

Viviane Dias Andrade

**INFLUÊNCIA DA FORMULAÇÃO DE ESQUELETOS
MINERAIS NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS
DE CONCRETO ASFÁLTICO DENSAS**

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.

Andrade, Viviane Dias
INFLUÊNCIA DA FORMULAÇÃO DE ESQUELETOS MINERAIS
NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS DE CONCRETO
ASFÁLTICO DENSAS / Viviane Dias Andrade ;
orientador, Breno Salgado Barra, 2018.
167 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. Esqueletos
minerais. 3. Misturas asfálticas densas. 4.
Deformação permanente. I. Barra, Breno Salgado . II.
Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de
Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas. III.
Título.

Viviane Dias Andrade

**INFLUÊNCIA DA FORMULAÇÃO DE ESQUELETOS
MINERAIS NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE DE MISTURAS
DE CONCRETO ASFÁLTICO DENSAS**

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

Joinville, 19 de fevereiro de 2018.

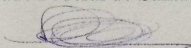


Prof. Breno Salgado Barra, Dr.
Coordenador do Programa de Pós-graduação
em Engenharia e Ciências Mecânicas

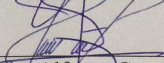
Banca Examinadora:



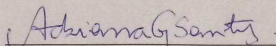
Prof. Breno Salgado Barra, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina



Prof. Leto Momm, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina



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



Prof.^a Adriana Goulart dos Santos, Dr.^a
Universidade do Estado de Santa Catarina

À Elzira, por uma vida inteira de apoio incondicional aos meus sonhos. Serei eternamente grata.

AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente a Deus, que diante de todas as provações fez com que reconhecesse a Fé como essência de toda conquista.

À minha mãe Elzira, meu exemplo, que se fez pai e mãe nos últimos anos. Ao meu pai Edson, por ter deixado um legado de amor e bons exemplos, fazendo que sempre recordasse dos seus conselhos em vida. Certamente devo a vocês muito mais do que as palavras e os agradecimentos podem expressar.

Meus irmãos Tiago e Mateus, e à minha cunhada Juliana, por todo apoio, incentivo e que mesmo estando em outras cidades foram tão presentes. À minha sobrinha Ana por todos os sorrisos, a distância só aumentou meu amor por você.

À minha avó Helena e à tia Maria, por todas as orações, demonstrações de carinho e preocupação em todos os momentos.

À família busca-pé, pelo apoio e momentos de profunda amizade.

Ao Daniel pelo companheirismo, ajuda paciência e carinho. Pessoa ímpar e que mora no meu coração.

Ao Carlos Augusto, Janaína e Geraldo grandes apoiadores e incentivadores desde a época da graduação.

Ao Araldi pela ajuda, ensinamentos e trabalho em equipe no laboratório.

À Jade, por ter tornado minha estadia em Joinville tão acolhedora.

Agradeço a todos meus amigos, principalmente Ana, Golis, Mau, Alba, Júnia, Gabi, Iago, Izabella, Karina, Vini, Lais, João Roquim, Agno e Mahyara, que fizeram com que a jornada não fosse tão árdua, proporcionando momentos de descontração e muita alegria.

Aos professores que estiveram comigo durante toda caminhada proporcionando cada vez mais o interesse pela pesquisa.

À equipe do Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (LTP/EPUSP), pela disponibilização dos equipamentos aliada a uma receptividade única, auxílio e ensinamentos.

À FAPESC pela bolsa concedida.

Aos professores Leto e Yader pelas valiosas considerações sugeridas na qualificação.

Por fim, gostaria de fazer um agradecimento especial ao meu professor e orientador Breno Barra pela confiança, paciência e auxílio durante todo o projeto.

