



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA E CIÊNCIAS MECÂNICAS

Lilian Kethelyn Brum Maciel Rodrigues

ESTUDO DA FORMULAÇÃO E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO
PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO GRAVE-BITUME

Joinville
2022

Lilian Kethelyn Brum Maciel Rodrigues

ESTUDO DA FORMULAÇÃO E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO
PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO GRAVE-BITUME

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) para a obtenção do Grau de Mestre em Engenharia e Ciências Mecânicas.

Orientador: Prof. Breno Salgado Barra, Dr.

Joinville

2022

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

Rodrigues, Lilian Kethelyn Brum Maciel

Estudo da formulação e avaliação do desempenho à deformação permanente de misturas asfálticas do tipo grave-bitume / Lilian Kethelyn Brum Maciel Rodrigues; orientador, Breno Salgado Barra, 2022.

147 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Campus Joinville, Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas, Joinville, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia e Ciências Mecânicas. 2. Formulação. 3. Misturas asfálticas. 4. Grave-Bitume. 5. Deformação permanente. I. Salgado Barra, Breno. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas. III. Título.

Lilian Kethelyn Brum Maciel Rodrigues

ESTUDO DA FORMULAÇÃO E AVALIAÇÃO DO DESEMPENHO À DEFORMAÇÃO
PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS DO TIPO GRAVE-BITUME

O presente trabalho em nível de mestrado foi avaliado e aprovado por banca examinadora
composta pelos seguintes membros:

Prof. Yader Alfonso Guerrero Pérez, Dr. Eng.
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Prof. Alexandre Mikowski, Dr. Fís.
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Prof. João Victor Staub de Melo, Dr. Eng.
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Lélio Antônio Teixeira Brito, Dr. Eng.
Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS

Luiz Guilherme Rodrigues de Mello, Dr. Eng.
Universidade de Brasília – UnB
Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT

Certificamos que esta é a **versão original e final** do trabalho de conclusão que foi
julgado adequado para obtenção do título de mestre em Engenharia e Ciências Mecânicas.

Prof. Rafael de Camargo Catapan, Dr. Eng.
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas

Prof. Breno Salgado Barra, Dr. Eng.
Orientador

Joinville, 2022.

Dedico esse trabalho aos meus pais, “seu” Nelson e “dona” Ivanir, e ao meu esposo Thiago Rodrigues. A todo o amor e ensinamentos a mim dispensados, minha eterna gratidão.

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, “*porque Dele e por Ele, e para Ele, são todas as coisas*”. Agradeço pela sua graça imerecida, pela sua presença constante nos momentos difíceis, pela oportunidade de realização deste trabalho e por me ajudar a chegar ao final de mais um objetivo.

Aos meus pais, Nelson e Ivanir que, desde cedo, me incentivaram e ensinaram o valor da educação para se entender o mundo e que me mostraram, com muita dedicação e amor, que não há limites para a busca de um sonho. Minha eterna gratidão por todos os seus ensinamentos de vida.

Ao meu esposo, Thiago Rodrigues, por toda compreensão e companheirismo durante os anos dedicados à realização deste trabalho. Por sempre acreditar em mim, mesmo quando eu já duvidava de mim mesma durante essa caminhada. Você é o meu maior exemplo de perseverança. Muito obrigada pelo seu auxílio e torcida.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Breno Salgado Barra, pela paciência, disponibilidade, apoio, incentivo e ensinamentos, durante todo o mestrado, sempre pronto para me receber e me ajudar na resolução de problemas. Muito obrigada pela confiança e oportunidade concedidas a mim.

Aos meus irmãos, por acompanharem o meu crescimento e mostrarem a importância da união em família.

À equipe do Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP/EPUSP), em especial ao Prof. Dr. Edson de Moura e ao técnico Higor, pela disponibilidade, recepção e auxílio na campanha experimental.

Ao meu colega e amigo do LDTPav, Ruan Marcos Xavier, pelo auxílio e companhia durante a realização dos ensaios.

Ao Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), mais especificamente à Diretoria de Planejamento e Pesquisa (DPP), representada pelo Prof. Dr. Luiz Guilherme Rodrigues de Mello, pelo importante aporte de recursos ao LDTPav em razão do TED nº 702/2020, viabilizando a melhoria de sua infraestrutura.

Por fim, agradeço às empresas Rudnick Minérios, CBB Asfaltos e ao Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav), por disponibilizarem os insumos e infraestrutura necessários à realização da pesquisa.

Muito obrigada!

RESUMO

O objetivo principal do presente trabalho é realizar o estudo da formulação de misturas asfálticas do tipo *Grave-Bitume* (GB), bem como avaliar o desempenho à deformação permanente das dosagens propostas, para fins de aplicação como camada de base e sub-base em estruturas de pavimento. A composição granulométrica utilizada como referência é de graduação 0/20 mm, proveniente de aplicação em obra pública na cidade de Dakar, no Senegal, porém, adaptada à disponibilidade de malhas de peneiras disponíveis no Brasil. Foram formuladas misturas asfálticas de graduação densa, com o uso da metodologia de Füller-Talbot, compreendendo os seguintes teores de ligante betuminoso: 3,90%, 4,22%, 4,54%, 4,70% e 4,86%. As frações granulares utilizadas são oriundas da britagem de rocha gnáissica, obtidas em jazida na região metropolitana de Joinville/SC. A matriz betuminosa provém de ligante base 50/70 (0,1 mm), modificado com 4,0% de polímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), fornecido por distribuidor localizado em Curitiba/PR. As misturas asfálticas foram avaliadas com base na metodologia francesa de formulação, compreendendo os níveis de habilidade de compactação com a prensa de cisalhamento giratório (PCG), resistência à ação da água no ensaio de Duriez e, resistência à deformação permanente. De forma complementar, também foram realizados os ensaios de altura da mancha de areia, a fim de determinar a propriedade funcional de rugosidade superficial. Os resultados obtidos até o nível de teste avaliado indicam que as dosagens propostas atendem aos requisitos normativos para enquadramento das formulações como misturas asfálticas do tipo *Grave-Bitume* de classe 4 (GB 4), considerada a de melhor característica técnica pela metodologia francesa, além de possuírem rugosidade superficial invariavelmente classificada como grossa, viabilizando boa aderência interfacial com as demais camadas, o que contribui diretamente à formação de uma estrutura monolítica de pavimento. Ainda, a dosagem de 4,54% foi a que apresentou a melhor combinação de indicadores entre os parâmetros avaliados.

Palavras-chave: formulação, misturas asfálticas, Grave-Bitume, deformação permanente.

ABSTRACT

The main aim of this research is to carry out a formulation development of asphalt mixes so-called *Grave-Bitume* (GB), as well as to evaluate the rutting resistance performance of the proposed dosages, aiming to be applied as base and sub-base layers in asphalt pavement structures. The aggregate gradation taken as reference is 0/20 mm, which was designed for a public road work in Dakar, Senegal, but adapted to the sieve openings available in Brazilian market. They were formulated asphalt mixes with dense gradation characteristic, using Füller-Talbot's methodology, comprising the following asphalt binder contents: 3.90%, 4.22%, 4.54%, 4.70% and 4.86%. The aggregate particles are provided from crushed gneissic massive rock, extracted from a quarry located in metropolitan region of Joinville/SC. The bituminous matrix is obtained from a neat asphalt binder 50/70 (0.1 mm), modified with 4.0% of polymer Styrene-Butadiene-Styrene (SBS), supplied by a distributor settled in Curitiba/PR. The asphalt mixes were evaluated based on the French methodology, considering the levels with regards to compaction ability with use of Shear Compacting Press, resistance to action of water in Duriez test and resistance to rutting. In addition, sand path height tests were also carried out, in order to determine the functional property of surface roughness. The results obtained, taken into account the levels tested, indicate that all proposed dosages accomplish the normative requirements for asphalt mixes qualified as *Grave-Bitume* from class 4 (GB 4), the best ranked by French methodology, besides having surface roughness invariably classified as coarse, allowing good interfacial adhesion to other layers, which directly contributes to formation of a monolithic pavement structure. Furthermore, the dosage of 4.54% presented the best combination of results among the evaluated parameters.

Keywords: formulation, asphalt mixes, *Grave-Bitume*, rutting resistance.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	- Fluxograma de execução da pesquisa	22
Figura 2.1	- Composição de uma estrutura de pavimento adotada na França	28
Figura 2.2	- Estrutura genérica de pavimentos flexíveis	31
Figura 2.3	- Estrutura genérica de pavimentos betuminosos espessos	31
Figura 2.4	- Estrutura genérica de pavimento de base tratada com ligante hidráulico	32
Figura 2.5	- Estrutura genérica de pavimento misto	32
Figura 2.6	- Estrutura genérica de pavimento inverso	33
Figura 2.7	- Estrutura genérica de pavimento rígido em concreto de cimento Portland	34
Figura 2.8	- Diagrama de constituição de uma mistura asfáltica	34
Figura 2.9	- Carga elétrica inerente ao tipo de rocha matriz	40
Figura 2.10	- Diferentes comportamentos mecânicos do ligante com relação à temperatura (T), à amplitude de deformação (ϵ) e ao número de ciclos (N)	42
Figura 2.11	- Estrutura tridimensional formada pelas moléculas de SBS à temperatura ambiente	44
Figura 2.12	- Molhagem de um sólido por um líquido	48
Figura 2.13	- Qualidade da molhagem de acordo com o valor do ângulo de contato θ	48
Figura 2.14	- Superfícies de falha de uniões adesivas	50
Figura 2.15	- Representação esquemática de curvas granulométricas usuais	53
Figura 2.16	- Limites normativos e tolerâncias permitidas para a Faixa C do DNIT	55
Figura 3.1	- Exemplo de uma estrutura de pavimento apresentando deformação permanente	63
Figura 3.2	- Diferentes tipos de deformação	67
Figura 3.3	- Medições da distribuição da pressão de contato do pneu para diferentes condições de carga	70
Figura 3.4	- Influência da velocidade de tráfego na deformação de uma estrutura de pavimento com camada de base em GB	72

Figura 3.5	- Sinal de deformação na camada de base betuminosa para diferentes temperaturas	73
Figura 3.6	- Influência da curva granulométrica na deformação permanente	74
Figura 3.7	- Efeito do teor de ligante betuminoso na formulação de uma mistura asfáltica formulada com a mesma composição granulométrica	80
Figura 3.8	- Princípio de execução do ensaio creep	81
Figura 3.9	- Estágios da curva de fluência obtida no ensaio creep estático	83
Figura 3.10	- Carregamento e deformação no ensaio de creep dinâmico	84
Figura 3.11	- Visão geral do teste Flow Number e respectiva configuração de carregamento	85
Figura 3.12	- Zonas que compõem a curva de deformação plástica para obtenção do Flow Number	86
Figura 3.13	- Equipamento APA: (esquerda) visão geral e (direita) detalhe do sistema de aplicação de cargas	88
Figura 3.14	- Hamburg Wheel Tracking Device (HWTD)	89
Figura 3.15	- Mesa compactadora tipo LPC	90
Figura 4.1	- Níveis de avaliação da metodologia francesa para a formulação de misturas asfálticas	91
Figura 4.2	- Curvas granulométricas de referência e proposta, em relação aos pontos de controle normativos	97
Figura 4.3	- Ensaio MVR	98
Figura 4.4	- (a) Prensa de Compactação Giratória (PCG-3) e, (b) seu princípio de funcionamento	99
Figura 4.5	- Ensaio de Duriez a 18°C	101
Figura 4.6	- Procedimentos de (a) compactação de placas, (b) execução do ensaio de deformação permanente e, (c) medição dos afundamentos na trilha de roda	103
Figura 4.7	- Esquema de execução do ensaio de mancha de areia	104
Figura 5.1	- Habilidade de compactação na PCG das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas	107
Figura 5.2	- Resistência à ação da água das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas	109

Figura 5.3	- Altura da mancha de areia das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas	111
Figura 5.4	- Evolução do afundamento na trilha de roda das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas	113
Figura 5.5	- Mistura asfáltica GB 0/20 mm formulada com 4,86 % de ligante betuminoso: (esquerda) antes, (centro) durante e, (direita) após o ensaio de resistência à deformação permanente	114

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	- Classes granulares	38
Tabela 2.2	- Causas da baixa adesão inicial do ligante betuminoso ao granular	49
Tabela 2.3	- Faixas granulométricas normatizadas pelo DNIT	54
Tabela 2.4	- Misturas asfálticas francesas normatizadas pelo MANUEL LPC (2007)	59
Tabela 2.5	- Teores de ligante iniciais recomendados para as misturas Grave-Bitume	61
Tabela 2.6	- Pontos de controle especificados para misturas asfálticas GB 0/14 mm e GB 0/20 mm	62
Tabela 4.1	- Resultados da caracterização dos granulares pétreos	93
Tabela 4.2	- Caracterização do ligante POLIFLEX 60/85 E	95
Tabela 4.3	- Curvas granulométricas de referência com os pontos de controle e proposta	96
Tabela 4.4	- MVR das formulações GB	99
Tabela 4.5	- Limites de aplicação do revestimento de acordo com a macrotextura superficial	105
Tabela 5.1	- Teor de vazios obtidos nos ensaios de habilidade de compactação com a PCG para as misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas	106
Tabela 5.2	- Resultados da relação r/R no ensaio de Duriez	108
Tabela 5.3	- Altura da mancha de areia das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas	110
Tabela 5.4	- Afundamento na trilha de roda das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas	112

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	- <i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANP	- Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Bicomcombustíveis
APA	- <i>Pavement Analyzer</i>
AR	- Arados de terraplenagem
BBD _r	- <i>Béton Bitumineux Drainant</i>
BBM	- <i>Béton Bitumineux Mince</i>
BBME	- <i>Béton Bitumineux à Module Élevé</i>
BBS	- <i>Béton Bitumineux pour chaussée Souple à faible trafic</i>
BBSG	- <i>Béton Bitumineux Semi-Grenu</i>
BBTM	- <i>Béton Bitumineux Très Mince</i>
CA	- Concreto Asfáltico
CAP	- Cimento Asfáltico de Petróleo
CH-1	- Cal hidratada
CTJ	- Centro Tecnológico de Joinville
DNIT	- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EL	- Elástico linear
EME	- <i>Enrobés à Module Elevé</i>
FN	- <i>Flow Number</i>
GB	- <i>Grave-Bitume</i>
GNT	- Material Granular Não Tratado
h_{\min}	- altura mínima
HWTD	- <i>Hamburg Wheel Tracking Devices</i>
IBGE	- Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IFSTTAR	- <i>Institut Français des Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux</i>
K	- Módulo de riqueza
LCPC	- <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LDTPav	- Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação
LPC	- <i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>

LTP	- Laboratório de Tecnologia de Pavimentação
MB	- Massa de ligante betuminoso
MGS	- Massa de granulares secos
MINFRA	- Ministério da Infraestrutura
MVR	- Massa volumétrica real
MVRg	- Massa volumétrica real dos granulares
PS	- Poliestireno
PB	- Polibutadieno
PCG	- Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório
PF	- Plataforma de suporte de pavimento
PI	- Polisopreno
PST	- Partes superiores de terraplenagem
SBS	- Estireno-Butadieno-Estireno
SMA	- Stone Matrix Asphalt
T	- Temperatura
TCU	- Tribunal de Contas da União
Tg	- Temperatura de transição vítrea
TL	- Teor de ligante
TL _{int}	- Teor de ligante betuminoso interno (%)
UFSC	- Universidade Federal de Santa Catarina
UGE	- <i>Université Gustave Eiffel</i>
USP	- Universidade de São Paulo
VEL	- Viscoelástico linear
VRNS	- Vias de Rede Não Estruturante
VRS	- Vias de Rede Estruturante

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1	- CONSIDERAÇÕES GERAIS	17
1.2	- OBJETIVOS	20
1.2.1	- Objetivo Geral	20
1.2.2	- Objetivos Específicos	20
1.3	- PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS	21
1.4	- DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA	23
1.5	- JUSTIFICATIVA: RELÊVANCIA DO TEMA	23
1.6	- ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	26

CAPÍTULO 2 - CONSIDERAÇÕES SOBRE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS

2.1	- PAVIMENTO	27
2.1.1	- Estruturas de pavimentos franceses	30
2.2	- MISTURAS ASFÁLTICAS	34
2.2.1	- Homogeneidade	36
2.2.2	- Isotropia	36
2.2.3	- Linearidade	37
2.2.4	- Materiais componentes das misturas asfálticas	37
2.2.4.1	- Materiais granulares	37
2.2.4.2	- Ligante betuminoso	40
2.2.5	- Interação granular-ligante betuminoso	45
2.2.5.1	- Adesividade ativa	46
2.2.5.2	- Adesividade passiva	48
2.2.6	- Curva granulométrica	52
2.2.6.1	- Método por tentativa	54
2.2.6.2	- Método racional	56
2.2.7	- Tipos de misturas asfálticas	57

2.2.7.1	- Misturas Asfálticas do Tipo Grave-Bitume (GB)	60
---------	---	----

CAPÍTULO 3 - DEFORMAÇÃO PERMANENTE

3.1	- CONSIDERAÇÕES GERAIS	63
3.2	- MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	66
3.3	- PARÂMETROS INFLUENTES NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS	68
3.3.1	- Tráfego	68
3.3.2	- Frequência	71
3.3.3	- Temperatura	72
3.3.4	- Granulares	73
3.3.4.1	- Distribuição granulométrica	74
3.3.4.2	- Tamanho, forma e textura	75
3.3.4.3	- Natureza e teor de finos	76
3.3.4.4	- Compacidade e teor de vazios	77
3.3.4.5	- Natureza e teor do ligante betuminoso	78
3.4	- ENSAIOS PARA MEDIÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	80
3.4.1	- Ensaio Creep	81
3.4.2	- Ensaio Uniaxial de carga repetida	84
3.4.3	- Analisador de Pavimento Asfáltico (APA)	87
3.4.4	- Hamburg Wheel Tracking Device – HWTD	88

CAPÍTULO 4 MATERIAIS E MÉTODOS

4.1	- CONSIDERAÇÕES SOBRE A METODOLOGIA FRANCESA DE FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS	91
4.2	- MATERIAIS UTILIZADOS	93
4.2.1	- Granulares	93
4.2.2	- Ligante betuminoso	94
4.3	- MÉTODOS APLICADOS	96
4.3.1	- Curva granulométrica	96

4.3.2	- Massa Volumétrica Real (MVR)	98
4.3.3	- Habilidade de compactação	99
4.3.4	- Resistência à ação deletéria da água	101
4.3.5	- Resistência à deformação permanente	102
4.3.6	- Rugosidade superficial	104

CAPÍTULO 5 - RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1	- HABILIDADE DE COMPACTAÇÃO NA PCG	106
5.2	- RESISTÊNCIA À AÇÃO DELETÉRIA DA ÁGUA - DURIEZ	108
5.3	- RUGOSIDADE SUPERFICIAL – MANCHA DE AREIA	110
5.4	- RESISTÊNCIA À DEFORMAÇÃO PERMANENTE	112

CAPÍTULO 6 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

	REFERÊNCIAS	119
--	--------------------	-----

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

O desenvolvimento de metodologias para a formulação de misturas asfálticas necessita de extensos estudos conceptivos prévios com forte base científica, a fim de que se possa determinar com assertividade as propriedades dos materiais constituintes, bem como compreender o comportamento das dosagens propostas, sobretudo reológico e mecânico. Para tanto, deve-se dispor de técnicas que possuam a capacidade de testar os materiais conforme as condições mais próximas possíveis dos fenômenos observados no campo, ou seja, com estreita relação campo/laboratório, garantindo assim credibilidade aos resultados obtidos (MIKOWSKI et al., 2021; BARRA et al., 2016).

Neste contexto, tem-se que a metodologia Marshall, cujo desenvolvimento é atribuído ao Engenheiro Bruce Marshall do *Mississippi State Highway Department*, nos Estados Unidos, pode ser tomada contemporaneamente como ponto de partida desta abordagem na década dos anos 40, considerando que ainda é utilizada na indústria da pavimentação atualmente. Inclusive, é a metodologia oficial homologada no Brasil até o momento para a determinação do teor de ligante betuminoso de serviço nas dosagens de misturas asfálticas, bem como em outros países no mundo (POLACZYK et al., 2018; BARROS, 2017).

Com o avanço no tempo dos conceitos matemáticos, físicos e mecânicos aplicados às Engenharias, principalmente no que diz respeito ao comportamento mecânico e reológico das misturas asfálticas, tornou-se evidente o empirismo e as limitações do método Marshall, principalmente no que concerne ao processo de compactação por impacto e de ruptura à compressão diametral. Estas constatações permitiram verificar a incompatibilidade da técnica utilizada em relação à reprodutibilidade dos estados de tensão-deformação impostos a esses materiais em serviço, não permitindo avaliar corretamente o seu desempenho (TAPKIN, 2013; CASTAÑEDA, 2004).

Novos métodos então foram desenvolvidos para avaliar o desempenho das misturas asfálticas, de modo a considerar propriedades e fenômenos físicos relacionados mais diretamente às condições intrínsecas de cada formulação, principalmente no que tange ao comportamento reológico nos ensaios de módulo de rigidez e, mecânico, quanto à resistência à

deformação permanente e à fadiga (JITSANGIAM et al., 2013; TARAKJI, 1992). Destacam-se neste cenário o *Strategic Highway Research Program* (SHRP) lançado no início dos anos 90, e que deu origem à metodologia *Superpave*, atualmente em sua quinta versão (RAHBAR-RASTEGAR et al., 2022), e a metodologia francesa, concebida a partir dos anos 60 (HUET, 1963; SAYEGH, 1965), as quais aportaram análises de cunho empírico-mecânico às pesquisas realizadas com misturas asfálticas.

No que diz respeito à deformação permanente nas misturas asfálticas, tem-se que é um dos defeitos com maior incidência nas misturas asfálticas, sendo caracterizada pelo afundamento longitudinal nas trilhas de roda, a partir da acumulação gradual de pequenas deformações acumuladas à passagem das cargas repetidas impostas pelo tráfego, sobretudo em regime de solicitação a baixa frequência, em consonância ao aumento da temperatura, condições propícias à maior fluência dos materiais betuminosos (MAHMOUD e BAHIA, 2004).

Ainda, a deformação permanente pode se desenvolver pela combinação entre a fluência e a deformação por cisalhamento da mistura asfáltica, motivadas principalmente pela característica viscoelástica linear do ligante betuminoso e por deficiência do intertravamento entre as partículas devido à má distribuição proporcional das composições granulométricas, respectivamente, ambos os fenômenos ocorrentes no domínio dinâmico de solicitação (ZHANG et al., 2022; FERREIRA et al., 2020; JI et al., 2013).

Estas manifestações podem ocorrer em uma ou mais camadas do pavimento em que as misturas asfálticas estiverem presentes, devido às deformações resultantes da propagação das tensões na passagem do carregamento dinâmico ao longo da profundidade das estruturas de pavimento (YAO et al., 2021; XU et al., 2021). Logo, não são restritas às camadas de rolamento, mas também ocorrem naquelas de cunho estrutural, como base e sub-base, onde são aplicadas as formulações do tipo *Grave-Bitume* (GB), motivação temática desta pesquisa.

Como consequência, tem-se que além de gerar desníveis profundos e superficiais, a deformação permanente reduz o conforto ao rolamento e a segurança do usuário, além de diminuir a vida útil de projeto das estruturas de pavimento e aumentar os custos operacionais da malha viária (ALI et al., 2017).

No Brasil, a ocorrência de problemas associados à deformação permanente nos revestimentos asfálticos é bastante frequente, com manifestação não raro de forma precoce em relação à vida útil de projeto prevista, comprometendo a eficiência técnica e econômica dos

pavimentos em pouco tempo de serviço (DOMINGOS et al., 2017; NASCIMENTO et al., 2008).

Corroborando com esse cenário, o Tribunal de Contas da União (TCU) a partir do Acórdão nº 328/2013 (TCU, 2013), auditou a capacidade estrutural e funcional de onze trechos rodoviários administrados pelo DNIT. Como resultado, revelou que dentre as obras avaliadas, destacam-se as seguintes: BR-230/MA, com problemas em 35,5% do trecho após um mês da entrega; BR-316/MA, com problemas em 82,3% após cinco meses da entrega; e BR-116/CE, com problemas em 62,9% após seis meses da entrega. Entre os defeitos detectados constavam em todos os casos mencionados a deformação permanente. Dessa forma, constata-se que os dados negativos da investigação ocorreram com pouco tempo de serviço das estruturas, confirmando a precocidade de ocorrência dos eventos e tendo em conta que a previsão de vida útil dos respectivos projetos mencionados variava entre oito e dez anos.

De acordo com o Ministério da Infraestrutura (MINFRA, 2018a), o modal rodoviário mantém-se como o principal meio de transporte no Brasil, tanto para cargas como para passageiros, com cerca de 70% e 90% de participação, respectivamente. Andrade et al. (2020) atribuem a significativa danificação da malha viária a diversos motivos, entre eles: cargas excessivas por eixo, má formulação das misturas asfálticas, falta de manutenção em grande escala e falhas conceptivas, causadas pelo uso de técnicas obsoletas de projeto e construção.

Portanto, analisando o problema apresentado, tem-se claramente que há a necessidade cada vez mais latente de se projetar estruturas de pavimento com critérios técnicos e científicos, que sejam capazes de garantir ao usuário a trilogia conforto, segurança e economia de custos com a manutenção dos veículos, e com níveis mínimos de intervenção pelo poder público ou concessionário durante o período de vida útil projetado.

A utilização de métodos mais acurados para formulação e avaliação do desempenho de misturas asfálticas apresenta-se como um fator imperativo. Neste contexto, destaca-se a metodologia desenvolvida pelos franceses (MANUEL LPC, 2007), que visa determinar diversos parâmetros de comportamento das respectivas formulações, em condições aceleradas e simulando situações próximas à realidade observada na prática, ou seja, compreendendo uma estreita relação campo/laboratório.

O uso de ensaios com capacidade de acelerar a ocorrência de fenômenos em laboratório, que podem demorar meses ou anos para ocorrer no campo, é fundamental como ferramenta de apoio ao processo de tomada de decisões durante a etapa de testes de novos

materiais, podendo assim apontar melhores soluções em menor tempo, gerando eficiência técnica e econômica dos projetos (GUIZZARDI, 2021; VALE, 2008).

Dado o exposto, a motivação principal desta pesquisa consiste em formular e verificar a viabilidade técnica de misturas asfálticas do tipo *Grave-Bitume* (GB), destinadas à composição de camadas estruturais de base e sub-base em pavimentos de concreto asfáltico, a partir dos níveis de avaliação previstos na metodologia francesa (MANUEL LPC, 2007), com enfoque em parâmetros como habilidade de compactação, resistência à ação deletéria da água, e sobretudo, à deformação permanente. Adicionalmente, também serão realizados ensaios de cunho funcional, como o de rugosidade superficial das misturas asfálticas produzidas.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos traçados para esta pesquisa são:

1.2.1 Objetivo Geral

Estudar os aspectos técnicos conceptivos da formulação de misturas asfálticas do tipo *Grave-Bitume* (GB), bem como avaliar o desempenho à deformação permanente das dosagens propostas com base nos parâmetros normativos da metodologia francesa.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para que seja alcançado o objetivo geral, os seguintes objetivos específicos são definidos:

- Definir a composição granulométrica, o tipo e os teores de ligante betuminoso a serem utilizados nas dosagens das formulações;
- Verificar a habilidade de compactação com a utilização da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG);
- Avaliar a resistência à ação deletéria da água no ensaio de Duriez;
- Determinar, complementarmente, a rugosidade superficial das misturas asfálticas pelo método da mancha de areia;
- Avaliar a resistência ao afundamento na trilha de roda, a partir do ensaio de deformação permanente;

- Analisar a viabilidade técnica das formulações propostas, em relação ao atendimento dos parâmetros estabelecidos pela metodologia francesa para enquadramento como misturas GB, indicando qual dosagem é a mais adequada para utilização em obras de pavimentação.

1.3 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS

O desenvolvimento desta pesquisa iniciou com a seleção da jazida para a coleta das amostras dos materiais pétreos, tendo sido escolhida a da empresa Rudnick Minérios Ltda., localizada em Joinville/SC, pela parceria que dispõe com o Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav). As respectivas classificações geológicas, mineralógicas, químicas e físicas foram obtidas de estudos prévios conduzidos por Siroma (2018) e Clara (2020), que estudaram as mesmas ocorrências de materiais.

No que diz respeito à caracterização do ligante betuminoso, as informações foram obtidas das pesquisas de Fagundes (2020) e Teixeira (2021), pois utilizaram amostras provenientes de igual lote, fornecidas pela empresa CBB Asfaltos, de Curitiba/PR, também parceira do LDTPav.

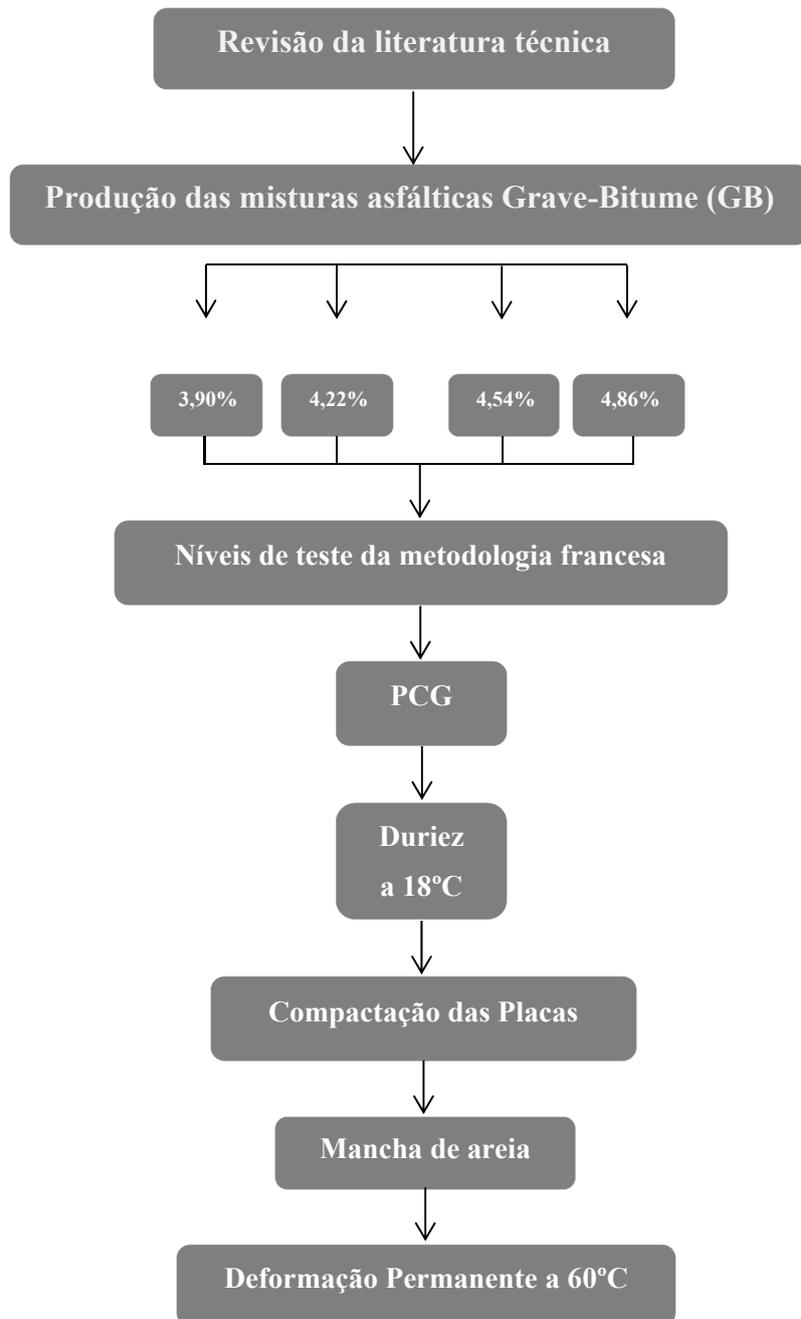
De posse dos dados referentes às propriedades dos materiais selecionados, tem-se que as misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB) foram formuladas com base nos parâmetros pertinentes à metodologia francesa (MANUEL LPC, 2007), pois além de possuir critérios de avaliação rigorosos, dispõe de técnicas e tecnologias de ensaios que possibilitam simular os esforços aplicados sobre os materiais da maneira mais próxima possível às situações que ocorrem no campo. Ainda, possui uma estreita relação campo/laboratório, atualmente entre 0,9 e 1,3, sendo um fator decisivo para garantir credibilidade aos resultados obtidos.

Desta forma, os ensaios escolhidos para avaliar o comportamento mecânico e funcional das misturas asfálticas foram os seguintes: habilidade de compactação com o uso da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF EN 12697-31, 2019) ação deletéria da água no ensaio de Duriez a 18°C (AFNOR NF EN 12697-12, 2018) e, resistência à deformação permanente a 60°C (AFNOR NF EN 12697-22, 2020).

De forma complementar, foram executados os ensaios de caracterização funcional das misturas asfálticas, como a altura da mancha de areia (AFNOR NF EN 13036-1, 2010), a fim de verificar o potencial de aderência interfacial com as demais camadas do pavimento.

Todos os ensaios mencionados foram escolhidos considerando a disponibilidade dos equipamentos nas instituições de ensino e nas empresas que se propuseram a colaborar na execução dos trabalhos. Para o cumprimento da totalidade da campanha experimental, foram utilizados de forma efetiva aproximadamente 340 kg de materiais granulares (incluindo as frações grossas, finas e fileres) e 36 litros de ligante betuminoso. A Figura 1.1 ilustra o fluxograma estabelecido para a execução da pesquisa.

Figura 1.1 - Fluxograma de execução da pesquisa.



Fonte: Autor.

1.4 DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA

A campanha experimental desta pesquisa foi restrita ao âmbito laboratorial, não tendo sido objeto de estudo qualquer procedimento realizado em campo ou simulação numérica.

Para tanto, foram utilizadas as instalações do Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), no Centro Tecnológico de Joinville (CTJ) e, do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP) da Universidade de São Paulo (USP).

No LDTPav/UFSC foram realizados os procedimentos de peneiramento e separação de amostras, bem como a determinação das massas volumétricas reais (MVR) e resistência à ação da água no ensaio de Duriez a 18°C.

No LTP/USP foram executados os procedimentos de compactação de placas, bem como os testes de habilidade de compactação com a PCG, resistência à deformação permanente, altura da mancha de areia, e drenabilidade.

Ressalta-se que as análises realizadas são válidas apenas para as condições estabelecidas nesta pesquisa.

1.5 JUSTIFICATIVA: RELÊVANCIA DO TEMA

Os pavimentos rodoviários representam um importante e valioso patrimônio de um país. A gestão e manutenção da malha viária exigem estratégias cada vez mais arrojadas e criteriosas nos aspectos conceptivos e executivos (GARDETE, 2006).

No entanto, não há no Brasil neste momento qualquer metodologia oficial atualmente que estabeleça um protocolo científico racional de formulação de misturas asfálticas e, nem mesmo uma definição de classes quanto às características reológicas, mecânicas e funcionais a serem alcançadas com padrão mínimo de aceitabilidade dos diversos tipos de variação de composições, que permita ao projetista escolher qual formulação estaria apta a ser utilizada em cada caso de aplicação específica no pavimento.

As curvas granulométricas são definidas com base em método por tentativa e erro, utilizando faixas limítrofes e frações granulares heterogêneas comerciais, sem que haja a possibilidade do projetista possuir o controle das frações individuais dos materiais, a cada peneira, com definição de uma curva de trajetória contínua normalizada e bem distribuída

percentualmente em todas as suas frações, garantindo melhor intertravamento dos materiais e melhor desempenho mecânico (ANDRADE et al., 2020).

Além disso, a metodologia nacional utilizada para dosagem de misturas asfálticas é ainda baseada no ensaio Marshall (DNER-ME 043, 1995), que também é muito distante das condições de compatibilidade com os fenômenos regentes da mecânica dos pavimentos observados no campo, destacando-se os seguintes comentários:

- O procedimento de compactação é realizado por impacto severo e não por rolagem de pneumáticos ou rolos lisos, não compreendendo ajustes de pressão de eixo e calibragem dos pneus durante o processo. Além disso, propicia a quebra de frações granulares no interior das misturas asfálticas, contribuindo para alteração dos parâmetros volumétricos e granulométricos de dosagem estabelecidos em projeto (SIROMA, 2018);
- Imerge-se o material em água a 60°C antes de sua ruptura, simulando uma condição de saturação inexistente no campo;
- Rompem-se as amostras sob o esforço de compressão diametral, a partir da aplicação de esforço monotônico e que não permite estabelecer qualquer paralelo científico adequado com os fenômenos de fadiga e fluência (deformação permanente), e nem mesmo com o sinal de deformação à flexão alternada gerado nas camadas do pavimento sob sollicitação dinâmica (LI et al., 2020).

Como resultado, o método invariavelmente indica teores de ligante acima do valor adequado de trabalho, quando comparado com metodologias mais racionais, como a francesa, por exemplo, acarretando a ocorrência de fluência excessiva das misturas quando submetidas a ensaios de deformação permanente no domínio dinâmico (BARRA, 2005).

O Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) que está em processo de implantação no Brasil, propõe a classificação das categorias de misturas asfálticas a partir de ensaios de módulo de resiliência e fadiga à compressão diametral (DNIT, 2020). Neste contexto, já tendo sido demonstrado por estudos interlaboratoriais em caráter internacional que estes tipos de teste não são capazes de simular os esforços sollicitantes correspondentes aos fenômenos observados no campo, indicando os resultados mais pessimistas em relação à

descrição e análise do comportamento mecânico destes materiais (DI BENEDETTO et al., 2003).

Além disso, para que sejam realizados, utilizam-se de corpos de prova produzidos pelo processo de dosagem Marshall ou pela Prensa de Compactação Giratória (PCG), segundo o critério estabelecido ainda na quarta versão da metodologia Superpave, que consiste na fixação do teor de vazios de projeto em 4,0% para as misturas asfálticas. Esta condicionante tem se demonstrado incompatível com o comportamento mecânico de diversos arranjos granulométricos, compreendendo desde graduações densas às mais abertas. Tanto é fato, que a própria metodologia Superpave, em sua quinta versão, mesmo tendo mantido a mesma linha de raciocínio da versão anterior, reviu este critério e alterou para 5,0% a marca a ser atingida (RAHBAR-RASTEGAR et al., 2022).

