 (a e b) representa as relações entre rigidez e teor de ligante para as misturas do grupo de estudo e separadas por tipo de ligante. Já a Figura 78 (c e d) as relações

do teor de ligante com o parâmetro reológico $|E^*|/\text{sen}\varphi$. Quando analisadas todas as misturas, as correlações obtidas para ambos os indicadores $|E^*|$ e $|E^*|/\text{sen}\varphi$ são consideradas regulares, entretanto, quando separados os dados por tipo de ligante, as correlações se tornam boas e excelentes. Tal fato era esperado visto que a rigidez dos ligantes modificados é mais elevada que a dos ligantes convencionais embora o teor de ligante nas misturas seja praticamente similar dentro do seu grau de grandeza, independentemente do tipo de ligante, de forma que utilizar uma mesma regressão para os diferentes tipos de ligante não se faz pertinente.

Figura 78 – Correlações $|E^*|$ (54°C 1Hz) e $|E^*|/\text{sen}\varphi$ (54°C 1Hz) com o Teor de Ligante obtido pelo método do forno de ignição.

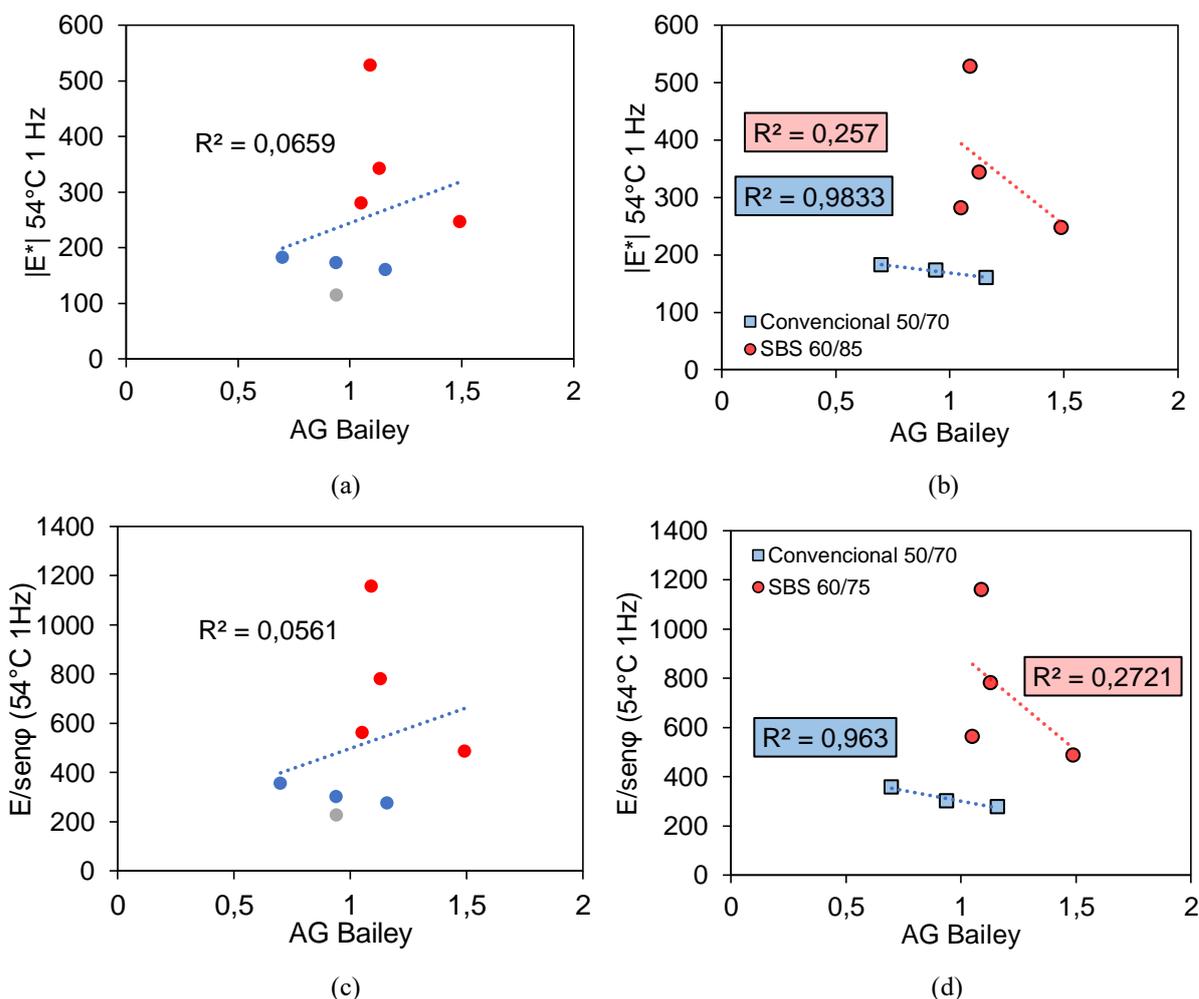


Fonte: Do autor (2020).

