



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

JORGE LUIS SANTOS FERREIRA

NOVAS DIRETRIZES PARA SELEÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS COM FOCO NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

FORTALEZA

2017

JORGE LUIS SANTOS FERREIRA

NOVAS DIRETRIZES PARA SELEÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS COM FOCO NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Orientador: Prof. Jorge Barbosa Soares, PhD.

FORTALEZA

2017

JORGE LUIS SANTOS FERREIRA

NOVAS DIRETRIZES PARA SELEÇÃO GRANULOMÉTRICA DE MISTURAS
ASFÁLTICAS DENSAS COM FOCO NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Dissertação de Mestrado apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará como requisito parcial para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Transportes. Área de concentração: Infraestrutura de Transportes.

Aprovada em 27/06/2017

BANCA EXAMINADORA

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

Prof^a. Suelly Helena de Araújo Barroso, D.Eng.
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. José Soares de Andrade Júnior, D.Sc.
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Dr. Luís Alberto Herrmann do Nascimento, Ph.D.
Petrobras/Cenpes

Aos meus pais, Francisco (*in memoriam*) e
Antonia, pilares de minha formação pessoal.

AGRADECIMENTOS

A Deus que me deu e conserva minha vida. Todas as dificuldades tornaram-se pequenas diante de Sua grandeza.

A minha família e à minha noiva, pela paciência, apoio e confiança em meus sonhos.

Ao Prof. Jorge Soares, meu orientador e minha maior referência como professor e pesquisador.

A todo o grupo do LMP que sempre tornou o trabalho muito agradável. Em especial ao Jardel, ao Rômulo Jácome e à Annie que sempre se esforçaram para facilitar meu trabalho.

À banca avaliadora, Prof^a Suelly, Prof. José Soares e Luis Alberto, que contribuíram sobremaneira com a qualidade final do trabalho.

Às grandes amigadas de minha turma de mestrado (“turma da Infra 2016.1”): Gualberto, Jorge Lucas, Lucas, Raimi, Lara, Lívia, Márcia, Guilherme, Galiza e Regilene.

A todos que contribuíram com informações sobre as misturas asfálticas para a composição do banco de dados sem os qual este trabalho jamais teria sido desenvolvido.

À CAPES pelo apoio financeiro ao longo do curso de mestrado.

RESUMO

A deformação permanente em pavimentos asfálticos é uma falha que se manifesta tipicamente no início de sua vida de serviço, ocorrendo principalmente na camada de revestimento. Apesar de diversos fatores estarem associados a causa desta falha, a literatura destaca que a granulometria da mistura asfáltica tem um papel essencial, pois compõe o seu esqueleto resistente. Mesmo diante de sua relevância, o papel da granulometria é considerado de maneira superficial na etapa de dosagem das misturas asfálticas. O presente trabalho se concentra na proposição de um método simples para avaliar a qualidade da distribuição granulométrica e de seu potencial para compor misturas asfálticas resistentes à deformação permanente. Tal método baseia-se na hipótese da existência de uma estrutura principal de agregados responsável por absorver e transmitir tensões sem conferir deformação plástica à mistura asfáltica. Para caracterizar essa estrutura foram propostos dois parâmetros, denominados proporções α e G. O primeiro caracteriza o seu grau de intertravamento, enquanto o segundo está relacionado ao tamanho de suas partículas. O resultado do ensaio uniaxial de carga repetida (*Flow Number*, FN) foi utilizado para indicar a suscetibilidade ao acúmulo de deformação das misturas asfálticas. Ambos os parâmetros propostos se mostraram correlacionados com o FN, caracterizando-se como ferramentas úteis para auxiliar a composição de granulometrias resistentes. Em comparação aos parâmetros do método Bailey, os parâmetros ora sugeridos se sobressaíram, apresentando melhores correlações com o FN. Além disso, a análise por Processamento Digital de Imagens (PDI) da estrutura interna de algumas misturas asfálticas fortaleceu a capacidade da proporção α estimar o intertravamento do esqueleto pétreo. Em seguida, estabeleceu-se o índice κ , concebido como um parâmetro característico da mistura asfáltica e que indica seu potencial para resistir à deformação permanente. O referido índice é obtido por uma combinação não-linear dos parâmetros granulométricos ora propostos e da viscosidade e teor do ligante asfáltico utilizado na mistura. Foi observada uma elevada correlação entre o FN e o índice κ . Por fim, foram sugeridos critérios para o índice κ em função do nível de tráfego. Dessa forma, espera-se ter contribuído para o desenvolvimento de métodos racionais que subsidiem a escolha de composições granulométricas resistentes e estáveis com vistas a pavimentos de melhor qualidade.

Palavras-chave: Deformação permanente. Granulometria. Misturas asfálticas. *Flow Number*.

ABSTRACT

The permanent deformation in flexible pavements is a distress that typically manifests at early ages and mainly occurs in the asphalt layer. Although several factors are associated with this kind of failure, the literature emphasizes that the grain size distribution plays an essential role, because it makes up the resistant skeleton. Despite its relevance, the role of gradation is superficially considered in the asphalt mixtures design. This work focuses on the proposition of a simple method to evaluate the quality of the grain size distribution and its potential to form rutting resistant asphalt mixtures. This method is based on the hypothesis of the existence of a main aggregate structure responsible for absorbing and transmitting stresses without developing plastic deformation in the asphalt mixture. Two parameters were proposed to characterize this structure, denominated α and G ratios. The first one characterizes the degree of interlocking, while the second one is related to the sizes of particles. The result of the uniaxial repeated load test (Flow Number, FN) was adopted to indicate the rutting susceptibility of asphalt mixtures. Both parameters were shown to be correlated with FN, characterizing them as useful tools to assist the composition of resistant gradations. In comparison to the parameters of the Bailey method, the parameters now suggested had better correlations with the FN. Moreover, the analysis by Digital Image Processing of the internal structure of some asphalt mixtures showed the ability of the α ratio to estimate interlocking of mineral skeleton. After, the κ index was established, conceived as a characteristic parameter of the asphalt mixture that indicates the rutting resistance. This index is obtained by a non-linear combination of the gradation parameters (α and G) and the viscosity of the asphalt binder used in the asphalt mixture. An excellent correlation was observed between the FN and the κ index. Finally, criteria for the κ index were suggested as a function of traffic level. Thus, it is expected that this work has contributed to the development of rational methods that subsidize the choice of resistant and stable gradation compositions for better quality pavements.

Key words: Permanent deformation. Gradation. Asphalt mix. Flow Number.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Faixas granulométricas do DNIT	6
Figura 2 – Linhas de Densidade Máxima	8
Figura 3 – Pontos de controle, zona de restrição e LDM para TMN = 19mm	9
Figura 4 – Mistura asfáltica segundo o método FAD.....	13
Figura 5 – Resultados do ensaio uniaxial de carga repetida (CAP + polímero + PPA).....	19
Figura 6 – Viscosidades rotacionais a 135 °C	20
Figura 7 – Resultado esquemático do ensaio MSCR	21
Figura 8 – Resultado típico de um ensaio uniaxial de carga repetida	24
Figura 9 – Curvas granulométricas da misturas asfálticas estudadas.....	28
Figura 10 – Esquema de corte dos corpos-de-prova.....	32
Figura 11 – Representação da proporção α	35
Figura 12 – Correlações de parâmetros granulométricos com o FN	37
Figura 13 – Comparação entre a granulometria de M4 e a LDM.....	39
Figura 14 – Proporção α para misturas asfáltico tipo SMA	40
Figura 15 – Correlação entre a proporção G e o FN para misturas com CAP 50/70 comum ..	43
Figura 16 – Correlações entre os parâmetros Bailey e o FN	45
Figura 17 – Imagens digitalizadas de duas seções de M10 e M13.....	48
Figura 18 – Correlações entre a viscosidade rotacional e o FN	50
Figura 19 – Correlações entre a teor de ligante asfáltico 50/70 e o FN	50
Figura 20 – Correlação entre o índice κ e o FN.....	53
Figura 21 – Correlação para a função linearizada	54
Figura 22 – Comparação entre os índice κ real e estimado	56
Figura 23 – Curvas de projeto 1 e 2.....	58

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores mínimos de VAM adotados no Brasil	7
Tabela 2 – FN de misturas asfálticas sob diferentes tempos de envelhecimento	17
Tabela 3 – Valores de J_{nr} de acordo com o tipo de tráfego	22
Tabela 4 – Critérios de FN para diferentes níveis de tráfego	25
Tabela 5 – Dados das misturas asfálticas estudadas.....	27
Tabela 6 – Critérios para o nível de correlação	30
Tabela 7 – Parâmetros granulométricos e FN das misturas M1 a M8.....	36
Tabela 8 – Curvas granulométricas de máxima densidade.....	38
Tabela 9 – Estruturas dominantes das granulometrias com densidade máxima.....	38
Tabela 10 – Exemplo de cálculo da proporção G	41
Tabela 11 – Informações granulométricas e FN das misturas M2, M5, M6 e M7.....	41
Tabela 12 – Proporção G e FN das misturas asfálticas com CAP 50/70 comum.....	42
Tabela 13 – Avaliação das granulometrias pelo método Bailey	44
Tabela 14 – Comparação entre os parâmetros propostos e Bailey	46
Tabela 15 – Características das misturas asfálticas M10 e M13	47
Tabela 16 – Características do esqueleto pétreo obtidas no IPAS2	48
Tabela 17 – Resumo dos parâmetros de todas as misturas asfálticas	51
Tabela 18 – Comparação entre os critérios de FN e de κ	55
Tabela 19 – Comparação entre os índices κ	57

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	Considerações iniciais	1
1.2	Justificativa e problema de pesquisa	3
1.3	Objetivos	3
1.4	Estrutura da dissertação	4
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	Seleção granulométrica de misturas asfálticas	5
2.1.1	<i>Métodos convencionais de especificação granulométrica</i>	5
2.1.2	<i>Novos desenvolvimentos para a análise granulométrica</i>	10
2.1.3	<i>Estrutura interna da mistura asfáltica</i>	14
2.2	Influência do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente.....	16
2.2.1	<i>Envelhecimento do ligante asfáltico</i>	16
2.2.2	<i>Modificação do ligante asfáltico</i>	18
2.2.3	<i>Ensaio de fluência e recuperação sob tensões múltiplas</i>	20
2.3	Ensaio uniaxial de carga repetida.....	22
2.3.1	<i>Modelos de previsão de FN</i>	25
3	MATERIAIS E MÉTODOS	27
3.1	Misturas asfálticas.....	27
3.2	Etapas metodológicas.....	29
3.2.1	<i>Definição dos parâmetros granulométricos</i>	29
3.2.2	<i>Validação dos parâmetros granulométricos por PDI</i>	31
3.2.3	<i>Proposição de um método de previsão de resistência à deformação permanente</i>	33
4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	34
4.1	Parâmetros granulométricos propostos	34
4.1.1	<i>Comparação com o método Bailey</i>	44
4.2	Análise da estrutura interna por PDI	46

4.3	Estimativa da resistência à deformação permanente	49
4.3.1	<i>Aplicação do índice κ na etapa de dosagem</i>	55
4.3.2	<i>Considerações adicionais sobre as faixas granulométricas</i>	57
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS	60
5.1	Sugestões para trabalhos futuros.....	62

REFERÊNCIAS

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

Diante de todo o progresso científico experimentado pela engenharia rodoviária internacional nas últimas duas décadas, há uma tendência natural de substituição de procedimentos tradicionais empíricos por métodos mais mecanicistas, ou seja, que consideram a causalidade mecânica para explicar o comportamento dos materiais. Neste sentido, em nosso país está em curso o desenvolvimento de uma abordagem mecanística-empírica para o dimensionamento de pavimentos asfálticos. Este projeto envolve diversas universidades brasileiras, dentre as quais insere-se a Universidade Federal do Ceará (UFC) por meio do Laboratório de Mecânica dos Pavimentos (LMP), em parceria com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) e financiado pela Petrobras no âmbito da Rede Temática de Asfalto. Embora ainda em desenvolvimento, algumas considerações já estão relativamente estabelecidas. Tal método considerará neste primeiro momento apenas o trincamento por fadiga como mecanismo de ruptura do pavimento ao longo de sua vida de serviço. Em relação ao acúmulo de deformação permanente, estão em desenvolvimento modelos de evolução desse defeito que abrangem diferentes materiais para as subcamadas (GUIMARÃES, 2009). No caso do revestimento, esta falha será tratada como um problema de dosagem da mistura asfáltica, o qual deve ser mitigado na fase inicial de projeto.

A mistura asfáltica é um material compósito formado por agregados, ligante asfáltico e vazios com ar, no qual os agregados ocupam aproximadamente 85% do volume e 95% da massa em uma mistura densa. Diversas pesquisas mostram a importância das propriedades dos agregados para a resistência à deformação permanente, destacando-se a sua granulometria (ALRICH, 1996; STAKSTON e BAHIA, 2003; GOLALIPOUR *et al.*, 2012). Masad *et al.* (1999) mostram que a granulometria afeta a estrutura interna e a distribuição de tensões em uma mistura asfáltica. Misturas asfálticas com esqueletos pétreos estáveis e bom intertravamento possuem maior resistência à deformação permanente, um defeito típico das idades iniciais de vida de serviço do revestimento asfáltico.

A deformação permanente, afundamento de trilha de roda (ATR) ou *rutting* corresponde ao acúmulo de deformação ao longo do tempo decorrente do carregamento repetido do tráfego. Um dos fatores externos mais críticos para este defeito é a elevada temperatura do revestimento, situação comum em muitos locais do Brasil, principalmente no estado do Ceará. O esqueleto pétreo formado pelos agregados, o qual determina a capacidade

da mistura asfáltica resistir ao carregamento, ganha maior relevância em temperaturas mais elevadas, pois é quando o ligante asfáltico se torna menos rígido. Para Yu (2012), uma compreensão abrangente do comportamento mecânico das partículas de agregado dentro do sistema agregado-ligante asfáltico é um ponto crítico para o projeto de misturas asfálticas com boa resistência ao carregamento do tráfego e a solicitações ambientais.

Embora não seja o único fator relevante, a escolha de uma granulometria inadequada tende a favorecer o desenvolvimento precoce de deformação permanente. Tal defeito também implica diretamente na segurança do usuário, pois resulta em acúmulo d'água, aquaplanagem, atrito e dificuldade para manobrar o veículo. Segundo Ferreira (2015), métodos tradicionais de seleção granulométrica desconsideram o impacto da distribuição das partículas de agregado no comportamento mecânico das misturas asfálticas. Uma consequência imediata disso é a possibilidade de composição de misturas com um esqueleto pétreo sem estabilidade e com intertravamento inadequado, portanto, com reduzida resistência à deformação permanente (FERREIRA *et al.*, 2016a). É desejável que se utilize métodos de dosagem nos quais a curva granulométrica seja de fato projetada, ao invés de obedecer a um simples enquadramento nas especificações técnicas vigentes pelo processo de tentativa e erro.

A literatura contempla diversas abordagens que buscam projetar adequadamente o esqueleto pétreo da mistura asfáltica de modo a obter-se misturas estáveis e resistentes. Nesse intuito, o método Bailey é um dos métodos mais explorados. No Brasil, identificou-se uma dificuldade constante em enquadrar integralmente as granulometrias estudadas dentro dos parâmetros Bailey (CUNHA, 2004; MENDES, 2011; FERREIRA *et al.*, 2016a). Posteriormente, Kim (2006) desenvolveu o *Dominant Aggregate Size Range (DASR) model*, o qual foi avaliado nacionalmente por Ferreira (2015) e Ferreira *et al.* (2016a). Tal método mostrou-se capaz de ranquear satisfatoriamente misturas asfálticas ensaiadas em laboratório por meio do ensaio uniaxial de carga repetida e, além disso, as avaliações de misturas asfálticas de campo corroboraram os resultados de laboratório. Porém, seu principal parâmetro de avaliação é função de informações volumétricas da mistura, tais como os Vazios no Agregado Mineral (VAM) e o Volume de vazios (Vv), além da massa específica aparente da mistura, os quais são somente obtidos ao fim da dosagem. Ou seja, o método não é capaz de orientar a composição de uma estrutura granulométrica resistente na fase inicial da dosagem, servindo, na forma como está hoje delineado, mais para verificação da dosagem já proposta no que diz respeito à capacidade desta para produzir uma mistura resistente à deformação permanente.

1.2. Justificativa e problema de pesquisa

Embora os agregados e suas características de empacotamento sejam relevantes para o desempenho da mistura asfáltica, os métodos de dosagem tradicionais são essencialmente volumétricos, ou seja, buscam uma combinação entre agregados e ligante asfáltico baseados em parâmetros com informações de volume, tais como o Vv e VAM. Portanto, não há correlação entre o esqueleto pétreo da mistura asfáltica e o desempenho desta última. No Brasil, a seleção da distribuição granulométrica é guiada, principalmente, pelas faixas do DNIT (DNIT 031, 2006), as quais definem limites para o percentual passante em cada uma das peneiras.

Em relação à deformação permanente, o novo método brasileiro de dimensionamento mecânico-empírico de pavimentos flexíveis, que está em construção, propõe critérios de *Flow Number* (FN), obtidos no ensaio uniaxial de carga repetida, a serem atendidos pelas misturas asfálticas em função do nível de tráfego a que estas estarão sujeitas. Como a resistência adequada deve ser obtida ainda na fase de dosagem, torna-se imprescindível que o método de escolha da granulometria leve em consideração de maneira objetiva o seu efeito no desempenho da mistura asfáltica. Porém, não há um método de caracterização e análise da estrutura granulométrica das misturas asfálticas que ajude o projetista a compreender o seu desempenho esperado ainda na fase inicial de dosagem. Nesse contexto, identifica-se a pertinência para o desenvolvimento de uma metodologia para avaliação mais rigorosa e acurada da qualidade do esqueleto pétreo de misturas asfálticas.

1.3. Objetivos

Esta dissertação tem como objetivo geral sugerir diretrizes para a avaliação e a especificação de curvas granulométricas em misturas asfálticas densas visando reduzir, ainda na fase inicial de dosagem e com baixo custo operacional, a sua suscetibilidade ao desenvolvimento de deformação permanente. Para tanto, o presente trabalho é desenvolvido a partir da investigação de dados de misturas asfálticas coletados de diversas pesquisas realizadas no Brasil.

Tem-se como objetivos específicos:

- Definir parâmetros capazes de capturar as características de intertravamento entre os agregados graúdos no interior da mistura asfáltica;
- Validar os parâmetros granulométricos a partir de sua correlação com a estrutura interna das misturas asfálticas por meio do Processamento Digital de Imagens (PDI);
- Propor um método expedito de estimação da resistência à deformação permanente baseado nos parâmetros granulométricos aqui sugeridos e no tipo de ligante asfáltico a ser utilizado na dosagem da mistura asfáltica.

1.4. Estrutura da dissertação

A presente dissertação é composta por 5 capítulos, incluso esta introdução (Capítulo 1), a qual busca descrever o ambiente a partir do qual o problema de pesquisa foi identificado, assim como os objetivos a serem alcançados ao fim do trabalho.

O Capítulo 2 traz uma revisão bibliográfica sobre os pontos-chave abordados nesta dissertação, quais sejam, a influência da seleção granulométrica e do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente. Também são apresentadas considerações sobre o ensaio uniaxial de carga repetida, o qual foi recentemente normatizado no Brasil e deve ser o ensaio oficial para caracterizar a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas.

O Capítulo 3 apresenta o banco de dados compilado para o desenvolvimento do trabalho. Além disso, apresenta-se os procedimentos adotados nas etapas metodológicas para se atingir os objetivos específicos propostos.

No Capítulo 4 são apresentados, analisados e discutidos os resultados de cada uma das etapas metodológicas. Nesse capítulo dá-se ciência das contribuições do autor para o problema de pesquisa levantado.

Por fim, no Capítulo 5 indica-se as principais conclusões e constatações obtidas a partir dos resultados alcançados. Também são apresentadas as recomendações para trabalhos futuros.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Seleção granulométrica de misturas asfálticas

A proposta do projeto de dosagem de uma mistura asfáltica é a obtenção de um material com boa trabalhabilidade, resistência à deformação permanente e ao trincamento por fadiga, impermeabilidade e durabilidade. Tais características são alcançadas por um proporcionamento adequado entre ligante asfáltico, agregados e vazios com ar. A granulometria dos agregados, que consiste na distribuição dos seus diferentes tamanhos de partículas, é uma das propriedades mais importantes para o processo de dosagem, uma vez que o agregado mineral é o seu principal constituinte, tanto em massa quanto em volume.

A composição do esqueleto pétreo de uma mistura asfáltica é, em essência, um problema de empacotamento de partículas. Segundo Lira *et al.* (2013), a melhor granulometria para uma mistura asfáltica é aquela que confere o maior grau de empacotamento, aumentando a estabilidade e o contato intergranular e, conseqüentemente, reduzindo os vazios com ar. Contudo, deve-se atentar para o volume de vazios necessário para conferir flexibilidade e garantir a devida incorporação de ligante asfáltico (BROWN *et al.*, 2009) na mistura.