Ainda, a resistência à deformação permanente é proposta na metodologia MeDiNa para ser determinada em ensaios denominados Flow Number (FN) (DNIT-ME 184, 2018), em que as misturas asfálticas são submetidas a carregamento dinâmico em modo uniaxial, até que seja atingida a resistência última aos esforços de cisalhamento das formulações, a partir do rompimento das amostras. Logo, não compatível com a dinâmica de ocorrência do fenômeno no campo, pois a aparição das deformações permanentes críticas às condições de conforto e segurança ao usuário na prática, acontecem muito antes da ruptura total por cisalhamento dos materiais (RADHAKRISHNAN et al., 2019; ERLINGSSON, 2012).

Neste âmbito, propõe-se nesta pesquisa a aplicação de um método protocolar de formulação de misturas asfálticas, notadamente para camadas estruturais de base e sub-base de pavimentos de concreto asfáltico, denominada *Grave-Bitume* (GB), com enfoque na interpretação de variáveis fenomenológicas e no desempenho à habilidade de compactação, resistência à ação da água e, sobretudo, à deformação permanente, que incidem sobre estes materiais no campo.

Para tanto, os princípios conceptivos da metodologia francesa são utilizados, pois além de todos os argumentos justificatórios já abordados nos tópicos anteriores, trata-se de uma linha de pesquisa que vem sendo desenvolvida continuamente desde a década de 60, ou seja, com mais de 60 anos de experiência. Ademais, apresenta como forte característica e vantagem a versatilidade, pois como é fundamentada em princípios físicos e experimentais, é adaptável ao contexto de cada país.

Ainda, este trabalho se justifica pelo pioneirismo no Brasil quanto ao estudo de misturas asfálticas GB, contribuindo para o aprimoramento de novas técnicas de formulação no país e expansão do conhecimento sobre novos materiais.

1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está organizado da seguinte forma:

Capítulo 1: Introduz o tema de estudo, apresentando ao leitor os objetivos e o enfoque da pesquisa.

Capítulo 2: Expõe uma revisão bibliográfica, abordando considerações técnicas sobre estruturas de pavimentos, misturas asfálticas e os materiais que as constituem, com destaque mais específico para o tipo *Grave-Bitume* (GB).

Capítulo 3: Aborda o fenômeno da deformação permanente nas misturas asfálticas, seus mecanismos, fatores influentes e os ensaios que caracterizam a sua ocorrência.

Capítulo 4: Discorre sobre as características dos materiais selecionados, curva granulométrica proposta para a formulação GB, bem como os procedimentos metodológicos adotados.

Capítulo 5: Expõe os resultados e as discussões relacionadas à campanha experimental realizada.

Capítulo 6: Trata das conclusões advindas da pesquisa e das recomendações para a execução de trabalhos futuros.

CAPÍTULO 2

CONSIDERAÇÕES SOBRE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS

2.1 PAVIMENTO

Na literatura é possível encontrar várias definições para o termo pavimento, sendo todas atreladas a sua função estruturante e operacional. De acordo com o Manual de Pavimentação do DNIT (2006), o pavimento de uma rodovia é a superestrutura construída por um sistema de camadas de espessuras finitas, assentadas sobre a infraestrutura ou terreno de fundação, denominado subleito.

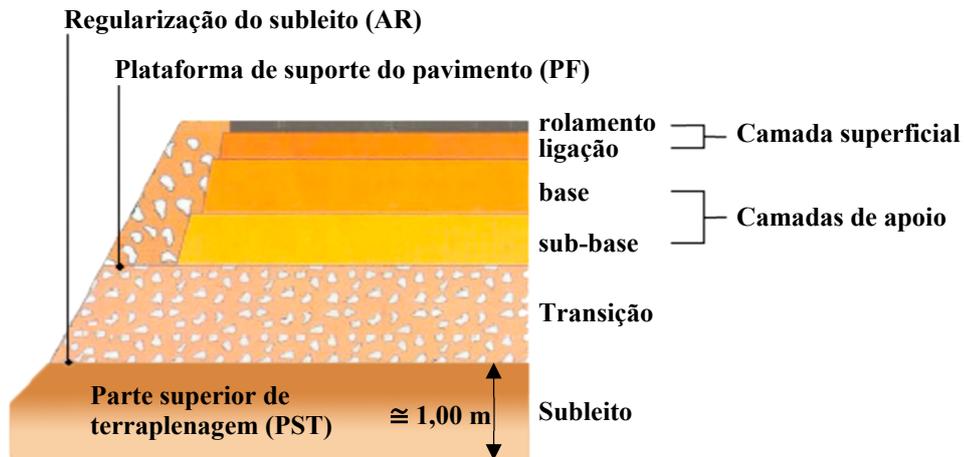
Bernucci et al. (2010) explicam que a estrutura de pavimento é destinada técnica e economicamente a resistir aos esforços oriundos do tráfego de veículos e às intempéries, além de propiciar aos usuários melhoria nas condições de rolamento, com conforto (poucas irregularidades e baixos ruídos), economia (desgaste mínimo do veículo, menores gastos de combustíveis e em tempo de viagem) e segurança (aderência adequada pneu/pavimento).

As camadas do pavimento são constituídas de diferentes materiais e podem ser caracterizadas por seu módulo de elasticidade, coeficiente de Poisson, resistência à fadiga e espessura segundo sua posição no pavimento, com uma redução gradativa de sua rigidez a tal ponto que esforços aplicados no subleito sejam inferiores aos admissíveis (QUINTERO, 2011; MOMM, 1998).

No Brasil, a estrutura do pavimento de concreto asfáltico é formada basicamente por quatro camadas principais: revestimento, base, sub-base e reforço do subleito. Dependendo do tráfego e dos materiais disponíveis, pode-se ter a presença ou ausência de algumas camadas, como a de ligação e de reforço do subleito). Sendo que, as camadas de base, sub-base e reforço do subleito são de grande importância estrutural (SENÇO, 2007).

Na França, por exemplo, há distinções conceptivas em relação ao Brasil quanto à constituição dos pavimentos, sendo a principal delas o conceito estrutural denominado como plataforma de fundação (PF), conforme pode ser visto na Figura 2.1.

Figura 2.1 - Composição de uma estrutura de pavimento adotada na França.



Fonte: Adaptado de Guide Technique (1997).

Observando a Figura 2.1, verifica-se que a estrutura de um pavimento típico francês é composta por quatro partes principais, cada uma com uma função bem definida, a saber (BARRA et al., 2010; GUIDE TECHNIQUE, 1997):

- A parte superior de terraplenagem (PST) é classificada de acordo com a natureza e o estado hídrico dos materiais que as constituem, sendo levado em conta o contexto geral da estrutura de pavimento em serviço (possibilidades de contato direto com a água, drenagem, etc). A PST constitui o último metro superior do terreno natural de fundação ou subleito, sendo o topo associado à regularização do greide de terraplenagem (AR), classificado a partir do módulo de rigidez determinado normalmente em ensaios *in situ* executados com o equipamento Dynaplaque ou por ensaio de placa EV2, e ainda em laboratório a partir de ensaios triaxiais dinâmicos;
- A camada de transição não é diretamente análoga ao reforço de subleito normalmente utilizado no Brasil, apesar de também cumprir esta função. A principal destinação é viabilizar uma progressão gradual da rigidez estrutural, a partir do AR, a fim de que a distribuição de tensões oriundas da aplicação das cargas do tráfego se propague de tal forma que atinja o AR em condições bem abaixo da deformação de compressão admissível para o qual está projetado, visando não haver problemas com deformações permanentes nesta região do pavimento durante a vida útil de projeto, devido aos consideráveis transtornos e custos elevados provenientes de intervenções em cotas profundas;

- A plataforma de fundação (PF), consiste no conjunto formado pela camada de transição e o AR. Possui dupla função: durante a fase de obras garante a proteção do solo do AR, permitindo a manutenção do nivelamento do greide e a circulação de máquinas e veículos para fornecimento de materiais. Em serviço, torna possível homogeneizar as características mecânicas dos materiais que constituem a plataforma, proteger o AR do frio e das precipitações pluviométricas, além de melhorar a capacidade de suporte estrutural em longo prazo, sobretudo quando tratadas por agentes pozolânicos. É classificada em 4 classes (PF1 a PF4), ascendentes de acordo com o módulo de rigidez, determinado no topo da PF, a partir dos mesmos procedimentos mencionados para a PST;
- As camadas de fundação ou apoio são compostas pela base e sub-base. São constituídas por materiais mais elaborados, considerando as propriedades dos insumos e resistência estrutural. Em geral, podem ser concebidas a partir de materiais granulares, para níveis de tráfego considerados de baixa intensidade na metodologia francesa (≤ 150 caminhões pesados com pelo menos 5,0 t em carga útil e 13,0 t de eixo simples de roda dupla como padrão), ou em camadas asfálticas, para condições acima do limite mencionado de tráfego, sobretudo a camada de base. São nestas posições das estruturas do pavimento que são projetadas as misturas asfálticas denominadas *Grave-Bitume* (GB), objeto de estudo desta pesquisa. Logo, as GB possuem caráter estrutural e são dimensionadas em razão da deformação admissível de tração ocorrente na fibra inferior da camada mais profunda presente na estrutura em projeto;
- As camadas superficiais são constituídas pelo revestimento superficial e de ligação, em que esta última é eventualmente prevista nos projetos de dimensionamento. No caso do revestimento superficial, seja em estruturas submetidas a baixo, médio ou elevado nível de tráfego, em geral, possui característica funcional e não estrutural, com o objetivo de proporcionar boas condições de conforto de rolamento e segurança quanto à aderência pneu-pavimento, possuindo boa rugosidade superficial, drenabilidade e produção de baixo nível de ruído. É a camada responsável pelo contato direto com os pneumáticos dos veículos e por suportar as agressões intempéricas diretamente. Garantem a proteção das camadas de fundação contra a infiltração de água contribuindo para a durabilidade

da estrutura do pavimento. Além disso, a camada de rolamento deve possuir boa aderência, drenabilidade e baixo ruído, fornecendo aos usuários da via conforto, segurança e economia.

Dependendo dos tipos de tráfego e clima, diferentes concepções estruturais de pavimentos são concebidas na França, as quais são descritas sucintamente no tópico 2.1.1.

2.1.1 Estruturas de pavimentos franceses

Na França, a estrutura do pavimento é projetada segundo sua utilização em serviço (clima) e o nível de solicitações (tráfego) que terão de suportar. Desta forma, as rodovias são divididas em dois grupos: Vias de Rede Estruturante (VRS), que são destinadas a tráfego médio e elevado; e Vias de Rede Não Estruturante (VRNS), que são projetadas para receber tráfego médio e leve. Além disso, uma das características da rede rodoviária francesa é a existência de uma grande variedade de estruturas de pavimentos. Isso se deve a alguns fatores, como: o tamanho da malha rodoviária francesa, a diversidade de tráfego e condições climáticas, além de uma grande variabilidade de recursos naturais disponíveis (SIMONIN, 2005).

O *Guide Technique de Conception et Dimensionnement des Structures de Chaussée* ou simplesmente *Guide Technique* (1997), classifica essas estruturas nas seguintes categorias: betuminosas flexíveis, betuminosas espessas, de base tratada com ligante hidráulico, mistas, inversas e de concreto de cimento Portland.

As estruturas de pavimentos denominadas flexíveis possuem um revestimento betuminoso esbelto para os padrões franceses, partindo de 5,0 cm e podendo atingir até 15,0 cm. Em condições de tráfegos leves, por exemplo, apenas a camada superficial betuminosa atua na transmissão direta do carregamento às camadas inferiores da estrutura do pavimento, não possuindo caráter estrutural, ou seja, não é responsável por absorver esforços provenientes do tráfego, o que fica a cargo das camadas inferiores. Nestes casos, normalmente é assente sobre uma base e sub-base compostas por materiais granulares não tratados (GNT), com graduação bem distribuída no intervalo 0/14 mm ou 0/20 mm. A espessura total do pavimento varia entre 30,0 cm e 60,0 cm (Figura 2.2). Nos casos de tráfego médio, a camada de base é executada com material betuminoso, com caráter estrutural, e a sub-base em GNT. Este tipo de estrutura não é utilizado em redes estruturantes (VRS) e para tráfego elevado.

Figura 2.2 - Estrutura genérica de pavimentos flexíveis.



1. Camada superficial de materiais betuminosos
2. Base em GNT ou materiais betuminosos
3. Sub-base em GNT
4. Plataforma de fundação

Fonte: Adaptado de Guide Technique (1997).

As estruturas de pavimentos betuminosos espessos são constituídas por uma camada superficial de rolamento betuminosa, com característica funcional, assente sobre camadas de fundação também formuladas por materiais betuminosos, com característica estrutural. Neste caso, quando o nível de tráfego previsto em projeto é médio, apenas a camada de base é normalmente betuminosa, enquanto a sub-base executada em GNT. Porém, nas situações de tráfego elevado, ambas as camadas de fundação (base e sub-base) são compostas por materiais betuminosos. A espessura dessas camadas betuminosas quando em conjunto compreendem espessuras que podem variar entre 15,0 cm e 40,0 cm (Figura 2.3). São utilizadas na composição da rede estruturantes (VRS).

Figura 2.3 - Estrutura genérica de pavimentos betuminosos espessos.



1. Camada superficial de materiais betuminosos
2. Base/Sub-base de materiais betuminosos
ou Base de materiais betuminosos/Sub-base em GNT
3. Plataforma de fundação

Fonte: Adaptado de Guide Technique (1997).

As estruturas de pavimento de base tratada com ligante hidráulico são conhecidas como semirrígidas. Compreendem uma camada superficial betuminosa sobre uma base de materiais tratados com ligante hidráulico, do tipo brita graduada tratada com cimento (BGTC), concreto compactado com rolo (CCR) ou solo-cimento, cuja espessura pode variar de 20,0 cm a 50,0 cm (Figura 2.4). A sub-base pode ser composta por GNT ou ainda por uma camada também tratada com ligante hidráulico. Devido apresentarem problemas de compatibilidade mecânica recorrentes entre a camada betuminosa e a cimentada, estas estruturas não são

previstas com regularidade em projetos na França atualmente, salvo quando utilizado solo-cimento na solução concebida.

Figura 2.4 - Estrutura genérica de pavimento de base tratada com ligante hidráulico.



1. Camada superficial de materiais betuminosos
2. Materiais tratados com ligante hidráulico
3. GNT ou materiais tratados com ligante hidráulico
4. Plataforma de suporte

Fonte: Adaptado de Guide Technique (1997).

As estruturas de pavimento mistas apresentam uma camada de rolamento e uma camada de base compostas por materiais betuminosos (espessura da base: 10,0 cm a 20,0 cm). Essas camadas são assentes sobre uma sub-base composta por materiais tratados com ligante hidráulico, com espessura entre 20,0 e 40,0 cm (Figura 2.5), compreendendo as mesmas possibilidades de materiais mencionados para as estruturas de base tratadas com ligante hidráulico. São classificadas como mistas se a proporção entre a espessura total das camadas betuminosas e a espessura total do pavimento for da ordem de 1/2. Podem suportar tráfego elevado, a depender do projeto. Atualmente este tipo de solução é considerado para uso na França apenas quando o solo da camada de sub-base recebe um tratamento com cimento Portland.

Figura 2.5 - Estrutura genérica de pavimento misto.



1. Camada superficial de materiais betuminosos
2. Base de materiais betuminosos
3. Materiais tratados com ligante hidráulico
4. Plataforma de fundação

Fonte: Adaptado de Guide Technique (1997).

As estruturas de pavimento inversas são formadas por camadas superficiais de rolamento betuminosas com cerca de 15,0 cm de espessura, assentes sobre uma camada de base em material granular não tratado (GNT) com aproximadamente 12,0 cm de espessura, apoiada sobre uma camada de sub-base composta por materiais tratados com ligante hidráulico

(15,0 cm a 50,0 cm). A espessura total da estrutura atinge de 60,0 cm a 80,0 cm (Figura 2.6). Considerando que, por concepção, este tipo de estrutura deve ser composto por uma camada de sub-base rígida tradicional em concreto de cimento Portland, tem-se que pela dificuldade em prover controle tecnológico frequente, manutenção preventiva ou reconstruções em camadas rígidas profundas, esta solução não é mais aplicada em projetos na França.



Figura 2.6 - Estrutura genérica de pavimento inverso.

1. Camada superficial de materiais betuminosos
2. Base de materiais betuminosos
3. Materiais granulares não tratados
4. Materiais tratados com ligante hidráulico
5. Plataforma de fundação

Fonte: Adaptado de Guide Technique (1997).

As estruturas em concreto de cimento Portland consistem em uma camada superficial de concreto tradicional com 15,0 cm a 40,0 cm de espessura, geralmente coberta com uma esbelta camada de rolamento de materiais betuminosos (3,0 cm a 5,0 cm), para proporcionar melhor conforto de rolamento e redução de ruído. A camada de concreto é assente sobre uma camada de sub-base cimentada, geralmente CCR ou diretamente sobre o subleito, sendo executado este segundo caso com interposição de uma camada betuminosa. A laje de concreto pode ser contínua com reforço longitudinal (concreto armado contínuo) ou descontínua com ou sem elementos de conexão às juntas. Existe, portanto, uma grande variedade de pavimentos de concreto que podem suportar tráfego intenso. Não é uma estrutura executada de forma corrente na França, restrita a soluções pontuais na malha viária nacional. O exemplo de uma estrutura rígida em concreto de cimento Portland é ilustrado na Figura 2.7.

Figura 2.7 - Estrutura genérica de pavimento rígido em concreto de cimento Portland.



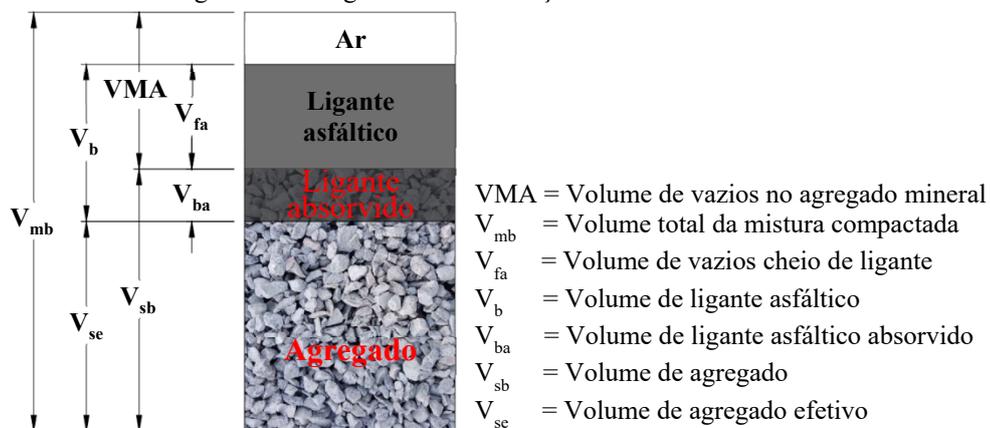
1. Concreto de cimento Portland
2. Concreto magro (12 a 18 cm) ou materiais tratados com ligantes hidráulicos (15 a 20 cm)
3. Plataforma de suporte

Fonte: Adaptado de Guide Technique (1997).

2.2 MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas asfálticas consistem em uma combinação de materiais granulares que variam de tamanho, forma e origem, e um material hidrocarboneto que age como aglutinante, denominado ligante betuminoso. Neste contexto, o ligante é o principal responsável por gerar coesão com as frações granulares e pelo comportamento viscoelástico no domínio linear de aplicação das cargas solicitantes, enquanto a composição granulométrica provê a maior parte da rigidez, além da resistência e estabilidade mecânica. Se necessário, aditivos ou adições podem ser incorporados eventualmente em proporções adequadas, a fim de melhorar o desempenho da mistura. O produto final desta composição (Figura 2.8), após compactação e resfriamento, possui um conteúdo de vazios diferente de zero, que também contribui para que não assuma comportamento frágil à aplicação das cargas solicitantes (BAAJ, 2002).

Figura 2.8 - Diagrama de constituição de uma mistura asfáltica.



Fonte: Adaptado de FHWA (1994) *apud* Ribas (2016).

O ligante asfáltico, apesar da pequena proporção, geralmente em torno de 4% a 7% do peso total da mistura, é fortemente responsável pelo comportamento mecânico da mesma, pois a transmite suas propriedades viscoelásticas e sensibilidade térmica (BODIN, 2002). Ou seja, a mistura asfáltica herda as características viscoelásticas do ligante que contém (De La ROCHE, 1996).

O ligante fornece coesão à mistura a partir da formação de uma película em torno dos granulares graúdos e intermediários e de sua interação com as partículas finas sob a forma de mástique. Assim, a mistura tende a se comportar como um material predominantemente elástico a baixas temperaturas, viscoelástico à temperatura ambiente e líquido viscoso a elevadas temperaturas (CASTAÑEDA, 2004).

Além disso, conforme os pulsos de frequência da aplicação de carregamento são aplicados muito rapidamente, as misturas asfálticas exibem um comportamento praticamente elástico enquanto que em casos de aplicação muito lentas, o comportamento é predominantemente viscoso. Entre esses dois casos extremos, apresenta um comportamento viscoelástico, cuja linearidade depende do nível de deformação considerado (PERRET, 2003).

Por fim, a mistura asfáltica deve ser projetada de forma a satisfazer os critérios de desempenho em serviço, como: durabilidade, estabilidade, drenabilidade, aderência, resistência à deformação permanente e à fadiga, além de garantir trabalhabilidade e habilidade de compactação adequada no momento de sua execução (HAMLAT, 2007). Além disso, podem ser utilizadas nas estruturas dos pavimentos como camada de rolamento, ligação e suporte.

Para poder prever o comportamento em serviço dos materiais utilizados nas estruturas de pavimento, é necessário conhecer as suas propriedades fundamentais. No caso das misturas asfálticas, é importante compreender que são materiais com característica singular, devido à complexidade do comportamento viscoelástico linear que possuem, variável com a mudança combinada ou não da temperatura e da frequência de aplicação do carregamento. Logo, não podem ter as suas condições de análise generalizadas (ALMEIDA, 2013).

Desta forma, devido à complexidade de se estudar e modelar toda a diversidade de variáveis que rege o comportamento reológico e mecânico das misturas asfálticas, algumas propriedades são consideradas como hipóteses simplificadoras, no domínio das pequenas deformações, tais como: homogeneidade (em escala macroscópica), isotropia (propriedades iguais em todas as direções) e linearidade (tensão é proporcional à deformação no regime linear de solitação) (De La ROCHE, 1996).

2.2.1 Homogeneidade

As misturas asfálticas são materiais de composição heterogênea, cuja estrutura microscópica varia principalmente com o tamanho dos granulares, método de compactação e teor de ligante. No entanto, em escala macroscópica, considerando a aplicação em camada de pavimento com grande extensão e vários centímetros de espessura, as misturas asfálticas podem ser consideradas homogêneas (NGUYEN, 2006).

Em laboratório, as misturas asfálticas são consideradas homogêneas para uma relação de 10 entre o tamanho dos maiores granulares e o do corpo de prova. Contudo, é frequente que os ensaios de módulo e de fadiga, por exemplo, sejam executados em corpos de prova em que esta relação seja a partir de 3, mesmo assim é considerada esta hipótese (HECK, 2001). A heterogeneidade das misturas asfálticas é a principal responsável pela dispersão observada nos resultados dos testes realizados (BODIN et al., 2006; DOAN, 1977). Até mesmo um defeito superficial ocasionado durante a preparação dos corpos de prova pode gerar descontinuidades causadoras deste efeito. Para atenuar essas dispersões, um número suficiente de amostras precisas deve ser confeccionado, para que se encontre uma confiança estatística dos resultados.

2.2.2 Isotropia

A hipótese de isotropia nas misturas asfálticas assume que as características do material sejam as mesmas em todas as direções. Contudo, o método de execução dos concretos asfálticos, compreendendo o espalhamento e a compactação por passagens sucessivas de compactadores na superfície, confere ao material um certo grau de anisotropia: gradiente de densidade no sentido da espessura da camada, com orientação privilegiada dos granulares pelo processo de compactação, apresentando uma gradação decrescente da base ao topo da camada (DOMEC, 2005).

Em laboratório, os corpos de prova produzidos também podem apresentar essa condição anisotrópica. Medidas de módulo dinâmico realizadas em testes de tração-compressão, com amostras cilíndricas extraídas ao longo de três eixos de amostragem em placas asfálticas produzidas, apresentaram variações de até 20%. Para amenizar os efeitos deste fenômeno, as amostras devem ser retiradas do núcleo das placas de concreto asfáltico (OLARD, 2003; DOUBBANEH, 1995).

Portanto, para simplificar as análises laboratoriais e os cálculos para o dimensionamento de pavimentos, a suposição de isotropia do material é utilizada. Contudo, Heck (2001) verificou que não haviam diferenças significativas entre os resultados dos cálculos estruturais utilizando esta simplificação e os resultados experimentais em pavimentos instrumentados.

2.2.3 Linearidade

Considera-se que as misturas asfálticas apresentam uma faixa de tensões para a qual seu comportamento é linear. Essa faixa é compreendida no domínio de pequenas deformações da ordem de 10^{-6} a 10^{-4} m/m (SOHM, 2011; HUET, 1963).

A hipótese de um comportamento viscoelástico linear das misturas asfálticas implica na validade do princípio de superposição de Boltzmann. Este princípio pressupõe que a resposta de um material a uma solicitação composta de um certo número de solicitações elementares é a soma das respostas a cada uma dessas solicitações elementares (MANGIAFICO et al., 2015).

2.2.4 Materiais componentes das misturas asfálticas

Os materiais constituintes das misturas asfálticas são definidos por suas propriedades intrínsecas. O conhecimento dessas características possibilita ao projetista escolher as melhores alternativas disponíveis, a fim de produzir misturas asfálticas com bom desempenho. Nos tópicos seguintes serão discorridas considerações importantes acerca dos materiais granulares e dos ligantes betuminosos, devido serem os insumos mais representativos nas formulações.

2.2.4.1 Materiais granulares

As frações granulares são o principal constituinte das misturas asfálticas, representando aproximadamente 95% do peso total do material e 80% a 85% do seu volume. Também denominado pelo termo agregado, pode ser definido como um conjunto de partículas de matéria sólida, provenientes de fontes naturais, como depósitos aluviais, ou extraídas de pedreiras por procedimentos mecânicos, podendo surgir também de materiais reciclados ou de processos desenvolvidos integralmente na indústria. Possuem diversos tamanhos, formas e naturezas (AIDARA, 2016).

Dependendo da origem e dos procedimentos de extração, os granulares podem ter aspecto redondo ou anguloso. Normalmente, as partículas aluviais remetem ao primeiro, enquanto as extraídas de pedreiras ao segundo. Posteriormente esses materiais podem ser processados (por britagem, triagem, peneiramento, despoeiramento e lavagem) para obter um determinado tamanho de grão. Essas transformações garantem sua forma final e as classificam por intervalos de tamanho chamados de classes granulares (POLANCO, 2019).

Por sua vez, a composição granulométrica de uma mistura asfáltica é formada pela adição e mistura de várias classes granulares. Sua função é transmitir e distribuir as cargas do tráfego para as camadas inferiores do pavimento até o subleito. Deste modo, a forma, a angularidade, a textura superficial e a dureza das partículas são decisivas para o comportamento mecânico das misturas betuminosas (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2004).

No Brasil, a distribuição granulométrica é comumente dividida em três classes: densa (granulometria contínua), aberta (curva granulométrica bem distribuída e contínua, mas com material fino insuficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores) e macadame (granulometria uniforme) (NETO, 2004).

Quanto ao tamanho da partícula, os diâmetros das peneiras que permitem distinguir as diferentes categorias são diferentes, conforme o referencial normativo considerado. Assim, de acordo com os padrões franceses (AFNOR NF EN 13043, 2003), as diferentes classes granulares são definidas por um tamanho de grão mínimo (d) e máximo (D). A razão d/D é definida como 1,4 para evitar dispersão excessiva de tamanho dentro de cada classe. Os tamanhos dos grãos são determinados a partir da análise da distribuição do tamanho de partícula usando um arranjo de peneiras padrão. Três grandes classes são definidas pela Norma Europeia supracitada (Tabela 2.1).

Tabela 2.1 - Classes granulares.

Classes	D (mm)	d (mm)
Grosso (cascalho)	≤ 45	> 2
Médio (areia)	≤ 2	$> 0,063$
Fino (fíler)	$\leq 0,063$	-

Fonte: Adaptado de AFNOR NF EN 13043 (2003).

A partir da Tabela 2.1, tem-s que além dos granulares graúdos e médios, partículas finas com diâmetro inferior a 63 μm , chamadas de fíler, são adicionadas à mistura. Essas partículas devem ser analisadas com maior atenção, pois podem estar presentes na superfície de todos os diâmetros, normalmente aderidas sob a forma de poeira. Dada a sua grande área

superficial específica, os finos interagem com grande parte do ligante betuminoso constituindo o mástique, que confere coesão à mistura asfáltica. As propriedades do mástique, produzidas pela interação elétrica do conjunto finos-ligante, são determinantes para a boa resistência e comportamento mecânico das formulações produzidas (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2004; SOHM, 2011).

Dois tipos de finos são considerados pela Norma Europeia (AFNOR NF EN 13043, 2003):

- Finos naturais: dispostos naturalmente no ambiente ou oriundos de recursos naturais com ajustes em tamanhos desejados por processo de britagem de blocos de rocha. Estão contidos principalmente em materiais caracterizados como areia. Representa normalmente 4,0 % a 7,0 % da massa total da mistura asfáltica;
- Finos artificiais: fabricados industrialmente para atingir desempenhos mecânicos específicos, e melhorar ou aportar propriedades não atingidas por insumos naturais. Representam cerca de 0,5 % a 6,0 % da massa da mistura asfáltica. O mais utilizado é a cal hidratada, por apresentar boa interação elétrica com o ligante betuminoso (TAPSOBA, 2012).

Quanto à composição mineralógica, o impacto da natureza petrográfica do granular nas misturas asfálticas depende de alguns fatores como: a capacidade da rocha em fornecer partículas com boas propriedades geotécnicas (angularidade, friabilidade, etc.) e, a capacidade do granular em se unir ao ligante betuminoso de forma a obter uma boa resistência à desagregação e ao polimento (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005).

A maioria dos granulares é formado por um composto de vários minerais que podem ter características muito diferentes. No entanto, seja qual for a sua origem, apresentarão caráter ácido ou félsico se contiverem predominância de sílica (SiO_2), e básico ou máfico caso contrário. Estes aspectos os classificam em eletronegativos e eletropositivos, respectivamente (Figura 2.9) (CLARA, 2020).

Figura 2.9 - Carga elétrica inerente ao tipo de rocha matriz.



Fonte: Adaptado de Clara (2020).

Os granulares minerais ferromagnéticos (básicos) são mais sensíveis ao desgaste e à fragmentação do que os ricos em feldspatos e quartzo (ácidos), em que estes últimos por serem mais duros, fornecem propriedades de alta resistência. No caso das ocorrências graníticas, gnáissicas e alguns arenitos, são normalmente usados na formulação de misturas betuminosas, devido apresentarem elevada resistência à fragmentação (CARDONA, 2016).

Contudo, a principal influência da natureza petrográfica do granular nas misturas asfálticas diz respeito à interação elétrica com o ligante betuminoso, para fins de adesão do conjunto. Os calcários, ao contrário dos materiais silicosos, apresentam boa adesão. Além disso, as partículas mais sensíveis à degradação por umidade são aquelas que contêm quantidades significativas de quartzo, ou seja, ricos em sílica (SIROMA, 2018).

Diversos testes são realizados para determinar a durabilidade e resistência dos materiais granulares, em que os mais comuns são o Los Angeles e o Micro-Deval. Outros testes também são realizados para avaliar o comportamento dos granulares, como: resistência ao polimento, determinação da friabilidade de partículas finas, determinação da percentagem de partículas graúdas fraturadas e, sanidade por degradação à imersão em soluções de Sulfato de Sódio ou Magnésio (BACHAND, 2018).

2.2.4.2 Ligante betuminoso

O ligante betuminoso é o agente aglutinante responsável por gerar e manter a coesão do conjunto granular-ligante. É uma substância de cor azul muito escura, próximo à preta, obtida do refino de óleos crus (petróleo bruto) em torres de destilação fracionária. Geralmente

representa menos de 6,0 % em massa dos constituintes da mistura asfáltica convencional, quando formuladas com graduação densa, e cerca de 10 % a 15 % do seu volume. Porém, é o insumo que confere as propriedades viscoelásticas do material finalmente acabado (KAKPO, 2017).

No Brasil, os ligantes betuminosos que apresentam propriedades condizentes com os padrões estabelecidos pela Agência Nacional do Petróleo (ANP) recebem a denominação de Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP). São classificados pelo ensaio de penetração direta quando convencionais ou puros, e; pela relação entre o ponto de amolecimento anel e bola e percentual de recuperação elástica, quando modificados por materiais elastoméricos, como os polímeros e a borracha, por exemplo (CARLESSO, 2017).

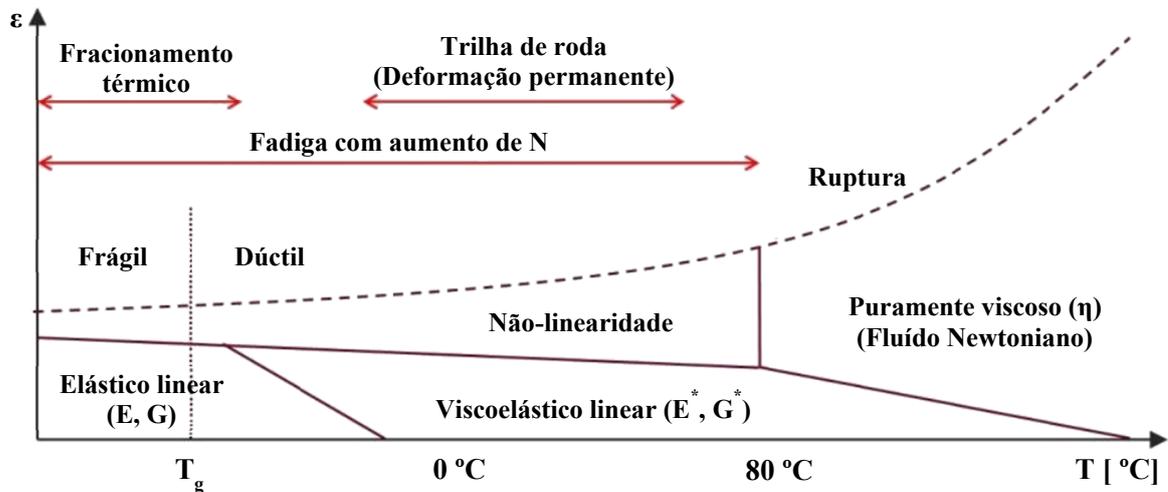
As propriedades intrínsecas do ligante betuminoso são complexas, tanto em razão da composição química como da resposta a solicitações mecânicas e térmicas, pois dependem do local de extração do petróleo de origem (MAILLARD, 2005).

O ligante betuminoso é definido com um material hidrocarboneto composto principalmente por Carbono (~80%), Hidrogênio (~10%) e Oxigênio (~3%), com alguns traços de Enxofre, Nitrogênio e de outros metais em menor concentração, destacando-se o Níquel e o Vanádio (LEITE e MENEZES, 2003).

É possível agrupar os seus componentes químicos em quatro categorias denominadas de frações SARA: saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos. Os três primeiros constituem o conjunto de frações maltênicas, que conferem elasticidade à composição e constituem o meio coloidal do material. Os asfaltenos aportam rigidez e viscosidade à composição, de forma crescente à medida que aumenta o seu percentual de participação (LAMBERT, 2018).

No que diz respeito ao seu comportamento mecânico, o ligante betuminoso é caracterizado principalmente pela sua suscetibilidade térmica e cinética, dependendo da combinação de fatores como temperatura (T), amplitude de deformação (ϵ) e número de ciclos de carregamento aplicados (N) (OLARD et al., 2005). A Figura 2.10 apresenta esquematicamente, os diferentes comportamentos mecânicos que este material pode apresentar com relação às variáveis mencionadas.

Figura 2.10 - Diferentes comportamentos mecânicos do ligante com relação à temperatura (T), à amplitude de deformação (ϵ) e ao número de ciclos (N).



Fonte: Adaptado de Olard et al. (2005).

O ligante betuminoso apresenta comportamento viscoelástico linear (VEL) para pequenas amplitudes de deformações e temperaturas médias de serviço, a um dado número de ciclos de carregamento inerente a cada formulação. Deve-se enfatizar, que a viscoelasticidade, é definida como o comportamento do material que apresenta um retardo, ou seja, uma defasagem entre a solicitação imposta e a deformação resultante. Logo, o domínio VEL é caracterizado pelo módulo complexo ou dinâmico (E^* ou G^*) (TEIXEIRA, 2021).

Por outro lado, quanto mais a temperatura aumenta, mais sua viscosidade diminui e o comportamento tende para um líquido newtoniano ($\geq 80^{\circ}\text{C}$), com componente elástica tendendo à nula, tornando-se uma condição vantajosa durante o processo de usinagem das misturas asfálticas, no que diz respeito ao envolvimento dos granulares, bem como nas situações de transporte do material nos caminhões-tanques até o local da obra. Se, ao contrário, a temperatura diminui, a componente elástica tende a ser cada vez mais evidente, evoluindo para um sólido frágil com o avanço em temperaturas negativas. A temperatura T_g corresponde à temperatura de transição vítrea, que define o limite de temperatura entre os estados frágil e dúctil. Este é o domínio onde ocorre o fracionamento térmico (OLARD et al., 2005).

A suscetibilidade cinética está relacionada às variações nas propriedades do ligante betuminoso ao longo do tempo, com as sucessivas aplicações dos carregamentos solicitantes pelo tráfego. Na prática, com os veículos em movimento, esses tempos variam de várias horas a algumas frações de segundo. Além disso, as mudanças no comportamento mecânico das misturas asfálticas, sob variações climáticas e sollicitações distintas do tráfego, estão

relacionadas ao comportamento reológico do ligante, e são a causa da ocorrência de deformações permanentes no contexto do binômio elevadas temperaturas e cargas aplicadas à baixa frequência, bem como de danos por fadiga em temperaturas intermediárias e, fissuras térmicas e fratura por fragilidade em baixas temperaturas (T_g), aliadas a cargas aplicadas à elevada frequência (BACHAND, 2018; KAKPO, 2017).

Outra característica dos ligantes betuminosos é o aumento de sua consistência com o tempo. Por exemplo, quando são aquecidos a alta temperatura (geralmente entre 140 °C e 180 °C), os elementos que compõem as frações leves (maltênicas) possuem característica volátil e evaporam, fazendo com que o ligante perca as propriedades elásticas gradativamente. Durante este processo de volatilização, ocorre o envelhecimento do ligante betuminoso que conduz a um aumento da rigidez (AAT, 2011; AIDARA, 2016).