Verifica-se por meio da Figura 78 que o aumento do teor de ligante levou a menores rigidezes das misturas. Contudo, fica claro o impacto da rigidez dos ligantes nas misturas, visto que para teores muito similares, as misturas com ligante modificado por polímero (SBS) apresentaram rigidezes, significativamente, maiores nas altas temperaturas. Quando analisado o caso da mistura modificada por asfalto borracha (M8-PG70-RUB-12.5), observa-se que este ligante foi o que apresentou maior rigidez nas altas temperaturas (seção 4.2.1), entretanto a menor rigidez entre todas as misturas, fato que possivelmente esteja ligado ao teor de ligante da mistura (o mais elevado entre as analisadas; Teor = 7,32%), sugerindo que a perda da rigidez da escala ligante para mistura, e os baixos valores de FN , estejam ligados a este fato.

Quanto a relação da rigidez com as propriedades ligadas a composição granulométrica das misturas, o parâmetro AG do método Bailey foi o que apresentou possíveis correlações satisfatórias (Figura 79).

Figura 79 – Correlações $|E^*|$ (54°C 1Hz) e $|E^*|/\text{sen}\phi$ (54°C 1Hz) com o parâmetro granulométrico AG Bailey.



Fonte: Do autor (2020).

Verifica-se que o AG do Bailey (relação entre os agregados graúdos e o material de enchimento) apresenta possíveis correlações com a rigidez das misturas. A medida que o AG aumenta, se tem uma menor rigidez e uma relação $E/\text{sen}\phi$ também menor, quando analisados ligantes convencionais e ligantes modificados separadamente. Contudo, as regressões se parecem muito com a queda de rigidez propiciada pelo aumento do teor de ligante, de maneira que esta parcela de queda possivelmente esteja atrelada aos dois fatores, embora melhor correlacionada pelos fatores de determinação ao ligante asfáltico.

De maneira geral, as correlações de rigidez com as propriedades granulométricas não foram capturadas com tamanha importância preditora, quanto as variáveis ligadas ao ligante asfáltico para os materiais estudados nesta pesquisa. Testes estatísticos capazes de quantificar a importância preditora de cada variável se tornam inviáveis para o grupo de materiais estudados, visto que estes apresentam características peculiares para cada uma de suas dezenas de propriedades. Sendo assim, impossível fixar um parâmetro e quantificar o seu impacto em um modelo multivariável para um grupo de respostas tão disperso.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste eixo final, serão apresentadas as conclusões observadas no decorrer desta pesquisa. Posteriormente, serão elencadas sugestões acerca de pesquisas futuras que se demonstraram pertinentes ao longo esta pesquisa.

5.1 CONCLUSÕES

No panorama da pavimentação faz-se de grande importância o tema da análise de desempenho das misturas asfálticas. Isso, na medida em que compreender o desempenho das misturas asfálticas, perante as condições em que as mesmas serão expostas, é essencial para um adequado desempenho dos pavimentos, vindo a proporcionar um maior tempo de vida útil possível, como sendo seu objetivo final, associado à economia de recursos.

Os estudos com o objetivo de avaliação do comportamento mecânico de concretos asfálticos, habitualmente, se limitam a análises laboratoriais. A presente pesquisa sugeriu uma perspectiva diferente, recorrendo à avaliação de diferentes misturas asfálticas, realmente utilizadas em rodovias gaúchas, concebendo um banco de dados com propriedades e características de ordem mecânica e concretizando uma análise do estado da prática e do comportamento diante da deformação permanente.

Na sequência, traçam-se as conclusões, por seção, em conformidade aos objetivos esperados na presente dissertação. Evidencia-se que as conclusões obtidas se limitam ao universo dos materiais pesquisados e os resultados do programa experimental executado e suas respectivas análises.

Quanto à caracterização base das misturas:

- Quando avaliadas pelo método do forno de ignição (mais preciso para verificações de granulometria), seis das oito misturas apresentaram granulometria fora da faixa de trabalho especificada em projeto;
- Para o grupo de cinco pedreiras da região central do Estado do Rio Grande do Sul avaliadas, as características morfológicas dos agregados podem ser classificadas como de baixa esfericidade, angularidade subarredondada, e textura de média a baixa;
- Quanto ao teor de ligante, encontraram-se variações em relação ao estabelecido em projeto de: -0,57 a 0,87 % pelo método da centrifuga, e -1,16 a 0,64% pelo método do forno de ignição.