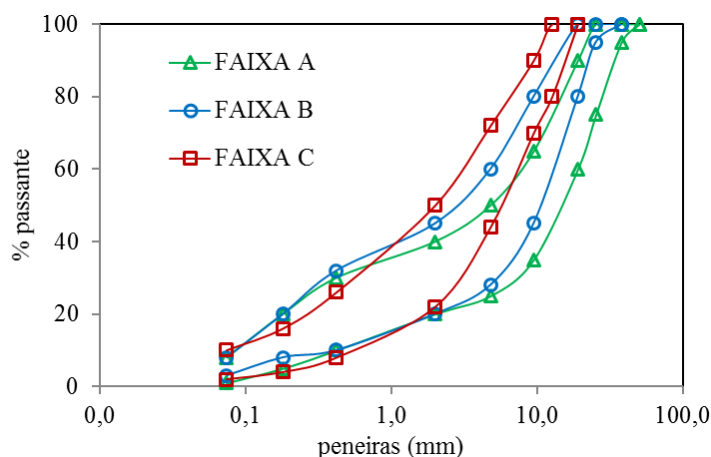
Independentemente do método de dosagem, há a necessidade de melhores abordagens para a composição granulométrica das misturas asfálticas. Embora diversos parâmetros relacionados à granulometria venham sendo estudados na tentativa de identificar seu efeito no desempenho da mistura asfáltica, ainda não existe um consenso sobre a melhor alternativa.

2.1.1. Métodos convencionais de especificação granulométrica

DNIT 031/2006 - ES

Em nosso país, o projeto e a execução de misturas asfálticas densas, obedecem, principalmente, as diretrizes estabelecidas pela especificação de serviço DNIT 031/2006 - ES. No que diz respeito à definição da curva granulométrica para a composição da mistura, tal especificação propõe três faixas granulométricas (A, B e C). Para cada uma das faixas são definidos os percentuais individuais passantes nas peneiras, bem como, as tolerâncias envolvidas. A Figura 1 ilustra cada uma das faixas granulométricas recomendadas pelo DNIT.

Figura 1 – Faixas granulométricas do DNIT



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

A escolha de uma ou outra faixa granulométrica a ser utilizada como referência para a composição da mistura asfáltica de projeto é função unicamente da espessura do revestimento, a qual é definida no dimensionamento estrutural do pavimento. Deve-se utilizar a faixa em que o tamanho máximo do agregado seja inferior a $2/3$ da espessura da camada do revestimento (DNIT, 2006). Ressalta-se que o tamanho máximo do agregado é definido como uma peneira acima do Tamanho Máximo Nominal (TMN), sendo este último definido como o tamanho de peneira maior que a primeira peneira que retém mais de 10% de material (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Sabe-se que quanto maior for o tráfego, maior tende a ser a espessura da camada. Então, conseqüentemente maior será o diâmetro máximo do agregado admitido em projeto. Pela análise da Figura 1 verifica-se que a principal diferença entre as faixas do DNIT é a quantidade de agregados graúdos presentes. Dessa forma, infere-se que a maneira adotada por essa norma para combater os efeitos de um maior carregamento solicitante é, apenas, a utilização de uma granulometria mais graúda.

Adicionalmente, a granulometria deve ser escolhida de modo a conceber um VAM mínimo. Esse parâmetro volumétrico está diretamente associado à durabilidade das misturas asfálticas. O método de dosagem Marshall, ainda adotado no Brasil, foi o primeiro método a considerar requisitos mínimos para o VAM (Tabela 1). Posteriormente, tal exigência foi incorporada ao método Superpave (YU, 2012). Assim, o procedimento básico para a determinação da graduação da curva é por tentativa e erro, e busca selecionar uma distribuição granulométrica que atenda aos parâmetros volumétricos exigidos.

Tabela 1 – Valores mínimos de VAM adotados no Brasil

TMN (mm)	VAM mínimo (%)
38	13
25	14
19	15
12,5	16
9,5	18

Fonte: Adaptada de DNIT 031/2006 ES

Além das faixas especificadas pelo DNIT, há outras possibilidades de faixas granulométricas para a composição de misturas asfálticas. Pode-se citar, por exemplo, aquelas estabelecidas pelo DER/SP (ET-DE-P00/027, 2005). Ceratti *et al.* (2015) também apresentam diferentes especificações que orientam a seleção da graduação de misturas asfálticas.

AASHTO M 323 (2013)

Em 1987 foi implantado nos Estados Unidos o *Strategic Highway Research Program* (SHRP), um programa de pesquisa que objetivava melhorar o desempenho, a durabilidade e a segurança das rodovias norte-americanas. Como resultado do SHRP obteve-se o *Superior Performing Asphalt Pavements* (Superpave), que consiste de um sistema completo de projeto e análise de misturas asfálticas. Chowdhury *et al.* (2001) destacam que o principal foco de pesquisa desse programa foi o ligante asfáltico, de modo que um menor esforço de pesquisa e desenvolvimento foi empreendido para os agregados. A norma AASHTO M 323 (2013) estabelece alguns itens utilizados para a determinação de uma curva granulométrica, destacando-se o gráfico de potência associado à Linha de Densidade Máxima (LDM) e os pontos de controle.

A utilização da LDM foi o método tradicional que dominou os primeiros esforços na busca por uma distribuição de tamanhos de partículas com o empacotamento mais denso e com propriedades volumétricas desejadas (YU, 2012). Diversos esforços foram realizados no sentido de determinar faixas granulométricas para a máxima densidade. Conforme Roberts *et al.* (1996), Roy Green desenvolveu um método de obtenção da granulometria mais densa para misturas graúdas baseado na LDM. Neste método, o percentual passante na peneira nº 200 (0,075 mm) era conectado com o percentual da maior peneira. Então, os pontos intermediários formavam uma reta que definia a LDM (VAVRIK, 2000). Em 1907, Fuller e Thompson

desenvolveram, a partir de ensaios experimentais, uma curva granulométrica para a densidade máxima, cuja expressão é dada pela Equação 1.

$$P = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n \quad (1)$$

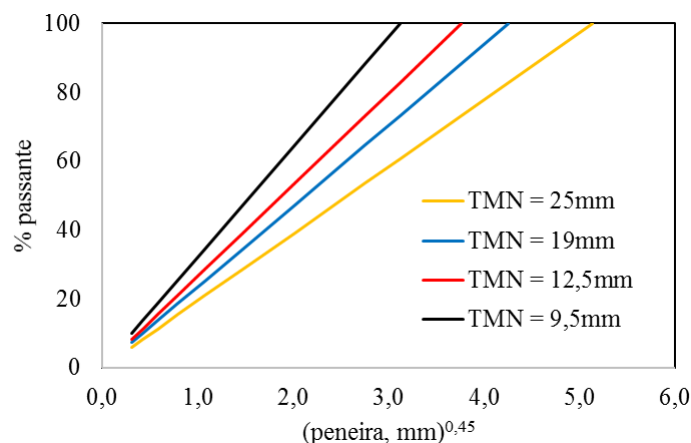
Em que P é a porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro d , D é o tamanho máximo do agregado e n é o coeficiente que afeta a graudez ou finura da granulometria, dada pela inclinação da curva.

Nijboer (1948) demonstrou, experimentalmente, que a distribuição granulométrica com máximo empacotamento seria obtida quando a inclinação do gráfico de granulometria (n) no espaço log-log fosse igual a 0,45, o que foi validado por Goode e Lufsey (1962) *apud* Lira *et al.* (2013).

Yu (2012) cita algumas desvantagens da exclusiva consideração da LDM, por exemplo, o baixo teor de ligante asfáltico e o baixo volume de vazios, além do mal desempenho em relação à deformação permanente. Para contornar esses problemas, o método Superpave exige um volume mínimo de vazios dentro da estrutura granulométrica, semelhantemente ao método Marshall.

Uma maneira conveniente para a obtenção de curvas granulométricas próximas à LDM, é a partir da consideração do gráfico de potência. As aberturas das peneiras elevadas à potência $n = 0,45$ compõem o eixo das abscissas. No eixo das ordenadas estão os percentuais passantes obtidos pela Equação 1. A LDM plotada no gráfico de potência é função do TMN da composição granulométrica adotada para projeto (Figura 2).

Figura 2 – Linhas de Densidade Máxima



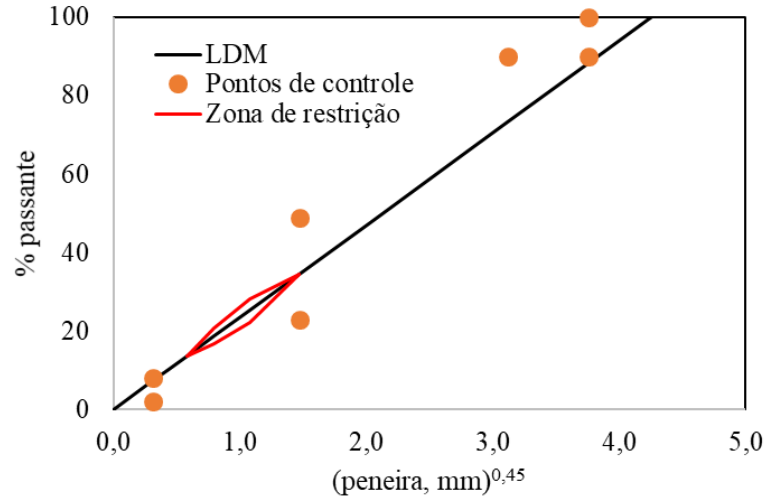
Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Já os pontos de controle indicam a região na qual a curva granulométrica deve passar. Os pontos de controle assemelham-se às faixas granulométricas utilizadas no Brasil e também variam de acordo com o TMN dos agregados. Esses pontos têm como funções a maximização do tamanho dos agregados, o equilíbrio entre as proporções relativas de agregados graúdos e miúdos e o controle da quantidade de finos (ALSHAMSI, 2006).

Visando minimizar a possibilidade da composição de misturas asfálticas com baixos valores de VAM, a especificação Superpave recomendava uma região sobre a LDM a qual a curva granulométrica adotada não deveria passar, denominada Zona de Restrição (ZR). A partir do ano de 2002, a ZR foi removida do Superpave, visto que o relatório NCHRP Report 464 (2001) concluiu que granulometrias que violam a ZR apresentam desempenhos semelhantes ou melhores do que aquelas que passam fora da ZR, sendo portanto, redundantes.

Como ilustração, a Figura 3 traz os pontos de controle e a LDM para uma granulometria com TMN de 19mm. Também está inclusa a ZR antes exigida para uma composição granulométrica com este TMN.

Figura 3 – Pontos de controle, zona de restrição e LDM para TMN = 19mm



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

2.1.2. Novos desenvolvimentos para a análise granulométrica

Método da lei de potência

Abordagens mais recentes têm sido dadas à especificação de curvas granulométricas. Algumas buscam relacionar a granulometria dos agregados com o desempenho da mistura asfáltica, outras, com suas propriedades volumétricas ou ambos.

Ruth (2000) determinou a inclinação e o intercepto das curvas granulométricas de agregados graúdos e miúdos. Para tanto, o autor recorreu a análises de regressão por lei de potência, obtendo as Equações 2 e 3 para os agregados graúdos e miúdos, respectivamente.

$$P_G = a_G d^{n_G} \quad (2)$$

$$P_M = a_M d^{n_M} \quad (3)$$

Onde P é o percentual passante, d é a abertura da peneira (mm) e a e n são constantes de regressão. Os subscritos G e M indicam, respectivamente, os agregados graúdos (retidos na peneira de 4,75 mm) e os miúdos (passantes na peneira de 4,75 mm).

As constantes de regressão avaliam e classificam as curvas granulométricas de acordo com o desempenho. Conforme propôs Ruth (2000), as principais características que favorecem a estrutura granulométrica são a continuidade e o equilíbrio entre os agregados de tamanho intermediário (1,18; 2,36 e 4,75mm), uma razoável redução na quantidade de agregado miúdo e um teor de fíler inferior a 6%. Embora o método de lei de potência tenha introduzido novos conceitos para o tratamento de distribuições granulométricas em misturas asfálticas, o mesmo traduz-se numa abordagem empírica que depende fortemente da regressão de dados.

Método Bailey

O método Bailey foi proposto como um procedimento mais sistemático para definir a composição granulométrica que conferisse trabalhabilidade e desempenho à mistura asfáltica. Suas origens datam da década de 1980 com o engenheiro Robert Bailey do Departamento de Transportes de Illinois e foi, posteriormente, refinado por Vavrik *et al.* (2002). Seu foco é o empacotamento das partículas de agregado baseado no VAM.

A aplicação do método Bailey segue três princípios básicos, quais sejam:

1. Definição dos agregados graúdos e miúdos;
2. Avaliação volumétrica do intertravamento dos agregados;
3. Análise da granulometria proposta.

Considerando o empacotamento das partículas, o método Bailey redefine a classificação de agregado graúdo e miúdo (SHEN e YU, 2011). Nos Estados Unidos, a peneira nº 4 (4,75 mm) é fixada para a separar a fração graúda da miúda independentemente do TMN da composição de agregados. O método Bailey define agregados graúdos como os tamanhos de partículas que quando adicionadas em um volume unitário criam vazios, enquanto os agregados miúdos são os tamanhos de partículas que preenchem estes vazios (YU, 2012).

A separação entre as frações graúda e miúda é definida pela Peneira de Controle Primário (PCP) em função do TMN da composição granulométrica. Esta peneira de controle é estimada como a abertura da peneira mais próxima a $0,22 \cdot \text{TMN}$. A partir do percentual retido na PCP, a qual varia em função do TMN de cada mistura conforme apresentado na AASHTO M 323 (2013), classifica-se a composição granulométrica escolhida em graúda ou miúda.

O multiplicador 0,22 pode ser interpretado como a razão média entre os diâmetros das partículas e os diâmetros dos vazios formado por partículas iguais considerando o fraturamento das faces. Embora esse valor não seja o mais exato para a totalidade das misturas asfálticas, pois depende da maneira como as partículas estão arrançadas, a sua utilização é conveniente, visto que representa o valor médio dentro do intervalo de variação do diâmetro de vazios numa análise 2D [0,15 (nenhuma face fraturada) a 0,29 (todas as faces fraturadas)] (GUARIN, 2009).

Além da PCP, outras peneiras também são definidas: Peneira de Controle Secundário (PCS), Peneira de Controle Terciário (PCT) e Peneira Média (PM). O material passante na PCP e retido na PCS é denominado como a fração graúda do agregado miúdo. Já o material passante na PCS é denominado como a fração miúda do agregado miúdo, a qual é avaliada pela PCT. A PM é utilizada para avaliação do agregado graúdo.

A seleção de uma granulometria parte da Massa Específica Escolhida (MEE), que para misturas graúdas e miúdas corresponde a um percentual da Massa Específica Solta (MES). Essa última é definida como a quantidade de agregado que preenche determinado volume sem ser aplicado nenhum esforço de compactação. Também define-se a Massa Específica Compactada (MEC), que é a quantidade de agregado que preenche um determinado volume com a aplicação de um esforço de compactação específico (VAVRIK *et al.*, 2002).

Para a análise da granulometria proposta, o método Bailey define três parâmetros de proporção, os quais permitem a verificação de algumas características da mistura asfáltica. A proporção de Agregados Graúdos (AG) está relacionada à trabalhabilidade e à propensão à segregação da mistura asfáltica. A quantidade de material miúdo e a estabilidade estão associadas à proporção Graúda do Agregado Miúdo (GAM). Já a proporção Fina do Agregado Miúdo (FAM) influencia no VAM das misturas asfálticas. As proporções AG, GAM e FAM são expressas pelas Equações 4, 5 e 6, respectivamente.

$$AG = \frac{PM - PCP}{100 - PM} \quad (4)$$

$$GAM = \frac{PCS}{PCP} \quad (5)$$

$$FAM = \frac{PCT}{PCS} \quad (6)$$

Onde PM , PCP , PCS e PCT representam os percentuais de material passantes nas peneiras Média, Controle Principal, Controle Secundário e Controle Terciário.

Os intervalos recomendados para cada um desses parâmetros são apresentados em Vavrik *et al.* (2002). Destaca-se que diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos no Brasil com a utilização do método Bailey e uma dificuldade encontrada é a composição de curvas granulométricas que atendam integralmente aos intervalos sugeridos, conforme consta em Cunha (2004), Mendes (2011), Wargha Filho (2013) e Ferreira *et al.* (2016a).

Devido a sua fundamentação na experiência prática e na teoria do empacotamento de partículas, o método Bailey vem sendo considerado como um método apropriado para a seleção granulométrica de misturas asfálticas. Contudo, é justamente por sua base prática que o método Bailey necessita de uma calibração para materiais e condições locais, conforme alerta Yu (2012). Neste sentido, as recorrentes dificuldades para aplicação do método encontradas no Brasil sustentam esta colocação, apontando para a necessidade de sua adaptação.

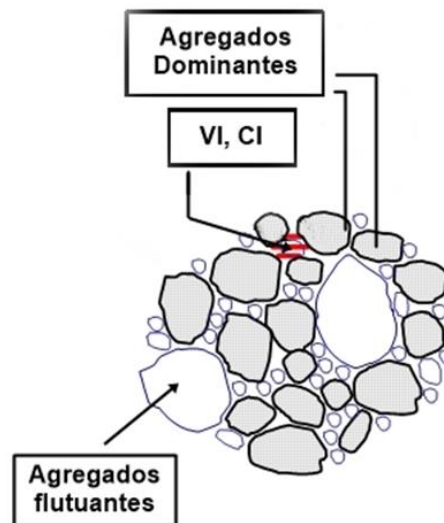
Método FAD (DASR model)

Ferreira *et al.* (2016a) apresentam a vantagem de utilização do método de Faixa de Agregados Dominantes (FAD) em relação ao método Bailey. O método FAD permite avaliar a

estrutura granulométrica de misturas asfálticas objetivando a composição de um esqueleto pétreo que confira estabilidade e resistência à deformação permanente. Essa resistência é garantida por um contato adequado entre partículas suficientemente graúdas. Kim (2006) estabelece que apenas as partículas iguais ou maiores que 1,18mm (peneira nº 16) contribuem efetivamente para tal resistência.

A mistura asfáltica é descrita como sendo formada pela Faixa de Agregados Dominantes (FAD) e pelo Volume Intersticial (VI). O primeiro é responsável pela resistência à deformação permanente, enquanto o segundo está ligado ao trincamento por fadiga e à energia de ruptura da mistura, além de manterem as partículas da FAD unidas, conferindo adesão e resistência à tração (KIM, 2006; GREENE *et al.*, 2014). Compõem o VI, os agregados inferiores à FAD, o ligante asfáltico e os vazios da mistura asfáltica, todos chamados de Componentes Intersticiais (CI). Destaca-se que nem todos os agregados suficientemente graúdos irão compor a FAD (KIM, 2006). Há a consideração de quais partículas com dimensões superiores à FAD flutuam na matriz de agregados de modo que não havendo contato entre as mesmas não há contribuição relevante para a resistência à deformação permanente. Os conceitos do método FAD são ilustrados na Figura 4.

Figura 4 – Mistura asfáltica segundo o método FAD



Fonte: Adaptada de Kim (2006)

A determinação de quais tamanhos de partículas compõem a FAD é feita a partir da avaliação da proporção relativa entre os agregados retidos a cada duas peneiras consecutivas, desde a maior peneira a reter alguma partícula até a peneira nº 16. Ao avaliar o espaçamento médio entre os agregados, Kim (2006) identificou que essa grandeza cresce rapidamente

quando a proporção relativa é inferior a 0,43 ou superior a 2,33. Ou seja, dentro desse intervalo os agregados mantêm um espaçamento relativamente constante e garantem um contato efetivo necessário para formar o esqueleto pétreo que será responsável por resistir à deformação permanente (FERREIRA, 2015).

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

A porosidade é uma medida adimensional definida como a proporção relativa entre o volume de vazios e volume total de determinado material. No caso da porosidade FAD de misturas asfálticas, o volume de vazios da FAD é composto pelos agregados intersticiais e pelo VAM, e o volume total considerado no cálculo é igual ao volume total da mistura asfáltica subtraindo-se o volume de agregados flutuantes. A Equação 4 expressa esse cálculo.

$$\eta_{FAD} = \frac{V_{v(FAD)}}{V_{T(FAD)}} = \frac{V_{IC,ag} + VAM}{V_{TM} - V_{ag>FAD}} \quad (4)$$

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

2.1.3. Estrutura interna da mistura asfáltica

O termo estrutura interna da mistura asfáltica diz respeito à quantidade e distribuição espacial do ligante asfáltico, dos agregados e dos vazios com ar (MASAD *et al.*, 1999). Desse modo, a estrutura interna de uma mistura asfáltica é função das proporções e propriedades de seus constituintes e do método de compactação do material. Conforme já mencionado, os agregados desempenham um papel fundamental na resistência à deformação permanente, sendo, por isso, equiparados ao esqueleto da mistura asfáltica. Nessa idealização, acredita-se que o carregamento aplicado ao material é transferido pelos contatos intergranulares (SEFIDMAZGI, 2011).