Entretanto, é importante esclarecer que este processo de envelhecimento é mais intenso quando a temperatura é elevada e a superfície em contato com o ar é grande. Como consequência, ocorre uma queda no teor de frações aromáticas, que fazem parte do conjunto maltênico, e um aumento no teor de asfaltenos, tornando o comportamento do material frágil com o tempo (BARRA et al., 2012; DI BENEDETTO, 1998).

Os ligantes betuminosos também podem ser estudados por duas classes de ensaios: os ensaios de caracterização e os ensaios de desempenho. Os ensaios de caracterização definem as propriedades físicas do material, observando critérios como penetrabilidade, temperatura de amolecimento, envelhecimento, viscosidade, etc... Os ensaios de desempenho determinam as propriedades reológicas e mecânicas intrínsecas do material, como módulo de rigidez dinâmico, resistência à deformação permanente e à fadiga, no domínio frequencial, com propósito de estimar o desempenho dos concretos asfálticos nos pavimentos (ANDRADE, 2018).

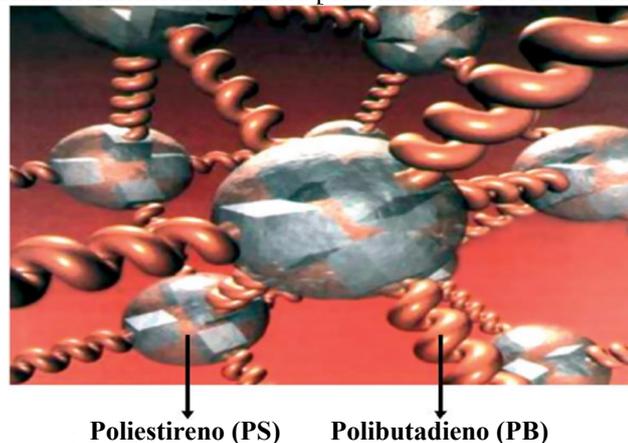
- Ligante modificado por polímero

A palavra polímero origina-se da combinação dos termos gregos “poli”, que significa “muitos”, e “mero”, cujo significado é de “unidade de repetição”. Assim, a molécula de um polímero pode ser definida como uma macromolécula, composta por muitas unidades de repetição (os meros), as quais se encontram unidas entre si por meio de ligações covalentes (CANEVAROLO JR, 2006; MANO e MENDES, 2001).

Entre os polímeros mais utilizados para incorporação em ligantes asfálticos estão o SBS (estireno-butadieno-estireno), o SBR (estireno-butadieno-borracha) e o EVA (etilenoacetato de vinila) (JIANG et al., 2018). O ligante modificado com SBS é utilizado nesta pesquisa e terá as suas características detalhadas a seguir.

O polímero SBS é um copolímero de arranjo molecular do tipo bloco, com estrutura linear, formado a partir de uma longa cadeia central de polibutadieno (PB), que é ligada nas duas extremidades a cadeias curtas de poliestireno (PS) (Figura 2.11). Quanto ao comportamento térmico e mecânico, o SBS classifica-se como um material elastômero termoplástico (XIAN et al., 2021; BRINGEL, 2007).

Figura 2.11 - Estrutura tridimensional formada pelas moléculas de SBS à temperatura ambiente.



Fonte: Adaptado de Bernucci et al. (2010).

Elastômeros termoplásticos são materiais que escoam livremente quando aquecidos, mas que apresentam resistência mecânica elevada e propriedade de resiliência, quando em temperatura ambiente (LEITE, 1999).

Além disso, os elastômeros são materiais amorfos cuja principal característica é a elevada elasticidade, com habilidade de serem deformados a níveis elevados e em seguida retornarem elasticamente, como molas, às formas originais. Isso porque suas microestruturas são compostas por cadeias moleculares altamente torcidas, dobradas e espiraladas que ao serem submetidas a tensões de tração tendem a se desenrolar, posteriormente se enrolam novamente com a liberação da tensão e voltam ao estado original (CALLISTER JR, 2002).

Como pode ser visto na Figura 2.11, à temperatura ambiente, o SBS apresenta um comportamento semelhante ao de uma rede reticulada, pois os blocos terminais de PS se agregam em domínios rígidos, enquanto os blocos de PB ou polisopreno (PI) atuam como uniões elásticas amorfas entre eles (BECKER et al., 2001). Assim, na formação do compósito

(ligante betuminoso + SBS), a fase elastomérica (PB) do copolímero SBS absorve a fração de maltenos (proporção oleosa) do ligante, ganhando um aumento em seu tamanho em até dez vezes, fazendo com que haja alteração da distribuição de todos os seus componentes (OZDEMIR et al., 2020; WATSON et al., 2018).

De acordo com Bashir et al. (2020), as interações de PS e PB com o ligante betuminoso ocorrem de formas diferentes, pois a interação de PS se dá a partir de seus prótons aromáticos com grupos de elétrons abundantes no ligante e, a interação de PB a partir de seus elétrons- π com grupos carregados positivamente deste.

Na escala da temperatura de transição vítrea (T_g) do PB a rede é estável. Quando o material é aquecido acima da T_g do PS, os domínios formados por estes blocos reduzem suas ligações, ajudando o processo de amolecimento do SBS que passa a se comportar como um copolímero termoplástico, facilitando assim sua mistura e processamento (CARLESSO, 2017).

Além disso, pela sua elevada capacidade de absorção das frações maltênicas do ligante betuminoso, conforme já mencionado, o SBS homogeneiza-se de forma progressiva e dominante à medida que o seu teor de adição aumenta, alterando as propriedades reológicas do sistema (BECKER et al., 2001). Quando esta adição atinge teores a partir de 7,0% inicia-se normalmente o fenômeno de inversão de fases, ou seja, quando o polímero se torna o composto dominante da matriz modificada (JELLEMA e VONK, 2016).

Todavia, para que a modificação do ligante seja viável técnica e economicamente, é necessário que o polímero aumente a resistência às deformações no material em altas temperaturas, sem torná-lo muito viscoso para o procedimento de usinagem ou muito frágil em baixas temperaturas. Também deve ser capaz de ser processado em equipamentos convencionais produção asfáltica, como as usinas. É necessário ainda, que o polímero modificador seja suficientemente compatível com o ligante para não causar separação de fases durante o armazenamento, transporte, aplicação e serviço (CHEN et al., 2021; BERNUCCI et al., 2010).

2.2.5 Interação granular-ligante betuminoso

A durabilidade de uma mistura asfáltica depende não apenas de seus constituintes minerais e hidrocarbonetos, mas também da força de sua interação física e química e, portanto, das propriedades referentes à molhabilidade e adesão (DONGMO-ENGELAND, 2005). A palavra adesão vem do latim 'adhaerere', que significa 'aderir a'. Uma definição de adesão em

seu contexto científico é dada pela *American Society of Testing and Materials* (ASTM D907, 2006) como “o estado em que duas superfícies são mantidas juntas por forças de valência ou forças de intertravamento, ou ambas”.

Além disso, a complexidade desta ligação envolve, ainda, alguns fatores, como: a tensão superficial e a composição química dos materiais constituintes, a viscosidade do ligante, o teor de umidade, e a temperatura dos granulares no momento da mistura (MALLICK et al., 2003).

No processo de adesão do conjunto granular-ligante betuminoso, duas etapas são fundamentais para garantir a qualidade e durabilidade da interação. A primeira etapa chamada de adesividade ativa, ocorre durante a mistura quando o ligante adicionado aos granulares molha e cobre suas superfícies. A segunda etapa, denominada adesividade passiva, é muito importante para a vida útil da mistura asfáltica e corresponde à resistência do conjunto à separação da película do ligante betuminoso da superfície do granular, quando a água em combinação com a carga do tráfego, interfere na interface de contato (DI MUNDO et al., 2020; ZIYANI, 2013; FURLAN, 2006; KINLOCH, 1990).

2.2.5.1 Adesividade ativa

Durante a produção das misturas asfálticas, a molhabilidade dos granulares pelo ligante betuminoso é uma etapa essencial. Uma forte interação deste conjunto é condicionada a um bom cobrimento. Para tanto, o ligante deve estar suficientemente líquido, a fim de que possa se espalhar da melhor forma possível sobre a superfície das partículas. Além disso, os granulares devem possuir temperatura adequada para manter a fluidez do ligante betuminoso na superfície de contato, evitando troca de calor instantânea que conduza ao rápido resfriamento, facilitando também a penetração parcial do ligante em seus poros, que garante ancoragem interfacial ao conjunto (CASTAÑEDA, 2004).

Neste contexto, dois tipos de interações físico-químicas são identificados (ZIYANI, 2013):

- Polares: compreendem agrupamentos de pontes de Hidrogênio, possuem característica eletrostática, e forma ligações ácido-base de Lewis. Em geral, são de forte intensidade e longa duração;

- Dispersivas ou de London: compreendem as forças de Lifshitz-Van der Waals. Em geral, são de forte intensidade e menor duração que as polares.

Quando é derramado um líquido na superfície de um sólido, ele não molha completamente a sua superfície, mas se espalha até que atinja um estado de equilíbrio. Este estado é explicado pela teoria termodinâmica que se baseia no estudo das energias superficiais dos materiais colocados em contato. Normalmente, falamos em energia superficial para sólidos (γ_S) e tensão superficial para líquidos (γ_L) (CAO et al., 2021).

A tensão/energia superficial é uma propriedade intrínseca do líquido/sólido que também pode ser definida como o conjunto de forças moleculares que permitem a estes materiais manter o seu estado (coesão). Por outro lado, a tensão interfacial (γ_{SL}) é a força resultante do equilíbrio de dois corpos presentes e que cria a interface (determina a força de adesão). A partir das tensões superficiais, um trabalho de adesão W_{adh} pode ser calculado. Este trabalho, é a energia necessária para separar dois materiais diferentes que entram em contato um com o outro, e é calculado a partir da relação Dupré ou da relação Young-Dupré (VASSAUX, 2017):

$$\gamma_S = \gamma_{SL} + \gamma_L \times \cos \theta \quad (2.1)$$

(Young, 1805)

+

$$W_{adh} = \gamma_S + \gamma_L - \gamma_{SL} \quad \text{onde: } W_{adh} = \text{energia livre do sistema} \quad (2.2)$$

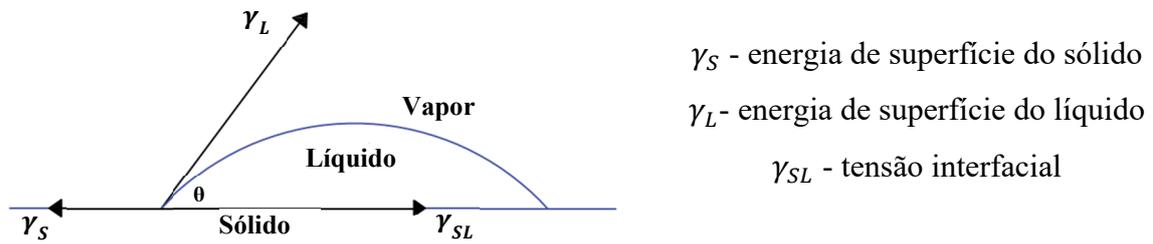
(Dupré, 1867)

$$W_{adh} = \gamma_L \times (1 + \cos \theta) \quad (2.3)$$

(Young-Dupré, 1869)

A relação Young-Dupré faz uso da contribuição de um parâmetro adicional, o ângulo de contato θ , que é definido a partir da conhecida relação de Young (1805). O ângulo de contato θ é definido no ponto triplo e resulta do equilíbrio entre as forças envolvidas (Figura 2.12).

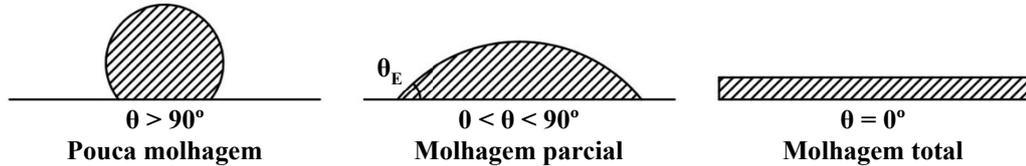
Figura 2.12 - Molhagem de um sólido por um líquido.



Fonte: Adaptado de Castañeda (2004).

O ângulo de contato afere a qualidade da molhagem na interface líquido-sólido (Figura 2.13):

Figura 2.13 - Qualidade da molhagem de acordo com o valor do ângulo de contato θ .



Fonte: Adaptado de Vassaux (2017).

O trabalho de coesão e adesão está, portanto, relacionado à termodinâmica dos materiais. O trabalho necessário para separar uma fase sólida de um líquido é igual à variação da energia livre do sistema (DUPRÉ, 1867). Logo, quanto menor for o ângulo de contato, maior será a energia necessária para separar a película de ligante betuminoso da superfície do granular (YOUNG, 1805). Em particular, a adição de um composto surfactante ao ligante torna possível aumentar este potencial de molhabilidade.

2.2.5.2 Adesividade passiva

A segunda etapa do processo de interação do conjunto granular-ligante betuminoso, denominada de adesividade passiva, é muito importante no que diz respeito à durabilidade da mistura asfáltica. Essa fase corresponde à força de interação na interface entre dois materiais na presença de água. Portanto, a adesividade passiva é a capacidade do ligante betuminoso de permanecer ancorado à superfície do granular sem o risco de deslocamento, devido à ação da água e do tráfego durante a sua vida útil de serviço (PASANDÍN e PEREZ, 2015).

Uma falha adesiva presente na interface do referido conjunto na presença de água, pode ser explicada por uma baixa adesão inicial, ainda na fase ativa, em razão de pouca

molhabilidade, ou por uma perda gradual desta aderência, na fase passiva, devido ao enfraquecimento das forças de interação entre os compostos. Quanto à adesão inicial, algumas causas físicas e químicas são apresentadas na Tabela 2.2 (LAMOTHE, 2014).

Tabela 2.2 - Causas da baixa adesão inicial do ligante betuminoso ao granular.

Componente ou etapa (causa)	Propriedades	
	Física	Química
Granular:		
- Coberto com partículas finas na superfície (coberto com poeira e argila);	X	
- Muito angular: desgaste nas bordas (importância da resistência ao desgaste e à abrasão);	X	
- Baixa resistência à fragmentação (aos choques);	X	
Interação granular-betume:		
- Baixa energia superficial de adesividade;		X
- Incompatibilidade química.		X
Fabricação recente ou deficiente:		
- Alguns granulares recentemente britados apresentam baixa resistência ao impacto;	X	X
- Secagem insuficiente do granular antes do processo de molhagem pelo ligante betuminoso;	X	X
- Molhagem incompleta do granular.	X	

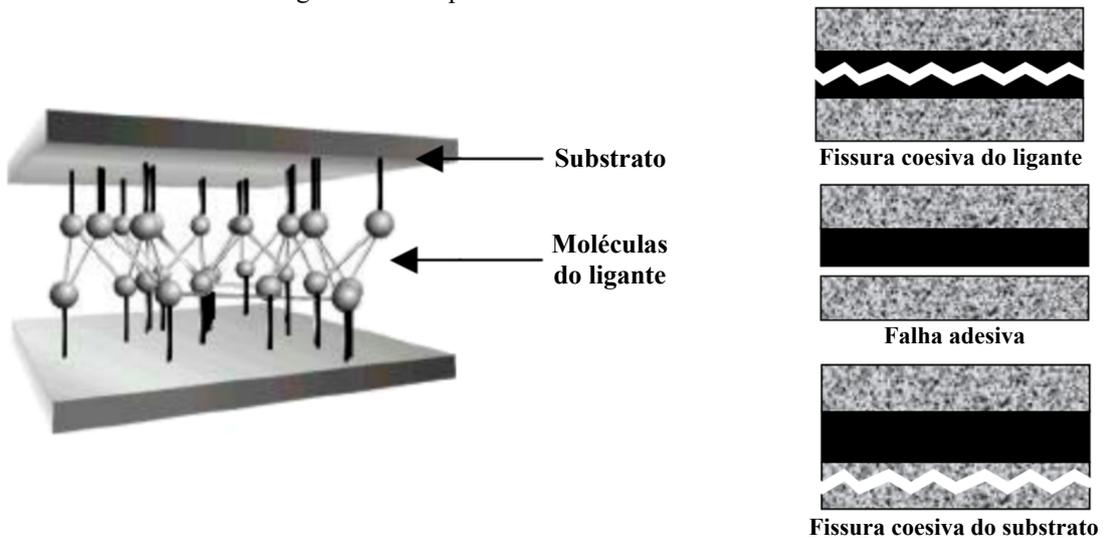
Fonte: Adaptado de Lamothe (2014).

Ainda segundo Lamothe (2014), as causas apresentadas na Tabela 2.2 também podem ocasionar uma perda de aderência posteriormente. Porém, esse fenômeno é geralmente atribuído à infiltração de água na interface do conjunto granular-ligante betuminoso, gerando uma ruptura da interação entre os materiais e o deslocamento do filme de ligante. O autor comenta também, que a infiltração de água na interface do referido conjunto se deve à maior afinidade do granular com a água do que com o ligante.

De acordo com Ramond (1977), a superfície de falha entre o substrato mineral e o ligante betuminoso, pode ocorrer de três maneiras (Figura 2.14):

- Por coesão do ligante, quando a falha ocorre nas moléculas adesivas;
- Por adesão, quando a falha ocorre na interface entre o substrato e o ligante;
- Por coesão do substrato, quando a falha ocorre nas moléculas do substrato.

Figura 2.14 - Superfícies de falha de uniões adesivas.



Fonte: Adaptado de Castañeda (2004).

Como demonstrado, existem várias causas e mecanismos que conduzem à perda de adesividade na interface do conjunto granular-ligante betuminoso, tornando difícil determinar quais propriedades dos constituintes têm a maior influência no ganho ou perda de adesão.

Uma síntese abrangente e bem estruturada de teorias e mecanismos de adesão relacionados ao conjunto granular-ligante betuminoso foi apresentada por Hefer (2004), que demonstrou que as características de adesão dependem de uma variedade de fatores físicos, químicos e mecânicos, que são comumente verificados nas quatro principais teorias de adesão: termodinâmica (energia superficial), química (ligação ou reação), eletrostática (orientação molecular) e mecânica (física), conforme elencadas a seguir:

- A teoria termodinâmica está relacionada às energias de superfície dos materiais e é o fator predominante na adesividade. Na presença dos materiais ligante betuminoso, granular, água e ar, a adesão será o resultado das forças intermoleculares das energias de superfície livre dos mesmos, dependendo também da polaridade dos parceiros adesivos. Neste nível, a adesividade pode ser caracterizada pela noção de molhabilidade (propagação, espalhamento ou ângulo de contato). O ligante molha o granular se a energia de adesão for maior que a de sua coesão (viscosidade). Frequentemente, a tensão de adesão do conjunto granular-água é maior que a do granular-ligante betuminoso, o que explica a tendência do deslocamento do filme de ligante na presença de água;

- A teoria química indica que uma reação interativa ocorre entre as frações do ligante betuminoso adsorvidas pelo granular e seus constituintes elétricos. É baseada na presença de componentes reativos (ácido e base) do conjunto granular-ligante e pode gerar uma nova ligação química não reversível (novos componentes insolúveis em água). Como o ligante possui componentes de natureza ácida (presença de ácidos naftênicos), estes formam ligações químicas mais facilmente com os granulares de natureza básica, como Carbonato de Cálcio (CaCO_3), calcário, e; costumam repelir os de natureza ácida, como quartzo, granito, arenitos e porfírios, compostos majoritariamente por silicatos (SiO_2 e SiO_3);
- A teoria molecular ou eletrostática, está associada à orientação de certos grupos moleculares na interface do conjunto granular-ligante betuminoso. Neste ponto, a adesão é determinada pela polaridade do ligante e resulta de uma orientação das moléculas adesivas eletricamente carregadas, que encontram o arranjo de íons na superfície do granular. A orientação das moléculas é possível quando o ligante está bem aquecido. Desta forma, a interação eletrostática entre as duas superfícies é gerada pela atração de cargas elétricas opostas: forças polares de Lewis, ligações (pontes) de Hidrogênio ou interações de Lifshitz-Van der Waals;
- A teoria mecânica aborda a ancoragem do ligante betuminoso sobre a textura do granular. Neste escopo, a adesão é determinada apenas por efeitos de intertravamento mecânico, em que uma superfície áspera e irregular do granular oferece melhor aderência quando comparada a uma lisa. Em geral, a textura rugosa melhora a qualidade da molhagem. O ligante penetra nas irregularidades superficiais do granular e, ato contínuo, a coesão e as forças residuais geradas pelo resfriamento do ligante fornecem uma rede de interações por pontos de contato, que favorece a ancoragem por absorção do ligante nos poros das partículas, ligando-o fortemente aos minerais que o constituem (GRÖNNIGER et al., 2010).

Ainda de acordo com Ramond (1977), no que diz respeito à adesividade, as características físicas e químicas do granular são as que mais afetam a resistência à decapagem do ligante betuminoso. Além disso, ligantes com elevada viscosidade possuem maior resistência à decapagem, pois são mais resistentes à remoção pela água.

2.2.6 Curva granulométrica

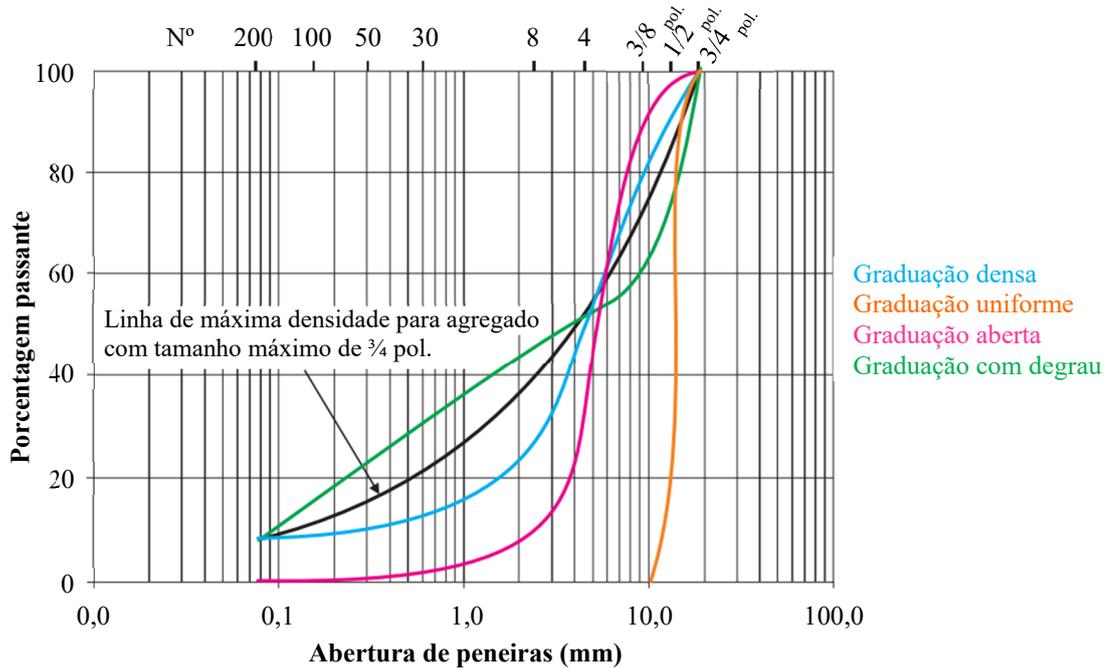
A distribuição proporcional das partículas granulares consiste na configuração do arranjo granulométrico que formam as curvas de graduação, sendo um dos principais fatores que regem o comportamento das misturas asfálticas, em razão de aproximadamente 95% de seu peso ser composto por estes materiais (MOMM, 1998). Bernucci et al. (2010) afirmam que esta distribuição influencia em quase todas as propriedades importantes das misturas asfálticas, compreendendo, entre outras, rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga e à deformação permanente, resistência ao dano por umidade induzida, etc.

Muitos autores afirmam ainda, que o desempenho de uma mistura asfáltica, no que diz respeito à resistência à deformação permanente, é afetado de forma decisiva pela composição granulométrica (FERREIRA et al., 2015; GREENE et al., 2014; NASCIMENTO 2008; STAKSTON e BAHIA 2003). Stakson e Bahia (2003) afirmam também, que mesmo uma mistura produzida com os melhores materiais disponíveis estará sujeita à deformação permanente, caso não se formule uma distribuição granulométrica adequada.

A distribuição granulométrica das partículas granulares geralmente é determinada a partir de uma análise por peneiramento, dispondo de malhas com aberturas normatizadas. Neste âmbito, uma amostra sólida e seca é fracionada através de uma série de peneiras com aberturas de malha progressivamente menores. A fração de material retida em cada peneira é pesada e comparada proporcionalmente ao peso da massa total da amostra. Logo, a distribuição granulométrica é expressa como a percentagem em massa relacionada ao tamanho da abertura da malha de cada peneira (BERNUCCI et al., 2010).

A partir do peneiramento das frações é possível representar graficamente a distribuição granulométrica a partir de uma curva de graduação, também denominada curva granulométrica. Além disso, uma subdivisão da graduação em algumas classes, auxilia na distinção dos tipos de misturas asfálticas a serem produzidas. A seguir são ilustradas as graduações mais usuais para a produção de misturas asfálticas (Figura 2.15).

Figura 2.15 - Representação esquemática de curvas granulométricas usuais.



Fonte: Bernucci et al. (2010)

A graduação de classe densa ou bem-graduada apresenta curva granulométrica contínua, com quantidade de material fino suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores, chegando próxima à curva de densidade máxima da mistura. A graduação aberta apresenta uma curva contínua, porém com pouca presença de material fino, resultando em maior volume de vazios. A graduação uniforme apresenta a maioria de suas partículas com tamanhos em uma faixa bastante estreita, fazendo com que a curva granulométrica seja bastante íngreme. A graduação descontínua apresenta pequena percentagem de granulares com tamanhos intermediários, formando uma descontinuidade na trajetória da curva granulométrica correspondente a estas dimensões (LIU et al., 2019; BRAUWERS et al., 2013).

Segundo Senço (2007), existem vários métodos para determinar as percentagens de materiais que deverão compor cada fração da curva granulométrica desejada. Dentre os métodos existentes destacam-se: gráfico de Ruthfuchs, Bailey, tentativa e teórico, também conhecido como racional, de Füller-Talbot.

Nesta pesquisa serão apresentados apenas os métodos por tentativa, por ser o mais utilizado em obras rodoviárias brasileiras, e o teórico de Füller-Talbot, devido ter sido escolhido para formular a curva granulométrica das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa.

2.2.6.1 Método por tentativa

Preconizado pela norma DNIT-ES 031 (2006), o método por tentativa é o mais difundido para formulação da composição granulométrica de misturas asfálticas no Brasil. Se trata de um método empírico, que se baseia em estimativas de acerto e erro das percentagens de cada fração granular a ser utilizada na formulação de uma dada mistura asfáltica (ANDRADE, 2018).

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT, 2006) determina três tipos de faixas granulométricas (A, B e C), que se diferenciam em função de alguns parâmetros como: diâmetro máximo dos granulares, limites inferiores e superiores da percentagem em massa das partículas passantes em uma série de peneiras normatizada, teor de ligante betuminoso e, posição no pavimento onde a mistura asfáltica será aplicada. Portanto, o método por tentativa deve ter como resultado uma composição granulométrica que se enquadre dentro de alguma dessas faixas (SIROMA, 2018) (Tabela 2.3).

Tabela 2.3 - Faixas granulométricas normatizadas pelo DNIT.

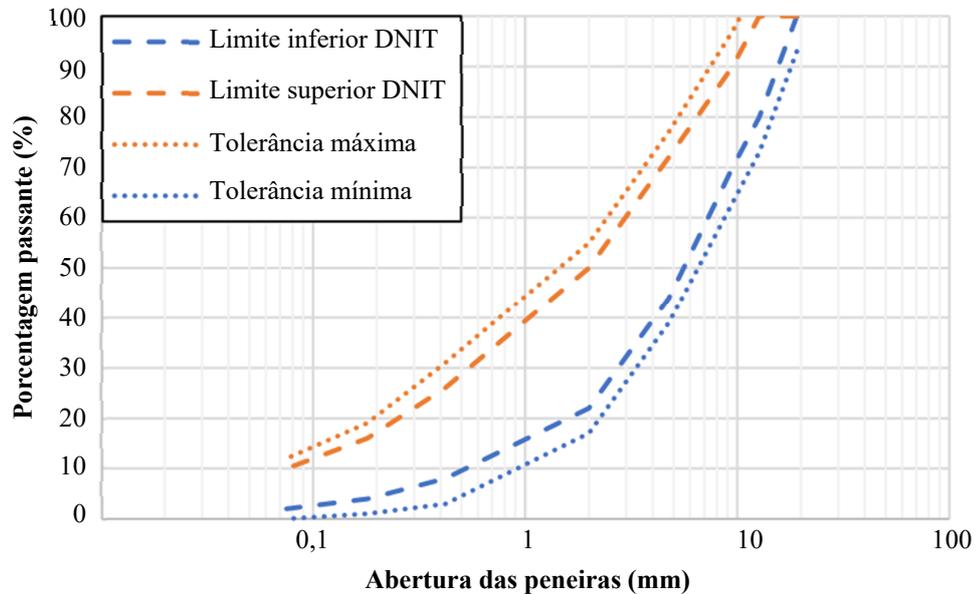
Abertura de Peneira		Percentagem em massa passando (%)			
Série ASTM	Abertura (mm)	A	B	C	Tolerâncias
2"	50,8	100	–	–	–
1 ½"	38,1	95 – 100	100	–	± 7%
1"	25,4	75 – 100	95 – 100	–	± 7%
¾"	19,1	60 – 90	80 – 100	100	± 7%
½"	12,7	–	–	80 – 100	± 7%
3/8"	9,5	35 – 65	45 – 80	70 – 90	± 7%
Nº 4	4,8	25 – 50	28 – 60	44 – 72	± 5%
Nº 10	2	20 – 40	20 – 45	22 – 50	± 5%
Nº 40	0,42	10 – 30	10 – 32	8 – 26	± 5%
Nº 80	0,18	5 – 20	8 – 20	4 – 16	± 3%
Nº 200	0,075	1 – 8	3 – 8	2 – 10	± 2%
		4,0 – 7,0	4,5 – 7,5	4,5 – 9,0	
	Asfalto solúvel no CS2 (+) (%)	Camada de ligação (Binder)	Camada de ligação e rolamento	Camada de rolamento	± 0,3%

Fonte: DNIT-ES 031 (2006).

Contudo, ao serem analisados os limites estipulados para as referidas faixas, apresentados na Tabela 2.3, constata-se que o método por tentativa possibilita que numerosas curvas granulométricas possam enquadradas nos limites inferior e superior de uma mesma faixa normatizada ou mesmo com trajetórias descontínuas, devido à elevada amplitude que possuem (Figura 2.16). Neste contexto, Momm (1998) salientou que essa ampla aceitabilidade de

formulações pode resultar em propriedades muito variáveis e indesejáveis dos produtos finais, ou seja, das misturas asfálticas, em razão da dificuldade do controle fracionário das graduações comerciais heterogêneas fornecidas pelas pedreiras.

Figura 2.16- Limites normativos e tolerâncias permitidas para a Faixa C do DNIT.



Fonte: Siroma (2018).

Essa dificuldade se deve ao fato de que os materiais britados que vêm do campo, não possuem controle perfeito das frações grão a grão, ou seja, não são disponibilizados em tamanhos selecionados individualmente a cada malha de peneira, mas em um conjunto de diâmetros que constituem uma mesma graduação, geralmente denominadas de brita 1, brita 0, pedrisco e pó de pedra (ANDRADE et al., 2020).

Desta maneira, muitas partículas se sobrepõem entre as frações heterogêneas das diversas graduações existentes. Na prática, significa que tamanhos de grãos presentes na brita 1 estão também constituindo a amostra de brita 0, e conseqüentemente ocorre o mesmo entre o pedrisco e o pó de pedra, fazendo com que haja um acúmulo demasiado de determinados diâmetros de partículas na composição granulométrica (CLARA, 2020).

Portanto, esta dinâmica de trabalho produz resultados aleatórios, fazendo com que o projetista não tenha o controle pleno da formulação e, não raro, gera dificuldades no enquadramento das curvas nos limites das faixas, principalmente na região de concentração das frações finas na parte inferior das curvas, o que requer ajustes empíricos nos percentuais ou

adição de materiais corretivos, propiciando misturas asfálticas com desempenhos aquém do esperado (BARRA, 2005).

2.2.6.2 Método racional

Outra maneira de se obter a composição do arranjo granulométrico de uma mistura asfáltica, é a partir do método racional, também denominado de método teórico, em que nesta pesquisa será explorado o de Füller-Talbot. Neste método, as frações granulares são obtidas a partir da separação individualizada dos diâmetros a cada peneira, possibilitando além do controle preciso das frações pelo projetista, o preenchimento de forma gradual dos vazios formados pelos diâmetros maiores dos granulares (BARRA et al., 2021).

Neste contexto, são fixados os diâmetros máximo (D) e o percentual da composição da curva granulométrica passante na menor abertura de peneira da série escolhida pelo projetista (% p_i). As curvas granulométricas são calculadas a partir das Equações 2.4 e 2.5. Ressalta-se que esta metodologia não utiliza faixas granulométricas, pois a distribuição gradual das frações se dá a partir da normalização proporcional dos percentuais obtidos entre os limites adotados para a referida curva calculada (BARRA et al., 2010).

$$\%p = a. \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (2.4)$$

Onde:

- %p : percentagem em peso passante em uma dada abertura da série de peneiras;
- a : constante, tomada igual a 100;
- d : abertura da malha de uma dada peneira, em mm;
- D : diâmetro máximo da série de peneiras, em que passa 100% das frações, em mm;
- n : expoente de graduação.

$$n = \frac{\log(\%p_i) - \log(100)}{\log\left(\frac{d}{D}\right)} \quad (2.5)$$

Onde:

- n : expoente de graduação;
- % p_i : percentagem em peso que passa na peneira de menor diâmetro da série de peneiras;
- d : abertura de uma dada peneira, em mm;

D : diâmetro máximo da série de peneiras, em que passa 100% das frações, em mm.

De acordo com o DNIT (2006), o expoente “n” indica se a curva calculada possui graduação densa, aberta ou tipo macadame (uniforme), a partir da seguinte definição:

- Graduação densa: $0,35 < n \leq 0,55$
- Graduação aberta: $0,55 < n \leq 0,75$
- Graduação tipo macadame: $D \approx 2d; n \approx 1,00$

Quanto menor for o valor de ‘n’, maior será a incidência de granulares finos. Do contrário, um aumento no valor de ‘n’ resulta em maior concentração de granulares graúdos. Ainda, este método não permite a construção de curvas granulométricas com variações descontínuas em suas trajetórias, devido à normalização proporcional que produz, evitando alterações indesejadas nos arranjos granulares que causam desempenhos insatisfatórios no comportamento mecânico das misturas asfálticas (SIROMA, 2018). Por esta razão foi escolhido para formulação da curva granulométrica das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa.

2.2.7 Tipos de misturas asfálticas

A concepção de misturas asfálticas, conforme a normativa francesa, tem como princípio verificar o desempenho exigido para a formulação a partir de níveis eliminatórios de teste, compreendendo a simulação de fenômenos críticos ocorrentes durante a vida de serviço no campo. Logo, as propriedades a serem obtidas para uma dada mistura asfáltica dependem da posição em que será utilizada na estrutura do pavimento (rolamento, ligação, base ou sub-base), do tipo de tráfego a que estará submetida (leve, médio ou elevado), do clima (quente, frio ou gradiente) e da finalidade de sua aplicação (funcional ou estrutural) (QUINTERO, 2011).

Partindo desta premissa, tem-se que para a camada de rolamento (superfície), a qual possui contato direto com o tráfego e as agressões intempéricas, busca-se formulações resistentes à ação da água e à deformação permanente, além de características de superfície adequadas (macrotextura rugosa, baixa emissão de ruído no contato pneu-pavimento, etc.) (TEIXEIRA, 2021).

Nos casos de formulação com graduação densa, a habilidade de compactação do material deve apresentar uma superfície finalmente compactada com constituição intersticial capaz de proteger as camadas estruturais inferiores da infiltração de água, viabilizando a drenabilidade superficial do fluido pelos canais de curtosse formados pela rugosidade gerada; ou, suficientemente aberta para permitir a permeabilidade da água por vazios comunicantes, sem ser susceptível à desagregação e à colmatação precoces, até a interface com uma camada asfáltica densa inferior (BARRA, 2021).

De acordo com o MANUEL LPC (2007), as misturas asfálticas formuladas especificamente para camadas funcionais de superfície são as seguintes:

- Para camadas de rolamento convencionais ou de ligação: *Béton Bitumineux Semi-Grenu* (BBSG); *Béton Bitumineux pour Chaussée Souple à faible trafic* (BBS); *Béton Bitumineux à Module Élevé* (BBME); todas com espessura podendo variar entre 5,0 cm e 9,0 cm, exceto a BBS que pode variar entre 4,0 cm e 12,0 cm;
- Para camadas delgadas de rolamento: *Béton Bitumineux Mince* (EB-BBM), 3,0 cm a 5,0 cm; *Béton Bitumineux Très Mince* (BBTM), 2,0 cm a 3,0 cm;
- Para camadas drenantes: *Béton Bitumineux Drainant* (BBDr), 3,0 cm a 5,0 cm.

Da mesma forma, para as camadas estruturais (base e sub-base), cuja função é suportar e distribuir as cargas aplicadas pelo tráfego às plataformas de fundação (PF) sem provocar deformações superiores à admissível, a mistura asfáltica deve dispor de uma formulação com propriedades que combinem boa habilidade de compactação, resistência à ação da água e à deformação permanente, além de módulo de rigidez e resistência à fadiga adequados. As misturas formuladas de modo a privilegiar as funções estruturais do pavimento são as seguintes (MANUEL LPC, 2007):

- Misturas asfálticas de módulo elevado: *Enrobé à Module Elevé* (EME), 6,0 cm a 15,0 cm;
- Misturas asfálticas com graduação robusta: *Grave-Bitume* (GB), 8,0 cm a 16,0 cm.

Cada um destes tipos de misturas asfálticas é subdividido em classes, e seus níveis de formulação e especificações variam de acordo com cada tipo de variação especificada em projeto, em que as mais utilizadas são apresentadas na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Misturas asfálticas francesas normatizadas pelo MANUEL LPC (2007).