Quanto aos resultados dos ensaios mecânicos:

- O parâmetro $J_{nR}(3.2)$, oriundo do ensaio de *MSCR*, realizado na temperatura de PG do ligante, não foi capaz de distinguir e exibir tendência de resultados entre os diferentes tipos de ligantes. Para todos os ligantes ensaiados em temperatura fixa de 64°C, os ligantes modificados apresentaram $J_{nR}(3.2)$ mais baixos sugerindo melhor desempenho, seguidos pelo ligante modificado por borracha, com desempenho intermediário, e dos ligantes convencionais, com os maiores valores de $J_{nR}(3.2)$;
- Embora tenha apresentado o maior valor de PGH contínuo (71,3°C), o ligante modificado por borracha não foi o que apresentou menor $J_{nR}(3.2)$, o que pode ser explicado por não apresentar recuperação elástica tão elevada quanto os ligante modificado por SBS, que apresentaram resultados mais satisfatórios frente à deformação permanente;
- Foi verificada uma correlação muito forte entre $|G^*|$ dos ligantes em elevadas temperaturas e os resultados de $J_{nR}(3.2)$, sugerindo que os ensaios reológicos são capazes de classificar com boa acurácia a resistência à deformação permanente dos ligantes;
- O parâmetro *FN*, proveniente do ensaio uniaxial de cargas repetidas, foi capaz de distinguir com precisão as misturas modificadas das convencionais, e apresentou resultados dispersos entre 18 e 2072 ciclos para o grupo de misturas avaliadas.

Quanto à análise ATR em campo e avaliações de comportamento:

- Todas as verificações de ATR para os primeiros 12 meses, dos oito segmentos experimentais, se mantêm dentro dos níveis estabelecidos pelos órgãos rodoviários, com valores variando de 0,001 a 1,41mm;
- O ensaio de *FN* se mostrou um bom preditor de ATR/N em campo, exceto para a mistura com ligante modificado por inserção de borracha. Para o Hamburgo Test não foram obtidas correlações satisfatórias para o grupo das misturas avaliadas.

São listadas abaixo as conclusões para o grupo de ligantes e misturas avaliados nesta pesquisa. Para as relações dos ensaios realizados com o indicador de campo ATR/Nacum 12 meses, as misturas M3-PG58-19 e M8-PG70-RUB-12.5 foram removidas das análises por serem consideradas *outliers*, conforme descrito na seção 4.4 de resultados.

- Não houve correlações, isso significa que a correlação é igual a zero, entre a resistência à deformação permanente apontada entre os ensaios de *Flow Number* e o ensaio de Hamburgo Test;
- Os resultados obtidos por meio do ensaio de *FN* correlacionaram de maneira excelente ao marcador de rigidez $|E^*|_{54^\circ\text{C}} 1\text{Hz}$ e a relação reológica $|E^*|/\text{sen}\phi 54^\circ\text{C} 1\text{Hz}$, sugerindo que maiores rigidezes e menores ângulos de fase nas altas temperaturas sejam preditores importantes da resistência à deformação permanente;
- Quando relacionados os resultados de *FN* das misturas com o parâmetro $J_{\text{nr}}(3.2)$ dos ligantes obtidos para a temperatura de PG de alta, não foram observadas correlações, entretanto, ao se fixar os ensaios de *MSCR* para a obtenção do $J_{\text{nr}}(3.2)$ em temperatura fixa de 64° , correlações regulares foram observadas;
- Para as relações entre os resultados de *FN* o marcador de rigidez $|G^*|_{65^\circ\text{C}} 1\text{Hz}$ e a relação reológica $|G^*|/\text{sen}\phi 65^\circ\text{C} 1\text{Hz}$ dos ligantes, foram obtidas correlações excelentes quando analisados, separadamente, o tipo de ligante. Desta forma, apontando que maiores rigidezes dos ligantes levaram a maiores valores de *FN*, sugerindo que a rigidez dos ligantes nas altas temperaturas tem impacto direto na resistência à deformação permanente das misturas;
- O ensaio de Hamburgo Test não obteve boas relações até o momento com os demais parâmetros indicativos de resistência à deformação permanente, neste estudo. Os afundamentos continuarão sendo monitorados em campo em futuras pesquisas na tentativa de averiguar melhor esta condição;
- Boas relações foram obtidas entre os ensaios de *FN* e os afundamentos por solicitação de N em campo (*ATR/Nacum 12meses*) ($R^2=0,6838$), sugerindo que o parâmetro *FN* é de maneira geral, um bom indicador de resistência à deformação permanente. Embora, casos pontuais, como ligantes modificados por inserção de borracha, mereçam estudos mais aprofundados;
- A relação $|E^*|/\text{sen}\phi 54^\circ\text{C} 1\text{Hz}$ apresentou correção próxima a excelente ($R^2=0,8635$), com os resultados de afundamento monitorados em campo, demonstrando, novamente, que a rigidez das misturas em altas temperaturas é extremamente influenciadora da resistência à deformação permanente. O indicador $|E^*|/\text{sen}\phi 54^\circ\text{C} 1\text{Hz}$ apresentou correlações mais fortes com o campo que o próprio parâmetro *FN* para o grupo de misturas deste estudo, sugerindo que

a caracterização da rigidez possa ser utilizada para indicação da resistência ao ATR;