A partir da análise mecânica do contato intergranular no interior de misturas asfálticas, Zhu e Nobes (2000) demonstraram que ao aplicar uma solicitação mecânica em uma mistura asfáltica, a transmissão interna de cargas é influenciada, sobretudo, pela interação entre os agregados e o ligante asfáltico nas áreas de contato entre partículas adjacentes. Previamente, Zhu e Dass (1996) e Zhu (1998) já haviam obtido modelos constitutivos que mostravam que as propriedades geométricas do contato entre as partículas afetam a distribuição de tensões na mistura asfáltica como um todo. Cita-se como exemplo de propriedades geométricas a área e a orientação de contato intergranular. Tais constatações relativas aos mecanismos internos de transmissão de cargas reforçam a consideração dos agregados como o esqueleto pétreo da mistura asfáltica. Recentemente, outros trabalhos também têm considerado a estrutura interna de contato dos agregados na mistura asfáltica como uma importante propriedade micromecânica relacionada à deformação permanente. Como ferramenta, lança-se mão de técnicas de Processamento Digital de Imagens (PDI) (COENEN *et al.*, 2012; SEFIDMAZGI *et al.*, 2012; SEFIDMAZGI e BAHIA, 2016; JIANG *et al.*, 2017).

Ressalta-se que essa percepção do papel estrutural dos agregados na mistura asfáltica não é recente. Nijboer (1948) já destacava a importância dos agregados graúdos para que as misturas asfálticas alcançassem as propriedades mecânicas desejadas, principalmente a resistência à deformação permanente. O referido autor afirmava que ao aumentar a quantidade de agregados graúdos na composição granulométrica, haveria a formação de um esqueleto resistente a partir dessas partículas. Esse esqueleto seria independente do tamanho máximo dos agregados e função apenas da quantidade de agregados graúdos. Em seu trabalho, o intertravamento do esqueleto de agregados graúdos é considerado o melhor mecanismo de resistência à deformação permanente. Além disso, caso a quantidade de agregados graúdos seja adequada, não deve haver maiores preocupações com os agregados miúdos. Todavia, atualmente sabe-se que o excesso de material miúdo e fino produz uma espécie de lubrificação entre os agregados mais graúdos, o que pode prejudicar a resistência à deformação permanente.

Um conceito elaborado por Nijboer (1948), e que também está presente no método FAD, é o de agregados flutuantes. Quando uma mistura asfáltica possui uma pequena quantidade de agregados graúdos essas partículas podem ser consideradas como sólidos em suspensão numa mistura de ligante asfáltico e agregados miúdos.

Nota-se que muitas das ideias propostas por Nijboer (1948) são retomadas no trabalho de Kim (2006). Enquanto aquele idealiza a existência de um esqueleto pétreo responsável pela resistência à deformação permanente nas misturas asfálticas, este último

estabelece um método de análise granulométrica capaz de identificar quais tamanhos de partícula compõem tal esqueleto.

Segundo Wang (2011), são parâmetros importantes para caracterizar a estrutura interna de um material granular, como é o caso da mistura asfáltica, o número médio de contatos entre as partículas de agregados e a orientação dessas partículas. A segregação dos agregados também é um fator que deve ser considerado, uma vez que a falta de homogeneidade pode favorecer o desenvolvimento dos defeitos, incluindo o ATR (MASAD *et al.*, 1999).

2.2. Influência do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente

No Brasil, alguns trabalhos já mostraram claramente o papel do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente da mistura asfáltica. Santanna-Greco (2004) concluiu que tanto a modificação do ligante asfáltico quanto o seu envelhecimento aumentam o desempenho da mistura asfáltica quanto à deformação permanente. Relativamente à modificação por polímeros, Cezaro Junior (2008) e D'Antona e Frota (2011) chegaram às mesmas conclusões a partir do estudo de misturas asfálticas dosadas com ligantes modificados por borracha de pneu moída e outros polímeros (e.g., EVA). A partir da análise de diferentes misturas asfálticas produzidas com a mesma granulometria, mas utilizando ligantes asfálticos com distintas modificações, Onofre (2012) evidenciou a significativa influência do ligante asfáltico no desempenho final da mistura asfáltica. O uso de agentes modificadores para melhorar as propriedades dos ligantes tem aumentado em todo o mundo e hoje está consagrado em nosso país (CERATTI *et al.*, 2015).

Embora tenham sido destacados alguns aspectos positivos do ligante asfáltico para a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica, uma dosagem imprópria pode resultar em um material suscetível ao acúmulo de deformação (ROBERTS *et al.*, 1996). De maneira mais precisa, o excesso de ligante pode acarretar o desenvolvimento de deformação permanente. Em maiores temperaturas o ligante asfáltico torna-se menos viscoso e tende a produzir uma lubrificação no interior do esqueleto pétreo. Consequentemente, o intertravamento e a capacidade estrutural do esqueleto da mistura asfáltica são reduzidos.

2.2.1. Envelhecimento do ligante asfáltico

Segundo Airey (2003), as severas condições de temperatura durante a usinagem e compactação da mistura asfáltica, além das ações ambientais sobre o material durante sua vida

de serviço, levam o material ao envelhecimento. Enquanto a primeira condição é chamada de envelhecimento de curto prazo, a segunda recebe o nome de envelhecimento de longo prazo. No processo de envelhecimento, o ligante asfáltico experimenta alterações químicas, físicas, mecânicas e reológicas (FERNÁNDEZ-GÓMEZ *et al.*, 2013).

Há basicamente três mecanismos de envelhecimento: (i) volatilização das frações mais leves do ligante asfáltico (maltenos) (LESUEUR, 2009); (ii) oxidação ao longo da vida de serviço da mistura asfáltica (PETERSEN, 2009); e (iii) endurecimento isotérmico (SWIERTZ, 2010). O primeiro mecanismo é predominante no envelhecimento de curto prazo, sobretudo na etapa de usinagem, resultando no aumento da viscosidade do ligante asfáltico, caracterizando-se como um processo irreversível. Alguns pesquisadores indicam que a viscosidade pode aumentar em até cinco vezes (CHRISTENSEN e ANDERSON, 1992). A oxidação também é um processo irreversível e ocorre no envelhecimento de longo prazo como resultado de reações químicas entre os componentes orgânicos do ligante asfáltico e o oxigênio atmosférico e os raios ultravioletas (UV) (FERNÁNDEZ-GÓMEZ *et al.*, 2013). Como resultado do processo de oxidação há um aumento na fração de asfaltenos no ligante asfáltico. Já o mecanismo de endurecimento isotérmico é resultado de um rearranjo molecular (MASSON *et al.*, 2005), sendo portanto, um processo reversível.

Azari e Mohseni (2013) destacam que o efeito do envelhecimento de curto de prazo (volatilização) é naturalmente incorporado nos resultados dos ensaios de deformação permanente. Por outro lado, o efeito do envelhecimento de longo prazo (oxidação) não é tão conhecido. Azari (2011) obteve indícios de que a resistência à deformação aumenta de acordo com o tempo de envelhecimento. Por outro lado, Babadopulos *et al.* (2016) avaliaram a resistência à deformação permanente de uma mistura asfáltica em três níveis de envelhecimento. Os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida indicam claramente que há uma menor suscetibilidade ao acúmulo de deformação permanente conforme as condições de envelhecimento aumentam (Tabela 2).

Tabela 2 – FN de misturas asfálticas sob diferentes tempos de envelhecimento

Resultados	Tempo de envelhecimento			
	Sem envelhecimento	2 dias a 85°C	2 dias a 135°C	45 dias a 85°C
FN (ciclos)	110	144	258	1373
MTD ($\mu\epsilon$ /ciclo)	92	74	34	7

Fonte: Adaptada de Babadopulos *et al.* (2016)

NOTA: MTD = Mínima Taxa de Deformação

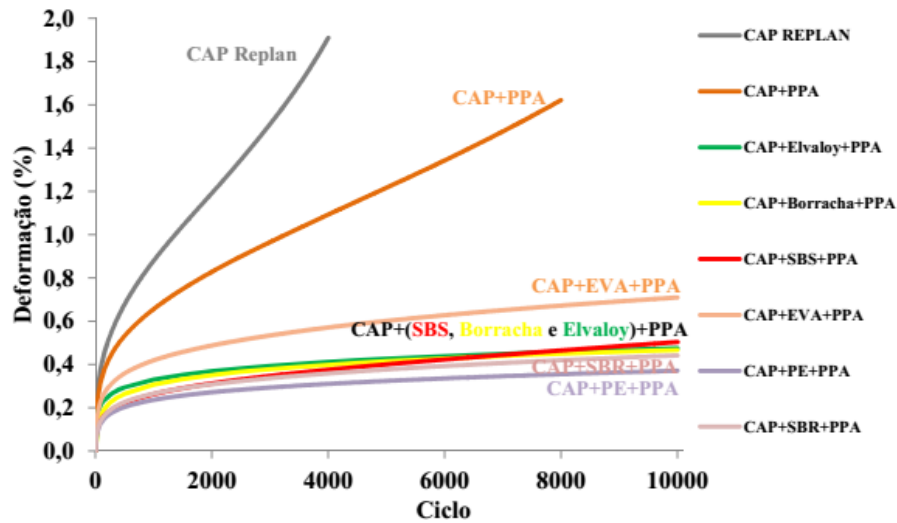
2.2.2. Modificação do ligante asfáltico

A utilização de polímeros como agente modificador de ligantes asfálticos traz uma série de benefícios às misturas asfálticas produzidas. Tais misturas apresentam maior resistência ao trincamento térmico, reduzido dano por fadiga, menor suscetibilidade térmica e maior resistência à deformação permanente (YILDIRIM, 2007). Bernucci *et al.* (2010) destacam que para a maioria das aplicações rodoviárias, os asfaltos convencionais têm bom comportamento, atendendo aos requisitos de desempenho. Contudo, situações com elevado volume de tráfego, condições adversas de clima ou grandes diferenças térmicas entre o verão e o inverno exigem a utilização de asfaltos modificados a fim de garantir adequado desempenho ao longo de sua vida de projeto.

Segundo Thompson e Hoiberg (1979), o processo de modificação de ligantes asfálticos por polímeros naturais e sintéticos foi patenteado por volta do ano de 1843. Atualmente, diferentes modificadores têm sido constantemente utilizados. Cita-se o SBS (estireno-butadieno-estireno), SBR (borracha estireno-butadieno), Elvaloy®, borracha de pneu moído, EVA, PVC, polietileno, entre outros. Também se utiliza modificadores que não são classificados como polímeros, como por exemplo o ácido polifosfórico (PPA) e as argilas organofilizadas (TOMÉ, 2014). Para quaisquer das modificações, normalmente obtém-se ligantes asfálticos com maior viscosidade, coesividade e ductilidade (KING, 1999).

A Figura 5 mostra um dos resultados para o ensaio uniaxial de carga repetida obtidos por Onofre (2012), onde fica claro o ganho de resistência propiciado pelo tipo de modificação do ligante asfáltico. Ressalta-se novamente que todas as 17 misturas asfálticas foram produzidas com a mesma granulometria, ou seja, possuíam o mesmo esqueleto pétreo.

Figura 5 – Resultados do ensaio uniaxial de carga repetida (CAP + polímero + PPA)

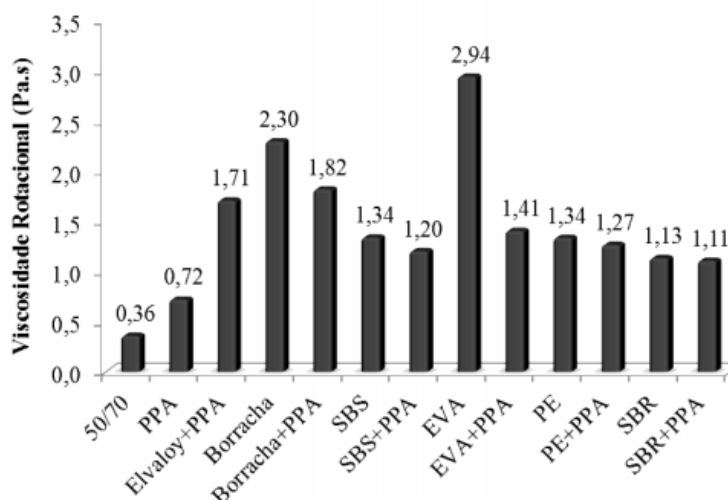


Fonte: Onofre (2012)

Diante dos resultados apresentados por Onofre (2012), fica claro que apesar do esqueleto pétreo da mistura asfáltica influenciar seu comportamento mecânico frente ao desenvolvimento de deformação permanente, conforme demonstrado por Ferreira *et al.* (2016b), a melhoria das propriedades mecânicas e reológicas do ligante asfáltico advinda das modificações confere ganhos significativos de resistência.

Sefidmazgi (2011) já havia identificado que misturas asfálticas com a mesma granulometria, porém com ligantes asfálticos com diferentes modificações possuíam estruturas internas significativamente distintas. Diferentes modificações induzem diferentes viscosidades. Domingos *et al.* (2012) comparam as viscosidades rotacionais de 13 dos ligantes asfálticos utilizados por Onofre (2012), obtendo o resultado mostrado na Figura 3. Ao se comparar as Figuras 2 e 3 nota-se uma tendência dos ligantes asfálticos com menores viscosidades possuírem maiores percentuais de deformação permanente ao fim do ensaio uniaxial de carga repetida.

Figura 6 – Viscosidades rotacionais a 135 °C



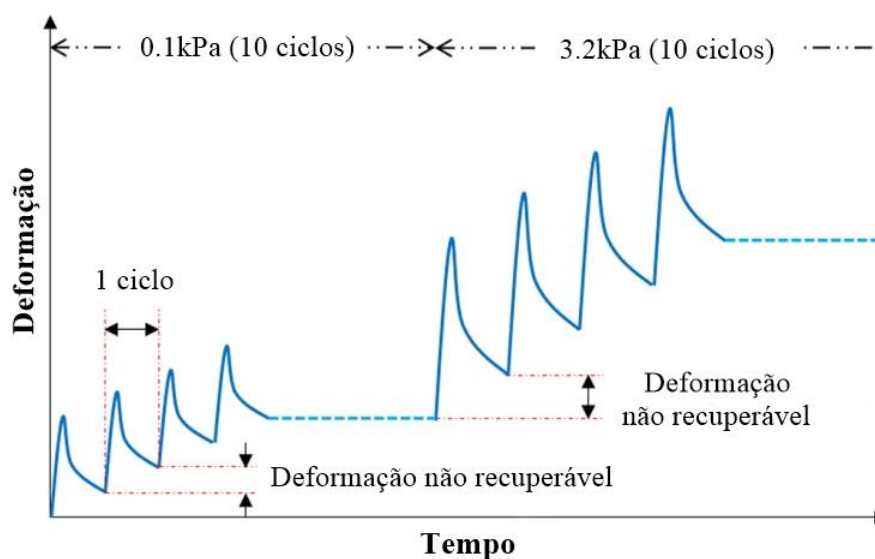
Fonte: Domingos *et al.* (2012)

2.2.3. Ensaio de fluência e recuperação sob tensões múltiplas

O *Multiple Stress Creep Recovery* (MSCR) é um ensaio desenvolvido para caracterizar as propriedades dos ligantes asfálticos relacionadas à deformação permanente das misturas (D'ANGELO, 2009). Esse ensaio tem potencial para fornecer informações tanto do desempenho do ligante asfáltico como de sua composição. Atualmente as especificações relativas ao MSCR são as normas AASHTO TP 70 (2013) e AASHTO M 332 (2014).

O ensaio MSCR recorre aos conceitos já estabelecidos de fluência e recuperação (*creep* e *recovery*) para avaliar o potencial do ligante asfáltico ao desenvolvimento de deformação permanente (FHWA, 2011). O ensaio é conduzido em um reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) utilizando uma amostra de 25 mm de diâmetro e 1 mm de espessura na maior temperatura de serviço do ligante. A cada ciclo, a amostra é submetida a 0,1 segundo de carregamento seguido por 0,9 segundo de descanso. No total são realizados 20 ciclos, sendo 10 para cada nível de tensão, quais sejam, 0,1 kPa e 3,2 kPa. A Figura 4 ilustra, esquematicamente, o resultado típico desse ensaio.

Figura 7 – Resultado esquemático do ensaio MSCR



Fonte: Adaptada de Zhang *et al.* (2015)

As propriedades recuperáveis e não recuperáveis do ligante asfáltico são caracterizadas nesse ensaio, sendo, respectivamente, o percentual de recuperação (R) e a compliância não recuperável (J_{nr}) (ZHANG *et al.*, 2015). A J_{nr} é definida como a razão entre a deformação cisalhante não recuperável ao fim do ciclo de fluência e a tensão de cisalhamento aplicada. A partir da J_{nr} pode-se avaliar o potencial de resistência à deformação. Os valores de J_{nr} obtidos para os dois níveis de tensão são relacionados de modo a obter-se a $J_{nr,dif}$ (Equação 5), a qual estima a sensibilidade do ligante asfáltico a situações inesperadas de carregamento e/ou temperatura.

$$J_{nr,dif} = \left[\frac{J_{nr3.2} - J_{nr0.1}}{J_{nr0.1}} \right] \times 100 \quad (5)$$

As especificações Superpave limitam o valor de $J_{nr,dif}$ a 75% na temperatura alta do PG. Conforme relatam Domingos e Faxina (2016), o desenvolvimento do ensaio MSCR permitiu que fossem estabelecidos intervalos para o valor de J_{nr} a 3,2 kPa na temperatura alta do PG com o objetivo de indicar o ligante asfáltico mais apropriado para cada nível de tráfego (Tabela 3). Dessa forma, espera-se que as misturas asfálticas produzidas apresentem menor suscetibilidade à deformação permanente.

Tabela 3 – Valores de J_{nr} de acordo com o tipo de tráfego

Limites $J_{nr3,2}$	Nível de tráfego	Tráfego
$\leq 4,5 \text{ kPa}^{-1}$	S	< 10 milhões
$\leq 2,0 \text{ kPa}^{-1}$	H	> 10 milhões
$\leq 1,0 \text{ kPa}^{-1}$	V	> 30 milhões
$\leq 0,5 \text{ kPa}^{-1}$	E	> 30 milhões*

Fonte: Adaptada da ASTM D7405 (2010)

NOTAS: (1) S – *Standard* (tráfego padrão); H – *Heavy* (tráfego pesado); V – *Very Heavy* (tráfego muito pesado); E – *Extreme* (tráfego extrapesado); (2) * com tráfego permanente.

Diversos trabalhos indicam que J_{nr} é um bom indicador da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas (D'ANGELO, 2009; ZHANG *et al.*, 2015; BASTOS, 2016). Embora esse parâmetro não seja capaz de explicar tal resistência de maneira completa, o mesmo permite a seleção e utilização dos materiais mais indicados de acordo as condições de projeto.

2.3. Ensaio uniaxial de carga repetida

Atualmente, o ensaio uniaxial de carga repetida, popularizado principalmente a partir do trabalho de Witczak *et al.* (2002), é um dos principais ensaios para determinação da capacidade de resistência à deformação permanente em misturas asfálticas. Os resultados obtidos nesse ensaio não permitem uma análise mecanicista do comportamento das misturas, servindo unicamente para ranqueamento. Também conhecido por *creep* dinâmico, o procedimento para a realização do ensaio uniaxial de carga repetida foi recentemente normatizado no Brasil por meio da NBR 16505 (2016). Convém destacar que também está em elaboração pelo DNIT uma norma correspondente para o referido ensaio. Em nosso país, realiza-se o ensaio uniaxial de carga repetida aplicando um carregamento de 204 kPa durante 0,1 segundo e permitindo que a amostra repouse por 0,9 segundo. O repouso ocorre com carregamento de 5% da tensão principal (10,2 kPa). Esse ensaio é conduzido a uma temperatura constante de 60°C.

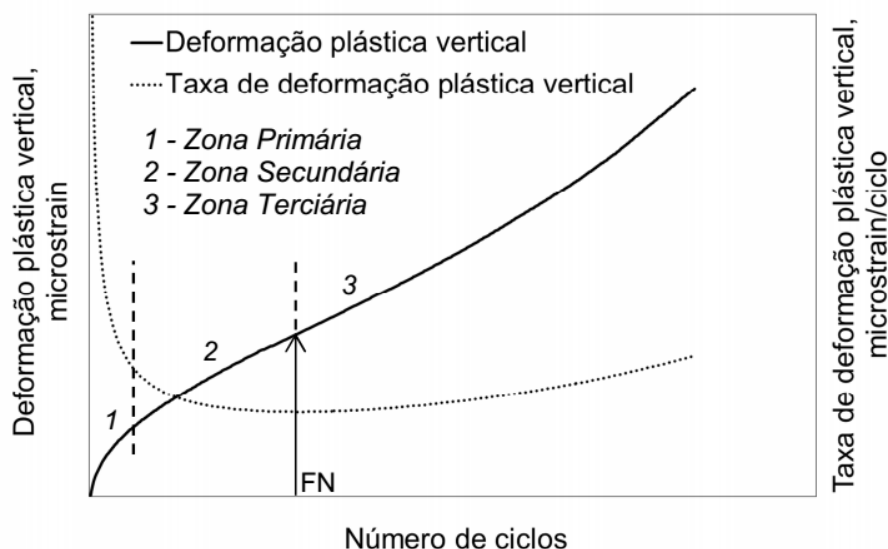
Witczak *et al.* (2002) descrevem o acúmulo de deformação permanente em misturas asfálticas segundo três zonas, a saber, primária, secundária e terciária. Sefidmazgi e Bahia (2016) assim caracterizam cada uma dessas zonas:

- Zona primária: Predomina o mecanismo de densificação ou redução volumétrica. A taxa de deformação é elevada e ocorre um aumento do empacotamento dos agregados;
- Zona secundária: O esqueleto pétreo inicia uma deformação devido ao cisalhamento. Como a estrutura interna ainda é estável, a deformação ocorre a uma taxa praticamente constante;
- Zona terciária: A distribuição de tensões no interior da mistura asfáltica torna alguns pontos do esqueleto pétreo excessivamente deformados, resultando em uma estrutura estaticamente instável. Desse modo, uma deformação abrupta ocorre após determinado ciclo de carregamento, o qual é denominado *Flow Number* (FN).