Sigla	Denominação	Definição	Classificação		Tipo de ligante
			Classe	Granulometria	
BBSG	Béton Bitumineux Semi-Grenu	Mistura betuminosa caracterizada por um elevado teor de granulares e formulada para ser utilizada como camada de rolamento ou de ligação com espessuras entre 5,0 cm e 9,0 cm.	BBSG0 BBSG1 BBSG2 BBSG3	0/10 0/14	50/70 35/50
	Concreto Betuminoso de Graduação Contínua		Conf. resistência à deformação permanente.		
BBME	Béton Bitumineux à Module Élevé	Mistura betuminosa cujo módulo é superior ao de um BBSG e formulada para ser usada como camada de rolamento ou de ligação com uma espessura entre 5,0 cm e 9,0 cm.	BBME classe 1 BBME classe 2 BBME classe 3	0/10 0/14	-
	Concreto Betuminoso de Módulo Elevado		Conf. resistência à deformação permanente e módulo complexo.		
BBS	Béton Bitumineux pour chaussées Souples à faible trafic	Mistura betuminosa formulada para ser usada como camada de rolamento ou de ligação em pavimentos flexíveis de baixo tráfego. As espessuras variam de 4,0 cm a 12,0 cm.	BBS1 BBS2 BBS3 BBS4	0/10 0/10 0/14 0/14	50/70
	Conc. Bet. para Pavimentos Flexíveis com baixo tráfego		Conf. desempenho na PCG.		
BBM		Mistura betuminosa caracterizada por uma espessura média entre 3,0 cm e 5,0 cm. É utilizada em camadas de rolamento e de ligação. A curva granulométrica é frequentemente descontínua. As categorias A, B, C dependem da “largura” do nível de descontinuidade.	BBM A, B ou C Conf. Granulometria		50/70 35/50
	Béton Bitumineux Mince		Classe 0, 1, 2 ou 3 Conf. resistência à deformação permanente	0/10 0/14	- 45/80- 60 40/100- 65
BBTM	Béton Bitumineux Très Mince	Mistura betuminosa formulada para uso em camadas de rolamento com espessura de 2,0 cm a 3,0 cm. A curva granulométrica é frequentemente descontínua.	BBTM6A BBTM6B -		50/70 35/50
	Concreto Betuminoso Muito Fino		BBTM10A BBTM10B -	0/6,3 -	- 45/80- 60
			Conf. percentagem de vazios em 25 giros na PCG.	0/10	40/100- 65

Tabela 2.4 - Misturas asfálticas francesas normatizadas pelo MANUEL LPC (2007) - continuação

Sigla	Denominação	Definição	Classificação		Tipo de ligante
			Classe	Granulometria	
BBDr	Béton Bitumineux Drainant - Concreto Betuminoso Drenante	Mistura betuminosa formulada de forma a ter uma elevada percentagem de vazios comunicantes, permitindo a passagem de água e ar para fornecer à mistura drenabilidade e características de redução de ruído. É utilizada para camadas de rolamento com espessura entre 3,0 cm e 4,0 cm para BBDr6 e entre 4,0 cm e 5,0 cm para o BBDr10.	BBDr6 tipo 1	0/6,3 - 0/10	50/70
			BBDr6 tipo 2		35/50
			-		-
			BBDr10 tipo 1		45/80-
			BBDr10 tipo 2		60
			Conf. percentagem de vazios na PCG.		40/100-65
GB	Grave-Bitume - Camada Granular Betuminosa	Mistura betuminosa formulada para ser aplicada como camada estrutural (base ou sub-base) com espessura entre 8,0 cm e 16,0 cm.	GB1	0/14 0/20	35/50 (50/70)
			GB2		
			GB3		
			GB4		
			-		
			Conf. teor de ligante, módulo complexo e resistência a fadiga		
EME	Enrobé à Module Élevé - Mistura Asfáltica de Módulo Elevado	Mistura betuminosa formulada para ser aplicada como camada estrutural (base ou sub-base) com uma espessura entre 6,0 cm e 8,0 cm para EB10-EME, entre 7,0 cm e 13,0 cm para EB14-EME e entre 9,0 cm e 15,0 cm para EB20-EME. O alto módulo e a resistência à fadiga permitem reduções na espessura das camadas de fundação.	EME1 - Classe 1	0/10 0/14 0/20	-
			EME2 - Classe 2		
			-		
			Conf. resistência à fadiga		

Fonte: Adaptado de Manuel LPC (2007).

No caso desta pesquisa, os objetivos se atêm ao estudo da formulação e avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas do tipo *Grave-Bitume* (GB), de acordo com os critérios normativos francesas.

2.2.7.1 Misturas Asfálticas do Tipo *Grave-Bitume* (GB)

Desenvolvida na década de 1970, a mistura asfáltica *Grave-Bitume* (GB) foi a primeira técnica criada para melhorar o desempenho mecânico das camadas de apoio (base e sub-base) (Figura 2.1) das redes rodoviárias destinadas a elevado nível tráfego na França, em substituição

às graduações do tipo macadame. As formulações iniciais consistiam em uma curva granulométrica contínua aglutinada com ligante betuminoso de penetração 30/50, conforme especificação francesa, relativamente rígido, a um baixo teor de dosagem, em torno de 4,0 % (BROSSEAUD e ST-JACQUES, 2015).

Estas misturas asfálticas são utilizadas principalmente como camadas de base, mas também podem ser utilizadas como sub-base, em estruturas de pavimento betuminoso espesso (Figura 2.3). Existem atualmente quatro classes que distinguem as formulações GB, dependendo da granulometria, do teor de ligante da dosagem e, principalmente, do desempenho mecânico esperado em cada caso quanto à habilidade de compactação, resistência à ação da água, deformação permanente, módulo de rigidez complexo e fadiga (DIAKITÉ, 2014).

De acordo com o Manuel LPC (2007), as espessuras recomendadas para a execução das camadas variam de acordo com o tamanho máximo dos granulares. Para granulometria 0/14 mm a espessura média utilizada varia de 8,0 cm a 14,0 cm, enquanto para granulometria 0/20 mm de 10,0 cm a 16,0 cm.

Para compor essas formulações, tradicionalmente é utilizado ligante betuminoso de penetração 30/50, como mencionado anteriormente. Porém, com o desenvolvimento de ligantes de alto desempenho na indústria atualmente, tem-se especificado matrizes ou com menor penetração ou modificadas por agentes elastoméricos, com polímero ou borracha (QUINTERO, 2011).

O teor de ligante betuminoso de partida a ser utilizado nas dosagens experimentais é definido em função do módulo de riqueza (K) proposto por Duriez (1950). Este parâmetro representa a espessura de uma película de ligante que encobre os granulares. É independente da densidade do arranjo granular, estando relacionado ao teor selecionado como de partida para a execução dos ensaios. Contudo, pode ser calculado a partir da superfície específica da composição granulométrica (Σ) e da massa volumétrica real dos granulares (MVR).

A norma AFNOR NF EN 13108-7 (2007) apresenta os teores de partida recomendados para cada classe de GB (Tabela 2.5).

Tabela 2.5 - Teores de ligante iniciais recomendados para as misturas Grave-Bitume.

Mistura	GB2		GB3		GB4	
	14	20	14	20	14	20
Diâmetro máximo (D) em mm	14	20	14	20	14	20
Teor de ligante mínimo ($T_{l_{min}}$)	3,8%		4,2%		4,2%	

Fonte: Adaptado de AFNOR NF EN 13108-7 (2007).

De acordo com o Manuel LPC (2005), as misturas de classes 3 e 4 são as mais utilizadas para execução de estruturas de pavimento na França, enquanto as de classe 1, por serem formuladas com teores de ligante betuminoso muito baixos, comportando módulos de riqueza em torno de 2,0, atualmente não têm sido mais recomendadas e, por isso, não aparecem nas especificações apresentadas na Tabela 2.5.

No que diz respeito à distribuição granulométrica na França, tem-se que esta etapa de caracterização e concepção das misturas asfálticas é denominada de nível 0 no processo de formulação. Neste contexto, não são pré-definidas faixas granulométricas, como no Brasil, mas pontos de controle que balizam a construção de curvas com proporcionalidade adequada, compreendendo trajetórias contínuas (salvo exceções, como no caso das misturas drenantes e muito delgadas, por exemplo) e com frações bem distribuídas em cada diâmetro considerado. Cada curva é concebida especificamente para o tipo de mistura que está sendo formulada, em que a partir de então a mistura asfáltica deve ser testada conforme os critérios estabelecidos para o seu tipo e classe especificados em projeto (BARRA et al., 2010).

Os pontos de controle especificados para a construção de curvas granulométricas das misturas asfálticas GB são apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 - Pontos de controle especificados para misturas asfálticas GB 0/14 mm e GB 0/20 mm.

Abertura de peneira (mm)	Intervalos usuais de variação		
	Mínimo	Médio	Máximo
6,3	45 (50 para 0/14)	53	65 (70 para 0/14)
4,0	40	47	60
2,0	25	33	38
0,063	5,4	6,7	7,7

Fonte: Adaptado de Manuel LPC (2007).

Em relação ao desempenho mecânico das misturas asfálticas GB, por serem previstas em camadas com função estrutural no dimensionamento de pavimentos, devem ser testadas até o último nível (4) previsto na metodologia francesa de formulação, os quais serão abordados em detalhes no capítulo 4.

CAPÍTULO 3

DEFORMAÇÃO PERMANENTE

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A deformação permanente de camadas betuminosas representa, juntamente com os danos por fadiga, um dos principais modos de degradação dos pavimentos de concreto asfáltico. É um fenômeno facilmente mensurável e visível na superfície do pavimento, que se manifesta na forma de desníveis longitudinais nas trilhas de roda dos veículos, com possível ocorrência de elevações ao longo das bordas, em razão de ser uma deformação ocasionada por fluência da mistura asfáltica (KAKPO, 2017) (Figura 3.1).

Figura 3.1 - Exemplo de uma estrutura de pavimento apresentando deformação permanente.



Fonte: Li (2012).

Por ser de natureza viscoelástica, o ligante betuminoso apresenta deformações que ocorrem tanto no domínio da componente elástica quanto viscosa do material. Ambas ocorrem quando uma força externa é aplicada, em que a primeira retrocede completamente, enquanto a última permanece, em parte ou no todo, após o alívio do carregamento. À medida que a temperatura de serviço aumenta, o fenômeno da fluência relacionado à componente viscosa da mistura asfáltica, que herda as características do ligante que a contém, assume uma parcela cada vez mais protagonista do comportamento mecânico, resultando em deslocamentos

aleatoriamente orientados do material quando submetido ao carregamento repetido e transiente do tráfego (LI et al., 2021).

De acordo com BROWN et al. (2001) a deformação permanente é ocasionada por deslocamentos não recuperáveis acumulados ao longo da vida de serviço do pavimento.

Entretanto, o uso do termo não recuperável ou irreversível é questionável quando se trata de materiais viscoelásticos, pois caso sejam submetidos a uma dada temperatura que os permita serem novamente conformados, podem retornar ao estado original, diferentemente do concreto de cimento Portland, por exemplo. Neste contexto, uma técnica já bastante utilizada nos Estados Unidos, no Japão e na Inglaterra, é o uso de placas de indução térmica por emissão de raios infravermelho, para fins de reparação de defeitos em superfícies de pavimentos asfálticos (BYZYKA et al., 2018; OBAIDI et al., 2017).

De acordo com Gouveia (2006), até a década de 1970, a deformação permanente não era um problema tão recorrente nos pavimentos brasileiros. Contudo, o aumento do volume de tráfego e da evolução tecnológica da modalidade rodoviária, que permitiu maiores cargas por eixo, maiores pressões de enchimento dos pneus e novos tipos de pneus e de rodagem (pneus extralargos), fez com que esse fenômeno despontasse como uma preocupação e um fator a ser levado em consideração na formulação de misturas asfálticas.

As deformações permanentes relacionadas às misturas asfálticas ocorrem tipicamente na seção da estrada onde o tráfego é muito lento e canalizado (faixa direita e terceira faixa de vias, corredores de ônibus e estradas com encostas íngremes), pavimentos sujeitos a cargas muito intensas (pátios industriais), ou em áreas em que os tempos de contato entre os pneus e a superfície do pavimento são muito longos, normalmente associados a condições de elevada temperatura (WANG et al., 2019).

No que diz respeito à origem, esses defeitos são muitas vezes atribuídos à simples deformação do ligante betuminoso. Entretanto, esse fator representa apenas uma parte da complexidade do estudo das deformações produzidas neste âmbito. Muitos outros elementos influenciam na ocorrência deste fenômeno, podendo-se destacar: o arranjo granulométrico e o teor de ligante da dosagem, configuração e número de eixos do veículo, a interação entre as diferentes cargas aplicadas no interior da estrutura do pavimento, a geometria do pavimento e dos pneus, os fatores ambientais; bem como a variabilidade das propriedades térmicas e mecânicas das misturas asfálticas em função da temperatura e frequência de solicitação (ODÉON, 1995).

Portanto, é imprescindível que haja um bom entendimento dos mecanismos que envolvem a ocorrência desse fenômeno. Neste contexto, os testes acelerados podem servir como um indicador do desempenho das misturas asfálticas, sobretudo quando associados a investigações históricas em campo com os mesmos materiais e a modelos numéricos capazes de ajudar a prever a propagação das deformações (MAJIDIFARD, 2021; LIU et al., 2021).

Diversos modelos têm sido desenvolvidos para quantificar e prever o comportamento da deformação permanente de misturas asfálticas. Esses modelos podem ser agrupados em três categorias:

- Modelos de evolução da deformação permanente em função do número de ciclos (BAEKSDALE, 1972; MONISMITH et al., 1975; MAJIDZADEH et al., 1980; HORNYCH et al., 1993; SWEERE, 1990; LYTTON et al., 1993).
- Modelos de evolução da deformação permanente em função das tensões (SHENTON, 1974; LEKARP e DAWSON, 1997).
- Modelos da evolução da deformação permanente em função das tensões e do número de ciclos (AUSSEDAT, 1977; KENIS, 1977; TSENG e LYTTON 1989; WITCZAK, 2001; ZHOU et al., 2004; HECK, 2001; ALI, 2006; NGUYEN, 2006; SOHM, 2011).

Meunier (2012) salienta que todos esses modelos são baseados em uma abordagem semi-empírica, e devem ser corrigidos calibrando os resultados dos testes de laboratório com as observações em campo. É importante notar também, que esses cálculos não permitem descrever com precisão todas as diferenças de comportamento observadas durante as deformações permanentes do material. Para melhorar o cálculo preditivo das deformações, é necessário recorrer a modelos matemáticos resultantes de ensaios que permitam reproduzir as condições de tensões reais e campo em laboratório, de forma a obter uma lei representativa do comportamento geral da mistura asfáltica.

Portanto, a deformação permanente ainda é considerada como um fenômeno caótico, apresentando uma difícil modelagem matemática e por esse motivo é considerada pela metodologia francesa um ensaio de cunho empírico, ou seja, a ser verificado em cada caso, diretamente sobre as amostras formuladas para teste (ANDRADE et al., 2020).

3.2 MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Segundo Ali (2006) diferentes mecanismos podem desencadear a origem da deformação permanente em pavimentos de concreto asfáltico. A deformação inicial é causada pelo adensamento (compressão volumétrica) do material sob a passagem dos pneus. Ato contínuo, a evolução deste fenômeno está relacionada à fluência do ligante betuminoso em consonância à resistência ao cisalhamento do arranjo granulométrico, em que ocorre a movimentação caótica do material sem alteração do volume, conduzindo normalmente à formação de solevamentos nos bordos do afundamento. Deste ponto em diante, ainda que para pavimentos bem compactados, a taxa de propagação das tensões de cisalhamento na camada de concreto asfáltico é o principal mecanismo causador de deformação permanente.

Por outro lado, Momm (1998) infere que a deformação permanente é originada principalmente pela instabilidade do material asfáltico, ocasionada pela fluência excessiva da mistura, em especial, a altas temperaturas. Além disso, pontua que o excesso mencionado é causado por problemas de formulação, em que o problema pode estar nas características dos seus diversos constituintes ou até mesmo na etapa de execução do material. Conclui ainda que, as misturas asfálticas ao apresentarem resultados em conformidade com os limites normatizados durante o processo de concepção, desde que utilizada uma metodologia com estreita relação campo/laboratório, no campo não apresentarão problemas no que diz respeito à deformação permanente.

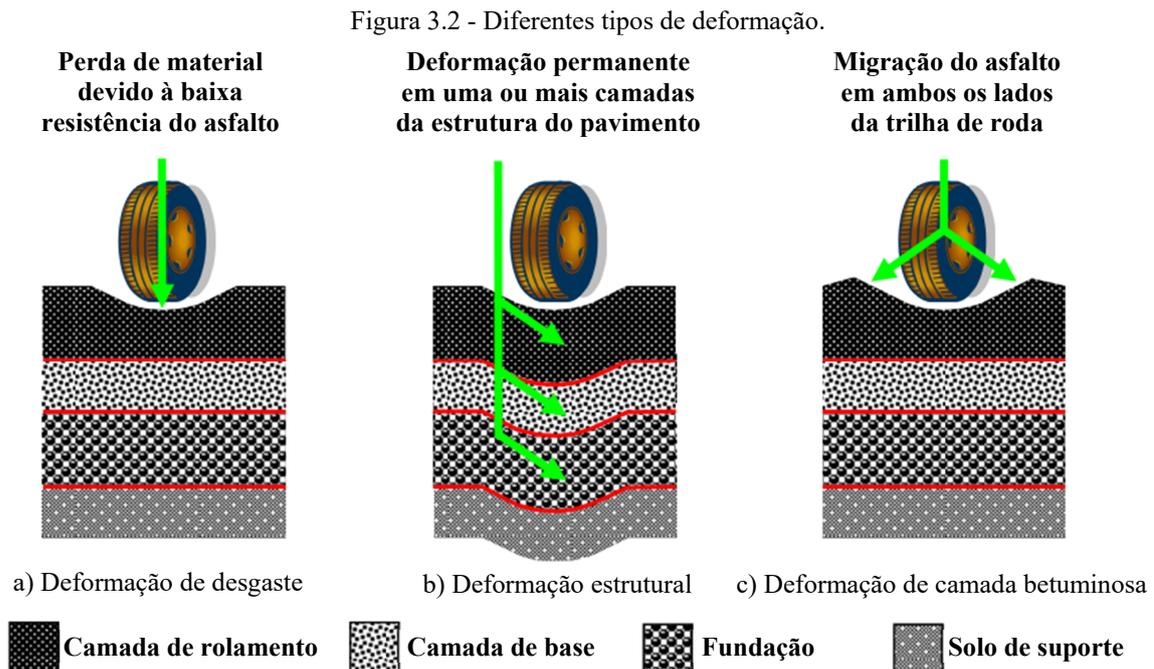
Portanto, unindo as definições apresentadas anteriormente, pode-se considerar que o fenômeno da deformação permanente em materiais betuminosos, se dá em função do conjunto fenomenológico da fluência do ligante betuminoso e da resistência ao cisalhamento do arranjo granular. A fluência é fortemente influenciada pela reologia do ligante, logo, quanto maior a temperatura, mais fluido tende a se tornar e, por consequência, a mistura asfáltica, apresentando escoamento.

Em consonância, um arranjo granulométrico mal distribuído, pode causar problemas de intertravamento entre os granulares ou concentração excessiva de frações finas, gerando deslocamento de partículas, logo, uma instabilidade, que também irá influenciar nas deformações insurgentes no material.

Além disso, essas deformações se revelam maiores quanto mais próximas da superfície do pavimento estiver localizada a camada. Esse fenômeno pode ser explicado pelo fato de que quanto maior a profundidade, maior o efeito das tensões de confinamento e menor a intensidade

das tensões de cisalhamento, resultando em maiores resistências à deformação por movimentação lateral dos materiais (SOUZA et al. 1991; NG, 2013).

Segundo Barco (2007), dependendo da origem, existem dois tipos de deformação permanente em pavimentos: deformações de camadas de suporte e deformações de camadas betuminosas. Lamothe (2003) e Moura (2010) apontam ainda uma terceira origem que seria a deformação ocasionada pelo uso (Figura 3.2).



Fonte: Meunier (2012).

As deformações das camadas de suporte, também denominadas de grande raio ou estrutural, tem sua origem no recalque do solo de suporte, sendo observada principalmente em pavimentos flexíveis (*chaussées souples*) (Figura 2.2). Devem-se principalmente a um projeto estrutural inadequado, com espessuras, compactação e drenagem insuficientes das camadas estruturais, resultando na perda das forças de adesão entre as partículas e, portanto, da estabilidade mecânica (MANYO, 2019).

As deformações das camadas betuminosas, também chamadas de deformação por fluência, ou de pequeno raio, tratam-se de degradações geradas pelo acúmulo de deformações permanentes causadas pela repetição do tráfego pesado ou pela resistência ao cisalhamento insuficiente da mistura. Essa situação ocorre mais em pavimentos betuminosos espessos (*chaussées épaisses*) (Figura 2.3), em particular na camada de rolamento e de ligação e, em

alguns casos, na camada de base betuminosa. Quanto mais estreito o afundamento, mais próxima a camada responsável está da superfície (SOHM, 2011).

Ainda, segundo Nguyen (2006), o afundamento por fluência está relacionado à composição da mistura asfáltica. A origem deste fenômeno é frequentemente atribuída ao ligante betuminoso e, portanto, ao seu escoamento sob o efeito do binômio tensão-temperatura. No entanto, o arranjo granular também pode se deformar por cisalhamento, favorecido pelo fato de que o ligante se torna cada vez mais fluido sob o efeito do aumento crescente da temperatura.

O afundamento de desgaste ocorre devido ao polimento, à decapagem ou à perda gradual de granulares da camada superficial asfáltica. Este tipo de degradação pode ser causado pela deterioração estrutural das partículas, deficiência de ligante betuminoso na mistura, subcompactação da camada e, ainda pela combinação do tráfego e dos agentes intempéricos (LAMOTHE, 2003).

3.3 PARÂMETROS INFLUENTES NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS ASFÁLTICAS

A complexidade do comportamento das misturas asfálticas decorre da heterogeneidade da sua composição. Momm (1998) classifica os fatores que afetam o comportamento destes materiais em duas categorias: fatores intrínsecos à mistura (compacidade, teor de ligante asfáltico, granulometria, etc...) e fatores ambientais (temperatura, frequência e tipo de solicitação, etc...).

Baaj (2002) salienta que a alteração de um parâmetro de formulação pode modificar outros parâmetros. Portanto, é muito difícil determinar, de forma absoluta, o papel de um parâmetro independentemente dos outros.

Por esta razão, nos tópicos seguintes serão abordados os fatores mais relevantes que afetam diretamente a deformação permanente das misturas asfálticas de acordo com o contexto analisado.

3.3.1 Tráfego

A evolução das características do tráfego com o tempo, a partir do aumento do número da frota, composição e peso dos eixos, muitas vezes combinados com pneus simples e pressões

de insuflagem elevadas, representam boa parte das causas relacionadas à deformação permanente (KHIAMI e BAKHSHI, 2021).

Esta situação gera problemas de agressividade excessiva em estruturas de pavimento que não foram dimensionadas para tais níveis de solicitação. No Brasil, tem-se que os indicadores já apresentados neste trabalho sobre as condições da malha viária nacional, apontam de forma evidente que a maioria das soluções aplicadas não estão aptas a suportar condições severas de carregamento, culminando com a ocorrência não rara de defeitos precoces, entre estes, a deformação permanente.

Além disso, segundo Vanelstraete e Francken (1995) a evolução das deformações não aumenta em proporção à carga por eixo, mas aproximadamente à quarta potência desta.

A carga do tráfego solicita as estruturas de pavimento a partir das tensões originadas na interface de contato com os pneumáticos. Logo, o dano causado por esta solicitação depende da intensidade da carga, do tipo de pneu (simples, duplos, extralargos, etc...), da pressão de insuflagem dos pneus e da velocidade. Quando algum desses fatores é alterado, ocorre também mudança na distribuição das tensões de carregamento na área de contato pneu-pavimento, havendo então uma combinação ótima a ser utilizada em cada caso (PERRET, 2003; DE BEER et al., 1997).

Na região de contato pneu-pavimento são produzidas forças que geram tensões de cisalhamento verticais nas misturas asfálticas superficiais, principalmente nas proximidades do pneu (DONGMO-ENGELAND, 2005). Bonaquist et al. (1989) demonstraram que a deformação longitudinal na base da camada superficial aumenta em 200 % a 400 % com o aumento da carga de 42 kN para 86 kN. De forma similar, Perret et al. (2001) encontraram resultados mais moderados para a mesma camada, com um aumento da carga de 8,0 t para 11,5 t (pressão de inflação de 800 kPa, temperatura de 30 °C), com um aumento de 43 % na deformação longitudinal.

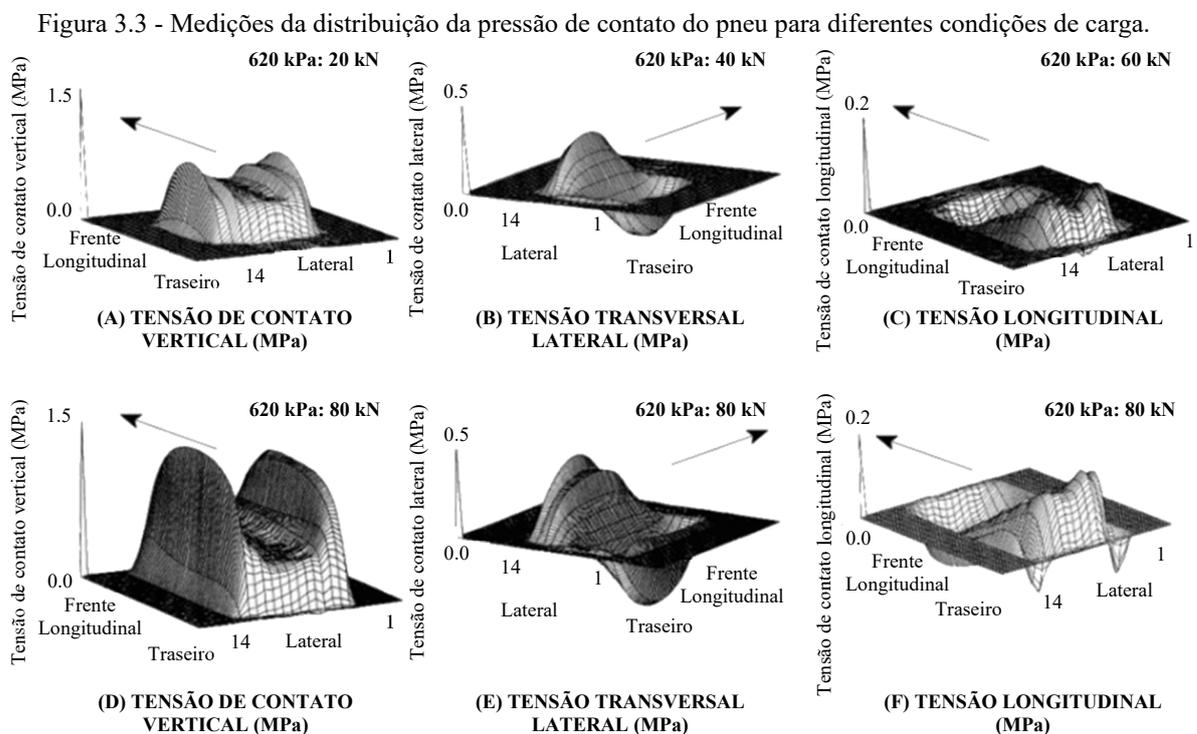
A magnitude dos danos por deformação permanente do pavimento também é afetada pelo tipo de pneu. Pneus individuais (simples) produzem deformações superiores quando comparado com os pneus duplos (CEBON, 1993; CORTÉ et al., 1994; KIM et al., 2005). Isso resulta do fato de que há uma diferença de superfície de contato entre eles. Pneus simples possuem superfície de contato menor e a pressão de enchimento do pneu é maior, o que intensifica a deformação pelo aumento na tensão, especialmente em camadas mais esbeltas.

Entretanto, apesar da tensão vertical para os pneus simples ser maior em relação aos duplos, em camadas betuminosas espessas essa diferença de amplitude de tensão diminui com

a profundidade da estrutura e torna-se menos díspare na superfície da camada de suporte, sendo importante a interação da carga total aplicada ao longo da profundidade (GARDETE, 2006).

No que diz respeito à pressão de insuflagem dos pneus, muitos autores afirmam que as amplitudes de deformação geradas são menores com o decréscimo da pressão dos pneus (REGGIN, 2002; ARCHILLA et al., 2001; BONAQUIST et al., 1989; SEBAALY et al., 1992; SHALABY). Perret (2003) demonstrou que o aumento da pressão de insuflagem em 17 % gerou um acréscimo de 8,0 % na deformação medida na fibra inferior de uma camada superficial asfáltica com 17,0 cm de espessura. Conclui ainda que esse fenômeno é mais significativo em pavimentos esbeltos do que em espessos.

A Figura 3.3 apresenta uma síntese de medições realizadas por De Beer et al. (1997), em que é possível observar as tensões na superfície de contato pneu-pavimento para diferentes combinações de pressão de insuflagem e tensão aplicada. É perceptível que a transmissão de esforços e a impressão do pneumático altera consideravelmente de uma configuração para outra.



Fonte: De Beer et al. (1997).

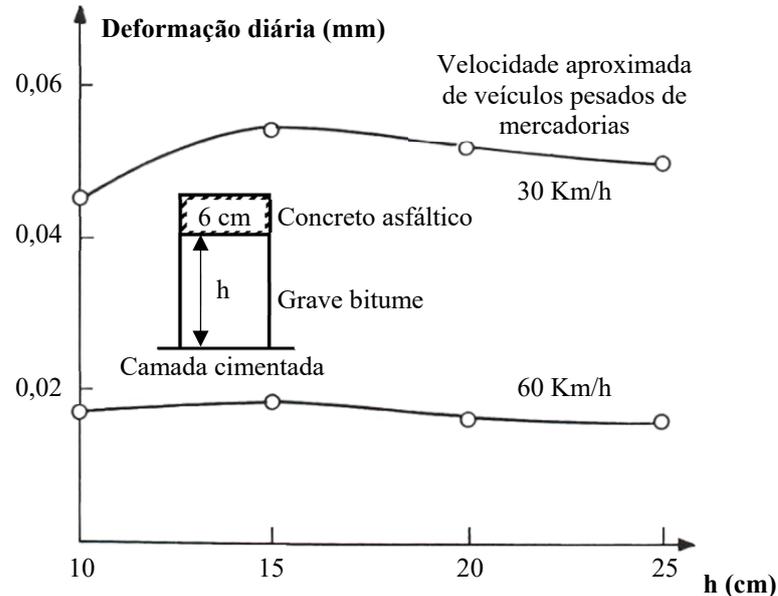
3.3.2 Frequência

Devido ao comportamento viscoelástico linear intrínseco do ligante betuminoso, as misturas asfálticas apresentam resposta aos esforços solicitantes dependentes não apenas da temperatura, mas da velocidade de aplicação do carregamento. Logo, a repetição das cargas do tráfego causa danos progressivos à estrutura dos pavimentos por diferentes modos de degradação, como: deformação permanente, perda de aderência na interface das camadas, perda de rigidez, fissuração e trincamento (PHAM, 2014; NGUYEN, 2008).

A frequência de carregamento está relacionada à velocidade de deslocamento da carga dinâmica, a qual tem forte influência no desenvolvimento da deformação permanente. De acordo com o princípio da superposição tempo-temperatura, se for considerada a mesma condição de temperatura e um aumento progressivo do tempo ou baixa frequência de aplicação de carga dinâmica no campo, maiores são as amplitudes de deformação geradas nas camadas betuminosas. Portanto, maior o consumo de energia necessário para recompor o estado original do material, evidenciando forte participação da componente viscosa da mistura asfáltica, a qual é diretamente vinculada ao módulo de perda no plano complexo, ou seja, dissipação de energia (WANG et al., 2019).

Sendo assim, quanto menor a frequência de aplicação do carregamento, maior o nível de deformação gerado. Isso explica a razão pela qual a deformação permanente é percebida principalmente em áreas onde a velocidade é baixa, como em faixas lentas de tráfego, corredores de ônibus, cruzamentos, aclives e, em pátios de manobra de veículos pesados de carga, por exemplo (Figura 3.4).

Figura 3.4 - Influência da velocidade de tráfego na deformação de uma estrutura de pavimento com camada de base em GB.



Fonte: Adaptado de Aussedat (1977).

Segundo Wang e Machemehl (2004), a velocidade de deslocamento tem um efeito mais expressivo nas tensões longitudinais e transversais na base da camada de rolamento e na tensão vertical no topo da plataforma de suporte. Os autores mostraram que uma mudança de velocidade de 105 km/h para 32 km/h, produziram um acréscimo de 30 % nas tensões longitudinais e transversais na base da camada de rolamento e 15 % na tensão vertical acima da plataforma de suporte.

Destaca-se que não apenas o período da solicitação do carregamento é importante, mas o número de ciclos aplicados também deve ser analisado, pois em termos práticos não há sentido mensurar o acréscimo de deformação permanente ao longo de um ciclo isoladamente, pois a evolução do fenômeno se dá pelo acúmulo gradual de deformações provenientes de sucessivos ciclos solocitantes ao longo do tempo. Logo, apenas por efeito cumulativo, a cada ciclo, que a deformação permanente se torna mensurável de maneira efetiva (DI BENEDETTO e CORTÉ, 2005).

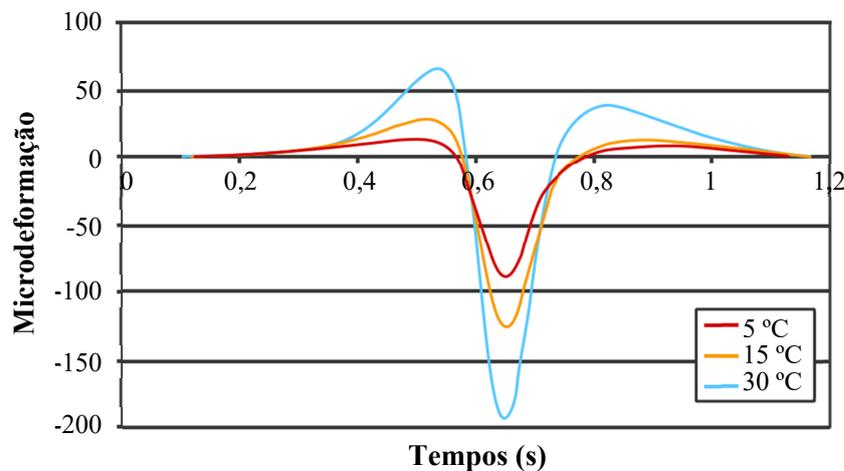
3.3.3 Temperatura

Uma das propriedades mais importantes do ligante betuminoso é sua suscetibilidade térmica. Babadopulos (2017) comenta que as misturas asfálticas podem ser cerca de 10^3 vezes mais rígidas quando testadas em baixas temperaturas quando comparadas aos resultados

experimentais observados em condições opostas. De forma similar, Cardona (2016) ao observar o comportamento assintótico desses materiais, indicou que essa diferença pode ser ainda maior, da ordem de 10^4 vezes. Essa termosuscetibilidade é herdada do ligante e seus modificadores (De La ROCHE, 1996). Conclui-se então, que o aumento da temperatura provoca uma diminuição da viscosidade do ligante e do módulo de rigidez, o que diminui a coesão da mistura e favorece o aparecimento de deformações permanentes (DONGMO-ENGELAND, 2005).

Para confirmar essa tendência, a pesquisa desenvolvida por Perret (2003) analisou a influência da temperatura sobre o comportamento das misturas asfálticas. A Figura 3.5 ilustra o resultado da leitura de extensômetros (*strain gauges*) instalados na parte inferior de uma camada de base betuminosa com 17,0 cm. Verifica-se o sinal longitudinal de deformação para três temperaturas diferentes e uma mesma condição de carga. A partir da sobreposição dos sinais mencionados é possível notar que quanto maior a temperatura, maior é a amplitude de deformação (picos de contração e distensão).

Figura 3.5 - Sinal de deformação na camada de base betuminosa para diferentes temperaturas.



Fonte: Adaptado de Perret (2003).

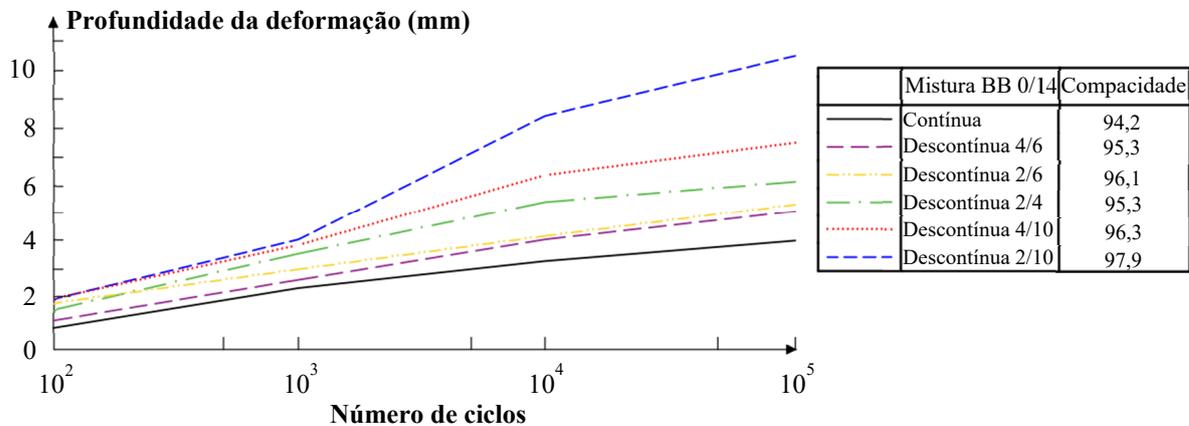
3.3.4 Granulares

Os granulares representam em torno de 95% em peso e de 70 a 85% do volume das misturas asfálticas (INSTITUTO DE ASFALTO, 1989) e contribuem significativamente para o desempenho destes materiais, pois suas características influenciam diretamente as propriedades volumétricas e, como consequência, as propriedades mecânicas. Nos tópicos seguintes são abordados alguns dos seus aspectos influentes na deformação permanente.

3.3.4.1 Distribuição granulométrica

Uma boa distribuição granulométrica é fundamental para um efetivo intertravamento entre as partículas granulares. Estudos experimentais realizados por Grimaux e Hiernaux (1977) mostraram que as misturas asfálticas produzidas a partir de curvas com trajetórias descontínuas apresentaram profundidade de deformação maiores do que as misturas produzidas a partir de curvas contínuas (Figura 3.6). A causa é atribuída à menor interação nas áreas de contato entre as partículas para as misturas que possuem graduação descontínua.

Figura 3.6 - Influência da curva granulométrica na deformação permanente.