- Misturas com ligantes convencionais com $|G|$ 65°C 1Hz muito similares, levaram a misturas com $|E|$ 54°C 1 Hz muito próximos, mesmo para curvas granulométricas e fontes mineralogias diferentes. Para as misturas modificadas por ligante SBS, verificou-se que o aumento da rigidez do ligante levou ao aumento da rigidez da mistura em altas temperaturas. Misturas de mesma fonte granulométrica e de curva granulométrica muito semelhante (M1-PG58-19 e M2-PG64-SBS-19), mas com ligantes diferentes, apresentaram ganho significativo de rigidez nas altas temperaturas à medida que se trocou de ligante convencional para modificado;
- O marcador reológico e de rigidez $|G^*|/\sin\phi$ 65°C 1Hz e o parâmetro $J_{nr}(3.2)$ 64°C apresentaram correlações muito satisfatórias ($R^2=0,75$ e $R^2=0,72$ respectivamente) com os levantamentos de ATR/Nacum 12 meses observados em campo, novamente sugerindo a parcela de importância do ligante na resistência a deformação permanente.

Quanto às relações entre as propriedades das misturas e os resultados dos ensaios:

- Quanto às relações com o parâmetro FN , as propriedades: lamelaridade 3/4'; textura dos agregados; teor de ligante; e AG Bailey foram as que apresentaram as correlações mais apropriadas de resposta ao parâmetro FN . Desta forma, gerando modelos de regressão com bons coeficientes de determinação R^2 e com tendências iguais para ambos os tipos de ligante;
- Maiores lamelaridades e maiores texturas (agregado mais rugoso) desencadearam maiores FN , tanto quando avaliados todas as misturas conjuntamente quanto por tipo de ligante;
- Quando avaliado o teor de ligante pelo ciclo de FN , tanto o modelo geral quanto os modelos para os tipos de ligantes separados, apontam que o aumento do teor de ligante levou a menores ciclos de falha de *Flow Number*, piorando a resistência à deformação permanente.
- A rigidez das misturas tem como influência primária a rigidez dos ligantes que as constitui. Sugere-se, também, que o teor de ligante impactou na rigidez nas altas temperaturas, onde o ligante foi avaliado. O ligante modificado por borracha apresentou a maior rigidez entre os avaliados, entretanto, a sua respectiva mistura

a menor rigidez entre as oito observadas, fato ligado ao elevado teor de ligante da mistura (7,32%). De maneira geral, as correlações de rigidez com as propriedades granulométricas não foram capturadas com tamanha importância preditora, quanto as variáveis ligadas ao ligante asfáltico para os materiais estudados nesta pesquisa, embora a proporção AG do método Bailey tenha apresentado correlações regulares com os resultados de FN e de Rigidez $|E^*|$ 54°C 1 Hz, que foram bons preditores da deformação permanente em campo avaliada pela razão ATR/Nacum.

5.2 SUGESTÕES PARA ESTUDOS FUTUROS

Em função dos temas abordados durante o estudo e da análise dos resultados obtidos através dos ensaios realizados, compreendeu-se a importância que novas pesquisas podem fazer para o melhor entendimento acerca do tema proposto nesta pesquisa. Parte deste estudo em si, encontra-se em andamento no GEPPASV, com o prosseguimento da monitoração dos trechos.

Sugere-se, então, linhas de abordagem futuras, além das que já se encontram em andamento, que o autor achou pertinente durante este estudo, sendo elas:

- Comparar as misturas asfálticas coletadas com igual reprodução laboratorial das mesmas, a partir do projeto, ou seja, utilizando dos mesmos materiais;
- Comparar laboratorialmente as misturas asfálticas coletadas, a partir da compactação com +0,3% e -0,3% de ligante em relação ao de cada projeto, com o objetivo de avaliar a influência dos diferentes teores de ligantes em mesmas composições granulométricas;
- Continuar o monitoramento de ATR em campo a fim de melhor verificar o comportamento de afundamento em pista com os resultados obtidos pelo ensaio de Hamburgo Test.
- Aprofundar o estudo do desempenho frente à deformação permanente para as misturas com asfalto borracha.
- Reproduzir as variações de vida útil do pavimento em função dos diferentes valores de rigidez obtidos para as misturas em utilização no estado, com o objetivo de demonstrar a importância da realização de ensaios de caracterização das propriedades mecânicas.