O momento (ciclo) de início da zona terciária pode ser entendido como um rearranjo da estrutura interna. Nesse ponto, a taxa de deformação permanente atinge seu valor mínimo. Se o esqueleto pétreo da mistura asfáltica for extremamente intertravado, a mistura pode não atingir a zona terciária (SEFIDMAZGI e BAHIA, 2016).

Além da consideração do FN, a inclinação da reta na zona secundária também deve ser levada em consideração na avaliação da resistência à deformação permanente da mistura asfáltica. De acordo com esse método de ensaio, uma mistura será resistente ao ATR se apresentar baixas inclinações na zona secundária (pequeno valor de deformação permanente ao fim do ensaio) e um elevado FN (longo tempo de ensaio). A Figura 8 traz um resultado típico desse ensaio. Além do alcance do FN, outros dois critérios podem determinar o fim do ensaio: (1) a mistura atinge 10.000 ciclos; ou (2) a mistura atinge 5% de deformação para ensaios confinados e 2% de deformação para ensaios não confinados (DONGRÉ *et al.*, 2009).

Figura 8 – Resultado típico de um ensaio uniaxial de carga repetida



Fonte: NBR 16505 (2016)

Witczak *et al.* (2002) encontraram correlações estatísticas variando de boas ($R^2 = 0,75$) a excelentes ($R^2 = 0,98$) entre o FN e os valores de ATR medidos em seções de trechos experimentais monitorados. Esses resultados apontaram para a potencialidade do FN ser utilizado como parâmetro de avaliação da resistência à deformação permanente nas misturas asfálticas, conforme foi recentemente adotado no Brasil.

Diversos pesquisadores buscaram correlacionar os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida com o desempenho de campo das misturas asfálticas a partir do estabelecimento de critérios para o FN em função do nível de tráfego de projeto. Nacionalmente, os primeiros critérios foram propostos a partir do estudo de 9 misturas asfálticas dosadas em laboratório por Nascimento (2008). Sugestões mais recentes também foram apresentadas fora do Brasil. Cita-se o NCHRP Report 673 (2011) e o trabalho de Bonaquist (2012). Enquanto este teve seu desenvolvimento a partir dos resultados de 188 ensaios uniaxiais de carga repetida, aquele foi baseado nas misturas asfálticas de 6 pistas da FHWA e 27 laboratoriais. Destaca-se que todos os trabalhos citados utilizam diferentes protocolos de ensaio.

Inserido no contexto do novo método de dimensionamento brasileiro, Bastos *et al.* (2017) propuseram novos critérios de FN em função do nível de tráfego de projeto (Tabela 4) a partir da análise laboratorial e de campo de 12 trechos experimentais. Tais critérios, juntamente com a norma NBR 16505 (2016), representam um grande avanço para a pavimentação nacional. O protocolo de ensaio adotado no referido trabalho é o mesmo sugerido por Witczak *et al.* (2002).

Tabela 4 – Critérios de FN para diferentes níveis de tráfego

	Níveis de tráfego		
	Médio	Pesado	Extremamente pesado
	$3 \times 10^6 < N \leq 1 \times 10^7$	$1 \times 10^7 < N \leq 3 \times 10^7$	$N > 3 \times 10^7$
Critério	FN > 100	FN > 300	FN > 1000

Fonte: Adaptada de Bastos *et al.* (2017)

Além do ensaio uniaxial de carga repetida, foi proposto um melhoramento deste ensaio por meio da aplicação de uma tensão confinante, originando o ensaio triaxial de varredura de tensões ou TSS (*Triaxial Stress Sweep*) (CHOI e KIM, 2013). O confinamento visa aproximar as condições de ensaio das condições de campo. A este ensaio está associado um modelo viscoplástico que permite a simulação do desenvolvimento de deformação permanente no pavimento ao longo de sua vida de serviço. O ensaio TSS foi introduzido no Brasil por Borges (2014). Por outro lado, Bastos *et al.* (2016b) propuseram uma alteração no protocolo original de ensaio de modo a melhor representar as condições de cargas e as estruturas utilizadas em nosso País.

2.3.1. Modelos de previsão de FN

É possível encontrar na literatura diversos modelos concebidos no intuito de prever o FN das misturas asfálticas (KALOUSH, 2001; KVASNAK *et al.*, 2007; RODEZNO *et al.*, 2010; BASTOS *et al.*, 2016a). A adoção de um modelo de previsão não substitui a execução do ensaio em laboratório, contudo fornece um indicativo da capacidade da mistura asfáltica resistir à deformação permanente. Normalmente, esses modelos utilizam informações dos materiais constituintes da mistura asfáltica e seus resultados preditivos estão condicionados ao protocolo de ensaio utilizado em seu desenvolvimento.

Utilizando uma base de dados contendo 135 ensaios uniaxiais de carga repetida, Kaloush (2001) desenvolveu um modelo de previsão de FN (Equação 6) a partir de informações volumétricas da mistura asfáltica, tipo de ligante asfáltico e temperatura de ensaio.

$$FN = (432367000)(T^{-2.215})(Visc^{0.312})(V_{bef}^{-2.6604})(Vv^{-0.1525}) \quad (6)$$

Onde T é a temperatura de ensaio em °F; $Visc$ é a viscosidade do ligante asfáltico a 70 °F (≈ 21 °C); V_{bef} é o teor efetivo de ligante asfáltico (%) e Vv é o volume de vazios da mistura asfáltica (%).

Kvasnak *et al.* (2007) desenvolveram uma equação preditiva de FN para o estado de Wisconsin a partir do ensaio de 17 misturas asfálticas (Equação 7). Além de características de composição das próprias misturas, esse modelo leva em consideração o número de giros utilizado para compactação (G).

$$\log FN = 2,866 + 0,00613G + 3,86Visc - 0,072VAM + 0,0282P_4 - 0,051P_{16} + 0,075P_{200} \quad (7)$$

Nesse modelo tem-se que $Visc$ é a viscosidade do ligante asfáltico a 70 °F (≈ 21 °C); VAM é o volume de vazios no agregado mineral (%) e P_4 , P_{16} , e P_{200} são os percentuais de agregado retidos nas peneiras nº 4, 16 e 200, respectivamente.

No Brasil, Bastos *et al.* (2016a) desenvolveram um modelo de previsão baseando-se apenas em um parâmetro granulométrico do método Bailey (proporção AG) e na forma 2D do agregado miúdo, conforme a Equação 8.

$$FN = \frac{(-2,1631 + X_2)}{(-1,0104 \cdot 10^{-2} - 1,3986 \cdot 10^{-3} X_1)} - \frac{215,27}{X_2} \quad (8)$$

Em que X_1 representa a forma 2D do agregado miúdo obtida no *AIMS2* e X_2 , a proporção AG. O *AIMS2* (*Aggregate Image Measurement System*) é um equipamento desenvolvido para analisar as propriedades de forma, de angularidade e de textura de agregados graúdos; e de angularidade e de forma de agregados miúdos. Destaca-se que a forma 2D quantifica a forma relativa dos agregados miúdos a partir de imagens bidimensionais das partículas. Maiores considerações sobre esse parâmetro e sobre o *AIMS2* podem ser obtidos em Al-Rousan (2004) e Bessa (2012).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. Misturas asfálticas

Para o desenvolvimento do presente trabalho foi compilado um banco de dados com informações referentes a 27 misturas asfálticas nacionais identificadas conforme a primeira coluna da Tabela 5. Na mesma tabela constam as informações mais relevantes para as análises aqui realizadas. As curvas granulométricas são mostradas na Figura 9.

Tabela 5 – Dados das misturas asfálticas estudadas

ID	Referências	TMN (mm)	Origem dos agregados	Tipo de ligante asfáltico	Teor de CAP (%)	Viscosidade rotacional a 135°C (Pa.s)	FN	
M1	Ferreira (2015)	12,5	Gnaisse	50/70	5,8	0,69	30	
M2	Bessa (2012)		Granito-fonolito		4,8	0,35	232	
M3	Nascimento (2008)	9,5	Gnaisse-granito	20	4,9	0,36	191	
M4	Nascimento (2008)	25			4,2	0,36	531	
M5	Almeida Jr. (2016)	19	Diabásio	50/70	4	0,33	444	
M6	Almeida Jr. (2016)				3,7	0,33	597	
M7	Almeida Jr. (2016)				3,7	0,33	662	
M8	Almeida Jr. (2016)				4	0,33	492	
M9	Pazos (2015)		-	30/45	4,3	0,43	340	
M10	Bastos (2016)		Gnaisse-granito		4,7	0,58	1214	
M11	Almeida Jr. (2016)		Diabásio	60/85-E	4,1	1,03	5367	
M12	Almeida Jr. (2016)		3,8		1,03	5528		
M13	Bastos (2016)		Gnaisse	50/70	4,5	0,52	795	
M14	Nascimento (2008)		12,5	Gnaisse-granito	20	4,6	0,36	384
M15	Nascimento (2008)		4,9			0,36	112	
M16	Onofre (2012)		-	50/70	4,3	0,39	117	
M17	Nascimento (2015)	Granito	4,4		0,36	490		
M18	Almeida Jr. (2016)	19	Diabásio	60/85-E	3,9	1,03	5165	
M19	Almeida Jr. (2016)				3,9	1,03	6300	
M20	Almeida Jr. (2016)			50/70	4,5	0,33	329	
M21	Almeida Jr. (2016)				4,3	0,33	370	
M22	Almeida Jr. (2016)		4,3	0,33	314			

continua

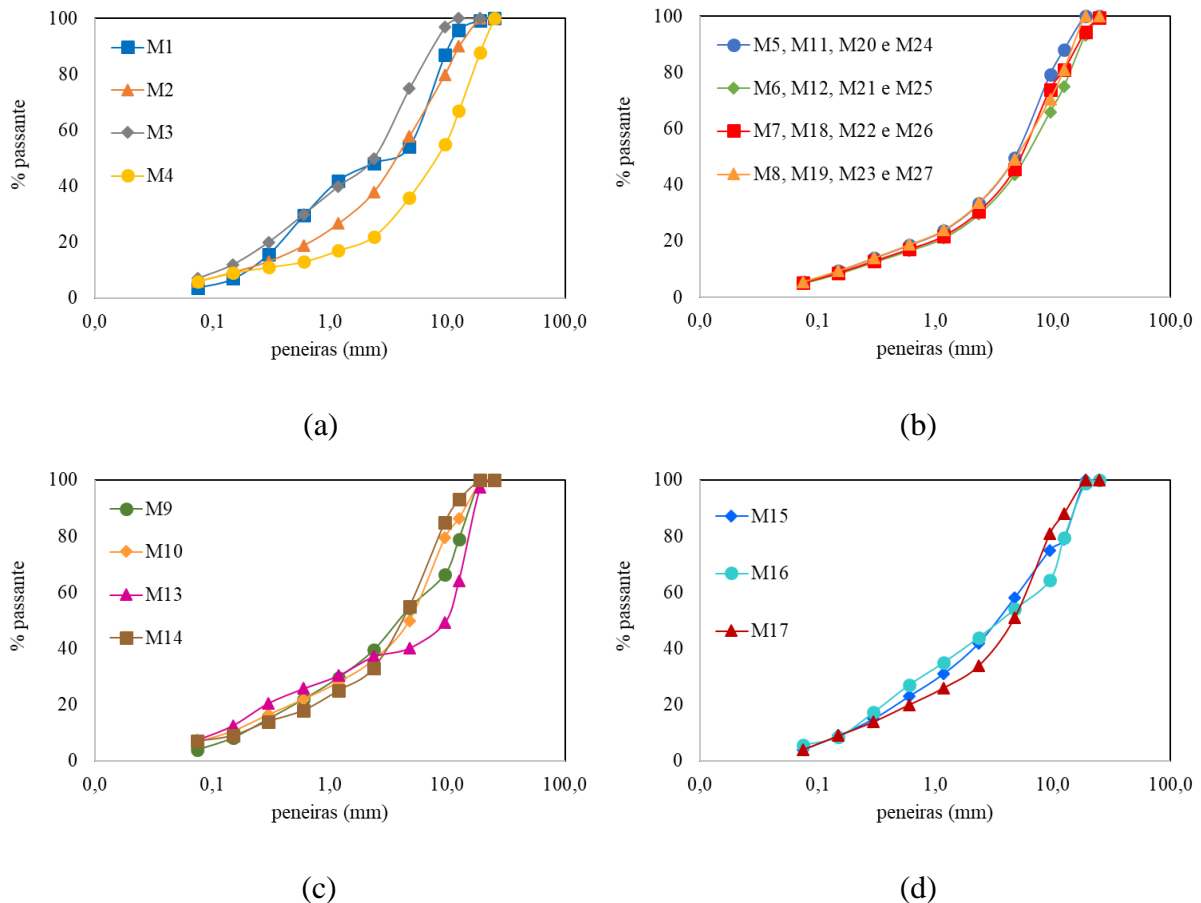
conclusão

ID	Referências	TMN (mm)	Origem dos agregados	Tipo de ligante asfáltico	Teor de ligante asfáltico (%)	Viscosidade rotacional a 135°C (Pa.s)	FN
M23	Almeida Jr. (2016)	19	Diabásio	50/70	4,4	0,33	449
M24	Almeida Jr. (2016)			60/85-E	4,7	1,03	1742
M25	Almeida Jr. (2016)				4,5	1,03	2976
M26	Almeida Jr. (2016)				4,6	1,03	2244
M27	Almeida Jr. (2016)				4,5	1,03	2945

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

NOTA: A classificação CAP 20 deixou de ser usada com a publicação da Resolução Nº 19 de 2005 da ANP. Contudo os ligantes em questão se enquadram no tipo 50/70 dentro da atual classificação (Nascimento, 2008).

Figura 9 – Curvas granulométricas da misturas asfálticas estudadas



Fonte: Elaborado pelo autor (2017)

Todas as misturas asfálticas estudadas possuem graduação densa, sendo que algumas delas possuem a mesma granulometria, diferenciando-se apenas no teor e tipo de ligante asfáltico utilizado na dosagem. Os agregados têm diferentes origens e são oriundos de quatro estados brasileiros, a saber, Ceará, Rio de Janeiro, São Paulo e Rio Grande do Sul.

Nota-se que entre os ligantes asfálticos de mesma classificação ocorrem diferenças em suas viscosidades, fato justificado pelas procedências distintas e pela natureza variável na composição do ligante asfáltico. Por fim, ressalta-se que todas as misturas foram submetidas ao ensaio uniaxial de carga repetida sob um protocolo semelhante (dimensões das amostras, carga, tempos de carregamento e descanso e temperatura).

3.2. Etapas metodológicas

3.2.1. Definição dos parâmetros granulométricos

O primeiro objetivo específico desta dissertação contempla a proposição de parâmetros granulométricos que expressem as propriedades de intertravamento entre as partículas de agregado. Para tanto, utilizou-se as hipóteses adotadas por Kim (2006) no desenvolvimento do método FAD (*DASR model*) e algumas considerações oriundas do método Bailey estabelecidas por Vavrik *et al.* (2002). Ferreira *et al.* (2016b) já mostraram a capacidade da porosidade FAD indicar a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Contudo, observa-se na Equação 4 que para a sua determinação há a necessidade de se conhecer o VAM da mistura asfáltica, o que inviabiliza a sua aplicação anteriormente à etapa de dosagem. A partir de análises do banco de dados levantado, buscou-se parâmetros alternativos à porosidade FAD para expressar a capacidade de resistência da granulometria escolhida.

Uma análise estatística foi conduzida para avaliar como os parâmetros granulométricos propostos se relacionam com o FN, o qual é o indicador de resistência à deformação permanente das misturas asfálticas que compõem o banco de dados. Os ajustes das regressões lineares foram avaliados pelo coeficiente de determinação (R^2), enquanto as regressões não lineares foram avaliadas por meio da taxa de erro padrão (Se/Sy).

Witczak *et al.* (2002) destacam que é importante reconhecer que para a avaliação de modelos de regressão não lineares, o R^2 nem sempre é uma boa medida descritiva da acurácia, uma vez que é apropriado para variáveis linearmente relacionadas. De acordo com Montgomery e Peck (1992), o valor de R^2 depende do número de observações (n), tendendo a crescer quando n diminui. Além do mais, sua magnitude é função da amplitude de variação da variável regressora (x). Em geral R^2 aumenta com a maior amplitude de variação de x . Ou seja, um valor grande de R^2 pode ser grande simplesmente porque x variou em uma amplitude muito grande e vice-versa.

A acurácia de modelos não lineares pode ser avaliada por meio da taxa de erro padrão (Se/Sy) (Witczak *et al.*, 2002), onde Se é o erro padrão da estimativa da regressão (Equação 9) e Sy é o desvio padrão da variável dependente (Equação 10).

$$Se = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Y_i - Y_i')^2} \quad (9)$$

$$Sy = \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (Y_i - \mu)^2} \quad (10)$$

Em que Y_i é o valor experimental, Y_i' é o valor estimado pela regressão, μ representa o valor médio e N é o número de dados da população.

As Equações 9 e 10 foram adotadas em todas as análises de regressão realizadas ao longo da presente dissertação, as quais foram executadas com o auxílio do software Microsoft Excel® 2016. Convém destacar que para classificar o nível de correlação entre as variáveis, recorreu-se aos critérios subjetivos propostos por Witczak *et al.* (2002), conforme a Tabela 6.

Tabela 6 – Critérios para o nível de correlação

Nível de correlação	Se/Sy
Excelente	< 0,35
Bom	0,36 - 0,55
Moderado	0,56 - 0,75
Fraco	0,76 - 0,90
Muito fraco	> 0,90

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

Diante da relativa aceitação do método Bailey como uma ferramenta útil para o projeto de misturas asfálticas resistentes à deformação permanente (DANIEL e RIVERA, 2009; GRAZIANI *et al.*, 2012), determinou-se os parâmetros Bailey (AG, GAM e FAM) de algumas das misturas asfálticas da Tabela 5. Em seguida, avaliou-se a potencialidade dos parâmetros granulométricos aqui propostos de servirem como ferramenta para a avaliação do esqueleto

pétreo das misturas em relação aos parâmetros Bailey, de modo a identificar qual dos métodos fornece melhores diretrizes para especificar uma estrutura resistente de agregados.

De modo a considerar apenas o efeito da distribuição de agregados, os parâmetros granulométricos foram desenvolvidos a partir da análise das misturas asfálticas produzidas com ligante asfáltico do tipo CAP 50/70 comum, pois são o maior número de misturas para um mesmo de tipo de ligante, o que permite melhores inferências comparativamente aos demais dados.

3.2.2. Validação dos parâmetros granulométricos por PDI

A utilização de imagens no estudo das misturas asfálticas tem se caracterizado com uma importante ferramenta para avaliar a sua estrutura interna, haja vista os diversos trabalhos desenvolvidos ao longo dos anos (YUE *et al.*, 1995; MASAD *et al.*, 1999; VASCONCELOS *et al.*, 2005; TASHMAN *et al.*, 2007; BESSA *et al.*, 2012; SEFIDMAZGI e BAHIA, 2016). Assim, recorreu-se ao PDI para determinar o potencial dos parâmetros granulométricos aqui sugeridos para descrever as características da estrutura interna das misturas asfálticas relacionadas à resistência à deformação permanente.

As estruturas internas de duas misturas asfálticas relacionadas na Tabela 5 (M10 e M13) foram analisadas no *software* IPAS2. Este *software* fornece informações relativas aos pontos de contato, a orientação e a distribuição espacial (segregação) dos agregados. Detalhes sobre o desenvolvimento e funcionamento do IPAS2 podem ser encontrados em Coenen *et al.* (2012), Sefidmazgi (2011) e Ribas (2016).

A conectividade do esqueleto pétreo é representada pelo número de zonas de contato. Quanto mais zonas de contato existem na estrutura interna, melhor é a distribuição de tensões no interior do material (SEFIDMAZGI *et al.*, 2012). Desse modo, a suscetibilidade ao acúmulo de deformação está diretamente relacionada às características das zonas de contato. No presente trabalho foram avaliados:

- Número de zonas de contato (N) por área da imagem analisada (por convenção 100cm²);
- Somatório dos comprimentos dos contatos (em mm) por área, denominado TPL (*Total Proximity Length*);
- Ângulo médio de orientação do contato em relação à horizontal (AAc);

- Índice da estrutura interna (ISI, *Internal Structure Index*), o qual é um parâmetro que combina o número de contatos entre os agregados (N), o comprimento dos contatos (cc) e a orientação dos contatos (θ) conforme a Equação 11.

$$ISI = \sum_{i=1}^N cc_i \times \text{sen}(\theta_i) \quad (11)$$

Para a avaliação das zonas de contato da estrutura interna de uma mistura asfáltica, o usuário deve definir a distância máxima a ser considerada na caracterização do contato entre os agregados. Adotou-se o valor de 0,5mm, o qual faz parte no intervalo identificado por Coenen *et al.* (2012) [0,15 a 0,75] em que a distância de contato atribuída não afeta significativamente o número total de zonas de contato identificadas na imagem.