Fonte: Adaptado de Grimaux e Hiernaux (1977).

Por outro lado, ao se formular uma curva granulométrica com graduação contínua, o preenchimento dos vazios entre os granulares graúdos é mais facilmente realizado pela presença de partículas de menor diâmetro, o que confere melhor habilidade de compactação à mistura asfáltica, devido ao aumento dos pontos de contato e bloqueios intergranulares, melhorando assim, a rigidez, a estabilidade e a resistência à deformação permanente (MEUNIER, 2012).

Contudo, embora geralmente seja acreditado que as misturas asfálticas com uma curva descontínua apresentem baixa resistência à deformação permanente, algumas devem ser tratadas como exceção, como as *Stone Matrix Asphalt* (SMA) e *Béton Bitumineux Drainante* (BBD_r), que possuem granulometria descontínua e excelente resistência ao afundamento na trilha de roda, mas fazem parte de um rol de formulações especiais, e não convencionalmente projetadas (TEIXEIRA, 2021; LIU et al., 2019).

3.3.4.2 Tamanho, forma e textura

A morfologia e a textura dos granulares são parâmetros físicos importantes que influenciam diretamente as propriedades mecânicas da mistura asfáltica. Vanelstraete e Francken (1995) verificaram que a resistência à deformação permanente é melhorada com o aumento da quantidade de grãos britados na composição granulométrica, pois, ao contrário dos granulares naturais arredondados, apresentam maior angulosidade e textura mais rugosa.

O uso de granulares angulosos e ásperos permite maior intertravamento por contato direto entre as partículas, limitando movimentos intersticiais, o que confere maior estabilidade e atrito interno ao arranjo granular. De igual forma, a superfície dos granulares revestidos com o ligante betuminoso também aumenta, conduzindo à maior força de coesão e adesão. Como resultado, a estabilidade, a rigidez e a resistência a deformações permanentes da mistura asfáltica são consideravelmente melhoradas (BACHAND, 2018; SOHM, 2011).

Em contrapartida, partículas arredondadas e lisas são consideradas indesejáveis na formulação de misturas asfálticas, pois diminuem a habilidade de compactação por excesso de compressibilidade do material. Ainda, granulares em formato lamelar e alongados são mais suscetíveis à quebra, o que pode levar a um maior consumo de ligante e alteração de propriedades físicas, como volume de vazios e massa específica aparente (LEON e GAY, 2019; BUTTON et al. 1990).

Em que pese alguns autores afirmarem que os granulares mais adequados para fabricação de misturas asfálticas são aqueles que possuem formato cúbico (RODRIGUES et al., 2019; BERNUCCI et al., 2010), o correto é que apresentem macrotextura subangular, pois a forma cúbica dispõe de faces planas que não propiciam intertravamento eficiente entre as partículas, enquanto a forma subangular propicia esta condição devido às irregularidades presentes nas arestas das partículas. Concomitantemente, a microtextura deve ser rugosa (MOMM, 1998).

Em relação ao tamanho do granular, a fração fina desempenha um papel fundamental na resistência à deformação permanente. A presença de uma quantidade proporcionalmente adequada deste material na composição granulométrica é benéfica e ajuda a tornar a mistura asfáltica mais resistente à deformação permanente, pois preenche gradualmente os vazios formados pelas partículas com maiores dimensões, contribuindo para a estabilidade granulométrica. Porém, uma quantidade excessiva destas frações reduz o contato entre as partículas maiores, que são responsáveis por suportar a maior parte do carregamento aplicado,

além de viabilizar movimentações internas do arranjo granulométrico, causando as deformações permanentes (NGUYEN, 2006; BARRA, 2005).

3.3.4.3 Natureza e teor de finos

Os finos ou materiais de preenchimento, também denominados *filler* ou *fíler*, são constituídos normalmente de partículas provenientes do beneficiamento de granulares em pedreiras, ou de outras fontes, como: pó de calcário, cal hidratada, cimento Portland, etc... O tipo de fino, a sua natureza e concentração na mistura, assim como a interação físico-químico com o ligante betuminoso, afetam diretamente as características mecânicas das misturas asfálticas nas quais estão inseridos (ALMEIDA, 2013).

Os finos absorvem parte do ligante betuminoso incorporado na dosagem das misturas asfálticas, formando o mástique, que preenche parte dos vazios formados pela composição granulométrica e reduz este percentual na mistura asfáltica. A presença destas frações aumenta o tempo de relaxação do ligante e o enrijece. O mástique é sensível ao cisalhamento e suas propriedades mecânicas dependem da magnitude e da duração da aplicação das cargas (SOHM, 2011).

Rayner e Rowe (2004) afirmam que quanto mais rígido for o mástique, melhor é a resistência da mistura asfáltica à deformação permanente. Por outro lado, a presença excessiva deste componente pode causar dispersão do arranjo granular e tornar a mistura mais suscetível ao fenômeno.

Cardona (2016) verificou que teores de finos superiores a 50% da massa do mástique aumentam a sua rigidez, devido à concentração em bloco das partículas finas. Este efeito é aumentado em altas temperaturas e/ou baixas frequências de carregamento.

Quintero (2011) afirma que, ao aumentar o teor de finos, o expoente de graduação 'n' da curva granulométrica diminui, apresentando maior densificação na compactação da mistura asfáltica. Logo, tem-se que os finos aumentam a compacidade das misturas asfálticas e afetam o seu comportamento mecânico, aumentando a sua rigidez. No entanto, para que o material auxilie de forma adequada, existe um teor ótimo a ser previsto em cada formulação, pois caso ultrapassado pode contribuir à perda de resistência à fadiga por excesso de rigidez e à deformação permanente por diminuição da resistência mecânica do arranjo granular.

Quanto à natureza dos finos, Phan et al. (2016) verificou um aumento no módulo de rigidez do mástique betuminoso ao substituir o *fíler* de pó calcário por cal hidratada. Para

misturas asfálticas testadas a 15 °C e 10 Hz, esse aumento foi estimado em 18 % na substituição de 1/3 de cal hidratada. Concluiu ainda que este efeito é mais perceptível à medida que a temperatura do material aumenta ou a frequência do carregamento diminui.

A cal hidratada apresenta características surfactantes que possuem afinidade pelas moléculas orgânicas do ligante betuminoso, em especial as polares reativas, que contribuem para a rigidez do material. Esta interação faz com que a cal tenha uma influência positiva nas propriedades físicas e mecânicas do ligante. Apresenta ainda a habilidade de reduzir substancialmente os efeitos danosos causados pela ação da água, contribuindo para aumentar a adesão do conjunto granular-ligante, inibindo a desagregação (BRINGEL, 2007).

Muitos estudos sobre a influência da cal nas misturas asfálticas têm se concentrado nas propriedades de melhorador de adesividade e durabilidade. No entanto, outras propriedades mecânicas relacionadas à resistência, flexibilidade e envelhecimento também têm sido avaliadas. Nesse sentido, têm-se demonstrado que a cal: (i) aumenta a consistência, a rigidez e a resistência à tração das misturas asfálticas, (ii) melhora a resistência à ação deletéria da água, (iii) reduz a suscetibilidade térmica do ligante e (iv) pode apresentar benefícios ainda maiores quando utilizada em conjunto com ligantes modificados por polímeros (NG, 2013).

3.3.4.4 Compacidade e teor de vazios

O teor de vazios é um dos fatores que tem maior influência na deformação permanente das misturas asfálticas e depende diretamente do teor de ligante betuminoso, da distribuição granulométrica e da energia de compactação aplicada. Sendo assim, a percentagem de vazios condiciona grande parte das qualidades exigidas para uma mistura asfáltica, como, impermeabilidade ou permeabilidade, módulo de rigidez, resistência à deformação permanente e à fadiga (MOMM, 1998).

Em geral, uma boa compactação diminui o volume de vazios da mistura asfáltica e aumenta a sua rigidez, fazendo com que ela se deforme menos quando sujeita à passagem do tráfego. Por outro lado, se o volume de vazios resultar elevado, a mistura terá maior sensibilidade à deformação quando solicitada. Isto ocorre devido ao menor contato entre as partículas da composição granulométrica, favorecendo a movimentação de partículas no interior dos arranjos, como resultado de um processo de compactação inadequado. Além disso, o aumento da compactação faz as misturas igualmente menos suscetíveis às variações de temperatura (GARDETE, 2006; De La ROCHE, 1996).

Todavia, uma formulação que disponha de um teor de vazios muito reduzido após o processo de compactação tem grande possibilidade de adquirir um comportamento mecânico frágil, devido ao excesso de compactidade, dificultando o mecanismo de flexibilidade à passagem do carregamento proporcionado pela presença de vazios na estrutura interna do material. A consequência é um forte aumento de rigidez, que pode melhorar em alguns casos a resistência à deformação permanente, mas um decréscimo da resistência à fadiga (MA et al., 2016).

No que diz respeito à influência do ligante betuminoso, Sousa et al. (1991) afirmam que misturas asfálticas com elevados teores de ligante e volume de vazios inferior a 4,0 %, estão mais susceptíveis à deformação permanente. Isso porque as partículas granulares embebidas no ligante que atua como um agente lubrificante, causando instabilidade mecânica do arranjo granular, ao invés de promover melhor coesão do material. Esse fenômeno ocorre de forma similar quando ocorre excesso de compactação da mistura asfáltica, associado a temperaturas elevadas, potencializando a ocorrência das deformações permanentes por cisalhamento (GRECO, 2004).

De acordo com Brosseaud et al. (1993) existe um intervalo de teor de vazios para cada formulação, no qual o material se apresenta mais estável. Além disso, as misturas asfálticas de graduação densa não devem possuir menos de 4,0 % de vazios após a compactação, a fim de que teor final em serviço, com a aplicação das cargas pelo tráfego, não se reduza a menos de 2,0 % ou 3,0 %, o que causaria a perda da estabilidade, conforme já explanado anteriormente.

No entanto, CLARA (2020) e CORTÉ, et al. (1994) indicam que para garantir a integridade mecânica das formulações, sobretudo em relação ao fenômeno da desagregação por falta de coesão, teores de vazios superiores a 8,0 % não são desejáveis para misturas asfálticas com graduação densa.

3.3.4.5 Natureza e teor do ligante betuminoso

Em razão do ligante betuminoso ser um material viscoelástico que apresenta suscetibilidade térmica e cinética, devido a sua reologia complexa depender da combinação entre a temperatura e a frequência de solicitação do material, tem-se que as misturas asfálticas possuem riscos potenciais de deformação permanente, principalmente em condições de baixa velocidade e elevada temperatura. Logo, pode-se afirmar que quanto mais susceptível

termicamente o ligante, mais a mistura asfáltica terá probabilidade de ocorrência de deformação permanente (MEUNIER, 2012).

Mahboub e Little (1988) demonstraram que ligantes betuminosos de baixa consistência tornam as misturas asfálticas menos rígidas, e assim, mais suscetíveis ao aparecimento de deformação permanente.

Com o intuito de melhorar a resistência à deformação permanente e superar os riscos de ruptura precoce por fadiga, o uso de ligantes modificados tem sido muito presente na formulação de misturas asfálticas. As matrizes modificadoras mais utilizadas atualmente são a partir de polímeros, com destaque para os SBS, SBR e EVA, além da borracha triturada de pneus (WANG et al., 2017).

Bernucci et al. (2002), estudaram o efeito do uso de ligantes betuminosos modificados nas propriedades mecânicas das misturas asfálticas. Na comparação entre ligantes convencionais e modificados por borracha e polímeros, concluíram que: (i) misturas produzidas com asfalto-borracha apresentaram forte estabilidade estrutural, porém, menor recuperação elástica que as misturas modificadas com SBR e SBS, e; (ii) misturas com ligante betuminoso modificado com SBS e SBR apresentaram maior retorno elástico que as demais, acarretando aumento da vida de fadiga e redução importante na deformação permanente.

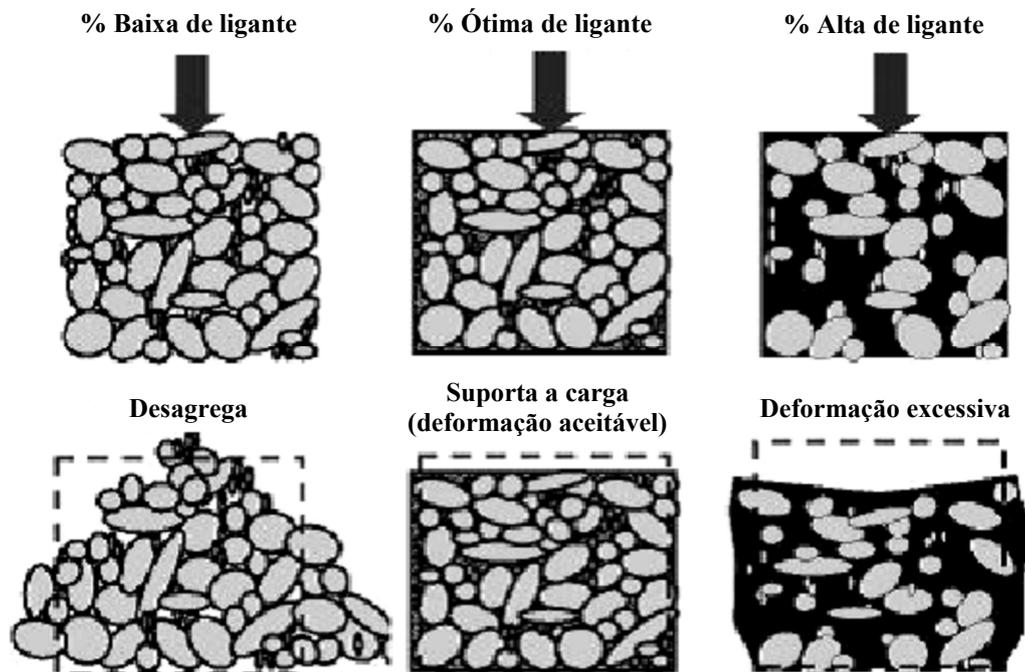
No que diz respeito ao teor de ligante, Brosseaud et al. (1993) afirmam que o acréscimo da espessura do filme de ligante betuminoso em torno dos granulares reduz as forças de contato direto entre as partículas, aumentando assim o potencial de ocorrência das deformações permanentes.

Por outro lado, um teor de ligante betuminoso muito baixo pode não garantir um envolvimento adequado das partículas. Este aspecto conduz a uma ausência de coesão do conjunto granular-ligante, acarretando pouca adesão e maior teor de vazios. Como resultado, o baixo nível de atrito e coesão na estrutura do arranjo granular torna a mistura asfáltica mais suscetível à deformação permanente após a compactação (SOHM, 2011).

Para Heck (2001), o teor de ligante é um parâmetro de formulação que influencia de forma decisiva no comportamento mecânico das misturas asfálticas, pois contribui até um determinado valor ótimo para o aumento da rigidez destes materiais e, caso seja extrapolado, ocorre a diminuição desta propriedade, levando ao risco iminente de deformação permanente.

A Figura 3.7 ilustra diferentes efeitos relacionados ao teor de ligante betuminoso que incidem no comportamento mecânico das misturas asfálticas.

Figura 3.7 - Efeito do teor de ligante betuminoso na formulação de uma mistura asfáltica formulada com a mesma composição granulométrica.



Fonte: Gardete (2006).

3.4 ENSAIOS PARA MEDIÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O estudo da suscetibilidade à deformação por fluência e por cisalhamento das misturas asfálticas provém dos primeiros métodos de dosagem, como o Hubbard-Field test, Hveem e Marshall (SHELL, 2003), muito embora os parâmetros obtidos com essas metodologias não possuam correlação alguma com os fenômenos tais como observados no campo.

A partir dos anos 70, verificou-se o desenvolvimento de novos métodos de ensaios com o objetivo de descrever as propriedades intrínsecas das misturas asfálticas, buscando relacioná-las com o desempenho em campo, podendo-se citar: fluência estática (creep estático), fluência dinâmica (creep dinâmico), deformação permanente com o uso de eixos pneumáticos, etc... (BEJA et al., 2020).

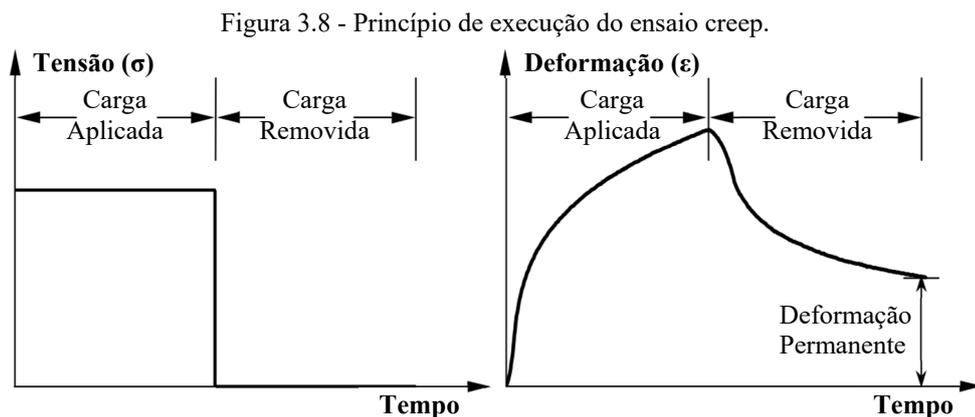
Nos tópicos subsequentes será feita uma descrição dos principais ensaios utilizados atualmente para verificação do comportamento das misturas asfálticas quanto à resistência à deformação permanente.

3.4.1 Ensaio Creep

De acordo com Nascimento (2008), para a caracterização de materiais viscoelásticos, como as misturas asfálticas, é conveniente utilizar a função fluência para as análises que envolvem a relação tensão-deformação. A principal vantagem do uso desta função na teoria da viscoelasticidade, é que este parâmetro permite uma separação entre as parcelas da deformação que são dependentes e independentes do tempo, ou seja, das componentes elástica e viscosa, respectivamente.

O trabalho pioneiro neste sentido foi conduzido pela empresa SHELL baseado no modelo teórico desenvolvido por Hills (1973), que com o objetivo de encontrar um método simplificado para a análise da taxa de deformação das misturas asfálticas, criaram o ensaio de fluência por compressão uniaxial, também conhecido como ensaio de *creep* (COELHO, 1996; ANDRADE, 2018).

O ensaio de fluência (*creep*), conforme ilustra a Figura 3.8, determina a relação da deformação total em função do tempo para um determinado carregamento que pode ser aplicado em confinamento ou não. Assim, utilizando-se um ciclo de carga e descarga ou ciclos de carga e descarga incrementais, é possível obter informações suficientes para determinar a componente elástica independente do tempo, assim como a componente viscosa dependente do tempo (BROWN et al., 2001).



Fonte: Brown et al. (2001).

Este ensaio pode ser realizado em duas configurações de carregamento, uma em que a carga aplicada sobre o corpo de prova é estática (constante), e outra na qual o carregamento é

realizado em cargas repetidas, conhecidos como ensaio de *creep* estático e dinâmico, respectivamente.

Em sua configuração estática, o ensaio consiste na aplicação de uma carga axial de compressão constante por um período pré-estipulado, sobre um corpo de prova cilíndrico regular (geralmente no formato Marshall, mas atualmente produzido em prensa de compactação por cisalhamento giratório, PCG), moldado em laboratório ou extraído de campo por sonda rotativa. As medições das deformações sofridas pelo corpo de prova são realizadas em intervalos predeterminados de tempo, a critério de cada pesquisador, com o uso de extensômetros, *Linear Variable Differential Transformers* (LVDTs), que são acoplados às placas de carregamento, ou diretamente aos corpos de prova (BERNUCCI et al., 2010).

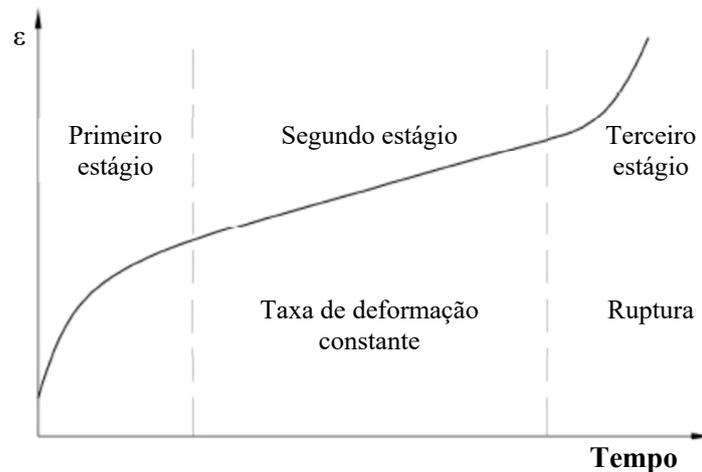
O final do ensaio é caracterizado pela estabilização ou rompimento da amostra. Como este dano nem sempre é visível, há vários critérios para defini-lo, como: deformação relativa superior à 0,008 mm/mm ao final de 1 hora. Então, a mistura asfáltica é considerada inadequada para resistir às deformações permanentes (BARROS, 2017).

O tempo de aplicação da carga pode variar, porém, alguns autores (De HILSTER e VAN de LOO, 1977; LITTLE et al., 1993) defendem a ideia de 1 hora para a execução do ensaio, considerando este tempo suficiente para analisar a ruptura da amostra, e satisfatoriamente curto para que a sua execução seja viável. No que diz respeito à temperatura, o ensaio é comumente realizado a 40 °C. Os autores citados acima, discordam apenas no que diz respeito à tensão aplicada sobre as amostras, em que para os primeiros deve ser de 1,0 kgf/cm² e para os demais deve ser mais elevada, da ordem de 3,50 kgf/cm² a 4,15 kgf/cm², a fim de encontrar maior compatibilização campo-laboratório (NG, 2013).

Os principais parâmetros obtidos do ensaio *creep*, são: a deformação total para 1 hora de carregamento, a inclinação do estado secundário da curva deformação em relação ao tempo de carregamento, e a função fluência (*creep compliance*) (NETO, 2004).

O comportamento quanto à função fluência no ensaio *creep* é representado a partir de três estágios (Figura 3.9). O estágio primário apresenta um rápido crescimento da taxa de deformação, já no estágio secundário ou de fluência uniforme, a taxa de deformação é constante com o tempo (ângulo de inclinação constante) e por fim, no estágio terciário ou de colapso, a taxa de deformação torna a crescer rapidamente, até a ruptura da amostra (BHASIN et al., 2004; MOURA, 2010).

Figura 3.9 - Estágios da curva de fluência obtida no ensaio *creep* estático.



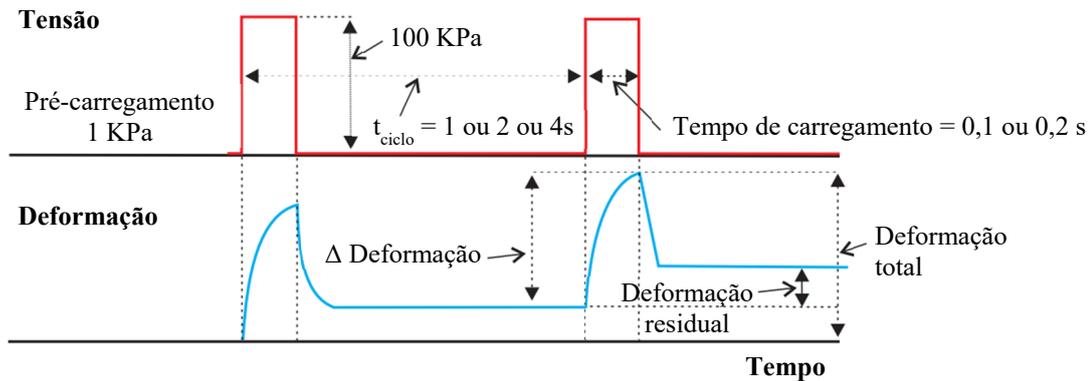
Fonte: Adaptado de Little et al., (1993).

Brown et al. (2001) observam que a capacidade desse teste de prever o desempenho das misturas asfálticas é questionável, pois esses materiais em campo são normalmente expostos a pressões de pneus de caminhão de aproximadamente 120 psi (8,44 kgf/cm²) e temperaturas máximas de 60 °C ou superiores. Portanto, as exigências deste ensaio não simulam de perto as condições encontradas em campo.

Além disso, Finn et al. (1983) ao compararem os resultados de ensaios de *creep* estático com deformações permanentes em campo, recomendaram a consideração de um ensaio de carga repetida. Valkering et al. (1990) observaram também, que o acréscimo de estabilidade na mistura asfáltica devido à incorporação de modificadores no ligante, não era refletido no ensaio de *creep* estático, sendo isto detectado nos ensaios de carregamento repetido.

Contudo, o ensaio de *creep* dinâmico é executado de forma muito similar ao ensaio de *creep* estático, o que os difere principalmente é o carregamento. Durante a realização deste ensaio, o corpo de prova é submetido à aplicação de uma carga de compressão axial transiente. Cada carregamento tem duração de 0,1 s e intervalo de 0,9 s, aplicados a uma frequência de 1 Hz durante 3600 s, para cada amostra, resultando em 1 hora de ensaio. A Figura 3.10 ilustra um exemplo de carregamento aplicado no ensaio de *creep* dinâmico, que tem como objetivo a medição da deformação permanente acumulada (BORGES, 2014).

Figura 3.10 - Carregamento e deformação no ensaio de creep dinâmico.



Fonte: Bernucci et al. (2010).

Para Little et al. (1993), as condições de ensaios de carregamentos dinâmicos permitem reproduzir situações mais próximas às encontradas em campo e retratar melhor a suscetibilidade à deformação permanente da mistura asfáltica, que é melhor representada pela deformação acumulada.

3.4.2 Ensaio Uniaxial de carga repetida

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) tem trabalhado desde 2015 na elaboração de um método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos de concreto asfáltico, denominado Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) (DNIT, 2020).

Atualmente, o método está na etapa final de elaboração e foi colocado à disposição do público para consulta e teste, permitindo acesso às suas normas e ao programa computacional MeDiNa, principal ferramenta para o uso desta metodologia de dimensionamento para pavimentos de concreto asfáltico. Esse novo método aborda a deformação permanente como um defeito a ser combatido na etapa de dosagem da mistura asfáltica. Contudo, no programa MeDiNa sua consideração é simplificada ao atendimento do parâmetro *Flow Number* (FN) (SILVA, 2018).

Este parâmetro se refere ao número do ciclo, durante o Ensaio Uniaxial de Carga Repetida (EUCR), em que a taxa de deformação considerada como plástica é mínima e, a partir do qual o corpo de prova atinge a ruptura, denominada de fluência terciária (Wang et al., 2019).

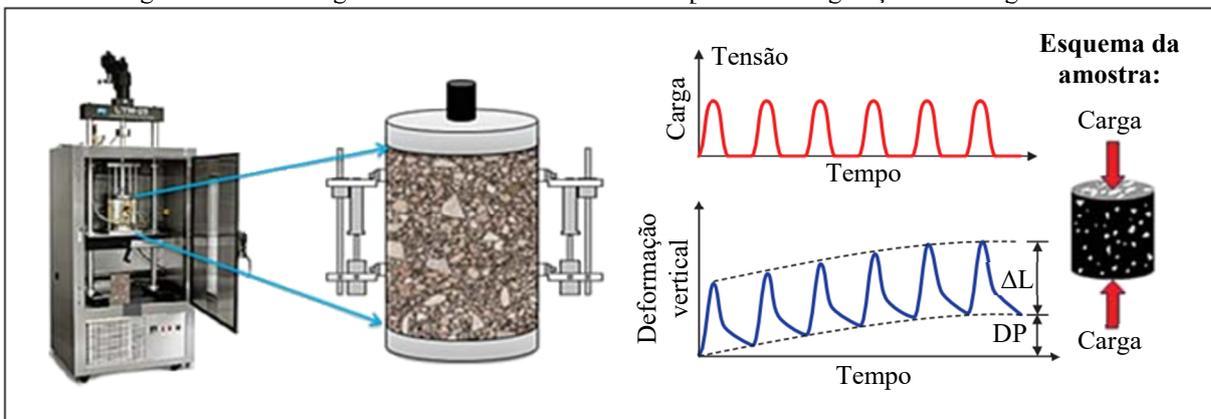
Internacionalmente, a adoção do EUCR como um teste de desempenho para misturas asfálticas foi o resultado de uma série de pesquisas conduzidas pelo *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) que faz parte do programa de pesquisa SUPERPAVE

(*Superior Performance Pavement*) (WITCZAK, 2005). Sendo que, nos Estados Unidos o teste padrão AASHTO (2017) foi originalmente elaborado e aprovado no ano de 2009.

No Brasil, duas normas foram elaboradas com o intuito de formalizar os parâmetros do ensaio para obtenção do FN, a saber: ABNT NBR 16505 (2016) e DNIT-ME 184 (2018).

Esse teste envolve a aplicação de um nível específico de tensão compressiva uniaxial dinâmica, para medir as deformações verticais acumuladas das misturas asfálticas em função do tempo ou dos ciclos de carga a uma temperatura específica, como mostra a Figura 3.11 (WALUBITA et al., 2013).

Figura 3.11 - Visão geral do teste Flow Number e respectiva configuração de carregamento.



Fonte: Adaptado de Walubita et al. (2013).

A norma DNIT-ME 184 (2018) determina que o ensaio seja realizado a uma temperatura de 60 °C, com aplicação de um carregamento cíclico de compressão do tipo semi-senoidal (haversine) de 0,1 s seguido por um repouso de 0,9 s de duração, sob amostras confeccionadas com 15,0 cm de altura e 10 cm de diâmetro, com transdutores de deslocamento tipo LVDTs posicionados do topo à base do corpo de prova. A tensão aplicada em cada ciclo de carregamento é de 204 kPa no período de 0,1 s e de 10,2 kPa durante os 0,9 s de descanso. O tempo máximo de ensaio é de aproximadamente 2 horas, referente ao número total de 7.200 ciclos.

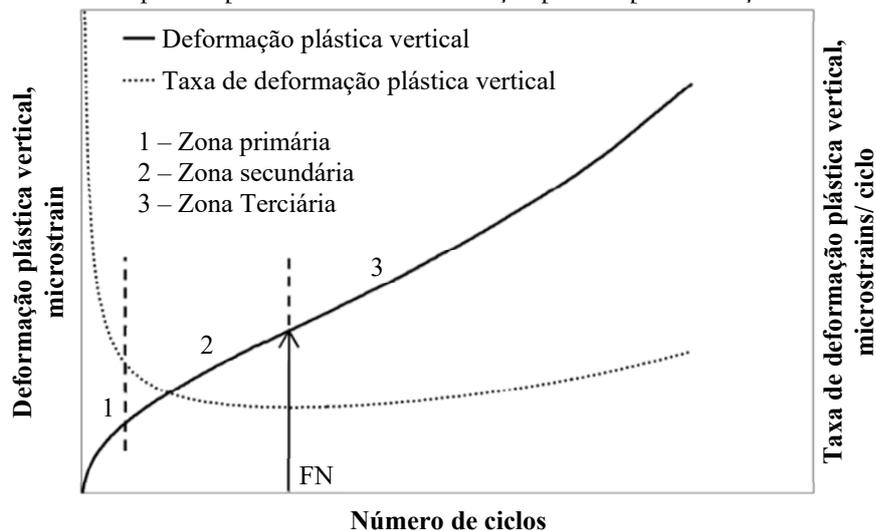
Tipicamente este ensaio é executado sem confinamento, podendo também ser realizado com pressão confinante. Neste segundo caso, o confinamento deve se manter constante durante todo o ensaio (CPR, 2018).

O ensaio é finalizado geralmente em três situações: (i) quando o FN é identificado, (ii) quando o ciclo de número 7.200 é atingido ou (iii) quando a mistura alcança 5,0 % de

deformação para ensaios confinados e 2,0 % de deformação para ensaios não confinados (DONGRE et al., 2009).

Os resultados do EUCR são apresentados em termos da deformação permanente acumulada em relação ao número de ciclos de carga. Além disso, assim como no ensaio *creep*, a deformação permanente acumulada pode ser dividida em três zonas: primária, secundária e terciária. A diferença é que neste caso, o número de ciclos onde começa o estágio terciário (deformação por cisalhamento a um volume constante) é referido como *Flow Number* (Figura 3.12). Conclui-se então que, quanto maior o FN, maior é o tempo até o início do fluxo terciário e melhor é a resistência ao afundamento da mistura asfáltica (WANG et al., 2019; NASCIMENTO, 2008).

Figura 3.12 - Zonas que compõem a curva de deformação plástica para obtenção do *Flow Number*.



Fonte: ABNT NBR 16505 (2016).

Contudo, este método possui muitas críticas no âmbito da comunidade científica. Um dos pontos levantados é que ele não simula as reais condições de descrição do fenômeno da deformação permanente a que as misturas asfálticas estão sujeitas em campo, que ocorre sobretudo por fluência do material e não por ruptura de cisalhamento como o ensaio determina (ARCHILLA e DIAZ, 2011), o que exprime a sua insuficiência para caracterizar o fenômeno.

Ali et al. (2017) argumentam também que o EUCR é caracterizado por resultados não confiáveis e inconsistentes. Esse fato foi atribuído principalmente à flutuação nos dados captados de deformação permanente, devido à recuperação elástica e ruído elétrico, isso leva a aplicação de extensas técnicas de mineração/suavização de dados, especialmente para misturas asfálticas modificadas por borracha. Essa situação também foi observada por vários

pesquisadores em escala mundial (BILIGIRI et al., 2007; BHASIN et al., 2004; BONAQUIST et al., 2003).

Ainda assim, há diversas pesquisas recentes que estão utilizando o EUCR como critério único para avaliação da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas (GOLSEFIDI e SAHAF, 2021; DALHAT et al., 2020; WANG et al., 2019; APEAGYEI, 2014). Além disso, há autores que sugerem boa correlação entre o FN e o desempenho das misturas asfálticas em campo (ZHANG et al., 2021).

No Brasil também já existem pesquisas para apuração do FN, inclusive no que diz respeito aos critérios de refinamento para os resultados do EUCR em função do tráfego. Bastos et al. (2017) utilizaram o método estatístico dos clusters para indicar 4 categorias de Flow Number (FN), a partir do desempenho de 12 trechos experimentais monitorados em diversos locais do Brasil, a saber: FNs inferiores a 100 são indicados apenas para tráfego leve ($N < 3,0 \times 10^6$; FNs acima de 100 são indicados para tráfego médio, N entre $3,0 \times 10^6$ e $1,0 \times 10^7$; FN superior a 300 para tráfego pesado, N entre $1,0 \times 10^7$ e $3,0 \times 10^7$; e acima de 1000 para um tráfego extremamente pesado, $N > 3,0 \times 10^7$).

3.4.3 Analisador de Pavimento Asfáltico (APA)

O APA – Analisador de Pavimento Asfáltico surgiu em 1996, como um aperfeiçoamento do equipamento desenvolvido no Departamento de Transporte da Geórgia, nos Estados Unidos, que tinha como objetivo desenvolver um método simplificado de ensaios para a previsão da deformação permanente de misturas asfálticas. Atualmente, este equipamento pode ser utilizado para avaliar não apenas a deformação permanente, mas o trincamento por fadiga e a resistência à ação deletéria da água em misturas asfálticas moldadas a quente e a frio (BARROS et al., 2019; FRITZEN, 2005). A norma AASHTO T-340 (2010) regulamenta os procedimentos de utilização do APA.

O ensaio consiste em compactar por amassamento ou vibração corpos de prova moldados com volume de vazios entre 4,0 % e 7,0 %. O APA possui rodas de alumínio côncavas, carregadas com 445 N, que se movem ao longo de uma mangueira de borracha com 19,0 mm de diâmetro inflada a uma pressão de 690 kPa e esticada longitudinalmente sobre a amostra, gerando uma pressão de contato que pode chegar a valores superiores a 827 kPa (Figura 3.13). Durante o ensaio são obtidas medidas automáticas da profundidade do afundamento sob a passagem da roda. É possível ainda, ensaiar dois tipos de corpos de prova:

retangular com dimensões de 12,5 cm (largura) x 30,0 cm (comprimento) x 7,5 cm (espessura) ou cilíndricos com 15,0 cm (diâmetro) x 7,5 cm (espessura) (BARROS, 2017).

Figura 3.13 - Equipamento APA: (esquerda) visão geral e (direita) detalhe do sistema de aplicação de cargas.



Fonte: Nascimento (2010) e Fritzen (2005).

Os ensaios executados no APA são conduzidos à temperatura controlada de 30 °C a 70 °C, sendo a temperatura mais usual a de 35 °C, por ser a temperatura média do pavimento na Geórgia. O fim do ensaio é caracterizado pelo limite máximo de deformação de 7,0 mm ou 8.000 ciclos de carga, o que ocorrer primeiro. O equipamento também permite que os ensaios sejam realizados em amostras imersas em água. Além disso, pode-se ensaiar simultaneamente três amostras em formato retangular ou seis cilindros, ou uma combinação de ambos. Para determinar a resistência à fadiga, a mangueira de borracha usada no teste de deformação permanente é substituída por uma roda de aço (VALE, 2008).

3.4.4 Hamburg Wheel Tracking Device – HWTD

O equipamento de trilhas de rodas Hamburgo (HWTD) foi originalmente desenvolvido na década de 1970 na cidade de mesmo nome, na Alemanha. O teste foi inicialmente planejado para medir a suscetibilidade à deformação permanente de misturas asfálticas, mas atualmente também é considerado capaz de medir os efeitos do dano por umidade (TSAI et al., 2016).

Os testes são conduzidos em placas de 26,0 cm x 32,0 cm x 4,0 cm, compactadas por amassamento linear com volume de vazios entre 6,0 % e 8,0 %. Permite testar duas amostras simultaneamente usando duas rodas de aço alternadas. Cada roda possui 20,0 cm de diâmetro

e 4,7 cm de largura. O peso da roda é fixado em 72 kg, o que resulta em uma tensão de contato média de cerca de 0,7 MPa na superfície das amostras. A velocidade da roda é variável, mas normalmente é definida em 52 passagens por minuto, podendo chegar a 34 cm/s no centro da amostra. Elas percorrem aproximadamente 23,0 cm sobre o corpo de prova antes de inverter a direção (TEIXEIRA, 2021).

Durante o teste, os corpos de prova são submersos em água a 50 °C, embora a temperatura possa variar de 25 °C a 70 °C. A profundidade do afundamento é medida continuamente com uma série de LVDTs fixados na superfície da amostra. O final do teste é definido após 20.000 ciclos de carregamento ou quando a deformação de 20,0 mm é alcançada, o que ocorrer primeiro, levando o experimento até 9 horas de duração (COOLEY et al., 2000).

A Figura 3.14 apresenta o equipamento de ensaio de deformação HWTD.

Figura 3.14 - Hamburg Wheel Tracking Device (HWTD).