REFERÊNCIAS

- AASHTO. **Standard Method of Test for Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test of Asphalt Binder Using a Dynamic Shear Rheometer (DSR)**. [s.l: s.n.].
- _____. **Determining the dynamic modulus and flow number for hot mix asphalt (HMA) using the asphalt mixture performance tester (AMPT)**. AASHTO T 79, Washington: American Association of State Highway and Transportation Officials, 2015.
- _____. **Standard Specification for Performance-Graded Asphalt Binder Using Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Test**. [s.l: s.n.].
- ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas. **NBR 15619**: misturas asfálticas – determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Rio de Janeiro: ABNT, 2012.
- _____. **ABNT NBR 16505**: 2016 Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Rio de Janeiro: ABNT, 2016.
- AL ROUSAN, T. M. **Characterization of aggregate shape properties using a computer automated system**. 2004. 229f. Tese (Doutorado em Filosofia) - Texas A&M University, College Station, TX, 2004.
- ALMEIDA JR., P. O. B. **Comportamento mecânico de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes e métodos de dosagem**. 2016. 221f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Univeraidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.
- ANDERSON D.A., CHRISTENSEN D.W., BAHIA H. **Physical properties of asphalt cement and the development of performance-related specifications**. Journal of the Association of Asphalt Technologists 60: 437–532, 1991.
- ARAGÃO, F. T. S.; PAZOS, R. G.; MOTTA, L.; KIM, Y.; NASCIMENTO; L. A. H. **Effects of morphological characteristics of aggregate particles on the mechanical behavior of bituminous paving mixtures**. Construction and Building Materials. 123. 444-453. 10.1016/j.conbuildmat.2016.07.013. 2016.
- BAHIA et al. **Characterization of Modified Asphalt Binders in Superpave Mix Design – NCHRP – Report 459**. Washington; National Academic Press, 95p, 2001.
- BALBO, J. T. **Pavimentação asfáltica**: materiais, projetos e restauração. São Paulo: Oficina de textos, 2007.
- BARROS, L. M. de. **Deformação permanente de misturas asfálticas**: avaliação do desempenho pelo critério de *Flow Number* de misturas quentes e mornas. 2017. 179f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.
- BASTOS, J. B. S. et al. Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. **Revista Transportes**, v. 25, n. 2, p. 29-40, 2017.

BEHNOOD, A et al. **High-temperature properties of asphalt binders:** Comparison of multiple stress creep recovery and performance grading systems. *Transportation Research Record*, v. 2574, p 131-143, 2016. DOI: <https://doi.org/10.3141/2574-15>.

BEHNOOD, A **Rheological properties of asphalt binders: An analysis of the Multiple Stress Creep Recovery test.** Doctoral dissertation, Purdue University, 2016.

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.

BOEIRA, F. D. **Estudo do comportamento de concretos asfálticos com diferentes tipos de agregados e cales.** 148f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2014.

BOEIRA, F. D. **Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

BOHN, K. A. **Utilização de material fresado em misturas asfálticas mornas.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016. Em construção.

BONNAURE F, GEST G, GRAVOIS and UGE P. **A new method of predicting the stiffness of asphalt paving mixtures.** *Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists* 46: 64–104. 1977.

BORGES, R. L. **Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2014.

BRUXEL, D. F. **Estudo do comportamento viscoelástico de concretos asfálticos convencionais e modificados através de ensaios de laboratório e de análise de desempenho.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

CARDONA, D. A. R. et al. **Viscoelastic behavior characterization of a Gap-graded asphalt mixture with SBS polymer modified bitumen.** *Materials Research*, v. 18, n. 2, p. 373-381, 2015.

CAVALCANTI, L. S. **Efeito de alguns modificadores de ligante na vida de fadiga e deformação permanente de misturas asfálticas.** Dissertação de M.Sc, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2010.

CHRISTENSEN, D.; ANDERSON, D. **Interpretation of Dynamic Mechanical Test Data for Paving Grade Asphalt.** *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, 61, 67 – 119. 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.; PETRUSSI, U. **Differences in Distillation and Solvent Separated Asphalt Residua**. *Ind. Eng. Chem. Prod. Res. Dev.* 1978, 17, 4, 342–346, 1978.

CUNHA, M. B.; Zegarra, J. R. E.; Fernandes J., J. L. Revisão da seleção do grau de desempenho (PG) de ligantes asfálticos por estados do Brasil **Anais**. Congresso e Pesquisa e Ensino em Transportes. Rio de Janeiro: [s.n.], 2007.

DAWSON, A.; KOLISOJA, P., **Permanent Deformation**. ROADDEX II, Northern Periphery, 2004.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes. **DNIT 006/2003 - PRO**: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - procedimento. Rio de Janeiro: DNIT, 2003a.

_____. **DNIT 112/2009 – ES**. Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfaltoborracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” - Especificação de serviço. Rio de Janeiro: DNIT, 2009.

_____. **DNIT 129/2011- EM**. Cimento asfáltico de petróleo modificado por polímero elastomérico – Especificação de material. Rio de Janeiro: DNIT, 2011.

DELLA FLÔRA, C. S. **Comportamento mecânico de duas misturas asfálticas com o uso de um aditivo surfactante de mistura morna**. Dissertação de M.Sc, Programa de Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, Brasil, 2018.

