

Rodrigo Shigueiro Siroma

**AVALIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM
MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS FORMULADAS COM
AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)**

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

Orientador: Prof. Dr. Breno Salgado Barra

Joinville
2018

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

Siroma, Rodrigo Shigueiro

Avaliação da deformação permanente em misturas
asfálticas densas formuladas com areia descartada
de fundição (ADF) / Rodrigo Shigueiro Siroma ;
orientador, Breno Salgado Barra, 2018.

200 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de
Santa Catarina, Campus Joinville, Programa de Pós-
Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas,
Joinville, 2018.

Inclui referências.

1. Engenharia e Ciências Mecânicas. 2. areia
descartada de fundição (ADF). 3. misturas asfálticas
densas. 4. deformação permanente. 5. metodologia
francesa de formulação de misturas asfálticas. I.
Barra, Breno Salgado . II. Universidade Federal de
Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em
Engenharia e Ciências Mecânicas. III. Título.

Rodrigo Shigueiro Siroma

**AVALIAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM
MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS FORMULADAS COM
AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)**

Esta dissertação foi julgada adequada para obtenção do Título de Mestre em Engenharia e Ciências Mecânicas e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville, 07 de dezembro de 2018

Prof. Dr. Régis Kovacs Scalice
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências
Mecânicas

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Breno Salgado Barra
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Leto Momm
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Dr. Yader Alfonso Guerrero Pérez
Universidade Federal de Santa Catarina

Profª. Dra. Adriana Goulart dos Santos
Universidade do Estado de Santa Catarina

Dedicatória

Ao meu pai, Valdir, minha mãe,
Marilda e minha madrastra, Priscila, por
mostrarem que quando algo vale a pena,
o trabalho duro compensa.

À Sandra (ne), minha esposa e parceira
para vida toda.

AGRADECIMENTO

Acima de tudo, agradeço a Deus por ter me acompanhado por toda a minha jornada até aqui. Por ter sempre me guiado para a direção correta, mesmo em períodos de incertezas, e por fazer com que no final, sempre dê tudo certo. Além disso, agradeço por ter me permitido chegar sempre em segurança aos meus destinos, durante as várias viagens de carros de Florianópolis para Joinville e São Paulo ao longo do mestrado.

À minha esposa, Sandra Tiyoka Deai, por estar sempre ao meu lado. Eu gostaria de te agradecer pelas inúmeras vezes que você me enxergou melhor do que eu era, e por sempre acreditar e apoiar meus sonhos e empreitadas. Agradeço também por ter contribuído ativamente para a realização dessa pesquisa, ao passarmos a viagem de “lua de mel” usinando misturas asfálticas e compactando placas no laboratório da USP. Se hoje colho frutos doces, foi porque você me ajudou a plantá-los e cuidá-los.

Ao meu pai Valdir Shigueiro Siroma, minha mãe Marilda Yamashiro e minha madrastra Priscila Aiko Hiane Siroma, por nunca terem poupado esforços em prover as ferramentas necessárias para o meu desenvolvimento pessoal e profissional. Agradeço também pela transmissão dos valores familiares e comportamentais ao longo da vida, que foram fundamentais para o sucesso nessa jornada.

Aos meus irmãos Thais, Valdir, Rodolfo, Ayumi e Arissa pelo apoio e carinho incondicional de vocês. Tenho muito orgulho e torço para o sucesso de todos vocês.

Ao meu orientador, Prof. Dr. Breno Salgado Barra, pela confiança e oportunidade concedida a mim ao estudar um assunto tão desafiador e importante para a região de Joinville. Gostaria de te agradecer pelos ensinamentos técnicos, profissionais e até pessoais, desde o meu acolhimento no laboratório na Iniciação Científica, que foram primordiais no desenvolvimento de um pensamento crítico que possibilitou o fechamento de mais um ciclo. Muito obrigado, meu parceiro!

Aos professores Dr. Yader Alfonso Guerrero Pérez e Dr. Leto Momm por terem proposto colocações preciosas durante a qualificação desse trabalho, me possibilitando redigir uma obra mais refinada referente a esse assunto tão rico e desafiador que é concerne à formulação de misturas asfálticas.

À professora Dr^a. Adriana Goulart dos Santos por ter aceitado prontamente compor a banca desse trabalho, propor correções precisas e melhorias para a versão final.

À toda a equipe do LTP-USP, em especial ao Dr. Edson de Moura e ao técnico Higor, pelo auxílio fundamental na realização dos ensaios que possibilitaram a conclusão desse trabalho no prazo previsto.

À Raquel Luísa Pereira Carnin, da empresa Tupy S.A., pelo envio de amostras das areias descartada de fundição (ADF) estudadas.

Aos meus colegas e amigos do LDTPav, em especial ao Eng. Hirata e Eng^a. Estéfani por terem me auxiliado em tarefas enquanto estive ausente de Joinville e pela agradável companhia durante as árduas jornadas laboratoriais. Agradeço também à Eng^a. M^a. Viviane por, mesmo distante, sanar todas minhas dúvidas sobre procedimentos laboratoriais e formatação de trabalho. Agradeço também à Eng^a. Priscilla, da empresa Rudnick Minérios Ltda, por sempre atender minhas solicitações referentes à demanda de granulares pétreos. Desejo muito sucesso a vocês, meus colegas de profissão.

Ao meu grande amigo de faculdade, Eng. João Vitor Alves, por ter sempre me recebido em seu apartamento durante todas as minhas estadias em Joinville. Obrigado pelos momentos de descontração, jantas e risadas durante todo esse período, Joãozinho!

Ao meu cunhado Valter Suekiti Deai e sua esposa Marisa, por terem me acolhido sempre de maneira calorosa em São Paulo, durante o período de ensaios na USP.

Ao pesquisador Mai Lan Nguyen, do IFSTTAR-Nantes, sempre solicito ao enviar materiais referentes a metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas, contribuindo assim para a revisão bibliográfica desse trabalho. Obrigado por tudo e que essa nossa parceria seja fortalecida nos próximos anos.

Ao Sr. Rangel Eisenhut, representante da ABIFA Paraná/Santa Catarina, pelo envio de materiais referentes aos índices setoriais da indústria de fundição.

A todos que, de alguma forma, contribuíram para a conclusão desse trabalho, que representa não mais um sonho, mas sim o fechamento de um ciclo e preparo para voos mais altos. Meu muito obrigado!

“Stay hungry, stay foolish”

Stewart Brand - The Whole Earth Catalog (1968)

RESUMO

A indústria de fundição gera quantidade exorbitante de resíduos sólidos, sendo a maior parte constituída por areia descartada de fundição (ADF). Proveniente do processo de desmolde de peças metálicas, a ADF pode conter elementos químicos danosos ao meio ambiente, logo seu descarte tem sido restringido à aterros industriais ao longo dos anos. Nesse contexto, o objetivo dessa pesquisa é avaliar a influência da incorporação de ADF, como substituto parcial de agregados graníticos finos (frações retidas nas peneiras de abertura 0,3 e 0,15mm), na deformação permanente de misturas asfálticas densas. O agregado pétreo e as ADF utilizadas são provenientes de Joinville/SC, enquanto o ligante asfáltico CAP 30/45 é da Refinaria de Paulínia/SP (REPLAN), da Petrobras. A curva granulométrica utilizada para compor as misturas asfálticas foi definida pela Equação de Füller-Talbot, ou seja, por um procedimento racional. Foi realizado uma análise comparativa entre três misturas asfálticas produzidas: convencional (composto integralmente por brita granítica); e duas misturas com cada uma das ADF originárias de diferentes linhas de produção da empresa Tupy S.A. (ADF E0 e ADF FUC). Os ensaios foram definidos através de critérios normativos franceses, devido à proximidade de seus procedimentos laboratoriais em simularem os processos observados em campo. Devido à semelhança na granulometria, as misturas asfálticas produzidas foram classificadas como “*Béton Bitumineux Semi-Grenus* - BBSG 0/14mm”, uma mistura frequentemente utilizada na França como camada de rolamento e de ligação. Foram executados os ensaios previstos para esse tipo de mistura, que são: Prensa de Compactação Giratória (PCG); Ensaio de Duriez a 18°C; e Deformação Permanente (aparelho “orniéreur” LPC). Além disso, foram executados os ensaios de Drenabilidade e de Altura de Mancha de Areia. A incorporação de ADF resultou em um aumento na habilidade de compactação devido suas partículas arredondadas, resultando teores menores de vazios. Foi constatado uma redução da resistência à ação deletéria da água, dado seu teor elevado de SiO₂ que pode prejudicar a adesividade com o betume, e também uma maior deformação permanente, quando comparado à mistura convencional. Apesar disso, as misturas com ADF apresentaram todos seus resultados laboratoriais dentro dos limites normativos franceses, indicando que seu emprego não resultaria em deformações excessivas sob determinado tráfego.

Palavra-chave: areia descartada de fundição (ADF), misturas asfálticas densas, deformação permanente, metodologia francesa de formulação.

ABSTRACT

Foundry industries generates an exorbitant amount of solid waste, mostly consisting of waste foundry sand (WFS). From the metal pieces demolding process, the WFS may contain chemical elements harmful to the environment, thus its disposal has been restricted to industrial landfills over the years. In this context, the goal of this research is to evaluate the influence of the WFS incorporation, as a partial replacement of crushed stone fine aggregate (concerned to the fraction retained on the sieve size of 0,3 and 0,15mm), on permanent deformation (rutting) of dense-graded hot mix asphalt (HMA). The crushed stone aggregate and the WFS samples used in this study are from Joinville/SC. The 30/45 pen-grade asphalt binder is from REPLAN Refinery (Petrobras), in Paulínia/SP. The gradation used to compose the dense-graded HMA was defined by the Füller-Talbot equation, i.e., by a rational procedure. A comparative analysis was performed between three asphalt mixtures: a conventional HMA (composed entirely of granite aggregate); and two HMA with each of the WFS from different production lines of Tupy S.A. company (WFS E0 and WFS FUC). The tests were defined based on the French standardized criteria, due to the proximity of its laboratory procedure can simulate the loading application occurred in the field. The dense-graded HMA produced in this study were classified as “*Béton Bitumineux Semi-Grenus* – BBSG 0/14mm” due to its gradation. The BBSG is one of the most commonly HMA used in France as asphalt wearing course and binder course. Gyrotory Compacting Shear Press (PCG), Duriez at 18°C and Rutting (LCP Wheel-Tracking Rutting Tester) were carried out. In addition, Outflow Meter and Sand Patch tests were also carried out. The incorporation of WFS resulted in an increase in the compaction ability due to its rounded particles, resulting in lower voids contents. It was observed a reduction in the resistance to the moisture damage, due to its high SiO₂ content, which may impair the adhesiveness with the bitumen, and also a higher permanent deformation when comparing to the conventional mixture. Despite this, HMA with WFS presented all the results in accordance with the French standardized limits, indicating that the use of the WFS would not result in excessive deformation under certain traffic.

Key-word: Waste Foundry Sand (WFS), dense-graded hot mix asphalt (HMA), rutting, French Methodology for designing asphalt mixes

RÉSUMÉ

L'industrie de la fonderie génère une quantité exorbitante de déchets solides, dont la majeure partie consiste en sable de fonderie. Provenant du processus de démoulage des pièces métalliques, le sable de fonderie peut contenir des éléments chimiques nocifs pour l'environnement, son élimination a donc été limitée aux décharges industrielles au fil des ans. Dans ce contexte, l'objectif de cette recherche est d'évaluer l'influence de l'incorporation de sable de fonderie, en tant que substitut partiel d'agrégats granitiques fins (fractions retenues dans les tamis d'ouverture de 0,3 et 0,15mm), dans l'orniérage des enrobés bitumineux de granulométrie dense. L'agrégat granitique et les deux échantillons de sable de fonderie utilisés proviennent de Joinville/SC, tandis que le liant bitumineux de classe 30/45 de la Refinaria de Paulínia/SP (REPLAN) de l'entreprise Petrobras. La courbe granulométrique utilisée pour composer les enrobés a été définie par l'Équation de Fuller-Talbot, c'est-à-dire, par une procédure rationnelle. Une analyse comparative a été effectuée entre les trois mélanges bitumineux produits : conventionnel (entièrement composé d'agrégat granitique) ; et deux mélanges avec chacun des sables de fonderies provenant de différentes lignes de production de l'entreprise Tupy S.A. Les essais ont été définis selon la méthodologie de formulation définie en France, en raison de la proximité de ses procédures de laboratoire permettant de simuler les processus observés sur le chantier. La similitude de granulométrie des enrobés ont été classés comme « Béton Bitumineux Semi-Grenus – BBSG 0/14mm », qui sont souvent utilisés en France comme couche de roulement et de liaison. Des essais suivants ont été exécutés, dans le cadre de cette recherche : Presse de compactage giratoire (PCG) ; Duriez à 18°C ; et Résistance à l'orniérage – méthode LCP. De plus, les tests au Drainabilité et de Mesure de la hauteur au sable ont également été menés. L'incorporation de sable de fonderie a entraîné une augmentation de la capacité de compactage, en raison de ses particules arrondies. Il a été constaté une réduction de la tenue à l'eau, due à sa forte teneur en SiO₂ qui peut nuire à l'affinité granulats-bitume, ainsi qu'une augmentation de la profondeur d'orniérage par rapport au mélange conventionnel. Malgré cela, les mélanges avec sable de fonderie ont présenté tous les résultats de laboratoire en accordance avec les exigences normatives, indiquant que leur utilisation résulterait en une résistance à l'orniérage satisfaisant sous certains trafics.

Mots-clés : sable de fonderie, mélange bitumineux de granulométrie dense, orniérage, méthodologie française de formulation.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Atividades realizadas para alcançar o objetivo	35
Figura 1.2 -	Situação da malha viária urbana de Joinville/SC	37
Figura 2.1 -	Misturador utilizado para fabricar a AVF	42
Figura 2.2 -	Molde de areia verde de fundição	43
Figura 2.3 -	Macho posicionado dentro do molde	43
Figura 2.4 -	Metal líquido sendo vertido na caixa de moldagem	44
Figura 2.5 -	Seção do trecho implementado com ADF em Extrema/MG	52
Figura 3.1 -	Camadas de uma estrutura de pavimento	55
Figura 3.2 -	Terminologia francesa das estruturas de um pavimento	57
Figura 3.3 -	Deformação das camadas de base asfáltica ao tráfego	58
Figura 3.4 -	Sinais de deformações na fibra inferior da camada de base	58
Figura 3.5 -	Adesão e coesão do sistema granular-betume ..	64
Figura 3.6 -	Limites normativos e tolerâncias permitidas para a Faixa C	67
Figura 3.7 -	Variação do diâmetro máximo na Faixa C do DNIT	68
Figura 3.8 -	Variação da porcentagem de passante na peneira nº200 na Faixa C do DNIT	68
Figura 3.9 -	Faixa de trabalho da Faixa C do DNIT	69
Figura 3.10 -	Curva granulométrica de densidade máxima ...	71
Figura 3.11 -	Análise das diferentes curvas granulométricas	72
Figura 4.1 -	Soquete Marshall	75
Figura 4.2 -	Rompimento por compressão diametral	76
Figura 4.3 -	Resumo dos níveis de ensaios da formulação ..	77
Figura 4.4 -	PCG tipo 2 (esquerda) e PCG tipo 3 (direita) ...	79
Figura 4.5 -	Percurso da água em misturas asfálticas	80
Figura 5.1 -	Deformação permanente por fluência	85
Figura 5.2 -	Tipos de deformação permanente em um pavimento flexível	87
Figura 5.3 -	Deformação estrutural	87
Figura 5.4 -	Influência do betume na deformação permanente	91

Figura 5.5 -	Deformação em função da configuração do eixo em diferentes tipos de misturas asfálticas	93
Figura 5.6 -	Pneu duplo (Michelin 295/80R22) e Pneu extralargo simples (Michelin 385/65R22,5)	93
Figura 5.7 -	Efeitos da pressão de insuflagem	94
Figura 6.1 -	Localização da jazida na Folha Joinville	98
Figura 6.2 -	Localização das principais jazidas na região de Joinville/SC	100
Figura 6.3 -	Imagem com MEV de finos de diâmetro 0,3mm de agregado granítico da região de Joinville/SC	101
Figura 6.4 -	Imagem microscópica de elevada resolução. Brita retida na 0,15mm	102
Figura 6.5 -	Imagem microscópica de elevada resolução. Brita retida na 0,30mm	102
Figura 6.6 -	Gráfico da viscosidade do CAP 30/45 para determinar as temperaturas de compactação e de usinagem	104
Figura 6.7 -	ADF E0 (esquerda) e ADF FUC (direita)	105
Figura 6.8 -	Curva Granulométrica da ADF E0 e ADF FUC	105
Figura 6.9 -	Grumos encontrados nas duas amostras de ADF	106
Figura 6.10 -	Esqueleto mineral das misturas asfálticas com ADF	107
Figura 6.11 -	Microscopia de elevada resolução da ADF E0 (retido 0,15mm)	108
Figura 6.12 -	Microscopia de elevada resolução da ADF E0 (retido 0,30mm)	108
Figura 6.13 -	Microscopia de elevada resolução da ADF FUC (retido 0,15mm)	109
Figura 6.14 -	Microscopia de elevada resolução da ADF FUC (retido 0,30mm)	109
Figura 6.15 -	MEV da ADF E0	110
Figura 6.16 -	MEV da ADF FUC	111
Figura 6.17 -	Resultado 2 do sistema EDS para ADF E0 e conjunto de espectros	112
Figura 6.18 -	Resultado 2 do sistema EDS para ADF FUC e conjunto de espectros	113
Figura 6.19 -	Análise mineralógica DRX da ADF E0	114
Figura 6.20 -	Análise mineralógica DRX da ADF FUC	114

Figura 6.21 -	Resultado da adesividade com ADF FUC e ADF E0	115
Figura 6.22 -	Curva granulométrica densa obtida pela Eq. Füller-Talbot	117
Figura 6.23 -	Curva teórica enquadrada na Faixa C do DNIT	118
Figura 6.24 -	Comparação da Curva Teórica com alguns tipos de misturas asfálticas francesas	119
Figura 6.25 -	Comparação entre a Curva Teórica e a Curva BBSG 0/14mm da empresa Trabet	120
Figura 6.26 -	Limites BBSG 0/14mm previstas em norma, curva teórica e curva de trabalho da empresa Trabet	122
Figura 6.27 -	Granulometria antes e depois do ensaio ID _M	124
Figura 7.1 -	Espalhamento da mistura asfáltica	128
Figura 7.2 -	Equipamento de pressão à vácuo	128
Figura 7.3 -	Bolhas de ar aprisionadas sendo expulsas sob pressão à vácuo	129
Figura 7.4 -	Parte inferior do menisco na marcação estipulada	129
Figura 7.5 -	Sequência de conjuntos a serem pesados	130
Figura 7.6 -	Prensa de Compactação Giratória (série PCG-3)	132
Figura 7.7 -	Procedimentos de inserção de amostra no molde metálico	133
Figura 7.8 -	Inserção dos valores de entrada na PCG-3	134
Figura 7.9 -	Inserção da amostra com o guincho elétrico de coluna	135
Figura 7.10 -	Princípio do processo de compactação pela PCG	136
Figura 7.11 -	Gráfico gerado pelo equipamento (mistura aprovada)	137
Figura 7.12 -	Gráfico gerado pelo equipamento (mistura reprovada)	138
Figura 7.13 -	Verificação de compacidade da compacidade de mistura asfáltica	138
Figura 7.14 -	Extração do corpo de prova do ensaio PCG-3	139
Figura 7.15 -	Molde cilíndrico e mistura asfáltica para o ensaio de Duriez	140
Figura 7.16 -	Espaçadores entre o pistão base e o cilindro metálico	141
Figura 7.17 -	Processo de compactação por duplo pistão	141

Figura 7.18 -	Corpos de prova condicionados sem imersão ...	142
Figura 7.19 -	Saturação à vácuo dos corpos de prova	143
Figura 7.20 -	Corpos de prova condicionados imersos em água	143
Figura 7.21 -	Processo de rompimento por compressão simples	144
Figura 7.22 -	Equipamento de trilha de roda "orniéreur" tipo LPC	145
Figura 7.23 -	Mesa compactadora pneumática	146
Figura 7.24 -	Painel de controle da mesa compactadora pneumática	146
Figura 7.25 -	Moldes metálicos de 50mm e de 100mm	147
Figura 7.26 -	Pugmill fechado(esq.) e aberto(dir.) para retirada da mistura	147
Figura 7.27 -	Homogeneização da amostra antes da compactação	148
Figura 7.28 -	Inserção e pré-adensamento/nivelamento da amostra	149
Figura 7.29 -	Placas moldadas pela mesa compactadora pneumática	150
Figura 7.30 -	Placas instaladas em cada um dos lados do aparelho de trilha de roda LPC	150
Figura 7.31 -	Leitura com extensômetro do corpo de prova ..	151
Figura 7.32 -	Pontos de leituras sobre a placa	152
Figura 7.33 -	Microesferas de vidro utilizadas (aumento de 25x)	154
Figura 7.34 -	Materiais utilizados para o ensaio de mancha de areia	154
Figura 7.35 -	Medição dos diâmetros	155
Figura 7.36 -	Ensaio de Drenabilidade	157
Figura 8.1 -	Misturas Asfálticas analisadas pela PCG	160
Figura 8.2 -	Resultado geral do ensaio da PCG	161
Figura 8.3 -	Evolução da compactação entre ADF FUC e convencional	162
Figura 8.4 -	Evolução da compactação entre ADF E0 e convencional	162
Figura 8.5 -	Evolução da compactação entre ADF FUC e ADF E0	163
Figura 8.6 -	Amostras sem imersão (esq.) e com imersão (dir.) rompidas	167

Figura 8.7 -	Resultado geral do ensaio de Deformação Permanente	170
Figura 8.8 -	Evolução do afundamento entre ADF FUC e convencional	171
Figura 8.9 -	Evolução do afundamento entre ADF E0 e convencional	172
Figura 8.10 -	Evolução do afundamento ADF FUC e ADF E0 (logxlog)	173
Figura 8.11 -	Evolução afundamento ADF FUC e ADF E0 (linear)	173
Figura 8.12 -	Areia natural de cava	174
Figura 8.13 -	Amostras ensaiadas no ensaio de Deformação Permanente	175
Figura 8.14 -	Misturas asfálticas com 4,22% de ligante asfáltico	176
Figura 8.15 -	Misturas asfálticas com 4,54% de ligante asfáltico	176

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 -	Variação da composição da AVF	45
Tabela 3.1 -	Faixas granulométricas estipuladas pelo DNIT ...	67
Tabela 6.1 -	Resultado da caracterização dos agregados	99
Tabela 6.2 -	Resultado FRX da brita granítica	103
Tabela 6.3 -	Laudo técnico do ligante asfáltico	104
Tabela 6.4 -	Resultados de ensaios de caracterização de agregados pétreo e ADF	107
Tabela 6.5 -	Análise elementar por Fluorescência de Raio X ...	115
Tabela 6.6 -	Curva granulométrica das misturas asfálticas estudadas	117
Tabela 6.7 -	Diretriz da granulometria da mistura BBSG 0/14mm	121
Tabela 6.8 -	Comparativo dos ensaios de caracterização entre as jazidas	123
Tabela 7.1 -	Classes de textura superficial em função da altura da mancha de areia	156
Tabela 8.1 -	Massa Volumétrica Real (MVR) das misturas asfálticas	159
Tabela 8.2 -	Resumo do resultado do ensaio da PCG	160
Tabela 8.3 -	Relação r/R ensaio Duriez	165
Tabela 8.4 -	Porcentagem de afundamento ao longo dos ciclos	169
Tabela 8.5 -	Limites normativos para cada uma das classes BBSG	169
Tabela 8.6 -	Resultado do ensaio de Altura de Mancha de Areia (HS)	177
Tabela 8.7 -	Resultado do ensaio de Drenabilidade	180

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABIFA	Associação Brasileira de Fundição
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ADF	Areia Descartada de Fundição
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
AVF	Areia Verde de Fundição
AFNOR	<i>Association Française de Normalisation</i>
BBSG	<i>Béton Bitumineux Semi-Grenus</i>
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CETESB	Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CONSEMA	Conselho Estadual do Meio Ambiente
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais
CTB	Código de Trânsito Brasileiro
CVC	Combinação de Veículos de Carga
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes
DNM	Diâmetro Nominal Máximo
DRX	Difração de Raio X
EB	<i>Enrobé Bitumineux</i>
EDS	Espectroscopia de Energia Dispersiva
ES	Especificação de serviço
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FIRST	<i>Foundry Industry Recycling Starts Today</i>
FRX	Fluorescência de Raio X
GNT	<i>Granulaires non traités</i>
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IFSTTAR	<i>Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux</i>
ISETH	<i>Institute for Highway, Railroads and Rock Engineering</i>
LAMIR	Laboratório de Análise de Minerais e Rochas
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
LPC	<i>Laboratoire des Ponts et Chaussées</i>
LCPC	<i>Laboratoire Centrale des Ponts et Chaussées</i>
LDPav	Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação
LTP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

MLPC	<i>Matériel des Laboratoires des Ponts et Chaussées</i>
MVa	Massa Específica Volumétrica Aparente
MVR	Massa Específica Volumétrica Real (Mistura asfáltica)
MVRg	Massa Volumétrica Real do Granular
NF	<i>Norme Française</i>
PCG	Prensa de Compactação Giratória
PIB	Produto Interno Bruto
PBT	Peso Bruto Total
PBTC	Peso Bruto Total Combinado
PR	Estado do Paraná
REPAR	Refinaria Presidente Getúlio Vargas
REPLAN	Refinaria de Paulínia
SBS	Estireno-Butadieno-Estireno (SBS)
SC	Estado de Santa Catarina
SINICESP	Sindicato da Industria de Construção Pesada do Estado de São Paulo
SP	Estado de São Paulo
SEPUD	Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável
TKU	Tonelada por quilômetro útil
TLext	Teor de Ligante Externo
TLint	Teor de Ligante Interno
UFPR	Universidade Federal do Paraná
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	31
1.1	OBJETIVOS	33
1.1.1	Objetivo Geral	33
1.1.2	Objetivo Específico	33
1.2	PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO	34
2	AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF) ...	41
2.1	CICLO DA AREIA EM PROCESSOS DA FUNDIÇÃO EM AREIA VERDE	41
2.2	AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)	44
2.2.1	Areia-base	45
2.2.2	Bentonita	46
2.2.3	Água	46
2.2.4	Pó de carvão	47
2.3	PROBLEMÁTICA DA AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)	48
2.4	UTILIZAÇÃO DA ADF EM PAVIMENTOS	50
3	CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTRUTURA DE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS	55
3.1	ESTRUTURA DE PAVIMENTO	55
3.1.1	Definições de estrutura de pavimento	55
3.1.2	Estruturas de pavimentos franceses	59
3.2	MISTURAS ASFÁLTICAS	60
3.2.1	Agregado Pétreo	61
3.2.2	Ligante asfáltico	62
3.2.3	Interação granular-betume	62
3.2.3.1	Adesividade ativa	64
3.2.3.2	Adesividade passiva	64
3.3	CURVA GRANULOMÉTRICA	65
3.3.1	Método por Tentativa	66
3.3.2	Método por Equação (Método Racional)	70
4	FORMULAÇÕES DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE	74
4.1	METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO APLICADA NO BRASIL	75
4.2	METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO FRANCESA	77
4.2.1	Níveis da metodologia francesa	78
4.2.1.1	Nível 0	78

4.2.1.2	Nível 1	79
4.2.1.3	Nível 2	81
4.2.1.4	Nível 3	81
4.2.1.5	Nível 4	81
4.2.2	Misturas Asfálticas de Caráter Funcional	81
4.2.3	Misturas Asfálticas de Caráter Estrutural	83
5	DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS	85
5.1	CATEGORIAS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	86
5.2	PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A DEFORMAÇÃO PERMANENTE	88
5.2.1	Granulares	89
5.2.1.1	Curva granulométrica	89
5.2.1.2	Forma e textura	90
5.2.2	Ligante asfáltico	90
5.2.3	Temperatura	92
5.2.4	Tráfego	92
6	MATERIAIS UTILIZADOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS	98
6.1	AGREGADO PÉTREO	98
6.2	LIGANTE ASFÁLTICO	103
6.3	AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)	105
6.4	CURVA GRANULOMÉTRICA	116
6.5	DISCUSSÃO REFERENTES A MISTURA ASFÁLTICA PRODUZIDAS	122
7	PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS	126
7.1	DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLUMÉTRICA REAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS (MVR)	127
7.2	ENSAIO DE PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA (PCG)	131
7.3	ENSAIO DE DURIEZ	139
7.4	ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	144
7.5	ENSAIO DE MANCHA DE AREIA	153
7.6	ENSAIO DE DRENABILIDADE	156
8	RESULTADOS LABORATORIAIS	158
8.1	MASSA VOLUMÉTRICA REAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS	158
8.2	ENSAIO DA PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA (PCG)	159
8.3	ENSAIO DE DURIEZ	165

8.4	ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	168
8.5	ENSAIO DE ALTURA DE MANCHA DE AREIA ...	177
8.6	ENSAIO DE DRENABILIDADE	179
9	CONCLUSÃO	181
	REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA	184

1 INTRODUÇÃO

A indústria de fundição tem um papel fundamental no mercado global, devido à sua participação nos mais diversos setores da economia, como: automotivo, agroindustrial, doméstico, bélico, dentre outros. Essa imensa demanda de seus produtos, faz com que essa atividade gere volumes gigantescos de resíduos sólidos, dentre eles: escória; pó de acabamento; refratários de fusão; e a areia descartada de fundição (ADF) (CHEGATTI, 2012).

De acordo com Penkaitis (2012), a areia descartada de fundição (ADF) corresponde a mais de três quartos dos resíduos produzidos por esta atividade, e suas características dependem diretamente das peculiaridades de cada processo a qual este material foi empregado.

O processo de moldagem em areia consiste na fabricação de peças metálicas através de moldes compostos por areia silicosa, misturada com aglomerante (argila, cimento, resina) e água. Apesar de antigo, esse método ainda é muito utilizado, devido à sua economia, à qualidade dos produtos gerados, tanto em metais ferrosos quanto não ferrosos e por facilitar a produção em série, pela boa sincronia entre as operações de moldagem e de fusão do metal. Entretanto, a areia utilizada acaba sendo contaminada por diversos elementos e compostos químicos durante os processos de fundição, dentre eles: arsênio, bário, cádmio, chumbo, sódio, mercúrio, cloretos, fluoretos, fenóis e surfactantes (COUTINHO NETO, 2004).

Devido à este agravante, a maior parte das areia descartada de fundição (ADF) geradas são destinadas exclusivamente à aterros industriais, pelo fato desta ser classificada erroneamente como rejeitos, nomenclatura essa que, de acordo com Brasil (2010), se trata de todo resíduo sólido que, após ter todas suas possibilidades de reaproveitamento e tratamento economicamente viáveis esgotadas, resta apenas sua disposição final ambientalmente adequada.

Nesse cenário, Coutinho Neto (2004) e Costa (2008) apontam o interesse que diversos órgãos ambientais e empresas ligadas à fundição têm em construir parcerias com universidades visando incentivar a busca de alternativas práticas e legais de reutilização da ADF como subprodutos em outros ramos econômicos, tais como: fabricação de artefatos de concretos; materiais de aterros; e obras rodoviárias (como materiais granulares não ligados, que compõe a camada de base, ou em misturas asfálticas).

Por outro lado, órgãos governamentais, privados e instituições ligados à construção rodoviária estudam constantemente a possibilidade

de reaproveitar resíduos provenientes de outras atividades como matéria-prima, devido: às grandes extensões de vias a serem construídas e mantidas; à escassa disponibilidade de recursos financeiros para investimentos; ao aumento progressivo dos custos de materiais tradicionais empregados na pavimentação; e, por fim, à redução de suas reservas na natureza (STEFENON, 2003, CARNIN, 2008, KLINSKY, 2008).

Nesse contexto, o objetivo dessa pesquisa é, através de parâmetros relacionados ao comportamento mecânico, avaliar a viabilidade técnica da substituição parcial dos granulares finos britados por areia descartada de fundição (ADF) em misturas asfálticas densas. Para isso, foram cedidas duas amostras de ADF denominadas de ADF E0 e ADF FUC, provenientes de diferentes linhas de produção da matriz da empresa Tupy S.A., situada em Joinville/SC.

Esse trabalho visa retomar o estudo de Siroma (2016), que avaliou o emprego dessas mesmas amostras de ADF em misturas asfálticas densas, através de ensaios correntemente empregados em âmbito nacional, como: Ensaio Marshall; Resistência à Tração Indireta (RTI); e Lottman Modificado. Apesar desses resultados terem sido adequados a seus respectivos valores normativos, observa-se um distanciamento desses procedimentos laboratoriais com os processos observados em campo, seja no modo de compactação até no esforço que conduz a mistura asfáltica à ruptura, resultando em previsões pouco acuradas acerca do comportamento desses materiais ao serem aplicadas em uma obra de pavimentação.

Nesse sentido, as misturas asfálticas confeccionadas foram analisadas através de parâmetros relacionados à metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas, pelo fato desta possuir critérios rigorosos de avaliação e, principalmente, devido à proximidade que seus ensaios simulam as condições encontradas em campo. Além disso, a ótima relação campo-laboratório em função de sua vasta experiência acumulada resulta em uma maior credibilidade sobre os resultados obtidos através de seus procedimentos laboratoriais.

O fato de o transporte de materiais consistir em uma parcela considerável no custo da implementação de uma rodovia, observa-se que o uso da ADF em pavimentação seria economicamente viável apenas se esse material for empregado em um âmbito regional, ou seja, em vias urbanas e trechos de rodovias situadas próximas às indústrias geradoras deste resíduo sólido.

Como todos os materiais utilizados para compor as misturas asfálticas investigadas foram fornecidas por empresas situadas próximas,

ou na região de Joinville/SC, então as análises e discussões referentes aos resultados das misturas asfálticas confeccionadas foram baseadas em parâmetros relacionados às características locais do município.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar, através de ensaios laboratoriais, a influência da substituição parcial de granulares graníticos finos por areia descartada de fundição (ADF) em misturas asfálticas densas, referentes ao parâmetro mecânico de deformação permanente.

1.1.2 Objetivo Específico

- Estudar as características dos materiais que compõem as misturas asfálticas produzidas para um melhor enquadramento em um dos diversos tipos de misturas asfálticas já consagradas por normativas francesas;
- Formular três tipos de misturas de graduação densa, cuja quantidade de granulares que integrará cada fração do esqueleto mineral será definida através da equação de Füller-Talbot, ou seja, a partir de um procedimento racional, com as seguintes distinções: uma composta integralmente por agregado originário de rocha granítica; e duas cujas frações retidas nas peneiras de aberturas 0,3 e 0,15mm foram substituídas por cada uma das ADF fornecidas (ADF E0 e ADF FUC);
- Analisar comparativamente a influência da substituição parcial de granulares graníticos finos pelas ADF em misturas asfálticas densas confeccionadas, através dos seguintes parâmetros mecânicos: habilidade de compactação, através da Prensa de Compactação Giratória (PCG); análise da ação deletéria da água, pelo Ensaio de Duriez; e ensaio de Deformação Permanente, pela máquina “*orniéreur*”, ou máquina de trilha de roda em tradução livre, do tipo *Laboratoire des Ponts et Chaussées* (LPC);
- Executar ensaios complementares referentes a macrot textura superficial das misturas asfálticas, a saber: Drenabilidade e de Mancha de Areia;

- Apontar a melhor aplicação das misturas asfálticas avaliadas às condições ambientais e de tráfego na área de abrangência da pesquisa.

1.2 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

Os granulares utilizados para a confecção das misturas asfálticas analisadas são todos provenientes do município de Joinville/SC, a saber: agregado pétreo da empresa Rudnick Minérios LTDA; e duas amostras de ADF (ADF E0 e ADF FUC) originários de diferentes linhas de produção da matriz da empresa Tupy S.A.

O cimento asfáltico de petróleo (CAP) utilizado foi o CAP 30/45, fornecido pela empresa CBB Asfalto, de Curitiba/PR, e proveniente da Refinaria de Paulínia (REPLAN) da Petrobras.

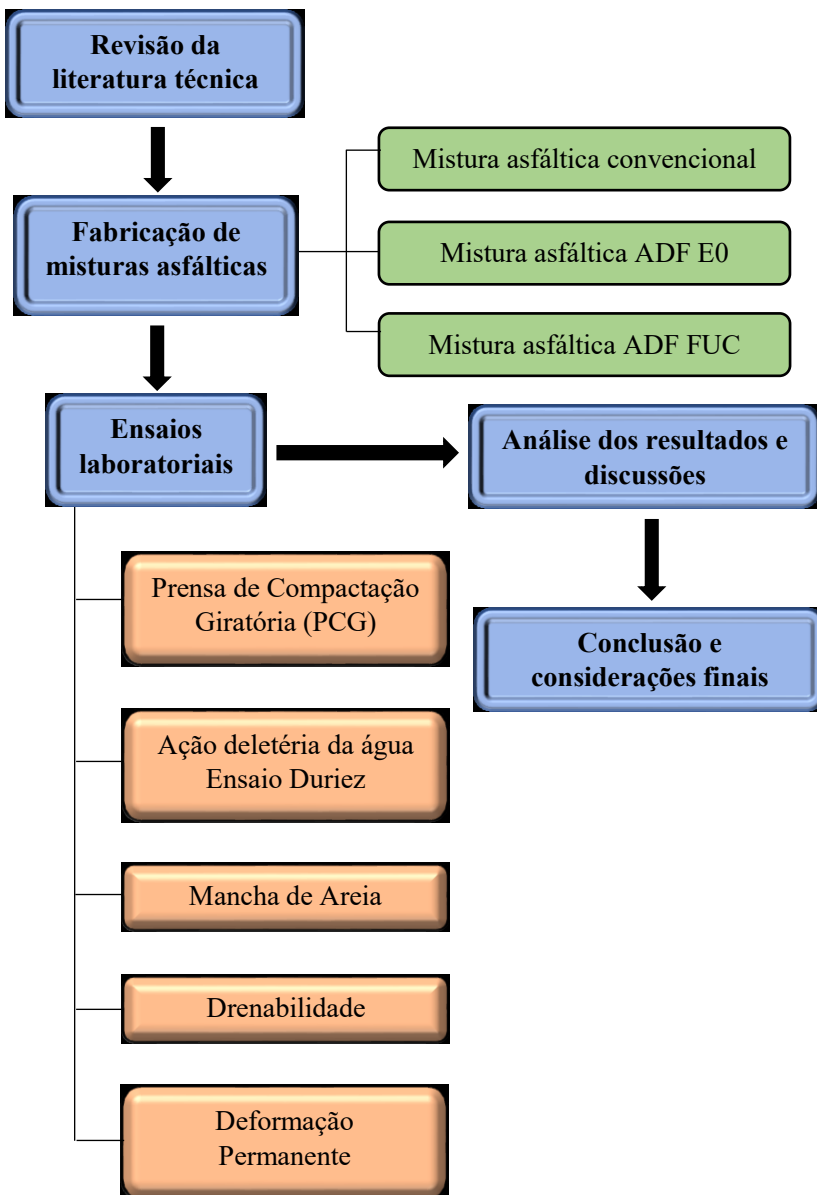
Os agregados britados e as duas amostras de ADF utilizados já foram caracterizados previamente por Meurer (2015) e Siroma (2016), respectivamente. Já os dados referentes ao ligante asfáltico utilizado foram extraídos do laudo técnico emitido pela empresa CBB Asfaltos.

A distribuição do percentual das frações granulares que compõem os esqueletos minerais foram definidas através da equação de Fuller-Talbot, ou seja, através de um método racional. A curva granulométrica densa utilizada foi definida visando um melhor enquadramento das misturas asfálticas densas produzidas à um dos diversos tipos de misturas asfálticas já consagradas por normativas francesas.

As primeiras atividades experimentais se deram na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus Joinville, no Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav), onde foram realizados ensaios para determinar as massas específicas volumétrica real das misturas asfálticas (MVR) (*Association Française de Normalisation* - AFNOR NF EN 12697-5, 2003) e o ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-5, 1995).

O prosseguimento da campanha laboratorial se deu na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), no Laboratório de Técnicas em Pavimentação (LTP), onde foram executados os ensaios de Prensa de Compactação Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), Deformação Permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) e os ensaios complementares de Drenabilidade (similar ao procedimento da norma AFNOR NF P 98-254-3, 1993) e Mancha de Areia (AFNOR NF P 98-216-1, 1993).

Figura 1.1 – Atividades realizadas para alcançar o objetivo



Fonte: Autor (2018)

1.3 DELIMITAÇÃO DO ESPAÇO DE PESQUISA

O desenvolvimento dessa pesquisa se deu exclusivamente ao âmbito laboratorial, visando investigar a influência que as ADF estudadas possuem sobre parâmetros relacionados ao comportamento mecânico de misturas asfálticas densas.

Para isso, os experimentos laboratoriais apresentados na Figura 1.1 foram realizados nas seguintes instituições:

- Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), campus Joinville, no Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav);
- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP).

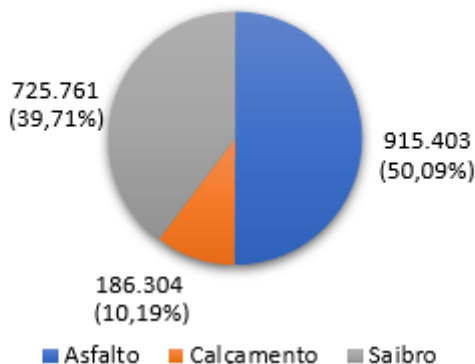
Cabe ressaltar que, em nenhum momento foi mencionado nesse trabalho a realização de estudos em situações práticas de campo. Nesse caso, as análises efetuadas são válidas apenas para as condições estabelecidas, já que foram fundamentadas sobre resultados experimentais das misturas asfálticas densas confeccionadas e ensaiadas em um ambiente laboratorial.

1.4 RELEVÂNCIA DO TEMA

De acordo com dados obtidos pelo sistema “O Brasil em Síntese”, desenvolvido pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), Joinville é a cidade catarinense mais populosa (583.144 habitantes) e mais rica, com o Produto Interno Bruto (PIB) estimado em R\$25.599.406.720,00, ocupando a 30ª posição no ranking nacional e a 3ª na região Sul.

A edição de 2018 do caderno de periodicidade anual intitulado “Joinville Cidade em Dados 2018: Mobilidade”, produzido pela Secretaria de Planejamento Urbano e Desenvolvimento Sustentável (SEPUD), traz um panorama geral da composição dos 1.827.468km que compõem a malha viária urbana joinvilense, excluindo trechos de rodovias federais e trechos rurais situados na cidade.

Figura 1.2 - Situação da malha viária urbana de Joinville/SC

Malha Viária Joinville/SC - 2017 (em km)

Fonte: Adaptado de SEDUP (2018, p.12)

Pelos dados apresentados na Figura 1.2, é possível constatar que apenas a metade das vias urbanas do município possuem revestimento asfáltico, os quais não raramente, se encontram em condições precárias de trafegabilidade. Ou seja, além da elevada extensão a ser implementada, ainda há trechos consideráveis de pavimentos existentes que devem ser reparados, principalmente nas vias principais, onde há um trânsito elevado de veículos pesados, como caminhões ou, por vezes canalizado, como os diversos corredores de ônibus encontrados pelo município.