“Caminante, no hay camino, se hace camino al andar.” (Antônio Machado, poeta espanhol)

RESUMO

O objetivo principal deste trabalho é avaliar a influência da formulação de esqueletos minerais na deformação permanente de misturas asfálticas densas, a partir de dois métodos distintos: tentativa e teórico. O método por tentativa é majoritariamente adotado no Brasil na formulação de misturas asfálticas, utilizando frações comerciais heterogêneas, sem qualquer controle preciso da distribuição individual das partículas, com o objetivo de enquadrar as formulações em faixas granulométricas normatizadas pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). O método teórico utiliza-se de cálculos efetuados a partir da Equação de *Füller-Talbot* e de um fracionamento individual controlado dos diâmetros das partículas, fixando o diâmetro máximo e o percentual passante na peneira de menor abertura da série escolhida para a formulação. Assim, é possível estabelecer uma composição granulométrica capaz de gerar um preenchimento gradual dos vazios formados pelas partículas com diâmetros maiores, em relação às de menor tamanho. Neste contexto, são comparadas três formulações de misturas asfálticas, utilizando o mesmo tipo de ligante betuminoso (CAP 50/70 puro), com variação da composição das matrizes granulométricas, todas oriundas da britagem de rocha granítica, a saber: formulação por tentativa, denominada curva prática (CP), formulação por tentativa com ajuste gráfico direto dos percentuais granulares (CP_{ajustada}), e curva teórica (CT). A metodologia Marshall, em função de ser oficialmente adotada no Brasil pelo DNIT, foi utilizada para indicar inicialmente os teores ótimos de ligante betuminoso a serem utilizados nas dosagens, em conjunto com o ensaio de resistência à tração indireta. Entretanto, ensaios mais acurados e com estreita relação campo/laboratório, baseados na metodologia francesa de formulação, avaliaram a habilidade de compactação pelo uso da Prensa de Compactação Giratória (PCG) e a resistência à deformação permanente. Também foram avaliados o nível de rugosidade e a drenabilidade superficial das misturas asfálticas formuladas. Os resultados obtidos indicam que o método teórico é mais eficiente na formulação de esqueletos minerais quando comparados aos métodos por tentativa, garantindo melhor entrosamento das partículas, menor consumo de ligante na dosagem e maior resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Palavras-chave: esqueletos minerais, misturas asfálticas densas, deformação permanente.

ABSTRACT

The main aim of this research is to evaluate the influence of mineral skeletons formulation on rutting resistance of dense asphalt mixes from two distinct methods: trial and theoretical. Method by trial is majorly adopted in Brazil to formulate asphalt mixes, using heterogeneous commercial granular fractions without an accurate control regarding individual distribution of the particles, aiming at to try to fit a given formulation into gradation bands standardized by the Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT). Otherwise, theoretical method is based on rational calculus from Equations, as that of *Füller-Talbot*, comprising a controlled individual fractioning of the particle diameters, fixing the maximum diameter and the percent passing through the smallest sieve opening concerning the series chosen. Thus, it is possible to establish a granulometric formulation able to gradually fill in the voids generated by the particles with bigger dimensions. They are compared three asphalt mix formulations, using the same asphalt binder 50/70 pen in pure form, but varying the granulometric matrix formulation, being all of them provided by granitic crushed rock, such as: formulation by trial, named practical curve (CP), formulation by trial with a direct graphical adjustment of the granular percents ($CP_{adjusted}$) and theoretical curve (CT). Due to being the official asphalt mix dosage procedure adopted in Brasil by DNIT, Marshall methodology was chosen to initially indicate the asphalt binder optimum content of the formulations, together with indirect tensile test. However, more accurate field/laboratory tests, based on the French formulation methodology, evaluated the compacting workability by the use of Giratory Compacting Shear Press and the resistance to rutting. They were also evaluated the roughness level and surface drainability of the asphalt mixes formulated. The results obtained indicate that the theoretical method is more efficient to formulate mineral skeletons when compared to the methods by trial, due to guarantee better particle interlocking, less asphalt binder consuming in dosage and higher asphalt mix rutting resistance.