Para cada uma das misturas asfálticas submetidas à caracterização por PDI foram utilizados dois corpos-de-prova com 15cm de altura e 10cm de diâmetro. Cada uma dessas amostras foi serrada longitudinalmente e teve suas faces internas digitalizadas. Sefidmazgi (2011) concluiu que o número mínimo seções a serem avaliadas em um corpo-de-prova de modo a representar as características 3D da amostra é seis. A Figura 10 mostra o modo de corte dos corpos-de-prova. A partir do centro da amostra foram feitas duas marcações, à direita e à esquerda, distantes 2,5cm. Desse modo, o corpo-de-prova foi reduzido a quatro fatias, as quais geraram seis imagens.

Figura 10 – Esquema de corte dos corpos-de-prova



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

3.2.3. Proposição de um método de previsão de resistência à deformação permanente

O terceiro objetivo específico diz respeito ao estabelecimento de um método simples para estimar a resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Adotou-se uma premissa básica a partir da revisão de literatura, qual seja, o grau de intertravamento da estrutura principal formada por agregados graúdos, as propriedades mecânicas e reológicas do ligante asfáltico, assim como o seu teor, governam a resistência ao ATR.

Conforme já discutido no Capítulo 2, o J_{nr} é uma propriedade chave para a avaliação da suscetibilidade do ligante asfáltico ao acúmulo de deformação permanente. Contudo, tal parâmetro ainda está distante do estado-da-prática brasileiro, não tornando, neste momento, atraente a sua aplicação no método em desenvolvimento, uma vez que busca-se uma ferramenta utilizável no atual cenário nacional. Dessa forma, a propriedade do ligante asfáltico escolhida como indicativa da resistência à deformação permanente foi a viscosidade rotacional a 135°C. Tanto por questões práticas, pois trata-se de uma informação acessível, haja vista fazer parte das especificações de caracterização do ligante asfáltico; como pela influência identificada na literatura (SEFIDMAZGI, 2011; ONOFRE, 2012). Ademais, a formação da estrutura de agregados ocorre durante o processo de compactação da mistura asfáltica em temperaturas próximas de 135°C. De acordo com o método de dosagem Superpave, a viscosidade é a propriedade do ligante asfáltico que afeta as características de compactação da mistura asfáltica (SEFIDMAZGI, 2011).

A julgar pela influência do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente, quaisquer considerações sobre o desempenho das misturas asfálticas não podem ser baseadas apenas em análises do esqueleto pétreo. Neste trabalho, considera-se que o desempenho das misturas pode ser melhor definido pela combinação entre a viscosidade e o teor de ligante asfáltico e os parâmetros de caracterização da estrutura primária de agregados. Desse modo, idealizou-se um índice característico único obtido a partir das variáveis supracitadas e que permitisse estimar a potencial resistência ao ATR da mistura asfáltica a ser produzida. O desenvolvimento e validação desse índice foram executados por análises de correlação estatística com o FN considerando as misturas asfálticas contidas na Tabela 5. No intuito de dar aplicabilidade prática ao índice aqui proposto, foram sugeridos critérios a serem atendidos em função do nível do tráfego, fundamentando-se nos critérios de FN estabelecidos por Bastos *et al.* (2017) para as misturas asfálticas brasileiras.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1. Parâmetros granulométricos propostos

Opondo-se à utilização de informações volumétricas para caracterizar o grau de intertravamento da estrutura de agregados dominantes, conforme expresso na Equação 4, é sugerido um parâmetro obtido a partir da razão entre a massa de agregados intersticiais ($M_{ag,int}$) e a massa de agregados não flutuantes. Esta última dada pela diferença entre a massa total de agregados ($M_{T,ag}$) e a massa de agregados flutuantes ($M_{ag,flut}$). Essa abordagem alternativa origina um novo parâmetro aqui denominado proporção de agregados não estruturais (α) ou simplesmente proporção α (Equação 12).

$$\alpha = \frac{M_{ag,int}}{M_{T,ag} - M_{ag,flut}} \quad (12)$$

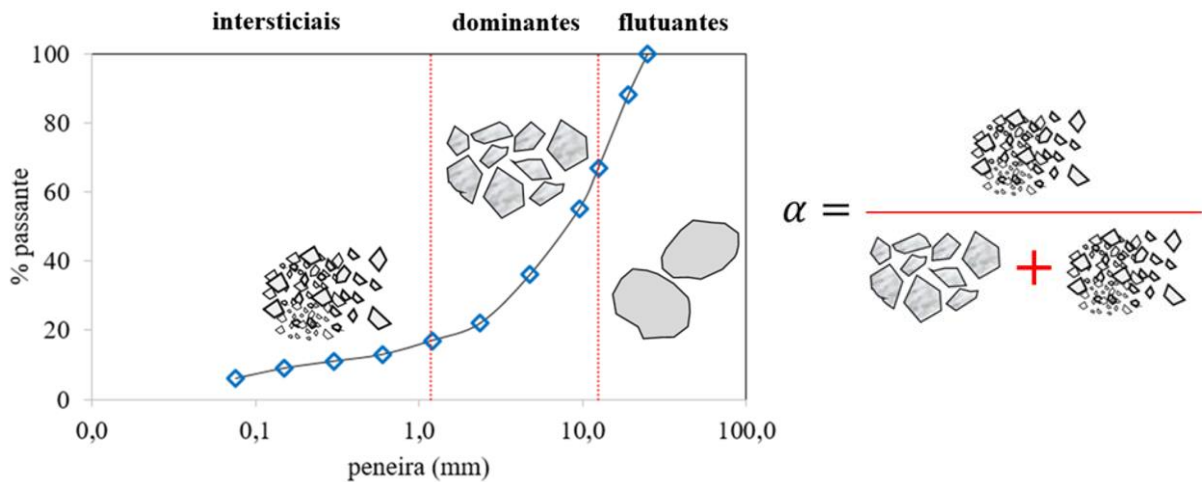
As definições de agregados intersticiais e flutuantes são as mesmas estabelecidas por Kim (2006). A determinação da estrutura de agregados dominantes (esqueleto pétreo primário) da mistura asfáltica também segue a análise de interação entre as peneiras consecutivas da série norte americana. É importante destacar que quando existir mais de um grupo de peneiras consecutivas em interação, deve-se determinar as proporções α para tais grupos e adotar o grupo de menor proporção α como sendo o esqueleto pétreo primário da mistura asfáltica.

Ao analisar a Equação 12, identifica-se que o seu denominador representa a parcela de agregados em que está inserida a estrutura de agregados dominantes, doravante, essa parcela será referida como matriz pétreo de interesse. A matriz pétreo de interesse também pode ser interpretada como a soma dos agregados intersticiais com os agregados dominantes. Já o seu numerador diz respeito aquelas partículas sem papel estrutural significativo e que têm como função básica o preenchimento dos vazios criados pela estrutura principal. Logo, a Equação 12 pode ser reescrita na forma da Equação 13, em que $M_{ag,dom}$ é a massa de agregados dominantes.

$$\alpha = \frac{M_{ag,int}}{M_{ag,int} + M_{ag,dom}} \quad (13)$$

Assim, a proporção α informa o percentual de agregados não estruturais dispersos na matriz pétreo de interesse. Em outras palavras, indica o quanto da matriz pétreo de interesse não contribui para a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica. Pode-se visualizar de maneira mais clara por meio da Figura 11.

Figura 11 – Representação da proporção α



Fonte: Elaborado pelo autor (2017)

Idealiza-se a existência de um intervalo adequado de valores para a proporção α , o qual resulta em uma estrutura de agregados dominantes com intertravamento suficiente para conceber uma estrutura interna pouco suscetível à deformação permanente. Esse intervalo é limitado por:

- Um valor crítico máximo ($\alpha_{c,máx}$) a partir do qual os agregados dominantes não possuem contato intergranular suficiente para distribuir as tensões de carregamento sem produzir deformações plásticas consideráveis;
- Um valor crítico mínimo ($\alpha_{c,mín}$), correspondente a um elevado contato entre as partículas dominantes. Para valores próximos a este valor crítico, as exigências volumétricas para o bom desempenho da mistura asfáltica passam a ser comprometidas. Além disso, um empacotamento excessivo pode favorecer o trincamento por fadiga.

É importante destacar a semelhança entre a proporção α e a proporção AG do método Bailey, a qual avalia o grau de compactação da fração de agregados graúdos. Esta fração não corresponde necessariamente à estrutura de agregados dominantes do método FAD, porém,

também é idealizada como principal constituinte do esqueleto pétreo da mistura asfáltica no que tange a resistência à deformação permanente.

A Tabela 7 apresenta as proporções α calculadas para as misturas asfálticas M1 a M8, as quais foram previamente estudadas por Ferreira *et al.* (2016b). Os referidos autores estabeleceram uma correlação entre seus valores de porosidade FAD e FN, dados também relacionados na Tabela 7, assim como a Faixa de Agregados Dominantes (FAD).

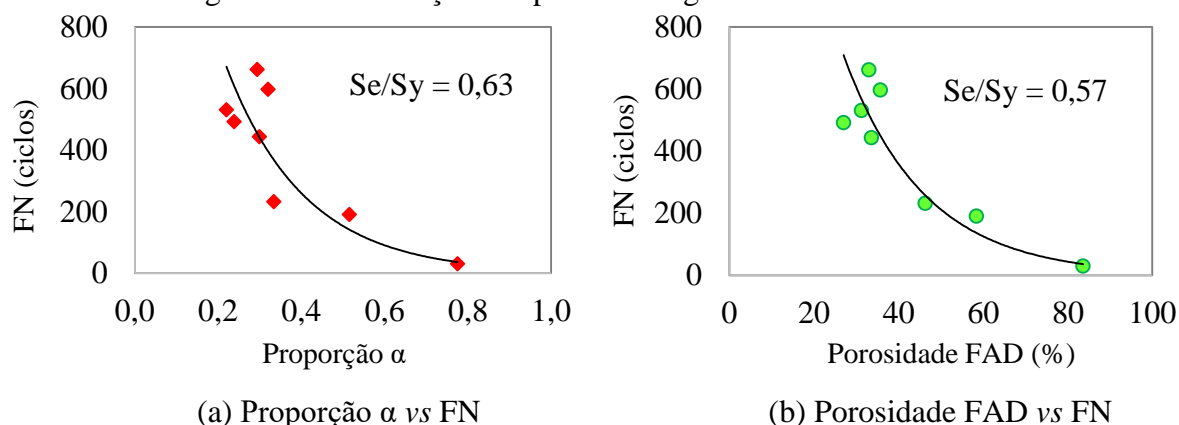
Tabela 7 – Parâmetros granulométricos e FN das misturas M1 a M8

Misturas	Proporção α	Porosidade FAD	FN	FAD
M1	0,78	83,60	30	2,36 - 1,18
M2	0,33	46,30	232	4,75 - 1,18
M3	0,52	58,40	191	4,75 - 2,36
M4	0,22	31,30	531	19,0 - 2,36
M5	0,30	33,60	444	4,75 - 1,18
M6	0,32	35,70	597	4,75 - 1,18
M7	0,29	33,00	662	4,75 - 1,18
M8	0,24	27,00	492	12,5 - 1,18

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Examinando a Tabela 7 identifica-se uma tendência de redução do FN das misturas asfálticas conforme a proporção α aumenta. Fato já esperado, visto que maiores proporções α indicam que no interior da matriz pétreo de interesse os agregados dominantes estão mais dispersos, portanto, com menor contato intergranular. Essa tendência é melhor visualizada através de um gráfico de dispersão, por meio do qual também é possível avaliar o nível de correlação entre as variáveis. Para fins de comparação são apresentadas as correlações entre a proporção α e o FN (Figura 12a), assim como entre a porosidade FAD e o FN (Figura 12b).

Figura 12 – Correlações de parâmetros granulométricos com o FN



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Segundo os critérios de Witczak *et al.* (2002), em ambos os casos obteve-se um nível de correlação moderado. Desse modo, torna-se indiferente a utilização de um ou outro parâmetro. Obviamente, é mais interessante a caracterização da estrutura de agregados dominantes pela proporção α , a qual é baseada apenas na curva granulométrica.

Em relação aos valores críticos para a proporção α , citados anteriormente, não foi possível chegar a nenhum resultado conclusivo sobre um valor máximo ($\alpha_{c,máx}$). Por outro lado, a partir da consideração da LDM, pode-se sugerir valores mínimos ($\alpha_{c,mín}$) a serem evitados para a proporção α em função do TMN da composição granulométrica.

As granulometrias correspondentes a LDM para os TMNs de 25, 19 e 12,5mm obtidas pela Equação 1 são apresentadas na Tabela 8. Procedeu-se a determinação de suas estruturas dominantes e o cálculo das respectivas proporções α . As referidas proporções foram tomadas, nesse primeiro momento, como valores mínimos a serem observados por esse parâmetro em misturas asfálticas densas. A Tabela 9 resume os resultados desta última análise.

Tabela 8 – Curvas granulométricas de máxima densidade

Peneiras (mm)	TMN (mm)		
	25	19	12,5
	% passante		
38	100,00	100,00	100,00
25	100,00	100,00	100,00
19	88,38	100,00	100,00
12,5	73,20	82,83	100,00
9,5	64,70	73,20	88,38
4,75	47,36	53,59	64,70
2,36	34,57	39,12	47,23
1,18	25,31	28,64	34,57
0,6	18,67	21,12	25,50
0,3	13,67	15,46	18,67
0,15	10,00	11,32	13,67
0,075	7,32	8,29	10,00

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Tabela 9 – Estruturas dominantes das granulometrias com densidade máxima

TMN (mm)	FAD	Proporção α
25	19 - 1,18	0,25
19	12,5 - 1,18	0,29
12,5	9,5 - 1,18	0,35

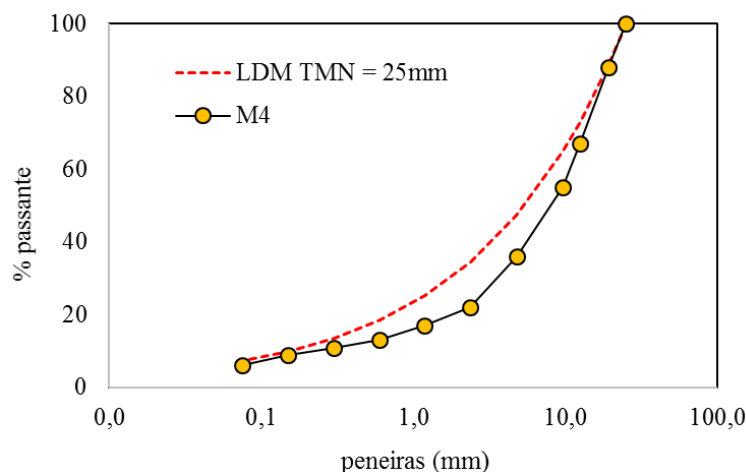
Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Observa-se na Tabela 9 que para as graduações de máximo empacotamento, todas as peneiras suficientemente graúdas que retêm algum percentual de material compõem a estrutura dominante. Ou, em outras palavras, todas as peneiras que poderiam constituir a estrutura dominante, o fizeram. Portanto, granulometrias contínuas com densidades máximas (ou próximas a estas) são obtidas a partir da utilização de longos esqueletos pétreos. Entenda-se longos esqueletos pétreos como aqueles formados por quatro ou mais peneiras.

No Capítulo 2 apresentou-se algumas considerações sobre os problemas associados ao uso da LDM para a composição granulométrica de misturas asfálticas densas. De modo a evitá-los, há a sugestão inicial de que evite-se propor granulometrias contínuas com proporções α próximas aos valores mínimos apresentados na Tabela 9. Desse modo, as curvas granulométricas não serão tão próximas das curvas de densidade máxima e, conseqüentemente, a volumetria das misturas asfálticas não será afetada.

Retornando à Tabela 7, nota-se que a mistura asfáltica M4 (TMN = 25mm) tem cinco peneiras formando a sua estrutura de agregados dominantes e que sua proporção α é inferior ao valor considerado crítico ($\alpha_{c,\min} = 0,25$) para granulometrias densas. A Figura 13 traz a comparação entre a sua curva granulométrica e a LDM correspondente.

Figura 13 – Comparação entre a granulometria de M4 e a LDM



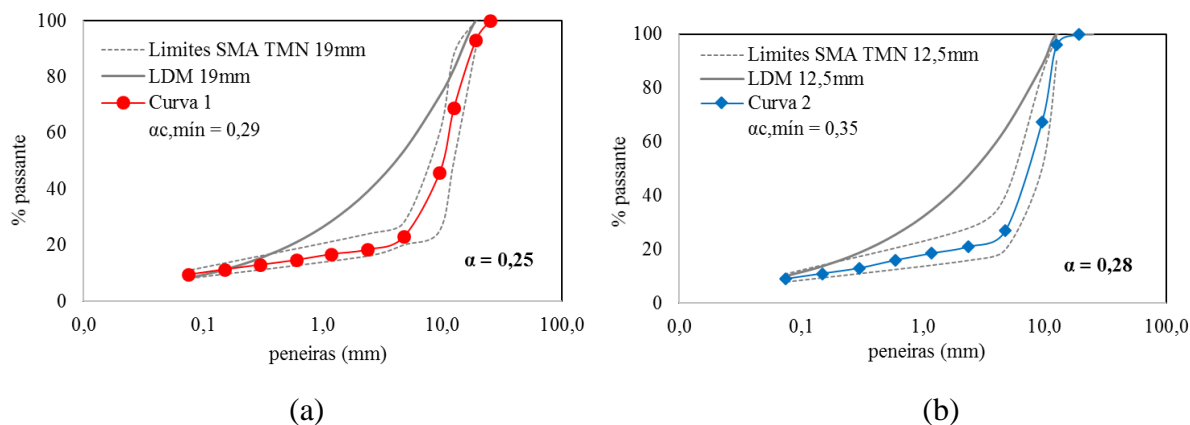
Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

A granulometria de M4 localiza-se abaixo da LDM, afastando-se na região das peneiras intermediárias, tendendo para uma curva descontínua. Granulometrias descontínuas são características das misturas asfálticas tipo SMA, que foram concebidas buscando maximizar o contato intergranular entre os agregados graúdos no intuito de aumentar a resistência à deformação permanente do revestimento asfáltico (BERNUCCI *et al.*, 2010). A mistura M4 possui um dos maiores FNs dentre todas as misturas asfálticas dosadas com CAP 50/70 (Tabela 5, pág. 26).

Presume-se que curvas granulométricas com proporção α inferior aos valores sugeridos na Tabela 9 correspondem a graduações descontínuas, as quais localizam-se à direita da LDM. O $\alpha_{c,\min}$ representa o máximo intertravamento que a graduação densa (ou contínua) pode conferir à mistura asfáltica e indica o limiar entre as graduações contínua e descontínua. Entende-se que uma maneira de aumentar o intertravamento no esqueleto pétreo das misturas asfálticas a valores abaixo dos máximos obtidos para uma curva granulométrica densa, é tornando-a descontínua. Quando a curva passa a ser descontínua há um incremento no contato intergranular e no VAM da mistura asfáltica em função da predominância de agregados graúdos. Tal comportamento é consoante com as premissas básicas que justificam o uso do SMA.

Tomando duas curvas granulométricas descontínuas (Curvas 1 e 2), com TMNs iguais a 19 e 12,5mm, respectivamente, e que se enquadram nos limites estabelecidos pela norma AASHTO MP 8 (2008), encontra-se um comportamento dentro daquilo que foi previamente conjecturado. A Figura 14 mostra resultado dessa avaliação.

Figura 14 – Proporção α para misturas asfáltico tipo SMA



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Da Figura 14, deduz-se que a estrutura de agregados dominantes das misturas SMA possui mais contatos intergranulares do que uma estrutura de uma mistura asfáltica densa, o que garante menor potencial para o acúmulo de deformação. Embora essa capacidade de resistência à deformação permanente do SMA já seja conhecida em termos práticos, a caracterização de seu esqueleto pétreo por meio da proporção α fornece uma compreensão mais ampla dos mecanismos de transmissão interna de tensões, além de ser uma explicação objetiva do porquê da graduação descontínua conferir melhores características de resistência ao ATR.

A proporção α foi elaborada como o parâmetro primário para avaliar a capacidade estrutural de uma curva granulométrica, seja ela contínua ou descontínua. No entanto, uma análise pormenorizada de algumas das misturas asfálticas relacionadas na Tabela 7 (pág. 36) aponta para uma limitação da proporção α . Nota-se que as misturas M2, M5, M6 e M7 possuem valores bem semelhantes de α , mas há uma variação em seus FNs, sendo mais significativa a diferença entre M2 (FN = 232) e as demais (FN_{M5} = 444, FN_{M6} = 597 e FN_{M7} = 662). Além do que, tais misturas têm os mesmos agregados dominantes (4,75 - 1,18).