A situação atual da malha viária e de rodovias de região, além de impossibilitar os munícipes de trafegar com segurança, conforto e economia, resulta em uma redução da competitividade das empresas responsáveis por fazer de Joinville e região um importante polo econômico local e nacional.

Apesar das elevadas arrecadações provenientes dessas indústrias, verifica-se que os investimentos do poder público para obras de pavimentação de novos trechos, ou na melhoria da qualidade de vias e rodovias já existentes tem sido muito aquém do esperado, ou pouco efetivos.

Dentre as diversas alternativas que reduzam custos de obras para melhorar a qualidade da infraestrutura viária, a que mais tem atraído gestores públicos e empresários é a reutilização de rejeitos industriais em serviços relacionados a pavimentação, seja como material de aterro, camada de base ou em misturas asfálticas.

Além de propriedades físicas, químicas e biológicas adequadas, o rejeito originário de uma atividade industrial deve ser produzido continuamente em grandes volumes, para que consiga suprir de maneira satisfatória as imensas quantidades de insumos demandadas por obras relacionadas à pavimentação.

De acordo com a Associação Brasileira de Fundição (ABIFA, 2018), a produção anual de fundidos em 2017 foi de 2.215.700 toneladas no Brasil. Entretanto esse número já chegou a 3.355.200 toneladas em 2008. Considerando que, para cada tonelada de metal produzido, são gerados entre 0,8 a 1 tonelada de ADF, cuja a maior parte desta é destinada exclusivamente a aterros industriais, conclui-se que o passivo ambiental gerado por esta atividade é preocupante (KLINSKY, 2008; CASOTTI; BEL FILHO; CASTRO, 2011).

Em 2015, as fundições situadas no município de Joinville/SC foram responsáveis pela geração de aproximadamente 548.913 toneladas de fundidos, onde desta apenas a empresa Tupy S.A. contribuiu com 363.000 toneladas. No âmbito da fundição, os números da produção joinvilense são expressivos, já que no ano de 2015 representou 65,3% de toda a produção do estado de Santa Catarina (841.207 toneladas) e 23,7% da produção nacional (2.316.000 toneladas) (ABIFA, 2016).

Nesse caso, ao substituir insumos tradicionalmente utilizados em obras de pavimentação por ADF acarretaria em benefícios:

- **Econômicos:**

- Indústria: decrescimento progressivo de taxas relacionadas à administração e de expansões ocasionais de aterros industriais;
- Gestor Público: redução de custos demandados, quando comparadas a uma mesma obra com materiais tradicionalmente utilizados em pavimentação.

- **Ambientais:**

- Indústria: Diminuição do risco de acidentes ambientais no entorno dos aterros industriais;
- Atividade de Pavimentação: redução da extração de materiais finos da natureza, logo preservando as jazidas e depósitos naturais dessas matérias-primas.

O grande interesse do poder público na reutilização desse rejeito de fundições em outras atividades econômicas culminou na aprovação

recente da Lei Complementar Nº505, de 19 de junho de 2018, referente ao uso de ADF na execução de obras pela Administração Pública Direta e Indireta do município de Joinville (JOINVILLE, 2018).

Além disso, diversos estudos preliminares sobre a substituição parcial da fração fina de esqueletos minerais britados por ADF em misturas asfálticas já foram realizadas no Brasil (BINA *et al*, 2000; BONET, 2002; STEFENON, 2003; COUTINHO NETO, 2004; PEREIRA, 2004; COSTA, 2008; CARNIN, 2008; SIROMA, 2016). Há também algumas pesquisas nos Estados Unidos (JAVED, 1994; JAVED; LOVELL; WOOD, 1994; COLLINS; CIESIELSKI, 1994) e na França (GENET, 1996) que mostraram resultados satisfatórios na incorporação da ADF em misturas asfálticas.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A organização desse trabalho está disposta da seguinte maneira:

Capítulo 1: Panorama geral ao qual a problemática está inserida. Nesse capítulo é apresentado o objetivo geral e específico, bem como os procedimentos a serem adotados, a delimitação do espaço da pesquisa e a relevância do tema.

Capítulo 2: Apresenta informações visando contextualizar sucintamente a atividade de fundição, descrevendo as principais etapas que resultam nas ADF analisadas. Em seguida é apresentado os principais materiais que compõem a areia verde de fundição (AVF) que após alguns ciclos se tornará areia descartada de fundição (ADF). Em seguida será apresentado uma breve discussão acerca de documentos emitidos por órgãos ambientais referentes à ADF. Ao final desse capítulo, será apresentado uma revisão bibliográfica sobre a utilização da ADF em misturas asfálticas em trabalhos prévios.

Capítulo 3: Realiza uma breve revisão bibliográfica sobre estruturas de pavimento, apresentando e explicado o papel de cada camada que compõem os pavimentos, bem como são as cargas transmitidas pelos veículos, além de apresentar alguns tipos de estruturas de pavimentos usualmente implementados na França. Referente as misturas asfálticas, são explanados os materiais que as compõem, bem como processos de interações que ocorrem entre eles, e em seguida são apresentados os métodos utilizados no Brasil e o empregado nesse estudo, para composição de curvas granulométricas das misturas asfálticas estudadas.

Capítulo 4: Faz um panorama dos métodos de formulação de misturas asfálticas utilizado no Brasil e o critério francês, onde em seguida são apresentadas algumas das misturas asfálticas utilizadas em obras correntes na França.

Capítulo 5: Realiza uma revisão bibliográfica referente sobre o fenômeno de deformação permanente que é observado em campo. São conceituadas as classificações dessa patologia, bem como discutido os mecanismos que influenciam o agravamento desse efeito, que já são consagrados no meio científico rodoviário.

Capítulo 6: Apresenta os materiais selecionados para compor as misturas asfálticas formuladas (agregado pétreo, ADF e ligante asfáltico), bem como realiza uma análise da escolha do tipo de mistura asfáltica francesa, com o intuito de comparar os valores obtidos através dos procedimentos laboratoriais praticados nesse trabalho com os previstos em normativas francesas.

Capítulo 7: São descritos os ensaios laboratoriais que serão utilizados nesse trabalho, que é baseado nos procedimentos demandados por documentos normativos, em função da correlação que foi realizado entre as misturas asfálticas analisadas e as misturas asfálticas padronizadas pelas normas francesas.

Capítulo 8: Indica os resultados dos ensaios realizados, bem como suas respectivas análises.

Capítulo 9: Apresenta a conclusão desse estudo, bem como perspectivas para trabalhos futuros.

2 AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)

A atividade de fundição consiste no processo de fusão de metal, transformando-o em um líquido homogêneo. Em seguida, ocorre o vazamento deste em moldes adequados onde, após a sua solidificação, obtemos uma peça de forma sólida e adequada (BRADASCHIA *et al.*, 1971; KONDIC, 1973; SIEGEL *et al.*, 1981).

A fundição, dentre outros métodos de fabricação de objeto metálico (usinagem, metalurgia em pó, soldagem, entre outros), se mostra como a mais versátil, pois permite a fabricação de peças de vários formatos, pesos e propriedades metalúrgicas (SIEGEL *et al.* 1981).

O tipo de material utilizado como molde influencia na taxa de dissipação de calor, refletindo no tamanho dos grãos formados durante a solidificação do metal e, conseqüentemente, na resistência mecânica final das peças fundidas. Por essa razão, os processos dessa atividade são, em geral, classificados de acordo com o tipo de molde escolhido (COUTINHO NETO, 2004; CASSOTI; BEL FILHO; CASTRO, 2011).

De os diversos processos, o processo de areia verde se destaca pela: facilidade de obtenção dos moldes; quantidade produzida; possibilidade de reutilização da areia após a desmoldagem; e, principalmente, devido ao baixo custo das matérias-primas utilizada. Entretanto, a possibilidade de refugo de uma peça moldada é maior e, sem contar, o esforço elevado em preparar uma areia de moldagem com qualidade, que chega a ser superior ao preparo do metal (HERMANN; REINERT; DUARTE, 2014).

2.1 CICLO DA AREIA EM PROCESSOS DA FUNDIÇÃO EM AREIA VERDE

As ADF utilizadas são provenientes do processo conhecido como moldagem a verde. Este nome se dá devido à areia possuir como aglomerante uma argila (bentonita) e seus moldes não sofrerem secagem antes do vazamento do metal líquido (ALVEZ, 2012).

A moldagem a verde é recomendada para moldagens de peças de pequenos e médios portes, devido às elevadas velocidades de resfriamento em função de seu tamanho reduzido, logo diminuindo a possibilidade de uma reação do metal líquido com a umidade do molde nesse tipo de processo (BRADASCHIA *et al.*, 1971; SIEGEL *et al.* 1981).

Os principais estágios do processo de fundição de uma peça metálica podem ser resumidos em: modelação, moldagem, macharia, fusão, vazamento, desmoldagem, rebarbação e limpeza (SIEGEL *et al.*,

1981). Como o enfoque é a areia produzida desses processos, será dado um enfoque maior nos processos que há a presença desse material.

O modelo consiste em uma réplica da peça a ser produzida, já considerando as contrações do metal durante sua solidificação (SIEGEL *et al.* 1981).

O material utilizado como molde é a areia verde de fundição (AVF), onde esta é composta geralmente por areia-base, bentonita (argila), pó de carvão e água. A mistura desse componente é realizada através de um misturador pneumático, representado pela Figura 2.1, onde a quantidade de cada material é rigorosamente controlada por sistemas automatizados.

Figura 2.1 - Misturador utilizado para fabricar a AVF

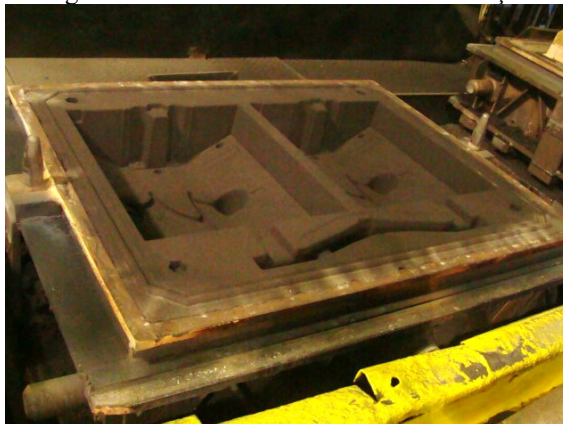


Fonte: Carnin (2008, p. 15)

Em seguida o molde é confeccionado, a partir da compactação da AVF em torno do modelo. O conjunto fica contido em uma caixa de moldagem para garantir a contenção das faces laterais do molde (Figura 2.2).

Após a confecção do molde, o macho é inserido com o intuito de realizar a moldagem dos elementos vazados e cavidades internas da peça fundida, como mostra a Figura 2.3. Em seguida ocorre a implantação do canal, que consiste em um orifício para permitir o vazamento do metal líquido para dentro do sistema.

Figura 2.2 - Molde de areia verde de fundição



Fonte: Autor

Figura 2.3 - Macho posicionado dentro do molde



Fonte: Autor

Após o vazamento do metal líquido, o conjunto é mantido em repouso até a solidificação do metal (Figura 2.4). Em seguida ocorre o desmolde da peça, ou seja, a separação da peça fundida e da areia. É nessa etapa que geralmente ocorre a contaminação da AVF com areia de macharia.

Toda a areia retirada na etapa de desmoldagem e da limpeza da peça são transportadas por correias até o início do processo.

Figura 2.4 - Metal líquido sendo vertido na caixa de moldagem



Fonte: Mello (2004, p. 34)

Uma das principais vantagens desse processo é a capacidade de reutilização da AVF. Após o vazamento do metal líquido, parte da bentonita perde o seu poder aglomerante, uma parcela da umidade do molde evapora e os aditivos são parcialmente destruídos ou alterados, formando produtos de decomposição incorporados à areia. Apesar disso, caso a AVF ainda satisfaça alguns critérios, a mesma ainda pode ser utilizada na composição de moldes, após correções e incorporações de seus ingredientes iniciais (areia lavada, bentonita, água e pó de carvão), fechando assim o “sistema de areia” (KONDIC, 1973; MARIOTTO, 1978).

O descarte da AVF, tornando em ADF, ocorre devido à perda de volume e descaracterização excessiva de seus componentes. Nesse caso o material não consegue mais desempenhar seu papel como molde, resultando em defeitos frequentes nas peças fundidas, como escamação, rugosidade, entre outros (STEFENON, 2002; CARNIN, 2008).

2.2 AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)

A AVF tem sua coloração preta devido à presença de material carbonáceo, e contém grande porcentagem de partículas finas, menores que 150 μ m (ALVEZ, 2012).

Em algumas situações, o amido de milho é empregado na forma granular, utilizado como aglomerante da areia de moldagem. Normalmente é utilizado em moldes muito grande, que necessitam de muita plasticidade (MELLO, 2004).

A Tabela 2.1 mostra os principais componentes da areia verde de fundição.

Tabela 2.1 - Variação da composição da AVF

Componentes da AVF	Percentual em volume
Areia regenerada	90,00 a 96,00
Areia-base (nova)	3,00 a 5,00
Pó de carvão	0,15 a 0,50
Argila ativa (bentonita)	0,50 a 2,50
Amido de milho	0,00 a 0,10
Água	2,00 a 5,00

Fonte: Mello (2004, p. 22)

As porcentagens apresentadas na Tabela 2.1 são dos chamados componentes primários da AVF. A quantidade de cada componente varia conforme a necessidade de produção e também do tipo de material a ser fundido. Essa verificação dos teores é realizada continuamente, visando manter a qualidade dos produtos fundidos (MELLO, 2004).

2.2.1 Areia-base

A areia-base mais utilizada pelas fundições, do ponto de vista mineralógico, é a de quartzo (sílica), seguida pelas de cromita, zirconita e de olivina (MARIOTTO, 1978).

A areia é largamente utilizada na indústria de fundição por serem barata, altamente refratária e possuírem uma boa coesão ao ser misturados com argilas ou outros aditivos (MELLO, 2004).

De acordo com Comissão de Estudos de Matérias-primas (CEMP)¹ (1996, *apud* Mello, p. 24), a areia de sílica possui: grãos com

¹ COMISSÃO DE ESTUDOS DE MATÉRIA-PRIMAS (CEMP).

Processo de moldagem em areia verde. Fundição e Matérias-Primas – Caderno Técnico, 13. ed, São Paulo, jun./ago. 1996.

formato predominantemente subangular e/ou arredondado; Ph entre 5 e 7; e teor de sílica (SiO₂) mínimo de 98%.

2.2.2 Bentonita

A bentonita é o principal componente responsável pela coesão da areia quando em contato com a água. Esse aglomerante proporciona as seguintes características ao material do molde: escoabilidade, plasticidade e consistência. Sua função coesiva fornece resistência suficiente para que a caixa de moldagem não rompa durante o vazamento do metal líquido, e também permite a obtenção de moldes uniformemente compactados, reproduzindo fielmente as dimensões da peça projetada (CARNIN, 2008).

A resistência obtida na areia de moldagem é resultado da adesão e da coesão. Adesão é a ligação da argila ao grão de areia, enquanto coesão é a ligação entre as partículas de argila (HERMANN; REINERT; DUARTE, 2014).

Durante o vazamento do metal líquido, as bentonitas perdem suas propriedades plásticas, resultando em uma redução progressiva em sua coesão, logo sendo necessária uma reposição constante dessa matéria-prima nas AVF (BONIN; ROSSINI; ZABIM, 1995).

2.2.3 Água

A principal função da água é tornar possível a propriedade coesiva dos componentes da mistura, através de sua tensão superficial (MARIOTTO, 1978; CARNIN, 2008).

Mariotto (1978), Hermann, Reinert e Duarte (2014) afirmam que, a rigor, o verdadeiro ligante da areia verde de fundição (AVF) é a água, devido à atração de moléculas vizinhas serem resultadas da tensão superficial proveniente da água. Entretanto há diversos motivos de se utilizar a argila na AVF, como:

- A área de contato grão a grão em uma areia isenta de argila seria muito pequena para que apenas as “pontes” de água pudessem exercer a força coesiva necessária para a atividade de moldagem;
- Apesar das ligações da água serem intensas, a plasticidade proveniente das estruturas lamelares das argilas é fundamental para os materiais de moldagem;

- A ausência de argila não resultaria na retração do material por perda de água durante o aquecimento, logo não compensaria os efeitos de expansão dos grãos de areia, resultando um possível problema na estabilidade dimensional do molde;
- O efeito ligante da água seria facilmente perdido a temperaturas relativamente baixas durante o aquecimento. As argilas são capazes de reter a água por mais tempo e a temperaturas mais elevadas;

2.2.4 Pó de carvão

São muito raras as fundições que conseguem trabalhar, sem problemas, com areias de moldagens constituídos unicamente de areia-base, bentonita e água. Em diversos casos, a utilização desses três materiais não satisfaz a todos os requisitos impostos aos moldes pelo processo de fundição, logo se dá a necessidade de utilizar aditivos (MARIOTTO, 1978).

O pó de carvão, também conhecido como elemento carbonáceo, é um material extremamente volátil e expansível ao ser aquecido (MELLO, 2004). Suas características estão apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Características física e química do pó de carvão

Características	
Voláteis (%)	20 - 34
Carbono vítreo (%)	4 - 10
Cinzas (%)	8 - 30
Enxofre (%)	1,5 - 3,0
Umidade (%)	0,0 - 1,5
Densidade Aparente (kg/l)	0,5 - 0,7

Fonte: Mello (2004, p. 26)

2.3 PROBLEMÁTICA DA AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)

De acordo com a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT NBR 10.004/2004), resíduos sólidos são materiais que se encontram em estado sólido ou semissólido, resultantes de atividades industriais, domésticas, hospitalares, comerciais, agrícolas, de serviço de varrição, entre outros.

Ainda de acordo com a ABNT NBR 10.004/2004, os resíduos sólidos são classificados em função dos processos ou atividade que o originou, das características de seus constituintes, e pela quantidade presente de alguns elementos em sua composição, cujo os impactos ambientais e à saúde são conhecidos. O esquema da classificação dos resíduos sólidos está apresentado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3 - Classificação de resíduos conforme a ABNT NBR10.004/2004

CLASSE I		CLASSE II	
Não Perigosos			
Perigosos	TIPO A		TIPO B
	Não inerte		Inerte

Fonte: Adaptado de ABNT (2004)

O documento normativo supracitado é utilizado como parâmetro único em praticamente todos os órgãos ambientais do país. Apesar de apresentar critérios de gerenciamento de resíduos, a mesma não cita as possibilidades de reaproveitamento de resíduos, consequentemente fazendo com que, muitas das vezes, estes sejam destinados unicamente à aterros industriais (CARNIN, 2008).

Visando solucionar a problemática supracitada, a ABNT NBR15.702/2009 estabelece alguns parâmetros que possibilitam apontar o uso da ADF em outras atividades, como na construção de aterros sanitários, quanto na incorporação em misturas asfálticas, desde que atendam as seguintes condições:

- Classe II – Não Perigoso (NBR10.004/2004);
- Ph determinado pelo extrato aquoso entre 5,0 e 10,0;

- Atender às concentrações máximas de elementos estabelecidos na norma NBR15.702/2009, resultado do ensaio de extrato lixiviado (NBR10.005/2004);
- A ADF não deve ter sido misturada ou diluída com qualquer outro tipo de resíduo para se enquadrar nas concentrações máximas estabelecidas pela norma NBR15.702/2009.

Alguns órgãos ambientais estaduais elaboraram documentos específicos que estabelece alguns critérios para a utilização da ADF em outras atividades. No caso do estado de São Paulo, a Companhia de Tecnologia de Saneamento Ambiental (CETESB), a partir da decisão de sua diretoria em agosto de 2007, definiu alguns procedimentos para o gerenciamento desse resíduo, como: modo de extração das amostras em áreas de deposição; ensaios a serem realizados; concentrações máximas permitidas de poluentes específicos detectados no ensaio de lixiviação; e documentações necessários para o emprego da ADF (CETESB, 2007).

Já no estado de Santa Catarina, a resolução nº 26, de 26 de setembro de 2013 do Conselho Estadual do Meio Ambiente (CONSEMA) define diretrizes para a autorização ambiental da utilização da ADF como insumo ou matéria-prima em outros processos industriais e obras rodoviárias (aplicação em usinas de produção de mistura asfáltica; e implantação em pavimentação de rodovias) (CONSEMA, 2013).

Os documentos emitidos pelos órgãos ambientais paulista e catarinense detalham procedimentos relacionados a ensaios ambientais e valores de concentração máxima permitida de poluente no ensaio de lixiviação. Observa-se que ambos os documentos norteiam o uso da ADF em outras atividades econômicas, suprindo assim a carência constatada pela ABNT NBR10.004/2004.

Conforme a literatura técnica, diversos trabalhos classificaram a ADF como Resíduo Classe II A – Não inerte, onde os limites estipulados por estes documentos estão todos em conformidades. De acordo com a NBR 10.004/2004, materiais Classe II A podem ter características relacionadas a biodegradabilidade, combustibilidade e solubilidade em água.

Ainda referindo aos estudos prévios da inserção desses materiais em misturas asfálticas, observa-se que, em alguns casos, o conjunto é classificado como Resíduo Classe II B – Inerte, ou seja, não possui seus elementos solubilizados acima do permitido quando em contato com a água destilada a temperatura ambiente.

A incorporação da areia de macharia durante a desmoldagem acaba prejudicando a ADF, que é composta majoritariamente de areia de moldagem, nos parâmetros estipulados pelas normas ambientais. Caso não houvesse a presença da areia de macho, a maior parte das ADF poderiam ser classificadas como Resíduo Classe II B – Inerte. Entretanto, quando há presença de elevadas quantidades de torrões não desagregados provenientes da areia de macharia, a classificação da ADF pode ser Resíduo Classe I – Perigoso, devido às concentrações de fenóis superiores aos limites admissíveis pela norma. Apesar das ADF incorporarem elementos das ligas fundidas, observa-se que o teor desses elementos raramente excede aos limites da NBR 10.004/2004, com exceção às areias utilizadas em fundição de bronze e de ferro fundido branco de alto cromo (MARIOTTO; BONIN, 1996).

Em 2018, foi aprovada a Lei Complementar nº505, de 19 de junho de 2018, em Joinville/SC, que dispõe sobre o uso de ADF em obras pela Administração Pública Direta e Indireta de Joinville. Inicialmente o projeto de lei previa que 30% de toda a areia que as obras municipais utilizassem fossem compostas por ADF, entretanto essa cláusula foi retirada.

A Lei Complementar prevê o uso de ADF desde material de recobrimento de tubulação de rede de esgoto sanitária, até produção de misturas asfálticas. Nesse caso, a utilização deve estar de acordo com as normas nacionais citadas anteriormente. Ainda o Art. 5º garante que a ADF só será empregada caso esta for disposta gratuitamente pelas fundições, e utilizadas na medida da necessidade pública.

2.4 UTILIZAÇÃO DA ADF EM PAVIMENTOS

Os estudos prévios realizados no Brasil analisaram a viabilidade técnica e ambiental na utilização da ADF em misturas asfálticas.

Siroma (2016) analisou a incorporação de duas amostras provenientes de diferentes linhas de produção da empresa Tupy S.A. de Joinville/SC em misturas asfálticas densas. Durante os ensaios de caracterização dos granulares, tanto das ADF quanto da brita granítica, foi constatado uma elevada quantidade de dióxido de sílica (SiO_2), o que refletiu em uma adesividade insatisfatória destes com o ligante asfáltico.

A análise das misturas asfálticas produzidas se deu através do ensaio Marshall, Resistência à Tração Indireta (RTI) e Lottman Modificado, onde foi constatado uma redução na resistência das misturas asfálticas compostas por ADF, quando comparadas aos resultados das

misturas convencionais. Como todos os resultados se enquadraram dentro dos limites normativos, o autor concluiu que a utilização da ADF em misturas asfálticas densas é viável, entretanto é recomendado a utilização de aditivos, visando uma melhoria na adesividade entre os granulares com o ligante asfáltico.

Carnin (2008) avaliou misturas asfálticas enquadradas na Faixa C do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), cuja proporção de areia correspondia a 15% do peso total. Nesse caso, foram analisadas as seguintes misturas asfálticas: 0% ADF e 15% areia; 5% ADF e 10% areia; 10% ADF e 5% areia; e 15% ADF e 0% areia. Os ensaios utilizados para avaliação das misturas produzidas foram: Marshall, Tração Indireta e Módulo de Resiliência, os quais obtiveram um desempenho satisfatório perante seus respectivos valores normativos, apesar do autor recomendar o uso de melhoradores de adesividade. Também foram realizadas análise ambiental (lixiviação e solubilização), e toxicológico, através do microcrustáceo *Daphnia magna* e com a bactéria *Vibrio fischeri*.

Somente cinco parâmetros do extrato solubilizado ultrapassaram os limites máximos, a saber: alumínio, ferro, manganês, sódio e sulfato. Já no ensaio de lixiviação, não houve a extrapolação de nenhum parâmetro. Em relação às análises ambientais, as misturas asfálticas com ADF foram classificadas como resíduo Classe II A – não inerte, e não apresentou risco toxicológico agudo aos organismos testados. Ainda nesse trabalho foi verificado, com o auxílio do MEV, o cobrimento satisfatório das partículas de ADF com o ligante asfáltico.

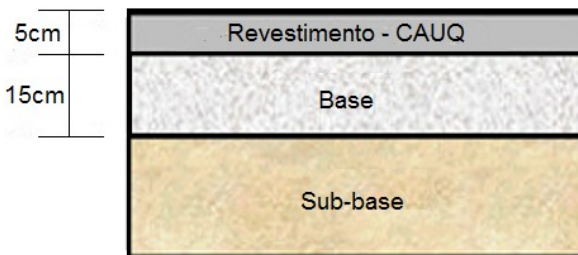
Já os trabalhos de Costa (2008) e Costa, Pinto e Ventorini (2007) analisou o comportamento de misturas asfálticas a quente e a frio onde houveram a substituição do agregado fino geralmente empregadas na região do estudo (areia de rio ou cava) por amostras de ADF de duas empresas, a saber: Tupy S.A. (Joinville/SC); e Fagor Ederlan Brasileira Auto Peças Ltda (Extrema/MG). Para isso foram analisados materiais e amostras coletadas por um trecho experimental localizada na estrada dos Tenentes, marginal da BR-381 (rodovia Fernão Dias), no município de Extrema/MG. O trecho experimental constitui de 120 metros de comprimento com 6,5 metros de largura. A espessura da camada de revestimento possui 5 centímetros, e a de base 15 centímetros e é composta por bica corrida, repousada sobre um subleito heterogêneo, como mostra a Figura 2.5.

De acordo com ambos os trabalhos, as misturas asfálticas com 8 e 10% de ADF foram classificadas como resíduo Classe II – inerte, o que de acordo com o documento emitido pela CETESB, faz com que esse

resíduo possa ser utilizado em misturas asfálticas. Do ponto de vista mecânico, foram utilizados ensaios similares ao do estudo de Carnin (2008), onde estes obtiveram resultados satisfatórios tanto em análises laboratoriais quanto de amostras retiradas em campo.

A pesquisa ainda apresenta que os levantamentos defletoométricos *in situ* no trecho de misturas asfálticas a frio não foram condizentes aos obtidos através de processos laboratoriais. O autor aponta que o resultado ruim se dá devido ao controle tecnológico precário durante a execução, constatado através do aparecimento de patologias no pavimento, como exsudação do ligante durante a compactação da mistura. Com isso o autor conclui que as práticas de construção deficientes adotadas no trecho experimental fazem com que os resultados obtidos de amostras extraídas em campo não viabilizem o uso da ADF em misturas asfálticas a frio.

Figura 2.5 - Seção do trecho implementado com ADF em Extrema/MG



Fonte: Carnin (2008, p. 60)

Pereira (2004) estudou misturas asfálticas formuladas a partir da faixa C do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). De acordo com seu trabalho, a ADF não possui o equivalente de areia exigido pela norma do Departamento Nacional de Estradas de Rodagens (DNER) 313/1997, significando que ele não pode substituir integralmente o agregado miúdo na composição da mistura asfáltica usinada a quente (CBUQ). Sua pesquisa também apontou que, apesar dos resultados de ensaios mecânicos estarem em conformidade com as normas, a incorporação de ADF na mistura asfáltica apresentou teores de alumínio e fenol acima do permitido, logo o autor sugere a necessidade de uma avaliação mais adequada, através de um rigoroso acompanhamento experimental, construindo-se um pavimento sob condições controladas para avaliação dos impactos ambientais.

Pereira (2004) ainda cita que algumas instituições americanas, como a Universidade De Wisconsin e Universidade de Madison possuem

programas de pesquisas apoiadas por setoriais envolvidos. Um exemplo disso é o *Foundry Industry Recycling Starts Today* (FIRST), que é um consórcio formado por indústrias de fundições que tem como objetivo o desenvolvimento de opções sustentáveis para o reuso de seus subprodutos.

No estudo de Coutinho Neto (2004), foi analisado misturas asfálticas incorporadas com ADF, com uma taxa de 5, 10 e 15%, em relação ao peso total da mistura. Foi analisado a influência da ADF em misturas asfálticas condicionadas em processos de envelhecimento e obteve bons resultados mecânicos. A mistura asfáltica com 15% de ADF foi classificada como Classe II B – Inerte, e não apresentou teores acima dos limites previstos em norma de fenóis e elementos de alta toxicidade, como: mercúrio, cádmio, chumbo e cromo.

Bonet (2002) estudou misturas asfálticas com teor de 8% de ADF no CBUQ. Seu estudo mostrou que a incorporação desse resíduo industrial em misturas asfálticas obteve parâmetros mecânicos satisfatórios e diminuíram sensivelmente a concentração de metais pesados e fenóis, devido ao recobrimento da ADF com o ligante asfáltico.

Bina *et al* (2000) realizou trechos experimentais em Santo André/SP, realizando poços de monitoramento de águas pluviais. Foram realizados ensaios ambientais das areias de fundição e das misturas asfálticas com ADF incorporadas. O ensaio de solubilização apontou, para a ADF, parâmetros acima dos estabelecidos pelas normas de manganês, ferro e alumínio. Já para a mistura asfáltica com ADF, os resultados de todos os ensaios (lixiviação, solubilização e massa bruta) apresentaram resultados dentro dos limites normativos.

Nos Estados Unidos, Javed, Lovell, Wood (1994) estudaram três tipos de ADF de indústrias de fundição do estado de Indiana, dentre elas, sete amostras diferentes provenientes do processo de moldagem a verde. A pesquisa consistiu em analisar ensaios de caracterização das areias, visando observar se esses rejeitos possuiriam requisitos básicos para serem usados como agregado em misturas asfálticas. Os autores concluíram que misturas asfálticas com até 15% de seu peso composto por ADF não tiveram mudanças significativas de performance, quando comparadas com misturas asfálticas convencionais. Entretanto, foi constatado que uma quantidade de ADF acima de 15% resultou em um aumento do teor de vazios, o que poderia levar a água a induzir o descolamento da película de ligante das areias. Além disso, foi constatado que a ADF possui grãos de argilas friáveis, logo é recomendado que a ADF passe por um processo de lavagem antes de ser utilizado em pavimentação.

Collins, Ciesielski (1994) aponta que os diversos estados americanos têm se esforçado para aprovar leis que permitam o uso da ADF como material de construção, como o estado da Pensilvânia que, na época da pesquisa, seu Departamento de Recursos Ambientais tinha acabado de liberar o uso de ADF em pavimentação e como material de assentamento de tubos. O autor ainda cita que apenas dois estados já tinham experiências com o uso da ADF. Illinois testou utilizar a ADF como substituição do agregado fino em revestimentos asfálticos, entretanto esse material foi considerado inaceitável para esta atividade, devido ao rejeito possuía uma graduação muito fina e apresentava contaminação com óleo. Já no estado do Wisconsin, o rejeito foi empregado em aterros rodoviários e, para esta aplicação a ADF obteve um resultado satisfatório.

Na França, Genet (1996) analisou a influência de misturas asfálticas com a inserção de 10% de ADF. A misturas asfáltica apresentou uma elevada habilidade de compactação no ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG), uma redução considerável da resistência à compressão simples no ensaio de Duriez, e uma baixa resistência a deformação permanente em relação a misturas asfálticas compostas integralmente por agregados britados.

3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A ESTRUTURA DE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS

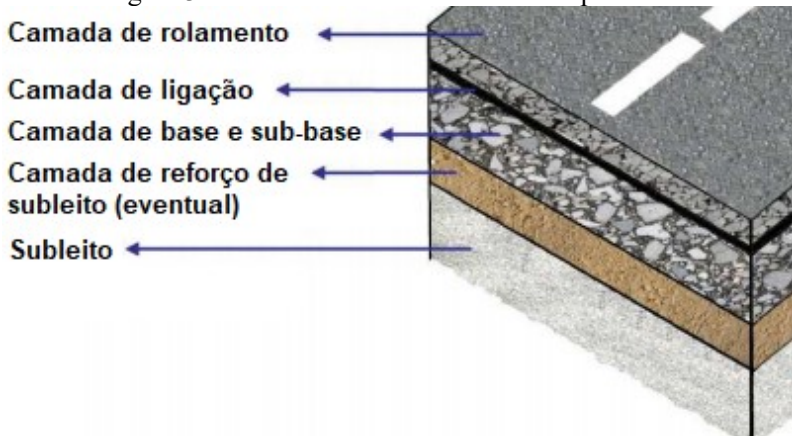
3.1 ESTRUTURA DE PAVIMENTO

3.1.1 Definições de estrutura de pavimento

Pavimento é uma estrutura composta por diversas camadas de espessura finitas assentes sobre uma fundação, chamada de subleito, em um espaço considerado teoricamente como semi-infinito, como apresentada na Figura 3.1. Seu comportamento estrutural depende da espessura e da rigidez de suas camadas, bem como a interação entre elas (DNIT, 2006a; BERNUCCI, 2008).

A estrutura de um pavimento deve resistir as diversas sollicitações mecânicas sob quaisquer condições climáticas. O fato da camada de rolamento estar em contato direto com os pneumáticos dos veículos, suas características devem prover aos usuários os três parâmetros que fundamentam os objetivos de uma estrutura rodoviária, como: conforto (apresentar poucas irregularidades e baixos ruídos); segurança (aderência adequada pneu/pavimento); e economia ao usuário (desgaste mínimo do veículo, menores gastos de combustíveis e em tempo de viagem) (MOMM, 1998; HAMLAT, 2007; BARRA, 2009).

Figura 3.1 - Camadas de uma estrutura de pavimento



Fonte: Hamlat (2007, p. 36)

No contexto francês, pavimento, ou “*chaussée*”, consiste em uma estrutura composta por um conjunto de camadas com o intuito de suportar a circulação dos veículos proporcionando boas condições de conforto e segurança, devido à sua estabilidade mecânica satisfatória em qualquer condição climática (HAMLAT, 2007). Essa estrutura multicamada é constituída de três partes principais, que é representada pela Figura 3.2, onde cada um apresenta um papel bem definido (LCPC, 1994):

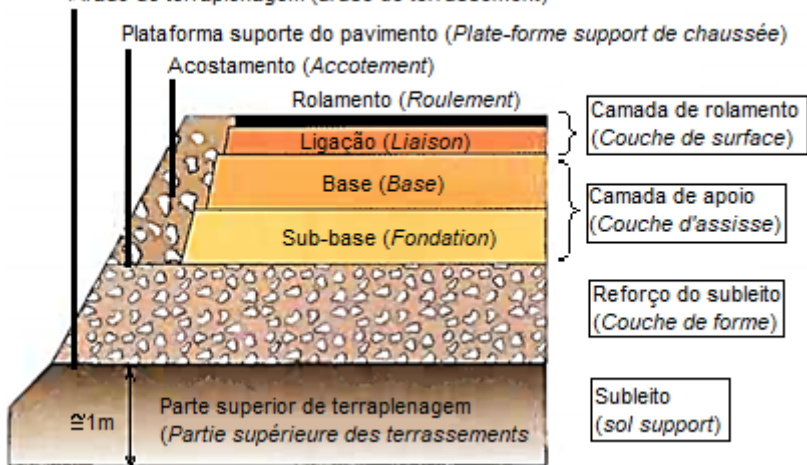
- **Camada superficial (*couche de surface*):**
 - Camada de Rolamento (*couche de roulement*): parte superior da estrutura em contato direto com os pneumáticos dos veículos. Deve possuir boa aderência, drenabilidade e, em zonas urbanas, é desejável que se emita o menor ruído possível. Deve fornecer aos usuários da via conforto, segurança e economia;
 - Camada de Ligação (*binder*) (*couche de liaison*): Situa-se entre as camadas de rolamento e de base. Contribui na resistência de cargas e oferece proteção mecânica, térmica e hidráulica (referente à impermeabilização) da camada de base.

- **Camada de apoio (*couche d'assise*):**
 - Camada de Base (*couche de forme*): Fornece ao pavimento a resistência estrutural necessária para resistir aos reforços provenientes do tráfego. Além disso, assegura a proteção térmica à camada de forma.
 - Camada de Sub-base (*couche de fondation*): Está abaixo da camada de base e tem como função distribuir as cargas verticais provenientes de camadas superiores para a plataforma de suporte do pavimento (*plateforme support de chaussée*) visando mantê-las em um nível admissível.

- **Plataforma suporte do pavimento (*Plateforme support de chaussée*):**
 - Camada de Reforço do Subleito (*Couche de forme*): Consiste na transição entre o subleito (*sol support*) e a estrutura do pavimento descrita acima. A implementação dessa camada se dá por dois motivos:

- Proteger o subleito durante as fases de trabalho, além de garantir uma boa qualidade de nivelamento;
 - Permite uma melhor homogeneidade das características mecânicas desse material ao longo do tempo, devido à sua constante compactação.
- Subleito (*sol support*): Consiste no corte ou aterro do terreno da região, onde é considerado apenas a sua região superior (considerando apenas um metro de profundidade), onde a sua superfície é conhecida como arado de terraplenagem (*arase de terrassement*).

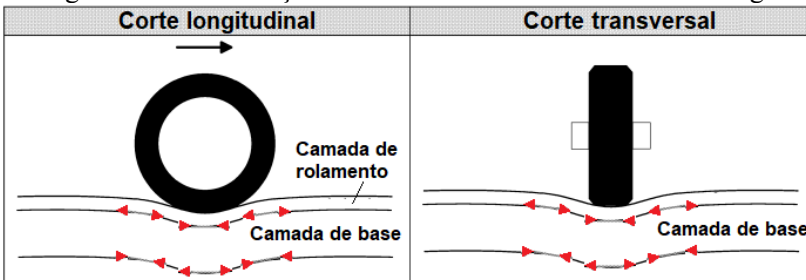
Figura 3.2 - Terminologia francesa das estruturas de um pavimento
Arado de terraplenagem (*arase de terrassement*)



Fonte: LCPC (1994, p. 1)

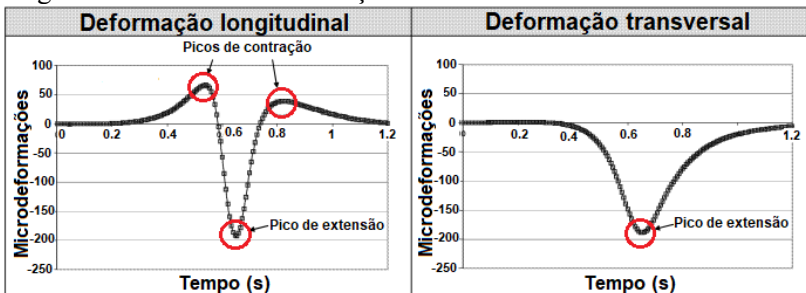
As passagens repetidas dos pneumáticos dos veículos geram deformações de pequenas amplitudes, na ordem de 10^{-3} m. Essas solicitações resultam em esforços de tração na flexão da fibra inferior da camada asfáltica estruturante, podendo surgir fissuras relacionadas ao fenômeno de fadiga. Já na fibra superior dessa mesma camada, observa-se na Figura 3.3 que os esforços incidentes são de compressão, que ao longo do tempo pode resultar em deformações permanentes (PERRET, 2003; NGUYEN, 2006).

Figura 3.3 - Deformação das camadas de base asfáltica ao tráfego



Fonte: Perret (2003, p.62)

Figura 3.4 - Sinais de deformações na fibra inferior da camada de base



Fonte: Perret (2003, p.63)

A repetição de cargas rolantes, bem como as condições ambientais aos quais os pavimentos estão sujeitos, acabam conduzindo à diferentes modos de degradação, como: deformação permanente (HECK, 2001; ALI, 2006, NGUYEN, 2006, SOHM, 2011), descolamento entre camadas; infiltração de água na estrutura (CASTAÑEDA, 2004; BARRA, 2009); ou ruptura devido à fadiga (BODIN, 2002; MAILLARD, 2005).

Perret (2003) instalou extensômetros nas direções longitudinais e transversais à trajetória da roda na parte inferior das camadas betuminosas de um pavimento analisado. Foi constatado uma alternância de tensões na direção longitudinal, enquanto na transversal havia apenas esforços de tração. A assimetria dos sinais constatadas na Figura 3.4 indica o comportamento viscoelástico da camada asfáltica.

A forma do sinal referente ao carregamento dos pneumáticos em movimento é um importante indicativo de como os carregamentos provenientes do tráfego interagem com as camadas asfálticas em campo. Nesse caso, o fato de utilizar procedimentos que consigam simular, o mais

próximo possível, essas condições de solicitações em laboratórios, será possível obter uma melhor previsão do comportamento de uma mistura asfáltica implementada em campo.

3.1.2 Estruturas de pavimentos franceses

A rede rodoviária francesa, integrada pelas estradas e autoestradas, é dividida em dois conjuntos: Vias de Rede Estruturante (VRS), que é destinada à elevados tráfego; e Vias de Rede Não Estruturante (VRNS), que é projetada para receber tráfego médio e leve.

Uma das características da rede rodoviária francesa é a existência de uma grande variedade de estruturas de pavimentos, que são classificadas basicamente nos seguintes tipos (LCPC, 1994):

- Flexíveis para cargas leves;
- Betuminosos espessos;
- De base tratada com ligante hidráulico;
- Estrutura mista;
- Estrutura inversa;
- Concreto de cimento Portland.

As estruturas de pavimento flexíveis para cargas leves possuem uma camada de mistura asfáltica relativamente fina (inferior a 15cm), onde para regiões de tráfegos menores, pode ser reduzida mais ainda. Essa camada geralmente é assentada sobre uma camada de granulares não tratados. A espessura global dessa estrutura consiste entre 30 a 60cm.

Já as estruturas de pavimento betuminosos espessos consiste em uma camada de superfície e a camada de apoio, que pode ser apenas a camada de base, ou a de base e a sub-base, compostas por misturas asfálticas. A espessura dessa estrutura gira em torno de 15 a 40cm.

Os pavimentos de base tratada com ligante hidráulico é conhecida como semirrígida. Ela consiste na camada de superfície composta por mistura asfáltica assente sobre uma camada de apoio que é composta com material tratado com ligante hidráulico. Sua espessura varia de 20 a 50cm.