FACCIN, C. **Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

Federal Highway Administration Superpave Binder Specification. FHWA, 115p. Washington, D.C. www.tfhrc.gov/. (Artigo consultado em Outubro de 2019), 2002.

FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. dos S.; SOARES, J. B. **Validação da metodologia de Faixa de Agregados Dominantes para avaliação e especificação da granulometria de misturas asfálticas densas**. In: CONGRESSO NACIONAL DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTE, 29., 2015, Ouro Preto. Anais... Ouro Preto: ANPET, 2015.

FRANCKEN, L. **Permanent Deformation Law of Bituminous Road Mixes in Repeated Triaxial Compression**. Proceedings of the Fourth International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Vol. I, pp. 483-496. The University of Michigan, Ann Arbor, Michigan, 1977.

FRITZEN, M. A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimento asfáltico com simulador de tráfego na rodovia Rio Teresópolis**. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 2005.

EISENMANN, J.; HILMER, A., **Influence of wheel load and inflation pressure on the rutting effect at asphalt pavements** – experimentals and theoretical investigations. In: Proceedings 6° International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements , Vol. I, pp. 392-403, Ann Harbor, EUA, 1987.

GARDEL, V.; PLANCHE, J. P.; DREESSEN, S. **A new performance related test method for rutting prediction: MSCR**. Advanced testing and characterization of bituminous materials, v. 1, p. 971-908, 2009.

GOLALIPOUR, A. **Modification of Multiple Stress Creep and Recovery Test Procedure and Usage in Specification**. Msc Thesis, University of Wisconsin-Madison, 2011.

GONÇALVES, B. C. S., **Avaliação dos procedimentos para determinação de teor de ligante e granulometria em concretos asfálticos de diferentes faixas granulométricas e origens mineralógicas**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, RS, 2017.

GOODRICH J. L., **Asphalt and polymer modified asphalt properties related to the performance of asphaltic concrete mixes**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 57: 116–175, 1988.

Goodrich, J. L. **Asphaltic binder rheology, asphalt concrete rheology, and asphalt concrete mix properties**. J. Assn. Asphalt Paving Technologist, 60, 80-120, 1991.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecanístico-Empírico para a previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

GUIMARÃES, A. C. R., 2001, **Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis**. Dissertação de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ.

GUIMARÃES, A. C. R., **Um Método Mecanístico-Empírico para a previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2009.

HEUKELOM, W. **Observations on the rheology and fracture of bitumens and asphalt mixes**. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists 35: 358–399, 1966.

HOFSTRA, A.; KLOMP, A. J. G., **Permanent deformation of flexible pavements under simulated road traffic conditions**. In: Proceedings do 3° International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavements, Londres, U.K, 1972.

HUANG, Y.H. **Pavement analysis and design**. Prentice Hall Inc. New Jersey, E.U.A, 1993.

LIMA, C.D.A. **Estudo da deformação permanente de brita graduada**. Tese de Mestrado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2016.

HUNTER, Robert N.; SELF, Andy; READ, John. **The Shell Bitumen Handbook**. 6^a ed., UK, 2015.

HUSSAN, S. et al. Comparing and correlating various laboratory rutting performance tests. **International Journal of Pavement Engineering**, v. 8436, n. November, p. 1–11, 17 nov. 2017b.

HUSSAN, S. et al. Statistical evaluation of factors affecting the laboratory rutting susceptibility of asphalt mixtures. **International Journal of Pavement Engineering**, v. 20, n. 4, p. 402–416, 3 abr. 2019.

HUTSCHENREUTHER, J.; WÖRNER, T.; **Asphalt im Straßenbau**. Editora Kirschbaum Verlag, 3. überarbeitete Auflage. 496 pág., 2017.

IBIAPINA, D. S.; BRANCO, V. T. F. C.; DIÓGENES, L. M.; MOTTA, L. M. G. da; FREITAS, S. M. de. **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. V. 26, n. 4, p. 116-128, 2018.

JOLIET, Y.; MALLOT, M. **Precautions when interpreting rutting results from the LCPC traffic simulator**. 2^o Eurasphalt & Eurobitume Congress Barcelona, 2000.

KALOUSH, K.; WITCZAK, M. W., **Tertiary flow characteristics of asphalt mixtures**. In: Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, pp 248- 280, St. Paul, Minnesota, EUA, Março, 2002.

KATAWARE, A. V.; SINGH, D. **A study on rutting susceptibility of asphalt binders at high stresses using MSCR test**. Inovative Infrastructure Solution, v. 2, p. 4, 2017. DOI: <https://doi.org/10.1007/s41062-017-0051-1>.

KIM, S. **Identification and assessment of the dominant aggregate size range (DASR) of asphalt mixture**. Tese (Doutorado em Filosofia) - University of Florida, Gainesville, FL, 2006.

KIM, R. Y. **Modeling of asphalt concrete**. 1. ed. New York: McGraw-Hill, 2009.