A literatura traz algumas considerações que podem ser adotadas como explicativas para essa variabilidade. No Capítulo 2 destacou-se que de acordo com Nijboer (1948), a quantidade de agregados graúdos afeta a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica. Recentemente, Ferreira (2015) concluiu que quanto mais graúda for a estrutura de

agregados dominantes, maior é capacidade de resistência à deformação permanente. Assim, propôs-se um segundo parâmetro característico dos agregados dominantes, nomeado de proporção graúda dominante (G) e definida como a razão entre o percentual de material retido na maior peneira da FAD ($P_{ret(maior\#FAD)}$) e o somatório dos percentuais retidos nas demais peneiras da FAD ($\Sigma P_{ret(demais\#FAD)}$) (Equação 14). Um exemplo de cálculo é apresentado na Tabela 10. Nota-se que tal parâmetro avalia apenas a estrutura de agregados dominantes, a qual foi identificada pela análise de interação entre as peneiras.

$$G = \frac{P_{ret(maior\#FAD)}}{\Sigma P_{ret(demais\#FAD)}} \quad (14)$$

Tabela 10 – Exemplo de cálculo da proporção G

FAD	peneira (mm)	% retido	G
4,75 - 1,18	4,75	22,0	$\frac{22}{20 + 11,3} = 0,7$
	2,36	20,0	
	1,20	11,3	

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Da maneira como está definida, a proporção G pode ser diferente para misturas asfálticas que possuam a mesma estrutura dominante, como é o caso das misturas M2, M5, M6 e M7. Esse novo parâmetro tem por base a hipótese de que quanto mais material ficar retido na maior peneira da FAD, mais graúda é a estrutura e, conseqüentemente, maior é a sua capacidade para resistir ao acúmulo de deformação. Inicialmente calculou-se as proporções G apenas das misturas M2, M5, M6 e M7 a fim de avaliar a sua influência na resistência à deformação permanente. Além da proporção G, na Tabela 11 constam outras informações relevantes para a interpretação dos resultados.

Tabela 11 – Informações granulométricas e FN das misturas M2, M5, M6 e M7

Misturas	Proporção α	Proporção G	FN	FAD
M2	0,33	0,70	232	4,75 - 1,18
M5	0,30	1,13	444	4,75 - 1,18
M6	0,32	0,99	597	4,75 - 1,18
M7	0,29	1,18	662	4,75 - 1,18

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Apesar do ranqueamento não ser exato, percebe-se que a proporção G consegue captar as características estruturais da FAD que conferem diferentes resistências à deformação permanente entre as misturas asfálticas avaliadas na Tabela 11. A diferença de FN observada entre a mistura M2 e as demais não pode ser explicada considerando apenas a proporção α , a qual necessita de uma análise complementar.

Em uma comparação conceitual entre as proporções α e G, pode-se inferir que para reduzir o valor da proporção α (aumentar a resistência à deformação permanente) deve-se aumentar o número de peneiras dominantes. Contudo, aumentando o número dessas peneiras ocorre um incremento no denominador da Equação 14, o que reduz o valor da proporção G. Ou seja, a resistência à deformação permanente também está suscetível a aumentar com a redução da proporção G, o que pode indicar uma relação quadrática entre esse parâmetro e a resistência ao ATR.

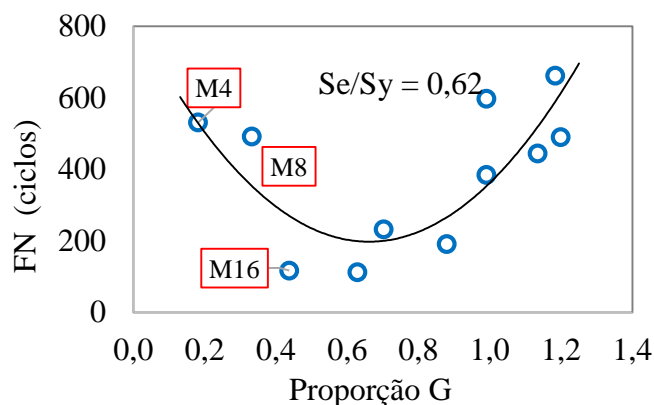
Para verificar a hipótese levantada, adicionou-se à Tabela 11 as demais misturas asfálticas pertencentes ao banco de dados e que foram dosadas com ligantes asfálticos de viscosidades semelhantes. Nessa análise não são consideradas as misturas asfálticas com mesma granulometria e diferentes teores de ligante asfáltico. Objetivava-se destacar apenas o papel do esqueleto pétreo. Na Tabela 12 estão os valores da proporção G das misturas asfálticas com CAP 50/70 comum e seus valores de FN. Sua correlação é avaliada na Figura 15.

Tabela 12 – Proporção G e FN das misturas asfálticas com CAP 50/70 comum

Misturas	Proporção G	FN	FAD	Nº peneiras FAD
M2	0,70	232	4,75 - 1,18	3
M3	0,88	191	4,75 - 2,36	2
M4	0,18	531	19,0 - 2,36	5
M5	1,13	444	4,75 - 1,18	3
M6	0,99	597	4,75 - 1,18	3
M7	1,18	662	4,75 - 1,18	3
M8	0,33	492	12,5 - 1,18	5
M14	0,99	384	4,75 - 2,36	2
M15	0,63	112	4,75 - 1,18	3
M16	0,44	117	12,5 - 1,18	5
M17	1,20	490	4,75 - 1,18	3

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Figura 15 – Correlação entre a proporção G e o FN para misturas com CAP 50/70 comum



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

É possível observar na Figura 15 uma correlação quadrática classificada como moderada entre a proporção G e o FN das misturas asfálticas. A redução da proporção G passa a influenciar positivamente a resistência à deformação permanente para valores inferiores a 0,6. Esses valores só foram obtidos em granulometrias com agregados dominantes abrangendo mais de 3 peneiras consecutivas (M4, M8 e M16 destacadas na Figura 15). Já as misturas asfálticas com proporção G maiores do que 0,6 possuem maior resistência à deformação permanente conforme esse parâmetro aumenta e, como consta na Tabela 12, todas possuem interação apenas entre duas ou três peneiras.

Desse modo, há indícios de que sob o ponto de vista da proporção G, a resistência à deformação permanente pode ser aumentada tornando a FAD de até três peneiras mais graúda, o que confere robustez e maior capacidade de absorção de tensões no esqueleto pétreo devido à elevada rigidez do agregado. Ou alternativamente, incrementando o número de peneiras que compõem a FAD (≥ 4) de modo a reduzir a proporção G a valores baixos, preferencialmente menores do que 0,4. Internamente ocorre uma maior transmissão de tensões pelos pontos de contato.

Enquanto no primeiro mecanismo prevalece a concentração e absorção das tensões pelos agregados mais graúdos, no segundo, predomina o mecanismo de dissipação gradativa de tensões no interior do esqueleto pétreo. Já foi mostrado que esqueletos pétreos longos induzem a granulometrias com densidades próximas aos valores máximos para graduações densas. Além das questões relacionadas à volumetria, as características de trabalhabilidade e compactação da mistura asfáltica também podem ser afetadas negativamente.

4.1.1. Comparação com o método Bailey

Os parâmetros granulométricos do método Bailey foram determinados para as misturas asfálticas dosadas com CAP 50/70 comum. A Tabela 13 resume os valores obtidos e os compara com os intervalos recomendados por Vavrik *et al.* (2002) e seus valores de FN. A classificação da granulometria como graúda (G) ou miúda (M) foi realizada segundo o critério da norma AASHTO M 323 (2013), o qual leva em conta o percentual passante na PCP em função do TMN dos agregados.

Tabela 13 – Avaliação das granulometrias pelo método Bailey

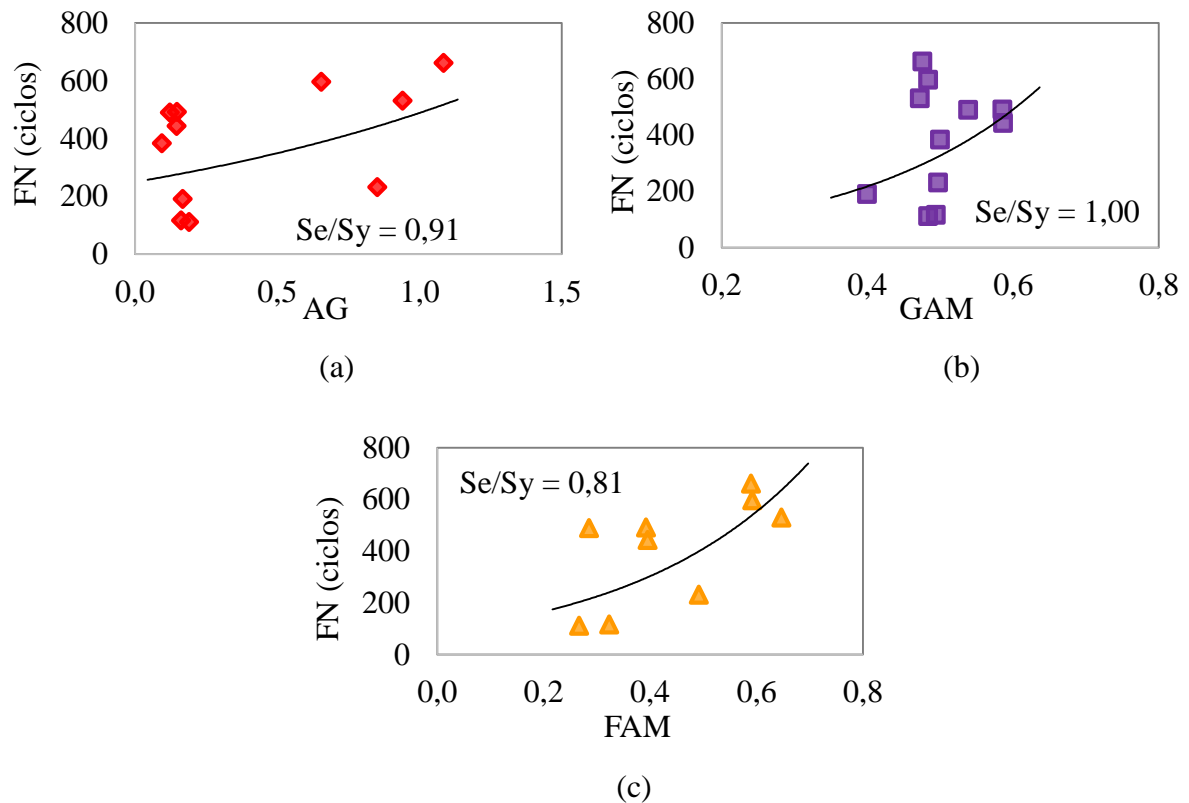
Misturas	TMN (mm)	Valores obtidos			Intervalos recomendados			Classif.	FN
		AG	GAM	FAM	AG	GAM	FAM		
M2	12,5	0,85	0,50	0,49	0,50 - 0,65	0,35 - 0,50	0,35 - 0,50	G	232
M3	9,5	0,17	0,40	-	0,60 - 1,00		-	M	191
M4	25	0,94	0,47	0,65	0,70 - 0,85		0,35 - 0,50	G	531
M5	19	0,15	0,59	0,40	0,60 - 1,00			M	444
M6		0,65	0,48	0,59	0,60 - 0,75			G	597
M7		1,08	0,48	0,59	0,60 - 1,00			G	662
M8		0,15	0,59	0,39				M	492
M14	12,5	0,09	0,50	-	0,60 - 1,00			M	384
M15	19	0,19	0,48	0,27				M	112
M16		0,16	0,49	0,32			M	117	
M17		0,12	0,54	0,29			M	490	

NOTA: G = graúda, M = miúda

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Analisando a Tabela 13, vê-se que apenas a mistura M6 atendeu a recomendação para a proporção AG. Para a proporção FAM, foram apenas três misturas asfálticas. Por outro lado, os intervalos recomendados para a proporção GAM foram atendidos por quase todas as misturas asfálticas, excetuando-se M5, M8 e M17. Nota-se que nenhuma das misturas teve os parâmetros Bailey integralmente respeitados. A Figura 16 mostra as correlações entre esses parâmetros e o FN. Os gráficos de dispersão facilitam a identificação de possíveis tendências entre as variáveis.

Figura 16 – Correlações entre os parâmetros Bailey e o FN



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

De acordo com os critérios de Witczak *et al.* (2002), o nível de correlação entre o FN e as proporções AG, GAM e FAM é classificado como muito fraco, muito fraco e fraco, respectivamente. O que aponta para a pouca capacidade explicativa desses parâmetros em relação à capacidade de resistência ao acúmulo de deformação permanente em misturas asfálticas.

Ferreira *et al.* (2016a) obtiveram resultados os quais indicavam que a resistência à deformação permanente seria influenciada, sobretudo, pela proporção AG. Contudo, como pode ser claramente identificado na Figura 16a, os resultados indicam que esta resistência, expressa pelo FN, não guarda praticamente relação com a proporção AG.

Na Figura 16b e na Tabela 13 percebe-se que praticamente todas as misturas asfálticas atenderam ao intervalo recomendado para a proporção GAM, o qual ficou concentrada em torno de 0,5 mas com uma variação considerável de FN (112 a 662). Assim, esse parâmetro parece não ter influência direta sobre a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Constatação semelhante também ocorre em relação à proporção FAM, a qual juntamente com a proporção GAM estão relacionados à distribuição do material miúdo.

A Tabela 14 resume as correlações obtidas entre o FN das misturas asfálticas e os parâmetros granulométricos aqui propostos, bem como com os parâmetros Bailey. As correlações moderadas das proporções α e G com o FN indicam seus potenciais como indicadores da qualidade do intertravamento da estrutura de agregados dominantes, o qual reflete-se na menor suscetibilidade à deformação plástica.

Tabela 14 – Comparação entre os parâmetros propostos e Bailey

Proporção	Se/Sy	Correlação com o FN
α	0,63	moderada
G	0,62	moderada
AG	0,91	muito fraca
GAM	1,00	muito fraca
FAM	0,81	fraca

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

O nível de correlação obtido para α e G é satisfatório diante da desconsideração de algumas características dos agregados, tais como suas propriedades de forma (forma, angularidade e textura) e resistência mecânica, as quais, de acordo com Gierhart (2007), também exercem influência na resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Além disso, vale destacar que os valores de FN foram obtidos de diferentes trabalhos. Embora o protocolo de ensaio seguido seja o mesmo, deve-se considerar a variabilidade decorrente dos diferentes equipamentos e operadores envolvidos tanto na produção das misturas asfálticas como na execução dos ensaios.

No tocante aos parâmetros do método Bailey, as correlações foram muito ruins. Independentemente da obediência ou não aos intervalos recomendados, não foi observado nenhuma tendência de comportamento. Desse modo, diante dos dados avaliados, o método Bailey mostrou-se uma ferramenta pouco útil para contribuir na avaliação do esqueleto pétreo das misturas asfálticas.

4.2. Análise da estrutura interna por PDI

A Tabela 15 traz as características das misturas asfálticas M10 e M13 utilizadas nesta dissertação para compreender a resistência à deformação permanente. A estrutura dominante da mistura M13 é formada por peneiras mais graúdas do que em M10. Entretanto, o esqueleto pétreo efetivo desta última possui um maior intertravamento, expresso pela menor

proporção α , a qual explica a menor suscetibilidade à deformação plástica. Nota-se que o FN de M10 é aproximadamente 50% superior ao de M13.

Ao avaliar a proporção G, percebe-se que nas peneiras dominantes de ambas as misturas, há a predominância (em massa) da peneira mais graúda em relação às demais. Ou seja, suas contribuições são idênticas para as respectivas misturas asfálticas.

Observa-se que tanto a viscosidade quanto o teor de ligante asfáltico são semelhantes. Porém, convém destacar que, embora nesse exemplo o ligante asfáltico da mistura asfáltica M13 (CAP 50/70) tenha viscosidade próxima ao ligante de M10 (CAP 30/45) a 135°C, seus valores apresentam uma maior disparidade a 60°C, que é a temperatura do ensaio uniaxial de carga repetida. A maior viscosidade do CAP 30/45 é um fator que ajuda a explicar o maior FN de M10. Contudo, acredita-se que as diferentes resistências à deformação permanente observadas na Tabela 15 podem ser atribuídas, sobretudo, à estrutura granulométrica, mais especificamente, à proporção α .

Tabela 15 – Características das misturas asfálticas M10 e M13

Mistura	TMN (mm)	FAD	α	G	FN (ciclos)	μ (Pa.s)	% CAP
M10	19,0	4,75 - 1,18	0,35	1,34	1214	0,58	4,7
M13	19,0	12,5 - 4,75	0,41	1,39	795	0,52	4,5

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Considerando os valores para a proporção α , já era esperado que as análises de imagem das estruturas internas no IPAS2 indicassem um maior contato intergranular no interior do esqueleto pétreo da mistura M10 em relação à M13. A avaliação visual das imagens digitalizadas das seções de ambas as misturas (Figura 17) reforça essa indicação.

Figura 17 – Imagens digitalizadas de duas seções de M10 e M13



(a) M10

(b) M13

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

As médias dos cinco parâmetros avaliados para cada uma das misturas asfálticas são apresentadas na Tabela 16. Salienta-se que, com exceção do ângulo médio de orientação dos contatos (AAc), todos as demais características do esqueleto pétreo exibiram maiores valores para a mistura M10.

Tabela 16 – Características do esqueleto pétreo obtidas no IPAS2

Misturas	Zonas de contato (zonas/100cm ²)	TPL (mm/100cm ²)	AAc (°)	ISI (mm)
M10	3009	6045,0	70,8	7763,8
M13	680	1524,9	71,3	1888,3

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Comparativamente à mistura M13, a mistura M10 possui um número de zonas de contato aproximadamente quatro vezes e meia superior. Entende-se que o aumento no número de zonas de contato induz a uma melhor distribuição de tensões no interior da mistura asfáltica.

Já o atrito e o intertravamento entre as partículas está diretamente associado ao TPL. Percebe-se que o TPL da mistura M13 é em torno de um quarto do TPL de M10. A avaliação de ambas as características é suficiente para justificar a melhor resistência ao ATR da mistura M10. Tal resistência também já havia sido relacionada à sua menor proporção α .

A orientação dos contatos entre as partículas, denotada pelo AAC, define a efetividade dos contatos em relação à distribuição de tensões de sollicitação. Considera-se que o contato é mais efetivo quanto mais próximo AAC for da orientação normal (90°). Vê-se na Tabela 16 que ambas as misturas têm uma orientação média de contatos semelhante.

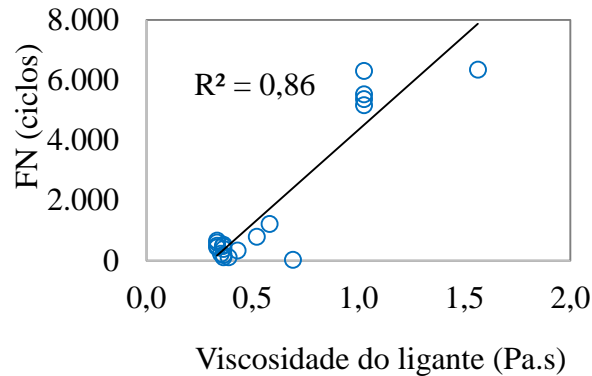
Sefidmazgi (2011) considera que o intertravamento entre os agregados é melhor caracterizado pelo parâmetro ISI, pois o mesmo leva em conta, simultaneamente, os comprimentos e as orientações de contato. Mais uma vez a mistura asfáltica com menor proporção α (M10) apresentou o maior grau de intertravamento (maior valor de ISI).

Tendo em vista a constatação (por análises de imagem) de que uma menor proporção α está associada a uma estrutura granulométrica com maior intertravamento e considerando as correlações estabelecidas na Seção 4.1, é verossímil crer na validade desse parâmetro como indicador da capacidade estrutural da distribuição granulométrica para resistir ao acúmulo de deformação.

4.3. Estimativa da resistência à deformação permanente

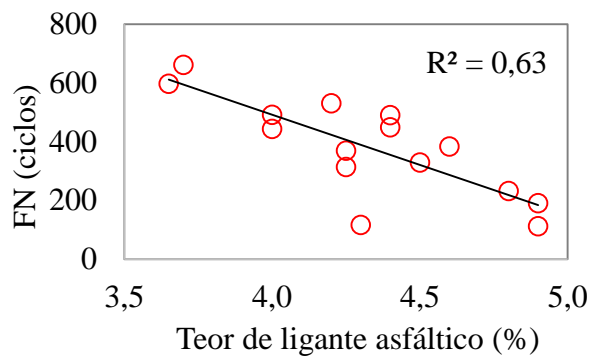
Conforme já mencionado, acredita-se que a partir do conhecimento das características de intertravamento da estrutura de agregados dominantes e da viscosidade e teor do ligante asfáltico seja possível estimar o desempenho das misturas asfálticas em relação à deformação permanente. As correlações individuais entre os parâmetros granulométricos sugeridos nesta dissertação e os FNs das misturas asfálticas foram apresentadas na Seção 4.1. Em complemento, a Figura 18 traz a correlação entre a viscosidade rotacional a 135°C dos ligantes asfálticos e o FN das misturas asfálticas de M1 a M20. Já na Figura 19 é apresentada a correlação entre o teor de ligante asfáltico e o FN das misturas asfálticas com ligante asfáltico do tipo 50/70.