Já os pavimentos de estrutura mistas consistem em uma camada de rolamento e uma camada de base composta por misturas asfálticas, onde estas camadas se encontram sobre uma sub-base em material tratado com ligante hidráulico de espessura variando entre 20 a 40cm. A estrutura é

classificada de mista devido à relação da espessura do material asfáltico corresponder a metade da espessura total do pavimento.

Os pavimentos de estrutura inversa são formados por camadas asfálticas de 15 cm de espessura total assente sobre um material granular não tratado (GNT), onde este repousa sobre uma camada de sub-base tratada com material hidráulico. A espessura dessa estrutura vai de 60 a 80cm.

E finalmente os pavimentos de concretos de cimento Portland, que utiliza camadas de 15 a 40m desse material, onde eventualmente é realizado um revestimento fino de uma camada de rolamento de mistura asfáltica. Geralmente a camada de concreto é disposta sobre a camada de sub-base ou até mesmo direto no próprio subleito, onde essa camada pode ser composta de concreto armado, em caso de uma laje contínua, ou descontínua, que pode haver ou não elementos de ligações nas juntas.

3.2 MISTURAS ASFÁLTICAS

Misturas asfálticas são materiais constituídos geralmente por granulares, de diversos tamanhos e formas, envoltos em um ligante betuminoso que atua como agente aglomerante. Este conjunto pode eventualmente receber aditivos ou adições, em proporções adequadas, visando melhorar sua performance. Após sua compactação, este material possui teores de vazios, que não são desprezíveis, já que influenciam diretamente em sua performance (MOMM, 1998; OLARD 2003; LCPC, 2007; BARRA, 2009).

O fato do ligante asfáltico garantir a coesão das misturas asfálticas a partir da formação de uma película que envolve os granulares, bem como as respectivas interações com as partículas finas na forma de mástique, observa-se que seu comportamento tende a ser elástico a baixas temperaturas, viscoelásticos à temperatura ambiente e líquido viscoso a elevadas temperaturas (CASTAÑEDA, 2004; RIVIÈRE, 1996).

O comportamento esperado de um material betuminoso empregado em obras rodoviárias podem ser diversos e, por vezes, contraditórios. Esses parâmetros dependem diretamente da camada da estrutura do pavimento este será empregado.

Na camada de rolamento, há casos que a mistura deve ser compactada o suficiente para impermeabilizar as camadas subjacentes, entretanto em pavimentos drenantes deve possuir vazios o suficiente para

permitir uma boa escoabilidade da água superficial. Além disso, as misturas asfálticas devem ser rígidas o bastante para não se deformar excessivamente e, ao mesmo tempo, macio para resistir à fadiga proveniente dos esforços cíclicos do tráfego (LCPC, 2007).

A viscoelasticidade proveniente do betume influencia consideravelmente o comportamento mecânico das misturas asfálticas, conforme a velocidade de aplicação de cargas: se eles estão aplicados muito rapidamente, o comportamento é praticamente elástico enquanto que em casos de aplicação muito lentas de carga, o comportamento é predominante fluido viscoso (BAAJ, 2002; PERRET, 2003; NGUYEN, 2006; BARRA, 2009).

A velocidade da carga desempenha um papel importante da análise de resistência do material betuminoso, referente a fadiga e trilha de roda. Por unanimidade, é reconhecido que quanto menor a velocidade sobre o pavimento, maior será a possibilidade de se gerar trilha de roda (PERRET, 2003).

Para uma previsão mais precisa do comportamento de misturas asfálticas em campo, é imprescindível que os ensaios laboratoriais sejam capazes de simular, o mais próximo possível, os esforços de solicitações e os fenômenos observados nas estruturas rodoviárias em campo.

3.2.1 Agregado Pétreo

O termo agregado abrange rochas, britas e areias, que podem estar em seu estado natural ou passarem por processos de beneficiamento. Os ensaios laboratoriais visam apresentar indicadores do comportamento desses materiais, formado a milhões de anos, durante a vida útil de projeto, seja na camada superfície do pavimento ou em seu interior (BERNUCCI *et al.* 2008).

Os parâmetros geralmente solicitados para a caracterização dos agregados, no âmbito da pavimentação, são: distribuição granulométrica; tamanho; forma; aspereza; afinidade com o CAP; absorção; resistência à abrasão (dureza); ataques químicos, que podem ser gerados pelas intempéries do ambiente ao qual o pavimento será executado; entre outros.

Os granulares provenientes de rochas britadas possuem arestas vivas, permitindo um excelente intertravamento entre si. Nesse caso, o elevado atrito interno reflete em melhoria na estabilidade do material, bem como a resistência à deformação permanente (MOUTIER, 1992).

3.2.2 Ligante asfáltico

O ligante asfáltico é também conhecido como cimento asfáltico de petróleo (CAP) ou betume, e provém da destilação fracionada do petróleo. Ele é impermeável à água e apesar de possuir uma baixa reatividade química a muitos agentes, ele sofre envelhecimento por oxidação lenta, através do contato com o ar e água (BERNUCCI *et al.*, 2008).

Para a pavimentação, o betume é utilizado como agente aglomerante que une os granulares, resultando no que chamamos de misturas asfálticas. Do ponto de vista mecânico e de execução, as propriedades desejadas do ligante asfáltico para obras rodoviárias são ligadas diretamente à sua reologia (LESUEUR, 2009).

A altas temperaturas, o CAP deve ser fluido o suficiente para ser bombeável e trabalhável para permitir um cobrimento homogêneo aos agregados durante a mistura. Além disso, ele deve ser rígido o suficiente para resistir as deformações permanentes quando o pavimento estiver a altas temperaturas e a altas solicitações. E finalmente, ele deve ser macio o suficiente a baixas temperaturas, para evitar uma falha prematura por fadiga devido sua elevada rigidez.

Referente as terminologias utilizadas para referenciar este material, observa-se que na Europa é muito comum o uso do termo “betume”, enquanto os americanos e brasileiros empregam frequentemente o nome “asfalto”. Ainda no Brasil, o ligante asfáltico também pode ser denominado de cimento asfáltico de petróleo (CAP).

A composição do ligante asfáltico depende fortemente do local de incidência de seu petróleo de origem, já que este é resultado da disposição no fundo dos oceanos (sob forma de estratos) da degradação lenta dos plânctons, sob pressões litostáticas (MAILLARD, 2005).

É muito difícil determinar uma fórmula química precisa do betume, devido à sua alta complexidade. Um método largamente utilizado é a quantificação de estruturas moleculares médias, onde este procedimento consiste em separar o ligante asfáltico em diferentes frações conforme sua solubilidade em solventes de diferentes polaridades, denominado de frações SARA (saturados, aromáticos, resinas e asfaltenos) (MOUAZEN, 2011).

O ligante asfáltico é composto praticamente por carbono (80 a 87%) e hidrogênio (8 a 12%). Além disso, há uma pequena quantidade de heteroátomos (enxofre, nitrogênio e oxigênio) e vestígios de metais (vanádio, níquel e ferro). Dentre esses elementos, os heteroátomos possuem um papel importante nas propriedades químicas e físicas do ligante, já que sua taxa aumenta com o envelhecimento, permitindo a

associação de asfaltenos, induzindo assim o endurecimento do ligante asfáltico (LESUEUR, 2009).

3.2.3 Interação granular-betume

Uma boa interação granular-betume é fundamental para manter a integridade das misturas asfálticas, fornecendo assim subsídios para que esses materiais possam resistir às diversas adversidades que incidirão em seu local previsto de implantação ao longo de toda sua vida útil.

O ligante asfáltico é um material complexo, composto de diversos tipos de componentes e grupos funcionais. Estudos foram realizados visando analisar a afinidade de cada um desses componentes presentes no betume com a superfície de diversos granulares, como granito, calcário, cascalho, entre outros. Através desses resultados, os componentes que apresentaram uma maior afinidade, ordenadas em forma decrescente são: sulfóxidos; ácidos carboxílicos; bases nitrogenadas; fenóis; cetonas; pirrol; e anéis aromáticos (PETERSEN, PLANCHER; 1998).

Conforme Curtis (1992), quando há incidência de água em misturas asfálticas, os componentes que possuíam maior afinidade, como os ácidos carboxílicos e os sulfóxidos, foram imediatamente despreendidos da superfície do agregado, enquanto componentes fenólicos e de base nitrogenada resistiram de maneira eficaz aos efeitos da água. Logo notou-se que os componentes que possuíam maior afinidade com os agregados eram os mais suscetíveis à presença da água.

As propriedades químicas presente nos agregados tem grande influência de suas características mineralógicas, resultando assim em características superficiais que podem desempenhar um papel importante na adsorção dos componentes asfálticos, conseqüentemente auxiliando a adesão entre granulares-betume na presença de água (CURTIS, LYTTON, BRANNAN; 1992).

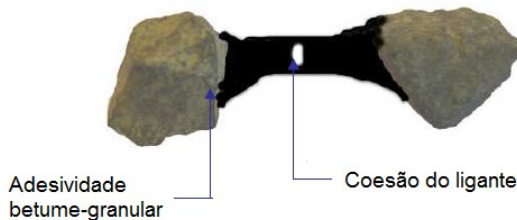
A adesão granular-betume pode ser classificada em duas etapas: a primeira, que é denominada de adesividade ativa, consiste nos procedimentos realizados durante a usinagem da mistura asfáltica, que visa um melhor cobrimento dos agregados pelo ligante asfáltico; já a segunda refere-se à resistência que a adesividade passiva irá possuir ao longo do período estipulado em projeto para a mistura asfáltica (MALLICK *et al.*, 2013).

3.2.3.1 Adesividade ativa

Para que seja obtida uma adesão satisfatória do ligante asfáltico com os agregados, deve-se garantir condições que possibilitem um contato íntimo entre esses materiais. Para isso, o ligante asfáltico deve apresentar uma viscosidade adequada (estado líquido), de forma que, além de cobrir de maneira eficaz as superfícies irregulares dos granulares, possa adentrar o máximo possível em seus poros, possibilitando assim uma forte ancoragem mecânica, intensificando assim a ligação do conjunto granular-betume, mostrada na Figura 3.5.

A adesão entre o ligante asfáltico e os granulares é assegurada pelas interações intermoleculares, que podem ser: ligações eletrostáticas, devido às superfícies dos agregados geralmente possuírem cargas elétricas, dependendo de sua composição; ligação de hidrogênio, quando grupos de hidroxilas se encontram na superfície; ou através de forças intermoleculares, como a de Van der Waals, que frequentemente são encontrados nesse tipo de interação (CURTIS, LYTTON, BRANNAN, 1992; PETERSEN, PLANCHER 1998).

Figura 3.5 - Adesão e coesão do sistema granular-betume



Fonte: Hamlat (2007, p. 44)

3.2.3.2 Adesividade passiva

O principal ensaio que avalia a adesividade passiva em âmbito nacional é o Ensaio de Adesividade, preconizado pela norma DNER-ME 078/1994. Esse procedimento consiste em submergir granulares já envoltos por uma película de ligante, após um processo de usinagem, em água estática. Durante esse período, é observado se haverá a incidência de descolamento de películas de ligante asfáltico, fato esse que poderia

indicar uma adesividade passiva insatisfatória do conjunto granular-betume.

As propriedades químicas presentes nos materiais que compõem as misturas asfálticas têm grande influência na qualidade da adesividade passiva que rege à interação granular-betume ou granular-mástique quando há incidência de água na mistura asfáltica. Um exemplo disso é a boa adesividade constatada entre ligantes asfálticos, que possui um caráter ácido devido à presença de ácidos naftênicos em sua composição, com agregados calcários, que são compostos por carbonatos de cálcio (CaCO_3), quando comparados com granulares ácidos, como granito, quartzos e compostos de silicatos (SiO_3) (CASTAÑEDA, 2004).

De acordo com Lesueur (2005), esses ensaios de imersão estática possuem duas falhas:

- A análise não é precisa, já que na maior parte dos casos ela é realizada visualmente;
- A velocidade de desprendimento depende da viscosidade do ligante, logo para uma temperatura fixada, esses ensaios favorecerão os ligantes de maiores consistências.

Alguns ensaios possibilitam a análise indireta da adesividade passiva, onde se tenta quantificar a redução da resistência de corpos de provas condicionados em água, ao comparar com os valores obtidos na ruptura de corpos de provas não condicionados, como é o caso do Ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98 25101-1, 1995) e o ensaio Lottman Modificado (AASHTO T283/1989).

3.3 CURVA GRANULOMÉTRICA

A curva granulométrica tem uma grande influência sobre o comportamento de misturas asfálticas, já que aproximadamente 95% do peso desta é composto de agregados.

Misturas asfálticas densas possuem uma curva granulométrica bem graduada e contínua, O teor de vazios nesse caso é bem controlado, resultando em um arranjo granulométrico estável e mais eficaz na transmissão de esforços, devido à elevada quantidade de ponto de contato entre os granulares (ângulo de atrito interno elevado) (DNIT, 2006a).

Há diversos métodos para determinar a quantidade de material que deverá compor cada fração da curva granulométrica desejada, dentre eles: método gráfico de Rothfuchs; método de Bailey, método por tentativa; e método por equação ou racional (SENÇO, 2008).

Para esta pesquisa serão detalhados apenas o método por tentativa, por ser o mais difundido em obras rodoviárias brasileiras, e o método por equação, por ser a metodologia utilizada para definir as curvas granulométricas das misturas asfálticas avaliadas nesse trabalho.

3.3.1 Método por Tentativa

Preconizado pela norma DNIT - ES 031/2006, o Método por Tentativa é o mais difundido para formulação de esqueletos minerais de misturas asfálticas no Brasil. Esse documento determina três tipos de faixas granulométricas (Faixas A, B e C) que se diferem entre si em função do diâmetro máximo dos granulares; dos limites inferiores e superiores da porcentagem de massa dos agregados passantes em cada uma das peneiras que compõem uma série previamente fixada; do intervalo de teor de ligante asfáltico; e em qual camada da estrutura rodoviária a mistura asfáltica será implementada (camada de ligação ou de rolamento) (DNIT, 2006c).

Ainda de acordo com o texto normativo, a faixa a ser escolhida pelo projetista deve possuir o diâmetro máximo (correspondente à abertura de peneira que passa 100% dos granulares) inferior a $2/3$ da espessura da camada a ser implementada a mistura asfáltica.

Como o próprio nome já diz, esse método consiste em tentativas de se enquadrar curvas granulométricas dentro dos intervalos normativos estipulados. Para isso, deve-se conhecer a granulometria dos materiais britados geralmente comercializados (brita 1, brita 0, pedrisco, pó de pedra, entre outros), para só então, possibilitar o projetista de determinar a quantidade que cada um desses produtos comerciais deve compor o esqueleto mineral para que seja obedecido os limites previstos para a faixa selecionada.

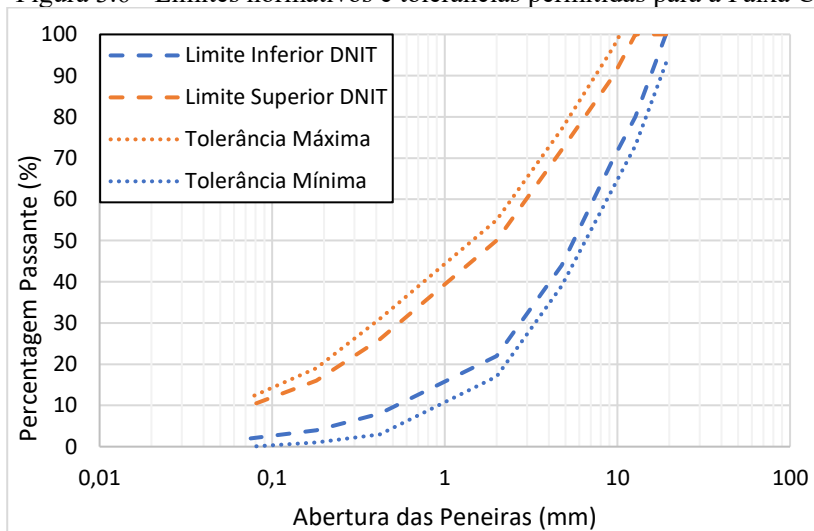
A grande crítica desse método se dá pela heterogeneidade de curvas granulométricas que podem ser enquadradas em uma mesma faixa, devido aos intervalos amplos instituídos de materiais passantes em cada uma das peneiras que compõem a série, bem como as tolerâncias, para a Faixa C do DNIT, representada na Tabela 3.1 e ilustrada na Figura 3.6.

Tabela 3.1 - Faixas granulométricas estipuladas pelo DNIT

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

Fonte: DNIT (2006c, p. 5)

Figura 3.6 - Limites normativos e tolerâncias permitidas para a Faixa C



Fonte: Adaptado de DNIT (2006c, p. 5)

Figura 3.7 – Variação do diâmetro máximo na Faixa C do DNIT

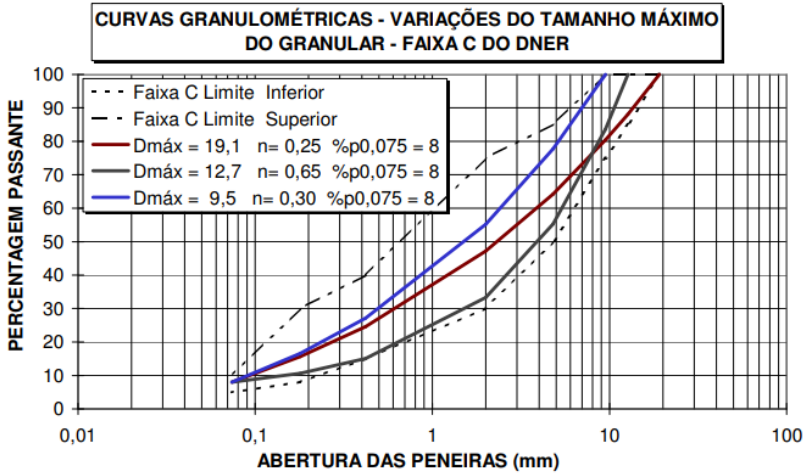
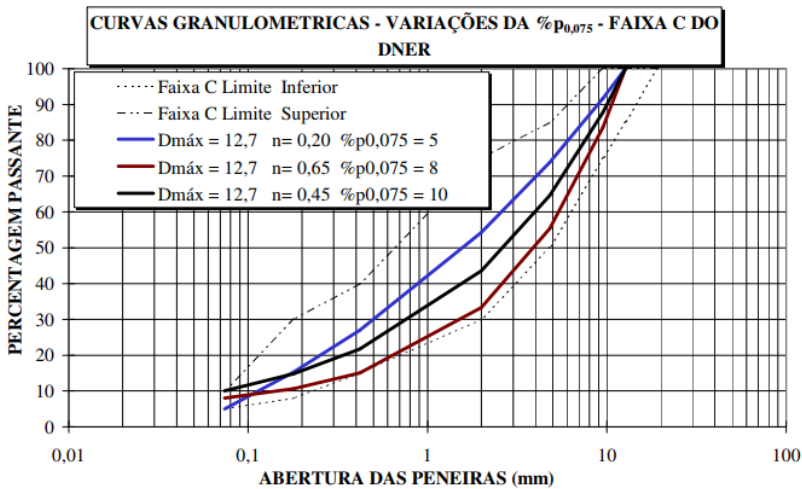


Figura 3.8 – Variação da porcentagem de passante na peneira nº200 na Faixa C do DNIT



Um dos vários exemplos disso pode ser observado na faixa C, usualmente empregada em misturas asfálticas, onde o intervalo permitido de materiais passantes na peneira de nº4 varia entre 44 a 72%. Além da

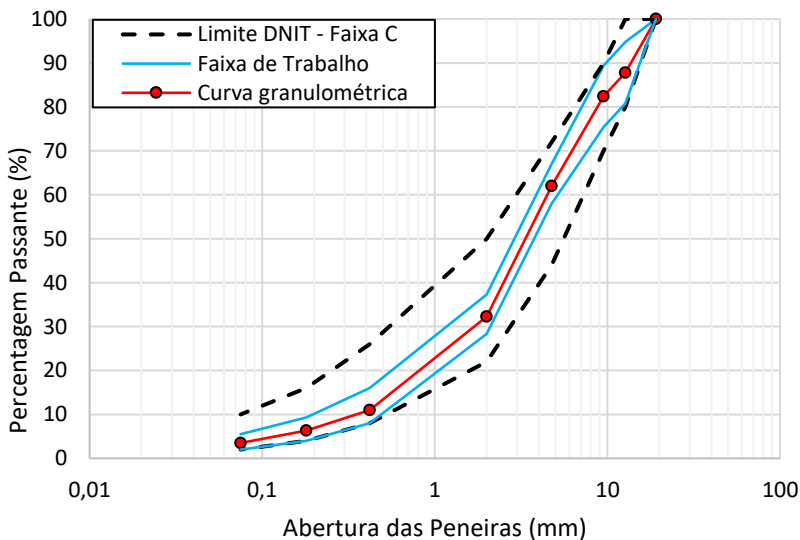
distância demasiada entre os limites inferior e superior, ainda é previsto uma tolerância de $\pm 5\%$.

Momm (1998) expôs que curvas bem variadas, cuja variação do diâmetro máximo foi de 9,5mm a 19,1mm e a quantidade de materiais passantes na peneira de abertura 0,075mm indo de 5 a 10%, foram bem enquadradas nos limites estipulados para a faixa C do DNIT (Figura 3.7 e Figura 3.8).

Os intervalos amplos entre os limites inferior e superior implica na possibilidade de haver uma ampla variação de curvas granulométricas, que poderão resultar em propriedades muito distintas dos produtos finais (MOMM, 1998).

A crescente necessidade em obter um maior controle na formulação de misturas asfálticas tem resultado na adoção de “faixas de trabalho” por empresas e gestores públicos relacionados às atividades de pavimentação. Como mostra a Figura 3.9, essas faixas reduzem consideravelmente os intervalos entre os valores admissíveis determinados pelo DNIT, o que diminui a variação entre as curvas enquadradas.

Figura 3.9 - Faixa de trabalho da Faixa C do DNIT



Fonte: Afirma Consultoria Rodoviária (2005, p. 1)

No âmbito estadual, o Departamento Estadual de Infraestrutura de Santa Catarina (DEINFRA/SC/P/05/2016) também preconiza o uso dessa metodologia. Entretanto, observa-se que na norma catarinense há uma observação que cita a possibilidade da utilização de outras curvas granulométricas, desde que atenda critérios como: boa trabalhabilidade; qualidade; e outras características descritas pela norma.

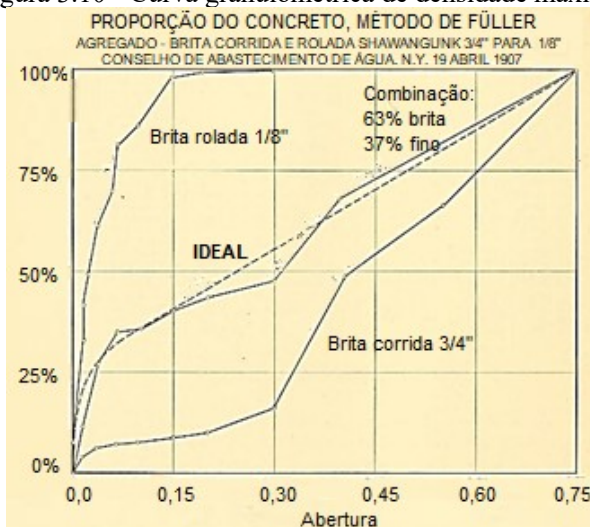
3.3.2 – Método por Equação (Método Racional)

Em 1904 nos Estados Unidos, Füller e Thompson (1907) iniciaram testes volumétricos, que consistiam em uma correção contínua da granulometria de agregados da região, visando obter concretos de densidade máxima. Inicialmente foram avaliadas funções parabólicas e de primeiro grau (retas), ou intermediárias entre elas que pudessem definir a densidade máxima.

Entretanto observou-se que nas tentativas que não respeitavam as relações matemáticas definidas previamente obtiveram melhores curvas, logo Füller e Thompson (1907) inverteu a dinâmica de suas investigações, ou seja, ao determinar as melhores curvas de maneira empírica, seria deduzido uma equação que a representasse, nesse caso facilitando a aplicação de diferentes materiais.

Nesse contexto, todas as curvas compostas por agregados naturais (brita e areia) e cimento que apresentaram resultados satisfatórios referentes às densidades consistiam em elipses com linhas retas tangenciando-as. Basicamente, a curva iniciava tangenciando o eixo vertical até aproximadamente 7% de material passante (ou seja, pelo menos 7% desse conjunto de granulares possuem diâmetro menores que 0,075mm). Em seguida a curva se desenvolve como uma elipse até chegar no valor de $\frac{1}{10}$ do diâmetro máximo, onde nesse ponto da elipse é traçado uma reta tangente, que se desenvolve ao longo do gráfico até chegar no valor de 100% do eixo das ordenadas (FÜLLER; THOMPSON, 1907), como está apresentada pela curva tracejada na Figura 3.10.

Figura 3.10 - Curva granulométrica de densidade máxima



Fonte: Adaptado de Füller e Thompson (1907, p. 144)

Nesse sentido, a equação mais simples que foi empregada por Füller e Thompson (1907) para plotar essa curva consiste na equação geral de uma elipse, que está em função apenas de seus próprios eixos, onde os valores de a e b são em função do material a ser empregado.

$$y = \frac{b}{a} \sqrt{a^2 - x^2} \quad (3.1)$$

No trabalho de Talbot e Richart (1923) da Universidade de Illinois, em Urbana, relacionado à análise da relação entre a graduação de agregados (finos e graúdos) com a resistência de argamassas e concretos, foi apresentada uma equação geral que indicava a quantidade de granulares que iriam compor cada uma das frações que integram uma determinada curva granulométrica, em função da abertura de malhas de um conjunto de peneiras previamente determinado.

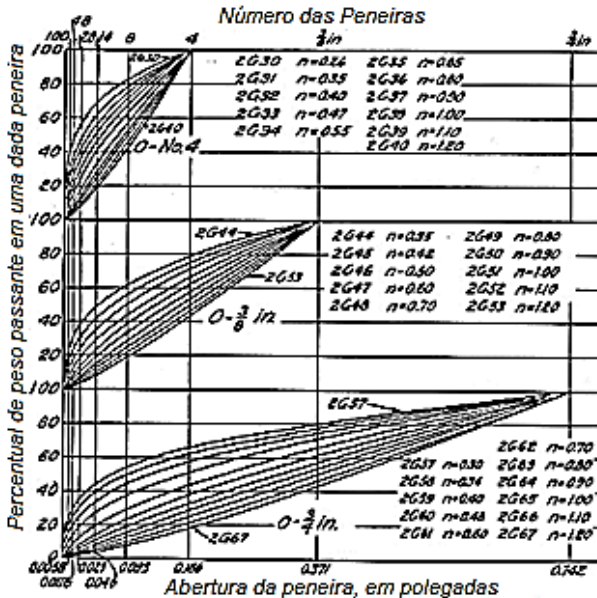
$$\%p = 100 \left(\frac{d}{D} \right)^n \quad (3.2)$$

onde:

- %p: percentagem de material passante na peneira de abertura d;
- d: abertura de uma dada peneira;
- D: diâmetro máximo, referente a abertura de peneira que passa 100% dos granulares;
- n: expoente.

Pela Equação 3.2, ao determinar o diâmetro máximo da curva granulométrica, foi constatado que a configuração dos granulares variavam conforme era alterado o valor do expoente “n”, onde para $n = 1$ a curva se torna uma linha reta, e quando $n = 0,5$ a curva se aproxima de uma parábola (TALBOT; RICHART, 1923).

Figura 3.11 - Análise das diferentes curvas granulométricas



Fonte: Adaptado de Talbot e Richart (1923, p. 26)

A Equação 3.2, largamente utilizada para descrever a distribuição dos granulares, seja em lastros ferroviários, concretos de cimento Portland ou asfálticos, é frequentemente nomeada de “Equação de Fuller

e Thompson”, entretanto não é raro o emprego da nomenclatura “Equação de Talbot” nos mais diversos trabalhos científicos.

Visto a grande contribuição de ambos os estudos no desenvolvimento de mecanismos até hoje consagrados para a determinação de curvas granulométricas, como o gráfico da densidade máxima de Füller e Thompson (1907) e a equação de Talbot e Richart (1923), o termo empregado nesse trabalho para referenciar a Equação 3.2 será “Equação de Füller-Talbot”, expressão cujo o emprego já é constatado em estudos prévios.

Na Figura 3.11 é possível observar que o valor empregado no expoente “n” tem uma grande influência na distribuição dos granulares. Quanto menor for o valor de “n”, maior será a incidência de granulares finos, enquanto o aumento do valor do expoente resulta em uma maior concentração de agregados graúdos que, em alguns casos, pode gerar uma granulometria aberta, onde não há materiais finos o suficiente para preencher os vazios entre os granulares de maior dimensão.

Através de manipulações matemáticas da equação de Füller-Talbot, é possível determinar o expoente “n”, que fica em função do diâmetro máximo dos agregados, correspondente à abertura de malha da peneira que passa 100% dos materiais, e da porcentagem passante na peneira de menor abertura da série estabelecida para compor a curva granulométrica.

$$n = \frac{\log(p\%) - \log(100)}{\log\left(\frac{d}{D}\right)} \quad (3.3)$$

Onde:

- p%: porcentagem passante na menor peneira da série;
- d: abertura de malha da menor peneira;
- D: diâmetro máximo, referente a abertura de peneira que passa 100% dos granulares;
- n: expoente.

O fato desse método ser baseado em uma equação, possibilita a obtenção de valores fixos que irão compor cada uma das frações correspondentes às peneiras que integram um conjunto determinado pelo projetista, logo reduzindo consideravelmente as variações que podem ocorrer na formulação de misturas asfálticas, que poderiam resultar em alterações indesejadas em seu comportamento mecânico.

4 FORMULAÇÕES DE MISTURAS ASFÁLTICAS A QUENTE

A formulação de misturas asfálticas é uma das etapas mais importantes na concepção de um pavimento. Ela consiste basicamente na determinação de matérias-primas, bem como suas respectivas quantidades e características necessárias, que irão compor misturas asfálticas adequadas para os mais diversos fins, levando em consideração os seguintes aspectos: propriedades desses materiais (físicas, químicas, ambientais e mecânicas); disponibilidade na região; e custo.

Para que misturas asfálticas apresentem um desempenho satisfatório em campo durante todo o período determinado em projeto, devem ser selecionados procedimentos laboratoriais que simulem as condições encontradas em campo de maneira mais próxima possível, objetivando assim uma avaliação mais acurada do comportamento mecânico desses materiais quando implementados em uma estrutura rodoviária.

De acordo com LCPC (2007), a elaboração de um método de formulação é um caminho longo e complexo, pois são demandados inúmeras análises de misturas implementadas em campo ao longo dos anos, onde ao serem comparadas com dados laboratoriais, possibilita um aperfeiçoamento constante da metodologia ao realizar ajustes em procedimentos laboratoriais, visando assim uma melhor aproximação dos resultados de campo. Nesse sentido, os métodos de formulação se fundamentam em três pilares principais fortemente ligados e interdependentes:

- Propriedades (P): Relacionados às propriedades físicas, químicas e mecânicas dos materiais a serem empregados no campo, seja das misturas asfálticas (P_m), seja dos constituintes que as compõem (P_c). Referente às misturas asfálticas, há classificação conforme parâmetros volumétricos (P_{m_v}), como teor de ligante, de vazios, entre outros; ou relacionado às propriedades mecânicas, ou físicas (P_{m_f}), podendo ser empíricos ou intrínsecos, como resistência à deformação permanente, à fadiga, módulo de rigidez, entre outros;
- Ensaio (E): Consiste basicamente em ensaios utilizados para medir as propriedades (P);
- Valores (V): Referem-se aos valores normativos, em função das propriedades (P) desejadas ao longo de sua vida útil, ou especificadas pelo contratante.

Ao longo da história, diversas metodologias foram baseadas inicialmente nas propriedades dos constituintes (P_c) e os parâmetros volumétricos das misturas asfálticas (P_{mv}) para obtenção de misturas asfálticas, cujo método é chamado de “receita”. Em seguida, os métodos começaram a se utilizar cada vez mais de procedimentos laboratoriais que analisavam o desempenho de uma mistura asfáltica quando submetidas aos processos observados em campo.

Apesar dos dados obtidos por esses critérios serem mais representativos do comportamento que as mistura asfáltica terão em campo, sua maior complexidade e custo elevado, quando comparado com métodos do tipo “receita” acaba pesando na escolha da metodologia de formulação (LCPC, 2007).

Esse capítulo fará uma breve explicação de duas metodologias diferentes de formulação de misturas asfálticas: a metodologia Marshall, por ser a mais difundida no Brasil; e a metodologia francesa de formulação, por ser a utilizada nessa pesquisa.

4.1 METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO APLICADA NO BRASIL

O método Marshall de dosagem de misturas asfálticas é método mais difundido no país e é o único preconizado pelo NBR 15785/2010. O ensaio consiste na determinação do teor ótimo de ligante através de parâmetros obtidos de corpos de provas cilíndricos, que são compactados através de um soquete (Figura 4.1), onde o número de golpes é definido em função do volume de tráfego estimado.

Figura 4.1- Soquete Marshall



Fonte: Siroma (2016, p. 92)

Nesse caso o número de golpes por face é definido em 50 quando o volume de tráfego previsto for entre $10^4 < N \leq 10^6$; e caso o valor de N seja superior a 10^6 são previstos 75 golpes por face. A variável N consiste no número de repetições do eixo padrão sobre o pavimento.

O documento normativo menciona que caso a mistura asfáltica for empregada em camada de ligação então deverá ser empregado 50 golpes por face. Caso o material seja empregado para camada de revestimento então a energia de compactação a ser usada é de 75 golpes por face.

Após a moldagem dos corpos de prova são realizadas medições de suas dimensões com o intuito de obter os seguintes parâmetros físicos: massa específica aparente do corpo de prova; vazios do agregado mineral (VAM); percentagem de vazios (%v); relação betume/vazios (RBV).

Em seguida os corpos de prova são rompidos através de um esforço de compressão diametral, como é apresentado na Figura 4.2, onde é obtido os valores referentes à sua estabilidade e sua fluência.

Figura 4.2 - Rompimento por compressão diametral



Fonte: Siroma (2016, p. 99)

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), a determinação da dosagem ótima do ensaio Marshall é baseada em diversos critérios, como a escolha do teor que resulta em um volume de vazios (%v) de 4%, que é adotado no estado de São Paulo pelo Dersa.

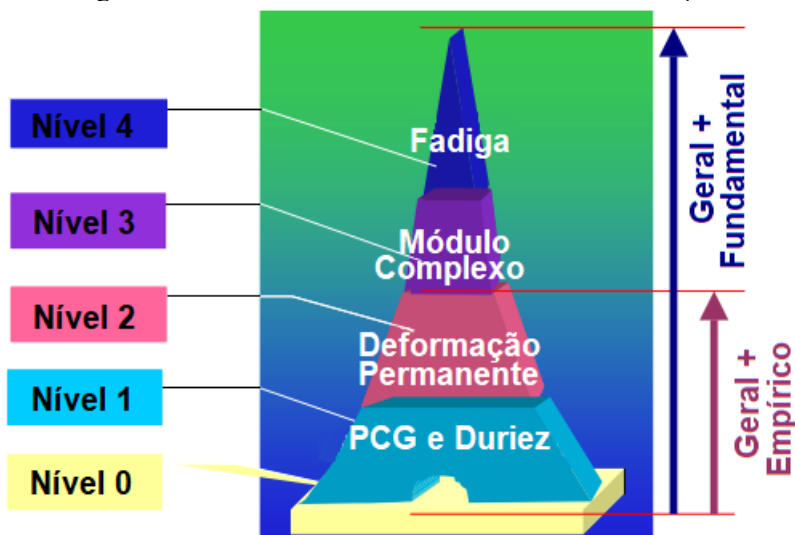
4.2 METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO FRANCESA

De acordo com LCPC (2007), os métodos de formulação de misturas asfálticas têm evoluído nessas últimas décadas visando corresponder com o constante crescimento do tráfego. Esse cenário resultou na necessidade cada vez maior de misturas asfálticas complexas, que além de resistir aos carregamentos e números de solicitações cada vez maiores durante todo o seu período previsto de serviço, deve fornecer para seus usuários conforto, segurança e economia.

A complexidade da formulação de misturas asfálticas se dá pelo fato do melhoramento de uma propriedade influenciar negativamente uma outra. Um exemplo bem conhecido é o aumento da dosagem de ligante asfáltico, que pode melhorar a resistência à fadiga, entretanto aumentará a suscetibilidade da mistura asfáltica à deformação permanente.

A metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas determina uma sequência de ensaio, divididos em 5 níveis, que deve ser seguida criteriosamente, onde não é permitido avançar de nível sem antes alcançar os parâmetros estipulados no nível atual, como mostra o esquema representado na Figura 4.3.

Figura 4.3 – Resumo dos níveis de ensaios da formulação



Fonte: LCPC (2007, p. 56)

Os ensaios são determinados em função do tipo de mistura asfáltica a ser formulada, a camada que ela irá ocupar, espessura da camada, tráfego previsto, até situações particulares, como rampas, cruzamentos e elevadas temperaturas. Os níveis variam de 0 a 4, onde 0 é o nível mais básico, correspondente as primeiras definições dos materiais a serem utilizados para conceber a misturas asfáltica, e o nível 4 corresponde ao ensaio de fadiga (LCPC, 2007)

4.2.1 Níveis da metodologia francesa

4.2.1.1 Nível 0

A etapa preliminar da formulação de misturas asfálticas, diferente do preconizado no Brasil, não há faixas granulométricas aos quais se deve tentar encaixar uma determinada granulometria. Na França, há diversas misturas asfálticas já consagradas, que são escolhidas conforme a demanda, como por exemplo uma mistura *Béton Bitumineux Drainant* – BBDr que consiste em uma mistura drenante, ou uma *Béton Bitumineux Semi-Grenus* – BBSG, que se trata de uma mistura densa que possui uma boa resistência à deformação permanente e é empregada em camadas de rolamento ou de ligação.

Para cada uma dessas misturas há apenas uma curva granulométrica de partida, que servirá como uma diretriz na formulação, em função do tipo de mistura asfáltica desejada. Essas curvas podem ser ajustadas conforme as condições naturais e de beneficiamento disponível no momento, desde que seja mantida a coerência das características relacionadas à mistura escolhida de projeto (BARRA, 2009).

Em seguida são determinadas as características dos ligantes, para ver se estão de acordo com as especificações previstas, como o ponto de amolecimento anel e bola, ensaio de penetração, entre outros. Ainda nessa etapa também são realizados ensaios de caracterização dos granulares.

Em normas antigas, a dosagem inicial de ligante asfáltica era determinado baseado em um valor mínimo do módulo de riqueza (K), que representa basicamente uma variável proporcional à espessura convencional da película de ligante asfáltica ao encobrir os granulares de diferentes tamanhos. A atual norma AFNOR NF EN 13108-1, 2007 já apresenta diretamente os teores de ligante externo (TL_{ext}), que difere com o que é praticado usualmente no Brasil, que é o teor interno (tl_{int}).

Após a determinação da dosagem de partida, é determinado a massa específica volumétrica real, tanto das misturas asfálticas (MVR), quando dos granulares que as compõem (MVRg), através dos procedimentos determinados pelas normas AFNOR NF EN 12697-5 (2003) e AFNOR NF P 18-599 (2005), respectivamente.

Apesar deste ser o nível mais baixo da metodologia, observa-se que ele não deve ser negligenciado em hipótese nenhuma, já que é nessa etapa que são mesuradas as propriedades das matérias-primas que irão compor as misturas asfálticas a serem testadas nos níveis superiores.

Observa-se que o Nível 0 já é considerada suficiente para misturas asfálticas destinadas às zonas que não são previstas circulações.

4.2.1.2 Nível 1

O Nível 1 consiste basicamente em dois ensaios: a Prensa de Compactação Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999); e o Ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995).

Para o Nível 1, o ensaio de Prensa de Compactação Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999) analisa a habilidade de compactação de misturas asfálticas a serem aplicadas em campo (Figura 4.4). A avaliação de critérios de trabalhabilidade de misturas asfálticas permite prever misturas que possuam uma tendência elevada de deformação permanente (muito trabalhável), ou que poderão apresentar uma elevada quantidade de vazios, sendo demasiadamente permeáveis, logo pouco duráveis (DONGMO-ENGELAND, 2005).

Figura 4.4 - PCG tipo 2 (esquerda) e PCG tipo 3 (direita)

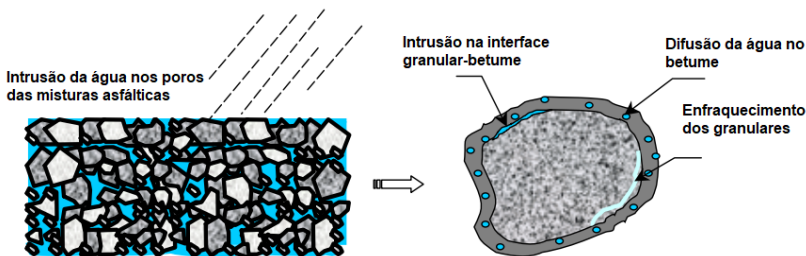


Fonte: LCPC (2007, p.21)

Além de rápida, o ensaio da PCG é muito sensível à alguns fatores da formulação, principalmente referentes a angularidade dos agregados e teor de ligante utilizado. Geralmente em uma obra rodoviária, onde há uma necessidade contínua de materiais, a PCG pode detectar possíveis alterações, principalmente nos agregados, que seja imperceptível através de ensaios de caracterização usual, e que pode alterar o comportamento mecânico de uma mistura asfáltica. Logo esse ensaio é muito útil para manter um controle constante de qualidade do material (LCPC, 2007).

O outro ensaio a ser executado nesse nível é o ensaio de Duriez, que consiste na avaliação da ação deletéria da água (AFNOR NF P 98-251-1, 1995).

Figura 4.5 - Percurso da água em misturas asfálticas



Fonte: Castañeda (2004, p. 15)

Dependendo do seu local de implementação, o pavimento terá contato frequente com água ao longo de sua vida útil, que pode ter sua origem das mais diferentes formas, como: precipitação pluviométrica; infiltrações laterais; ou até mesmo por capilaridade proveniente de lençóis freáticos próximos (SANTUCCI, 2003; KANDHAL, RICHARDS; 1992).

Essa incidência constante da água em misturas asfálticas pode conduzir a falhas prematuras de pavimentos, pois em função da elevada tensão superficial da água, que supera à tensão interfacial do conjunto granular-betume, faz com que a película de ligante asfáltico aderida ao granular se desprenda, enfraquecendo assim a mistura asfáltica, como mostra a Figura 4.5 (SCOTT *et al.*, 1977).

Devido aos elevados índices pluviométricos constatados no Brasil, se faz necessário uma avaliação que simule de forma mais próxima possível a agressividade da ação deletéria da água em misturas asfálticas projetadas para compor pavimentos em território nacional.