Fonte: Stuart e Youtcheff (2001).

O teste HWTD é empírico, pois seus resultados não são usados em análises mecânicas de pavimentos. Além disso, ao utilizar uma roda de aço para aplicar a carga, o teste torna-se demasiado severo, uma vez que esta não se deforma como as de borracha. Logo, tem sido utilizado apenas para a aprovação ou não de formulações (GARDETE, 2006).

De acordo com Tim Aschenbrenner do Departamento de Transportes do Colorado (CDOT), o teste HWTD é considerado um teste de tortura, pois destrói misturas asfálticas que possuem qualquer possibilidade de desempenho ruim e até mesmo aquelas com bom desempenho, que apesar de não se comportarem bem no ensaio, teriam um bom comportamento em serviço. Ou seja, para este ensaio, a utilização de critérios de aceitabilidade podem resultar

na rejeição de misturas que teriam um comportamento aceitável em serviço (LU e HARVEY, 2006).

3.4.5 Máquina de deformação permanente – *Ornièreur* LPC

O equipamento francês denominado *Ornièreur*, foi desenvolvido no final dos anos 60 pelo *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC), com o objetivo de estudar o afundamento da trilha de roda na fase de dosagem das misturas asfálticas (BARRA et al., 2010).

Neste ensaio, a mistura asfáltica é primeiramente moldada por amassamento em compactação pneumática, com carga e pressão de insulflagem reguláveis, na temperatura de projeto, em equipamento denominado mesa compactadora (Figura 3.15). O procedimento segue a norma AFNOR NF EN 12697-33 (2004), resultando na produção de placas com as dimensões de 50,0 cm x 18,0 cm x 5,0 cm ou 10,0 cm.

Figura 3.15 - Mesa compactadora tipo LPC.



Fonte: Autopista Litoral Sul (2014).

Como este equipamento foi utilizado no desenvolvimento da campanha experimental desta pesquisa, maiores detalhes serão tratados no capítulo 4.

CAPÍTULO 4

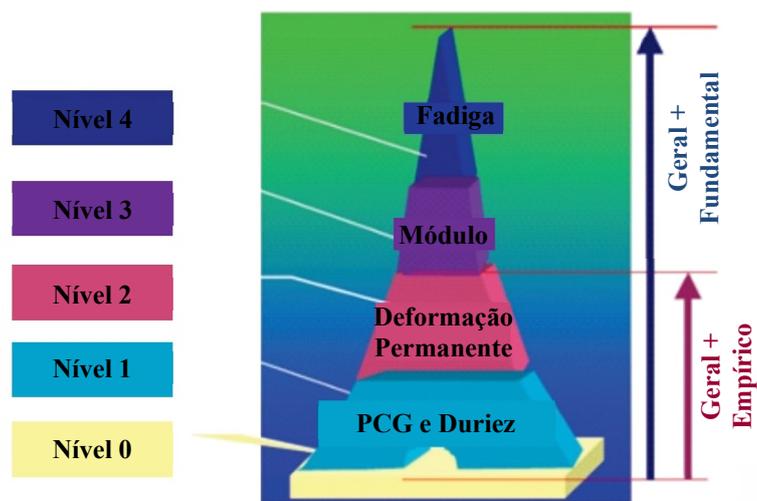
MATERIAIS E MÉTODOS

Nos tópicos seguintes serão apresentadas as características dos materiais selecionados, bem como os procedimentos metodológicos adotados para determinação das propriedades das misturas asfálticas formuladas.

4.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE A METODOLOGIA FRANCESA DE FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS

De acordo com o MANUEL LPC (2007), a metodologia francesa para formulação de misturas asfálticas é fundamentada em uma sequência de cinco níveis classificatórios e eliminatórios compostos por diferentes testes, com o objetivo avaliar o comportamento dos materiais submetidos a distintas condições de condicionamento e sollicitação. Para que uma dada formulação seja considerada apta à aplicação em campo, deverá ser avaliada em cada um dos níveis correspondentes a sua característica de concepção e finalidade na estrutura do pavimento que comporá. A Figura 4.1 ilustra a sequência dos níveis de avaliação previstos pela metodologia francesa.

Figura 4.1 - Níveis de avaliação da metodologia francesa para a formulação de misturas asfálticas.



Fonte: Adaptado de Manuel LPC (2007).

O nível 0 corresponde ao estudo das propriedades dos materiais, compreendendo a caracterização dos insumos necessários à formulação das misturas asfálticas. Nesse nível são também definidos o tipo e a classe da mistura asfáltica que se pretende formular, sendo estabelecidos a composição granulométrica, o tipo e os teores de ligante betuminoso, e eventuais aditivos e adições que serão utilizados.

O nível 1 verifica a habilidade de compactação das misturas asfálticas com o uso da Prensa de Compactação Giratória (PCG) e a resistência à ação da água no ensaio de Duriez a 18°C.

No nível 2 é avaliada a resistência ao fenômeno da deformação permanente, caracterizada pelo afundamento gerado na trilha de roda das misturas asfálticas.

Os níveis 3 e 4 determinam o módulo de rigidez complexo e a resistência à fadiga das misturas asfálticas, respectivamente, sob condições dinâmicas de solitação no domínio frequencial, com o controle do deslocamento, em modo contínuo, e geração de sinal senoidal de aplicação da força e do deslocamento resultante.

É importante esclarecer que os níveis 0, 1 e 2, são denominados empíricos e, sobretudo os dois últimos possuem esta característica em razão de avaliarem fenômenos de natureza caótica, como: o desenvolvimento contínuo do afundamento na trilha de roda, a acomodação da estrutura interna da mistura asfáltica durante o procedimento de compactação por cisalhamento e, a evolução da degradação na interface do conjunto granular-ligante betuminoso provocada pela tensão superficial da água. Portanto, situações complexas e dinâmicas de difícil modelagem físico-matemática acurada das variáveis envolvidas, e por isso devem ser verificadas em cada caso, diretamente sobre as amostras formuladas para teste (ANDRADE et al., 2020).

Neste contexto, tem-se que a curva granulométrica concebida para esta pesquisa é correspondente à categoria de mistura asfáltica do tipo *Grave-Bitume* (GB) de graduação 0/20 mm da metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas (MANUEL LPC, 2007). Portanto, possui característica densa, sendo aplicável em camadas estruturais de base e sub-base, com espessuras que podem variar no campo de 8,0 cm a 16,0 cm.

Conforme abordado no capítulo 2, as principais características das misturas asfálticas GB são propiciar em campo condições adequadas de suporte e distribuição das cargas aplicadas pelo tráfego às estruturas do pavimento, impedindo que os níveis de deformação superem os valores admissíveis determinados em projeto, seja em sua própria estrutura, seja no topo da plataforma de fundação (PF).

Portanto, possuem função estrutural e por esta razão são consideradas no dimensionamento das estruturas de pavimento pela metodologia francesa (GUIDE TECHNIQUE, 1994), devendo serem avaliadas em todos os níveis previstos (Figura 4.1).

Contudo, devido à não disponibilidade de um período maior para a realização desta pesquisa, a campanha experimental realizada compreende até o nível 2 já apresentado, em que as análises referentes aos níveis fundamentais 3 e 4 serão objeto de trabalhos futuros.

4.2 MATERIAIS UTILIZADOS

4.2.1 Granulares

As frações granulares foram fornecidas pela empresa Rudnick Minérios Ltda., localizada no distrito de Pirabeirada, região metropolitana de Joinville/SC, com jazida situada na zona de transição do Complexo Granulítico de Santa Catarina e Granito Pirai.

De acordo com Siroma (2018) e Clara (2020), ao analisarem amostras granulares da mesma origem, verificaram que a macrotextura das partículas é predominantemente subangular, com textura rugosa, e com composição mineralógica compreendendo a presença de Anortita, Biotita, Albita e Quartzo, com destaque para o último, em razão da majoritária presença (acima de 50%) de Dióxido de Sílica ($\text{Si}^4\text{O}_2^{-2}$), o que ratifica a sua denominação gnáissica. A Tabela 4.1 apresenta a caracterização das propriedades físicas deste material.

Tabela 4.1 - Resultados da caracterização dos granulares pétreos.

Ensaio	Norma	Limites	Resultados	
			Quantitativo	Qualitativo
Desgaste por abrasão Los Angeles	DNER-ME 035/1998 e DNER-ME 037/1997	Máx. 50%	17,50%	-
Índice de forma	ABNT NBR 7809/2006	Mín. 0,5	0,60	Bom
Resistência ao ataque químico (Durabilidade)	DNER-ME 089/1994 e DNER-ME 037/1997	Máx. 12%	5,30%	-
Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 078/1994	-	-	Má
Equivalência de areia	DNER-ME 54/1997	-	78,0%	
Teor de material pulverulento	DNER-ME 266/1997 e DNER-ME 37/1997	Máx. 1,0%	0,40%	-
Absorção	-	-	0,50%	-

Fonte: Fagundes (2020).

A partir dos resultados apresentados, tem-se que a matriz pétreo selecionada atende aos limites preconizados normativamente, sendo passíveis de utilização em mistura asfálticas.

Entretanto, é importante destacar a exceção da má adesividade do granular gnáissico ao ligante betuminoso, em razão de sua composição mineralógica majoritariamente quartzosa ($\text{Si}^4\text{O}_2^{-2}$) repelir as moléculas carbônicas (C^{-4}) que formam mais de 80% da formulação do ligante (LEITE e MENEZES, 2003), pois ambos os elementos citados possuem característica eletronegativa.

Neste contexto, cabe esclarecer que foram utilizados 2,0 % de cal hidratada CH-1 como parte das frações granulares passantes na peneira de abertura 0,075 mm na composição das misturas asfálticas, a exemplo da dosagem aplicada na curva granulométrica de referência, que será abordada adiante. Isto deve à natureza fortemente eletropositiva deste material pela presença de Óxido de Cálcio ($\text{Ca}^{+2}\text{O}^{-2}$) ≥ 90 % em sua composição (CAL CEM, 2021) compensar a má adesividade dos granulares de origem gnáissica ao ligante betuminoso.

Ainda, a calcita, mineral que compõe a formação geológica da cal hidratada, adsorve as moléculas do ligante betuminoso por quimissorção e, durante este processo, as partículas reagem quimicamente com os ácidos naftênicos do ligante, formando o composto Naftanato de Cálcio, que é insolúvel em água, gerando uma blindagem do mástique que envolve as partículas, inibindo a ação deletéria da água (BARRA et al., 2014; SANTANA, 1995).

Assim, a cal hidratada CH-1 desempenha a função de melhorador de adesividade, contribuindo para evitar problemas com descolamento da película de ligante betuminoso em relação à superfície das partículas, fato que acarretaria o efeito de desagregação da mistura asfáltica (FAGUNDES, 2020). Ainda, tornará o mástique betuminoso mais espesso, devido ao seu caráter pozolânico e de elevada superfície específica, sendo benéfica para a resistência à deformação permanente e à fadiga das misturas asfálticas (DAS e SINGH, 2017).

4.2.2 Ligante betuminoso

No que diz respeito ao ligante betuminoso, as amostras utilizadas foram fornecidas pela empresa CBB Asfaltos Ltda., localizada na cidade de Curitiba/PR, a partir de uma matriz base com penetração 50/70 (0,1 mm) modificada com 4,0 % de polímero Estireno-Butadieno-Estireno (SBS), denominado Poliflex 60/85 E.

O intuito da incorporação de SBS é melhorar as características reológicas e mecânicas do ligante betuminoso, propiciando principalmente um aumento da eficiência da componente

elástica e da robustez da película de ligante que envolve os granulares, conferindo resistência à deformação permanente, módulo de rigidez e resistência à fadiga, muito superiores às matrizes betuminosas convencionais (TEIXEIRA, 2021), capazes de atender às condições normativas exigidas para formulações de misturas asfálticas com elevado desempenho, como o *Grave-Bitume* (GB).

A Tabela 4.2 apresenta as características principais do ligante betuminoso Poliflex 60/85 E.

Tabela 4.2 - Caracterização do ligante POLIFLEX 60/85 E.

Característica	Unidade	Norma	Resultado	Limites	
				Mínimo	Máximo
Ponto de Amolecimento	°C	NBR 6560	65,4	60	-
Penetração, 100 g, 5s, 25°C, 0,1mm	0,1mm	NBR 6576	40	40	70
Recuperação Elástica, 20 cm, 25°C	%	NBR 15086	90	85	-
Viscosidade Brookfield	135°C spindle 21 20 rpm	cP	1605	-	3000
	150°C spindle 21 50 rpm	cP	873	-	2000
	177°C spindle 21 100 rpm	cP	312	-	1000
Ponto de Fulgor	°C	NBR 11341	268	235	-
Separação de fase	Δ P.A. (°C)	NBR 15166	1,2	-	5
Solubilidade em Tricloroetileno	% (em massa)	NBR 14855	99,9	-	-
Massa específica a 25 °C	g/cm ³	NBR 6296	1,014	-	-

Fonte: CBB Asfaltos (2020).

De acordo com as informações do ensaio de viscosidade Brookfield apresentados na Tabela 4.2), as temperaturas de trabalho foram definidas em 165 °C para usinagem do ligante betuminoso e 145 °C para compactação das misturas asfálticas.

Foi também considerada a temperatura de 178 °C para aquecimento dos granulares, ou seja, 13 °C acima da condição prevista para usinagem do ligante betuminoso, atendendo ao intervalo normalmente praticado de 10 °C a 15 °C (BERNUCCI et al., 2010).

4.3 MÉTODOS APLICADOS

4.3.1 Curva granulométrica

A curva granulométrica proposta para esta pesquisa utilizou como referência uma mistura asfáltica do tipo *Grave-Bitume* (GB) de graduação 0/20 mm, aplicada em obra pública na cidade de Dakar, no Senegal, com projeto concebido pelo *Institut Français des Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR, 2012), atualmente denominada *Université Gustave Eiffel* (UGE), precursora desta técnica de formulação no mundo.

A escolha desta formulação como referência deu-se em razão do Senegal ser um país africano com clima árido a tropical, em que as temperaturas anuais variam de 18 °C a 33 °C, com pluviosidade entre 350,0 mm e 1500,0 mm (MEDD, 2020), assemelhando-se às condições de diversas cidades da região sul do Brasil.

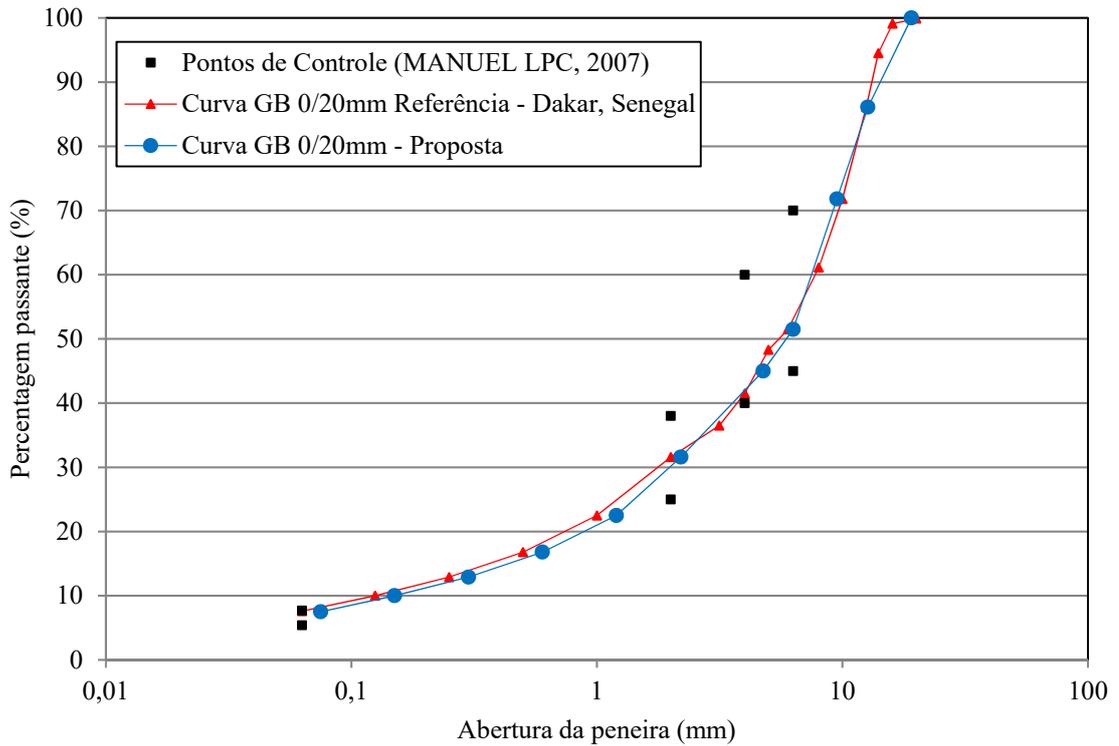
A Tabela 4.3 apresenta e a Figura 4.2 ilustra, respectivamente, a curva granulométrica proposta em comparação com a de referência. É importante ressaltar que a curva proposta sofreu alterações tanto nos tamanhos das aberturas de peneiras quanto nos percentuais da distribuição fracional, a fim de adaptar o projeto original às condições operacionais brasileiras.

Tabela 4.3 - Curvas granulométricas de referência com os pontos de controle e proposta.

Curva Granulométrica de Referência			Pontos de Controle (MANUEL LPC, 2007)		Curva Granulométrica Proposta		
Peneiras (mm)	Percentual Passante (%)	Percentual Retido (%)	Mínimo (%)	Máximo (%)	Peneiras (mm)	Percentual Passante (%)	Percentual Retido (%)
20,0	100,0	-	-	-	19,1	100,0	-
16,0	99,1	0,8	-	-	12,7	86,10	13,90
14,0	94,5	4,6	-	-	9,5	71,80	14,30
12,7	86,1	8,4	-	-	6,3	51,50	20,30
10,0	71,8	14,3	-	-	4,8	45,00	6,50
8,0	61,1	10,7	-	-	2,2	31,60	13,40
6,3	51,5	9,6	45	70	1,2	22,50	9,10
5,0	48,3	3,2	-	-	0,6	16,80	5,70
4,0	41,5	6,8	40	60	0,3	12,90	3,90
3,2	36,5	5,0	-	-	0,15	10,00	2,90
2,0	31,6	4,9	25	38	0,075	7,50	2,50
1,0	22,5	9,1	-	-	FUNDO	-	7,50
0,5	16,8	5,7	-	-			
0,25	12,9	3,9	-	-			
0,125	10,0	2,9	-	-			
0,063	7,6	2,4	5,4	7,7			
FUNDO	-	7,6	-	-			

Fonte: Autor.

Figura 4.2 - Curvas granulométricas de referência e proposta, em relação aos pontos de controle normativos.



Fonte: Autor.

A partir da observação da Figura 4.2, tem-se que a formulação proposta se encontra muito próxima à curva granulométrica de referência da mistura asfáltica *Grave-Bitume* (GB) de graduação 0/20 mm, abrangendo os principais aspectos que a caracterizam (MANUEL LPC, 2007; AFNOR NF EN 13108-1, 2007), como: presença de frações granulares nos três terços da composição (10/20 mm, 2/10 mm e 0/2 mm); ausência de descontinuidades na trajetória da curva; diâmetro máximo próximo a 20 mm (19,1 mm); percentual retido na peneira 12,7 mm inferior ao limite máximo recomendável de 15,0 %; percentual passante de 7,5 % na menor abertura de peneira da série selecionada, sendo que 2,0 % são constituídos por cal hidratada CH-1, pelas razões já explanadas no tópico 4.2.1.

Conforme abordado no tópico 2.2.6.2, a metodologia de Füller-Talbot foi utilizada na concepção da curva granulométrica proposta, em que a partir da Equação 2.5 tem-se o expoente de graduação 'n' de 0,47, confirmando a característica densa, devido enquadrar-se no intervalo $0,35 < n \leq 0,55$ (DNIT, 2006).

4.3.2 Massa Volumétrica Real (MVR)

A Massa Volumétrica Real (MVR) é um parâmetro físico fundamental considerado na avaliação da compactidade das misturas asfálticas. Inclusive é um dado de entrada necessário à programação das rotinas de testes na prensa de compactação giratória (PCG) durante as análises referentes à habilidade de compactação das formulações no nível 1.

Para tanto, foi utilizada uma bomba de vácuo com pressão de 0,05 MPa durante 2 horas por amostra (Figura 4.3), considerando os seguintes teores de ligante betuminoso para teste: 3,90 %, 4,22 %, 4,54 % e 4,86 %. A escolha desta faixa de teores se deve ao fato de que o projeto de referência apresentou uma dosagem de serviço com 4,20 % (IFSTTAR, 2012). E, como foram realizadas adaptações na curva granulométrica de referência, conforme abordado no tópico 4.3.1, bem como o tipo de ligante betuminoso também foi distinto ao originalmente utilizado, fez-se necessário avaliar variações de dosagens próximas, a fim de determinar a melhor condição de trabalho para as formulações propostas nesta pesquisa.

Cabe esclarecer também, que de acordo com os requisitos normativos previstos em AFNOR NF EN 13108-7 (2007), o teor de ligante betuminoso de partida recomendado para misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB), classe 4, com graduação 0/20 mm, não deve ser inferior a 4,20 %. Contudo, pelas razões já explanadas no parágrafo anterior, o teor de 3,90% também foi testado.

A Tabela 4.4 apresenta os resultados médios de duas determinações executadas para cada teor indicado.

Figura 4.3 - Ensaio MVR.



Fonte: Autor.

Tabela 4.4 - MVR das formulações GB.

Teor de Ligante (%)	MVR (g/cm ³)
3,90	2,592
4,22	2,573
4,54	2,554
4,86	2,543

Fonte: Autor.

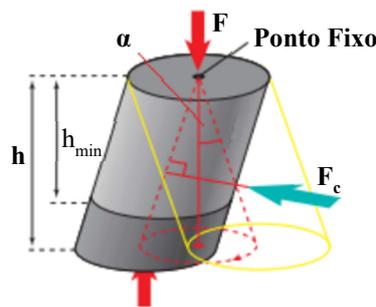
4.3.3 Habilidade de compactação

A partir dos mesmos teores de ligante betuminoso utilizados no ensaio de MVR foram procedidas as avaliações no que diz respeito à habilidade de compactação das misturas asfálticas, com o uso da Prensa de Compactação por cisalhamento Giratório (PCG) (AFNOR NF EN 12697-31, 2019). Para cada formulação foram testados 3 corpos de prova, a partir de uma compactação lenta e isotérmica sob baixa compressão estática, executada por um movimento giratório cisalhante de uma de suas faces em torno do eixo de simetria do corpo de prova (Figura 4.4).

Figura 4.4 - (a) Prensa de Compactação Giratória (PCG-3) e, (b) seu princípio de funcionamento.



(a)

 h_{\min} : altura mínima para 0% de vazios

h: altura aparente para N giros

F: Força axial

 F_c : Força de cisalhamento α : ângulo de inclinação

(b)

Fonte: (a) Andrade (2018) e (b) Adaptado de Manuel LPC (2007).

A altura mínima (h_{\min}) dos corpos de prova é estipulada em 150,0 mm, para moldes com diâmetro interno de 150,0 mm \pm 0,1 mm. Nestes casos, as massas dos corpos de prova são calculadas com base no volume final da amostra e na massa volumétrica real (MVR) da mistura, conforme demonstra a Equação 4.1.

$$M = 2,651 \cdot MVR; \phi = 150,0 \text{ mm} \quad (4.1)$$

Onde:

M : massa do corpo de prova (g);

MVR : massa volumétrica real da mistura asfáltica determinada no ensaio a vácuo (g/cm^3),
e;

ϕ : diâmetro considerado do molde do corpo de prova para cálculo do volume da amostra de $2,651 \text{ cm}^3$.

A força aplicada no momento do ensaio deve estar entre 10,0 kN e 12,0 kN, o que resulta em uma tensão vertical em torno de 0,6 MPa. Os valores médios da força aplicada durante um ensaio normal, com exceção de um período transitório de início inferior a 30 segundos, não devem ter uma variação maior que $\pm 250,0 \text{ N}$ em relação à faixa de limites determinada, enquanto que no caso de uma verificação a cada giro do eixo, este valor médio não pode variar além de $\pm 1200,0 \text{ N}$ ao longo do ensaio.

O ângulo de rotação (α) do molde em função do eixo de aplicação da força durante o ensaio é calibrado com base em uma amostragem de 27 corpos de prova com composições granulométricas pré-determinadas normativamente, a partir de um binário que abrange vários intervalos de percentagens de vazios e número de giros da máquina, e seus respectivos desvios-padrão. Estes ângulos (α) variam conforme o tipo de PCG disponível. Para a PCG-3 utilizada nesta pesquisa, estas inclinações são de 1° e de $0,82^\circ$ nas partes externa e interna dos corpos de prova, respectivamente.

Para que a formulação GB 0/20 mm seja considerada conforme, deve possuir teor de vazios máximo calculado de acordo com a Equação 4.2, respeitando as classes a seguir (AFNOR NF EN 13108-1, 2007):

- GB 2: máximo de 11,0 % a 120 giros do equipamento;
- GB 3: máximo de 10,0 % a 120 giros do equipamento;
- GB 4: máximo de 9,0 % a 120 giros do equipamento.

$$\%v = 100 \left(\frac{h_{(ng)} - h_{\min}}{h_{(ng)}} \right) \quad (4.2)$$

Onde:

$\%v$: percentual de vazios a um dado número de giros;

$h_{(ng)}$: altura do corpo de prova a um dado número de giros (mm);

h_{\min} : altura mínima especificada para finalização do ensaio, de acordo com o tipo de PCG utilizada, neste caso 150,0 mm.

4.3.4 Resistência à ação deletéria da água

Para o ensaio de Duriez a 18 °C (AFNOR NF EN 12697-12, 2018) foram moldados 12 corpos de prova por teor de ligante betuminoso, à compressão por duplo pistão com carga constante de 6,0 t durante 5 minutos, subdivididos em 2 grupos de 6 unidades.

Deste total, metade é submetido ao condicionamento submerso em água com prévia saturação dos vazios a vácuo com pressão de 0,05 MPa por 2 horas, a exemplo do ensaio de MVR (Figura 4.3) e a outra metade conservada em câmara climatizadora com controle da umidade do ar em 50% ± 10%. Em ambos os casos, a temperatura ambiente é mantida a 18 °C por 7 dias.

Após este período, as amostras são submetidas à aplicação de esforço de compressão simples, fazendo-se a relação de resistência entre as unidades condicionadas na água (r) e condicionadas a seco (R), em que para misturas do tipo GB 0/20 mm este valor r/R não pode ser inferior a 30% de perda, ou seja, deve ser maior que 0,70, para qualquer que seja a sua classe e graduação (AFNOR NF EN 13108-1, 2007). A Figura 4.5 apresenta a sequência operacional do ensaio.

Figura 4.5 - Ensaio de Duriez a 18°C.



Fonte: Siroma (2018).

4.3.5 Resistência à deformação permanente

Para o ensaio de verificação da resistência à deformação permanente (AFNOR NF EN 12697-22, 2020) são moldadas 2 placas para cada teor de ligante, em mesa compactadora pneumática com as dimensões de 50,0 cm (comprimento) x 18,0 cm (largura), conforme abordado no tópico 3.4.5. É importante esclarecer que a espessura das placas utilizadas nesta pesquisa foi de 10,0 cm, pois conforme abordado no tópico 2.1.7.1, as misturas asfálticas do tipo *Grave-Bitume* (GB) de graduação 0/20 mm são recomendadas para aplicação em campo com espessuras entre 10,0 cm e 16,0 cm, portanto, não compatíveis com espessuras de placas de 5,0 cm.

Após 15 dias de repouso, cada par é posicionado à plataforma da máquina de ensaio, em que o eixo solicitante percorre a superfície das placas em ciclos com frequência constante de 1 Hz, à temperatura controlada de 60 °C no interior da câmara climatizadora, sempre na mesma trilha de roda.

Os esforços mecânicos são transmitidos às placas por pneumáticos de borracha com textura lisa, para que não haja indução de deformações localizadas pelas esculturas das bandas de rodagem, aplicando carga de 5,0 kN e pressão de inflação da ordem de 0,6 MPa, controladas por um sistema de comando eletromecânico. A cada duas passagens (ida e volta) do eixo resulta um ciclo.

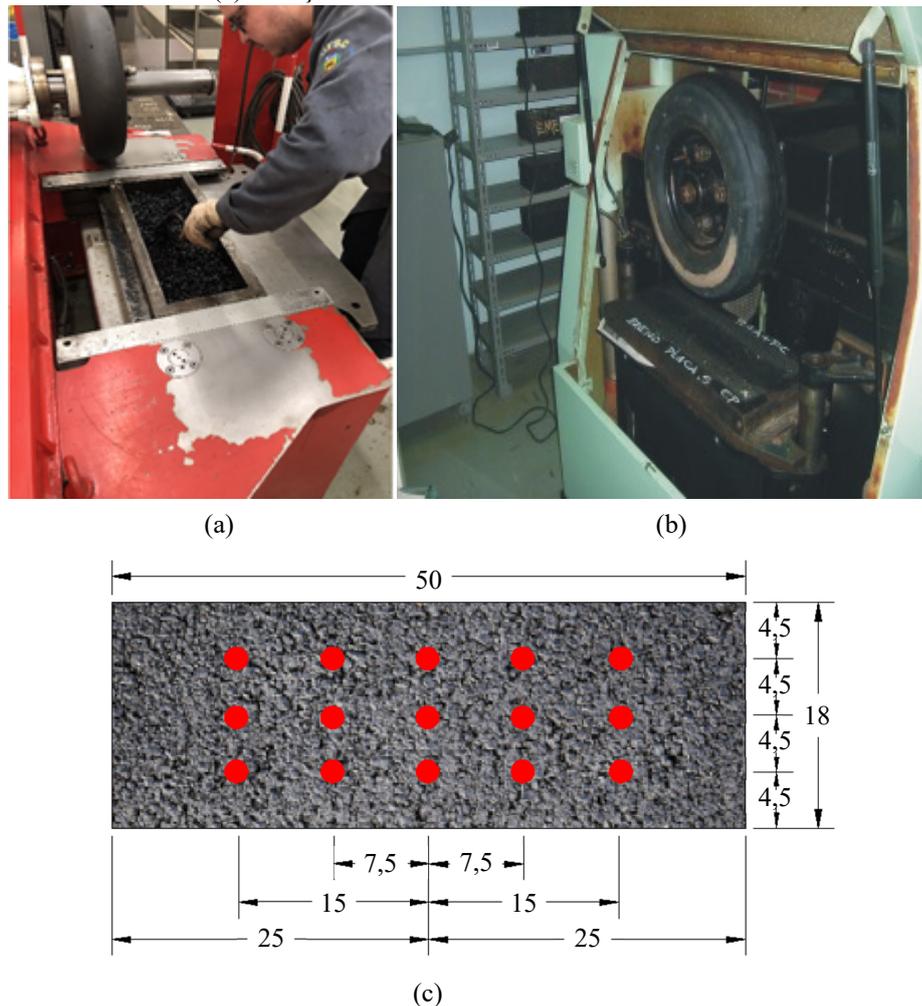
Antes do início dos ciclos é necessário que a temperatura no interior da câmara térmica atinja a temperatura mencionada, consumindo para isto um tempo de, no mínimo, 4 horas de climatização inicial. Em seguida, são feitas medições em 15 pontos distintos das placas com 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos, obtendo-se a partir da Equação 4.3, para cada um destes ciclos acumulados, a média dos afundamentos gerados pela ação do carregamento, sempre em relação às medidas iniciais tomadas ainda com as placas em temperatura ambiente antes da aplicação dos primeiros ciclos. A Figura 4.6 ilustra a sequência resumida do ensaio.

$$Y = A \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad (4.3)$$

Onde:

- Y : afundamento na trilha de roda;
- A e b : coeficientes linear e angular, nesta ordem, estabelecidos estatisticamente, e;
- N : número de ciclos percorridos pelo eixo em cada etapa.

Figura 4.6 - Procedimentos de (a) compactação de placas, (b) execução do ensaio de deformação permanente e, (c) medição dos afundamentos na trilha de roda.



Fonte: (a) Fagundes (2020), (b) Barra (2009) e (c) Clara (2020).

Para misturas asfálticas GB 0/20 mm há um percentual admissível máximo do afundamento na trilha de roda (AFNOR NF EN 13108-1, 2007), em relação à classe da formulação e ao número de ciclos aplicados durante os testes:

- GB 2: máximo de 10,0 % após 10.000 ciclos;
- GB 3: máximo de 10,0 % após 10.000 ciclos;
- GB 4: máximo de 10,0 % após 30.000 ciclos.

Para aplicação no Brasil, a classe que melhor se enquadra à realidade do país, capaz de suportar severos níveis de carga por eixo e clima com temperaturas predominantemente

elevadas, é a GB 4, pois requer maior rigor em sua avaliação, sendo a mais nobre, seguida pela classe 3, e finalmente, classe 2.

4.3.6 Rugosidade superficial

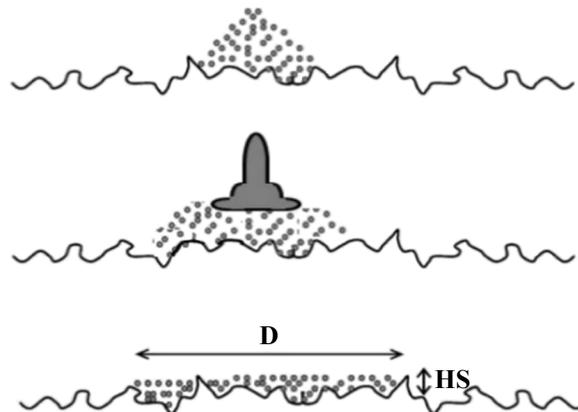
O ensaio de mancha de areia consiste em um método volumétrico (AFNOR NF EN 13036-1, 2010), que visa determinar a rugosidade superficial das misturas asfálticas. Para tanto, coloca-se sobre a referida superfície volume pré-determinado de areia padronizada (25,0 cm³, fração passante na peneira 0,30 mm e retida na peneira 0,15 mm), espalhando-a em movimentos circulares, com o auxílio de um soquete de base emborrachada. Em seguida, realiza-se a medida diametral em quatro direções da circunferência formada, sendo adotada a média dessas medições (Figura 4.7). De posse destes dados, determina-se a altura da mancha de areia com o uso da Equação 4.4.

$$HS = \frac{4V}{\pi D_m^2} \quad (4.4)$$

Onde:

- HS : altura da mancha de areia, em cm;
 V : volume de material (areia) espalhado, em cm³, e;
 D_m : diâmetro médio formado pelo espalhamento do material, em cm.

Figura 4.7 - Esquema de execução do ensaio de mancha de areia.



Fonte: Rodrigues Filho (2006) *apud* Fagundes (2020).

A macrotextura superficial das misturas asfálticas pode ser classificada conforme os limites estabelecidos por Pasquet (1968), correlacionando-a com as condições de aplicação em campo (Tabela 4.5).

Tabela 4.5 - Limites de aplicação do revestimento de acordo com a macrotextura superficial.

Textura superficial	Limites da altura da mancha de areia H (mm)	Aplicação do revestimento em campo
Muito fina	$H < 0,2$	Não deve ser utilizado.
Fina	$0,2 \leq H < 0,4$	Reservado para zonas urbanas $V < 80$ km/h
Média	$0,4 \leq H < 0,8$	Indicado para vias com $80 \text{ km/h} < V < 120$ km/h
Grossa	$0,8 \leq H < 1,2$	Indicado para vias com $V > 120$ km/h
Muito Grossa	$H > 1,2$	Indicação em casos especiais, como por exemplo: zona com clima muito frio e presença de gelo na superfície

Fonte: Pasquet (1968).

Andrade (2018) observa que a classificação apresentada na Tabela 4.5 é definida a partir da análise superficial de misturas asfálticas formuladas em condições distintas das brasileiras, sendo importante o desenvolvimento de estudo aprofundado em âmbito nacional, para que os limites classificatórios adotados sejam mais adequados à realidade do Brasil.

Ainda, apesar das misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB) não serem previstas em camadas superficiais de rolamento nas estruturas de pavimento dimensionadas pela metodologia francesa, ou seja, não possuem contato direto com os pneumáticos dos veículos, infere-se que a realização dos ensaios de mancha de areia nesta pesquisa não intentaram aferir qualquer parâmetro relacionado à aderência na área de contato pneu-pavimento.

O objetivo maior se ateve em verificar o potencial da macrotextura formada pelas formulações, no que diz respeito à propiciação de aderência interfacial com as camadas superficiais de rolamento, e mesmo entre as camadas de base e sub-base quando utilizadas na composição de estruturas betuminosas espessas (Figura 2.3), a fim de garantir a condição monolítica das estruturas de pavimento, viabilizando adequada transmissão de carregamento, sem problemas de ausência de resistência ao cisalhamento interfacial entre as camadas.

CAPÍTULO 5

RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos durante a campanha experimental prevista para esta pesquisa (Figura 1.1), bem como as discussões técnicas correspondentes.

5.1 HABILIDADE DE COMPACTAÇÃO NA PCG

No que diz respeito à habilidade de compactação das misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB) formuladas, tem-se que a partir dos limites normativos preconizados em AFNOR NF EN 13108-7 (2007) para a graduação 0/20 mm, foi observado o equadramento integral na classe 4 (GB 4), devido terem apresentado em todos os casos $\%V_{\text{máx}} \leq 9,0 \%$ a 120 giros.

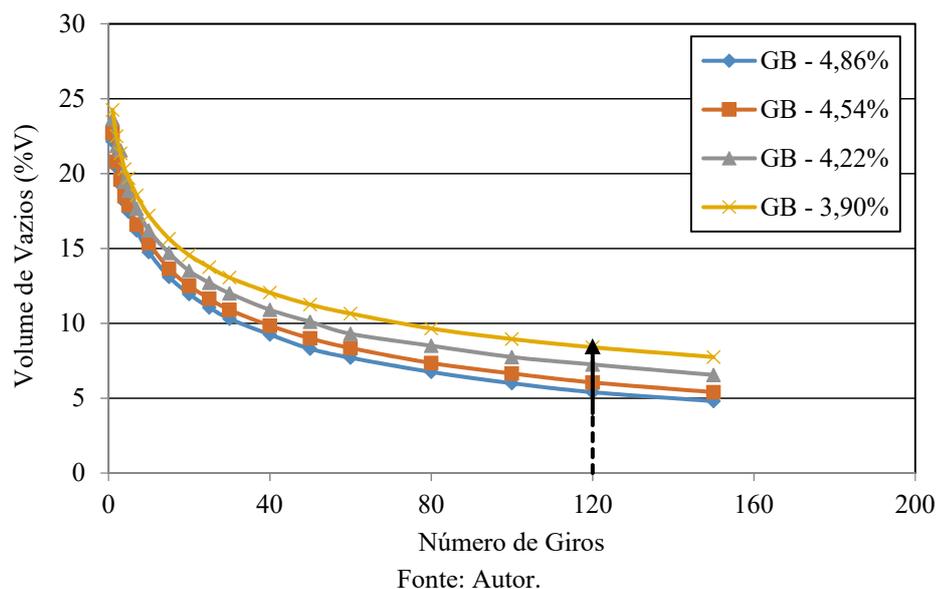
A Tabela 5.1 apresenta e a Figura 5.1 ilustra, respectivamente, os resultados das médias obtidas após os testes realizados com 3 amostras por teor de ligante.