Palavras-chave: mineral skeletons, dense asphalt mixes, rutting.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 -	Atividades realizadas para alcançar os objetivos da pesquisa.....	30
Figura 1.2 -	Esquema dos ensaios da pesquisa.....	31
Figura 2.1 -	Estrutura de pavimento de concreto asfáltico.....	36
Figura 2.2 -	Brita, pedrisco e pó de pedra.....	38
Figura 3.1 -	Pirâmide de ensaios metodologia francesa.....	41
Figura 4.1 -	Deformação permanente em pavimentos asfálticos.....	47
Figura 4.2 -	Treliça para medição das flechas da trilha de roda.....	59
Figura 4.3 -	Perfilômetro.....	59
Figura 4.4 -	Resultado típico de um ensaio de creep.....	60
Figura 4.5 -	Ensaio creep.....	61
Figura 4.6 -	Esquema do ensaio creep com três estágios de deformação por fluência.....	62
Figura 4.7 -	Simulador de deformação permanente tipo APA.....	63
Figura 4.8 -	Simulador de deformação permanente Hamburg - Hamburg Wheel-Tracking Device.....	64
Figura 4.9 -	Mesa compactadora tipo LCPC.....	65
Figura 4.10 -	Simulador de deformação permanente LPC para ensaios de deformação permanente em laboratório.....	65
Figura 5.1 -	Representação convencional de curvas granulométricas...	69
Figura 5.2 -	Diagonal 0-0'.....	71
Figura 5.3 -	Exemplo de curvas de distribuição granulométricas.....	72
Figura 5.4 -	Segmentos.....	73
Figura 5.5 -	Pontos de interseção com a diagonal.....	73
Figura 5.6 -	Proporção de cada material na mistura.....	74
Figura 5.7 -	Seleção da massa específica dos agregados graúdos.....	75
Figura 5.8 -	Faixa "C" DNIT.....	79
Figura 6.1 -	Curva Teórica.....	84
Figura 6.2 -	Curva Prática.....	85
Figura 6.3 -	Curva Prática Ajustada.....	86
Figura 6.4 -	Curvas granulométricas enquadradas na faixa C -DNIT...	87
Figura 7.1 -	Molde cilíndrico Marshall.....	93
Figura 7.2 -	Soquete Marshall.....	93
Figura 7.3 -	Prensa Marshall.....	94
Figura 7.4 -	Preparo da mistura asfáltica.....	95
Figura 7.5 -	Procedimento para a compactação da mistura asfáltica.....	96
Figura 7.6 -	Extração do corpo de prova Marshall.....	96
Figura 7.7 -	Corpos de prova Marshall.....	97
Figura 7.8 -	Pesagem hidrostática, seca e medição dos corpos de prova.....	97

Figura 7.9 -	Sequência do ensaio MVR.....	99
Figura 7.10 -	Aparatos de vácuo utilizados para o ensaio de MVR.....	99
Figura 7.11 -	Ruptura na prensa Marshall.....	103
Figura 7.12 -	Corpo de prova posicionado para o ensaio de RTI.....	104
Figura 7.13 -	Prensa de Compactação Giratória.....	106
Figura 7.14 -	Princípio do processo de compactação das misturas asfálticas.....	106
Figura 7.15 -	Molde cilíndrico para o ensaio PCG.....	107
Figura 7.16 -	Interface da entrada de dados PCG.....	108
Figura 7.17 -	Procedimento ensaio PCG.....	109
Figura 7.18 -	Exemplo do gráfico para verificação da conformidade da compacidade das misturas asfálticas.....	109
Figura 7.19 -	Corpos de prova PCG.....	110
Figura 7.20 -	Resultado gráfico apresentado pelo equipamento de ensaio PCG.....	111
Figura 7.21 -	Molde cilíndrico para o ensaio de Duriez.....	112
Figura 7.22 -	Procedimento inicial para o ensaio de Duriez.....	112
Figura 7.23 -	Processo de compactação e desmoldagem dos corpos de prova.....	113
Figura 7.24 -	Corpos de prova Duriez.....	114
Figura 7.25 -	Corpos de prova durante o processo de saturação à vácuo e imersos na água a 18°C.....	114
Figura 7.26 -	Corpo de prova durante o processo de ruptura à compressão simples.....	115
Figura 7.27 -	Medição da macrotextura sobre a superfície de uma placa de mistura asfáltica com o ensaio da mancha de areia.....	116
Figura 7.28 -	Drenômetro.....	118
Figura 7.29 -	Ensaio Drenabilidade.....	119
Figura 7.30 -	Mesa compactadora.....	120
Figura 7.31 -	Moldagem das placas de deformação permanente.....	120
Figura 7.32 -	Placas após a compactação.....	121
Figura 7.33 -	Simulador de deformação permanente.....	121
Figura 7.34 -	Temperatura das placas medida a partir do sensor.....	122
Figura 7.35 -	Extensômetro.....	122
Figura 7.36 -	Desenho esquemático da zona de transferência da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pintos de leitura das deformações na placa.....	123
Figura 7.37 -	Placa posicionada no simulador com a sonda de monitoramento de temperatura.....	123
Figura 7.38 -	Leitura da deformação permanente.....	124
Figura 8.1 -	Densidade aparente.....	126
Figura 8.2 -	Teor de vazios.....	126
Figura 8.3 -	Vazios do agregado mineral.....	127