Figura 18 – Correlações entre a viscosidade rotacional e o FN



Fonte: Elaborado pelo autor (2017)

Figura 19 – Correlações entre a teor de ligante asfáltico 50/70 e o FN



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Na Figura 18 há uma tendência de obter-se maiores valores de FN conforme a viscosidade aumenta. Uma tendência contrária é observada na Figura 19 em relação ao teor de ligante asfáltico. Aliando esse comportamento com as relações já identificadas para os parâmetros granulométricos, foi sugerido no presente estudo um método expedito de estimação da resistência à deformação permanente para misturas asfálticas. Basicamente buscou-se uma combinação não-linear das variáveis consideradas mais influentes na resistência ao acúmulo de deformação (características de intertravamento e graudez da estrutura de agregados dominantes, viscosidade rotacional do ligante asfáltico e o teor desse ligante) de modo que o índice obtido estivesse bem correlacionado à resistência ao ATR, aqui representada pelo FN. Adotou-se como modelo básico a função logística (ou sigmoide), a qual originou o denominado índice estrutural da mistura asfáltica (κ), expresso pela Equação 15.

$$\kappa = \frac{L}{1 + e^{\frac{\mu}{L}(\frac{1}{\alpha} + G)}} \quad (15)$$

Nessa equação, μ representa a viscosidade rotacional do ligante asfáltico a 135°C, L representa o teor de ligante da mistura asfáltica e α e G são as proporções granulométricas já definidas e relativas à estrutura principal de agregados graúdos. A Equação 15 indica que maiores valores de κ estão associados a misturas asfálticas menos resistentes à deformação permanente, enquanto menores valores são obtidos para misturas mais resistentes a esse defeito. Na Tabela 17 estão relacionados os parâmetros característicos (α , G, μ e L), os índices estruturais obtidos para as misturas asfálticas (κ) e os valores de FN de todas as misturas asfálticas que compõem o banco de dados desta pesquisa.

Tabela 17 – Resumo dos parâmetros de todas as misturas asfálticas

Misturas	α	G	μ	L	K	FN
M1	0,78	0,95	0,69	5,8	2,5	30
M2	0,33	0,70	0,35	4,8	2,1	232
M3	0,52	0,88	0,36	4,9	2,2	191
M4	0,22	0,18	0,36	4,2	1,7	531
M5	0,30	1,13	0,33	4,0	1,6	444
M6	0,32	0,99	0,33	3,7	1,5	597
M7	0,29	1,18	0,33	3,7	1,5	662
M8	0,24	0,33	0,33	4,0	1,6	492
M9	0,30	0,42	0,43	4,3	1,7	340
M10	0,35	1,34	0,58	4,7	1,8	1214
M11	0,30	1,13	1,03	4,1	1,0	5367
M12	0,32	1,36	1,03	3,8	0,9	5528
M13	0,41	1,39	0,52	4,5	1,8	795
M14	0,39	0,99	0,36	4,6	2,0	384
M15	0,41	0,63	0,36	4,9	2,2	112
M16	0,35	0,44	0,39	4,3	1,8	117
M17	0,32	1,20	0,36	4,4	1,8	490
M18	0,29	1,18	1,03	3,9	0,9	5165
M19	0,24	0,33	1,03	3,9	0,9	6300
M20	0,30	1,13	0,33	4,5	1,9	329
M21	0,32	1,36	0,33	4,3	1,8	370
M22	0,29	1,18	0,33	4,3	1,7	314
M23	0,24	0,33	0,33	4,4	1,8	449

continua

conclusão

Misturas	α	G	μ	L	K	FN
M24	0,30	1,13	1,03	4,7	1,3	1742
M25	0,32	1,36	1,03	4,5	1,2	2976
M26	0,29	1,18	1,03	4,6	1,2	2244
M27	0,24	0,33	1,03	4,5	1,2	2945

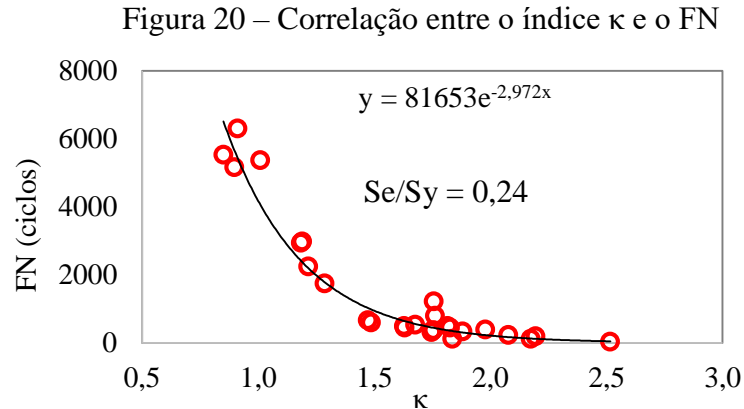
Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Analisando a Tabela 17, algumas considerações podem ser feitas. Percebe-se a grande influência que a viscosidade do ligante asfáltico exerce sobre a resistência à deformação permanente. Cita-se, por exemplo, as misturas M11, M12, M19 e M20 que foram dosadas com ligantes mais viscosos e, embora possuam esqueletos pétreos com características semelhantes a algumas das demais misturas, seus FNs são bastante superiores e seus valores de κ são os menores.

A mistura asfáltica M1 também merece destaque. Essa mistura tem uma proporção α elevadíssima (0,78), que é bastante discrepante das outras misturas. Esse valor significa que 78% dos agregados que compõem sua matriz pétreo de interesse são agregados de enchimento, sem nenhuma função estrutural relevante. A avaliação da proporção G indica que a estrutura dominante possui graudez considerável, mas a proporção α revela sua grande dispersão, o que justifica o baixo valor de FN obtido no ensaio uniaxial de carga repetida. Embora o seu ligante asfáltico tenha uma viscosidade maior do que a maioria dos ligantes da Tabela 17, ele não foi capaz de equilibrar a má composição granulométrica de M1 para reduzir sua suscetibilidade ao ATR. Assim, é inegável a contribuição do ligante asfáltico na resistência à deformação permanente, contudo, isso só ocorrerá caso a estrutura granulométrica ofereça uma boa capacidade de suporte. Em termos práticos, isso quer dizer que não é eficiente se utilizar, por exemplo, um ligante asfáltico modificado por polímero, se a granulometria não oferecer condições de intertravamento para absorção e transmissão de tensões. Tal aspecto é particularmente relevante para definições correntes nos órgãos rodoviários e nas concessionárias do país, as quais devem avaliar constantemente e de modo racional a necessidade de arcar com os custos de ligantes asfálticos mais caros (modificados), quando talvez, com os devidos ajustes na granulometria dos agregados, seja possível sanar problemas ligados à deformação permanente das suas misturas asfálticas.

Na Figura 20 é apresentada a correlação entre o índice κ e o FN de todas as misturas asfálticas investigadas na presente dissertação. Considerando os critérios de classificação de

Witczak *et al.* (2002), a correlação é classificada como excelente. Observa-se um crescimento exponencial do FN conforme o índice κ é reduzido.

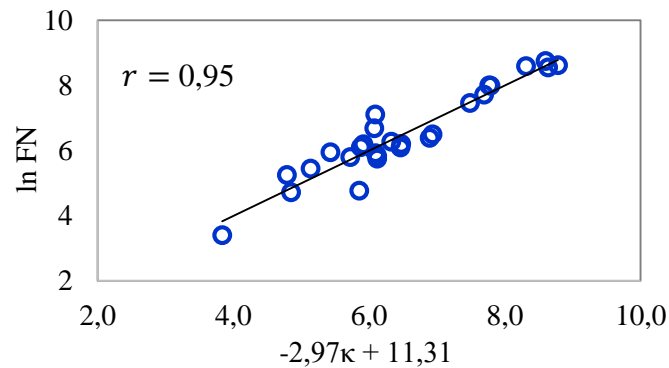


Fonte: Elaborado pelo autor (2017)

A regressão utiliza uma função exponencial do tipo $y = ae^{bx}$, a qual é linearizável e permite uma verificação adicional sobre o tipo de relação existente entre o índice κ e o FN. A função exponencial é intrinsecamente linear e pode ser transformada a partir da aplicação do logaritmo natural, o que resulta em uma função da forma $y' = \ln(a) + bx$, onde $y' = \ln(y)$. Plotando o gráfico da função linearizada correspondente, pode-se determinar o coeficiente de correlação de Pearson e realizar um teste de significância da correlação. O nível de relação obtido para as variáveis linearizadas é perfeitamente extensível para as variáveis originais. O que, em outras palavras, significa que verificada a real linearidade entre as variáveis transformadas, a função exponencial realmente descreve bem a relação entre as variáveis originais (κ e FN).

O resultado da linearização é mostrado na Figura 21. O coeficiente de correlação de Pearson foi determinado no Microsoft Excel[®] 2016, obtendo-se $r = 0,95$, o que caracteriza uma relação linear bastante forte.

Figura 21 – Correlação para a função linearizada



Fonte: Elaborado pelo autor (2017)

Fazendo o teste de significância para o coeficiente de correlação (adotando $\alpha = 0,01$), tem-se que o grau de liberdade (gl) é 25 e $t_{gl} = 2,485$ (obtido da tabela de distribuição t de Student). O coeficiente de correlação foi considerado significativo, uma vez que o valor de $t_0 = 15,02$ (obtido conforme a Equação 16) é maior do que t_{gl} .

$$t_0 = r \sqrt{\frac{n-2}{1-r^2}} \quad (16)$$

Em que n é o número de pares ordenados considerados na análise e r é o coeficiente de correlação de Pearson.

O resultado obtido implica que as variáveis originais são bem relacionadas por uma função exponencial. Ou seja, o FN das misturas asfálticas aumenta exponencialmente com a redução do índice κ (Figura 21). Os dois principais mecanismos para a redução do índice κ são a utilização de ligantes asfálticos de maior viscosidade, o que pode ser obtido por asfaltos modificados por polímero, e a concepção de curvas granulométricas com baixas proporções de agregados não estruturais. Naturalmente, a última opção é menos dispendiosa e, portanto, mais atrativa.

Considerando os bons resultados obtidos nas análises estatísticas, vislumbra-se uma aplicação prática para o índice estrutural proposto. A partir da equação de regressão obtida na Figura 21, estimou-se os valores do índice κ correspondentes aos critérios de FN estabelecidos por Bastos *et al.* (2017). O resultado é apresentado na Tabela 18.

Tabela 18 – Comparação entre os critérios de FN e de κ

	Nível de tráfego		
	Médio	Pesado	Extremamente pesado
	$3 \times 10^6 < N \leq 1 \times 10^7$	$1 \times 10^7 < N \leq 3 \times 10^7$	$N > 3 \times 10^7$
Bastos <i>et al.</i> (2017)	FN > 100	FN > 300	FN > 1000
Ferreira (2017)	$\kappa < 2,5$	$\kappa < 2,0$	$\kappa < 1,5$

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

Os critérios propostos para o índice κ são preliminares e devem passar por constantes refinamentos, assim como os próprios critérios de FN. Isso ocorrerá naturalmente no país à medida que houver crescimento a base de dados que vem sendo consolidada nos últimos anos. A avaliação da resistência à deformação permanente por meio do índice κ não tem a finalidade de substituir o ensaio uniaxial de carga repetida. Contudo, pode atuar como balizador na seleção inicial dos materiais, especialmente na proposição das curvas granulométricas.

4.3.1. Aplicação do índice κ na etapa de dosagem

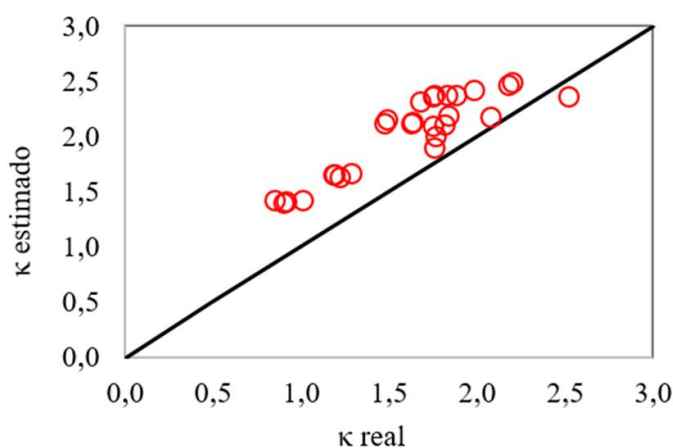
Como o índice κ é função do teor de ligante asfáltico da mistura, há uma impossibilidade de sua aplicação na fase inicial de dosagem para o atendimento às exigências de projeto. Porém, uma abordagem que pode viabilizar o seu emprego nessa fase inicial é por meio da consideração de um teor de ligante asfáltico característico em função do método de dosagem. Como sugestão inicial tem-se:

- Dosagem Superpave: Atribuir um teor de ligante asfáltico estimado de 5%. Identificou-se na literatura que os teores obtidos são, na grande maioria das vezes, inferiores a este valor. Assim, ao adotar o valor sugerido, o potencial de resistência à deformação permanente da mistura asfáltica está sendo subestimado. Consequentemente, com a redução do teor de ligante, a mistura asfáltica obtida deve apresentar um desempenho superior ao estimado através do índice κ , o que é algo perfeitamente aceitável.

- Dosagem Marshall: Pelas razões apresentadas, recomenda-se adotar um procedimento semelhante ao anterior, contudo, com um teor de CAP estimado em 5,5%.

Comparando-se os valores reais do índice κ calculados para as 27 misturas asfálticas da Tabela 5 com os valores obtidos segundo a abordagem acima sugerida, percebe-se que de fato, há uma subestimação da resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Praticamente todos os valores estimados estão acima da linha de igualdade, conforme mostrado na Figura 22.

Figura 22 – Comparação entre os índice κ real e estimado



Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

A partir da Tabela 19 pode-se realizar uma comparação mais objetiva dos valores obtidos em relação aos reais para o parâmetro em questão. A mistura asfáltica M1 é a mesma que possui uma proporção α elevada, bem superior às demais. Essa mistura foi a única que teve seu índice κ superestimado. Certamente, o fato de sua estrutura granulométrica ter uma baixa capacidade de resistência teve influência nesse resultado. Também houve uma superestimação de seu FN nas análises da Seção 4.3. Embora o valor obtido para o índice κ da mistura M1 seja compatível com o valor de uma mistura asfáltica que pode ser recomendada para um tráfego médio, seu esqueleto pétreo possui uma estrutura bastante dispersa, o que acaba não conferindo a resistência estimada.

Tabela 19 – Comparação entre os índices κ

ID	Dosagem	κ estimado	κ real	Tráfego estimado	Tráfego real
M1	Marshall	2,37	2,52	Médio	Leve
M2	Superpave	2,18	2,08	Médio	Médio
M3	Marshall	2,49	2,20	Médio	Médio
M4	Marshall	2,32	1,68	Médio	Pesado
M5	Superpave	2,13	1,63	Médio	Pesado
M6	Superpave	2,16	1,49	Médio	Ext. pesado
M7	Superpave	2,12	1,47	Médio	Ext. pesado
M8	Superpave	2,13	1,63	Médio	Pesado
M9	Superpave	2,10	1,75	Médio	Pesado
M10	Superpave	1,91	1,76	Pesado	Pesado
M11	Superpave	1,43	1,01	Ext. pesado	Ext. pesado
M12	Superpave	1,42	0,85	Ext. pesado	Ext. pesado
M13	Superpave	2,01	1,76	Médio	Pesado
M14	Marshall	2,43	1,98	Médio	Pesado
M15	Marshall	2,47	2,17	Médio	Médio
M16	Superpave	2,19	1,84	Médio	Pesado
M17	Superpave	2,11	1,82	Médio	Pesado
M18	Superpave	1,40	0,90	Ext. pesado	Ext. pesado
M19	Superpave	1,42	0,91	Ext. pesado	Ext. pesado
M20	Marshall	2,38	1,88	Médio	Pesado
M21	Marshall	2,38	1,76	Médio	Pesado
M22	Marshall	2,37	1,75	Médio	Pesado
M23	Marshall	2,38	1,83	Médio	Pesado
M24	Marshall	1,67	1,29	Pesado	Ext. pesado
M25	Marshall	1,66	1,19	Pesado	Ext. pesado
M26	Marshall	1,64	1,22	Pesado	Ext. pesado
M27	Marshall	1,66	1,18	Pesado	Ext. pesado

Fonte: Elaborada pelo autor (2017)

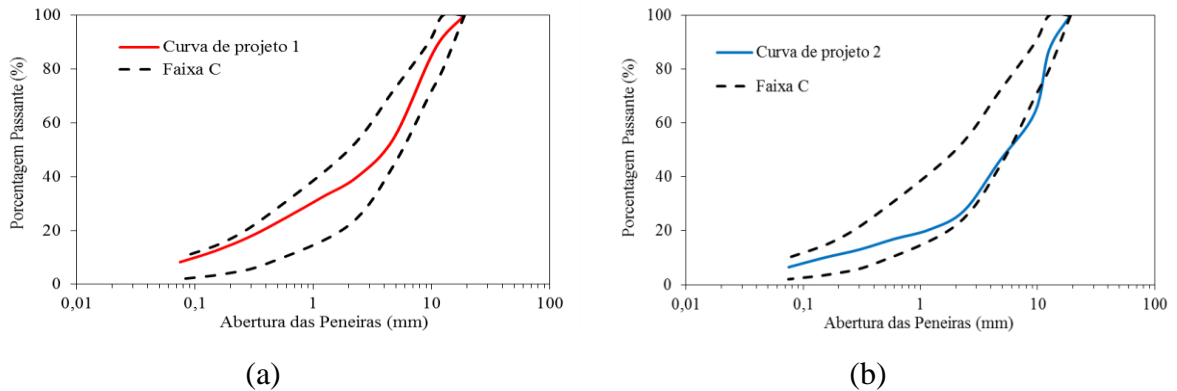
4.3.2. Considerações adicionais sobre as faixas granulométricas

A simples observância às especificações técnicas relativas a seleção granulométrica não garante, necessariamente, que as misturas asfálticas apresentarão resistência à deformação permanente compatível com o tráfego e condições ambientais atuantes. Ou seja, estar dentro da faixa não garante bom desempenho. Por outro lado, apesar das críticas dispendidas a esse tipo de metodologia, deve-se reconhecer a possibilidade da obtenção de misturas asfálticas

enquadradas nessas especificações e que apresentam um bom desempenho quanto ao acúmulo de deformação.

Tomando como exemplo a faixa C do DNIT e duas curvas granulométricas de misturas asfálticas aplicadas em campo e de reconhecida resistência à deformação permanente (Curvas de projeto 1 e 2), pode-se tirar algumas conclusões sobre o método de escolha de granulometria. Observa-se na Figura 23 que a Curva 1 obedece integralmente a Faixa C, enquanto a Curva 2 está parcialmente enquadrada. Para ambas as granulometrias foram determinadas suas respectivas proporções α . A avaliação desse parâmetro granulométrico pode fornecer indícios que justifiquem os seus bons desempenhos.

Figura 23 – Curvas de projeto 1 e 2



Fonte: Elaborado pelo autor (2017)

A Curva de projeto 1 pertence a uma mistura asfáltica que após 3 anos em campo apresenta um ATR inferior a 6mm. Já a mistura asfáltica da Curva de projeto 2, apresenta um ATR menor do que 2mm em 2 anos de vida de serviço. Suas proporções α são 0,39 e 0,28, respectivamente. Nota-se que, de fato, há a possibilidade de se obter misturas asfálticas resistentes à deformação permanente dentro da Faixa C. A Curva de projeto 2 serve para ilustrar que misturas asfálticas que não obedecem integralmente às especificações também podem ter bom desempenho. Ao considerar a proporção α , estima-se que a mistura com granulometria um pouco fora da faixa tem um esqueleto pétreo com maior capacidade de resistir ao ATR.

A utilização das faixas granulométricas, e.g. do DNIT, pode ser potencializada realizando-se uma análise adicional visando reduzir a possibilidade da obtenção de composições granulométricas deficientes. A avaliação da proporção α , e posteriormente do índice κ , surge como uma possível ferramenta na tentativa de contornar esse problema. Essa análise mais objetiva das granulometrias pode direcionar as decisões relativas a escolha das

curvas granulométricas levando em consideração o potencial de resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS

Este trabalho apresenta um método de avaliação granulométrica que visa caracterizar o intertravamento e a estabilidade do esqueleto pétreo de misturas asfálticas densas. O referido método baseia-se nos trabalhos de Kim (2006) e Ferreira *et al.* (2016a, 2016b) e estabelece dois parâmetros para avaliação da estrutura de agregados dominantes. Em uma abordagem bastante original, tais parâmetros, a viscosidade do ligante asfáltico e o seu teor foram associados de modo a fornecer uma variável característica da composição das misturas asfálticas e que refletisse a resistência à deformação permanente. A variável proposta mostrou-se bem correlacionada ao FN. Considera-se que os resultados obtidos foram satisfatórios e que os objetivos propostos foram atingidos.