4.2.1.3 Nível 2

O Nível 2 consiste em avaliar a resistência das misturas asfálticas referentes à resistência ao afundamento nas trilhas de rodas, através do ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993). De acordo com a norma francesa, esse ensaio consiste na confecção de corpos de prova em formato de paralelepípedo, compactados sob esforços de amassamento, através da passagem de um pneumático, como ocorre de fato em campo.

Após um período determinado de cura, a amostra é submetida a passagem de cargas rolantes sobre ela, à uma temperatura de 60°C, com uma frequência de 1Hz a uma carga de 5kN, tentando simular, de maneira mais próxima possível, a passagem de cargas itinerantes sobre as misturas asfálticas.

4.2.1.4 Nível 3

O Nível 3 inicia a parte dita “Fundamental” da metodologia francesa, que é direcionada para misturas asfálticas que assumirá função estrutural na composição do pavimento. O ensaio de Módulo Complexo (AFNOR NF P 98-260, 1992) pode ser determinado como a relação entre a tensão senoidal aplicada ao material e sua amplitude, também senoidal, da deformação (RIVIÈRE, 1996).

4.2.1.5 Nível 4

E finalizando, o Nível 4 consiste no ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993), que é realizado sob o mesmo princípio de solicitação do ensaio de Módulo Complexo preconizado pela norma (AFNOR NF P 98-260, 1992). Nesse caso, os corpos de prova trapezoidal são levados à fadiga sob esforços de flexão alternada em modo contínuo.

4.2.2 Misturas Asfálticas de Caráter Funcional

As misturas asfálticas de caráter funcional são empregadas geralmente na camada de superfície, que compreende as camadas de rolamento e a de ligação. Como camadas superiores, além de proteger a

estrutura do pavimento das intempéries (altas temperaturas, incidência de raio UV, águas superficiais, etc.) e das solicitações provenientes do tráfego, esses materiais ainda devem possuir uma boa qualidade superficial. Geralmente seus atributos estão ligados aos seguintes parâmetros:

- Segurança: Está relacionada à macrotextura superficial, que fornece uma aderência pneu/pavimento adequada, além de garantir um escoamento rápido de águas superficiais, evitando assim hidroplanagens;
- Conforto: Fundamentado na regularidade da via, que não gere um desconforto ao usuário durante seu deslocamento;
- Economia: Ao trafegar em uma via que se enquadra nos parâmetros citados anteriormente, o desgaste do carro e o consumo de combustível será muito menor, quando comparado ao tráfego de uma via cheia de irregularidades.

Nesse sentido, de acordo com LCPC (2007) as principais misturas que integram as misturas que possuem um caráter funcional são:

- Béton Bitumineux Semi-Grenus (BBSG): Possui uma elevada quantidade de granulares e é formulada para ser empregada como camada de rolamento, ou de ligação, com espessuras compreendidas entre 5 a 9cm. Esses tipos de mistura são classificados conforme sua resistência à deformação permanente, que pode ser: Classe 1; Classe 2; e Classe 3.
- Béton Bitumineux à Module Élevé (BBME): Possui seu módulo superior ao da mistura BBSG, entretanto é empregada para as mesmas camadas com os mesmos limites de espessura. Esse tipo de mistura asfáltica é calculado conforme sua resistência à deformação permanente e pelo seu módulo;
- Béton Bitumineux pour chaussée Souples à faible trafic (BBS): São formuladas para serem implantadas em camadas superficiais para estruturas de pavimento flexível que suporta baixo tráfego. Diferente das outras citadas até aqui, os ensaios preconizados para dessas misturas são apenas as integrantes do Nível 1;
- Béton Bitumineux Mince (BBMC): Possui espessura média entre 3 a 5cm e sua granulometria é geralmente descontínua. Nesse caso as categorias A, B e C são em função do seu intervalo de

descontinuidade. Nesse caso eles são classificados de acordo com sua resistência à deformação permanente;

- Béton Bitumineux Très Mince (BBTM): Possui espessura média de 2 a 3 cm com uma curva granulométrica geralmente descontínua. Essas misturas são classificadas conforme seu teor de vazios a 25 giros da Prensa de Compactação Giratória (PCG);
- Béton Bitumineux Drainant (BBDr): São misturas que possuem um teor de vazios comunicantes elevados, permitindo assim a passagem de água e de ar, visando assim dotar a mistura asfáltica com característica drenantes e redutora de ruídos. Essa mistura pode ser aplicada em camadas de rolamento com espessuras entre 3 a 4cm para BBDr6 ou entre 4 a 5cm para BBDr10. Esse tipo de mistura pode ser classificado entre tipo 1 e tipo 2, que depende do teor de vazios obtidos pelo ensaio da PCG.

Dentre as misturas asfálticas apresentadas, observa-se que apenas a BBDr e a BBS são avaliadas até o Nível 1, enquanto o restante das misturas deve obter resultados satisfatórios no ensaio de Deformação Permanente (Nível 2).

4.2.3 Misturas Asfálticas de Caráter Estrutural

Misturas asfálticas de caráter estrutural são geralmente implementadas em camadas de apoio (*couche d'assise*), que corresponde a camada de base e de sub-base. Desde a sua implementação, essas camadas possuem dois papéis bem divergentes ao longo da construção de uma estrutura de pavimento, entretanto de grande importância (EUROBITUME, 2013):

- Durante a construção (à curto prazo): ao ser implementada de maneira correta, esta camada fornecerá um nivelamento fundamental para os trabalhos, bem como uma capacidade de suporte que permitirá compactar as camadas que compõem a camada superficial. Nesse período, observa-se que ela também tem o papel de camada de rolamento provisório para as máquinas da obra;
- Durante a vida útil (à longo prazo): deve garantir resistência ao tráfego pesado, bem como proteger o subleito de agentes que possam degradá-lo.

De acordo com LCPC (2007) as principais misturas que se enquadram como um material de caráter estrutural são:

- Enrobé Bitumineux Grave-Bitume Empirique (EB-GB): Prevista para ser aplicada na camada de base e sub-base, com uma espessura entre 8 a 16cm. Apesar de ter um caráter estruturante pelo fato de ser aplicado na camada de apoio, nota-se que essa mistura é avaliada até o ensaio de Deformação Permanente (níveis empíricos).
- Enrobé Bitumineux Grave-Bitume (EB-GB): Possui as mesmas aplicações e espessuras previstas para o EB-GB Empírico;
- Enrobé Bitumineux – Enrobé à Module Élevé (EB-EME): São aplicadas na camada de base ou sub-base com uma espessura que vai de 6 a 8cm para EB10-EME, entre 7 a 13cm para EB13-EME, ou entre 9 a 15cm para misturas EB20-EME. Nesse caso, o módulo e a resistência à fadiga elevados permitem uma redução da camada de base. A classificação dessa mistura se dá conforme sua resistência à fadiga.

5 DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS

A deformação permanente é o fenômeno de fluência da mistura asfáltica no domínio viscoelástico e é uma das patologias mais recorrentes em pavimentos asfálticos no Brasil, podendo ser encontrado desde pequenos trechos urbanos até em grandes rodovias. Sua incidência afeta negativamente os aspectos relacionados ao conforto, segurança e economia.

Defeitos relacionados à oxidação ou desagregação devido à falha na adesividade também são recorrentes, entretanto esses defeitos podem ser resolvidos no Nível 0 da metodologia francesa, e também no controle de usinagem e obra. Entretanto, defeitos como trincas por fadiga ou deformação permanente são evitados realizando um projeto estrutural e de formulação de misturas asfálticas adequados (MOURA, 2010).

O fenômeno de deformação permanente consiste basicamente no acúmulo de pequenas quantidades de deformação no material asfáltico devido às aplicações de cargas constantes dos veículos, resultando no surgimento de depressões longitudinais nas trilhas de rodas em camadas asfálticas, como é apresentado pela Figura 5.1 (AHMAD *et al.*, 2011; JOLIVET *et al.*, 2000; SOHM, 2011).

Figura 5.1 – Deformação permanente por fluência



Fonte: cnt.org.br

Na metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas novas, o ensaio empregado para avaliar a deformação permanente na

trilha de roda não é considerado como fundamental, como os ensaios de Módulo Complexo e de Fadiga, logo seus resultados não entram nas equações de dimensionamento de uma estrutura de pavimento.

É possível constatar a variedade de pesquisas ao longo das últimas décadas que tentaram propor os mais diversos modelos de previsão de deformação permanente. Entretanto, mesmo os trabalhos mais recentes, como de Heck (2001), Nguyen (2006), Ali (2011) e Sohm (2011), afirmam que a deformação permanente é um fenômeno caótico, o que dificulta bastante o desenvolvimento de métodos matemáticos que possam prever esse fenômeno.

5.1 CATEGORIAS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Conforme White *et al.* (2002), as trilhas de rodas podem ser classificadas em três níveis, em função de suas profundidades, como: pequenas (6 a 12,5mm); médias (12,5 a 25mm) e elevadas (acima de 25mm).

Entretanto é possível observar a presença de três tipos de deformação permanente em estruturas de pavimentos betuminosos (Figura 5.2), em função do aspecto da forma de seu corte transversal (ALI, 2006):

- Deformações pelo uso: Consiste na perda progressiva dos granulares da camada de superfície. De acordo com Moura (2010) e Verstraeten (1994), a incidência desse tipo de defeito se dá geralmente em regiões de neve, onde não raramente os pneus são recobertos por correntes ou pinos para melhorar a aderência com o pavimento;
- Deformação por fluência: Se dá através de um deslocamento lateral do material na camada superior do pavimento;
- Deformação estrutural: Se dá devido às deformações verticais que ocorrem nas camadas inferiores.

Figura 5.2 - Tipos de deformação permanente em um pavimento flexível

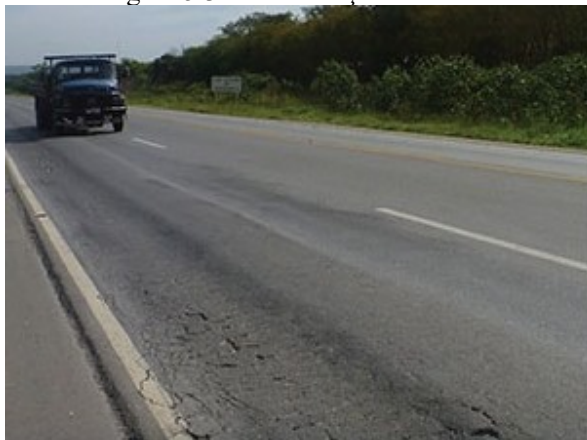


Fonte: Ali (2006, p. 5)

Conforme Heck (2011), as deformações por fluências ocorrem com mais frequência em estruturas de pavimento espessa (*chaussée bitumineuse épaisse*), onde essas deformações geralmente são manifestadas com um afundamento de “pequeno raio”, que consiste na largura das bandas de rolamento (Figura 5.1).

Já a deformação estrutural ocorre geralmente em estruturas de pavimento flexível que suportam baixo tráfego (*chaussée souple à faible trafic*), e é classificada como “grande raio”, que engloba cada uma das trilhas de roda (Figura 5.3).

Figura 5.3 – Deformação estrutural



Fonte: cnt.org.br

Ainda referente aos tipos de deformação permanente, conforme Verstraeten (1994), a deformação permanente estrutural se dá devido a um sub-dimensionamento das camadas da estrutura do pavimento para o tráfego ao qual é submetido. Bem como falhas no processo construtivo,

como defeitos de execução (falta de compactação) e também devido à drenagem insuficiente do subleito.

Já as deformações causadas por fluência consistem em um problema mais ligado à formulação das misturas asfálticas, que é em função dos diversos constituintes e da execução das misturas.

É importante ressaltar que o foco desse trabalho é a análise da deformação permanente que ocorre por fluência da própria camada asfáltica, onde para isso serão realizados ensaios de placas de misturas asfálticas no equipamento de trilha de rola do tipo LPC.

5.2 PARÂMETROS QUE INFLUENCIAM A DEFORMAÇÃO PERMANENTE

De acordo com LCPC (1994) a angularidade dos granulares possui uma relação direta com a deformação permanente. Nesse caso, esse parâmetro deve ser bem observado para misturas asfálticas projetadas em situações de tráfegos elevados ou em casos particulares, como tráfego pesado e lento, canalizados, incidência de climas elevados, entre outros.

Nesse sentido, Corté *et al.* (1996) complementa além dos granulares, outros fatores que também têm grandes influências, que são: consistência do ligante asfáltico; velocidade das cargas; e configuração do eixo.

No Brasil, Moura (2010) destaca que os principais fatores que contribuem de forma isolada ou em conjunto, para a formação da deformação permanente em trilhas de rodas são:

- Superdosagem do ligante asfáltico;
- Consistência do ligante inadequadas às temperaturas da região a ser empregada;
- Distribuição granulométrica inadequada;
- Presença excessiva de frações de areia (areia lavada);
- Forma e textura superficial dos agregados inadequadas;
- Excesso de carga sobre a estrutura;
- Temperatura;
- Grau de compactação das misturas asfálticas;
- Tráfego canalizado.

Observa-se que nem sempre há um consenso total sobre os fatores que influenciam os fenômenos das deformações permanentes. Entretanto, alguns fatores que influenciam o fenômeno de afundamento na trilha de

roda já são consagrados de longa data pela parte majoritária da comunidade científica rodoviária.

A seguir será apresentado algumas das causas mais citadas em alguns trabalhos.

5.2.1 Granulares

5.2.1.1 Curva granulométrica

A granulometria consiste na distribuição espacial de granulares de diferentes formas, texturas e, por vezes natureza, onde a quantidade e a qualidade das interações entre si resultam em um grau de intertravamento que poderá fornecer, ou não, a estabilidade desejada às misturas asfálticas.

Conforme Brosseau, Delorme e Hiernaux (1993), a introdução de descontinuidade na granulometria pode ocasionar em uma instabilidade na deformação permanente.

Momm (1998) menciona que os fatores relacionados aos granulares, como percentagem de finos, de vazios, aspereza dos granulares, entre outros influenciam na deformação permanente de misturas asfálticas. Em seu trabalho, foram avaliadas diversas curvas, variando o teor desde o diâmetro máximo dos granulares e a percentagem de finos. Apesar do autor não ter elencado as melhores configurações de curvas granulométricas, foram observadas que todas as misturas testadas apresentaram uma granulometria bem graduadas, o que contribuiu para o bom comportamento ao fenômeno de deformação permanente.

Andrade (2018) avaliou a influência que diferentes configurações de esqueletos minerais têm sobre a deformação permanente em misturas asfálticas densas. Para isso, foram elaborados esqueletos minerais através do método por tentativa, que é o mais utilizado atualmente no Brasil, e o método por tentativa, baseada na equação de Fuller-Talbot.

O trabalho concluiu que as misturas que foram concebidas através de curvas teóricas apresentaram as menores deformações permanentes, devido ao método possibilitar o preenchimento gradual dos vazios entre os granulares maiores, resultando em um maior entrosamento entre os granulares e estabilidade da mistura asfáltica.

5.2.1.2 Forma e textura

A forma e a textura dos granulares influenciam diretamente na interação entre os granulares, logo havendo uma relação direta com a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas. Nesse caso, granulares britados que possuam uma macrotextura subangular e microtextura áspera possui uma quantidade satisfatória de arestas vivas, o que refletirá na quantidade de interação que haverão entre as partículas, fornecendo uma maior estabilidade às misturas asfálticas devido ao elevado grau de intertravamento entre os granulares.

Já areias de cavas ou de rios, que geralmente são portadoras de um formato arredondado e textura lisa, não conseguem prover esse intertravamento entre suas partículas, logo quando aplicadas em proporções consideráveis em misturas asfálticas podem conduzir à um aumento no afundamento na trilha de roda, quando comparada a uma mistura asfáltica composta exclusivamente por material britado.

Brosseaud, Delorme e Hiernaux (1993) afirma que alguns fatores relacionados aos granulares têm grande influência na deformação permanente, como:

- A redução da fração de areia natural resulta em uma redução na deformação permanente nas trilhas de rodas de misturas asfálticas;
- A utilização de granulares britados, ao invés de seixos naturais, melhora sistematicamente a deformação permanente;

5.2.2 Ligante asfáltico

Em ambos os estudos, Vanelstraete e Francken (1995) e Grimaux e Hiernaux (1977) mostraram que o uso de ligantes asfálticos mais “duros”, que foi o CAP 40/50, apresentaram uma suscetibilidade menor à temperatura, diminuindo assim o risco de deformação permanente, quando comparado a ligantes mais “macios”, que em ambos os estudos foi empregado o CAP 180/220.

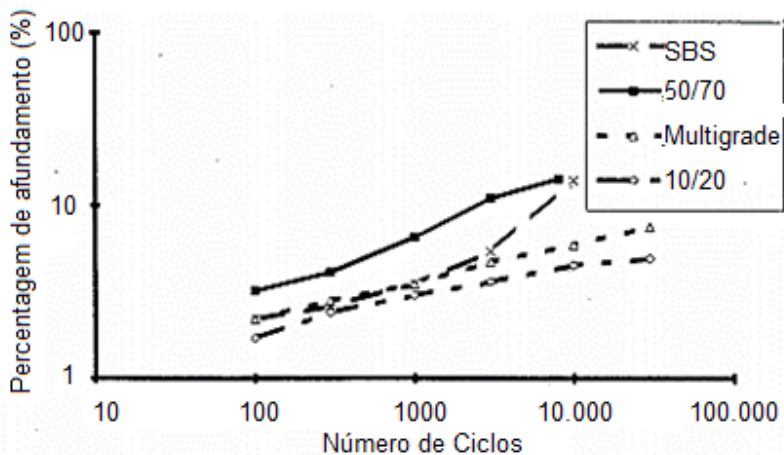
Um estudo semelhante ao citado foi o de Corté *et al.* (1996), que avaliou a influência que ligantes asfálticos possuem sobre os efeitos de deformação permanente em pavimentos asfálticos. Através de ensaios laboratoriais em na pista de teste circular do LCPC, atual *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des*

Réseaux – IFSTTAR. Foram empregados um CAP 50/70, um CAP 10/20, um asfalto modificado por estireno-butadieno-estireno (SBS) e um asfáltico desenvolvido pela empresa Shell para garantir uma boa resistência à deformação permanente.

Os resultados obtidos indicaram que o uso de ligantes asfálticos mais rígidos, como o CAP 10/20 geram misturas asfálticas mais estáveis, quando comparados a um ligante mais macio, como é o caso do CAP 50/70. Ainda se observa que a modificação por polímero SBS no CAP 50/70 apresentou uma melhora considerável, apesar que após uma certa quantidade de ciclos apresentou uma deformação excessiva, como mostra a Figura 5.4.

Referente à dosagem de ligantes, o nível de cobertura dos granulares minerais é diretamente relacionado ao teor de ligante, logo esse parâmetro influencia diretamente a qualidade de contato entre os granulares. Nesse caso, um elevado teor de ligante vai “saturar” a mistura, reduzindo assim os contatos diretos entre os granulares. O contrário também é observado, pois uma quantidade insuficiente de ligante asfáltico não assegura um bom encobrimento dos granulares, nesse caso o teor de vazios tende a aumentar e a estabilidade do esqueleto mineral tende a reduzir, onde esse cenário tende a resultar uma deformação permanente pós-compactação elevada (HECK, 2001).

Figura 5.4 - Influência do betume na deformação permanente



Fonte: Corté *et al.* (1994, p. 32)

5.2.3 Temperatura

O fato do ligante asfáltico ser o componente que gera a coesão entre os granulares, observa que as misturas asfálticas portam as propriedades desse material, que a temperatura ambiente apresenta um comportamento viscoelástico, enquanto a altas temperaturas, esse material tende a se comportar como um líquido viscoso, permitindo assim uma maior mobilidade entre seus granulares, logo reduzindo a estabilidade da mistura asfáltica, resultando em um aumento na deformação permanente desse material.

Nesse sentido, Brosseau, Delorme e Hiernaux (1993) cita que a temperatura fixada em 60°C do ensaio de Deformação Permanente realizado pelo equipamento de trilha de roda tipo LPC visa reproduzir a condição mais desfavorável que o pavimento sofre em campo, referente a temperatura, onde em dias de verões na França é comum o pavimento ficar nessas temperaturas de 4 a 6 horas por dia (BROSSEAUD; DELORME; HIERNAUX, 1993).

5.2.4 Tráfego

As cargas provenientes do tráfego são aplicadas sobre o pavimento através dos pneumáticos que transmitem os esforços provenientes dos veículos para a superfície da camada de rolamento. Nesse caso, o modo que as solicitações irão incidir no pavimento depende de alguns fatores: intensidade da carga; tipo de pneus (simples, duplos, etc.) (Figura 5.6); pressão de insuflagem dos pneumáticos (Figura 5.7); e a velocidade dos veículos que por ela irão trafegar (ALI, 2006; PERRET, 2003).

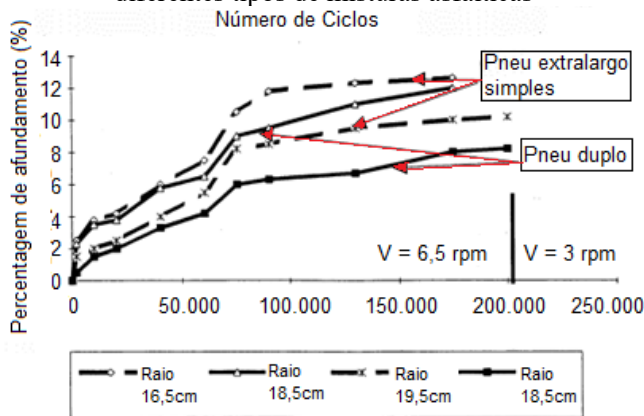
Corté *et al.* (1993) observou que pneus extralargos simples de 42,5kN exercem uma pressão ao pavimento de 0,67MPa, enquanto pneus duplos de 65kN geram 0,57MPa. Em seus estudos, foi observado que os pneus extralargos simples geram uma deformação superior, quando comparado com os pneus duplos, como está apresentado na Figura 5.5. Nesse caso, quanto menor for a largura do pneu, maior é a deformação causada por ele no pavimento.

Entretanto, é mencionado em seu trabalho que misturas que possuíam uma menor resistência à deformação permanente apresentaram uma sensibilidade maior na variação da configuração do eixo, quando comparado com misturas elaboradas com ligantes mais rígidos. Logo o

autor menciona que ainda é difícil de determinar os efeitos isolados que a configuração do eixo gera no pavimento.

Ali (2006) verificou que a intensidade de carregamento exerce uma maior influência no quesito de deformação permanente que a pressão de insuflagem do pneu. Em seu estudo foi verificado que o aumento de carga de 8 a 13 toneladas com uma pressão de insuflagem conduziu a um aumento de 50% do afundamento na trilha de roda, enquanto o aumento da pressão do pneu de 600 a 900kg e uma carga de eixo fixa de 12 toneladas resultou em um pequeno aumento de 10% na deformação permanente.

Figura 5.5 - Deformação em função da configuração do eixo em diferentes tipos de misturas asfálticas



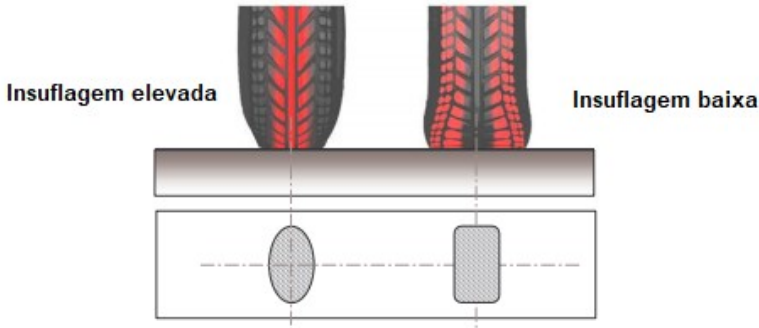
Fonte: Corté *et al.* (1994, p. 35)

Figura 5.6 - Pneu duplo (Michelin 295/80R22) e Pneu extralargo simples (Michelin 385/65R22,5)



Fonte: Ali (2006, p. 34)

Figura 5.7 - Efeitos da pressão de insuflagem



Fonte: Hamlat (2007, p. 31)

Como a mistura asfáltica possui um comportamento viscoelástico a temperaturas ambiente, observa-se que a velocidade de aplicação de carga influenciará no comportamento mecânico desses materiais. A mistura asfáltica quando submetida a um carregamento rápido, possui um comportamento próximo ao elástico, enquanto para carregamentos lentos, tende a apresentar um comportamento predominantemente viscoso. Logo, velocidades de tráfego mais lentas tendem a gerar uma deformação maior em misturas asfálticas.

Referente às cargas, já é conhecido que uma carga maior exercida em uma mistura asfáltica irá resultar em maiores deformações permanentes. Nesse sentido, é papel dos gestores de rodovias elaborar meios que mantenham os limites de pesos em consonância com a carga admissível da estrutura rodoviária. Para isso, além do papel do governo de elaborar leis que regulamentem esses valores, deve haver mecanismos de fiscalizações, para evitar que possíveis infratores trafeguem com uma carga acima do permitido, degradando uma rodovia demasiadamente.

Nesse contexto, será apresentada um panorama nacional da regulamentação de cargas brasileira. A atual legislação em vigor no país referente à pesagem de veículos é baseada por uma série de decretos e leis que foram incrementadas ao longo dos anos sobre os primeiros documentos referentes a esse tema, datados na década de 60. A seguir será apresentada uma breve contextualização histórica que mostra a evolução do cenário brasileiro perante às regulamentações de cargas.

- 1960: Primeira regulamentação de carga por eixo no Brasil foi introduzida pelo estado de São Paulo (MOURA 2010);
- 1961: Decreto Federal nº50.903/61 (na época foi apelidada de Lei da Balança) estipulou os limites de cargas em 5tf o eixo dianteiro;

10tf por eixo isolado; 8,5t o eixo em tandem; e peso bruto total (PBT) de 40tf. Entretanto não foi previsto nenhuma multa ou punição aos infratores (BRASIL, 1961);

- 1968: Decreto nº62.127/68 aprovou o Regulamento do Código Nacional de Trânsito, estabelecendo as condicionantes para o transporte de cargas, bem como mantendo os limites estabelecidos pelo documento anterior, realizando pequenas alterações na carga referentes aos eixos tandem (podendo ser de 15tf a 17tf dependendo da distância entre os eixos das rodas). Nesse documento é estipulado multas para quem ultrapassa os valores permitidos (BRASIL, 1968);
- 1985: A Lei nº7408/85 introduziu uma tolerância de 5% sobre os limites do PBT e peso bruto total combinado (PBTC) e para eixo de veículos à superfície de vias públicas (BRASIL, 1985);
- 1990: O Decreto nº98.933/90 aumenta o PBT e peso bruto total combinado (PBTC) para 45tf e o limite de carga do eixo isolado, de 5tf para 6tf (BRASIL, 1990);
- 1999: A Resolução nº102/99 do CONTRAN permite a tolerância de 7,5% sobre o peso transmitido por eixo às superfícies de vias públicas (CONTRAN, 1999a). De acordo com a Resolução nº104/99 do mesmo órgão, é citado que devido à ausência de estudos que possam orientar o limite de peso por eixo, bem como uma metodologia de aferição de pesos de veículos, ficam extintas as multas previstas para excesso de carga por eixo (CONTRAN, 1999b);
- 2000: Resolução nº144/2000 do CONTRAN permite uma tolerância de 5% sobre o peso bruto declarado em nota fiscal (CONTRAN, 2000);
- 2004: Resolução nº164/2004 do CONTRAN dispensa da Autorização Especial de Trânsito (AET), para veículos com PBTC superior a 45tf e inferior a 57tf, desde que atendam alguns requisitos, como número de eixo máximo fixado em 7 (CONTRAN, 2004);
- 2006: Resolução nº211/2006 determina o PBTC das combinações de veículos de carga (CVC) de, no máximo 74tf (CONTRAN, 2006);
- 2014: A Resolução nº489/2014 do CONTRAN estabelece que para veículos que se encontrarem abaixo dos 5% do PBT, PBTC ou Capacidade Máxima de Tração (CMT), mas extrapolarem os 10% de tolerância de carga por eixo serão autuados. Caso os valores de

PBT, PBTC ou CMT ultrapasse os 5% de tolerância, o veículo não será autuado caso estiver abaixo dos 7,5% de tolerância de carga por eixo, entretanto caso ultrapasse os 10% de tolerância de carga por eixo, o veículo será autuado pela segunda vez (CONTRAN, 2014);

- 2015: Resolução nº526/2015 do CONTRAN (em vigor) estabelece as seguintes tolerâncias nas balanças rodoviárias: 5% para os limites de pesos regulamentados pelo PBT e PBTC; e 10% sobre o limite de cargas aplicados por eixo (CONTRAN, 2015a). Ainda a Resolução nº565/2005 regulamenta o tráfego de caminhões com pneus de banda extralarga (single), dos tipos 385/1965 R22,5 (semirreboques e reboques dotados de suspensão automática de eixo em tandem) e 385/1980 R20 (caminhões específicos de salvamento e combate de incêndio) (CONTRAN, 2015b);
- 2016: Resolução nº640/2016 referente às limite máximo do PBTC para as CVC em 91tf (CONTRAN, 2016);
- 2018: Deliberação nº172/2018 realizada pelo CONTRAN, através da liminar deferida em autos, suspende a Resolução nº640/2016 e outras relacionadas até o julgamento do processo tramitado no estado de São Paulo. Por enquanto, a Resolução nº211/2006 está em vigor em assuntos que tange aos requisitos de limite de circulação de CVCs (CONTRAN, 2018).

De acordo com o Boletim Estatístico da Confederação Nacional de Transportes - CNT (2018) do mês de agosto, o modal rodoviário integra 61,1% de todo o transporte de cargas realizados no país, correspondendo a 483.625 milhões de toneladas por quilômetro útil (TKU). Esse mesmo modal também foi o responsável pelo transporte de 92.529.213 passageiros interestaduais e internacionais em 2016, correspondendo a 47,5% desse tipo de transporte.

Através dos dados mencionados, é possível constatar que a presença de veículos comerciais, como caminhões e ônibus, é bastante significativa no contexto rodoviário nacional, logo nossas vias urbanas e rodovias devem ser projetadas para resistirem, de modo satisfatório, o elevado tráfego imposto pelos veículos pesados

É possível observar que, ao longo das últimas décadas, houve um aumento considerável nos valores estipulados por órgãos públicos ligados às atividades de transporte no país, referentes aos limites de cargas permissivas provenientes de veículos que trafegam em território nacional. Essas medidas indicaram o apoio do governo às solicitações constantes

de caminhoneiros e transportadoras devido ao aumento contínuo da demanda de fluxos de cargas no país, que proporcionou o crescimento econômico experimentado pelo Brasil até então.

Entretanto, durante esse mesmo período, observou-se que a necessidade de avanços em técnicas empregadas no país desde a concepção de uma rodovia, seja em seu dimensionamento estrutural e na formulação de misturas asfálticas adequadas, até relacionadas à sua conservação ou manutenção, não tiveram a mesma atenção por parte desses mesmos gestores públicos, que permitem uma carga por eixo de 10 tf, podendo chegar à 11tf devido às tolerâncias aceitas, trafegar em uma rodovia cujo o projeto de dimensionamento preconizado até hoje pelo DNIT considera o eixo padrão (eixo simples de roda dupla) de 8,2tf (DNIT, 2006a), ou seja, 34,15% inferior ao valor máximo permitido pela Lei da Balança vigente.

6 MATERIAIS UTILIZADOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS

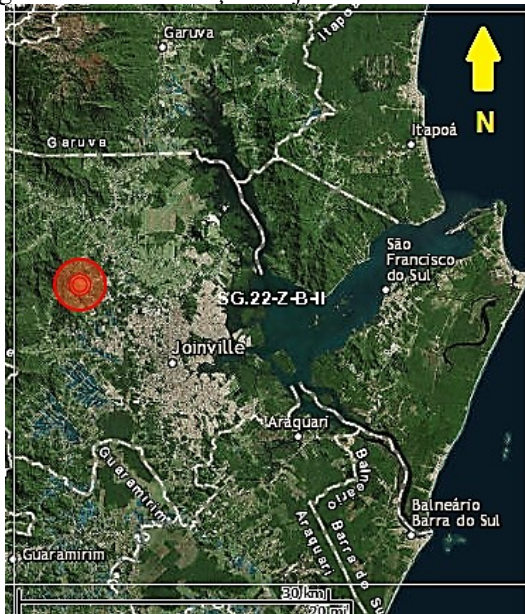
6.1 AGREGADO PÉTREO

O material britado utilizado é proveniente da jazida da empresa Rudnick Minérios LTDA, localizada na Rua Anaburgo nº5271, bairro Zona Industrial, região noroeste de Joinville/SC.

O mapeamento geológico do município é encontrado na folha SG.22-Z-B – Joinville, em escala 1:250.000, apresentada na Figura 6.1, e é realizada pela Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM. Através do sistema GeoSGB, é possível verificar que a jazida supracitada está localizada no Complexo Granulítico Santa Catarina

Os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados foram extraídos do trabalho de Meurer (2015), devido aos materiais britados serem oriundo da mesma jazida. Os resultados indicam que os agregados pétreos atendem os requisitos necessários para serem utilizadas nas amostras confeccionadas de misturas asfálticas, como mostra de maneira resumida na Tabela 6.1.

Figura 6.1 – Localização da jazida na Folha Joinville



Fonte: Adaptado de CPRM (2018)

Tabela 6.1 – Resultado da caracterização dos agregados

Ensaio	Normativa	Resultado		Limite
		Quantitativo	Qualitativo	
Desgaste por abrasão Los Angeles	DNER-ME 035/1998	13,92%	-	Máx. 50
Índice de forma	ABNT NBR 6954/1989	0,68	Boa cubicidade	Mín. 0,5
Resistência ao ataque químico (Durabilidade)	DNER-ME 089/1994	0,84%	Não houve quebra	Máx. 12%
Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 078/1994	Insuficiente	Adesividade satisfatória ao adicionar 0,5% de Betudope	Deve ser satisfatória
Massa específica real – agregados graúdos	DNER-ME 081/1998	2,731g/cm ³	-	-
Massa específica aparente – agregados graúdos	DNER-ME 081/1998	2,700g/cm ³	-	-
Absorção – agregados graúdos	DNER-ME 081/1998	0,41%	-	-
Massa específica real – agregados miúdos (Chapman)	DNER-ME 194/1998	2,719g/cm ³	-	-
Massa específica real – material finamente pulverizado (Le Chatelier)	DNER-ME 085/1994	2,759g/cm ³	-	-

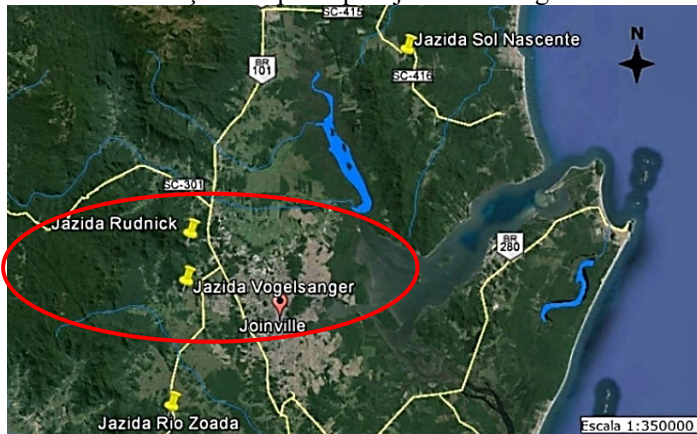
Fonte: Adaptado de Meurer (2015)

O Complexo Granulítico Santa Catarina está situado na região nordeste do Estado de Santa Catarina, onde seu limite ao norte ultrapassa a divisa do estado do Paraná, enquanto seu limite sul está próximo ao lineamento do município de Blumenau/SC. A oeste, o complexo é recoberto por depósitos paleozoicos da Bacia do Paraná e em sua extremidade nordeste, há a incidência de corpos graníticos anorogênicos de afinidade alcalina. A área aflorante desse complexo no estado de Santa Catarina é de aproximadamente 8.500km² (SCHEIBE, 1986).

De acordo com LCPC (2007), amostras de misturas asfálticas confeccionados por agregados provenientes de rochas de basaltos, granitos e gnaisses tendem a possuir um teor de vazio próximo ao observado em campo no ensaio de Duriez. Entretanto, no ensaio PCG há uma tendência a evidenciar uma dificuldade na trabalhabilidade, devido ao excesso de atrito interno que esses agregados possuem, resultando em um teor de vazios elevados.

O estudo de Meurer (2015) consistiu na análise de 4 (quatro) pedreiras situadas na região de Joinville/SC, onde a amostra das empresas Vogelsanger Britagem e Rudnick Minérios, que possuem suas jazidas muito próximas uma da outra (Figura 6.2) tiveram a mesma classificação através da análise de lâmina petrográfica, além de resultados muito semelhantes em ensaios de caracterização, logo constatando uma boa proximidade das amostras das duas empresas.

Figura 6.2 - Localização das principais jazidas na região de Joinville/SC



Fonte: Adaptado de Meurer (2015, p. 18)

Nesse sentido, apesar dos granulares graníticos utilizados serem fornecido pela empresa Rudnick Minérios LTDA, será apresentado algumas análises realizadas por Siroma (2016) de agregados também graníticos, da empresa Vogelsanger Britagem, apenas com o intuito de apresentar algumas características referentes à composição, bem como a macro e a microtextura de partículas finas de granitos provenientes da região de Joinville/SC.

É possível constatar na imagem obtida pelo microscópio eletrônico de varredura (MEV), que o formato predominante das partículas é subangular, e sua microtextura se mostra bem áspera. Esses fatores tendem a favorecer o intertravamento dos granulares, o que resulta em misturas asfálticas mais estáveis.

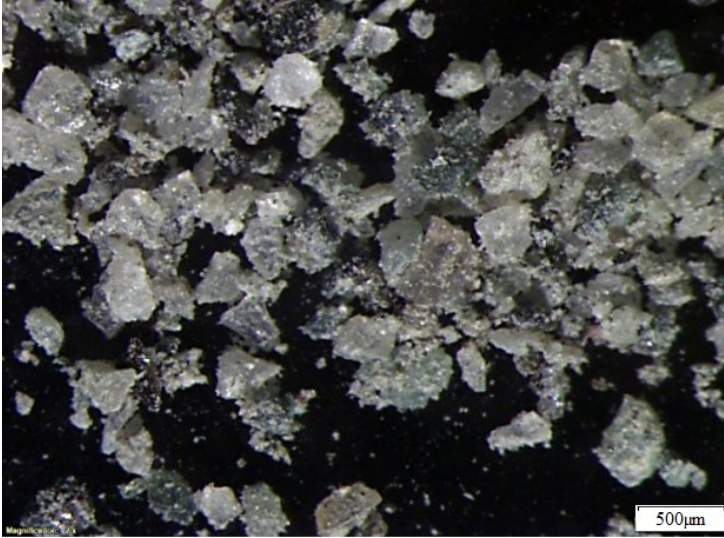
Figura 6.3 - Imagem com MEV de finos de diâmetro 0,3mm de agregado granítico da região de Joinville/SC



Fonte: Siroma (2016, p. 64)

Já as imagens obtidas através do microscópio de elevada resolução, apresentados nas Figuras 6.4 e 6.5 das frações de brita granítica à serem substituídas por ADF é possível confirmar o formato constatado na imagem anterior, ou seja, formato subangular e textura áspera.

Figura 6.4 - Imagem microscópica de elevada resolução. Brita retida na 0,15mm



Fonte: Siroma (2016, p.68)

Figura 6.5 - Imagem microscópica de elevada resolução. Brita retida na 0,30mm



Fonte: Siroma (2016, p. 68)

Como é possível verificar no ensaio de FRX, apresentado na Tabela 6.2, que a brita granítica proveniente da região de Joinville apresentou um teor de 58,1% de SiO₂, um elemento de carga negativa, que acaba repelindo o ligante asfáltico que devido seu caráter ácido proveniente do ácido naftalénico possui uma natureza eletronegativa, logo gerando uma adesividade ineficaz ao conjunto granular-betume.

Tabela 6.2 - Resultado FRX da brita granítica

Elementos	Brita granítica
SiO₂ (%)	58,1
Al₂O₃ (%)	13,4
Fe₂O₃ (%)	9,2
Cr₂O₃ (%)	< 0,1
MgO (%)	4,2
K₂O (%)	1,8
Na₂O (%)	3,3
SO₃ (%)	0,1
TiO₂ (%)	0,8
CaO (%)	6,3
Cl (%)	0,1
MnO (%)	0,2
SrO (%)	0,1
P₂O₅ (%)	0,2
ZrO₂ (%)	< 0,1
Perda ao Fogo (%)	2,29

Fonte: Siroma (2016, p.69)

6.2 LIGANTE ASFÁLTICO

O CAP utilizado é o 30/45, proveniente da refinaria REPLAN da Petrobras, em Paulínia/SP, e fornecido pela empresa CBB Asfaltos, de Curitiba. Os dados relacionados ao betume foram fornecidos através de um laudo técnico fornecido pela empresa que acompanha a amostra do produto.

A Figura 6.6 representa o gráfico determinado pelos resultados do ensaio de viscosidade, onde foi possível estipular as temperaturas de compactação em 145°C e de usinagem em 155°C.

Pela Tabela 6.3 é possível constatar que o índice de suscetibilidade térmico do ligante asfáltico utilizado é de -1,2, ou seja, esse valor está

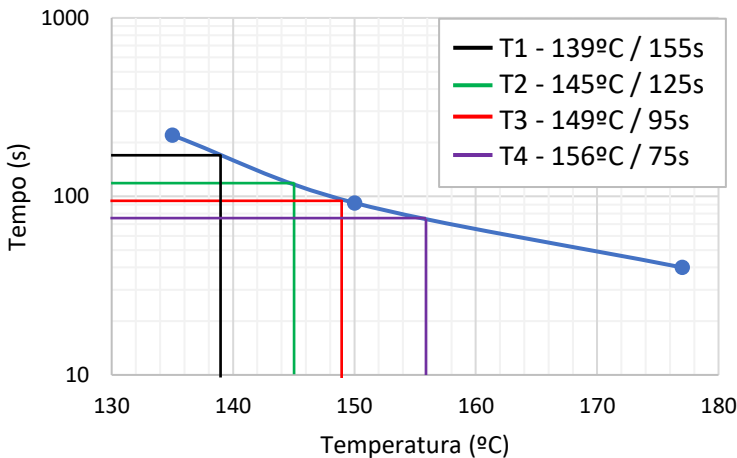
muito próximo de -1,5, o que indica que o ligante asfáltico apresenta uma suscetibilidade térmica considerável.

Tabela 6.3 - Laudo técnico do ligante asfáltico

Características	Método	Especificação	Resultado	Unidade
Penetração	D 5	30 a 45	34	0,1mm
Ponto de Amolecimento	D 36	52 min.	53,5	°C
Ductilidade a 25GC	D 113	60 min.	>150	cm
Solubilidade no tricloroetileno	D 2042	99,5 min.	99,9	% massa
Ponto de fulgor	D 92	235 min.	352	°C
Índice de suscetibilidade térmica	X 18	-1,5 a 0,7	-1,2	
Densidade relativa a 20/4 °C	D 70	-	1,01	
Aquecimento a 177GC	X 215	Não espuma	Não esp.	