Tabela 5.1 - Teor de vazios obtidos nos ensaios de habilidade de compactação com a PCG para as misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas.

Teor de Ligante (%)	Número de Giros	%V
3,90	120	8,4
4,22		7,3
4,54		6,1
4,86		5,4

Fonte: Autor.

Figura 5.1 - Habilidade de compactação na PCG das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas.



A partir da observação dos resultados apresentados, é possível atestar a existência de boa compatibilização entre o arranjo granulométrico formulado pela metodologia de Füller-Talbot e as dosagens de ligante betuminoso selecionadas. Este aspecto ratifica a viabilidade técnica do referido método na construção de curvas com graduação capazes de propiciar o preenchimento gradual dos vazios formados pelas partículas de maiores dimensões, com absoluto controle individual das frações pelo projetista, permitindo a obtenção de compacidades adequadas às formulações propostas.

Ainda, verifica-se que a forma e a textura dos granulares são propriedades importantes quanto à habilidade de compactação das formulações, pois a macrotextura predominantemente subangular e a superfície rugosa das partículas, conforme abordado no tópico 4.2.1, contribuem para um bom intertravamento estrutural interno, acarretando em arranjos granulométricos mais estáveis mecanicamente, ou seja, menos suscetíveis às tensões cisalhantes geradas no processo de compactação.

É importante também destacar a influência do teor de ligante betuminoso na compacidade das misturas asfálticas, pois entre a dosagem de 4,22 % e 4,86 % tem-se uma diferença de 3,0 % do volume de vazios. Isto é explicado pelo fato de que quanto maior a presença deste material na formulação, maior o efeito lubrificante nas interfaces de contato entre as partículas, causando perda de resistência ao cisalhamento do arranjo granulométrico, logo, maior densificação da mistura, além de um preenchimento mais efetivo dos vazios formados pela maior quantidade de ligante utilizada.

Neste contexto, cabe observar que mesmo todas as formulações tendo sido enquadradas na classe GB 4, isto é, a mais nobre entre as previstas para as misturas GB 0/20 mm na metodologia francesa (AFNOR NF EN 13108-1, 2007), deve haver cuidado na avaliação dos teores de ligante betuminoso testados nesta etapa, pois os procedimentos da PCG verificam tão somente a habilidade no ato da compactação das misturas asfálticas, e não a escolha definitiva da dosagem proposta.

Portanto, apenas após a análise conjunta dos níveis de teste previstos para uma dada formulação é que se torna possível definir a viabilidade técnica de sua utilização ou não.

5.2 RESISTÊNCIA À AÇÃO DELETÉRIA DA ÁGUA - DURIEZ

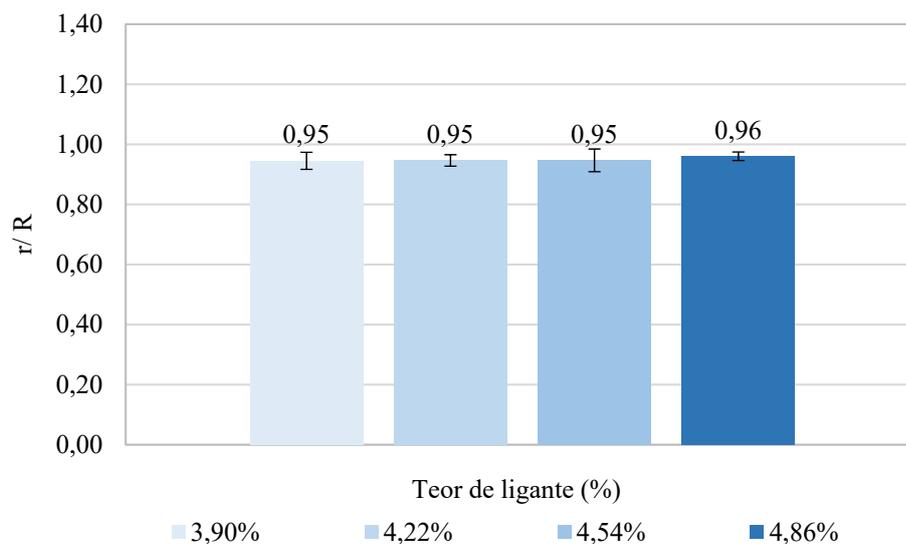
Os valores médios obtidos das relações r/R (Tabela 5.2; Figura 5.2) indicam que todas as formulações propostas possuem forte resistência à ação deletéria da água, pois apresentaram resultados bem superiores ao limite mínimo exigido de 0,70 (AFNOR NF EN 13108-1, 2007).

Tabela 5.2 - Resultados da relação r/R no ensaio de Duriez.

Teor de Ligante (%)	r/R
3,90	0,95
4,22	0,95
4,54	0,95
4,86	0,96

Fonte: Autor.

Figura 5.2 - Resistência à ação da água das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas.



Fonte: Autor.

Como as misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB) possuem graduação densa, conforme abordado no tópico 4.3.1, tem-se que os vazios formados na estrutura interna do material após o processo de compactação não dispõem de característica comunicante, como no caso das formulações drenantes, por exemplo. Assim, são dispostos majoritariamente de forma isolada no núcleo estrutural ou próximos à superfície dos corpos de prova.

Portanto, quando a água consegue penetrar no interior destas misturas asfálticas aloja-se permanentemente, potencializando o efeito deletério de remoção da película do ligante betuminoso que envolve os granulares com o tempo, em razão de sua forte tensão superficial, abordada no tópico 2.2.5.2. Contudo, devido à graduação densa, este efeito é minimizado pela ausência de vazios comunicantes em sua estrutura interna.

Esta constatação é confirmada pelos baixos valores e pela constância nos percentuais de perda observados na Figura 5.2, indicando uma atuação da água concentrada na região periférica dos corpos de prova, independente do teor de ligante betuminoso utilizado nas dosagens.

Outro fator que explica os bons indicadores obtidos diz respeito à adição de 2,0 % de cal hidratada CH-1 calcítica na composição da curva granulométrica, em razão da natureza eletropositiva deste material, que corrobora à obtenção de boa adesividade passiva do conjunto granular-ligante betuminoso, ao espessamento da película do mástique que envolve os granulares e, permite resistir à ação deletéria da água pela formação do composto Naftanato de Cálcio, como já reportado no tópico 4.2.1.

É importante também destacar a representação das barras de erros dos resultados na Figura 5.2, pois apresentaram variações entre 1,5 % e 4,0 % no desvio-padrão das leituras realizadas, inferior ao limite máximo de 5,0 % preconizado normativamente (MANUEL LPC, 2007), atestando ótima repetibilidade dos testes realizados e do processo de moldagem, garantindo boa homogeneidade amostral.

5.3 RUGOSIDADE SUPERFICIAL – MANCHA DE AREIA

A determinação da macrotextura das misturas asfálticas formuladas foi determinada sobre a superfície das mesmas placas moldadas para os ensaios de deformação permanente (Figura 4.5). Em cada placa foram efetuadas 9 medições, abrangendo o centro (C) e os bordos esquerdo (BE) e direito (BD), tendo sido realizadas 3 medições em cada uma destas posições mencionadas.

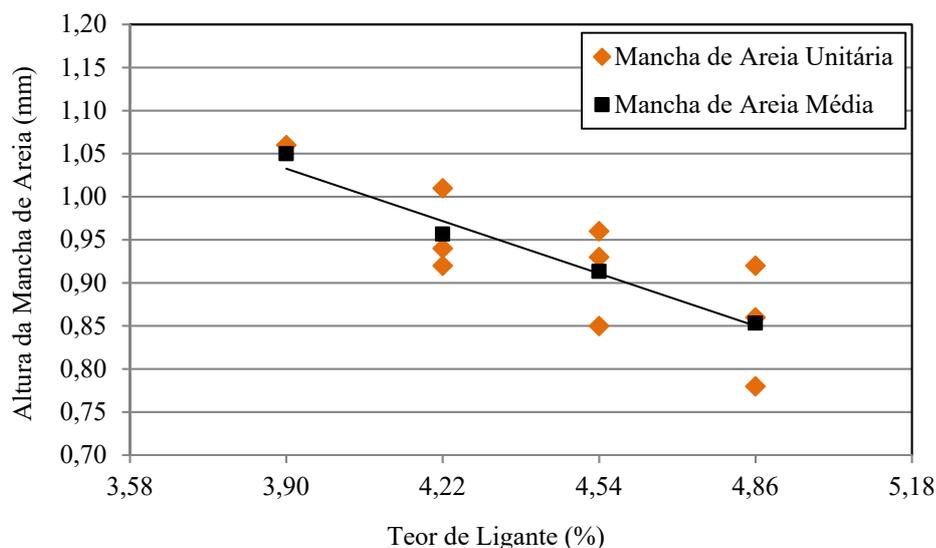
A Tabela 5.3 apresenta e a Figura 5.3 ilustra, respectivamente, os resultados da rugosidade superficial obtidos no ensaio de mancha de areia (HS).

Tabela 5.3 - Altura da mancha de areia das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas.

Teor de Ligante (%)	Leituras Individuais Médias (mm)	Média Geral (mm)
3,90	1,06 (BE)	1,05
	1,00 (C)	
	1,09 (BD)	
4,22	0,94 (BE)	0,96
	1,01 (C)	
	0,92 (BD)	
4,54	0,96 (BE)	0,91
	0,93 (C)	
	0,85 (BD)	
4,86	0,86 (BE)	0,85
	0,92 (C)	
	0,78 (BD)	

Fonte: Autor.

Figura 5.3 - Altura da mancha de areia das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas.



Fonte: Autor.

De acordo com a classificação proposta por Pasquet (1968) (Tabela 4.5), todas as misturas asfálticas formuladas nesta pesquisa se enquadram na classificação de textura superficial grossa, em função dos resultados obtidos terem compreendido valores entre 0,8 mm e 1,2 mm.

Portanto, em conformidade aos propósitos percorridos no tópico 4.3.6, tem-se que o objetivo pretendido foi alcançado, que era de gerar uma rugosidade superficial das formulações propostas capazes de propiciar boa aderência com as camadas de rolamento, e mesmo entre as camadas de base e sub-base quando utilizadas na composição de estruturas betuminosas espessas (Figura 2.3), viabilizando adequada transmissão de carregamento, evitando problemas de ausência de resistência ao cisalhamento interfacial entre as camadas.

Verifica-se também que com o aumento do teor de ligante betuminoso, há uma diminuição da altura da mancha de areia, o que já era esperado, pois à medida em que se aumenta sua presença na formulação, diminuem-se os canais de curtosos superficiais formados pela macrotextura das misturas asfálticas, tornando a superfície cada vez mais lisa.

Neste contexto, quanto menos rugosa a superfície da mistura asfáltica, maior tende a ser o círculo formado durante o espalhamento da areia, tendendo a apresentar maior dispersão da forma, o que indica uma perda gradual de precisão, constituindo uma limitação do método. Este aspecto fica evidente na Figura 5.3, em que à medida que os teores de ligante betuminoso aumentam, mais dispersos são os resultados obtidos.

É preciso destacar que o ensaio de mancha de areia possui cunho empírico e o resultado depende muito da perícia do executor durante o espalhamento, não havendo padronização sobre este modo de operação, o que também contribui para a dispersão dos resultados. Logo, esse ensaio deve ser considerado mais como um indicador qualitativo do que quantitativo, porém, de grande praticidade e valia para a análise das rugosidades superficiais de misturas asfálticas, pois os resultados são obtidos sobre os próprios materiais produzidos, sem uso de qualquer fator de correlação.

5.4 RESISTÊNCIA À DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Para a verificação da resistência à deformação permanente das formulações GB 0/20 mm propostas nesta pesquisa, foram moldadas 2 placas por teor de ligante, totalizando 8 placas. Cada par de amostras foi testado de forma simultânea, conforme procedimento apresentado no tópico 4.3.5.

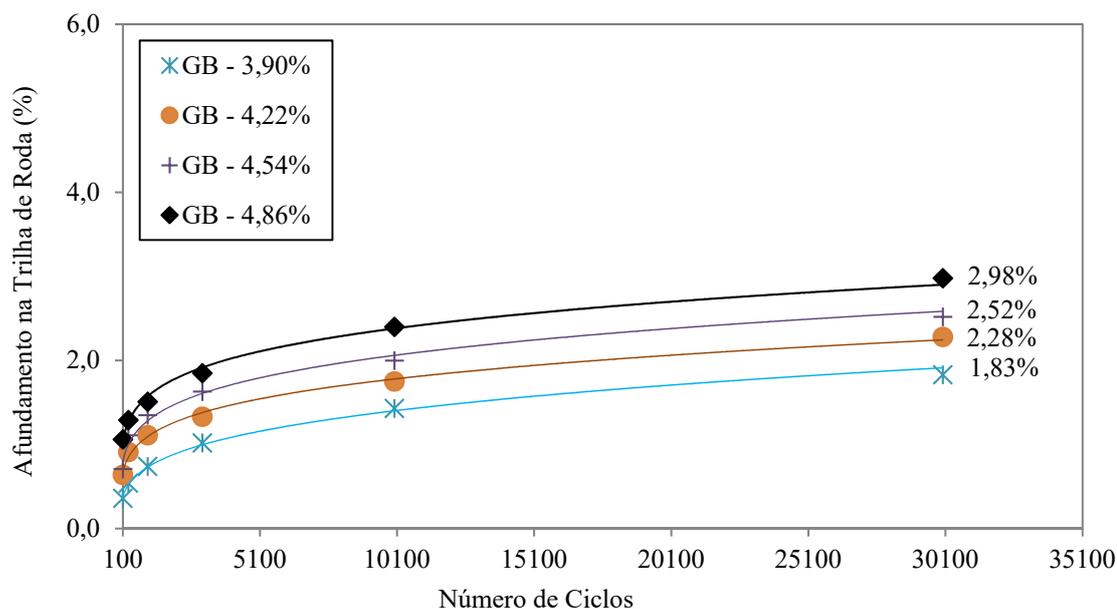
Os resultados da média obtida para cada par de placas são apresentados na Tabela 5.4 e ilustrados na Figura 5.4, após 30.000 ciclos de carregamento.

Tabela 5.4 - Afundamento na trilha de roda das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas.

Teor de Ligante (%)	Nº de ciclos	Afundamento na trilha de roda (%)	Limite máximo admissível (%)
3,90	30.000	1,83	10,0
4,22		2,28	
4,54		2,52	
4,86		2,98	

Fonte: Autor.

Figura 5.4 - Evolução do afundamento na trilha de roda das misturas asfálticas GB 0/20 mm formuladas.



Fonte: Autor.

Observando os resultados obtidos, tem-se que todas as formulações propostas nesta pesquisa se enquadram na classe 4 das misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB 4), pois apresentaram valores inferiores ao limite máximo de 10,0 % correspondentes ao afundamento na trilha de roda, após 30.000 ciclos à 60 °C (AFNOR NF EN 13108-1, 2007).

De acordo com BARRA et al. (2010), as misturas asfálticas a partir da classe 3 devem ser formuladas preferencialmente para aplicação em condições de solicitação adversas e intensas, como tráfego canalizado, elevada solicitação, zonas de interseção e rotatórias, por exemplo, bem como em regiões com clima relacionado a temperaturas constantemente elevadas.

Portanto, como já mencionado no tópico 4.3.5, no caso das misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB), a classe 4 é a que melhor se conforma à realidade brasileira, pois as estruturas de pavimento, notadamente as camadas betuminosas, estão constantemente submetidas a severos níveis de carga por eixo e clima com temperaturas predominantemente elevadas, requerendo maior rigor em seus procedimentos concepitivos e avaliativos.

Assim como observado nos resultados referentes à habilidade de compactação com o uso da PCG, no tópico 5.1, o efeito lubrificante do ligante betuminoso na interação com o arranjo granulométrico também é percebido com a diminuição da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. O aumento gradual do percentual de dosagem diminui a

efetividade do intertravamento entre as partículas, acarretando na perda progressiva do atrito interno, diminuindo a resistência ao cisalhamento das formulações, provocando o aumento dos afundamentos na trilha de roda.

Reitera-se que o ensaio é realizado de forma bem mais rigorosa que as condições observadas em campo, ou seja, a uma frequência contínua muito lenta (1 Hz) e temperatura elevada de aplicação do carregamento (60 °C). Ainda assim, todas as formulações apresentaram um excelente desempenho no que diz respeito à resistência à deformação permanente, conforme já demonstrado.

Para tanto, além de um arranjo granulométrico bem distribuído e intertravado, com boa habilidade de compactação (Figura 5.1), a qualidade do ligante betuminoso Poliflex 60/85 E contribuiu de forma decisiva aos bons resultados obtidos, pois a incorporação de 4,0 % do polímero SBS na composição da matriz base 50/70 (0,1 mm) conferiu elevada consistência no ponto de amolecimento anel e bola (65,4 °C) e forte recuperação elástica (90,0 %) (Tabela 4.2) ao material, tornando a mistura asfáltica muito pouco suscetível termicamente.

O fato que confirma a condição mencionada anteriormente é ilustrado na Figura 5.5, a partir de uma placa moldada com teor de ligante 4,86 %, o maior utilizado em toda a campanha experimental, comparando-a nos estágios antes, durante e após da realização do teste. Pode-se perceber que mesmo após ser submetida a 30.000 ciclos de solitação, a placa apresenta afundamento quase imperceptível na trilha de roda, confirmando o bom desempenho mecânico da mistura asfáltica formulada.

Figura 5.5 - Mistura asfáltica GB 0/20 mm formulada com 4,86 % de ligante betuminoso: (esquerda) antes, (centro) durante e, (direita) após o ensaio de resistência à deformação permanente.



Fonte: Autor.

Como todas as formulações propostas de *Grave-Bitume* (GB) foram aprovadas na classe 4 em todos os requisitos de avaliação previstos na metodologia francesa até o nível 2, tem-se que as misturas asfálticas estão aptas a prosseguirem para os níveis 3 (módulo de rigidez complexo) e 4 (resistência à fadiga), que correspondem aos parâmetros fundamentais de formulação (MANUEL LPC, 2007), necessários ao dimensionamento das estruturas de pavimento (GUIDE TECHNIQUE, 1997). Porém, pelas razões já explanadas no tópico 4.1, a campanha experimental desta pesquisa se restringe até o nível 2.

Entretanto, com base na avaliação do conjunto dos resultados obtidos e nas discussões apresentadas, recomenda-se o teor de 4,54 % entre as dosagens de ligante betuminoso testadas, para a continuidade dos estudos da formulação proposta nos níveis avaliativos 3 e 4 subsequentes.

Entre os fatores que motivaram esta escolha está a habilidade de compactação observada, tendo apresentado um volume de vazios que não se encontra nem próximo ao limite máximo normativo, nem tão reduzido que represente excesso de compactação do material, sobretudo ao se considerar os efeitos de densificação posteriores à liberação do pavimento ao tráfego.

Além disso, devido o *Grave-Bitume* (GB) se tratar de mistura asfáltica destinada às camadas com função estrutural nos pavimentos, necessitam dispor de boa rigidez e resistência à fadiga, propriedades muito influenciadas pela formação de uma película robusta e resistente do mástique betuminoso envolvente das partículas granulares.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Considerando os resultados da campanha experimental realizada, bem como as discussões técnicas apresentadas, conclui-se que foram alcançados integralmente os objetivos traçados para esta pesquisa, destacando-se o desenvolvimento do estudo da formulação, desempenho à deformação permanente e, da demonstração de viabilidade técnica referente ao uso de misturas asfálticas do tipo *Grave-Bitume* (GB) de graduação 0/20 mm. Para tanto, foram propostas adaptações para aplicação no Brasil de um projeto de referência executado em obra pública na cidade de Dakar, no Senegal, com base nos princípios conceptivos da metodologia francesa.

A metodologia de Füller-Talbot demonstrou ser bastante efetiva quanto à formação de arranjos granulométricos com graduação densa, bem distribuídos proporcionalmente nas aberturas de peneiras selecionadas, com controle total dos percentuais fracionários, em razão do peneiramento individualizado das partículas granulares. Desta forma, evitou-se formular curvas granulométricas com trajetórias descontínuas e preencheu-se gradualmente os vazios formados pelos granulares de maiores dimensões.

Estes aspectos aliados à utilização de granulares com macrotextura subangular e microtextura rugosa, como as frações britadas de origem gnáissica, permitiram dispor de um intertravamento adequado entre as partículas, garantindo boa estabilidade por atrito interno estrutural do arranjo granulométrico.

Como consequência, verificou-se uma forte compatibilidade dos arranjos granulométricos com as dosagens de ligante betuminoso selecionadas para teste, acarretando uma habilidade de compactação apta à classe 4 de todas as misturas asfálticas testadas, ou seja, a mais nobre entre as formulações *Grave-Bitume* (GB 4) previstas na metodologia francesa, apresentando volume de vazios abaixo de 9,0 % após 120 giros da prensa de compactação giratória.

Verificou-se, contudo, que o teor de ligante betuminoso possui efeito significativo na compacidade das misturas asfálticas, pois à medida que ocorreu o aumento da dosagem, foi potencializado o efeito lubrificante na interface dos granulares, diminuindo o intertravamento interno entre as partículas, e conseqüentemente, a resistência ao cisalhamento do arranjo granulométrico, reduzindo o volume de vazios do material.

No que diz respeito à ação deletéria da água, todas as formulações apresentaram resultados bem acima do limite mínimo r/R de 0,70. Neste contexto, destaca-se a incorporação de 2,0 % de cal hidratada CH-1 calcítica em substituição à parte do total de finos passantes à abertura de peneira 0,075 mm. Este fator contribuiu de forma decisiva na formação de um dipolo elétrico com o ligante betuminoso, permitindo atenuar a sua eletronegatividade e gerar boa afinidade elétrica com as frações gnássicas britadas, também com predominância eletrogenativa. Ainda, a formação do composto Naftanato de Cálcio atuou como uma blindagem ao ataque severo da forte tensão interfacial da água sobre o conjunto granular-ligante betuminoso.

Além disso, a composição de arranjos granulométricos com graduação densa bem distribuídos, aliado a um ligante betuminoso de elevada consistência, modificado com 4,0 % da matriz polimérica SBS, resultou em uma estrutura interna com formação de vazios não comunicantes, e um mástique betuminoso com uma resistente película envoltora das partículas granulares. Como consequência, as formulações testadas apresentaram perdas muito pequenas de resistência, em um máximo de 5,0 %, devido à concentração da ação da água ter ocorrido principalmente na região periférica das misturas asfálticas.

Quanto à rugosidade superficial, tem-se que todas as formulações testadas apresentaram classificação textural grossa, indicando condição apta a gerar boa aderência com as camadas superficiais de rolamento e, também entre base e sub-base, neste último caso quando aplicadas em estruturas betuminosas espessas, garantindo boa resistência ao cisalhamento nas interfaces de contato, monoliticidade e transmissão adequada do carregamento solicitante na estrutura do pavimento.

No que diz respeito à resistência à deformação permanente, todas as formulações também apresentaram resultados bem abaixo do limite máximo de 10,0 % exigido para misturas asfálticas *Grave-Bitume* 0/20 mm de classe 4 (GB 4), após a aplicação de 30.000 ciclos de solitação a 60 °C e frequência de 1 Hz.

Cabe esclarecer neste âmbito que, além de um arranjo granulométrico proporcionalmente bem distribuído e com forte intertravamento entre as partículas, a elevada consistência no ponto de amolecimento (65,4 °C) e recuperação elástica (90,0 %) do ligante betuminoso utilizados tornaram as formulações muito pouco termosuscetíveis. Logo, como o ensaio é realizado a 60 °C, o ligante betuminoso apresentou pouca fluência no domínio de sua componente viscosa, resultando em baixos níveis de afundamento na trilha de roda, conforme demonstrado.

Após análise conjunta dos resultados obtidos, foi escolhido o teor de ligante betuminoso de 4,54 % como de trabalho, em razão de não ter apresentado uma habilidade de compactação com volume de vazios próximo do limite máximo normativo e nem muito reduzido, o que poderia causar problemas ao comportamento mecânico da mistura asfáltica após a liberação para o tráfego, além do excelente desempenho mecânico nos demais quesitos avaliados.

Ademais, é necessário garantir um teor de ligante betuminoso que assegure uma película robusta e resistente envoltora dos granulares, permitindo obter módulo de rigidez elevado, assim como boa resistência à fadiga nos níveis subsequentes.

Portanto, verificou-se que todas as formulações propostas para esta pesquisa atingiram a classe 4 para graduação 0/20 mm das misturas asfálticas *Grave-Bitume* (GB), assegurando a viabilidade técnica quanto à aplicação em estruturas de pavimento de concreto asfáltico para as condições brasileiras, considerando os níveis testados na campanha experimental.

Recomenda-se para trabalhos futuros a execução, com as mesmas formulações, dos ensaios de módulo de rigidez complexo e de resistência à fadiga, a fim de que possam ser determinados os parâmetros fundamentais das misturas asfálticas, necessários ao dimensionamento das estruturas de pavimento, correspondentes aos níveis 3 e 4, respectivamente, da metodologia francesa.

REFERÊNCIAS

AAT (Advanced Asphalt Technologies) (2011), A manual for design of hot mix asphalt with commentary. NCHRP Report 673. National Research Council, Transportation Research Board, Washington, D. C.

ABNT NBR 15619 (2012), Misturas asfálticas - Determinação da densidade máxima teórica e da massa específica máxima teórica em amostras não compactadas. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ABNT NBR 16505 (2016), Misturas asfálticas – Resistência a deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Associação Brasileira de Normas Técnicas.

AFNOR NF EN 13036-1 (2010), Caractéristiques de surface des routes et aérodromes - Méthodes d'essai - Partie 1: mesurage de la profondeur de macrotexture de la surface d'un revêtement à l'aide d'une technique volumétrique à la tâche. Association Française de Normalisation. Paris, France.

AFNOR NF EN 13043 (2003), Granulats pour mélanges hydrocarbonés et pour enduits superficiels utilisés dans la construction des chaussées, aérodromes et d'autres zones de circulation. Association Française de Normalisation. Paris, France.

AFNOR NF EN 12697-22 (2020), Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai - Partie 22: Essai d'orniérage. Norme Européene, Association Française de Normalisation. Paris, France.

AFNOR NF EN 12697-31 (2019), Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai - Partie 31: Confection d'éprouvettes à la presse à compactage giratoire. Norme Européene, Association Française de Normalisation. Paris, France.

AFNOR NF EN 13108-1 (2007), Mélanges Bitumineux – Spécifications des Matériaux, Partie 1: Enrobés bitumineux. Association Française de Normalisation (AFNOR). Paris, France.

AFNOR NF EN 12697-12 (2018), Mélanges bitumineux - Méthodes d'essai - Partie 12: Détermination de la sensibilité à l'eau des éprouvettes bitumineuses. Norme Européene, Association Française de Normalisation. Paris, France.

AFNOR NF EN 12697-26 (2012), Mélanges Bitumineux: Méthode d'Essai pour Mélange Hydrocarboné à Chaud - Partie 26: Module de Rigidité. Association Française de Normalisation. Paris, France.

AFNOR NF EN 12697-24 (2012), Mélanges Bitumineux: Méthode d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud - Partie 24: Essai par Flexion à Flèche Constante. Association Française de Normalisation. Paris, France.

AFNOR NF EN 12697-33 (2004), Mélanges Bitumineux: Méthodes d'essai pour mélange hydrocarbonés à chaud – Partie 33: Confection d'éprouvettes au compacteur de plaque. Association Française de Normalisation. Paris, France.

AIDARA, M. L. C. (2016), Le Module Complexe et l'Impact du Granulat sur la Prédiction du Module Dynamique des Enrobés Bitumineux.: Application aux Dimensionnements Rationnel et Mécanistique-Empirique. Ecole Doctorale Développement Durable et Société (ED2DS). Université de Thiès, 265 p. Sénégal.

ALI, B. (2006), Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées: application à l'analyse de l'orniérage. Thèse de Doctorat. Ecole Polytechnique Universitaire de Lille. Université des Sciences et Technologies de Lille, 130 p. França.

ALI, Y.; IRFAN, M.; AHMED, S.; AHMED, S. (2017), Permanent deformation prediction of asphalt concrete mixtures – A synthesis to explore a rational approach. Construction and Building Materials Vol 153, p. 588-597. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.105>.

ALMEIDA, A. J. (2013), Comportamento mecânico de misturas asfálticas com aplicação dos aditivos pr plast s e pr flex 20 no módulo complexo e na fadiga. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 261 p. Florianópolis, SC.

ALMEIDA, A. J. (2017), Avaliação da influência da ação da água e da temperatura no comportamento reológico e no desempenho mecânico das misturas asfálticas. Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 334 p. Florianópolis, SC.

ANDRADE, V. D. (2018), Influência da formulação de esqueletos minerais na deformação permanente de misturas de concreto asfáltico densas. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharias e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 167 p. Joinville, SC.

ANDRADE, V. D.; BARRA, B.; BERNUCCI, L.; MOMM, L.; GUERRERO PEREZ, Y. A.; HASTENPFLUG, D.; NIERWINSKI, H. P.; HEIDEMANN, M. (2020), Impacto da formulação de composições granulométricas nas propriedades mecânicas e funcionais de misturas asfálticas densas. Revista Matéria, vol. 25, e-12905. Rio de Janeiro.

APEAGYEI, A. K. (2014), Flow number predictive models from volumetric and binder properties. Construction and Building Materials, Vol. 64, pp. 240-245, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.04.069>.

ARCHILLA, A.; MADANAT, S. (2001), Economic Model of Pavement Rutting in Asphalt Concrete Mixes. Transportation Research Record, TRB, 2001 No. 453. Transportation Centre University of California at Berkeley, CA 94720.

ARCHILLA, A. R. e DIAZ, L. G. (2011). Effects of asphalt mixture properties on permanent deformation response. Transportation research record, No. 2210, 8 p. Transportation Research Board of the National Academies, Washington.

ASTM D907 (2018), Standard Terminology of Adhesives. American Society for Testing and Materials. West Conshohocken, PA.

AUSSEDAT, G. (1977), L'essai de fluage dynamique dans la formation des enrobés et le dimensionnement des chaussées. Bulletin de Liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, Numéro spécial V:pp. 139–151.

AUTOPISTA LITORAL SUL (2014), Avaliação de métodos de dosagem de misturas asfálticas e sua relação com as propriedades mecânicas. Recursos para Desenvolvimento Tecnológico – RDT. ARTERIS - Autopista Litoral Sul.

BAAJ, H. (2002), Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés. Thèse Doctorat. Ecole doctorale des sciences pour l'ingénieur de Lyon: Mécanique, Energétique, Génie Civil, Acoustique, (MEGA). Institut national des sciences appliquées de Lyon. França.

BABADOPULOS, L. (2017), Phenomena occurring during cyclic loading and fatigue tests on bituminous materials: Identification and quantification. Thèse de Doctorat. École Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Université de Lyon, 340 p. França.

BACHAND, A. T. (2018), Formulation d'enrobés bitumineux de type ESG10 et GB20 avec incorporation de particules de verre. Mémoire de maîtrise. École de Technologie Supérieure. Université du Québec, 194 p. Canadá.

BALAY, J. M.; BROSSEAUD, Y.; BARRA, B.; CASTANEDA, E. (2012), Adaptation of the French pavement design to countries in South America. Congrès 8eme jornadas internacional des Asfalto, 14 p. França.

BARCO, C. (2007), Influence de la température de compactage des plaques d'enrobés sur la résistance à l'orniérage. École de technologie supérieure. França.

BARRA, B.; MOMM, L.; GUERRERO, Y.; MIKOWSKI, A.; CLARA, E.; NGUYEN, M-L; HUGHES, G. B. (2021), Evaluation of Technical Feasibility of Reusing Coal Ash in Dense Asphalt Mixes by Assessing Mechanical Performance. *Annals of the Brazilian Academy of Sciences*, Vol. 93, Suppl. 4, e20201662, Printed ISSN 0001-3765, Online ISSN 1678-2690 DOI: 10.1590/0001-3765202120201662.

BARRA, B.; MOMM, L.; GUERRERO, Y.; AL-QURESHI, H. A.; MIKOWSKI, A.; MICHELS, R. (2016), Temperature implications on rheological-mechanical behavior and design of high modulus dense asphalt mix. *Construction and Building Materials*, Vol. 125, pp. 135-144, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.08.037>.

BARRA, B.; MOMM, L.; GUERRERO, Y.; BERNUCCI, L. (2014), Characterization of granite and limestone powders for use as fillers in bituminous mastics dosage. *Anais da Academia Brasileira de Ciências (AABC)*, Vol. 86 (2), pp. 995-1002, Printed version ISSN 0001-3765; Online version ISSN 1678-2690. DOI: <https://doi.org/10.1590/0001-3765201420130165>

BARRA, B; MOMM, L.; GUERRERO, Y.; BERNUCCI, L. (2012), Fatigue behavior of dense asphalt mixes in dry and environmental-conditioning states. *Construction and Building Materials*, Vol. 29, pp. 128-134, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.10.003>.

BARRA, B. S. (2005), Avaliação do desempenho mecânico de misturas asfálticas densas utilizando materiais do Estado do Pará com o emprego de pó calcário. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 177 p. Florianópolis, SC.

BARRA, B.S. (2009), Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 329 p. Florianópolis, SC.

BARRA, B. S.; MOMM, L.; BROSSEAUD, Y.; HORNYCH, P. (2010), Diretrizes para a Formulação e Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas. *Revista Pavimentação*, v. 17, p. 38-58.

BARROS, L. M (2017), Deformação permanente de misturas asfálticas: Avaliação do desempenho conforme critério de flow number de misturas quentes e mornas. Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), 179 p. Porto Alegre, RS.

BARROS, L. M.; LIMA, C. D. A.; NASCIMENTO, L. A. H.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. (2019), Aspectos dos ensaios de deformação permanente e a perspectiva brasileira para utilização no dimensionamento de pavimentos asfálticos. In ANAIS 33º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET, Balneário Camboriú, ANPET , pp. 1156-1167.

BASHIR, A.W.; FARIA, N. C. N.; RODRIGUES, J. A. (2020), Análise da influência da microestrutura do SBS no desempenho mecânico de asfalto modificado com SBS. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Escola Politécnica da USP, 17 p. São Paulo, SC.

BASTOS, J. B. dos S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H. do (2017), Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. *Revista Transportes*, Vol. 25, nº 2, ISSN: 2237-1346, pp. 29-40. DOI: 10.14295/transportes.v25i2.1284

BECKER, Y.; MÉNDEZ, M. P.; RODRIGUÉZ, Y. (2001), Polymer Modified Asphalt. *Vision Tecnologica*, vol. 9, n.1, p. 39-50.

BEJA, I. A.; FARIAS, M. M.; BARBOSA, L. Y. S. (2020), Caracterização da resistência à deformação permanente de mistura Large Stone Asphalt Mixture. Faculdade de Tecnologia da Universidade de Brasília, 12p. 34º Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte da ANPET.

BERNUCCI, L. B.; LEITE, L. M.; MOURA, E. (2002), Propriedades mecânicas em laboratório de misturas asfálticas convencionais e modificadas por polímeros. In: *Encontro do Asfalto*, Vol. 16, IBP. Rio de Janeiro, RJ.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. (2010), *Pavimentação Asfáltica: Manual Básico para Engenheiros*. Petrobrás e ABEDA. 3ª Reimpressão, 504 p. Rio de Janeiro, RJ.

BHASIN, A.; BUTTON, J. W.; CHOWDHURY, A. (2004), Evaluation of Simple Performance Tests on Hot-Mix Asphalt Mixtures from South Central United States. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, No. 1891, TRB, National Research Council. Washington, D.C. pp. 174–181.

BILIGIRI, K. P., KALOUSH, K. E., MAMLOUK, M. S., & WITCZAK, M. W. (2007). Rational modeling of tertiary flow for asphalt mixtures. *Transportation Research Record*, pp. 63-72. DOI: <https://doi.org/10.3141/2001-08>.

BODIN, D. (2002), *Modèle d'Endommagement Cyclique: Application à la Fatigue des Enrobés Bitumineux*. Thèse de Doctorat. École Doctorale Mécanique Thermique et Génie Civil. École Centrale de Nantes. França.

BODIN, D.; DE LA ROCHE, C.; PIJAUDIER-CABOT, G. (2006), Size effect regarding fatigue evaluation of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 7, Issue 1, pp. 181-200. DOI: 10.1080/14680629.2006.9690064

BONAQUIST, R.; SURDAHL, R.; MOGAWER, W. (1989). Effect of Tire Pressure on Flexible Pavement Response and Performance Transportation Research Record (TRB). Issue Number: 1227, ISSN: 0361-1981.

BONAQUIST, R. F.; CHRISTENSEN, D. W.; STUMP, W. (2003), Simple performance tester for Superpave mix design: First-article development and evaluation. Transportation Research Board, Vol. 513.

BORGES, R. L. (2014), Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do Shift Model viscoplástico e ensaios triaxiais de carga repetida. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará (UFC), 214 p. Fortaleza, CE.

BRAUWERS, C.; ARAGÃO, L. C.; CERATTI, J. A. P.; BRITO, L. A. T. (2013), Determinação da curva granulométrica para misturas asfálticas com amparo pela metodologia Bailey e pontos de controle superpave. XXV congresso regional de iniciação científica e tecnológica em engenharia – CRICTE 2013, Passo Fundo, RS.

BRINGEL, R. M. (2007), Estudo Químico e Reológico de Ligantes Asfálticos Modificados por Polímeros e Aditivos. Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Química Inorgânica, da Universidade Federal do Ceará (UFC), 174 p. Fortaleza, CE.

BROSSEAUD, Y.; ST-JACQUES, M. (2015), Les Enrobés à Module Élevé: bilan de près de 30 ans d'expérience française (partie 1 de 2). Revue Via Bitume, Vol. 10, N° 2, pp. 8-15.

BROSSEAUD, Y.; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R. (1993), Study of Permanent Deformations in Asphalt with Help of the LCPC Wheel Tracking Rutting Tester: Evaluation and Future Research Board. USA. Prospects. In 72nd Annual Meeting of Transportations.