LEITE, L., TONIAL, I., 1994, **Qualidade dos asfaltos brasileiros segundo a especificação SHRP**. 12^o Encontro de Asfalto, pp. 94-119, Instituto Brasileiro de Petróleo. Rio de Janeiro, 05 a 09 de dezembro de 1994.

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.

LESUEUR, D., **The colloidal structure of bitumen**: consequences on the rheology and on the mechanisms of bitumen modification, *Advances in Colloid and Interface Science*, v. 145(1-2), p. 42–82; 2009.

LIMA, C. D. A. **Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos**. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2016.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. **Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures**. Wisconsin Highway Research Program 0092-01-02. Wisconsin: University of Wisconsin-Madison, 2004.

MALYSZ, R. **Desenvolvimento de um equipamento triaxial de grande porte para avaliação de agregados utilizados como camada de pavimentos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2009.

MANGIAFICO, S. **Linear viscoelastic properties and fatigue of bituminous mixtures produced with Reclaimed Asphalt Pavement and corresponding binder blends**. 336f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - L'École Nationale des Travaux Publics de l'État, Vaulx-en-Velin, 2014.

MARQUES, G. L. O.; MENDES L. O. Avaliação da influência do Método Bailey no processo de dosagem e desempenho de misturas asfálticas. **Revista Transportes**, v. 20, n. 4 p. 35-43, 2012.

MARTIN, A. **Physical pharmacy: physical chemical principles in the pharmaceutical sciences**. Editora Lea & Febiger. Philadelphia, 1993.

MERIGHI, J. V. **Utilização de simulador de tráfego para análise de comportamento de misturas asfálticas**. 29ª Reunião Anual de Pavimentação, p. 304 – 316. Curitiba, MT, 1995.

MELO, J. V. S. de. **Desenvolvimento e estudo do comportamento reológico e desempenho mecânico de concretos asfálticos modificados com nanocompósitos**. 2014. 414f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, SC, 2014.

MENDES, L. O. **Utilização do Método Bailey para a seleção de agregados em dosagem de misturas asfálticas**. 2011. 131f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Universidade Federal de Juiz de Fora, Juiz de Fora, 2011.

MANOEL, G. F. **Caracterização físico-química e estudo reológico de asfaltos modificados pelos polímeros PEAD, PEBD e PELBD e contribuição ao estudo do envelhecimento do cimento asfáltico de petróleo Maria Elisa Scarpelli e Silva**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Minas Gerais. 2015.

MOHAMMAD, L. N.; SHAMSI, K. A., **A look at the Bailey Method and Locking Point concept in Superpave mixture design**. In: Transportation Research Circular E-C124 – Practical approaches to hot-mix asphalt mix design and production quality control testing, pp. 12-32, Washington, D. C., EUA, Dezembro, 2007.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299f. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 2010.

MURAYA, P. M. **Permanent deformation of asphalt mixtures**. 2007. 277f. Tese (Doutorado) - Faculty of Civil Engineering and Geosciences Delft University of Technology, Holanda, 2007.

NASCIMENTO, L.; CHACUR, M.; LEITE, L., **Uso do compactador giratório na previsão do desempenho de misturas asfálticas**. In: Anais do 19º Encontro do IBP, Rio de Janeiro, Maio, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. 2008. 204f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2008.

OLARD F.; DI BENEDETTO H.; ECKMANN B.; TRIQUIGNEAUX J.P. **Linear viscoelastic properties of bituminous binders and mixtures at low and intermediate temperatures**. *International Journal of Road Materials and Pavement Design*. 4(1):77-107. 2003.

ONOFRE, F. C. **Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Produzidas com Ligantes Asfálticos Modificados por Ácido Polifosfórico e Polímeros**. Dissertação de Mestrado. PETRAN. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 2012.

ONOFRE, F. C. et al. **Avaliação do efeito de ligantes asfálticos modificados na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas densas**. *Transportes*, v. 21, p. 14-21, 2013.

PAZOS, A. G. **Efeito de propriedades morfológicas de agregados no comportamento mecânico de misturas asfálticas**. 2015. 129f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2015.

PETERSEN, J. C., ROBERTSON, R. E., BRANTHAVER, J. F., HARSENBERG, P. M., DUVALL, J. J., KIM, S. S., ANDERSON, D. A., CHRISTIANSEN, D. W., BAHIA, H. U.,. **Binder characterization and evaluation**. *Strategic Highway Research Program*. Vol. 1, 1994.

RAY E.; Kandhal P. S.; Roberts F. L.; Kim Y. R.; Lee D-Y.; Brown T. W. K. **HOT MIX ASPHALT MATERIALS, MIXTURE DESIGN AND CONSTRUCTION - THIRD ED., JANEIRO, 2009.**

Relatório Técnico N° 12.4.2020. E-VIAS – Empresa Latino Americana de Consultoria Viária LTDA. 06 de setembro de 2020.