Fonte: Replan (2018)

Figura 6.6 – Gráfico da viscosidade do CAP 30/45 para determinar as temperaturas de compactação e de usinagem



Fonte: Autor

6.3 AREIA DESCARTADA DE FUNDIÇÃO (ADF)

Para a análise da influência da incorporação da ADF nas misturas asfálticas densas, foram fornecidas duas amostras de areia descartada de fundição (ADF E0 e ADF FUC) (Figura 6.7), que são provenientes de diferentes linhas de produção da matriz da empresa Tupy S.A, situada no município de Joinville/SC.

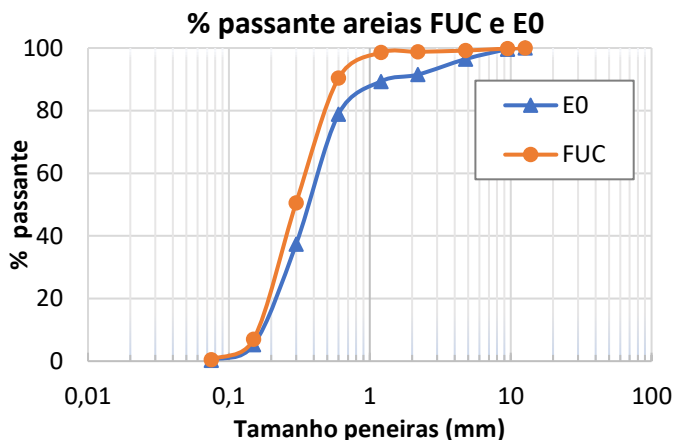
Figura 6.7 – ADF E0 (esquerda) e ADF FUC (direita)



Fonte: Siroma (2016, p. 30)

Essas duas amostras foram estudadas previamente por Siroma (2016), onde para determinar as frações mais representativas desse material foi realizado um ensaio de granulometria, o que resultou na curva granulométrica apresentada na Figura 6.8.

Figura 6.8 – Curva Granulométrica da ADF E0 e ADF FUC



Fonte: Siroma (2016, p. 70)

Na curva granulométrica obtida é possível constatar que parte das areias ficaram retidas em peneiras de aberturas muito elevadas, quando comparadas às dimensões de areias convencionais (Figura 6.9). Isso se deu devido à presença de grumos que eram facilmente desfeitos com a pressão dos dedos. Entretanto ao considerar que em uma produção em elevada escala não teria esse tratamento mecânico prévio, foi mantido as características sem modificações consideradas das amostras fornecidas.

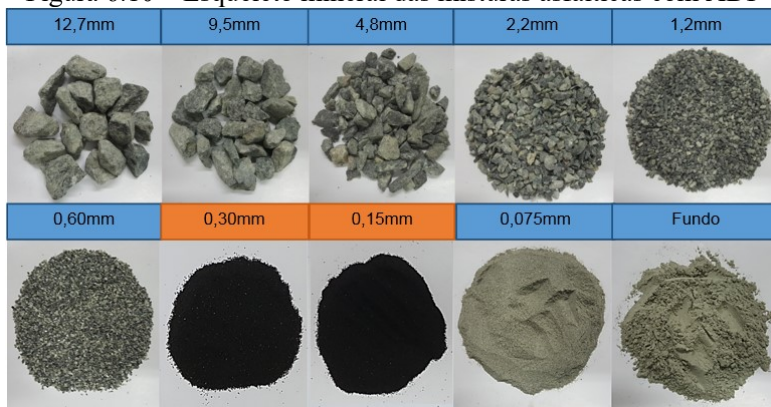
Figura 6.9 - Grumos encontrados nas duas amostras de ADF



Fonte: Siroma (2016, p. 73)

Através da curva granulométrica, observa-se que as frações representativas das ADF são as retidas nas peneiras de abertura 0,3mm e 0,15mm. A porcentagem de materiais contidas nessas duas frações foram de 73,61% na ADF E0 e 83,31% na ADF FUC, logo serão essas as frações a serem substituídas por ADF, visando assim um reaproveitamento mais eficiente desse resíduo sólido. A Figura 6.10 apresenta os materiais que irão compor cada uma das frações do arranjo granulométrico das misturas asfálticas densas compostas pelas amostras de ADF avaliadas.

Figura 6.10 – Esqueleto mineral das misturas asfálticas com ADF



Fonte: Siroma (2016, p. 71)

A Tabela 6.4 apresenta, de forma resumida, os resultados obtidos de massa específica e adesividade. É possível notar que houve uma leve redução dos valores de massa específica de amostras com ADF, quando comparado as compostas integralmente por britas.

Para avaliar a adesividade foi realizado a mistura da ADF com o ligante asfáltico, na mesma proporção que esse resíduo será empregado na mistura asfáltica, para em seguida ser realizada a mistura do betume, já com ADF incorporada, com os granulares graníticos, assim como é realizado usualmente a utilização de cal hidratada nesse ensaio. Entretanto foi constatado uma adesividade insatisfatória do conjunto betume-granular, como mostra a Figura 6.21.

Tabela 6.4 – Resultados de ensaios de caracterização de agregados pétreo e ADF

Ensaio	Métodos de Ensaio	ADF E0	ADF FUC	Brita
Massa Específica Real – miúdo (g/cm³)	DNER-ME 084/1995	2,804	2,792	2,82
Massa Específica Chapman – miúdo (g/cm³)	DNER-ME 194/1998	2,759	2,776	2,793
Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 078/1994	Ruim	Ruim	Ruim

Fonte: Siroma (2016, p. 71)

Através as imagens microscópicas de elevada resolução, obtidos no Laboratório de Microfluidica da UFSC, campus Joinville, é possível avaliar a macro e a microtextura das duas amostras de ADF estudadas.

Figura 6.11 – Microscopia de elevada resolução da ADF E0 (retido 0,15mm)



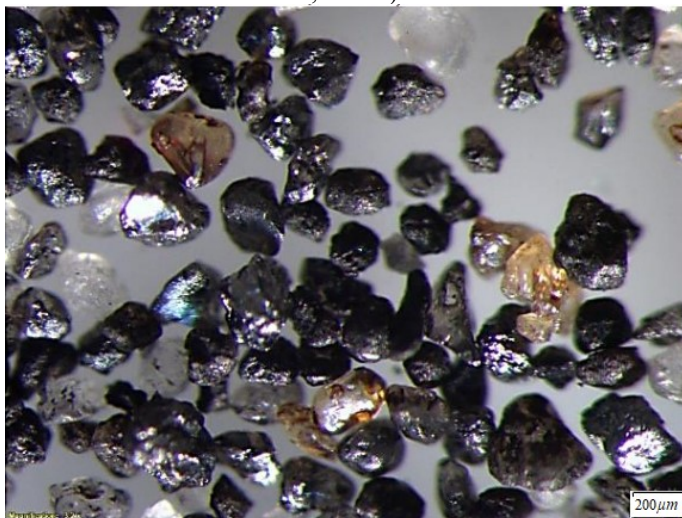
Fonte: Siroma (2016, p. 72)

Figura 6.12 – Microscopia de elevada resolução da ADF E0 (retido 0,30mm)



Fonte: Siroma (2016, p. 73)

Figura 6.13 – Microscopia de elevada resolução da ADF FUC (retido 0,15mm)



Fonte: Siroma (2016, p. 73)

Figura 6.14 – Microscopia de elevada resolução da ADF FUC (retido 0,30mm)



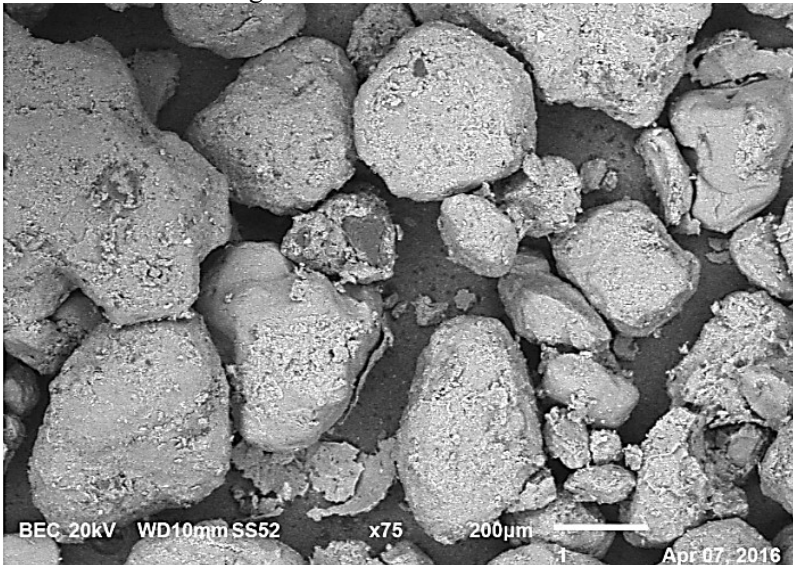
Fonte: Siroma (2016, p. 74)

É possível observar que as ADF E0 (Figura 6.11 e 6.12) que as partículas de areia adquiriram uma microtextura áspera, comparada a microtextura lisa da areia-base natural. Isso se dá devido à incorporação de restos de elementos utilizados no processo de moldagem (bentonita e pó de carvão).

Já na ADF FUC (Figura 6.13 e 6.14) é possível constatar que há várias partículas de areia natural que se mantem preservada, ou seja, não houve uma incrustação significativa de resíduo de fundição em sua superfície, quando comparada a ADF E0. Entretanto, é possível observar que ambas as amostras de resíduo industrial apresentam uma forte heterogeneidade no formato de suas partículas, onde ora é arredondado ora é subangular, e é possível constatar a asperidade superficial desses materiais, quando equiparadas às areias naturais.

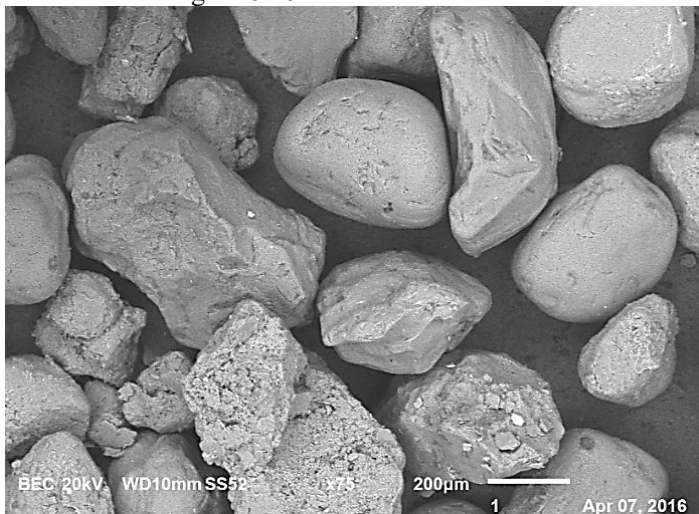
Essa diferença entre a incorporação de resíduos dos processos de moldagens é bem observada nas imagens do MEV realizado pelo Laboratório de Análise de Minerais e Rochas (LAMIR) da Universidade Federal do Paraná (UFPR), como mostra as Figuras 6.15 e 6.16.

Figura 6.15 – MEV da ADF E0



Fonte: Siroma (2016, p. 75)

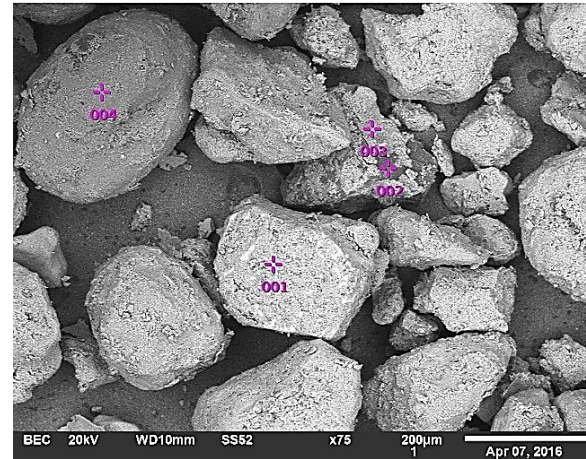
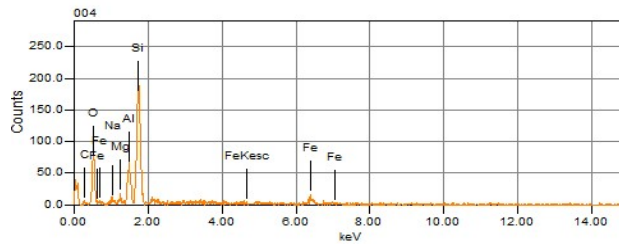
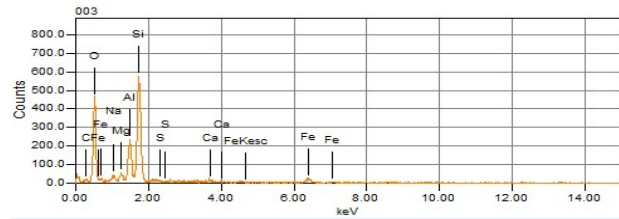
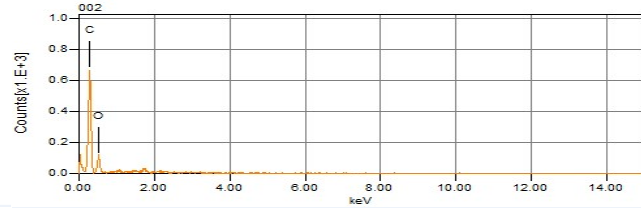
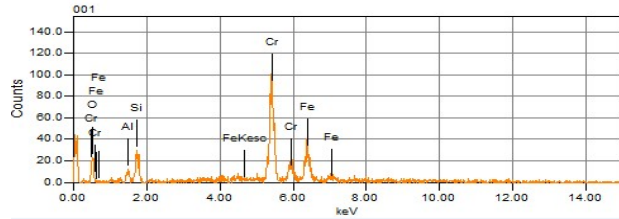
Figura 6.16 – MEV da ADF FUC



Fonte: Siroma (2016, p. 75)

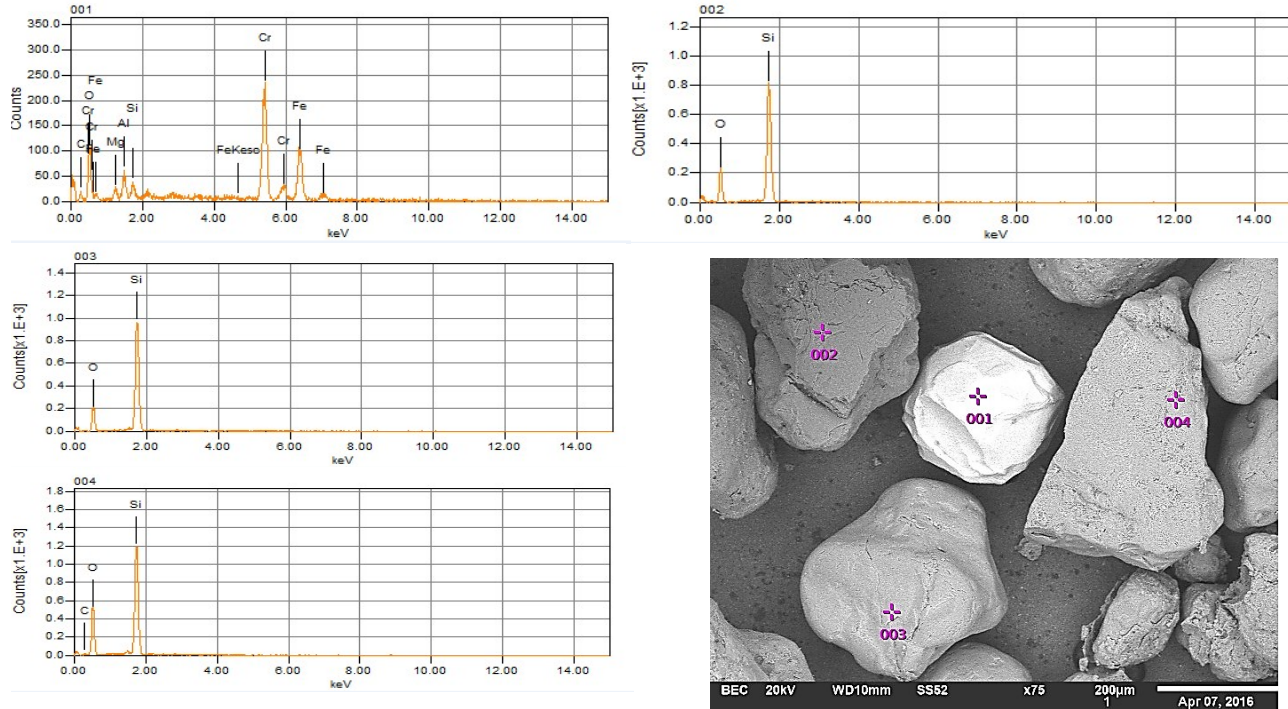
Também foram realizadas análises através do sistema de Espectroscopia de Energia Dispersiva (EDS), que é acoplado ao MEV, das ADF, apresentados nas Figuras 6.17 e 6.18. Através de análises pontuais selecionadas nas superfícies dos granulares, pode comprovar que, de fato, a aspereza desenvolvida sobre a superfície dos grãos de areias é composta por bentonita, pó de carvão e, até de metais provenientes das ligas fundidas.

Figura 6.17 – Resultado 2 do sistema EDS para ADF E0 e conjunto de espectros



Fonte: Siroma (2016, p. 78)

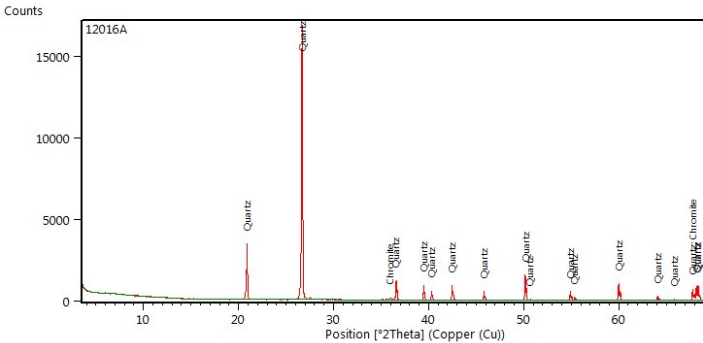
Figura 6.18 – Resultado 2 do sistema EDS para ADF FUC e conjunto de espectros



Fonte: Siroma (2016, p. 81)

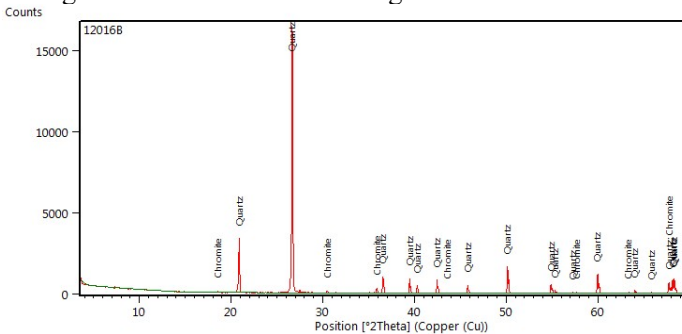
Ainda no LAMIR-UFPR, foram realizadas análise de Difração de Raio X (DRX) (Figura 6.19 e 6.20) e Análise por Fluorescência de Raio X (FRX) (Tabela 6.5). No primeiro ensaio foi constatado a presença de quartzo e cromita. Já o resultado do segundo mostra que ambas as amostras possuem um elevado teor de SiO_2 , explicando assim a adesividade insatisfatória obtida através dos testes laboratoriais do conjunto betume-brita-ADF, mostrada na Figura 6.21.

Figura 6.19 – Análise mineralógica DRX da ADF E0



Fonte: Siroma (2016, p. 83)

Figura 6.20 – Análise mineralógica DRX da ADF FUC



Fonte: Siroma (2016, p. 83)

Tabela 6.5 – Análise elementar por Fluorescência de Raio X

Elementos	ADF E0	ADF FUC
SiO ₂ (%)	88,2	91,5
Al ₂ O ₃ (%)	3,8	2,4
Fe ₂ O ₃ (%)	1,6	1,8
Cr ₂ O ₃ (%)	0,9	2,1
MgO (%)	0,5	0,3
K ₂ O (%)	0,5	0,4
Na ₂ O (%)	0,5	0,2
SO ₃ (%)	0,3	0,1
TiO ₂ (%)	0,3	0,2
CaO (%)	0,2	0,1
Cl (%)	0,1	-
MnO (%)	-	-
SrO (%)	-	-
P ₂ O ₅ (%)	< 0,1	< 0,1
ZrO ₂ (%)	< 0,1	< 0,1
Perda ao Fogo (%)	3,09	0,93

Fonte: Siroma (2016, p. 84)

Figura 6.21 – Resultado da adesividade com ADF FUC e ADF E0



Fonte: Siroma (2016, p. 85)

6.4 CURVA GRANULOMÉTRICA

A distribuição granulométrica utilizada para confeccionar as misturas asfálticas, bem como as frações a serem substituídas por ADF em misturas compostas por este rejeito, foram as mesmas realizadas no trabalho de Siroma (2016).

Nesse caso, a curva granulométrica teórica foi definida através da equação de Füller-Talbot (Método Racional). Por se tratar de um critério fundado sobre uma equação, a quantidade de granulares a serem inseridas em cada uma das frações do esqueleto mineral é exata, fazendo com que haja um maior controle sobre a homogeneidade das amostras ensaiadas.

Devido à essas variações praticamente nulas na composição das matérias-primas que constituem as misturas asfálticas, pode-se considerar que essa variável não induza nenhuma interferência nos resultados, logo podendo avaliar de maneira mais fiel a real influência que as ADF exercem sobre os parâmetros relacionados ao comportamento mecânico misturas asfálticas avaliadas.

Para determinar as quantidades presentes em cada uma das porções do esqueleto mineral foi utilizado a Equação 3.2, onde foram fixados os seguintes parâmetros:

- o diâmetro máximo, que corresponde à abertura de peneira na qual passa 100% dos granulares, em 19,10mm;
- a percentagem de materiais passante na peneira n°200 (abertura de 0,075mm) em 6%.

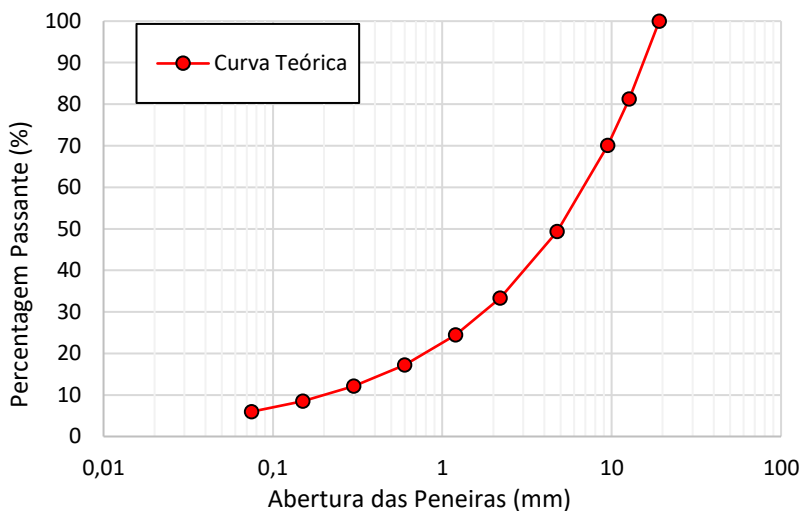
A série de peneiras utilizadas foi baseada nas estipuladas para a Faixa C, normatizada pelo DNIT (2006c), compreendendo da peneira 19,1mm até a de abertura 4,8mm. Em seguida, foi definido a utilização de peneiras de aberturas correspondente a metade da malha imediatamente maior, até chegar na peneira de abertura 0,075mm (totalizando 10 frações de granulares de dimensões diferentes), visando obter uma melhora na estabilidade das misturas produzidas devido ao preenchimento gradual dos vazios entre os granulares mais graúdos. A quantidade de materiais utilizados em cada peneira, bem como a curva granulométrica resultante está apresentado na Tabela 6.6 e ilustrado na Figura 6.22.

Tabela 6.6 – Curva granulométrica das misturas asfálticas estudadas

Peneiras (mm)	Porcentagem passante (%)
19,1	100,00
12,7	81,3
9,5	70,1
4,76	49,3
2,2	33,3
1,2	24,5
0,6	17,2
0,3	12,1
0,15	8,5
0,075	6,0
FUNDO	-

Fonte: Autor

Figura 6.22 - Curva granulométrica densa obtida pela Eq. Füller-Talbot



Fonte: Autor

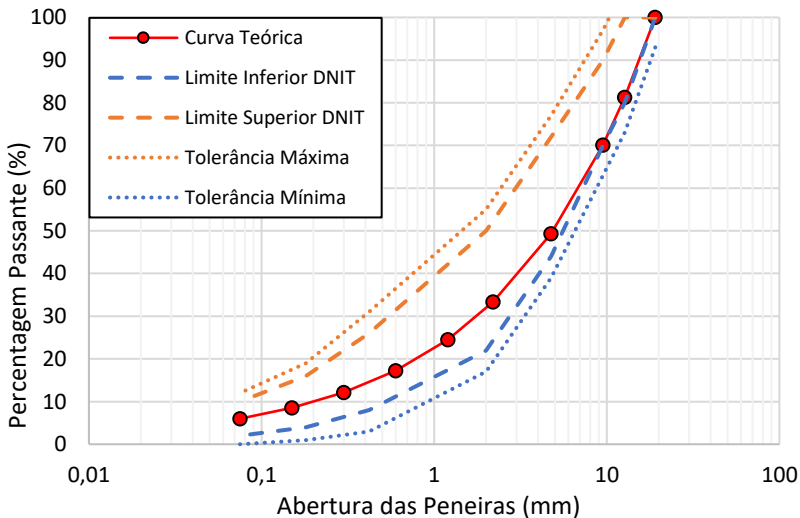
Os limites normativos da Faixa C, empregada usualmente para confecção de misturas asfálticas destinadas às camadas de rolamento no Brasil, são descritos por DNIT (2006c) e servem como balizadores aos quais os projetistas tentam enquadrar as curvas granulométricas

propostas. Apesar do Método por Tentativa não estar no escopo dessa pesquisa, pode-se observar que a granulometria resultada pela equação de Füller-Talbot se enquadra dentro dos intervalos previstos para a Faixa C.

É possível reparar na Figura 6.23 que as frações mais graúdas (passantes nas três peneiras de maiores aberturas) da curva teórica estão muito próximas da borda inferior permitida pelo DNIT, o que corresponde a uma presença maior de agregados mais graúdos na curva teórica, quando comparadas a uma curva granulometria situada na região central dos intervalos normativos.

Apesar de ser o método mais difundido nacionalmente, a escolha da determinação da curva por outro critério se deu principalmente devido às falhas já discutidas na seção 3.3.1, como o amplo intervalo normativo que possibilita a aprovação de uma gama imensa de misturas asfálticas com os mais variados comportamentos mecânicos.

Figura 6.23 - Curva teórica enquadrada na Faixa C do DNIT



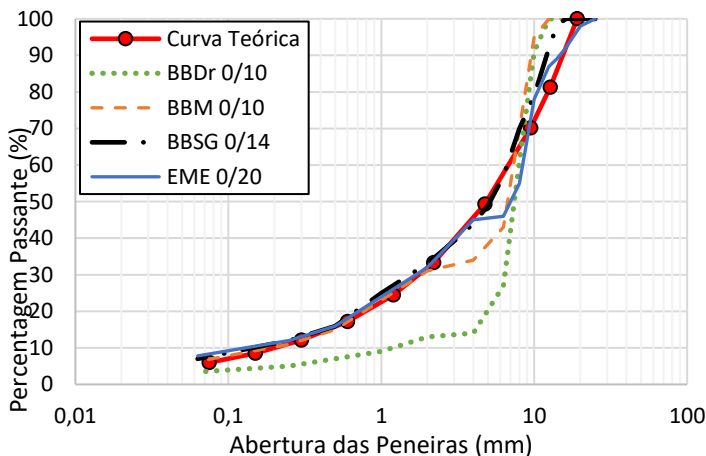
Fonte: Autor

Sendo o enfoque principal desse estudo a avaliação de parâmetros relacionados ao comportamento mecânico de misturas asfálticas sob a ótica da metodologia francesa, constatou-se a necessidade de correlacionar as misturas asfálticas realizadas com uma das diversas misturas asfálticas já consagradas por normativas francesas.

Essa etapa pode ser considerada uma das mais importantes nesse trabalho, pois é através desta que é possível se obter valores máximos e mínimos determinados para cada um dos ensaios preconizados por essa metodologia, bem como a determinação da melhor situação ao qual a mistura asfáltica estudada pode ser empregada. Os limites estipulados dos resultados de cada um dos ensaios preconizados são fixados em função da vasta experiência acumulada da metodologia, responsável por conferir-lhe uma ótima relação campo-laboratório.

No site do Departamento de Oise, na França, foi possível obter uma ficha técnica de algumas misturas asfálticas correntemente empregadas, elaborada pelo laboratório da empresa Trabet (Figura 6.24). Nesse documento haviam a granulometria de cada um dos produtos regulamentados referentes as misturas asfálticas, bem como limites de valores esperados como resultados para os ensaios determinados por normativas francesas.

Figura 6.24 - Comparação da Curva Teórica com alguns tipos de misturas asfálticas francesas



Fonte: Adaptada de Trabet (2007)

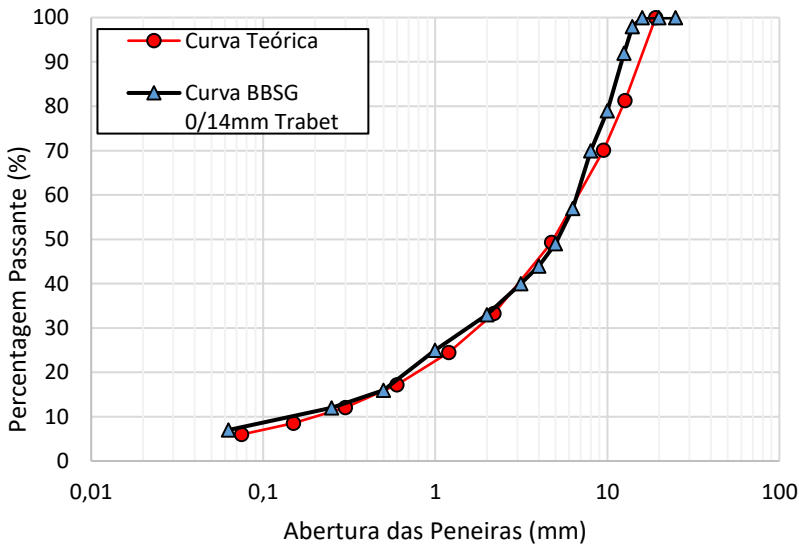
Pela Figura 6.24 foi observado uma grande proximidade da curva granulométrica definida para confeccionar as misturas asfálticas nesse trabalho com a da mistura denominada *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), que se trata de uma mistura asfáltica de graduação densa que é usualmente aplicada em camada de rolamento e de ligação, com espessuras variando de 5,0 a 9,0cm (LCPC, 2007).

Para esse tipo de misturas asfálticas são previstas graduações de 0/10mm e 0/14mm, onde os últimos valores referem-se ao diâmetro máximo dos granulares. É importante ressaltar que na metodologia francesa de formulação, o diâmetro máximo considerado corresponde à abertura de peneira que fica retido até 10% dos granulares (LCPC, 2007).

Já a equação de Fuller-Talbot considera o diâmetro máximo do agregado (D) similar a abertura da peneira ao qual passa 100% do material. Nesse caso, o diâmetro nominal máximo é o correspondente a abertura da peneira que ficam retidos até 10% do material, semelhante ao diâmetro máximo estabelecido pela normativa francesa.

Objetivando uma melhor visualização, a Figura 6.25 apresenta apenas a curva teórica (curva aplicada nesse estudo) e a curva BBSG 0/14mm Classe 3 praticada pela empresa Trabet, onde os marcadores de cada curva representa as peneiras utilizadas. Observa-se que a série de peneiras que compõem as curvas se diferiram entre si, entretanto as curvas resultantes são muito próximas entre si, distando relativamente apenas nas peneiras de abertura de 9,5mm (9% de diferença) e de 12,5mm (10,73% de diferença).

Figura 6.25 - Comparação entre a Curva Teórica e a Curva BBSG 0/14mm da empresa Trabet



Fonte: Adaptado de Trabet (2007, p. 3)

Tabela 6.7 – Diretriz da granulometria da mistura BBSG 0/14mm

Peneiras (mm)	Valores usuais para BBSG D = 14mm		
	Limite Mínimo	Ponto Visado	Limite Máximo
14	90	97	100
10	-	78	-
6,3	47	52	58
4	-	47	-
2	25	31	35
0,063	6,3	6,7	7,2

Fonte: LCPC (2007, p. 88)

Através de valores extraídos de LCPC (2007) referente a granulometria da mistura BBSG 0/14mm, apresentados na Tabela 6.7, observa-se que a graduação de partida sugerida para este tipo de mistura asfáltica se assemelha com a curva teórica obtida através do Método Racional, como mostra a Figura 6.26. Apesar de haver regiões discrepantes entre as curvas, deve se atentar que a curva de partida é apenas uma recomendação inicial, baseada no tamanho dos granulares previstos a serem incorporados na mistura asfáltica.

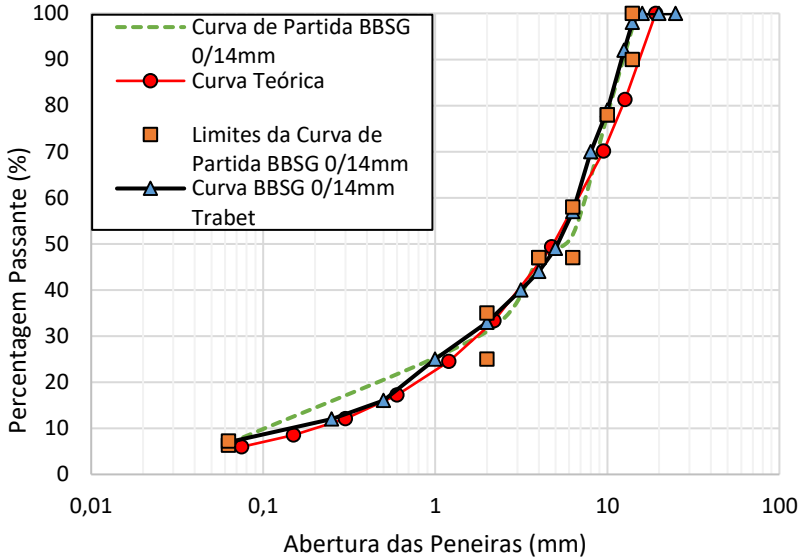
Os valores apontados na Tabela 6.7 indicam os valores usuais de percentagem de materiais passantes em peneiras específicas para compor a mistura BBSG 0/14mm. Entretanto, observa-se que as normas francesas não fixam rigorosamente as curvas granulométricas de um determinado tipo de mistura asfáltica. Nesse caso fica a critério do projetista a definição de curvas que apresentem valores próximos aos determinados pelas normas e que mantenham uma certa coerência em sua forma.

Um exemplo disso é a curva granulométrica da mistura BBSG 0/14mm Classe 3 praticada em obras da empresa Trabet. É possível observar que apesar da quantidade superior de peneiras (representados pelos marcadores triangulares azuis na Figura 6.26), sua granulometria está dentro dos intervalos propostos, ou próximos dos pontos visados para as peneiras especificadas pela norma, indicados na Tabela 6.7.

Além disso, observa-se que esse aumento no número de peneiras possibilitou uma “suavização” da curva, tornando-a mais contínua e propiciando um decrescimento mais gradual dos diâmetros dos granulares. Fato esse que resultou em um pequeno afastamento da curva BBSG 0/14mm Classe 3 da empresa Trabet nas peneiras de abertura 0,5 e 0,25mm da curva de partida sugerida pela norma, e praticamente se

sobrepondo a curva teórica determinada para as misturas asfálticas nessa pesquisa.

Figura 6.26 - Limites BBSG 0/14mm previstas em norma, curva teórica e curva de trabalho da empresa Trabet



Fonte: Autor

6.5 DISCUSSÃO REFERENTES A MISTURA ASFÁLTICA PRODUZIDAS

Visando apontar a viabilidade técnica das misturas asfálticas com ADF iniciada por Siroma (2016), tentou-se manter nessa pesquisa, de maneira mais próxima possível, a mesma composição das misturas asfálticas estudada no trabalho anterior.

Apesar das amostras de agregado mineral e de ligante asfáltico não serem o mesmo do estudo anterior, tentou-se utilizar materiais que, além de apresentar uma certa proximidade, geraram misturas asfálticas que apresentaram as mesmas tendências nos resultados em ensaios utilizados para a determinação da dosagem ótima de ligante, visando assim validar os teores utilizados por Siroma (2016), que foram utilizados como partida para as misturas aqui confeccionadas.

Os agregados graníticos utilizados são oriundos da empresa Rudnick Minérios Ltda, enquanto o utilizado anteriormente é da empresa Britagem Vogelsanger Ltda, ambas situadas no município de Joinville/SC. Conforme já discutido na seção 6.1, os granulares de ambas as jazidas apresentaram a mesma classificações, em função de suas respectivas composições mineralógicas, bem como resultados muito próximos nos ensaios de caracterização, como foi visto no trabalho de Meurer (2015), apresentado na Tabela 6.8.

Tabela 6.8 - Comparativo dos ensaios de caracterização entre as jazidas

Ensaio	Vogelsanger	Rudnick	Limite
Desgaste por abrasão Los Angeles (%)	12,54	13,92	Máx. 50%
Resistência a ataque químico (Durabilidade) (%)	1,95	0,84	Máx. 12%
Índice de forma	0,68	0,7	Mín. 0,5
Massa específica aparente – agregados graúdos (g/cm³)	2,808	2,700	-
Massa específica real – agregados graúdos (g/cm³)	2,844	2,731	-
Absorção – agregados graúdos	0,44	0,41	-
Chapman – agregado miúdo (g/cm³)	2,812	2,719	-
Le Chatelier – material filler (g/cm³)	2,844	2,759	-
Adesividade	Ruim	Ruim	Deve ser satisfatória

Fonte: Adaptado de Meurer (2015)

Além dos agregados, o ligante asfáltico utilizado foi o CAP 30/45, proveniente da Refinaria REPLAN, em Paulínia/SP, divergindo do CAP 50/70 da Refinaria Presidente Getúlio Vargas (REPAR), de Araucária/PR, empregado na pesquisa de Siroma (2016).

Zagolin (2016) analisou amostras de CAP 10/20, 30/45 e 50/70, visando determinar a dosagem ótima, através do ensaio Marshall, em misturas asfálticas compostas pelo mesmo agregado e curva

granulométrica adotado por Siroma (2016). Foi constatado que apesar dos valores se diferirem entre as diferentes amostras de ligantes asfálticos, observou-se que as tendências dos resultados dos parâmetros do ensaio Marshall se mantiveram semelhante, onde para os dois últimos tipos de betume foram indicados o teor de 4,54% dosagem ótima de betume.

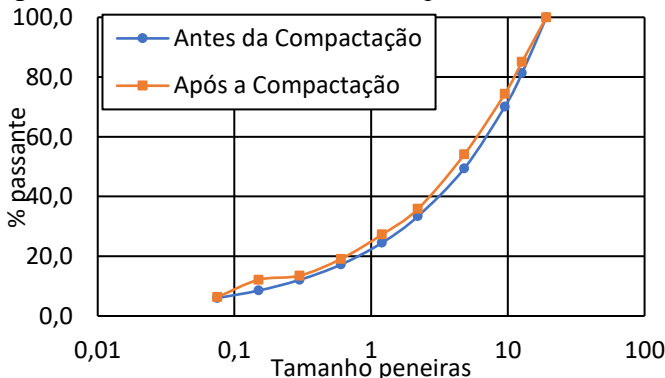
Entretanto, tanto Siroma (2016) quanto Zagolin (2016) observaram que misturas asfálticas com o teor de 4,86% de CAP também obtiveram resultados satisfatórios em parâmetros obtidos através do ensaio Marshall. Logo esse teor de ligante também será empregado como teor das amostras de misturas iniciais.

Ainda como foi constatado por Siroma (2016), devido à compactação por impacto (utilizada em laboratório) ser muito agressiva, quando comparada à que é empregada frequentemente em campo, ou seja, por amassamento, há uma quebra considerável dos granulares, que resulta em um aumento na área superficial dos granulares, demandando assim uma quantidade maior de ligante asfáltico.

A influência desse procedimento pode ser avaliada pelo ensaio ID_M realizado no estudo anterior, onde é possível observar o aumento da quantidade de materiais passantes em todas as peneiras da série, devido à redução das dimensões dos granulares após os golpes contínuos provenientes da compactação, como mostra a Figura 6.27.

Isso faz com que, não raramente, o ensaio Marshall indique teores de betume acima do ótimo para misturas asfálticas, devido ao aumento da área superficial dos granulares, em função das fraturas de suas partículas. Fato esse que determinou a inclusão do teor de 4,22% de CAP também para compor as misturas asfálticas desse trabalho.

Figura 6.27 - Granulometria antes e depois do ensaio ID_M



Fonte: Siroma (2016, p. 68)

Conforme AFNOR (2007), o teor de ligante externo mínimo (T_{Lext min}) indicado como de partida é de 5,0% para misturas BBSG 0/14mm. Ao contrário da França, o Brasil utiliza o conceito de teor de ligante interno, onde a dosagem mínima equivalente seria de 4,76%.

Apesar da dosagem inicial de ligante estipulado por norma para misturas BBSG 0/14mm terem se apresentado superior a alguns dos teores previstos para essa pesquisa, preferiu manter as dosagens já estudadas, devido à dois motivos:

- É possível constatar que a curva granulométrica obtida pelo Método racional (utilizado nesse trabalho) encontra-se levemente deslocada para baixo, quando comparada a curva BBSG 0/14mm preconizada em norma, como mostra a Figura 6.26. Isso indica uma maior incidência de agregados mais graúdos na curva teórica, quando comparada a curva normatizada francesa, logo demandando uma quantidade menor de betume;
- Andrade (2018) e Barra (2009) empregaram a mesma curva granulométrica desse estudo e as misturas asfálticas com teores de 4,54% e 4,86% de ligante asfáltico apresentaram uma resistência satisfatória à deformação permanente no aparelho “*orniéreur*” tipo LCP.

Sumarizando, os teores de CAP 30/45 a serem utilizados para integrar as misturas asfálticas produzidas, seja a convencional e as duas que são compostas parcialmente por ADF são: 4,22%; 4,54% e 4,86%.

7 PROCEDIMENTOS LABORATORIAIS

O critério de escolha dos ensaios laboratoriais para avaliar as misturas asfálticas produzidas foi baseado em suas capacidades de reproduzirem, de maneira mais próxima possível, os processos que esses materiais estarão submetidos ao serem empregadas em campo, visando assim uma melhor previsão do comportamento mecânico das misturas asfálticas projetadas ao longo do período previsto em projeto.