Em relação aos parâmetros granulométricos, a proporção α é o principal parâmetro para avaliar a estrutura de agregados dominantes, uma vez que estima o percentual de agregados da matriz pétreo de interesse que não contribui para a formação do esqueleto pétreo resistente. Conforme identificado, o nível de correlação estabelecido entre esse parâmetro e o FN é idêntico ao obtido para a porosidade FAD, o que encoraja a sua aplicação em função da maior simplicidade. Sua capacidade para estimar os contatos intergranulares e o intertravamento do esqueleto pétreo foi reforçada por meio da análise das imagens da estrutura interna de duas misturas asfálticas. A proporção α tem potencial para ser aplicação prática, mais precisamente, de modo concomitante ao processo de definição da curva granulométrica.

Definiu-se valores mínimos para a proporção α em curvas granulométricas densas considerando a máxima densidade possível de ser alcançada. Porém, o resultado mais relevante foi a indicação de que as graduações descontínuas possuem valores para α inferiores aos mínimos possíveis em graduações contínuas. Logo, são capazes de produzir misturas asfálticas com esqueletos pétreos mais intertravados, sem contudo, haver prejuízo para os parâmetros volumétricos. Sugere-se que a proporção α pode ser usada para classificar uma curva granulométrica como contínua ($\alpha > \alpha_{c,mín}$) ou descontínua ($\alpha < \alpha_{c,mín}$).

Além do intertravamento dos agregados dominantes, a sua graudez também influencia a resistência final da estrutura. A proporção G foi estabelecida para quantificar o quão graúda é a estrutura de agregados dominantes. Sua capacidade para explicar a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas também ficou evidente. A correlação desse parâmetro com o FN mostrou que o mesmo apresenta um valor crítico em torno de 0,6. A esse valor estão associados os piores FNs, apresentando uma tendência de crescimento à medida que

a proporção G se afasta do seu valor crítico pela esquerda ou pela direita. Portanto, é indispensável a sua consideração em complemento com a proporção α .

Para ambos os parâmetros, o nível de correlação obtido é considerado moderado diante dos critérios sugeridos por Witczak *et al.* (2002). Porém, isso não inviabiliza a aplicação das proporções α e G como ferramentas de avaliação e especificação granulométrica. Os referidos parâmetros têm a finalidade de permitir uma análise simples, com base apenas na distribuição dos diferentes tamanhos de partículas, mas que forneça indicativos do desempenho das misturas asfálticas em campo. Deve-se destacar que comparativamente aos parâmetros do método Bailey, as proporções α e G fornecem informações mais relevantes e precisas sobre o intertravamento e capacidade estrutural do esqueleto pétreo das misturas asfálticas. Isso reforça o potencial para aplicação prática.

A consideração dos parâmetros granulométricos (α e G) associados à viscosidade e ao teor do ligante asfáltico é tida como a maior contribuição do presente trabalho, pois a partir do índice estrutural κ é possível estimar a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas independentemente de sua composição básica. Isto é, valores de κ parecidos estão associados a valores de FN igualmente semelhantes, sendo que essas variáveis se relacionam exponencialmente. Os critérios sugeridos para o índice κ ainda precisam ser extensamente testados e refinados, mas em virtude do nível de relação obtido entre esse índice e o FN, acredita-se que os mesmos fornecem um grande suporte para a concepção de misturas asfálticas resistentes ao ATR.

Por fim, fica clara a impossibilidade de se avaliar o potencial de resistência à deformação das misturas asfálticas considerando as características de seus componentes separadamente. Portanto, na dosagem deve-se compatibilizar essas propriedades de modo a se obter um produto que atenda às exigências de projeto. O método aqui apresentado é bastante simples diante da complexidade do problema real. Logo, o mesmo deve ser aplicado sempre com cautela e de forma crítica, visto que não tem a pretensão de dar respostas exatas sobre a resistência a deformação permanente de misturas asfálticas, mas tão somente apontar se estas possuem potencial de resistirem a este tipo de falha quando ainda sequer estão produzidas em laboratório, ou seja, quando se conhece apenas os seus possíveis constituintes. Desta forma, esta pesquisa espera trazer a contribuição de possibilitar à engenharia rodoviária analisar, a priori, os materiais constituintes com vistas a produzir as misturas de maior qualidade.

5.1. Sugestões para trabalhos futuros

Não obstante os bons resultados encontrados até o presente momento, ainda há diversos pontos que merecem ser investigados. Assim, diante das limitações desta pesquisa, lista-se as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Incrementar a base de dados existente com uma diversidade maior de misturas asfálticas de modo a validar as proporções α e G , bem como o índice κ ;
- Determinar o(s) critério(s) para $\alpha_{c,máx}$;
- Avaliar o efeito de proporções α próximas do $\alpha_{c,mín}$ nas características volumétricas das misturas asfálticas;
- Investigar a influência dos parâmetros granulométricos ora propostos na resistência à fadiga das misturas asfálticas;
- Incluir no cálculo do índice κ um parâmetro que caracterize o tipo de material fino (fíler);
- Incorporar as características de forma, angularidade e textura dos agregados, obtidas por PDI, no índice κ .

REFERÊNCIAS

AASHTO M 323. *Standard specification for Superpave volumetric mix design*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2013.

_____ M 332. *Standard specification for performance-graded asphalt binder using multiple stress creep recovery (MSCR) test*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2014.

_____ MP 8. *Specification for design SMA*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2008.

_____ TP 70. *Standard method of test for multiple stress creep recovery (MSCR) test of asphalt binder using a dynamic shear rheometer (DSR)*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2013.

ABNT NBR 16505. *Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida*. Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2016.

AIREY, G. State of the art report on ageing test methods for bituminous pavement materials. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 4, p. 165-176, 2003.

ALMEIDA JR, P. O. B. *Comportamento viscoelástico E deformação permanente de concretos asfálticos com diferentes granulometrias, ligantes asfálticos e métodos de dosagem*. 2016. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

ALRICH, R. C. Influence of aggregate properties on performance of heavy-duty hot-mix asphalt pavements. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 1547, p. 7-14, 1996.

AL-ROUSAN, T. M. *Characterization of aggregate shape properties using computer automated system*. 2004. Dissertation (PhD) – Texas A&M University, Texas, 2004.

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

AZARI, H. Analysis of the effect of laboratory short-term conditioning on mechanical properties of asphalt mixture. *In: 90th RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING*, Washington DC, 2011.

AZARI, H.; MOHSENI, A. Effect of short-term conditioning and long-term ageing on permanent deformation characteristics of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, v. 14, n. 2, p. 79-91, 2013.

BABADOPULOS, L. A. F. L. *A contribution to couple aging to hot mix asphalt (HMA) mechanical characterization under load-induced damage*. 2014. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes (PETRAN), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

BABADOPULOS, L. A. F. L.; FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B. An approach to couple aging to stiffness and permanent deformation modelling of asphalt mixtures. *Materials and Structures*, v. 49, n. 12, p. 4929-4945, 2016.

BASTOS, J. B. S.; FERREIRA, J. L. S.; SOARES, J. B. Relação entre parâmetros granulométricos e características de forma na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. In: 45ª REUNIÃO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO, Brasília – DF, 2016a.

BASTOS, J. B. S.; TORQUATO E SILVA, S. A.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H.; KIM, Y. R. Triaxial stress sweep test protocol considerations for permanent deformation characterization of asphalt mixtures. *Road Materials and Pavement Design*, p. 1-14, 2016b.

BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A. H. Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. *Revista Transportes*, (Aceito para publicação), 2017.

BELL, A. Summary report on the aging of asphalt-aggregate systems. *Transportation Research Board*, v. 10, p. 1-121, 1989.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. *Pavimentação Asfáltica - Formação Básica para Engenheiros*. ABEDA, Rio de Janeiro, 2010.

BESSA, I. S. *Avaliação do processamento digital de imagens como ferramenta para caracterização de agregados e misturas asfálticas*. 2012. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes (PETRAN), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

BESSA, I. S.; CASTELO BRANCO, V. T. F.; SOARES, J. B. Evaluation of different digital image processing software for aggregates and hot mix asphalt characterizations. *Construction and Building Materials*, 37, 370–378, 2012.

BIRGISSON, B.; RUTH, B. Development of tentative guidelines for the selection of aggregate gradations for hot-mix asphalt. *ASTM STP*, v. 1412, p. 110-127, 2001.

BONAQUIST, R. *Evaluation of Flow Number (FN) as a discriminating HMA mixture property*. Wisconsin Highway Research Program, Wisconsin, 2012.

BORGES, R. L. *Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplastico e ensaios triaxiais de carga repetida*. 2014. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes (PETRAN), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

BROWN, E. R.; KANDHAL, P. S.; ROBERTS, F. L.; KIM, Y. R.; LEE, D. Y.; KENNEDY, T. W. *Hot mix asphalt materials, mixture design, and construction*. NAPA Research and Education Foundation, 2009.

CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L. B.; SOARES, J. B. *Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação*. ABEDA, Rio de Janeiro, 2015.

CEZARO JUNIOR, T. *Estudo das propriedades mecânicas de misturas asfálticas convencionais e modificadas*. 2008. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2008.

CHOWDHURY, A.; GRAW, J. C.; BUTTON, J. W.; LITTLE, D. N. Effect of aggregate gradation on permanent deformation of Superpave HMA. *In: 80th ANNUAL MEETING OF TRANSPORTATION RESEARCH BOARD*, Washington, D.C., 2001.

CHOI, Y. T.; KIM, Y. R. Development of a calibration testing protocol for the permanent deformation model of asphalt concrete. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 2373, n. 2296, p. 34-43, 2013.

CHRISTENSEN, D. W.; ANDERSON, D. A. Interpretation of dynamic mechanical test data for paving grade asphalt cements (with discussion). *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 61, 1992.

COENEN, A. R.; KUTAY, M. E.; SEFIDMAZGI, N. R.; BAHIA, H. Aggregate structure characterization of asphalt mixtures using two-dimensional image analysis. *Road Materials and Pavement Design*, v. 13, n. 3, p. 433-454, 2012.

CUNHA, M. B. *Avaliação do Método de Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas*. 2004. Dissertação (Mestrado) – Universidade de São Paulo - EESC, São Paulo, 2004.

D'ANGELO, J. A. The relationship of the MSCR test to rutting. *Road Materials and Pavement Design*, v. 10, p. 61-80, 2009.

D'ANTONA, D. M. G.; FROTA, C. A. Estudo de misturas asfálticas com ligante modificado pelo polímero EVA para pavimentos urbanos de Manaus - AM. *Revista Polímeros Ciência e Tecnologia*, v. 21, n. 1, p. 13-18, 2011.

DANIEL, J. S.; RIVERA, F. *Application of the Bailey method to New Hampshire asphalt mixtures*. Final Report No. FHWA-NH-RD-13733F, University of New Hampshire, New Hampshire, 2009.

DOMINGOS, M. D. I.; PAMPLONA, T. F.; FAXINA, A. L.; GIGANTE, A. C. Viscosidade rotacional de ligantes asfálticos modificados de mesmo grau de desempenho. *Revista Transportes*, v. 20, n. 2, p. 15-22, 2012.

DOMINGOS, M. D. I.; FAXINA, A. L. Susceptibility of asphalt binders to rutting: Literature Review. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 28, n. 2, 2016.

DONGRÉ, R.; D'ANGELO, J. A.; COPELAND, A. Refinement of flow number as determined by the asphalt mixture performance tester for use in routine QC/QA practice. *Transportation Research Board*, 2009.

DNIT 031. *Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço*. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, DNIT, 2006.

ET-DE-P00/027 *Concreto asfáltico*. Departamento de Estradas de Rodagem, DER/SP, Diretoria de Engenharia, 2005.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. *Multiple Stress Creep Recovery (MSCR) Procedure*. Report N°. FHWA-HIF-11-038, 2011.

FERNÁNDEZ-GÓMEZ, W. D.; QUINTANA, H. R.; LIZCANO, F. R. A review of asphalt and asphalt mixture aging. *Ingeniería e Investigación*, v. 33, n. 1, p. 5-12, 2013.

FERREIRA, J. L. S. *Melhoramento da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas pela escolha granulométrica a partir da metodologia da faixa de agregados dominantes*. Projeto de Graduação – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B. Métodos de seleção granulométrica com foco na resistência à deformação permanente. *Revista Transportes*, v. 24, n. 2, p. 46-52, 2016a.

_____ Effectiveness of Dominant Aggregate Size Range – Interstitial Component (DASR-IC) criteria for evaluate rutting performance of Brazilian asphalt mixtures. *In: 22º ENCONTRO DO ASFALTO (IBP)*, Rio de Janeiro, 2016b.

FULLER, W. B.; THOMPSON, S. E. *The laws of proportioning concrete*. Transactions of the American Society of Civil Engineers, 59-67, 1907.

GIERHART, D. Analysis of Oklahoma mix designs for the National Center for Asphalt Technology test track using the Bailey method. *In: TRANSPORTATION RESEARCH CIRCULAR EC124 – PRACTICAL APPROACHES TO HOT-MIX ASPHALT MIX DESIGN AND PRODUCTION QUALITY CONTROL TESTING*, 2007

GOLALIPOUR, A.; JAMSHIDI, E.; NIAZI, Y.; AFSHARIKIA, Z.; KHADEM, M. Effect of aggregate gradation on rutting of asphalt pavements. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, v. 53, p. 440-449, 2012.

GOODE, J. F.; LUFSEY, J. A. A new graphical chart for evaluating aggregate gradations. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 31, p. 176-207, 1962.

GRAZIANI, A.; FERROTTI, G.; PASQUINI, E.; CANESTRARI, F. An application to the European practice of the Bailey Method for HMA aggregate grading design. *Procedia - Social and Behavioral Sciences*, v. 53, p. 991-1000, 2012.

GREENE, J.; CHUN, S.; CHOUBANE, B. Enhanced gradation guidelines to improve asphalt mixture performance. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 2456, 2014.

GUARIN, A. *Interstitial component characterization to evaluate asphalt mixture performance*. 2009. Dissertation (PhD) – University of Florida, Gainesville, 2009.

GUIMARÃES, A. C. R. *Um método mecânico empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos*. 2009. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009.

JIANG, J.; GAO, L.; YAO, L. Effect of the contact structure characteristics on rutting performance in asphalt mixtures using 2D imaging analysis. *Construction and Building Materials*, v. 136, p. 426-435, 2017.

KALOUSH, K. *Simple performance test for permanent deformation of asphalt mixtures*. 2001. Dissertation (PhD) – Arizona State University, Arizona, 2001.

KIM, S. *Identification and assessment of the Dominant Aggregate Size Range (DASR) of asphalt mixture*. 2006. Dissertation (PhD) – University of Florida, Gainesville, 2006.

KING, G. Additives in asphalt. *Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists*, v. 68, p. 32–69, 1999.

KVASNAK, A.; ROBINETTE, C. J.; WILLIAMS, R. C. Statistical development of a flow number predictive equation for the Mechanistic Empirical Pavement Design Guide. *In: 86th TRANSPORTATION RESEARCH BOARD ANNUAL MEETING*, 2007.

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

LIRA, B.; JELAGIN, D.; BIRGISSON, B. Gradation-based framework for asphalt mixture. *Materials and Structures*, v. 46, p. 1401-1414, 2013.

MASAD, E.; MUHUNTHAN, B.; SHASHIDHAR, N.; HARMAN, T. Internal structure characterization of asphalt concrete using image analysis. *Journal of Computing in Civil Engineering*, v. 13, p. 88-95, 1999.

MASSON, J. F.; COLLINS, P.; POLOMARK, G. Steric hardening and the ordering of asphaltenes in bitumen. *Energy and Fuels*, v. 19, n. 1, p. 120-122, 2005.

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

MONTGOMERY, D. C.; PECK, E. A. *Introduction to linear regression analysis*. John Wiley & Sons, New York, 1992.

NASCIMENTO, L. A. H. *Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com o uso do compactador giratório e foco na deformação permanente*. 2008. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NCHRP Report 464. *The restricted zone in the Superpave aggregate gradation specification*. National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2001.

NCHRP Report 673. *A manual for design of hot mix asphalt with commentary*. National Cooperative Highway Research Program, Washington, D.C., 2011.

NIJBOER, L. W. *Plasticity as a Factor in the Design of Dense Bituminous Road Carpets*. Elsevier, 1948.

ONOFRE, F. C. *Avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas produzidas com ligantes asfálticos modificados por ácido polifosfórico e aditivos poliméricos enfatizando a resistência à deformação permanente*. 2012. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes (PETRAN), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012.

PETERSEN, J. C. A review of the fundamentals of asphalt oxidation: chemical, physicochemical, physical property and durability relationships. *Transportation Research Board*, 2009.

RIBAS, C. Y. *Avaliação da influência do método de compactação na macrotextura de misturas asfálticas densas utilizando o processamento digital de imagens*. 2016. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

RICHARDSON, C. *The modern asphalt pavement*. John Wiley & Sons, New York, 1912.

ROBERTS, F. L.; KANDHAL, P. S.; BROWN, E. R.; LEE, D. Y.; KENNEDY, T. W. *Hot mix asphalt materials, mixture design and construction*. NAPA Research and Education Foundation, 1996.

RODEZNO, M. C.; KALOUSH, K.; CORRIGAN, M. R. Development of a flow number predictive model. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, v. 2181, p. 79-87, 2010.

SANTANNA-GRECO, J. A. *Avaliação da influência de alguns fatores nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas, à luz da técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos*. 2004. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004.

SEFIDMAZGI, N. R. *Defining effective aggregate skeleton in asphalt mixture using digital imaging*. 2011. Thesis (Master) – University of Wisconsin, Madison, 2011.

SEFIDMAZGI, N. R.; BAHIA, H. Mechanisms of failure in uniaxial repeated creep test and the relationship to aggregate packing. *In: 8th RILEM INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON TESTING AND CHARACTERIZATION OF SUSTAINABLE AND INNOVATIVE BITUMINOUS MATERIALS*, 2016.

SEFIDMAZGI, N. R.; TASHMAN, L.; BAHIA, H. Internal structure characterization of asphalt mixtures for rutting performance using imaging analysis. *Road Materials and Pavement Design*, v. 13, p. 21-37, 2012.

SHEN, S.; YU, H. Analysis of aggregate gradation and packing for easy estimation of hot-mix asphalt voids in mineral aggregate. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, n. 5, 2011.

STAKSTON, A. D.; BAHIA, H. *The effect of fine aggregate angularity, asphalt content and performance graded asphalts on hot mix asphalt performance*, 2003.

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

TASHMAN, L.; WANG, L.; THYAGARAJAN, S. Microstructure characterization for modeling HMA behavior using imaging technology. *Journal of Road Materials and Pavement Design*, v. 8, n. 2, p. 207-238, 2007.

THOMPSON, D. C.; HOIBERG, A. J. *Bituminous materials: Asphalt tars and pitches*. Robert Krieger Publishing Co, 1979.

TOMÉ, L. G. A. *Efeito da adição de nanoargilas e nanocompósitos argila/SBS no desempenho de ligantes asfálticos*. 2014. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2014.

VASCONCELOS, K. L.; EVANGELISTA JR., F.; SOARES, J. B. Análise da estrutura interna de misturas asfálticas. *In: XVII Congresso Brasileiro de Pesquisa e Ensino em Transportes*, ANPET, Recife, PE, 2005.

VAVRIK, W. R. *Asphalt mixture design concepts to develop aggregate interlock*. 2000. Dissertation (PhD) – University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana – Illinois, 2000.

VAVRIK, W. R.; HUBER, G.; LOPE, G.; PINE, W. *Bailey method for gradation selection in HMA mixture design*. Transportation Research Board, 2002.

WANG, L. *Mechanics of Asphalt: Microstructure and Micromechanics*. McGraw-Hill Companies, Inc., 2011.

WARGHA FILHO, N. *Avaliação da influência da redução das temperaturas de compactação e usinagem no comportamento mecânico de misturas asfálticas mornas*. 2013. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes (PETRAN), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

WITCZAK, M. W.; KALOUSH, K.; PELLINEN, T.; VON QUINTUS, H. *Simple performance test for Superpave mix design*. NCHRP Report 465. National Research Council, Transportation Research Board, Washington, D.C, 2002.

YILDIRIM, Y. Polymer modified asphalt binders. *Construction and Building Materials*, v. 21, p. 66-72, 2007.

YU, H. *Design and characterization of asphalt mixtures based on particle packing and mechanical modeling*. 2012. Dissertation (PhD) – Washington State University, Washington D.C., 2012.

YUE, Z. Q.; BEKKING, W.; MORIN, A. Application of digital image processing to quantitatively study of asphalt concrete microstructure. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, p. 53–60, 1995.

ZHANG, J.; WALUBITA; L. F., FARUK, A. N. M.; KARKI, P.; SIMATE, G. S. Use of the MSCR test to characterize the asphalt binder properties relative to HMA rutting performance – A laboratory study. *Construction and Building Materials*, v. 94, p. 218-227, 2015.

ZHU, H. Contact Mechanism Based Asphalt Concrete Modeling. *In: 12th ASCE ENGINEERING MECHANICS CONFERENCE*, San Diego, California, 1998.

ZHU, H.; DASS, W. C. Modeling of asphalt concrete. *Applied Research Associates*, 1996.

ZHU, H.; NOBES, J. E. Contact based analysis of asphalt pavement with the effect of aggregate angularity. *Mechanics of Materials*, v. 32, p. 193-202, 2000.