RIBEIRO, M. R. **Caracterização de Agregados Graúdos do Rio de Janeiro para Concreto Estrutural**. Tese de Doutorado, Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, RJ, 2016.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R. et al., **Hot mix asphalt materials, mixture, design and construction**. 2 ed. Lanham, Maryland, Napa Education Foundation, 1996.

SANTAGATA, E.; BAGLIERI, O.; TSANTILIS, L.; CHIAPPINELLI, G.; BRIGNONE AIMONETTO, I. **Effect of sonication on high temperature properties of bituminous**

binders reinforced with nano-additives, Construction and Building Materials, Vol. 75, pp. 395-403, 2015.

SCHUSTER, S. L. **Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica de dano contínuo**. 2018. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2018.

SCHUSTER, S. L. **Envelhecimento de materiais asfálticos em campo e laboratório: influência no desempenho à fadiga e no fenômeno de *healing***. Qualificação de tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

SERRA JUNIOR, E.; OJIMA, L. M. **Classificação de maciços rochosos** OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S. N. A. Geologia de Engenharia. São Paulo. ABGE. Oficina de Texto. p. 15-38, 1998.

SOUSA, J. B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L. **Summary report on permanent deformation in asphalt concrete**. SHRP-A/IR-91-104. Washington: Strategic Highway Research Program, 1991.

SPEIGHT, J. G. **The chemistry and technology of petroleum**. 4 Ed. Springer Sultana S, Bhasin A, 2014. Effect of chemical composition on rheology and mechanical properties of asphalt binder, Construction and Building Materials, v. 72, p. 293-300, 2007.

SILVA, L.S, Forte, M.M. **Envelhecimento UV de ligantes asfálticos**. Revista transportes. vol. XIII, n. 2, p. 5-20, 2005.

SILVA, V. D. **Avaliação da deformação permanente de misturas estabilizadas com asfalto**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2019. 2019. doi:10.11606/D.3.2019.tde-22082019-152020. Acesso em: 2019-09-28

SINGH, D.; ZAMAN, M.; COMMURI, S. **Inclusion of aggregate angularity, texture, and form in estimating dynamic modulus of asphalt mixes**. Road Materials and Pavement Design, v. 13, n. 2, p. 327-344, 2012.

STRAUBE, E.; KRASS, K.: **Straßenbau und Straßenerhaltung**. Ein Handbuch für Studium und Praxis. Erich Schmidt Verlag, Berlin, 2005.

SPECHT, L. P.; BABADOPULOS, L. A. L.; DI BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C.; SOARES, J. B. **Application of the theory of viscoelasticity to evaluate the resilient modulus test in asphalt mixes**. Construction and Building Materials, v. 149, p. 648-658, 2017.

SWIERTZ, D. **Asphalt aging characteristics, rheological implications and laboratory techniques**. Madison: University of Wisconsin, 2010.

THAO, Dinh Nguyen.; LUU, Xuan Le. Research of asphalt pavement rutting on national roads in Vietnam. In: ASIAN TRANSPORTATION RESEARCH SOCIETY, 9., 2016, Bangkok. **Anais...** Bangkok: ATRANS, 2016. Disponível em:

<https://www.researchgate.net/publication/307373551_RESEARCH_OF ASPHALT_PAVEMENT_RUTTING_ON_NATIONAL_ROADS_IN_VIETNAM>. Acesso em: 27 out. 2019.

UGE, P.; VAN DE LOO, P. J., **Permanent deformation of asphalt mixes**, Koninklijke/Shell-Laboratorium. Amsterdã, Holanda, 1974.

VAN DER POEL C. **A general system describing the visco-elastic properties of bitumen and its relation to routine test data**. Journal of Applied Chemistry 4: 221–236, 1954.

VAVRIK, W. R.; G. HUBER; G. LOPE E W. PINE. **Bailey method for gradation selection in HMA mixture design**. Transportation Research Board: Transportation Research Circular N° E-C044, 2002, Disponível em: <onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec044.pdf>. Acesso em: 14/10/2019.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F. **Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept**. Transportation Research Record n° 01-0152, Washington, DC. 2001.

YEN T. F.; EDERMAN J. G.; POLLACK S. S. **Investigation of the structure of petroleum asphaltenes by X-ray diffraction**. Analytical Chemistry, v.33, p.1587-1594, 1991.

ZAUMANIS, M.; POULIKAKOS, L. D.; PARTL, M. N. **Performance-based design of asphalt mixtures and review of key parameters**. Materials & Design, v. 141, p. 185-201, 2018. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.matdes.2017.12.035>.

ZHONG, W.; HOSSAIN, M., **Effects of asphalt mixture and vehicle characteristics on rutting of Superpave pavements in accelerated testing**. 2° International Conference On Accelerated Pavement Testing, Minneapolis – MN. EUA. Setembro, 2002.