Para isso, a determinação pela abordagem francesa de formulação de misturas asfálticas novas se deu principalmente devido aos seus procedimentos laboratoriais fornecerem valores que possuem uma proximidade satisfatória aos provenientes de estruturas rodoviárias já implementadas, indicando assim uma boa relação campo-laboratório.

A experiência francesa de formulação de misturas asfálticas possibilitou o desenvolvimento de uma gama de produtos, como são referidas as diferentes formulações de misturas asfálticas. Devido ao emprego frequente dessas misturas asfálticas ao longo de décadas, suas propriedades e comportamentos mecânicos já são bem conhecidas, logo para cada um desses produtos consagrados, há limites normativos referentes aos resultados obtidos através dos ensaios laboratoriais praticados na França.

Apesar das misturas asfálticas previstas originalmente terem seguido outros critérios de formulação, como foi discutido no Capítulo 6, com o intuito de usufruir desse *know-how*, foi realizado uma análise criteriosa com o objetivo de enquadrar as misturas realizadas com um dos diversos “produtos” normatizados franceses.

Conforme foi visto na seção 6.4, a mistura asfáltica francesa que mais se assemelha com a praticada nessa pesquisa foi o *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) 0/14mm. Conforme AFNOR (2007), os procedimentos laboratoriais requeridos para a caracterização desse produto encontram-se contidos nos níveis 0, 1 e 2 apresentados na Figura 4.3, ou seja, estão compreendidos nos ensaios empíricos, por se tratar de uma mistura asfáltica que é empregada frequentemente na camada de rolamento ou de ligação, logo possuindo um caráter funcional, e não estrutural.

Além da execução dos ensaios previstos, apresentados pela Figura 1.1, houve a necessidade de realizar dados complementares referentes a propriedades físicas das misturas asfálticas produzidas, devido à exigência desses valores como dados de entrada para os ensaios determinados pela metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas.

7.1 DETERMINAÇÃO DA MASSA VOLUMÉTRICA REAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS (MVR)

Esse ensaio consiste na determinação da massa específica real das misturas asfálticas, ou seja, considerando apenas os agregados e o ligante asfáltico, desconsiderando assim os vazios internos que surgem durante a compactação das misturas asfálticas. Os procedimentos para esse ensaio estão definidos pela norma AFNOR NF EN 12697-5 (2003), sendo o “método A” a ser empregado nesse trabalho, que é baseado na determinação da massa específica real das misturas asfálticas através da água.

As amostras de misturas asfálticas analisadas nesse ensaio contêm 635g, onde após a sua usinagem, o material é deixado descansar por algumas horas, visando assim garantir uma boa ancoragem do ligante asfáltico com as partículas do agregado, evitando assim um possível descolamento da película de ligante ao imergir a amostra em água.

Após esse período, é aconselhado dispor o corpo de prova em um recipiente plano, para que possa iniciar seu processo de destorroamento, que consiste basicamente na separação da maior quantidade possível de partículas entre si, resultando assim em uma eliminação mais efetiva de vazios que possam ter se formado entre grãos que se solidificaram durante o resfriamento da mistura asfáltica, como é mostrado na Figura 7.1.

Em seguida é utilizado um picnômetro com rolha, de peso e volume conhecido. Inicialmente será inserido aproximadamente 800ml de água no picnômetro, onde ao ser inserida a rolha, se dará a primeira de 3 pesagens, que chamaremos de “P₁” em função da configuração utilizada.

Após essa etapa, é inserida a amostra desagregada de forma cautelosa, objetivando minimizar o possível as perdas de amostras para não alterar de modo considerável a massa específica real da amostra. É inserido novamente a rolha e é pesado novamente o conjunto, cujo valor será nomeado de “P₂”.

Nesse passo, é aconselhado tentar tirar o máximo de ar aprisionado na mistura asfáltica, através do auxílio de uma haste. Quando for constatado a impossibilidade de se retirar mais ar, é inserido água no picnômetro até próximo a sua boca para então o conjunto picnômetro+água+amostra ser inserida no dessecador (Figura 7.2), onde será aplicado uma pressão de vácuo por pelo menos 1 (uma) hora,

objetivando expulsar o máximo volume de ar aprisionados entre as partículas da mistura asfáltica (Figura 7.3).

Figura 7.1 - Espalhamento da mistura asfáltica



Fonte: Autor

Figura 7.2 - Equipamento de pressão à vácuo



Fonte: Autor

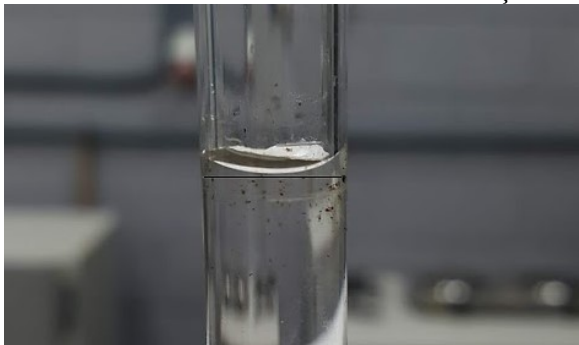
Figura 7.3 - Bolhas de ar aprisionadas sendo expulsas sob pressão à vácuo



Fonte: Autor

Em seguida, deve-se encher de água o picnômetro com a rolha de maneira cuidadosa, visando evitar uma perturbação considerável que poderia resultar na incorporação de ar novamente na amostra. Quando a água chega na parte mais fina da rolha observa-se a formação de um menisco côncavo (Figura 7.4), que é resultada da tensão superficial da água. Ainda nessa região há uma marcação ao qual a parte mais funda do menisco deve chegar, por se tratar de um ponto no qual o volume do recipiente é conhecido.

Figura 7.4 – Parte inferior do menisco na marcação estipulada



Fonte: Autor

E finalmente, é pesado esse conjunto, que será chamado de “P₃”. Com os resultados das três pesagens, cujas as etapas estão ilustradas na Figura 7.5, podemos definir a massa específica real (MVR) da mistura asfáltica através da seguinte fórmula:

$$MVR = \frac{P_{amostra}}{V_{amostra}} \quad (7.1)$$

onde:

- MVR: Massa volumétrica real de misturas asfálticas (g/cm³);
- P_{amostra}: Peso da amostra (g);
- V_{amostra}: Volume da amostra (cm³).

Figura 7.5 - Sequência de conjuntos a serem pesados



Fonte: Autor

Para determinar o valor da massa volumétrica real das misturas asfálticas devemos obter o peso da amostra, que pode ser extraído diretamente da pesagem do corpo de prova. No procedimento laboratorial

adotado, é possível fazer também uma nova conferência do peso da amostra após sua inserção no picnômetro com água, possibilitando verificar se houve perda de massa considerável de amostra ou de água, que consiste basicamente na diferença entre $P_2 - P_1$.

Nesse ensaio, o volume ocupado pela mistura asfáltica é obtido de modo indireto, através da seguinte operação matemática.

$$V_{amostra} = V_{pic} - \left(\frac{P_3 - P_{amostra} - P_{pic+rolha}}{\rho_{\acute{a}gua}} \right) \quad (7.2)$$

onde:

- $V_{amostra}$: Volume da amostra (cm³);
- V_{pic} : Volume do picnômetro até a marcação da rolha (cm³);
- P_3 : Peso do conjunto picnômetro, rolha, água até a marcação e amostra (g);
- $P_{pic+rolha}$: Peso do picnômetro e rolha (g);
- $\rho_{\acute{a}gua}$: massa específica da água (g/cm³).

7.2 ENSAIO DE PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA (PCG)

O ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG) é normatizada pela AFNOR NF P 98-252 (1999) consiste na habilidade de compactação lenta e isotérmica de misturas asfálticas sob uma compactação estática. Durante todo esse processo, é executado um movimento giratório de forma contínua em uma das faces, em torno de um eixo de simetria do corpo de prova, aplicando um ângulo α (CASTAÑEDA, 2004).

Esse ensaio foi realizado no Laboratório de Tecnologia em Pavimentação (LTP) da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), que disponibiliza de um equipamento série PCG-3, como mostra a Figura 7.6. Nesse caso, foram utilizados moldes cilíndricos de diâmetro 150,0mm± 0,1mm, devido à sua compatibilidade com o equipamento supracitado.

Figura 7.6 - Prensa de Compactação Giratória (série PCG-3)



Fonte: Autor

Através dos resultados de massa volumétrica real de mistura asfáltica (MVR) obtidos através do ensaio descrito no item anterior, é determinado a quantidade de material a integrar cada uma das amostras desse ensaio, através da Equação 7.3.

$$M = 2,651 * MVR; \varphi = 150,0 \pm 0,1\text{mm} \quad (7.3)$$

onde:

- M = massa do corpo de prova (kg);
- MVR = massa específica volumétrica da mistura asfáltica, em kg/cm³.

Nesse caso, para as dimensões do determinado molde, o documento AFNOR NF P 98-252 (1999) estipula que a altura final do corpo de prova deverá ser de 150,0mm. Analisando a fórmula, observa-se que a constante que multiplica o valor do MVR consiste no volume de um molde à altura final estipulada. Logo, quando a mistura asfáltica chegar à essa altura, significará que a quantidade de vazios na amostra será teoricamente inexistente.

Ainda no início do ensaio, é ideal deixar o molde aquecendo à temperatura de compactação da mistura asfáltica, que é determinada através da curva de viscosidade do ligante asfáltico, por pelo menos duas horas na estufa.

Durante os ensaios, foram adotados alguns procedimentos considerados como boas práticas laboratoriais antes da inserção da mistura asfáltica no molde metálico, que são:

- Untar as paredes interna do molde, com a finalidade de reduzir ao máximo à resistência que a mistura asfáltica possa encontrar em sua compactação devido à atritos com a parede interna, além de facilitar o desmolde;
- Inserir papéis filtro, cortados no formato circular (mesmo diâmetro interno do molde metálico) tanto antes quanto depois da colocação da mistura asfáltica no molde, evitando a aderência de mástique de modo excessivo nas pastilhas inferior ou superior do molde, evitando assim pequenas perdas de misturas asfálticas.

A mistura asfáltica deve ser colocada de uma vez no interior do molde, de forma a simular o despejo destas em campo antes de serem compactadas. Em seguida, o conjunto, que consiste no molde metálico, pastilhas (tampas inferior e superior do molde) e a mistura asfáltica deve ser condicionada à temperatura de compactação por um período mínimo de 2 (duas) horas. Os processos descritos estão ilustrados na Figura 7.7.

Figura 7.7 - Procedimentos de inserção de amostra no molde metálico



Fonte: Autor

Visando reduzir ao máximo a perda de temperatura da mistura asfáltica durante o ensaio, o que afetaria significativamente o processo de

compactação, deve-se atentar no aquecimento da câmara interna do equipamento PCG-3. Como o equipamento não provia de um sistema de aquecimento próprio da câmara, foi inserido um molde metálico aquecido, com as mesmas dimensões já estipuladas, por um período mínimo de 30 minutos.

Antes de iniciar a compactação de fato, é necessário inserir alguns dados de entrada, como mostra a Figura 7.8, para possibilitar a análise correta do equipamento PCG-3 referente à evolução da compactação da mistura ao longo do ensaio. Dentre as informações solicitadas estão: tipo de mistura a ser ensaiada (BBSG 0/14mm nesse trabalho); massa volumétrica real da mistura asfáltica (MVR); massa volumétrica real dos granulares (MVRg); e massa específica do ligante.

Figura 7.8 - Inserção dos valores de entrada na PCG-3



Fonte: Autor

O fato dos procedimentos da PCG avaliarem a mistura asfáltica como um todo, fez com que houvesse uma diminuição do número de ensaios que eram realizados anteriormente, baseadas a partir das massas volumétricas de cada uma das frações de granulares (LCPC, 2007). Nesse sentido, a massa volumétrica real dos granulares (MVRg) pode ser determinada através dos valores obtidos de MVR, teor de ligante (seja interno ou externo) e a massa específica do ligante, através da Equação 7.4.

$$MVRg = \frac{MVR(100-tl_{int})}{100-MVR\left(\frac{tl_{int}}{\rho_b}\right)} \quad (7.4)$$

onde:

- MVRg: massa volumétrica real dos granulares;
- MVR: massa volumétrica real da mistura asfáltica;
- tl_{int} : teor de ligante interno (utilizado no Brasil);
- ρ_b : massa específica do ligante asfáltico.

Passado o período estipulado para o condicionamento térmico em estufa do conjunto composto pelo molde metálico, pastilhas e mistura asfálticas, a mesma é colocada no interior da câmara interna, previamente aquecida, da PCG-3, através do auxílio de um guincho elétrico de coluna, que é acoplado no equipamento (Figura 7.9).

Figura 7.9 - Inserção da amostra com o guincho elétrico de coluna

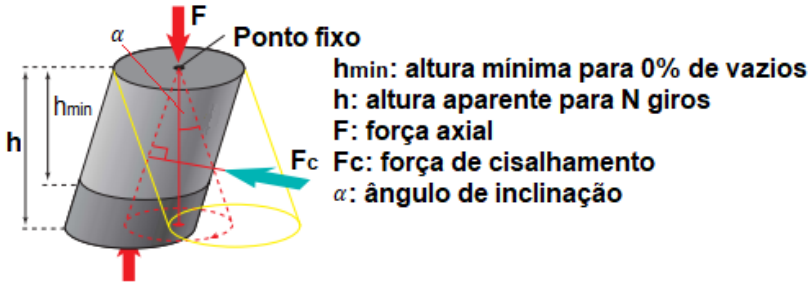


Fonte: Autor

Ao iniciar o processo na máquina, antes de iniciar a compactação característica do equipamento, a amostra sofre um pré-carregamento na forma de compressão simples, na ordem de 150N a 3.000N durante um período inferior a 30 segundos. Em seguida, inicia-se o procedimento de

rotação e, antes de completar o seu primeiro giro, é aplicada a força axial e a inclinação α definida pela norma, como ilustra a Figura 7.10.

Figura 7.10 - Princípio do processo de compactação pela PCG



Fonte: COLAS (2006, p.1)

Como a tensão axial normativa consiste em 0,6MPa, a força axial (F) é definida em função do diâmetro interno do molde, logo para esse caso será de aproximadamente 10.6kN. Conforme Barra (2009), esse valor pode variar entre 10 a 12 kN e, durante a execução do ensaio normal, não pode haver uma variação superior a $\pm 250\text{N}$ em relação a esse intervalo.

O ensaio ocorre de modo ininterrupto, onde o valor $h_{(ng)}$ consiste na altura, com precisão de $\pm 0,2\text{mm}$, medido do corpo de prova a cada número de giros. Como a quantidade de giros nesse ensaio foi fixado em 100, já que o valor de interesse é referente a 80 rotações, logo através dos valores das alturas $h_{(ng)}$ e da altura mínima (h_{min}), o equipamento estima a quantidade de vazios para os seguintes giros: 1; 2; 3; 4; 5; 7; 10; 15; 20; 25; 30; 40; 50; 60; 80; 100. Eventualmente pode dar prosseguimento no ensaio com números superiores de giros além dos citados.

Nesse caso, o percentual de vazios das misturas asfálticas a cada giro é determinado pela Equação 7.5.

$$\%v = \frac{h_{(ng)} - h_{min}}{h_{(ng)}} \quad (7.5)$$

onde:

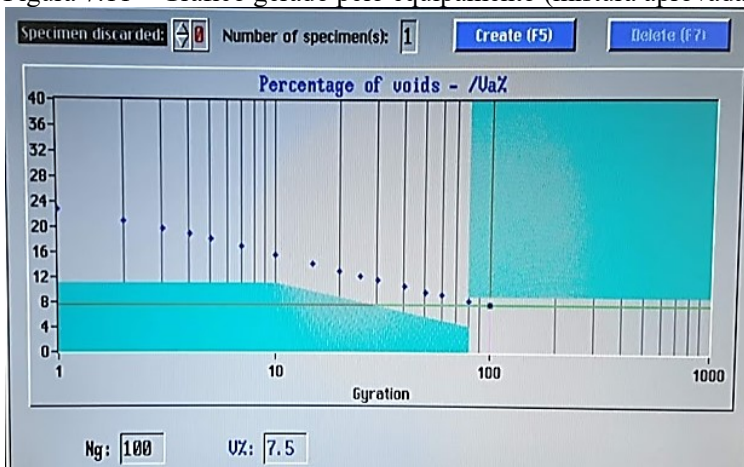
- %v: percentual de vazios da mistura asfáltica;

- $h_{(ng)}$: altura média de três medições da altura do corpo de prova por giro;
- $h_{(min)}$: altura mínima para 0% de vazios.

O próprio equipamento já vai apresentando a evolução da percentagem de vazios (%v) ao longo do número de giros em um gráfico semi-logarítmico, onde o eixo das abcissas (número de giros) está em escala logarítmica, enquanto o eixo das ordenadas, que representa a percentagem de vazios (%v), é linear.

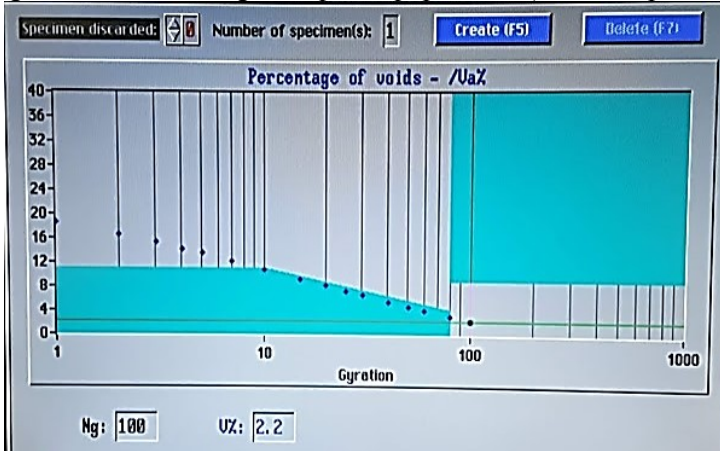
Para facilitar o acompanhamento do progresso da curva plotada no monitor do equipamento, o software insere elementos gráficos na forma de blocos azuis, como mostra as Figuras 7.11 e 7.12, com o intuito de representar os limites normativos de cada tipo de mistura asfáltica selecionada como dado de entrada. Nesse sentido, quando a curva encosta nesses elementos gráficos (Figura 7.12 e 7.13), indica que a habilidade de compactação da mistura asfáltica está em desconformidade ao determinado em norma, logo este material é considerado reprovado.

Figura 7.11 – Gráfico gerado pelo equipamento (mistura aprovada)



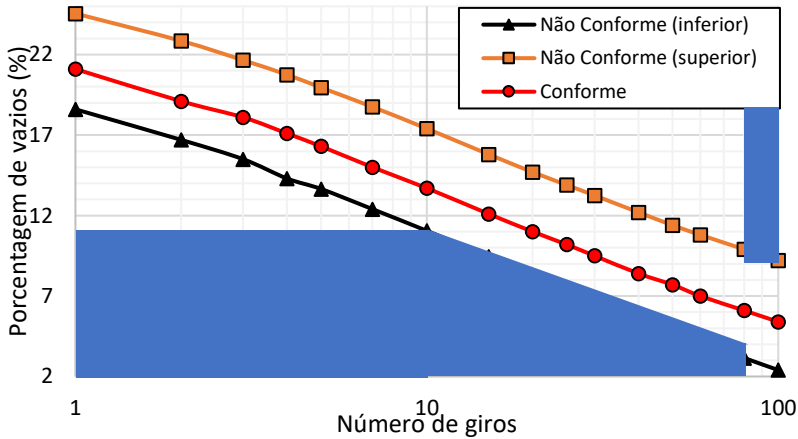
Fonte: Autor

Figura 7.12 – Gráfico gerado pelo equipamento (mistura reprovada)



Fonte: Autor

Figura 7.13 - Verificação de compacidade da compacidade de mistura asfáltica



Fonte: Autor

Após o término das rotações, o corpo de prova é imediatamente retirado do molde metálico, conforme mostra a Figura 7.14.

Figura 7.14 - Extração do corpo de prova do ensaio PCG-3



Fonte: Autor

A relação campo-laboratório desse ensaio é em torno de $\pm 1,0$ a 1,5% a favor do campo, para misturas asfálticas utilizadas nas camadas de rolamento (LCPC, 2007).

7.3 ENSAIO DE DURIEZ

O ensaio de Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995) consiste em avaliar a influência da ação deletéria da água em misturas asfálticas. De acordo com LCPC (2007), de acordo com normativas europeias, os ensaios para analisar esse fenômeno prevê dois métodos de ruptura dos corpos de prova, podendo ser por compressão diametral, ou por compressão simples, que é derivada do ensaio de Duriez.

Conforme a norma que preconiza esse ensaio, para composições granulométricas cujo diâmetro máximo (D_{max}) seja inferior a 14,0mm devem ser realizados no mínimo 12 corpos de prova com massa total de 1,0kg. Já para diâmetro máximo igual ou superior a 14mm, são previstos no mínimo 10 corpos de provas de massa total de 3,5kg.

Como foi discutido na seção 6.4, o diâmetro máximo (D_{max}) na França corresponde a abertura de peneira a qual fica retido até 10% do

material, o que se assemelha com a definição de diâmetro nominal máximo (DNM) do Asphalt Institute (2018), que é alinhada com as definições empregadas no método de Füller-Talbot, onde este considera o diâmetro máximo como a abertura de peneira imediatamente superior ao DNM, onde passa 100% dos granulares.

Como a curva granulométrica das misturas asfálticas foi concebida pela Equação de Füller-Talbot, deve ser feito esse ajuste da conceituação aplicada nesse método para as definições empregada no critério francês, visando evitar possíveis erros devido ao emprego de definições diferentes à mesma nomenclatura.

Em função disso, os corpos de provas moldados com as misturas asfálticas produzidas serão de 1kg, que serão fabricados em moldes cilíndricos metálicos de $80,0 \pm 0,1$ mm de diâmetro interno e altura mínima de 190,0mm (Figura 7.15). Os procedimentos relacionados ao condicionamento térmico e inserção de amostra em moldes é semelhante ao descrito no ensaio da PCG.

Figura 7.15 - Molde cilíndrico e mistura asfáltica para o ensaio de Duriez



Fonte: Autor

A etapa de montagem do molde, para receber a mistura asfáltica, é crucial para a garantia da compactação por duplo pistão preconizada pelo documento normativo. Nesse caso, entre a aba do pistão que fica na base e a parte inferior do cilindro metálico, foram colocados dois espaçadores, como mostra a Figura 7.16, que resultaram em um espaço entre eles,

visando assim garantir a liberdade de mobilidade do pistão da base durante a compactação para a compressão da região inferior da mistura.

Figura 7.16 - Espaçadores entre o pistão base e o cilindro metálico



Fonte: Autor

Nessa etapa é importante salientar que para reduzir ao máximo a perda de temperatura, ao iniciar a compactação, deve-se chegar a carga de aplicação específica de 60kN em, no máximo 1 (um) minuto, onde após alcançada, devem ser mantidas por 5 minutos (Figura 7.17).

Figura 7.17 - Processo de compactação por duplo pistão



Fonte: Autor

A extração do corpo de prova pode ser realizada após a mistura obter um resfriamento razoável, onde o critério adotado nessa pesquisa consistiu na temperatura onde era possível tocar o molde metálico com a mão nua sem se queimar.

Após a desmoldagem, as amostras devem passar por um tempo de cura de, no mínimo, 16 horas (LCPC, 2007), entretanto esse período foi fixado em um dia (24 horas) nesse trabalho.

Após esse intervalo, os 12 corpos de provas confeccionados para cada teor de cada mistura foram separados em dois grupos: condicionados sem imersão; e condicionados com imersão. O intervalo definido para esse condicionamento é de 7 dias. Nesse caso, as amostras do primeiro grupo (sem imersão), devem permanecer em uma câmara térmica a uma temperatura de 18°C, onde a umidade do ar deve ser em torno de $50 \pm 10\%$, como mostra a Figura 7.18.

Figura 7.18 – Corpos de prova condicionados sem imersão



Fonte: Autor

Já para os corpos de prova selecionados para compor o segundo grupo (com imersão), é previsto uma lavagem rápida com água corrente, visando assim retirar, a grosso modo, partículas do ambiente que aderem à superfície dos corpos de prova. Após essa etapa, é realizado a, de maneira mais efetiva, a desobstrução de vazios da mistura asfáltica, que consiste em imergir as amostras em um dessecador cheio de água, onde será aplicada e mantida, por pelo menos 2 (duas) hora, uma pressão residual de aproximadamente 350mmHg, através de uma bomba à vácuo.

Após a saturação das amostras, as mesmas são retiradas do dessecador (Figura 7.19) e colocadas diretamente imersa em recipientes

preenchidos por água, onde estes também deverão estar na câmara térmica a 18°C (Figura 7.20).

Figura 7.19 – Saturação à vácuo dos corpos de prova



Fonte: Autor

Figura 7.20 – Corpos de prova condicionados imersos em água



Fonte: Autor

Passados os 7 (sete) dias de condicionamento, todos os corpos de provas são submetidos à compressão simples em uma prensa cujo a velocidade do avanço de prato seja de 1mm/s, onde o valor máximo atingido da força aplicada pela prensa sobre a amostra deve ser registrado. Nesse caso a ruptura se dá no pico da força transmitida pela prensa para a amostra, pois nesse ponto, mesmo com o avanço do prato, a amostra já não resiste a carga aplicada e se deforma excessivamente, como apresenta a Figura 7.21.

Figura 7.21 – Processo de rompimento por compressão simples



Fonte: Autor

Esse valor máximo é utilizado para determinar a resistência à compressão dos corpos de prova pode ser medida pela Equação 7.6, onde em seguida são estabelecidas as relações de resistência entre corpos de provas sem imersão (R), com os que foram submetidos a imersão em água (r).

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (7.6)$$

onde:

- σ : Resistência da amostra à compressão simples (kPa);
- F : Força máxima (kN);
- A : Área (m^2).

A relação entre a resistência das misturas asfálticas imersas na água e a seca deve ser, em geral, um valor superior a 0,70, ou seja, não pode haver uma queda de mais de 30% da resistência à compressão direta devido à ação deletéria da água.

7.4 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Normalizado pela norma francesa (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), o ensaio consiste em verificar a resistência de misturas asfálticas referente ao afundamento nas trilhas de rodas. Para isso, é empregado o

equipamento “*orniéreur*” tipo LPC, que em tradução livre para o português seria equipamento de trilha de rodas, apresentado na Figura 7.22.

Figura 7.22 - Equipamento de trilha de roda "orniéreur" tipo LPC



Fonte: Autor

A confecção dos corpos de prova é realizada através de uma mesa compactadora pneumática (Figura 7.23), que possibilita alguns ajustes em sua configuração, através de um painel de controle acoplado (Figura 7.24), como: a pressão que o eixo irá exercer na mistura asfáltica; a pressão de insuflagem do pneu (regularem realizada diretamente no pneumático); as trajetórias; e o número de passada dos pneumáticos. O documento normativo (AFNOR NF P 98-250-2, 1991) estipula os procedimentos a serem adotados durante a compactação, bem como as sequências de passadas.

Figura 7.23 - Mesa compactadora pneumática



Fonte: Autor

Figura 7.24 - Painel de controle da mesa compactadora pneumática



Fonte: autor

Para esse ensaio, as dimensões internas dos moldes a serem empregadas para moldar os corpos de prova são: 150,0mm (largura); 500,0mm (comprimento); e 50 ou 100mm (espessura), como mostra a Figura 7.25. De acordo com LCPC (2007), a espessura do molde a ser escolhida para o ensaio é em função da espessura da camada que se deseja implantar. Caso a camada a ser aplicada em campo tiver menos de 5m de espessura, será previsto placas de 50mm; caso a camada em campo for superior à 5cm, então serão utilizadas placas de 100mm.

Figura 7.25 - Moldes metálicos de 50mm e de 100mm



Fonte: Autor

Devido à elevada dimensão das placas, são demandadas quantidades elevadas quando comparadas a outros ensaios laboratoriais usuais. Para placas de 100mm de espessura são previstos aproximadamente 25kg de misturas asfálticas, que variam conforme a massa específica aparente de cada mistura. Logo para usinar as misturas asfálticas para esse ensaio foi necessário a utilização de um Pugmill (Figura 7.26) que comportasse essa elevada quantidade de material.

Figura 7.26 - Pugmill fechado(esq.) e aberto(dir.) para retirada da mistura



Fonte: Autor

Após a usinagem, as amostras, os moldes metálicos e outros aparatos móveis da mesa de compactação pneumática são condicionadas

em estufa, à temperatura de compactação da mistura asfáltica, por pelo menos 2 (duas) horas. Passado esse período, uma boa prática é um revolvimento prévio da amostra com uma colher de pedreiro (Figura 7.27), ainda no recipiente ao qual este foi condicionado, visando assim evitar concentrações elevadas de uma mesma fração de granulares em uma única região do corpo de prova compactado, o que poderia acarretar em uma heterogeneidade elevada.

Figura 7.27 - Homogeneização da amostra antes da compactação



Fonte: Autor

Ainda antes de colocar a amostra no recipiente previsto para recebe-la na mesa de compactação, é ideal untar as superfícies que estarão em contato com a mistura asfáltica, dentre os quais se destaca o pneumático. A passada de óleo mineral ou diesel nesse componente visa reduzir a perda de materiais por agregação de partículas no pneumático, devido à sua passagem na amostra ainda desagregada.

Depois de inserida a amostra na mesa compactadora, é ideal realizar um pré-adensamento e um nivelamento com a colher de pedreiro (Figura 7.28), com a finalidade de gerar uma compactação mais homogênea em toda a região da placa. Após isso, a plataforma da mesa compactadora vai subindo, conforme comando do operador e dá-se início aos procedimentos de compactação estipulado pela (AFNOR NF P 98-250-2, 1991).

Apesar de LCPC (2007) mencionar que o uso de placas ou pranchas no fim da compactação com o intuito de melhorar a superfície não é indicado, pelo fato dessa ação poder influenciar diretamente nos

resultados dos ensaios de deformação permanente, o uso desse acessório nesse estudo foi dado pelos seguintes motivos:

- Em campo, além da compactação com rolo pneumático há também a compactação com rolo liso, com o intuito de regularizar a camada asfáltica, logo a utilização da prancha simula de maneira mais próxima os processos realizados na implantação de uma via;
- Conforme experiências do LTP-EPUSP, a utilização da prancha se faz necessária com o intuito de afundar ou assentar as pontas salientes dos corpos de prova, evitando assim o rasgamento do pneumático durante o ensaio no equipamento de trilha de roda.

Figura 7.28 – Inserção e pré-adensamento/nivelamento da amostra



Fonte: Autor

Após a compactação, o tempo mínimo de cura das placas (Figura 7.29) determinado por LCPC (2007) é de 2 (dois) dias, entretanto foi adotado 1 (uma) semana, antes de começar os ensaios no aparelho de trilha de roda LPC, visando permitir que as reações entre o ligante asfáltico e os granulares sejam realizadas de maneira satisfatórias.

Figura 7.29 - Placas moldadas pela mesa compactadora pneumática



Fonte: Autor

O aparelho de trilha de roda LPC é capaz de avaliar duas placas simultaneamente (Figura 7.30), de maneira independente, através da passagem de um eixo simples de roda simples. De acordo com o catálogo técnico fornecido pela *Matériel des Laboratoires des Ponts et Chaussées* (MLPC, 1991), o equipamento possui uma câmara de aquecimento interno que varia de 35 a 70°C e pode aplicar uma carga máxima de até 5.500N.

Figura 7.30 - Placas instaladas em cada um dos lados do aparelho de trilha de roda LPC



Fonte: Autor

Conforme as especificações da norma (AFNOR NF P 98-253-1, 1993), o ensaio deve ser realizado à temperatura de 60°C, onde o eixo

realiza um movimento cíclico, que corresponde a uma ida e volta do pneu, cuja frequência é de 1Hz, sempre em uma mesma trajetória. A carga simulada como a de eixo, já que é a plataforma que está fixada a placa que sobe, pressionando o eixo que é fixo no eixo vertical, é de 5kN, enquanto a pressão de insuflagem do pneumático de borracha de textura lisa é de 0,6MPa.

De acordo com LCPC (1976), uma prática laboratorial usual é a passagem de 1.000 ciclos, onde cada ciclo corresponde a uma ida e uma volta, a temperatura ambiente na amostra antes do ensaio, visando obter um melhor assentamento da mistura asfáltica no molde. Semelhante ao procedimento adotado no trabalho de Momm (1998), nesse estudo foram executados 500 ciclos na condição descrita anteriormente.

Antes de iniciar o ensaio a amostra deve ser furada para permitir o encaixe de uma sonda térmica, visando monitorar a temperatura durante o ensaio. Para verificar a evolução das deformações permanentes são realizadas leituras com extensômetros em 15 (quinze) pontos diferentes da placa (Figura 7.32). A primeira leitura é realizada antes de iniciar o ensaio, e as próximas serão realizadas após os seguintes ciclos: 100; 300; 1.000; 3.000; 10.000; e 30.000 ciclos.

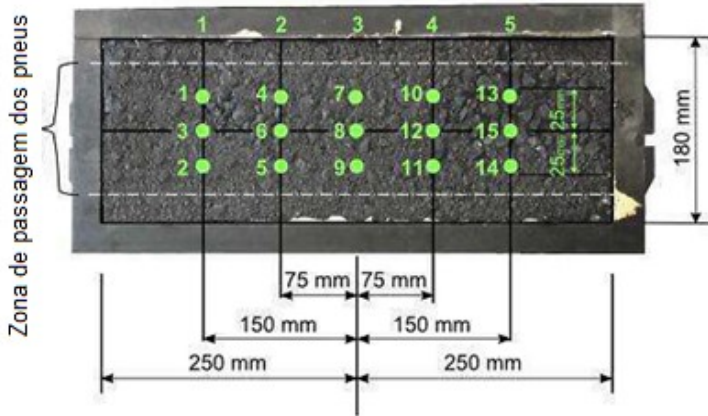
Observa-se que para realizar a leitura, o ensaio é pausado e a porta do equipamento é aberta para se ter acesso a amostra, como mostra a Figura 7.31. Nesse período a leitura deve ser realizada de maneira mais rápida possível, objetivando evitar uma perda demasiada de temperatura, o que ocasionaria em um aumento na duração do ensaio, pois não pode dar prosseguimento ao ensaio a uma temperatura inferior a permitida, já que afetaria à resistência a deformação permanente do material.

Figura 7.31 - Leitura com extensômetro do corpo de prova



Fonte: Autor

Figura 7.32 - Pontos de leituras sobre a placa



Fonte: Almeida (2017, p. 164)

Os percentuais correspondentes ao afundamento nas trilhas de roda são determinados pela equação 7.7.

$$Y = A \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad (7.7)$$

onde:

- Y: profundidade de deformação a N ciclos;
- A: profundidade da deformação a 1.000 ciclos;
- N: número de ciclos;
- B: inclinação da reta em coordenadas logarítmicas.

Para cada tipo de mistura é determinado um valor diferente de percentagem de deformação permanente admissível. Entretanto, caso a amostra apresente deformações acima de 15%, que é a taxa máxima prevista para misturas que permitem maiores afundamentos, o ensaio é interrompido, independentemente do número de ciclos.

Conforme LCPC (2007), a relação campo-laboratório observada para esse ensaio foram as seguintes:

- Para materiais pouco sensíveis aos efeitos de deformação permanente, os valores de afundamento variavam de 1 a 2% a mais em campo, quando comparado com os resultados laboratoriais;

- Para materiais com uma sensibilidade maior, essa diferença foi de aproximadamente 10%, onde 10% de afundamento obtidos a 3.000 ciclos em laboratório foram obtidos após 30.000 ciclos em campo.

7.5 ENSAIO DE MANCHA DE AREIA

O ensaio de mancha de areia, ou altura de areia, é normatizado pelo documento (AFNOR NF P 98-216-1, 1993) e tem como finalidade caracterizar a macrotextura superficial de uma mistura asfáltica após sua compactação. A precisão desse ensaio é diretamente proporcional à rugosidade encontrada na superfície de misturas asfálticas.

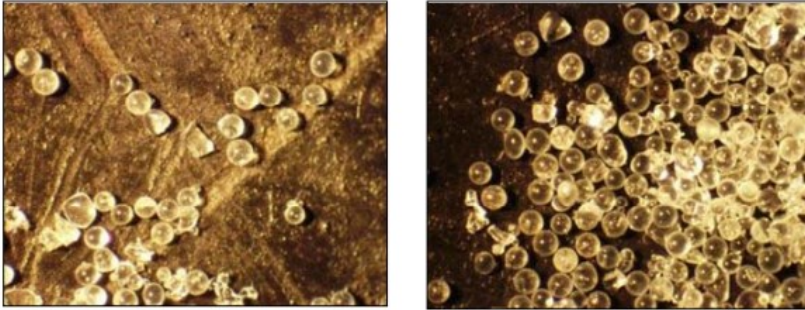
Por se tratar de um ensaio usualmente aplicado no Brasil, a definição encontrada no Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos, elaborado pelo DNIT, referente a esse ensaio consiste na análise da macrotextura e na caracterização da superfície do pavimento referente a sua capacidade de drenar a água confinada entre o pneu e o pavimento. Além disso, quantifica a distância média entre os granulares aflorados na superfície do pavimento (DNIT, 2006b)

No âmbito laboratorial, esse ensaio é realizado na superfície de misturas asfálticas moldadas na mesa de compactação pneumática, onde o procedimento é semelhante ao observado em campo, logo resultando em uma textura similar encontradas em pavimentos implementados.

Apesar do material previsto inicialmente pela norma ser areia, foi utilizado microesfera de vidro (Figura 7.33), que é o material correntemente empregado em trabalhos realizadas no LTP-EPUSP.

Conforme uma pesquisa realizada pelo Sindicato da Indústria de Construção Pesada do Estado de São Paulo (SINICESP) relacionada a influência do tipo de areia em comparação a microesfera de vidro no resultado da mancha de areia, foi mostrado que, de modo geral, as microesferas apresentam uma angularidade inferior ao das areias. Entretanto, para as superfícies testadas, os resultados de teste de mancha de areia para ambos os materiais foram semelhantes, logo indicando que a angularidade e a forma não são fatores que influenciam os valores obtidos diretamente desse ensaio (SINICESP, 2016).

Figura 7.33 - Microesferas de vidro utilizadas (aumento de 25x)

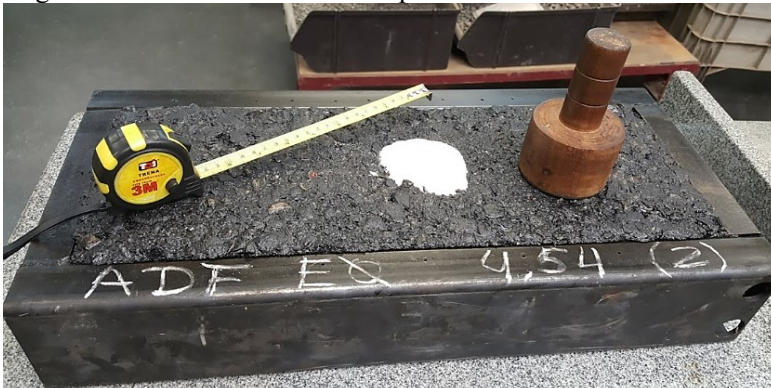


Fonte: Specht *et al.* (2007, p. 37)

Nesse caso, para cada medição foram utilizadas 25cm^3 de microesferas de vidro passantes na peneira #60 (0,250mm) e retida na peneira #80 (0,180mm). Após o volume determinado ser despejado sobre a superfície da placa de mistura asfáltica a ser analisada, foi utilizado um soquete de base circular de base de borracha, de aproximadamente 64mm de diâmetro, para o espalhamento da microesfera de vidro, de forma circular e contínua (Figura 7.34).

O movimento é cessado que já não for mais possível a abertura do círculo formado pelo material, devido a este já se encontrar abaixo das saliências dos granulares da superfície. Então através de uma régua são medidos os diâmetros em quadro direções diferentes do círculo, onde a média será utilizada para determinar a altura de mancha de areia (HS), como mostra a Figura 7.35.

Figura 7.34 – Materiais utilizados para o ensaio de mancha de areia



Fonte: Autor

Figura 7.35 – Medição dos diâmetros



Fonte: Autor

Para a determinação da altura média da mancha de areia é utilizada a Equação 7.8.

$$HS = \frac{4 \cdot V}{\pi \cdot Dm^2} \quad (7.8)$$

Onde:

- HS: altura média da macrotextura do pavimento (cm);
- V: volume do material a ser espalhado (cm³);
- Dm: diâmetro médio formado pelo espalhamento do material (cm).

No Brasil, de acordo com os valores definidos por DNIT 112/2009 – ES, para que uma camada asfáltica possua uma macrotextura superficial satisfatória, os resultados de altura média de areia (HS) deve estar entre 0,6 a 1,2mm. Entretanto os valores adotados por DNIT (2009) são baseadas no estudo de Pasquet (1968), cujas classificações da macrotextura em função dos resultados do ensaio de mancha de areia é apresentado na Tabela 7.1

Tabela 7.1 - Classes de textura superficial em função da altura da mancha de areia

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

Fonte: Pasquet (1968)

7.6 ENSAIO DE DRENABILIDADE

O ensaio de drenabilidade utilizado é similar ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3 (1993), que analisa a capacidade de escoamento da água superficial, através dos canais da rugosidade, de uma mistura asfáltica, permitindo caracterizar a textura superficial do pavimento referente a ocorrência de aquaplanagem dos veículos. Diferente do ensaio de mancha de areia, a precisão do ensaio de drenabilidade é inversamente proporcional à rugosidade encontrada na superfície de misturas asfálticas.

Apesar dos procedimentos serem semelhante ao da norma francesa, o drenômetro disponibilizado pelo LTP-EPUSP possui suas dimensões baseadas do *Institute for Highway, Railroads and Rock Engineering* (ISETH) de Zurique, na Suíça.

O drenômetro consiste basicamente em um cilindro acrílico transparente de aproximadamente 4 ½” (114,3mm) de diâmetro, cujo fundo possui uma abertura circular de 2” (50,0mm) de diâmetro, que é fechada com uma rolha antes do início do ensaio. Em sua parede há duas marcações de níveis de água em sua parede. Sua base é composta por um anel de borracha rígido que faz contato direto com a superfície asfáltica a

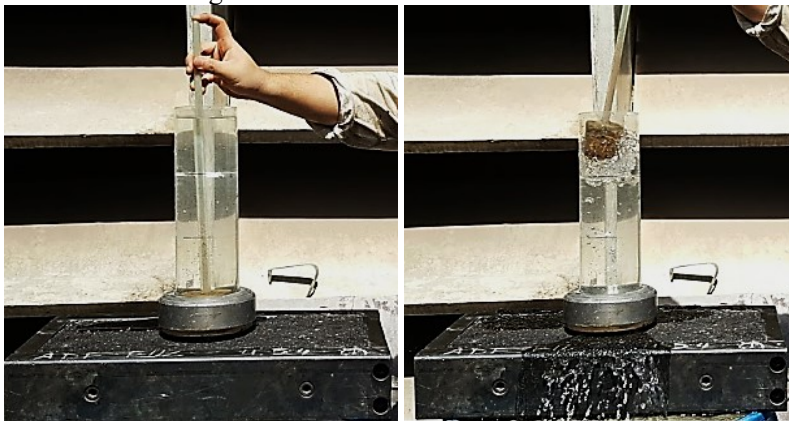
ser analisada. Além disso, há também uma argola metálica, visando aumentar o peso e conferindo uma maior estabilidade ao drenômetro durante o ensaio.