BROSSEAUD, Y. (2002a), Método francês para dosagem de misturas asfáltica: abordagem, métodos de ensaio, confiabilidade e validade. In: 16º Encontro do Asfalto. IBP, Rio de Janeiro.

BROWN, E. R.; Kandhal, P. S.; ZHANG J. (2001), Performance testing for hot mix asphalt. National Center for Asphalt Technology (NCAT). Auburn University, 79 p.

BUTTON, J. W.; PERDOMO, D.; LYTTON, R. L. (1990), Influence of aggregate on rutting of asphalt concrete pavements. *Transportation Research Record*, n. 1259, p. 141 – 152.

BYZYKA, J.; RAHMAN, M.; CHAMBERLAIN, D. A. (2018), An innovative asphalt patch repair pre-heating method using dynamic heating. *Construction and Building Materials*, Vol. 188, pp. 178-197, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.086>.

CAL CEM (2021), Laudo técnico de cal hidratada. Cal Cem, Colombo/PR.

CALLISTER JR, W. D. (2002), *Materials Science and Engineering: an introduction*. New York: Jhon Wiley and Sons.

CANEVAROLO JUNIOR, S. (2006), *Ciência dos polímeros: um texto básico para tecnólogos e engenheiros*. 2 ed. Artliber Editora, São Paulo, SP

CAO, Z.; HUANG, X.; YU, J.; HAN, X.; WANG, R.; LI, Y. (2021), Laboratory evaluation of the effect of rejuvenators on the interface performance of rejuvenated SBS modified bitumen mixture by surface free energy method. *Construction and Building Materials*, Vol. 271, 121866, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121866>.

CARDONA, D. A. R. (2016), *Characterisation of thermomechanical properties of bituminous mixtures used for railway infrastructures*. These de doctorat. École Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Université de Lyon, 252 p. França.

CARLESSO, G. C. (2017), *Estudo do comportamento de mistura asfáltica modificada por nanoargila e polímero SBS*. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 162 p. Florianópolis, SC.

CASTAÑEDA, E. (2004), *Contribution de Methodes Non Destructives al'Evaluation de l'Effet de l'Eau sur les Enrobés Bitumineux*. Thèse de Doctorat. Université de Nantes, 116 p. França.

CATALOGUE LCPC/SETRA (1998), *Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves: Réseau Routière National*. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) en partenariat avec le Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA). Paris, France.

CBB ASFALTOS (2020), Laudo técnico de ensaios do ligante betuminoso Poliflex 60/85 E. Curitiba, PR.

CEBON, D. (1993), Interaction Between Heavy Vehicles and Roads. Technical report, Cambridge University Engineering Department, Cambridge, UK.

CHABOT, A.; CHUPIN, O.; DELOFFRE, L.; DUHAMEL, D. (2010), Viscoroute 2.0: A tool for the simulation of moving load effects on asphalt pavement. Road Materials and Pavement Design (RMPD) Vol 11, Issue 2, pp. 227-250. <https://doi.org/10.1080/14680629.2010.9690274>.

CHAILLEUX, E. (2007), Note d'utilisation de l'application logicielle viscoanalyse. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR). Nantes, France.

CHEN, M; GENG, J.; XIA, C.; HE, L.; LIU, Z. (2021), A review of phase structure of SBS modified asphalt: Affecting factors, analytical methods, phase models and improvements. Construction and Building Materials, Vol. 294, 123610, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123610>.

CLARA, E. (2020), Avaliação de misturas asfálticas densas com a incorporação de cinza de carvão mineral. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharias e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 164 p. Joinville, SC.

COELHO, V. (1996), Contribuição ao estudo das deformações permanentes, nas condições do Brasil, em camadas de concreto asfáltico de pavimentação. Tese de Doutorado. Curso de Engenharia de Transportes. Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo (USP), 281 p. São Carlos, SP.

COOLEY, L. A.; KANDHAL, P. S.; BUCHANAN, M. S.; FEE, F.; EPPS, A. (2000), Loaded wheel testers in the United States: State of the practice. Washington, DC: Transportation Research Board, National Research Council.

CORTÉ, J-F.; BROSSEAUD, Y.; SIMONCELLI, J.P.; CAROFF, G. (1994), Investigation of rutting of asphalt surface layers: influence of binder and axle loading configuration. *Transportation Research Record*. n.1436, p.28-37.

CPR (Centro de Pesquisas Rodoviárias), (2018), Determinação do módulo de resiliência, módulo dinâmico e flow number de misturas asfálticas com diversos ligantes asfálticos e faixas granulométricas. Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT).

DALHAT, M. A., AL-ADHAM, K., WAHHAB, H. I. A. A., & JAMAL, A. (2020). Refinement and estimation of asphalt flow number using partial load history. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2020.01.002>.

DAS, A. K.; SINGH, D. (2017), Investigation of rutting, fracture and thermal cracking behavior of asphalt mastic containing basalt and hydrated lime fillers. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.032>.

DE BEER, M.; FISHER C.; JOOSTE F. J. (1997), Determination of pneumatic tyre/pavement interface contact stresses under moving loads and some effects on pavements with thin asphalt surfacing layers. Eight (8th) International Conference on Asphalt Pavements (8th ICAP ,97). Seattle, Washington, USA. Vol. 1, pp 179-227.

DE HILSTER, E.; VAN DE LOO, P. J. (1977). The creep test: influence of teste parameters. Report, Shell Laboratories, Amsterdam, The Netherlands.

DE LA ROCHE, C. (1996), Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux. Thèse de Docteur. École Central de Paris, France.

DI BENEDETTO, H. (1998), Modélisation: écart entre état des connaissances et applications. Journée LAVOC. Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 23 p. França.

DI BENEDETTO, H.; De LA ROCHE, C.; BAAJ, H.; PRONK, A.; LUNDSTRÖM, R. (2003). Fatigue of bituminous mixtures: different approaches and RILEM group contribution. In Sixth International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials (pp. 15-38). Zurich, Switzerland.

DI BENEDETTO, H.; CORTÉ, J-F. (2004). Matériaux routiers bitumineux: Constitution et propriétés thermomécaniques des mélanges. Hermès Science publications. França.

DI BENEDETTO, H.; CORTÉ, J-F. (2005). Matériaux routiers bitumineux 2. Hermès Lavoisier editions Google Scholar.

DI MUNDO, R.; LABIANCA, C.; CARBONE, G.; NOTARNICOLA, M. (2020), Recent Advances in Hydrophobic and Icephobic Surface Treatments of Concrete. Coatings, Vol. 10 (5), 449. DOI: <https://doi.org/10.3390/coatings10050449>.

DI AKITÉ, I. S. (2014), Caractérisation d'un enrobé bitumineux haute performance et évaluation de son utilisation en couche de base en remplacement d'une grave bitume. Mémoire de maîtrise. École de Technologie Supérieure. Université du Québec, 290 p. Canadá.

DNER-ME 043 (1995), Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT (2006), Manual de Pavimentação. Publicação IPR-719. 3ª Edição. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. 274 p. Rio de Janeiro, Brasil.

DNIT-ES 031 (2006), Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço. 14 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT-EM 129 (2010), Cimento asfáltico modificado por polímero SBS – Especificação de material. 4 p. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT-ME 184 (2018), Pavimentação - Misturas asfálticas - Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT (2020), Manual de ajuda: Programa MeDiNA – Versão 1.1.5. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR), 38 p.

DOAN, T. H. (1977), Les études de fatigue des enrobés bitumineux au LCPC. Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° Spécial V, pp. 215-228.

DONGMO-ENGELAND, B-J. (2005), Caractérisation des déformations d'ornièrage des chaussées bitumineuses. Thèse de Docteur. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment URA CNRS 1652. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 265 p. França.

DOMEC, V. (2005), Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux em condition de trafic simulé etde température. Thèse de Docteur. Université de Bordeaux I. 277 p. França.

DOMINGOS, M. D. I.; FAXINA, A. L.; BERNUCCI, L. L. B. (2017), Characterization of the rutting potential of modified asphalt binders and its correlation with the mixture's rut resistance. *Construction and Building Materials*, Vol. 144, pp. 207-213, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.171>.

DONGMO-ENGELAND, B-J. (2005), Caracterisation des deformations d'ornierage des chaussees bitumineuses. Thèse de Docteur. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment URA CNRS 1652. Institut National des Sciences Appliquees de Lyon, 265 p. França.

DONGRÉ, R.; D'ANGELO, J.; COPELAND, A. (2009), Refinement of Flow Number as Determined by Asphalt Mixture Performance Tester: Use in Routine Quality Control–Quality Assurance Practice. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 2127, n. 1, p. 127–136.

DOUBBANEH, E. (1995), Comportement Mécanique des Enrobés Bitumineux des “Petites” aux “Grandes” Déformations. Thèse présentée devant l’Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 217 p. França.

DURIEZ, M. (1950), *Traité de Matériaux de Construction*. Éditions Dunod. Tomes I et II. Paris, France.

EL ABD, A. (2006), Développement d’une méthode de prédiction des déformations de surface des chaussées à assises non traitées. Thèse de Doctorat – Université de Bordeaux I, Bordeaux, França.

ERLINGSSON, S. (2012), Rutting development in a flexible pavement structure. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 13, Issue 2, pp. 218-234. DOI: 10.1080/14680629.2012.682383

FAGUNDES, P. M. (2020), Avaliação do comportamento funcional de misturas asfálticas do tipo BBDR e BBTM. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em

Engenharias e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 136 p. Joinville, SC.

FERREIRA, J. L. S.; BABADOPULOS, L. F. A. L.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. (2020), A tool to design rutting resistant asphalt mixes through aggregate gradation selection. *Construction and Building Materials*, Vol. 236, 117531, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.117531>.

FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. (2015), Validação da metodologia de faixa de granulares dominantes para validação e especificação da granulometria de misturas asfálticas densas. XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, p. 85-96. Ouro Preto, SP.

FINN, F.N.; MONISMITH, C.L.; MAKEVICH, N.J. (1983), Pavement performance and asphalt concrete mix design. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 52, p. 121-50.

FRANCO, F. A. C. P. e MOTTA, L. M. G. (2018), Execução de estudos e pesquisa para elaboração de método mecanístico-empírico de dimensionamento de pavimentos asfálticos – Parte 1: Manual de Utilização Medina. Convênio UFRJ/DNIT – Projeto TED nº 628/2014, Processo nº 50607.002043/2013-00. Relatório Parcial IV (A) – Meta 4: Guia para utilização de método mecanístico-empírico – Apresentação dos programas desenvolvidos, 65 p.

FRITZEN, M. A. (2005), Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (COPPE), da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 286. Rio de Janeiro, RJ.

FURLAN, A. P. (2006), Considerações acerca da adesão e da suscetibilidade à umidade de misturas asfálticas densas à luz de algumas propriedades mecânicas. Tese de Doutorado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (EESC-USP), 202 p. DOI: 10.11606/T.18.2006.tde-12122006-215334.

GARDETE, D. C. (2006), Comparação de Ensaios Laboratoriais para a Caracterização de Misturas Betuminosas à Deformação Permanente. Dissertação de Mestrado submetida à Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, 186 p. Coimbra, Portugal.

GDPPav (2015), Caracterização do comportamento mecânico de misturas asfálticas segundo metodologias francesas. Relatório Final do Plano de Atividades do Projeto Registrado sob o Termo de Cooperação 0050.0075479.12.9 e SAP nº4600373381 entre a UFSC e a PETROBRÁS. S.A. 135 p.

GOUVEIA, L. T. (2006), Contribuições ao estudo da influência de propriedades de granulares no comportamento de misturas asfálticas densas. Tese de Doutorado apresentada ao Departamento de Transportes da Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo (USP), 340 p. São Carlos, SP.

GRECO, J. A. S. (2004), Avaliação da influência de alguns fatores nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas, à luz da técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos. Tese de Doutorado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP), 367 p. São Paulo, SP.

GREENE, J.; CHUN, S.; CHOUBANE, B. (2014), Enhanced Gradation Guidelines to Improve Asphalt Mixture Performance. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, [s.l.], v. 2456, p.3-10. DOI: <http://dx.doi.org/10.3141/2456-01>.

GRÖNNIGER, J.; WISTUBA, M. P.; RENKEN, P. (2010), Adhesion in Bitumen-Aggregate-Systems [New Technique for Automated Interpretation of Rolling Bottle Tests]. Road Materials and Pavement Design Journal, vol. 11, p 881-898. DOI:10.3166/RMPD.11.881-898.

GUERRERO PÉREZ, Y. A. (2013), Avaliação do desempenho mecânico e reológico de misturas asfálticas mornas. Tese de Doutorado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 326 p. Florianópolis, SC.

GUIDE TECHNIQUE (1997), French Design Manual for Pavement Structures: Guide Technique. English Version. 1st Edition. Edited by Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC) in partnership with Service d'Étude Technique des Routes et Autoroutes (SETRA), 248 p. Paris, France.

GUIZZARDI, J. E. (2021), Desenvolvimento do projeto mecânico do carrossel de fadiga para avaliação de estruturas de pavimento rodoviário: Campus UFSC/Joinville. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 252 p. Joinville, SC.

GRIMAUX, J.-P.; HIERNAUX, R. (1977), Utilisation de l'orniéreur type LPC. Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées Décembre Spécial V, pp. 165-172.

HAMLAT, S. (2007), Étude de la résistance des revêtements routiers aux sollicitations tangentielles. Thèse de Doctorat. Université de Nantes. França.

HECK, J. V. (2001), Modélisation des déformations réversibles et permanents des enrobés bitumineux – Application à l'orniérage des chaussées. Thèse de doctorat. École Doctorale Mécanique, Thermique et Génie Civil de Nantes. Faculté des Sciences de Nantes, 228 p. França.

HEFER, A.W. (2004), Adhesion in bitumen-aggregate systems and quantification of the effects of water on the adhesive bond. PhD Thesis. Office of Graduate Studies of Texas A&M University.

HILLS, J. F. (1973). The creep of asphalt mixes. Journal of the Institute of Petroleum, vol. 59, n. 570, p. 247-262.

HUET, C. (1963), Étude par une Méthode d'Impédance du Comportement Viscoélastique des Matériaux Hydrocarbonés. Faculté des Sciences de Paris. 68 p. France.

INSTITUTO DE ASFALTO (1989), Manual de Asfalto. Série do Manual nº 4 (MS-4), Instituto de Asfalto. Rio de Janeiro, RJ.

IFSTTAR (2012), Projèt d'une courbe granulométrique de l'enrobé Grave-Bitume (GB). Expertise Senegal Prestation 559. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR). Dakar, Sénégal.

JELLEMA, E.; VONK, W. (2016), Improving durability and functionality retention of porous asphalt by using high performing bituminous binders. In: Proceedings of the 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress, 11 p. Prague, Czech Republic. Available at <https://www.h-a-d.hr/pubfile.php?id=964>. Última consulta em setembro de 2021.

JI, X.; ZHENG, N.; HOU, Y.; NIU, S. (2013), Application of asphalt mixture shear strength to evaluate pavement rutting with accelerated loading facility (ALF). *Construction and Building Materials*, Vol. 41, pp. 1-8, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.111>.

JIANG, Z.; HU, C.; EASA, S.; ZHENG, X.; EL HALIM, A. O. A. (2018), Identifying optimal polymer type of modified asphalt based on damping characteristics. *Construction and Building Materials*, Vol. 173, pp. 308-316, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.03.278>.

JITSANGIAM, P.; CHINDAPRASIRT, P.; NIKRAZ, H. (2013), An evaluation of the suitability of SUPERPAVE and Marshall asphalt mix designs as they relate to Thailand's climatic conditions. *Construction and Building Materials Journal*, vol. 40, pp. 961–970. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.011>.

KAKPO, C. T. (2017), Caractérisation d'un enrobé bitumineux haute performance incorporant du verre recyclé et son impact sur les performances de cet enrobe. *Mémoire de maîtrise. École de Technologie Supérieure. Université du Québec*, 274 p. Canada.

KHIAVI, A. K.; BAKHSHI, B. (2021), Analytical evaluation of the rutting critical response function under the heavy vehicle's moving in flexible pavement. *Construction and Building Materials*, Vol. 308, 125052, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.125052>.

KIM, D.; SALGADO, R; ALTSCHAEFFL, A. (2005), Effects of Super Single Tire Loadings on Pavement. *J. Transp. Engrg.*, Vol 131, Issue 10, pp. 732-743.

KINLOCH, A. J. (1990), Adhesion and adhesives. Ed. Chapman, and Hall, University of London, 440 p. London, UK.

LAMBERT, M. (2018), Comportement mécanique évolutif des enrobés bitumineux à l'émulsion: étude expérimentale et modélisation. *Thèse de Doctorat. Génie civil. Université de Limoges*, 272 p. França.

LAMOTHE, S. (2003), Enrobe grenu: Influence du dosage en filler et de l'ajout d'un sable roule sur le couple ouvrabilité-ornierage. École de Technologie Supérieure. Université du Québec, 169 p. Canadá.

LAMOTHE, S. (2014), Endommagement d'un enrobé bitumineux partiellement saturé en eau ou en saumure soumis à des sollicitations cycliques de gel-dégel et mécaniques. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Université de Lyon, 470 p. França.

LEANDRO, R. P. (2016), Avaliação do comportamento mecânico de corpos de prova de misturas asfálticas a quente resultantes de diferentes métodos de compactação. Tese de doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP).

LEITE, L.F.M. (1999). Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero. Tese de doutorado apresentada à Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 266 p. Rio de Janeiro, RJ.

LEITE, L. F. M.; MENEZES, S.M.C. (2003), Efeito da composição química dos ligantes na resistência ao descolamento de misturas asfálticas. In: XVII Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, CD-ROM, Rio de Janeiro, RJ.

LEON, L. P. e GAY, D. (2019), Gene expression programming for evaluation of aggregate angularity effects on permanent deformation of asphalt mixtures. *Journal Construction and Building Materials*, Vol 211, pp. 470-478. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.225>.

LI, H; WANG, G.; QIN, L.; WANG, Q.; WANG, X. (2020), A spectral analysis of the dynamic frequency characteristics of asphalt pavement under live vehicle loading. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 21, Issue 2, pp. 486-499. DOI: 10.1080/14680629.2018.1506815.

LI, Y.; HAO P.; ZHAO C.; LING J.; WU T.; LI D.; LIU J.; SUN B. (2021), Anti-rutting performance evaluation of modified asphalt binders: A review. *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, Vol 8, Ed. 3. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2021.02.002>.

LITTLE, D. N.; BUTTON, J. W.; YOUSSEF, H. (1993). Development of criteria to evaluate uniaxial creep data and asphalt concrete permanent deformation potential. *Transportation Research Record*, n. 1417, p. 49-57.

LIU, G.; CHEN, L.; QIAN, Z.; ZHANG, Y.; REN, H. (2021), Rutting prediction models for asphalt pavements with different base types based on RIOHTrack full-scale track. *Construction and Building Materials*, Vol. 305, 124793, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124793>.

LIU, Y.; NAIR, H.; LANE, D. S.; WANG, L.; SUN, W. (2019), Influence of Aggregate Morphology and Grading on the Performance of 9.5-mm Stone Matrix Asphalt Mixtures. Virginia Transportation Research Council (VTRC). Virginia Department of Transportation.

LU, Q. e HARVEY, J. T. (2006), Evaluation of Hamburg wheel-tracking device test with laboratory and field performance data. *Journal of the Transportation Research Board*, No. 1970. Transportation Research Board of the National Academies, Washington, D.C, pp. 25–44.

MA, T.; ZHANG, Y.; ZHANG, D.; YAN, J.; YE, Q. (2016), Influences by air voids on fatigue life of asphalt mixture based on discrete element method. *Construction and Building Materials*, Vol. 126, pp. 785-799, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.09.045>.

MAGALHÃES S. T. (2004), Misturas asfálticas de módulo elevado para pavimentos de alto desempenho. Tese de doutorado apresentada ao Programa de Pós-Graduação de Engenharia (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 201 p. Rio de Janeiro, RJ.

MAHBOUB, K.; LITTLE, D. N. L. (1988), Improved asphalt concrete design procedure. Research Report 474-IF – Texas Transportation Institute, College Station, Texas, EUA.

MAHMOUD, A. F. F.; BAHIA, H. (2004), Using the gyratory compactor to measure mechanical stability of asphalt mixtures. Wisconsin highway research program 0092-01-02. Madison, Wisconsin, EUA.

MAJIDIFARD, H.; JAHANGIRI, B; RATH, P.; CONTRERAS, L. U.; BUTTLAR, W. G.; ALAVI, A. H. (2021), Developing a prediction model for rutting depth of asphalt mixtures using gene expression programming. *Construction and Building Materials*, Vol. 267, 120543, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.120543>.

MAILLARD, S. (2005), Fissuration et autoreparation des liants bitumineux - apport de l'essai de rupture locale repetee sur bitumen. Thèse de Doctorat. École Centrale de Nantes. Université de Nantes, 223 p. França.

MALLICK, R.; GOULD, J.; BHATTARJEE, S.; REGIMAND, A.; JAMES, L.; BROWN, E. (2003), Development of a rational procedure of evaluation of moisture susceptibility of asphalt paving mixes. 82nd Annual TRB Meeting. Washington, D.C.

MANGIAFICO, S; SAUZÉAT, C; DI BENEDETTO, H.; POUGET, S.; OLARD, F.; PLANQUE, L. (2015), Quantification of biasing effects during fatigue tests on asphalt mixes: non-linearity, self-heating and thixotropy. Road Materials and Pavement Design, Vol.16, Issue 2, pp. 73-99. DOI: 10.1080/14680629.2015.1077000

MANO, E. B.; MENDES, L. C. (2001), Introdução à Polímeros. Editora Edgard Blücher Ltda., 2ª edição, 191 p. São Paulo, SP.

MANUEL LPC (2007), Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés. Groupe de Travail RST. "Formulation des enrobés". 199 p. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Paris, France.

MANYO, E. Y. (2019), Modélisation avancée du contact pneu-chaussée pour l'étude des dégradations des chaussées en surface. Thèse de Doctorat. Faculté des Sciences et Techniques. Université de Limoges, 236 p. França.

MEDD (2020), Les conditions climatiques actuelles du Sénégal. Ministère de 'Environnement et du Développement Durable. Sénégal. <http://www.environnement.gouv.sn/>. Acessado em junho de 2020.

MEUNIER, M. (2012), Prédiction de l'orniérage lié aux déformations permanentes des enrobés bitumineux. Thèse de Doctorat. École de Technologie Supérieure. Université du Québec, 349 p. Canadá.

MIKOWSKI, A.; CASALI, R. M.; SOARES, P.; SILVA, W. B. DA; BARRA, B. S. (2021), Methodology for error propagation analysis of the complex stiffness modulus of asphalt mixes. Construction and Building Materials, Vol. 290, 123156, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123156>.

MINFRA (2018a), Anuário Estatístico dos Transportes: 2010-2018. Ministério da Infraestrutura. Brasília, DF. 53 p. Disponível em <http://www.infraestrutura.gov.br>. Acesso em junho de 2020.

MINFRA (2018b), Índice de Condição de Manutenção 2018: DNIT divulga avaliação das rodovias federais pavimentadas. Ministério da Infraestrutura. Brasília, DF. Disponível em <http://transportes.gov.br>. Acesso em junho de 2020.

MOMM, L. (1998), Estudo dos efeitos da granulometria sobre amacrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamentomecânico. Tese de doutorado apresentada à Escola Politécnica (EPUSP) da Universidade de São Paulo (USP), 259 p. São Paulo, SP.

MONISMITH, C. L. (1976), Rutting prediction in asphalt concrete pavements, In: 55th Annual Meeting of the Transportation Research Board, pp. 2-8, Washington, USA, January 1976. Available at <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/trr/1976/616/616-001.pdf>.

MOURA, E. (2010), Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório. Tese de Doutorado. Curso de Engenharia de Transportes – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), 299 p. São Paulo, SP.

NASCIMENTO, L. A. H. (2008), Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (COPPE) da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ), 227 p. Rio de Janeiro, RJ.

NETO, B. C. (2004), Avaliação do reaproveitamento de areia de fundição como agregado em misturas asfálticas densas. Tese de doutorado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP), 293 p. São Carlos, SP.

NG, A. K. Y. (2013), Contribuição ao estudo da deformação permanente de misturas asfálticas densas à luz de ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica. Dissertação de Mestrado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo (USP), 148 p. São Carlos, SP.

NGUYEN, D. T. (2006), Prédiction des déformations permanentes des couches de surface des chaussées bitumineuses. Thèse de Doctorat. École Nationale des Ponts et Chaussées, 169 p. Paris, França.

NGUYEN, H.N. (2008), Etude numérique de la fissuration d'un milieu viscoélastique: Analyse de l'essai de rupture surbitume. Thèse de Doctorat. École Nationale des Ponts et Chaussées, 165 p. Paris, França.

OBAIDI, H.; GOMEZ-MEIJIDE, B.; GARCIA, A. (2017), A fast pothole repair method using asphalt tiles and induction heating. *Construction and Building Materials*, Vol. 131, pp. 592-599, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.11.099>.

ODÉON, H. (1995), Thème CH14 - Prévion de l'orniérage des couches de surface bitumineuses. Diffusion interne Laboratoire des Ponts et Chaussées.

OLARD, F. (2003), Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures: relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé. Thèse de Doctorat. Ecole doctorale des sciences pour l'ingénieur de Lyon: (MEGA). Institut national des sciences appliquées de Lyon, 228 p. França.

OLARD, F.; DI BENEDETTO, H.; DONY, A.; VANISCOTE, J. C. (2005), Properties of bituminous mixtures at low temperatures and relations with binder characteristics. *Materials and structures*. Ed 38, pg 121–12. DOI: <https://doi.org/10.1007/BF02480584>

OTTO, G. G. (2009), Misturas asfálticas mornas: verificação da fadiga e do módulo complexo. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 179 p. Florianópolis, SC.

OZDEMIR, D. K.; TOPAL A.; MCNALLY T. (2020), Relationship between microstructure and phase morphology of SBS modified bitumen with processing parameters studied using atomic force microscopy. *Construction and Building Materials Journal*, vol. 268, 8 p. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121061>.

PASANDÍN, A.R.; PÉREZ, I. (2015), The influence of the mineral filler on the adhesion between aggregates and bitumen. *International Journal of Adhesion & Adhesives*, vol 58, pp 53-58. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.ijadhadh.2015.01.005>.

PASQUET, A. (1968), Campagne nationale de glissance 1967 em France. Colloque international sur la glissance et la sécuritté de la circulation sur routes moullées.717 – 732. Berlin.

PATINO, N. A. A. (2018), Évaluation des performances thermomécaniques des enrobés bitumineux à fort taux de recyclage: Apport du procédé de régénération Fenixfalt. Thèse de Doctorat. INSA Rennes. Université Bretagne Loire, 259 p. França.

PERRET, J.; DUMONT, A.; TURTSCHY J.; OULD-HENIA M. (2001), Rapport de recherché: Evaluation des performances de nouveaux matériaux de revêtement (1ère partie): Enrobés à haut module. OFROU (Office fédéral des routes).

PERRET, J. (2003), Déformation des couches bitumineuses au passage d'unecharge de trafic. Thèse de Doctorat. Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit. École Polytechnique Fédérale de Lausanne (EPFL), 263 p. Lausana, França.

PHAM, N. H. (2014), Etude thermomécanique avancée de différents types d'enrobés recyclés tièdes avec additifs. Thèse de Doctorat. École Nationale des Travaux Publics de l'Etat. Université de Lyon, 339 p. França.

PHAN, C.; Di BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C.; LESUEUR, D.; POUGET, S.; OLARD, F.; DUPRIET, S. (2017), Complex modulus and fatigue resistance of bituminous mixtures containing hydrated lime. *Construction and Building Materials Journal*, vol. 139, pp. 24-33. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.02.042>.

PHAN, C. V.; DI BENEDETTO, H.; SAUZÉAT, C.; LESUEUR, D. (2016), Influence of Hydrated Lime on Linear Viscoelastic Properties of Bituminous Mixtures. Springer Netherlands, pp. 667–680. DOI: http://doi.org/10.1007/978-94-017-7342-3_54.

POLANCO, O. L. (2019), Comportement d'un enrobé bitumineux sollicité par des rails posés sur des appuis continus. Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR), Département Matériaux et Structures (MAST), Laboratoire Matériaux pour Infrastructures de Transport (MIT). École Centrale de Nantes, 17 p. França.

POLACZYK, P.; HAN, B.; HUANG, B.; JIA, X.; SHU, X. (2018), Evaluation of the hot mix asphalt compactability utilizing the impact compaction method. *Construction and Building Materials Journal*, vol. 187, pp. 131-137. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.117>.

QUINTERO, C. F. Q. (2011), Estudo de misturas asfálticas com ligantes de consistência elevada: formulação e comportamentomecânico. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 229 p. Florianópolis, SC.

RADHAKRISHNAN, V; CHOWDARI, G. S.; REDDY, K. S.; CHATTARAJ, R. (2019), Evaluation of wheel tracking and field rutting susceptibility of dense bituminous mixes. *Road Materials and Pavement Design*, Vol. 20, Issue 1, pp. 90-109. DOI: 10.1080/14680629.2017.1374998

RAHBAR-RASTEGAR, R.; POURANIAN, M. R.; BATIOJA-ALVAREZ, D.; NOTANI, M. A.; MONTOYA, M.; HADDOCK. J. E. (2022), Superpave 5: Improving Asphalt Mixture Performance. In: *Proceedings of the International RILEM Symposium on Bituminous Materials*. Springer International Publishing, Print ISBN: 978-3-030-46454-7, Electronic ISBN: 978-3-030-46455-4. DOI: https://doi.org/10.1007/978-3-030-46455-4_217.

RAMOND, G. (1977), L'Adhésivité: aspects et dynamique. *Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées*. Numéro spécial V, 21 p. Paris, France.

RAYNER, C. e ROWE, G. M. (2004), Properties of mastics using different fillers with both unmodified and EVA-modified binders. In *Proceedings of the 3rd Eurasphalt and Eurobitume Congress* (pp. 861–870). Vienna, Austria: Foundation Eurasphalt.

RIBAS, C. Y. (2016), Avaliação da influência do método de compactação na macroestrutura de misturas asfálticas densas utilizando o processamento digital de imagens. Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 251 p. Florianópolis, SC.

RIBAS, C. Y; THIVES, L. P. (2019), Evaluation of effect of compaction method on the macrostructure of asphalt mixtures through digital image processing under Brazilian conditions. *Construction and Building Materials Journal*, vol. 228, 14 p. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.116821>.

RODRIGUES, A. L. N.; SOARES, F. L.; SOARES, J. B.; BASTOS, J. B. S. (2019), Influência da forma e dos parâmetros granulométricos no resultado de Flow Number. Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Ceará. Universidade Federal do Ceará (UFC). Fortaleza, CE.

SANTANA, H. (1995), Considerações sobre os Nebulosos Conceitos e Definições de Filler em Misturas Asfálticas. *Anais da 29ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv)*, Vol. 1, Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), Cuiabá, MT.

SAYEGH, G. (1965), Contribution à l'étude des propriétés viscoélastiques des bitumes purs et des bétons bitumineux. Thèse de Docteur Ingénieur. Faculté des Sciences de Paris. 206 p. Paris, France.

SEBAALY, P. e TABATABAEE, N. (1992), Effect of Tire Parameters on Pavement Damage and Load-Equivalency Factors. *Journal of Transportation Engineering*. Vol. 118, No. 6, pp. 805-819.

SENÇO, W. (2007), Manual de Técnicas de Pavimentação. Vol. 1, 2ª. ed. ISBN 978-85-7266-199-7, Ed. Pini. 779 p. São Paulo, SP.

SHELL (2003). *The Shell Bitumen Handbook*. Fifth Edition, Thomas Telford Publishing, London.

SILVA, J. E. G. (2018), Método nacional de dimensionamento de pavimentos - MeDiNa, avaliação da duplicação da AL-145. Projeto de graduação apresentado ao curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Alagoas (UFA), 79 p. Delmiro Gouveia, AL.

SIMONIN, J. M. (2005), Contribution à l'étude de l'auscultation des chaussées par méthode d'impact mécanique pour la détection et la caractérisation des défauts d'interface. Thèse de Doctorat. École Doctorale Sciences de la Matière. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, 172 p. Bouguenais. França.

SIROMA, R. S. (2018), Avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas densas formuladas com areia descartada de fundição (ADF). Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 196 p., Joinville, SC.

SOHM, J. (2011), Prédiction des déformations permanentes des matériaux de chaussées. Thèse de Doctorat. École Centrale de Nantes (ECN), 332 p. Nantes, France.

GOLSEFIDI, S. S.; SAHAF, S. A. (2021), The effect of different loading patterns on the resistance to shear flow of hot mix asphalt. *Construction and Building Materials*, Vol. 269, 121329, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121329>.

SOUZA, J.B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C. L. (1991), Summary report on permanent deformation on asphalt concrete. Publicação SHRP-A/IR-91-104. Strategic Highway Program (SHRP). National Research Council. Washington, D.C. 120p.

STAKSTON, A. D.; BAHIA, H. U. (2003), The effect of fine aggregate angularity, asphalt content and performance graded asphalts on hot mix asphalt performance. Wisconsin Highway Research Program, Vol. 92, No. 45-98. University of Wisconsin – Madison.

STUART, K.D.; YOUTCHEFF, J.S. (2001), Understanding the Performance of Modified Asphalt Binders in Mixtures: Evaluation of Moisture Sensitivity. Report No. FHWA-RD-02-029. Federal Highway Administration. Washington, D.C.

TAPKIN, S. (2013), Optimal polypropylene fiber amount determination by using gyratory compaction, static creep and Marshall stability and flow analyses. *Construction and Building Materials*, Vol. 44, pp. 399-410, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.02.060>.

TAPSOBA, N. (2012), Comportement des enrobés bitumineux à base de matériaux recyclés et / ou fabriqués à température réduite. Thèse de Doctorat MEGA en Génie Civil. ENTPE - Université de Lyon, 266 p. França.

TARAKJI, G. (1992), A rationale for the development of an end-result design method for bituminous concrete. *Construction and Building Materials Journal*, Vol 6, pp. 213-214. DOI: [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(92\)90042-W](https://doi.org/10.1016/0950-0618(92)90042-W).

TCU (2013), Acórdão TCU 328/2013. Tribunal de Contas da União. Brasília, DF.

TEIXEIRA, L. H. (2021), Avaliação do comportamento funcional de misturas asfálticas drenantes do tipo BBDr com utilização de matriz betuminosa altamente modificada HiMA. Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), 176 p. Joinville, SC.

TSAI, B. W., COLERI, E., HARVEY, J. T., & MONISMITH, C. L. (2016). Evaluation of AASHTO T 324 humberg-wheel track device test. *Construction and Building Materials Journal*, Vol 114, pp. 248-260. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.03.171>.

VALE, A. F. (2008), Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para a determinação de comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos. Tese de Doutorado apresentada à Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), 331 p. São Paulo, SP.

VALKERING, C. P. et al. (1990), Rutting resistance of asphalt mixes containing non-conventional and polymer-modified binders. Symposium – Improved Rut Resistance, Association of Asphalt Paving Technologists (AAPT), Proceedings, p. 590-609.

VANELSTRAETE A. e FRANCKEN L. (1995), Ornièrage: Synthèse des principaux constats et résultats. Bulletin CRR. N° 25, pp. 9–16.

VASSAUX, S. (2017), Mouillabilité et miscibilité des bitumes : application au recyclage. Thèse de Doctorat. Université de Montpellier, 236 p. França.

WALUBITA, L. F.; ZHANG, J.; ALVAREZ, A. E.; HU, X. (2013), Exploring the flow number (FN) index as a means to characterise the HMA permanent deformation response under FN testing. *Journal of the South African Institution of Civil Engineering*. Vol 55 No 3, Pages 103–112, Paper 940.

WANG, Y.; CHONG, D.; WEN, Y. (2017), Quality verification of polymer-modified asphalt binder used in hot-mix asphalt pavement construction. *Construction and Building Materials*, Vol. 150, pp. 157-166, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.05.196>.

WANG, F.; MACHEMEHL, R. (2004). An Analytical Verification of the Effects of Tire Pressure on Pavement with Data from Washington State DOT. Center for Transportation Research. The University of Texas, Austin, 18 p.

WANG, H.; ZHAN, S.; LIU, G.; XIANG J. (2019), The effects of asphalt migration on the flow number of asphalt mixture. *Journal Construction and Building Materials*, Vol 226, p 442 – 448. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.07.246>.

WATSON, D.; TRAN, N. H; RODENZO, C.; TAYLOR, A. J.; JAMES, T. M. (2018), Performance-based mix design for porous friction courses. National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Transportation Research Board (TRB), Research Report 877, The National Academies Press. Washington, D.C. DOI: <https://doi.org/10.17226/25173>.

WITCZAK, M. (2005). Simple Performance Tests: Summary of Recommended Methods and Database. NCHRP Report 547, Project 9-19. Transportation Research Board. ISBN 0-309-08843-7. Washington D.C.

XIAO, Y.; CHANG, X.; YAN, B.; ZHANG, X.; YUNUSA, M.; YU, R.; CHEN, Z. (2021), SBS morphology characteristics in asphalt binder and their relation with viscoelastic properties. *Construction and Building Materials*, Vol. 301, 124292, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.124292>.

XU, S.; RUAN, P.; LU, Z.; LIANG, L.; HAN, B.; HONG, B. (2021), Effects of the high temperature and heavy load on the rutting resistance of cold-mix emulsified asphalt mixture. *Construction and Building Materials*, Vol. 298, 123831, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123831>.

YAO, L; LENG, Z.; JIANG, J.; NI, F.; ZHAO, Z. (2021), Nondestructive prediction of rutting resistance of in-service middle asphalt layer based on gene expression programming. *Construction and Building Materials*, Vol. 293, 123481, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.123481>.

ZHANG, X.; CHEN, E.; LI, N.; WANG, L.; SI, C.; WANG, C. (2022), Micromechanical analysis of the rutting evolution of asphalt pavement under temperature–stress coupling based on the discrete element method. *Construction and Building Materials*, Vol. 325, 126800, ISSN 0950-0618. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.126800>.

ZHANG, C.; TAN, Y.; CYRIAQUE, A. O.; HAN, M.; ZHOU, X.; MENG, A. (2021). A local fitting method to improve model calculation accuracy of flow point of asphalt mixture. *Construction and Building Materials Journal*, Vol 268. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.121178>.

ZIYANI, L. (2013), Etude des phénomènes physico-chimiques à l'interface émulsion de bitume/substrat minéral - Application à la formulation de Bétons Bitumineux à l'Emulsion (BBE). Thèse de Doctorat. Université Nantes Angers Le Mans. Ecole Centrale de Nantes, 227 p. França.