O ensaio se dá ao apoiar o cilindro sobre a placa de mistura asfáltica, em laboratório, ou na superfície do pavimento, em campo, que se deseja analisar. Em seguida o orifício inferior do drenômetro é fechado com a rolha para se dar início o preenchimento da água até enche-lo quase que totalmente.

O ensaio inicia-se ao retirar a rolha do fundo do drenômetro, fazendo com que a água saia pelo orifício inferior e, conseqüentemente, seu nível dentro do cilindro de acrílico vai diminuindo, como ilustra a Figura 7.36. Quando o nível da água chegar na marcação superior, encontrada na parede do cilindro acrílico, é iniciado a medição do tempo através de um cronômetro, onde esta só é cessada após o nível da água passar pela marcação inferior.

O resultado é expresso em função do tempo ou na vazão média do escoamento.

Figura 7.36 - Ensaio de Drenabilidade



Fonte: Autor

8 RESULTADOS LABORATORIAIS

Os resultados obtidos através dos procedimentos laboratoriais descritos no capítulo anterior, bem como suas respectivas análises, serão apresentados adiante. Entretanto, pode-se observar que os resultados para cada um dos ensaios mencionados possuem limites normativos em função do tipo de mistura asfáltica que é praticamente utilizada na França, conforme é apresentado norma AFNOR NF EN 13108-1 (2007).

Conforme discussão na seção 6.4, referente à curva granulométrica, observou-se que a granulometria concebida para a fabricação das misturas asfálticas nesse estudo possui uma grande semelhança com a da mistura francesa BBSG 0/14mm, que é aplicada frequentemente em camadas de rolamento e de ligação.

Essa correlação entre as misturas é de extrema importância, pois possibilita a comparação dos dados obtidos nesse trabalho com os limites estipulados por AFNOR (2007) e instruções mencionadas pelo “*Manuel LPC d’aide à la formulation des enrobés*”, ou Manual LPC de ajuda para formulações de revestimentos, em tradução livre, do LCPC (2007), baseados no *know-how* francês de décadas que possibilita uma boa aproximação dos resultados obtidos em laboratório com o comportamento desses materiais em campo.

8.1 MASSA VOLUMÉTRICA REAL DE MISTURAS ASFÁLTICAS

O ensaio para determinar a massa volumétrica real de misturas asfálticas é normatizado pelo documento AFNOR NF EN 12697-5 (2003). Esse parâmetro é fundamental para o início dos ensaios preconizados pela metodologia francesa de misturas asfálticas novas, pois ele é o dado principal de entrada para o ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG).

As massas volumétricas reais das misturas asfálticas a serem avaliadas estão apresentadas pela Tabela 8.1. Através da análise de seus valores é possível constatar uma coerência dos valores obtidos, devido ao decréscimo da massa volumétrica real com o aumento de ligante asfáltico, já que esse é menos denso que o agregado utilizado.

Tabela 8.1 - Massa Volumétrica Real (MVR) das misturas asfálticas

Misturas asfálticas	Massa Volumétrica Real (MVR) (g/cm³)		
	4,22%	4,54%	4,86%
ADF E0	2,575	2,569	2,550
ADF FUC	2,578	2,575	2,553
Convencional	2,597	2,581	2,567

Fonte: Autor

Uma outra confirmação da lógica desses resultados consiste no valor superior encontrado para o MVR de misturas asfálticas convencionais, ou seja, que são compostos integralmente por agregados britados. Isso se dá pelo fato do agregado granítico ser mais denso que as ADF, como mostra alguns ensaios prévios de massa específica desse material realizado por Siroma (2016), na Tabela 6.4.

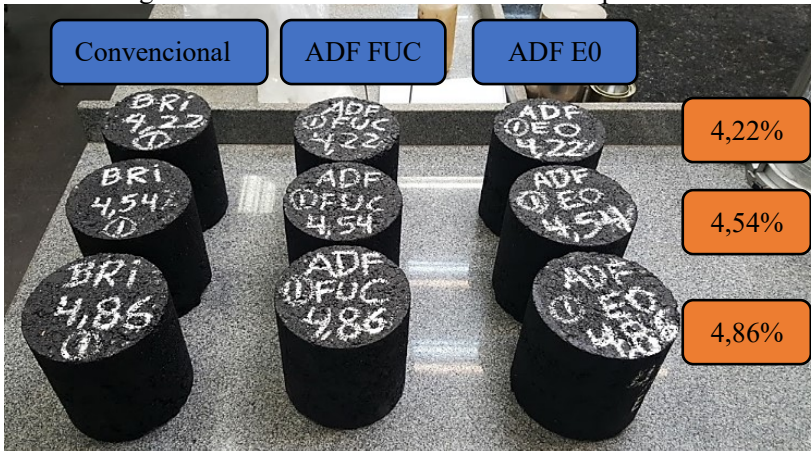
8.2 ENSAIO DA PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA (PCG)

O ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG) foi realizada através do equipamento da série PCG-3, disponibilizado pelo LTP-EPUSP. Para esse ensaio foram moldados 3 (três) corpos de prova de cada um dos teores das 3 (três) misturas asfálticas avaliadas, totalizando 27 corpos de prova. As misturas asfálticas, bem como os teores estão apresentados na Figura 8.1.

A Tabela 8.2 apresenta a média dos resultados obtidos de cada corpo de prova de forma resumida, enfatizando os pontos a serem analisados para a mistura BBSG 0/14mm determinado pela norma AFNOR (2007), bem como indicações mencionadas em LCPC (2007).

Para a mistura asfáltica BBSG 0/14mm, AFNOR (2007) estabelece que para 80 giros, o corpo de prova deve possuir um teor de vazios entre 4,0 a 9,0%. Entretanto, LCPC (2007) menciona que em algumas normas europeias há exigências sobre a percentagem de vazios a 10 giros para a PCG, se baseando em especificações empíricas com o ensaio de resistência ao afundamento em trilhas de rodas. Entretanto não é possível determinar uma relação concreta entre o fenômeno de deformação permanente com o teor de vazios a 10 giros, logo se tratando de uma especificação demasiadamente excessiva.

Figura 8.1 - Misturas Asfálticas analisadas pela PCG



Fonte: Autor

Tabela 8.2 - Resumo do resultado do ensaio da PCG

Mistura	Teor Ligante (%)	Número de Giros	
		10	80
		Vmin = 11%	Vmin = 4 % Vmax = 9%
ADF E0	4,22	13,7	6,1
	4,54	13,4	5,5
	4,86	11,9	3,8
ADF FUC	4,22	13,0	5,1
	4,54	12,3	4,3
	4,86	11,0	3,1
Convencional	4,22	15,9	8,4
	4,54	14,0	6,5
	4,86	12,8	4,1

Fonte: Autor

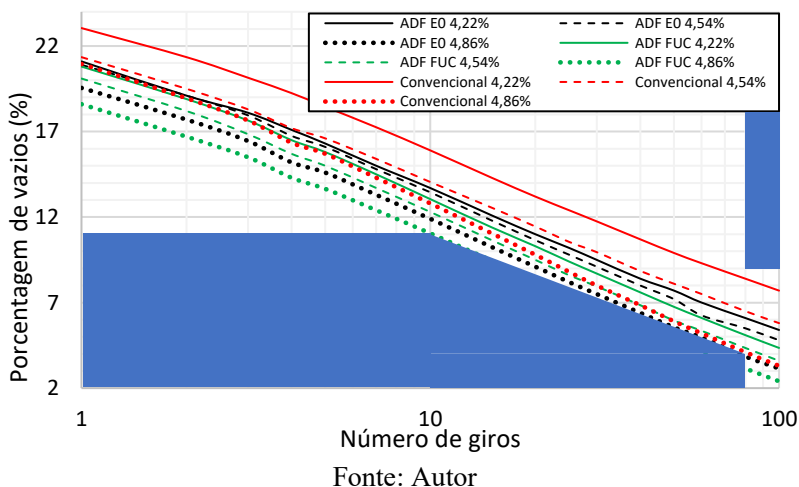
Através da Tabela 8.2 é possível constatar que as misturas asfálticas ADF E0 e ADF FUC com 4,86% de teor de ligante obtiveram uma percentagem de vazios a 80 giros de 3,8% e 3,1%, respectivamente. Como essas amostras apresentaram teores inferiores ao valor mínimo determinado por AFNOR (2007) de 4%, elas são consideradas reprovadas

por esse critério, o que resultaria em uma mistura asfáltica com uma compactação excessiva em campo.

As curvas representadas na Figura 8.2 apresentam um panorama geral da evolução do teor de vazios ao longo dos giros executados pela prensa. Com o intuito de facilitar o entendimento dos gráficos, os limites foram representados graficamente pelos “blocos azuis”, semelhante a tela de apresentação dos resultados pelo equipamento PCG durante a execução do ensaio (Figura 7.11 e 7.12), onde a curva que “tocar” esses blocos está fora dos limites previstos para a mistura asfáltica BBSG 0/14mm, logo é reprovada nesse ensaio.

Para facilitar a distinção entre as curvas nos gráficos, foi adotado um seguinte padrão de cores que diferencia as misturas asfálticas da seguinte maneira: ADF E0 (preta); ADF FUC (verde); e convencional (vermelha). Já os teores de ligante são variados conforme o estilo de linha: 4,22% (contínua); 4,54% (tracejada); e 4,86% (pontilhada).

Figura 8.2 - Resultado geral do ensaio da PCG

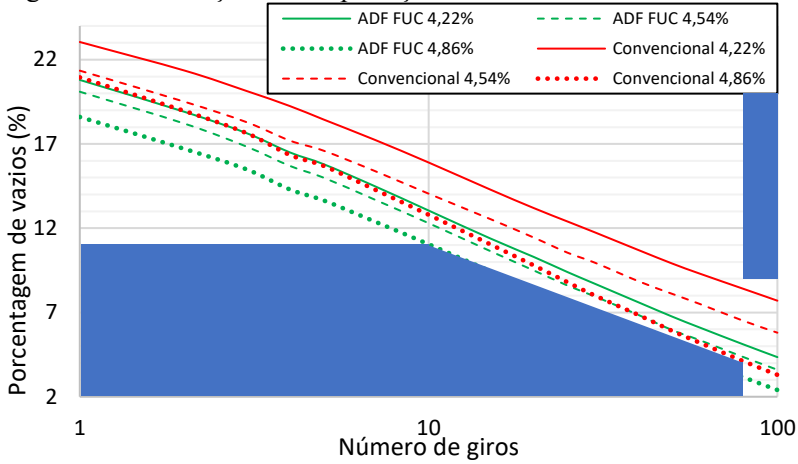


Pela Figura 8.2 observa-se que o ensaio foi levado até as 100 rotações, ou seja, 20 a mais que o necessário. A escolha por um número de giro superior se deu apenas para conferir a tendência da compactação do material em um estágio antes e depois do giro de referência (80 giros).

Na Figura 8.2, é possível extrair um ranqueamento referente ao grau de compactação em cada uma das misturas asfálticas. Nesse caso observa-se que a mistura mais compactada (menos teor de vazios) é a

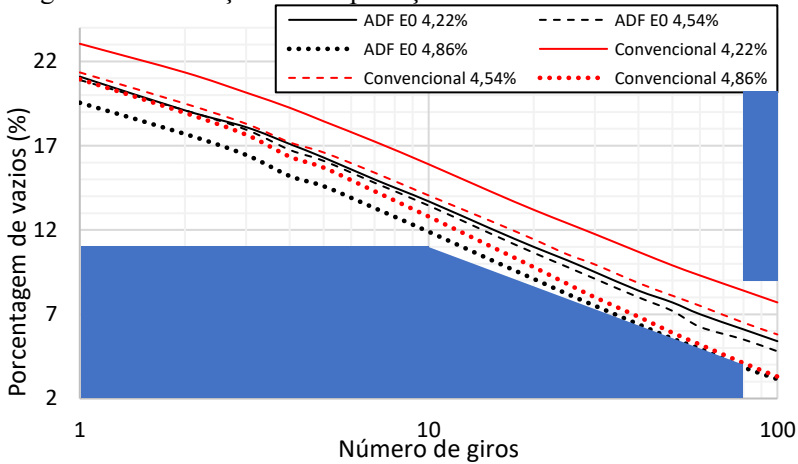
ADF FUC, em seguida vem a ADF E0 e finalmente, a convencional. Para facilitar a comparação entre as misturas foram elaborados gráficos que contrastam duas delas por vez, como mostram as Figuras 8.3, 8.4 e 8.5.

Figura 8.3 – Evolução da compactação entre ADF FUC e convencional



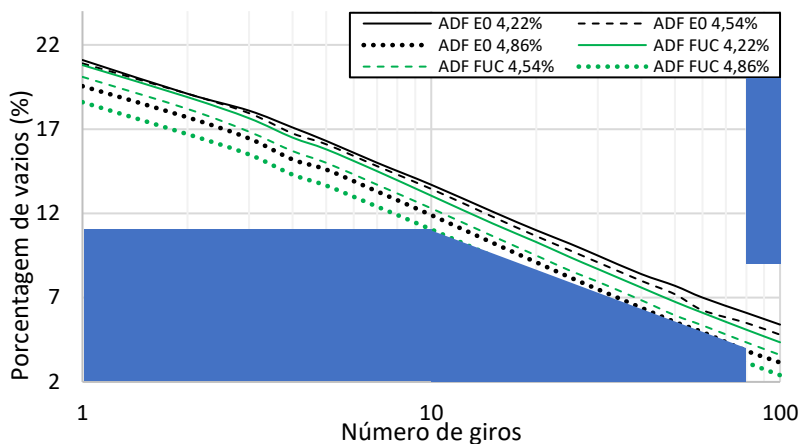
Fonte: Autor

Figura 8.4 - Evolução da compactação entre ADF E0 e convencional



Fonte: Autor

Figura 8.5 - Evolução da compactação entre ADF FUC e ADF E0



Fonte: Autor

É possível observar que as misturas convencionais resultaram em misturas com um teor superior de vazios, quando comparadas as misturas com ADF, como mostra as Figuras 8.3 e 8.4. É importante salientar que dentre as três misturas, a única divergência consiste no emprego de material de diâmetros correspondentes às aberturas das peneiras 0,30 e 0,15mm, que integram aproximadamente 8,7% da massa da mistura asfáltica.

Nesse sentido, é possível constatar que a forma e a textura dos granulares tem grande influência na habilidade de compactação das misturas asfálticas. Os agregados graníticos, que são britados, possuem um formato subangular e uma microtextura áspera, como mostra a Figura 6.4 e 6.5, que fornece uma estabilidade satisfatória, onde a quantidade maior de arestas vivas faz com que haja um maior embricamento entre os granulares, promovendo assim uma maior estabilidade das misturas asfálticas.

Comparada a uma areia convencional, que possui um formato geralmente arredondado e textura lisa, as características da ADF se diverge em função da aderência de resíduos de fundição na superfície de seu ingrediente base, que é uma areia silicosa. Essa aderência confere à ADF um aspecto bem heterogêneo, que pode possuir um formato arredondado, mas também há vários grãos com um formato subangular. Nesse mesmo contexto, a textura dos grãos sofre uma alteração, pois sobre a lisa película de sílica que geralmente envolve os grãos de areia há

a incrustação de resíduos, o que confere uma característica superficial mais texturizada, como mostra as Figuras 6.11 a 6.14.

O emprego de 4,22% de betume em amostras de mistura asfáltica convencional resultou em um teor de vazios de 8,4%, próximo ao limite superior fixado em 9% para esse tipo de material. Em sentido contrário, observa-se que o teor de 4,86% para uma mesma quantidade de giros resultou em um teor de 4,1%. Essa sensibilidade elevada comprova a importância que a interação entre seus granulares exerce no comportamento de suas misturas, pois ao acrescentar o mesmo teor de ligante para misturas asfálticas compostas de ADF notou-se uma amplitude menor nos valores de teor de vazios.

A Figura 8.5 mostra que, para os mesmos teores de ligante asfáltico, as ADF FUC teve uma compactação superior, quando comparada a ADF E0. Uma explicação para isso é análise da curva granulométrica dessas duas amostras (Figura 6.8), onde observa-se que, de modo geral, a ADF FUC é mais fina que a ADF E0. Logo as dimensões reduzidas da ADF FUC resultaram em uma capacidade maior de compactação, devido à um maior preenchimento dos vazios entre os granulares de maior dimensão.

É possível observar que a ADF E0 apresenta uma maior quantidade de partículas de areia que sofreram uma alteração superficial devido ao cobrimento de resíduos de fundição, quando comparada a ADF FUC, que apresenta uma quantidade razoável de partículas de areia com a superfície lisa proveniente da película de sílica. Logo, a forma e a textura da ADF E0 pode ter influenciado a habilidade de compactação desses rejeitos.

Ainda analisando os gráficos citados, fica evidenciado que o aumento do teor de ligante resulta em uma maior compacidade das misturas asfálticas. Isso é explicado devido ao aumento da lubrificação gerada pelo acréscimo de ligante asfáltico entre os granulares, permitindo uma acomodação maior das partículas.

Nesse sentido, foi observado que fatores relacionados à natureza dos granulares, como forma, textura e granulometria, bem como teor de betume tem uma grande influência na habilidade de compactação de misturas asfálticas. Além disso, a temperatura da mistura asfáltica também tem um papel fundamental nesse processo, pois influencia diretamente na viscosidade do ligante asfáltico.

Nesse sentido, o controle da temperatura, tanto de usinagem quanto de compactação, foi elevado durante os ensaios laboratoriais, o que garantiu resultados coerentes relacionados a capacidade de compactação das misturas asfálticas, em função das propriedades de seus componentes. Entretanto, conforme LCPC (2014), esse controle de temperatura

laboratorial é praticamente impossível durante a implantação de uma mistura em campo, devido às diversas variáveis relacionadas ao clima.

De acordo com LCPC (2007), misturas asfálticas compostas por agregados graníticos tendem a ser mais difíceis de compactar, devido ao seu elevado ângulo de atrito. Nesse contexto, para a mistura BBSG, que possui uma graduação densa, é permitido o uso de areias de formato arredondado, desde que essa incorporação seja inferior a 10% de sua massa.

8.3 ENSAIO DE DURIEZ

Como esse ensaio foi executado depois do ensaio da PCG, as misturas asfálticas ADF E0 e ADF FUC com 4,86% de teor de ligante asfáltico não foram analisadas, visto que ambas foram reprovadas de acordo com os limites normativos fixados para a mistura do tipo BBSG.

Dando prosseguimento à análise das misturas asfálticas restantes, para esse ensaio foram analisadas 7 (sete) tipo de misturas asfálticas, totalizando 84 corpos de prova de 1kg. Tanto a quantidade quando a massa das amostras é definida em função do diâmetro máximo dos granulares empregados, como já foi discutido na seção 7.3.

O resultado desse ensaio está apresentado de forma resumida na Tabela 8.3, e consiste na relação r/R , ou seja, na relação entre as resistências à compressão simples de amostras condicionadas a 18°C sob imersão em água (r) e sem imersão (R).

Tabela 8.3 - Relação r/R ensaio Duriez

Mistura Asfáltica	Teor de ligante	Relação r/R
		Limite BBSG: min 0,7
ADF E0	4,22	0,73
	4,54	0,77
ADF FUC	4,22	0,78
	4,54	0,83
Convencional	4,22	0,97
	4,54	0,99
	4,86	0,99

Fonte: Autor

Conforme foi mostrado nas Tabelas 6.1 e 6.4, apesar da brita granítica e das 2 (duas) amostras de ADF terem apresentado uma

adesividade insatisfatória com o ligante asfáltico, foi observado que as relações r/R para todas as 7 (sete) misturas asfálticas analisadas se mostraram satisfatórias, já que não foi observado uma redução superior à 30% da resistência à compressão simples, como preconiza AFNOR (2007) para misturas asfálticas do tipo BBSG 0/14mm.

É possível verificar que nos 3 (três) tipos de misturas asfálticas, a menor dosagem de ligante asfáltico, que corresponde ao teor de 4,22%, obtiveram uma menor relação r/R , o que indica uma maior redução na resistência à compressão simples dos corpos de provas condicionados imersos em água. Como foi verificado no ensaio da PCG na Tabela 8.2, quanto menor a dosagem de ligante asfáltico maior foi o teor de vazios das misturas asfálticas, possibilitando uma entrada mais eficaz da água nos vazios internos da mistura asfáltica.

Devido à tensão superficial da água ser superior as forças de adesão granular-betume, a água desloca lentamente a película de ligante e destrói das forças que os mantêm unidos, enfraquecendo assim a mistura asfáltica (CASTAÑEDA, 2004).

Dentre os valores, foi observado que a resistências da mistura asfáltica convencional praticamente não reduziu após o condicionamento sob imersão em água. Entretanto, para misturas asfálticas com ADF observou uma diminuição considerável em suas resistências à compressão direta devido à ação da água, o que indica a natureza hidrófila da ADF descrita por Chesner, Collins e MacKay (1998). Uma provável explicação para esses resultados inferiores obtidos por misturas asfálticas com ADF é o fato desses resíduos possuírem uma concentração de SiO_2 extremamente elevado, quando comparada com a brita granítica.

É importante salientar que, apesar de todas as misturas asfálticas terem sido aprovadas conforme os valores fixados por AFNOR (2007), deve-se enfatizar os resultados próximos ao limite obtidos pelas misturas asfálticas com ADF. A relevância dessa preocupação se dá devido ao fato desses resultados serem advindos de procedimentos laboratoriais, onde desde a definição da curva granulométrica, bem como os procedimentos de peneiramento, composição do arranjo granulométrico, usinagem, compactação, condicionamento e, até de ruptura dos corpos de provas, seguiram um rigoroso controle que só é possível em um ambiente controlado, que possibilitou reduzir ao máximo a interferência de outras variáveis que pudessem influenciar nos resultados. Logo, é observado que a incorporação de ADF em misturas asfálticas densas aumentam a sensibilidade destas sob a presença de água.

Já em campo o cenário é outro, pois além do controle muito inferior constatado desde usinas de asfalto até a implantação das misturas

asfálticas em obras rodoviárias, a presença das mais diversas variáveis provenientes de fenômenos aos quais a mistura asfáltica está sujeita ao longo dos processos interferem negativamente na qualidade da mistura asfáltica acabada em campo. Fato esse poderia conduzir as camadas de misturas asfálticas com ADF à uma degradação precária, devido à ação deletéria da água.

Além dos diversos agravantes apontados anteriormente, a temperatura de 18°C praticada no condicionamento dos corpos de prova, tanto imerso em água quanto não imerso, é muito inferior às observadas nas mais diversas regiões do Brasil ao longo do ano. Verifica-se que um aumento na temperatura poderia reprovar algumas misturas com ADF, já que estas ficaram muito próximas ao limite normativo. Logo, esse procedimento laboratorial deve ser adequado à realidade nacional, visando assim avaliar com uma maior precisão a real ação deletéria da água em misturas asfálticas aplicadas no Brasil.

A Figura 8.6 mostra o núcleo de uma amostra condicionada sem imersão e com imersão, após suas rupturas. Observa-se que na amostra que ficou submergidas durante 7 (sete) dias em água apresenta alguns granulares que sofreram descolamento da película de ligante, representados por contornos de tonalidades marrons apresentada em alguns granulares. Já as amostras que sofreram condicionamento à seco, foi verificado uma maior incidência de granulares quebrados, que são identificados pelos “pontos brancos”, o que indica uma adesividade adequada do conjunto granular-betume durante a ruptura dos corpos de provas.

Figura 8.6 – Amostras sem imersão (esq.) e com imersão (dir.) rompidas



Fonte: Autor

Para regiões onde há elevados índices pluviométricos e umidade relativa do ar constantemente alta, como é o caso de Joinville/SC, a necessidade de se avaliar a resistência à ação deletéria da água em misturas asfálticas a serem implementadas são fundamentais, visando assim projetar misturas asfálticas que se mantenham íntegras durante todo seu tempo de vida útil para resistirem aos esforços aos quais foram idealizadas.

Apesar da discussão referente às misturas asfálticas com ADF, o fato dessas misturas terem sido aprovadas sob a ótica laboratorial, faz com que seja critério suficiente para o avanço dessas misturas asfálticas para o próximo nível estipulado pelo critério francês de formulação de misturas asfálticas novas. Apesar da possibilidade da sensibilidade da água constatadas em misturas asfálticas com ADF serem atenuadas com melhoradores de adesividade, foi optado pela não utilização desse produto, com o intuito de evitar o mascaramento da real influência que a inserção das ADF exerce sobre as misturas asfálticas densas.

Após o fim desse ensaio, é encerrado o Nível 1(um) de ensaios pelos critérios franceses. Algumas misturas já são aceitas após aprovação dos dois ensaios desse nível, como é o caso do “*Béton Bitumineux pour chaussé Souple à faible trafic*”, e “*Béton Bitumineux Drainant*”, que em tradução livre seria “Concreto Betuminoso para pavimento Flexível a baixo tráfego” e “Concreto Betuminoso Drenante”, respectivamente. Como a mistura estudada está sendo enquadrada como BBSG 0/14mm, então ainda há a necessidade de realizar o ensaio correspondente do Nível 2 (dois).

8.4 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O ensaio de deformação permanente integra o Nível 2 da formulação francesa de formulação de misturas asfálticas novas, e consiste na avaliação da resistência de misturas asfálticas à formação de trilhas de rodas. As amostras avaliadas nesse ensaio são as mesmas que apresentaram resultados dentro das conformidades normativas nos ensaios do Nível 1, que são: Ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG); e ensaio de Duriez.

Nesse sentido, para esse ensaio foram avaliadas 7 (sete) amostras de misturas asfálticas, que são: duas da ADF E0 (4,22% e 4,54%); duas da ADF FUC (4,22% e 4,54%); e três da Convencional (4,22%, 4,54% e 4,86%). Para cada uma dessas amostras foram moldadas duas placas que

foram ensaiadas de maneira simultâneas no equipamento de trilhas de roda do tipo LPC, conforme os procedimentos definidos pela norma AFNOR NF P 98-253-1 (1993) descritos anteriormente.

A Tabela 8.4 compila os valores obtidos através de regressões dos percentuais de afundamento nas trilhas de roda obtidos de cada placa que compõe o par, em função dos valores registrados em leituras com extensômetros após cada um dos ciclos determinados.

Tabela 8.4 – Percentagem de afundamento ao longo dos ciclos

Misturas Asfálticas	ADF E0		ADF FUC		Convencional		
Teores de ligante (%)	4,22	4,54	4,22	4,54	4,22	4,54	4,86
100	0,8	1,0	1,1	1,1	0,2	0,4	0,7
300	1,1	1,3	1,3	1,4	0,3	0,6	1,0
Número de ciclos	1.000	1,5	1,8	1,7	1,8	0,6	1,0
	3.000	1,9	2,3	2,0	2,4	0,9	1,4
	10.000	2,5	3,0	2,6	3,0	1,6	2,2
	30.000	3,3	3,9	3,1	3,7	2,6	3,2

Fonte: Autor

Conforme AFNOR (2007), a mistura BBSG-0/14 possuem três classificações possível, que é determinada em função de sua percentagem de afundamento após 30.000 ciclos.

Tabela 8.5 – Limites normativos para cada uma das classes BBSG

Tipo de mistura	Classe da mistura	Nº de ciclos	Limite máximo de afundamento (%)
EB-BBSG (Béton Bitumineux Semi-Grenus)	1	30.000	10
	2		7,5
	3		5

Fonte: Adaptado de AFNOR (2007)

Conforme os valores determinados por AFNOR (2007), o fato de todas as misturas asfálticas terem obtidas valores inferiores a 5% de afundamento na trilha de roda após 30.000 ciclos a 60°C, a mistura pode ser classificada como Classe 3, que de acordo com Barra *et al.* (2010),

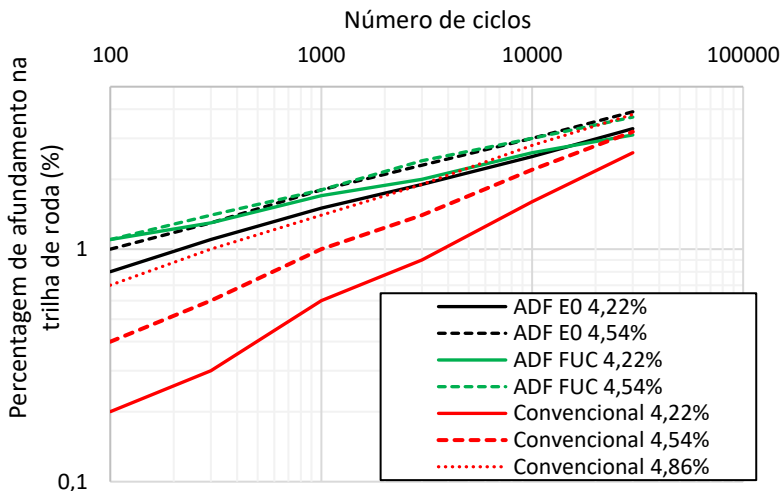
essa classificação consiste em parâmetros de severidades baseados em condições climáticas francesas, que são:

- Classe 1: Destinadas às regiões com temperaturas equivalentes presentes na França a 15°C, que se difere da temperatura ambiente;
- Classe 2: Aplicadas a regiões com gradientes térmicos elevados ao longo do ano;
- Classe 3: Destinada a condições de tráfego particulares (tráfego canalizado, elevadas solicitações, zonas de intersecção), bem como climas com altas temperaturas.

Ainda de acordo com Barra *et al.* (2010), as classes que mais se assemelham ao contexto brasileiro são as 2 e a 3, dependendo da região.

O gráfico apresentado na Figura 8.7, representa os valores da Tabela 8.5, apresentando assim um panorama geral das misturas asfálticas analisadas nesse ensaio. O gráfico ainda tem como intuito facilitar a avaliação da evolução do percentual de deformação que as amostras sofreram ao longo do ensaio. Ainda para facilitar o entendimento dos gráficos a seguir, foram adotados os mesmos padrões aplicados para plotar os resultados do ensaio da PCG.

Figura 8.7 - Resultado geral do ensaio de Deformação Permanente

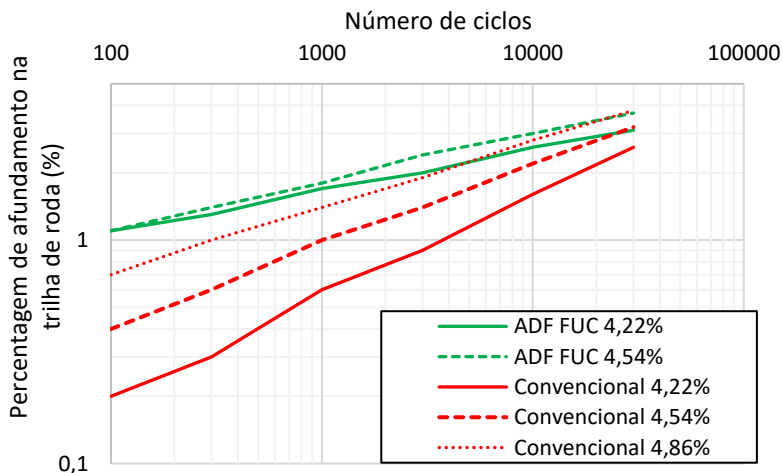


Fonte: Autor

Pela Figura 8.7 é possível constatar que há coerência dos resultados, referente ao teor de ligante asfáltico, indicando que quanto maior seu teor, maior será a deformação permanente da mistura asfáltica. Observa-se que as misturas asfálticas convencionais apresentaram deformações permanentes menores, quando comparadas às misturas que possuem incorporação de ADF. Em seguida, para ambos os teores das misturas ADF E0 e ADF FUC foram observados que nos ciclos iniciais a primeira apresentava um afundamento na trilha de roda menor que a segunda. Entretanto após os 10.000 ciclos, observou-se que houve uma inversão desse cenário.

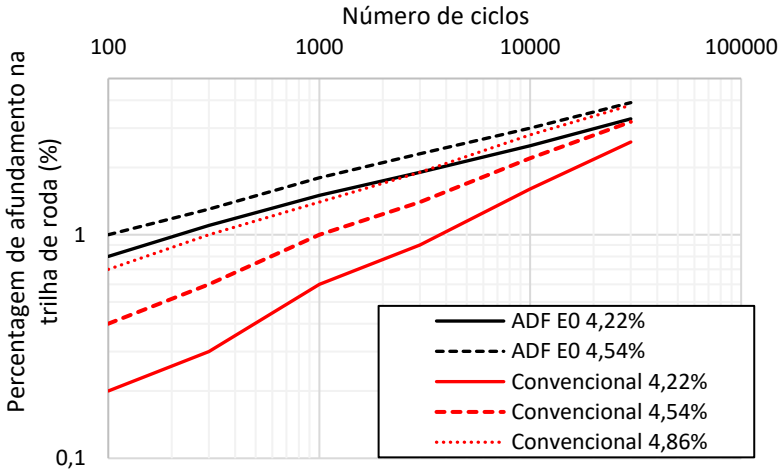
Visando proceder de maneira similar ao decorrimento dos resultados do ensaio da PCG, as Figuras 8.8 a 8.11 a seguir apresentará os gráficos comparando o desempenho entre as duas misturas asfálticas, visando assim uma visualização “mais limpa”, quando comparada ao gráfico da Figura 8.7 que teve como finalidade apresentar apenas um panorama geral.

Figura 8.8 – Evolução do afundamento entre ADF FUC e convencional



Fonte: Autor

Figura 8.9 – Evolução do afundamento entre ADF E0 e convencional



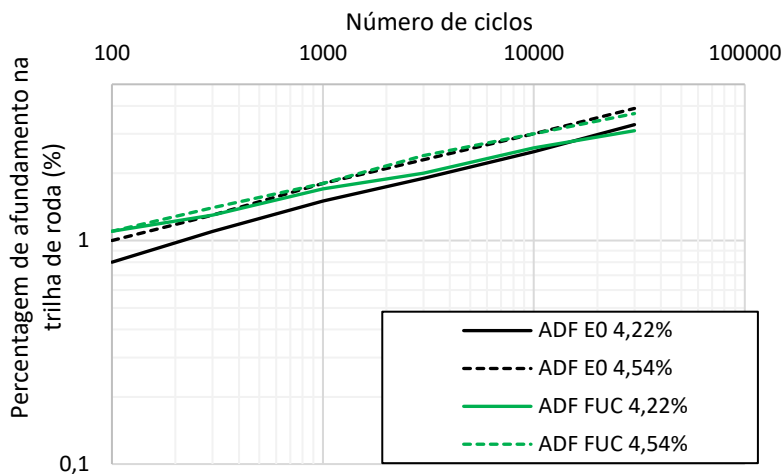
Fonte: Autor

O percentual de afundamento na trilha de roda inferior nas misturas asfálticas convencionais, quando comparadas com misturas que tiveram uma substituição parcial da parte fina de seus granulares britados por ADF, se dá pela macro e microtextura desses granulares que compõem essas frações, já que a parte restante dos granulares de todas as misturas asfálticas são compostas integralmente por agregados graníticos.

Nesse caso, semelhante à explicação para os resultados da PCG, o formato e a asperidade verificados nas partículas das amostras de ADF empregadas indicam que, apesar da alteração significativa da macro e microtextura da areia convencional, devido ao cobrimento de resíduos provenientes de processos de fundição sobre a película de sílica característica desse material, esse rejeito não consegue fornecer o mesmo grau de intertravamento entre as partículas quando comparadas à um granular britado.

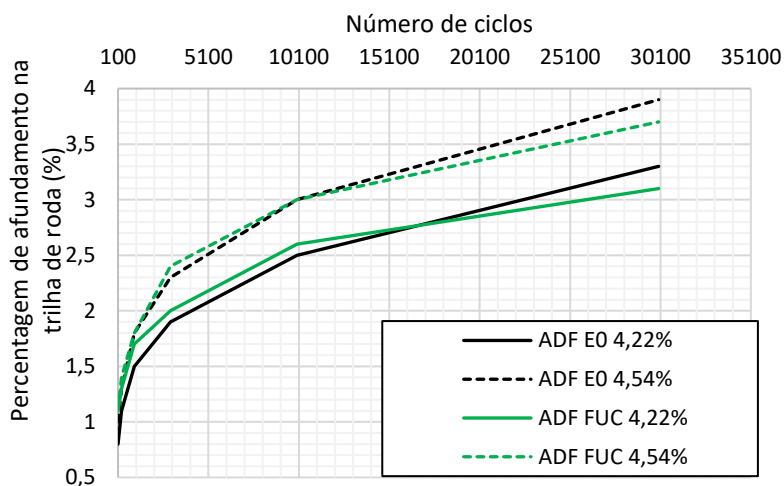
Apesar dos gráficos na escala logarítmica ser amplamente utilizada para plotar os dados da porcentagem da deformação permanente pelo número de ciclos, como está representado pela Figura 8.10, a Figura 8.11 apresenta esses valores em um gráfico linear, com a única finalidade de possibilitar uma melhor distinção das curvas para facilitar uma melhor compreensão dos dados para os leitores.

Figura 8.10 – Evolução do afundamento ADF FUC e ADF E0 (loglog)



Fonte: Autor

Figura 8.11 - Evolução afundamento ADF FUC e ADF E0 (linear)



Fonte: Autor

Através da Figura 8.11 é possível observar as porcentagens referentes às deformações da mistura ADF E0 iniciam inferiores às apresentadas pela mistura ADF FUC. Entretanto, pela regressão obtida pelos valores registrados, verifica-se que para o teor de 4,22% de CAP

essa transição ocorre aproximadamente após 16.000 ciclos, enquanto para o teor de 4,54% ocorre após os 10.000 ciclos.

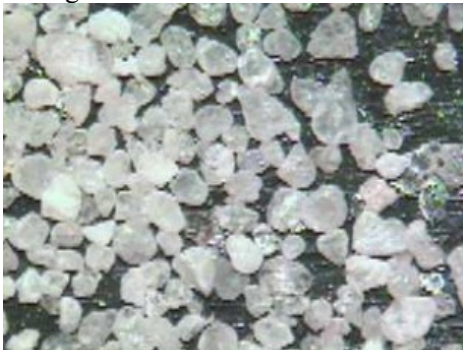
Como foi constatado na PCG, a ADF FUC apresentou uma habilidade de compactação superior ao da ADF E0, devido aos granulares da primeira possuírem dimensões reduzidas, quando comparados com as da segunda. Nesse sentido, foi observado no decorrer dos ensaios que a mistura ADF FUC obteve uma densificação maior do que a mistura ADF E0 durante o andamento do ensaio, o que pode ter lhe conferido uma resistência final levemente superior.

Entretanto, constata-se que a diferença dos resultados da deformação permanente após os 30.000 ciclos é irrisória entre as misturas com ADF. Logo, através do comportamento analisado durante o ensaio, foi verificado que, uma vez a mistura foi bem conformada, o tipo da amostra de ADF tem se mostrado indiferente ao processo de deformação permanente.

Os dados obtidos referentes às deformações permanentes de misturas asfálticas que possuam aproximadamente 9% de sua massa total composta por ADF são muito promissores, quando comparados a outros trabalhos cujos autores utilizaram areia convencional, ao invés de ADF.

O trabalho mais próximo dos parâmetros utilizados nessa pesquisa foi o de Barra (2005), que empregou a mesma granulometria aplicada nesse estudo, entretanto substituiu os granulares britados por areia natural de cava nas frações retidas nas peneiras de abertura 0,6; 0,3 e 0,15mm, correspondendo à aproximadamente 16% da massa total de mistura asfáltica composta com 5,5% de CAP. A percentagem de afundamento de trilha de rodas dessas misturas após os 30.000 ciclos no equipamento de trilha de roda tipo LPC foi de 9,24%.

Figura 8.12 - Areia natural de cava



Fonte: Barra (2005, p. 84)

É possível observar a diferença entre as texturas lisa e o formato arredondado da areia natural de cava utilizadas por Barra (2005), apresentada na Figura 8.12, quando comparado ao formato ora arredondado, ora subangular, e a microtextura áspera devido à adesão de resíduos provenientes dos processos de fundição em ambas as ADF empregadas nesse trabalho (Figuras 6.11 a 6.14).

De maneira geral, é possível verificar tanto na Tabela 8.4, quanto no gráfico representado pela Figura 8.7, que a substituição da parte fina de agregado granítico por ADF não resultou em um aumento significativo no afundamento na trilha de roda. Isso indica que, pelos dados obtidos nessa pesquisa, o arranjo granulométrico exerce uma maior influência sobre o fenômeno de afundamento na trilha de roda, quando com parada a outros fatores, como o formato e asperidade dos granulares.

Foi observado também que o acréscimo de CAP também resultou em um aumento do afundamento na trilha de roda, entretanto não de maneira significativa. De fato, o aumento demasiado de ligante asfáltico induziria à uma deformação permanente excessiva, entretanto essa dosagem elevada já seria reprovada no próprio ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG).

A Figura 8.13 apresenta uma placa, de cada par confeccionado, das misturas asfálticas analisadas pelo equipamento de trilha de roda tipo LPC. Já a Figura 8.14 e 8.15 mostram as placas com o mesmo teor de ligante asfáltico das 3 (três) misturas asfálticas avaliadas.

Figura 8.13 - Amostras ensaiadas no ensaio de Deformação Permanente



Fonte: Autor

Figura 8.14 - Misturas asfálticas com 4,22% de ligante asfáltico



Fonte: Autor

Figura 8.15 - Misturas asfálticas com 4,54% de ligante asfáltico



Fonte: Autor

É importante salientar que esses percentuais admissíveis são definidos conforme o eixo padrão estipulado pelo método de dimensionamento francês, que é de 130kN, logo sendo superior ao 82kN preconizado pelo DNIT (2006a). Logo pode-se afirmar que essas misturas asfálticas foram aprovadas em ensaios que simulam condições mais severas que as encontradas no Brasil.

O ensaio de deformação permanente é o único representante do Nível 2 da metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas novas, e também é o último passo que integra o chamado “nível empírico” desse método. Após a aprovação desse nível, as misturas que tem um caráter funcional já são aptas, do ponto de vista laboratorial, a serem implementadas em campo, geralmente em camadas superficiais, como a de rolamento e de ligação.

Dentre essas misturas se destacam: “*Béton Bitumineux Mince - BBM*”; “*Béton Bitumineux Très Mince - BBTM*”; e “*Béton Bitumineux*”

Semi-Grenus - BBSG”, que é a que foi selecionada para as análises devido à sua grande semelhança com a mistura formulada nesse trabalho.

Em um contexto local, a categorização desse material em Classe 3 possibilita o uso dessas misturas asfálticas como camadas superficiais em vias urbanas e rodovias situadas na região de Joinville/SC que possuam elevado tráfego de veículos comerciais, como caminhões que transportam produtos às diversas indústrias da região, bem como os diversos corredores de ônibus espalhados pela cidade.

8.5 ENSAIO DE ALTURA DE MANCHA DE AREIA

O emprego de microesferas de vidro para realizar esse ensaio se deu devido à sua disponibilidade no LTP-EPUSP e pelo fato de ter seu uso já consagrado em alguns estudos de avaliação de macrotexturas no âmbito nacional. Em cada placa de deformação permanente foram efetuadas 3 (três) círculos espalhados de microesfera de vidro, consistindo em uma no centro e as outras duas em cada uma das extremidades da placa. Para cada círculo foram realizados 4 (quatro) medições em diferentes direções, resultando em um total de 12 (doze) medições para cada placa. O resultado desse ensaio se encontra de maneira resumida na Tabela 8.6.

Tabela 8.6 - Resultado do ensaio de Altura de Mancha de Areia (HS)

Mistura asfáltica	Teor de ligante (%)	Altura da mancha de areia (mm)
ADF E0	4,22	1,09
	4,54	0,85
ADF FUC	4,22	0,94
	4,54	0,81
Convencional	4,22	1,14
	4,54	1,01
	4,86	0,86

Fonte: Autor

O único documento normativo nacional que dispõe de valores normativos para esse ensaio é o DNIT 112/2009, referente à especificação de serviço de misturas asfálticas com asfalto-borracha, via úmida, do tipo “*Terminal Blending*”. Nesse documento é citado que para análise da

macrotextura do pavimento os resultados do ensaio de mancha de areia devem estar entre 0,6 a 1,2 (DNIT, 2009), cujos valores são os mesmos da classificação proposta por Pasquet (1968).

De acordo com Pasquet (1968), apresentado na Tabela 7.1 todas as misturas asfálticas analisadas podem ser classificadas como portadoras de uma textura superficial grossa, pelo fato dos valores obtidos através das medições terem resultados valores intermediários entre 0,8 a 1,2m. Ainda conforme a Tabela 7.1, esses valores indicam que a macrotextura superficial obtida por essas misturas asfálticas permitem a sua aplicação em vias rápidas, cujas velocidades podem ser superiores a 120km/h.

Através desse Equação 7.8 que determina a altura de mancha de areia, observa-se que como o valor médio do diâmetro está no denominador da equação, então quanto maior for o diâmetro, menor será o resultado calculado de altura de mancha de areia (HS). Pela Tabela 8.6 verifica-se que com o aumento do teor de ligante foi reduzindo o valor de HS, ou seja, os diâmetros da superfície foram crescendo, o que indica uma superfície menos rugosa.

Apesar de ser um teste simples para caracterizar a superfície de misturas asfálticas, o método não consegue identificar a forma das macrotexturas, já que é possível obter os mesmos resultados para diferentes formas de rugosidade. Além disso, para superfícies lisas, onde as dimensões dos grãos de areia se aproximam da magnitude da espessura da macrotextura superficial, o método de mancha de areia se torna impreciso (MOMM, 1998).

É possível observar na Tabela 8.6 que os resultados de mancha de areia (HS) obtidos para misturas asfálticas apresentaram uma sensibilidade relativa, já que houveram variações formidáveis entre as misturas asfálticas. Isso indica que as superfícies acabadas das misturas asfálticas avaliadas apresentam uma rugosidade satisfatória, o que aumentou a precisão dos valores obtidos nesse procedimento laboratorial.

De acordo com Barra (2009), essas classes foram definidas em um contexto que não condiz com a realidade nacional, já que os índices pluviométricos brasileiros são significativamente superiores aos franceses. Portanto, uma avaliação mais aprofundada da nossa realidade se faz necessário para um melhor enquadramento dos resultados desses ensaios para a realidade brasileira.

Além disso, desde a apresentação dessa classificação na década de 60 até os dias atuais, tem se observado avanços consideráveis referentes às tecnologias de acessórios automotivos, como freios e pneus. Essas tecnologias diferem a interação pneu/pavimento e até mecanismos de freios mais eficientes quanto comparado há décadas atrás. Logo, uma

atualização dessa classificação faz-se necessária perante a evolução encontrada nos dias de hoje.

8.6 ENSAIO DE DRENABILIDADE

O ensaio de Drenabilidade foi realizado com um drenômetro de dimensões diferentes, entretanto os procedimentos adotados foram os mesmos da norma francesa AFNOR NF P 98-254-3 (1993). Esses ensaios foram realizados também sobre as placas de deformação permanente, onde para cada uma foram realizadas 3 (três) leituras, nos mesmos locais aferidos no ensaio de altura de mancha de areia.

Os resultados apresentados pela Tabela 8.7 indicam que quanto maior for o teor de ligante, maior será o tempo que levará para a superfície asfáltica escorrer um determinado volume de água por entre seus canais, criados em função da macrotextura superficial da mistura asfáltica.

Observando os resultados na Tabela 8.7 é possível observar uma variação ínfima entre os tempos de escoamento superficial das misturas asfálticas, indicando uma baixa sensibilidade desse ensaio para a condição superficial acabada das misturas asfálticas analisadas. Fato esse confirma a característica rugosa superficial constatada no ensaio de mancha de areia, já que a precisão desse ensaio é inversamente proporcional a rugosidade da superfície analisada.

Constatou-se que o aumento do teor de ligante resultou em uma redução da macrotextura superficial das misturas asfálticas, tornando as superfícies mais lisas, o que gerou um aumento do tempo de escoamento superficial do volume de água contido inicialmente no cilindro. Nesse sentido, observa-se que os resultados obtidos nesse procedimento estão em consonância com os apresentados pelo ensaio de altura de mancha de areia (HS), onde o aumento da dosagem de ligante asfáltico conduziu à uma redução dos valores de HS, indicando uma redução da rugosidade da superfície analisada.

Tabela 8.7 - Resultado do ensaio de Drenabilidade

Mistura asfáltica	Teor de ligante (%)	Drenabilidade (tempo de escoamento superficial)
ADF E0	4,22	01"91
	4,54	02"30
ADF FUC	4,22	01"74
	4,54	03"02
Convencional	4,22	02"48
	4,54	03"19
	4,86	03"82

Fonte: Autor

O resultado obtido por esse método mostra que o tempo de escoamento da água superficial que incide sobre a superfície da mistura asfáltica fabricada é relativamente curto, o que pode ser favorável para evitar o surgimento de zonas de acúmulo de água que possa resultar na hidroplanagem de veículos na via.

De acordo com Momm (1998), esse método é apenas um indicativo da rugosidade superficial do pavimento através de sua capacidade de drenar águas superficiais, entretanto não avalia o formato e nem a distribuição espacial das saliências que podem interagir de maneiras distintas com os pneumáticos.

9 CONCLUSÃO

A realização dos ensaios laboratoriais apresentados no início desse trabalho, bem como uma revisão bibliográfica que proporcionou um embasamento teórico fundamental para as mais diversas decisões que tiveram que ser tomadas ao longo dessa trajetória, possibilitou o atingimento integral do objetivo geral, bem como de todos os objetivos específicos propostos.

O emprego da metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas resultou na necessidade de correlacionar as misturas asfálticas estudadas por uma das diversas especificadas por documentos normativos, já que cada tipo de mistura asfáltica fixam os ensaios laboratoriais necessários a serem realizados. Nesse caso, a curva granulométrica da mistura *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) 0/14mm foi a que mais se assemelhou à granulometria densa determinada pela Equação de Fuller-Talbot para as misturas asfálticas estudadas.

No ensaio de Prensa de Compactação Giratória (PCG) foi constatado que a incorporação da ADF resultou em uma maior habilidade de compactação, quando comparada às misturas asfálticas convencionais. Dentre as ADF, a ADF FUC obteve uma menor percentagem de vazios, o que pode ser explicado em função das dimensões de suas partículas serem relativamente inferiores quando comparadas às da ADF E0, o que facilita o preenchimento de vazios entre os granulares maiores, aumento assim a densificação das misturas asfálticas com ADF FUC. As misturas asfálticas com teor de ligante asfáltico de 4,86% de ligante de ambas as ADF apresentaram uma percentagem de vazios inferior ao estipulado pela norma para as misturas BBSG 0/14mm, logo estas 2 (duas) misturas asfálticas foram eliminadas da análise.

Apesar de todas as 7 (sete) misturas asfálticas restantes terem obtido resultados satisfatórios no ensaio de Duriez, verificou que a incorporação de ADF aumentou significativamente o efeito da influência da ação deletéria da água nas misturas asfálticas analisadas. O fato desses resultados estarem próximos ao limite é preocupante, já que foram advindos de procedimentos laboratoriais, onde cada um dos processos é realizado com um elevado rigor, que só é possível de se obter em um ambiente controlado.

Fato esse que dista da realidade encontrada em usinas de asfalto e, principalmente na implantação desses materiais em obras rodoviárias, onde a presença dos mais diversos fenômenos sobre as misturas asfálticas pode influenciar negativamente sua qualidade, podendo conduzir as camadas de mistura asfáltica com ADF à uma degradação precária devido

à ação deletéria da água. Um outro agravante desse ensaio está na temperatura utilizada ser relativamente inferior às observadas nas mais diversas regiões do Brasil ao longo do ano, o que torna esse procedimento laboratorial muito brando, quando comparada severidade que esse fenômeno exerce sobre as misturas asfálticas aplicadas no Brasil.

O ensaio de Altura de mancha de areia e o de Drenabilidade apresentaram resultados análogos referentes às macrotexturas superficiais das misturas asfálticas compactadas por amassamento, ou seja, de maneira similar à observada em campo. A textura rugosa constatada por esses ensaios indica que a superfície da camada das misturas asfálticas analisadas resulte em uma boa aderência pneu-pavimento. Além disso, o curto tempo de escoamento da água indica a baixa incidência de zonas de acúmulo de água, reduzindo assim os riscos relacionados à hidroplanagem dos veículos.

O ensaio de Deformação permanente mostrou que a substituição parcial dos granulares finos graníticos por ADF resultou em um aumento no afundamento na trilha de roda. O fato do afundamento na trilha de roda em todas as misturas asfálticas terem sido inferiores a 5%, indica que esses materiais podem ser classificadas como BBSG 0/14mm Classe 3, ou seja, podem ser empregados em situações que são previstos elevadas solicitações provenientes do tráfego, bem como elevadas temperaturas.

Como os ensaios previstos para o tipo de mistura BBSG vai até o nível 2 da metodologia francesa, ou seja, até o ensaio de Deformação permanente, pode-se constatar que as misturas asfálticas confeccionadas estão aptas, no ponto de vista laboratorial, à serem empregadas como camada de rolamento ou de ligação, seja em vias urbanas ou em rodovias, na região de Joinville/SC.

Como indicação para trabalhos futuros, apesar dos ensaios fundamentais do critério francês de formulação de misturas asfálticas relacionados ao módulo complexo (Nível 3) e resistência à fadiga (Nível 4) não serem previstos para misturas do tipo BBSG, o autor indica a realização desse ensaio

Como indicação para trabalhos futuros, apesar dos ensaios de módulo complexo e de resistência à fadiga, que compreendem os chamados ensaios fundamentais da metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas novas, não serem previstos para a mistura BBSG, o autor indica a execução desses ensaios, pelo fato dos ótimos resultados obtidos até então, com o intuito de se obter dados que podem ser utilizados para o dimensionamento de estruturas de pavimento com esses materiais.

Além dos processos usuais, recomenda-se também a adoção dos procedimentos descritos no trabalho de Barra (2009), onde os ensaios de módulo complexo e de fadiga foram realizados tanto a seco, quando em imersão total na água, bem como em condicionamento alternado, entre imersão na água e secagem dos corpos de prova na estufa a 60°C. Essa indicação é fruto dos resultados obtidos no ensaio de Duriez, onde mostrou claramente que a adição de ADF na mistura asfáltica tornou a mesma mais sensível à ação deletéria da água. Logo os 2 (dois) ensaios dos níveis superiores da metodologia francesa forneceria dados que pudessem resultar em conclusões mais precisas sobre a real influência que a ADF exerce no comportamento mecânico de misturas asfálticas densas.

E finalmente, como já foi descrito nos trabalhos de Carnin (2008) e Costa (2008), realizar um trecho experimental, cuja camada de rolamento ou de ligação seja composta por mistura asfáltica com ADF estudada, onde poderá ser realizado tanto análises ambientais no entorno do pavimento, bem como toda a instrumentação na estrutura rodoviária, que permitirá avaliar o comportamento mecânico desse material ao longo de todo o seu período de projeto.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AFIRMA Engenharia Viária. **Resumo de projeto de mistura para CAUQ**. 13 p. 2005. Disponível em: <<http://www.geocities.ws/pavimentacao2005/Proj-FaixaC.DNIT.pdf>>. Acesso em: 20 nov.2018.

AHMAD, J. *et al.* **Rutting Evaluation of Dense Graded Hot Mix Asphalt Mixture**. Institute of Infrastructure Engineering and Sustainable Management (IIESM), Faculty of Civil Engineering, University Technology MARA, 40450, Shah Alam, Malasia. 2011.

ALI. B. **Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées** : application à l'analyse de l'orniérage. 2006. 113 p. Tese (Doutorado). Université des sciences et technologies de Lille. Lille, 2006.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – **AASHTO T283/1989**. Resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage.

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

ALVEZ, B. S. Q. **Estudo da viabilidade ambiental das areias descartadas de fundição**. 2012. 183 p. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental, Departamento de Engenharia Sanitária e Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2012.

ALI, B. **Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées** : application à l'analyse de l'orniérage. 2016, 113 p. Tese (Doutorado). Ecole Polytechnique Universitaire de Lille. Lille, 2016

ANDRADE, V. D. **Influência da formulação de esqueletos minerais na deformação permanente de misturas de concreto asfáltico densas**. 2018, 167 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2018.

ASPHALT INSTITUTE. **Glossary of Terms**. Disponível em: <<http://www.asphaltinstitute.org/engineering/glossary-of-terms/>>. Acesso em: 26 nov.2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE FUNDIÇÃO (ABIFA). **Anuário 2016**: Guia ABIFA de fundição. 2016. 196 p. São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE FUNDIÇÃO (ABIFA). **Desempenho da produção em março/2018**. 2018. 22 slides.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). **NBR 10.004/2004**. Resíduos sólidos – Classificação. Rio de Janeiro, 2004, 71 p. Disponível em: <http://www.ccs.ufrj.br/images/biosseguranca/CLASSIFICACAO_DE_RESIDUOS_SOLIDOS_NBR_10004_ABNT.pdf>. Acesso em: 02 set.2018.

_____. **NBR 7809/2008**. Agregados graúdo – Determinação do índice de forma pelo método do paquímetro – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2008, 3 p. Disponível em: <<http://www.abntcolecao.com.br/java/viewnormajava.aspx?Q=75F9E3C9C0ACBA782D4CCB7D9A9579F25BA892896089FDFB&Req=>>>. Acesso em: 03 set.2018.

_____. **NBR 15.702/2009**. Areia descartada de fundição – Diretrizes para aplicação em asfalto e em aterro sanitário. Rio de Janeiro, 2009, 8 p. Disponível em: <<http://www.abntcolecao.com.br/java/viewnormajava.aspx?Q=D0C986B5822B1B0C4541D041904C306BB0636012AFF9FFBB&Req=>>>. Acesso em: 02 set.2018.

_____. **NBR 15785/2010**. Misturas asfálticas a quente – Utilização da aparelhagem Marshall para preparação dos corpos-de-prova com diferentes dimensões e aplicações. Rio de Janeiro, 2010, 7 p. Disponível em: <<http://www.abntcolecao.com.br/java/viewnormajava.aspx?Q=48BF4C9A7BCC9C65F15EF2E4EC97212A9EFC3ED977242E4E&Req=>>>. Acesso em: 13 maio2016

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (AFNOR). **NF EN 13108-1, 2007**. Mélanges bitumineux – Spécifications des matériaux, Partie 1 : Enrobés bitumineux. 2007. 56 p.

_____. **NF P 98-250-2, 1991.** Essais Relatifs aux Chaussées – Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 2 : Compactage des Plaques. 1991.

_____. **NF P 98-251-1, 1995.** Préparation des Mélanges Hydrocarbonés : Essai de Duriez. 1995.

_____. **NF P 98-252, 1999.** Essai Relatifs aux Chaussées : Essai à la presse à cisaillement giratoire PCG. 1999. 15 p.

_____. **NF P 98-253-1, 1993.** Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 1 : Essai d’Orniérage. 1993.

_____. **NF P 98-261-1, 1993.** Essais Relatifs aux Chaussées : Détermination de la Résistance en Fatigue des Mélanges Hydrocarbonés – Partie 1 : Essai par Flexion a Flèche Constante. 1993.

_____. **NF P 98-261-2, 1992.** Essai Relatifs aux chaussées, Mesure dese Caractéristiques Rhéologiques des Mélanges Hydrocarbonés – Partie 2 : Détermination du Module Complexe par Flexion Sinusoïdale. 1992.

_____. **NF P 98 254-3, 1993.** Mesure de Propriétés Liées à la Perméabilité des Matériaux des Mélanges Hydrocarbonés – Partie 3 : Essai au Drainomètre de Chantier. 1993.

_____. **NF P 98 216-1, 1993.** Mesure de Propriétés Liées à la Texture des Mélanges Hydrocarbonés : Essai de Mesure de la Hauteur au Sable. 1993. -- p.

_____. **NF P 18-559, 2005.** Mode Opératoire de la mesure de masse volumique de granulats. 2005.

_____. **NF EN 12697-5, 2003.** Mélanges Bitumineux, Méthodes d’Essai por Mélange Hydrocarboné à Chaud – Partie 5 : Masse Volumique Maximale (Masse Volumique Réelle) des Matériaux Bitumineux. Norme Européene. 2003.

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

_____. **Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de misturas asfálticas densas**. 2009, 327 p. Tese (Doutorado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC), Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2009.

BARRA, B. S. *et al.* Diretrizes para a formulação e avaliação do comportamento mecânico de misturas asfálticas. **Revista Pavimentação**, Ano V, Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV), v. 17, p. 38-58, 2010.

BRADASCHIA, C. *et al.* **Fundição de ligas não ferrosas**. 3. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Metais (ABM), 1971.

BERNUCCI, L. B., *et al.* **Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros**. 1. ed. 3. reimpressão. Rio de Janeiro: PETROBRAS: Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos (ABEDA), 2010, p. 504.

BINA, P. *et al.* **Metodologia de análise e aprovação de utilização de rejeitos industriais na construção civil: Estudo de caso de areia de fundição de descarte para pavimentação**. Monobeton Soluções Tecnológicas Ltda, Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A. – ITP. São Paulo, 2000.

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

BONET, I. I. **Valorização do resíduo de areia de fundição (RAF)**. Incorporação nas massas asfálticas do tipo C.B.U.Q. 2002. 126 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção, Departamento de Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2002.

BRASIL. Decreto n. 50.903, de 3 de julho de 1961. Dispõe sobre o peso máximo permissível dos veículos para tráfego nas vias públicas. Brasília: Câmara dos Deputados, 1961. Disponível em: <<http://www2.camara.leg.br/legin/fed/decret/1960-1969/decreto-50903-3-julho-1961-390776-publicacaooriginal-1-pe.html>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. Decreto n. 62.127, de 16 de janeiro de 1968. Aprova o Regulamento do Código Nacional de Trânsito. Brasília: Casa Civil: Subchefia para assuntos jurídicos, 1968. Disponível em: < http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/decreto/Antigos/D62127.htm>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. Decreto n. 98.933, 7 de fevereiro de 1990. Altera dispositivos do Regulamento do Código Nacional de Trânsito, e dá outras providências. Brasília: Casa Civil: Subchefia para assuntos jurídicos, 1990. Disponível em: < http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/decreto/D98933.htm>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. Lei n. 7.408, de 25 de novembro de 1985. Permite a tolerância de 5% (cinco por cento) na pesagem de carga em veículos de transporte. Brasília: Casa Civil: Subchefia para assuntos jurídicos, 1985. Disponível em: < http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/LEIS/L7408.htm>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. Lei n. 12.305, de 02 de agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos. Brasília: Casa Civil: Subchefia para assuntos jurídicos, 2010. Disponível em: <http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12305.htm>. Acesso em: 13 ago.2018.

BROSSEAUD, Y.; DELORME, J. L. ; HIERNAUX, R. **Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting**. 1993. Transport Research Board 1384. Disponível em: < <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1993/1384/1384-008.pdf>>. Acesso em: 28 nov.2018.

CARNIN, R. L. P. **Reaproveitamento do resíduo de areia verde de fundição como agregado em misturas asfálticas**. 2008. 131 p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-graduação em Química, Departamento de Química, Universidade Federal do Paraná. Curitiba, 2008.

CASOTTI, B. P.; BEL FILHO, E.; CASTRO, P. C. Indústria de fundição: situação atual e perspectivas. **BNDS setorial**, n. 33, mar. 2011, p. 121-162, 2011.

CASTAÑEDA, E. **Contribution de Methodes Non Destructives a l'Evaluation de l'Effet de l'Eau sur les Enrobés Bitumineux**. 2004. 116 p. Tese (Doutorado). Université de Nantes. Nantes, 2004.

CHESNER, W. H.; COLLINS, R. J.; MACKAY M. H. **User guidelines for waste and by-product materials in pavement construction**. 1998. 686 p. Federal Highway Administration (FHWA). McLean. 1998.

COMISSÃO DE ESTUDOS DE MATÉRIA-PRIMAS (CEMP). **Processo de moldagem em areia verde**. Fundação e Matérias-Primas – Caderno Técnico, 13. ed, São Paulo, jun./ago. 1996.

COLLINS, R. J.; CIESIELSKI, S. K. **Recycling and use of waste materials and by-products in highway construction**. National Cooperative Highway Research Program. Transport Research Board: National Academy Press. Washington D.C. 1994.

COMPANHIA DE TECNOLOGIA DE SANEAMENTO AMBIENTAL DO ESTADO DE SÃO PAULO (CETESB). **Decisão da diretoria nº152/2007/C/E**. Procedimentos para gerenciamento de areia de fundição. São Paulo, 15 p. ago. 2007. Disponível em: <residuossolidos.cetesb.sp.gov.br/wp-content/uploads/sites/36/2013/11/20100621111349_14c906d046b6f3c904a8e859375107c5.pdf>. Acesso em: 02 set.2018.

CONSELHO ESTADUAL DO MEIO AMBIENTE DE SANTA CATARINA (CONSEMA). **CONSEMA Nº262/2013**. Estabelece as diretrizes sobre a utilização das Areias Descartadas de Fundição – ADF e adota outras providências. Florianópolis, 12 p., set.2013. Disponível em: <<http://www.sds.sc.gov.br/index.php/biblioteca/consema/legislacao/resolucoes/432-resolucao-consema-no-262013/file>>. Acesso em: 02 set.2018.

CHEGATTI, S. **Estudo da influência da bentonita presente nas areias descartadas de fundição na contaminação do solo e águas subterrâneas**. 2012. 146 p. Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2012.

COLAS. **Essai à l apresse à cisaillement giratoire norme NF EN 12697-31**. 1 p. 2006. Disponível em: <https://www.colas.com/fichiers/fckeditor/File/pdf/mesure_essai/35-colas.pdf>. Acesso em: 26 nov. 2018.

COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS – CPRM. **GeoSGB**. 2018. Disponível em: <<http://geowebapp.cprm.gov.br/ViewerWEB/>>. Acesso em: 12 nov.2018.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT). **Boletim Estatístico** – CNT – JULHO 2018. Brasília, 2018. Disponível em: < <http://cms.cnt.org.br/Imagens%20CNT/BOLETIM%20ESTAT%20C3%8DSTICO/BOLETIM%20ESTAT%20C3%8DSTICO%202018/Boletim%20Estat%20C3%8DSTICO%20-%202007%20-%202018.pdf>>. Acesso em: 30 ago.2018.

_____. **Conheça os 13 principais defeitos do pavimento das rodovias.** 2018. Disponível em: < <http://www.cnt.org.br/imprensa/noticia/conheca-principais-defeitos-pavimento>>. Acesso em: 28 nov.2018.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). **Resolução n. 102**, 31 de agosto de 1999. Dispõe sobre a tolerância máxima de peso bruto de veículos. Brasília, 1999a. Disponível em: <<https://www legisweb.com.br/legislacao/?id=96710>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 104**, 21 de dezembro de 1999. Dispõe sobre a tolerância máxima de peso bruto de veículos. Brasília, 1999b. Disponível em: < <https://www legisweb.com.br/legislacao/?id=96708>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 114**, 5 de maio de 2000. Acrescentar parágrafo único ao artigo 4º da Resolução 104/99 - CONTRAN. Brasília, 2000. Disponível em: < <https://www legisweb.com.br/legislacao/?id=97096>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 164**, 10 de setembro de 2004. Acrescentar parágrafo único ao art. 1º da Resolução CONTRAN nº68/99. Brasília, 2004. Disponível em: < <https://www legisweb.com.br/legislacao/?id=100965>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 211**, 13 de novembro de 2006. Requisitos necessários à circulação de Combinações de Veículos de Carga – CVC, a que se referem os arts. 97, 99 e 314 do Código de Trânsito Brasileiro - CTB. Brasília, 2006. Disponível em: < http://www.carvaomineral.com.br/abcm/meioambiente/legislacoes/bd_carboniferas/transporte/resolucao_contran_%20211-2006.pdf>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 489**, 5 de junho de 2014. Altera os artigos 5º e 9º da Resolução nº258, de 30 de novembro de 2007, do Conselho Nacional

de Trânsito – CONTRAN, que regulamenta os artigos 231 e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Brasília, 2014. Disponível em: < <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=271183>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 526**, 29 de abril de 2015. Referenda a Deliberação nº142 de 17 de abril de 2015 que dispõe sobre a alteração da Resolução CONTRAN nº211, de 13 de novembro de 2006, e da Resolução CONTRAN nº258, de 30 de novembro de 2007 e revoga a Resolução CONTRAN nº489 de 05 de junho de 2014. Brasília, 2015a. Disponível em: < <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=284045>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 565**, 25 de novembro de 2015. Altera a Resolução CONTRAN nº62, de 21 de maio de 1998. Brasília, 2015b. Disponível em: < <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=310539>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 640**, 14 de dezembro de 2016. Altera a Resolução CONTRAN nº211, de 13 de novembro de 2006, que estabelece requisitos necessários para circulação de Combinações de Veículos de Carga (CVC). Brasília, 2016. Disponível em: < <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=333460>>. Acesso em: 24 nov.2018.

_____. **Resolução n. 172**, 5 de setembro de 2018. Suspender, até julgamento do processo judicial nº5015014-20.2018.4.03.6100, as Resoluções CONTRAN nº640m de 14 de dezembro de 2016, e nº663, de 19 de abril de 2017. Brasília, 2018. Disponível em: < <https://www.legisweb.com.br/legislacao/?id=367229>>. Acesso em: 24 nov.2018.

CORTÉ, J. F. *et al.* **Investigation of rutting of asphalt surface layers: Influence of binder and axle loading configuration**. p. 28-37. National Research Council. Transport Research Board 1436, National Academy Press. Washington. 1994. Disponível em: < <http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1994/1436/1436.pdf>>. Acesso em 27 nov.2018.

COSTA, C. J. B. **Mistura asfáltica com o uso de areia de fundição de ferro descartada**. 2008. 214 p. Dissertação (Mestrado), Engenharia de Transportes, Instituto Militar de Engenharia (IME). Rio de Janeiro, 2008.

COSTA, C.; PINTO, S; VENTORINI L. A. Misturas asfálticas com o uso de areia de fundição de ferro descartada. **38º Reunião anual de pavimentação (RAP)/12º encontro nacional de conservação rodoviária (ENACOR)**. Manaus, 2007.

COUINHO NETO, B. **Avaliação de reaproveitamento de areia de fundição como agregado em misturas asfálticas densas**. 2004. 271 p. Tese (Doutorado) Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2004.

CURTIS, C. W. **Investigation of asphalt-aggregate interactions in asphalt pavements**. American Chemical Society, Fuel, 37, p. 1292 – 1297. 1992.

CURTIS, C. W; LYTTON, R. L; BRANNAN, C. J. **Influence of aggregate chemistry on the Adsorption and Desorption of asphalt**. 1992. 9 p. Auburn University, Alabama, 1992. Disponível em: <<http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/tr/1992/1362/1362-001.pdf>>. Acesso em: 25 nov.2018.

DEPARTAMENTO ESTADUAL DE INFRAESTRUTURA – ESTADO DE SANTA CATARINA (DEINFRA-SC) **DEINFRA/ES/P/05/2016**. Especificações gerais para obras rodoviárias. Florianópolis, 2016, 14 p. Disponível em: <http://www.deinfra.sc.gov.br/jsp/relatorios_documentos/doc_tecnico/download/engenharia_rodoviaria/ES%20-%20P%20-05-16%20-%20CAUQ.pdf>. Acesso em: 03 set.2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (DNER). **DNER – ME 035/1998**. Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, 1998, 6 p. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dner-me035-98.pdf>>. Acesso em: 03 set.2018.

_____. **DNER – ME 078/1994**. Agregados graúdo – adesividade a ligante betuminoso. Rio de Janeiro, 1994, 3 p. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dner-me078-94.pdf>> Acesso em: 03 set.2018.

_____. **DNER – ME 081/1998.** Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. Rio de Janeiro, 1998, 6 p. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dner-me081-98.pdf>>. Acesso em: 03 set.2018.

_____. **DNER – ME 085/1994.** Material finamente pulverizado – determinação da massa específica real. Rio de Janeiro, 1994, 4 p. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dner-me085-94.pdf>>. Acesso em: 03 set.2018.

_____. **DNER – ME 089/1994.** Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro, 1994, 6 p. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dner-me089-94.pdf>>. Acesso em: 03 set.2018.

_____. **DNER – ME 194/1998.** Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Rio de Janeiro, 1998, 4 p. Disponível em: <<http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/meetodo-de-ensaio-me/dner-me194-98.pdf>>. Acesso em: 13 maio2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de pavimentação.** 3. ed. Rio de Janeiro. Publicação Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) – 719. 2006a. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf>. Acesso em: 31 ago.2018.

_____. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos.** Rio de Janeiro. Publicação Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) – 720. 2006b. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/..%5Carquivos_internet%5Cipr%5Cipr_new%5Cmanuais%5CManual_de_Restauracao.pdf>. Acesso em: 31 ago.2018.

_____. **DNIT – ES 031/2006.** Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de serviços. Rio de Janeiro, 2006c, 14 p. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/especificacao-de-servicos-es/dnit031_2006_es.pdf>. Acesso em: 03 set.2018.

_____. **DNIT – ES 112/2009**. Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” – Especificação de serviço. Rio de Janeiro, 2009, 13 p. Disponível em: <http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-manuais/normas/especificacao-de-servicos-es/dnit112_2009_es.pdf>. Acesso em: 03 set.2018.

DONGMO-ENGELAND, B.J. **Caractérisation des déformations d’orniérage des chaussées bitumineuses**. 2005. 302 p. Tese (Doutorado), École Doctorale des Sciences pour l’Ingénieur de Lyon, École Nationale des Travaux Publics de l’État. L’Institute National des Sciences Appliquées de Lyon. Lyon, 2005. Disponível em: <<http://theses.insa-lyon.fr/publication/2005ISAL0020/these.pdf>>. Acesso em: 20 nov.2018.

EUROBITUME. **Les structures des chaussées bitumineuses**. 2013. Revista Bitume.info. n. 3. pp.18-20. Disponível em: <https://www.eurobitume.eu/public_downloads/Magazines/Bitume_info_Numero_Special_3.pdf>. Acesso em: 29 nov.2018.

GENET. **Valorisation des sables de fonderie en technique de chaussées** : Étude de faisabilité. 15 p. Compte rendu d’étude du LRPC de Autun. 1996.

GRUMAUX, J. ; HIERNAUX, R. **Utilisation de l’orniéreur lpc**. 1977. Bulletin de liaison du Laboratoire des Ponts et Chaussées, n. 5. pp. 165-172.

FÜLLER, W. B.; THOMPSON, S. E. **The laws of proportioning concrete**. Transactions of the American Society of Civil Engineers. v. 59. p. 67-172. Nova York: American Society of Civil Engineers, 1907. Disponível em: <<https://archive.org/details/transactionsofam59amer/page/n5>>. Acesso em: 22 nov.2018.

HAMLAT, S. **Étude de la résistance des revêtements routiers aux sollicitations tangentielles**. 2007. 178 p. Tese (Doutorado), École Doctorale Mécanique, Thermique et Génie Civil, École Centrale de Nantes et Université de Nantes. Nantes, 2007.

HECK, J. V. **Modélisation des déformations réversibles et permanents des enrobés bitumineux** – Application à l’orniérage des chaussées. Tese

(Doutorado). 230 p. École Doctorale Mécanique, Thermique et Génie Civil de Nantes, Université de Nantes. Nantes, 2001.

HERMANN, M.; REINERT, M. I.; DUARTE, I. R. **Processo areia a verde**. Blumenau: Nova Letra Gráfica e Editora, 2014.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **O Brasil em Síntese**. Disponível em: <<https://cidades.ibge.gov.br/brasil/sc/joinville/panorama>>. Acesso em: 10 nov.2018.

JAVED, S. **Use of waste foundry sand in highway construction**. Interim Report, Joint Highway Research Project nº C-36-50N. 273 p. School of Civil Engineering. Purdue University. West Lafayette, Indiana. 1994.

JAVED, S.; LOVELL, C. W.; WOOD, L. E. **Waste foundry sand in asphalt concrete**. Transportation Research Record nº 1437, Transportation Research Board, Washington D.C, 1994.

JOINVILLE. Lei n. 505, de 19 de junho de 2018. Dispõe sobre o uso de Areia Descartada de Fundação pela Administração Pública Direta e Indireta do Município de Joinville e dá outras providências. Joinville/SC: Câmara de Vereadores de Joinville. 2018. Disponível em: <<http://leismunicipa.is/lmfcw>>. Acesso em: 10 nov.2018.

JOLIVET, Y. *et al.* **Précautions dans l'interprétation des résultats d'orniérage obtenus avec le simulateur de trafic LCPC**. 2000. Second Euroasphalt and Eurobitume Congress. Pp. 366-376.

KANDHAL, P.; RICHARDS, I. **Premature failure of asphalt overlays from stripping: case histories**. 2001. pp. 301-343. Proceedings of the association of asphalt of asphalt paving technologists. Vol. 70. Clearwater. Florida.

KIM, R. Y.; KIM, N.; KHOSLA, N. P. L. **Effect of aggregate type and gradation on fatigue and permanent deformation of asphalt concrete**. 1992. Effect of aggregates and mineral fillers on asphalt mixture performance, ASTM STP 1147. American Society for Testing and Materials, p. 310-328.

KLINSKY, L. M. G. **Proposta de reaproveitamento de areia de fundição em sub-base e base de pavimentos flexíveis, através de sua incorporação a solos argilosos**. 2008. 189 p. Dissertação (Mestrado),

Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes e Área de Concentração em Infraestrutura de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos/SP, 2008.

KONDIC, V. **Princípios metalúrgicos de fundição**. São Paulo: Polígono, Ed. da Universidade de São Paulo, 1973,

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES (LCPC). **Revêtement en béton de liants hydrocarbonés modifiés** : Etude de laboratoire. Rapport de recherche LPC N°62. Paris : LCPC, 1976.

_____ (LCPC). **Conception et dimensionnement des structures de chaussée** : Guide technique. Paris: LCPC, 1994.

_____ (LCPC). **Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés**. Paris: LCPC, 2007.

_____ (LCPC). **Compactage des enrobés hydrocarbonés à chaud**. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées. Paris : LCPC, 2014. Disponível em : <
http://www.ifsttar.fr/fileadmin/user_upload/editions/lcpc/GuideTechnique/GuideTechnique-LCPC-COMPACTEN.pdf>. Acesso em: 27 nov.2018.

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

MALLICK, R. *et al.* **Development of a rational procedure of evaluation of moisture susceptibility of asphalt paving mixes**. 2003. Annual TRB Meeting. ed. 82. Washington.

MAILLARD, S. **Fissuration et autoréparation des liants bitumineux** – Apport de l'essai de rupture locale répétée sur bitume. 2005. 210 p. Tese (Doutorado), École Doctorale Mécanique, Thermique et Génie Civil, L'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes. Nantes, 2005.

MARIOTTO, C. L. **Areias de Moldagem aglomeradas com argila**. São Paulo: Instituto de Pesquisa Tecnológicas do Estado de São Paulo S.A, 1978.

MARIOTTO, C. L.; BONIN, A. L. Tratamento dos Descartes de areia. **Fundição Matérias Primas**, São Paulo, 1996.

MATÉRIEL DES LABORATOIRES DES PONTS ET CHAUSSÉES (MLPC). **Orniéreur**: Mesure de sensibilité à l'orniérage. 1991. 2 p. Disponível em: <http://www.ifsttar.fr/uploads/tx_ifsttarph2/documents/orniereur.pdf>. Acesso em: 27 nov.2018.

MELLO, O. J. **Estudo da viabilidade da reutilização de resíduo de areia verde de fundição em argamassa colante – Enfoque ambiental**. 2004, 159 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Ambiental (PPGEA), Centro de Ciências Tecnológicas, Universidade Regional de Blumenau. Blumenau/SC, 2004.

MEURER, P. **Caracterização de materiais rochosos do norte de Santa Catarina para fins de aplicação em obras de pavimentação**. 2015. 92 p. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2015.

MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico**. 1998. 259 p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, 1998.

MOUAZEN, M. **Évolution des propriétés rhéologiques des enrobés bitume, vers une loi vieillissement/viscosité**. 2011. 196 p. Tese (Doutorado), École Nationale Supérieure des Mines des Paris. Paris, 2011.

MOURA, E. **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. 2010. 299 p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, 2010.

MOUTIER, F. **Utilisation de la Presse à Cisaillement Giratoire et de l'Orniéreur dans la Méthode Française de la Formulation des Enrobés**. Proceedings of the 5th Eurobitume Congress, Vol. IB, pp 546-554. Estocolmo, 1992.

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

PENKAITIS, G. **Impacto ambiental gerado pela disposição de areias de fundição**: Estudo de caso. 2012. 91 p. Programa de Pós-graduação em Ciências Ambientais, Universidade de São Paulo. São Paulo, 2012.

PASQUET, A. (1968), Campagne Nationale de Glissance 1967 en France, in Colloque International sur la Glissance et la Sécurité de la Circulation sur Routes Mouillées, Berlin, pp. 717-732.

PEREIRA, A. **Estudo da viabilidade técnica e ambiental da incorporação de resíduo de areia de fundição em matriz asfáltica**. 2004. 156 p. Tese (Mestrado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Ambiental (PPGEA), Centro de Ciências Tecnológicas, Universidade Regional de Blumenau. Blumenau/SC, 2004.

PERRET, J. **Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic**. 2003. 237 p. Tese (Doutorado), Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Lausana, 2003.

PETROBRAS. **Certificado de ensaio – cópia**. n. 1700-2018. Produto Cimento Asfáltico CAP 30/45. 2018.

PETERSEN, J.; PLANCHER, C. H. **Model studies and interpretive review of the competitive adsorption and water displacement of petroleum asphalt chemical functionalities on mineral aggregate surfaces**. Petroleum Science and Technology, vol. 16. n. 1 & 2, p. 89-131. 1998.

RIVIÈRE, N. **Comportement en fatigue des enrobés bitumineux**. Tese (Doutorado) Universidade de Bordeaux. Bordeaux. 1996.

SANTUCCI, L. **Moisture sensitivity of asphalt pavement**. 2003. Institute of Transportation Studies. Pavement Research Center. UC Berkeley.

SCOTT, J. *et al.* **Étude des mécanismes d'adhésion et de déenrobage des bitumes routiers**. 1977. n.5. Bulletin de liaison des laboratoires de ponts et chaussées. Paris.

SECRETARIA DE PLANEJAMENTO URBANO E DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL (SEPUD). **Joinville Cidade em Dados 2018: Mobilidade**. 2018. 43 p. Disponível em: <<https://www.joinville.sc.gov.br/wp-content/uploads/2018/09/Joinville-Cidade-em-Dados-2018-Mobilidade.pdf>>. Acesso em: 10 nov.2018.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. 2. Ed. São Paulo: PINI, 2008, Vol. 1.

SHEIBE, L. F. **A geologia de Santa Catarina** – Sinopse provisória. Universidade Federal de Santa Catarina. Departamento de Geociências. Disponível em: <<https://periodicos.ufsc.br/index.php/geosul/article/viewFile/12542/11811>>. Acesso em: 10 set.2018.

SIEGEL, M. *et al.* **Fundição**. Associação Brasileira de Metais (ABM). 12. ed. São Paulo: Edilé, 1981.

SINDICATO DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO PESADA DO ESTADO DE SÃO PAULO – SINICESP. **Influência do tipo de areia em comparação a esfera de vidro no resultado do ensaio de mancha de areia**. 2016. Boletim técnico. São Paulo. Disponível em: <<http://www.sinicesp.org.br/materias/2016/bt07a.htm>>. Acesso em: 27 nov.2018.

SIROMA, R. S. **Estudo comparativo e aplicado sobre a influência da utilização da areia descartada de fundição (ADF) na formulação e no desempenho mecânico de misturas de concreto asfáltico**. 2016. 135 p. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2016.

SOHM, J. **Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumineux**. 2011. 332 p. Tese (Doutorado). École Centrale de Nantes. Nantes, 2011.

SPECHT, L. P. *et al.* **Avaliação da macrot textura de pavimentos através do ensaio de mancha de areia**. 2007. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 10, p. 30-38. Ijuí/RS. Disponível em: <http://www.editoradunas.com.br/revistatpec/Art5_N10.pdf>. Acesso em: 27 nov.2018.

STEFENON, F. **Incorporação de resíduos industriais em concreto betuminoso usinado à quente**. 2003. 101 p. Dissertação (Mestrado), Mestrado Profissional em Engenharia, Universidade de Caxias do Sul. Porto Alegre, 2003.

TALBOT, A. N.; RICHART F. E. **The strength of concrete its relation to the cement aggregates and water**. Bulletin n° 137 – Engineering

Experiment Station. v. 21. n. 7. 118 p. Urbana: University of Illinois, 1923. Disponível em: < <https://core.ac.uk/download/pdf/4814489.pdf>>. Acesso em: 22 nov.2018.

TRABET. **Fiche Technique de Produit**. Illkirch-Graffenstaden (França). 5 p. 2007. Disponível em : < <http://www.oise.gouv.fr/content/download/10759/70697/file/18.pdf>>. Acesso em: 18 nov.2018.

VANELSTRAETE, A. ; FRANCKEN, L. **Orniérage: synthèse des principaux constats et résultats**. 1995. Bulletin CRR, n. 25. Pp 9-16.

VERSTRAETEN, J. **Résistance à l'orniérage et résistante à la fissuration des couches bitumineuses**. Centre de Recherches Routières, Bruxelas, 1994.

WHITE, T.; HADDOCK, J.; HAND, A.; FANG, H. **Contribution of pavement structural layers to rutting of hot mix asphalt pavements**. 2002. NCHRP Rep. 468, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington.

ZAGOLIN, P. A. **Influência do tipo de ligante betuminoso na dosagem e no comportamento de fluência e estabilidade de misturas asfálticas densas**. 2016. 54 p. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2016.