Figura 8.4 -	Razão betume/vazios.....	127
Figura 8.5 -	Estabilidade.....	128
Figura 8.6 -	Fluência.....	128
Figura 8.7 -	Resultado ensaio de Resistência à Tração Indireta.....	130
Figura 8.8 -	Resultado PCG.....	132
Figura 8.9 -	Resultado PCG –CT.....	132
Figura 8.10 -	Resultado PCG – CP.....	133
Figura 8.11 -	Resultado PCG –CPajustada.....	133
Figura 8.12 -	Relação entre os corpos de prova imersos e secos.....	135
Figura 8.13 -	Média afundamentos.....	140
Figura 8.14 -	Deformação Permanente CT 4,54%.....	141
Figura 8.15 -	Deformação Permanente CT 4,86%.....	141
Figura 8.16 -	Deformação Permanente CPajustada 5,00%.....	142
Figura 8.17 -	Deformação Permanente CPajustada 5,50%.....	142
Figura 8.18 -	Deformação Permanente CP 5,50%.....	143
Figura 8.19 -	Comparação entre as deformações dos corpos de prova.....	144

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Diretrizes para formular uma curva granulométrica de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14.....	42
Tabela 3.2 - Classe de tráfego em função do VMDA de caminhões na faixa de projeto.....	43
Tabela 3.3 - Especificação do método francês quanto ao número de giros e ao volume de vazios de alguns tipos de misturas.....	43
Tabela 3.4 - Especificação do método francês quanto à porcentagem de afundamento em trilha de roda.....	44
Tabela 4.1 - Alguns modelos de previsão de deformação permanente.....	49
Tabela 4.2 - Causas e tipos de deformação permanente.....	52
Tabela 4.3 - Fatores que afetam a deformação permanente de misturas asfálticas.....	53
Tabela 4.4 - Resumo comparativo de características dos simuladores, LCPC, Hamburg e APA.....	66
Tabela 5.1 - Faixas granulométricas para pavimento de concreto asfáltico DNIT.....	70
Tabela 5.2 - Exemplo de curvas de distribuição granulométricas.....	72
Tabela 5.3 - Peneiras de controle de acordo com o DMN.....	77
Tabela 5.4 - Faixas recomendadas para as proporções de agregados em misturas.....	77
Tabela 6.1 - Composição das frações granulares da curva teórica.....	83
Tabela 6.2 - Composição das frações granulares da curva prática.....	85
Tabela 6.3 - Composição das frações granulares da curva prática com controle de frações.....	86
Tabela 7.1 - Resultado da caracterização dos granulares.....	90
Tabela 7.2 - Resultado da caracterização do ligante.....	92
Tabela 7.3 - Resultados da densidade aparente e real das misturas.....	100
Tabela 7.4 - Resultado do ensaio de resistência à tração indireta.....	105
Tabela 7.5 - Limites de aplicação do revestimento segundo sua macrotextura.....	117
Tabela 8.1 - Resultado PCG.....	131
Tabela 8.2 - Relação entre os corpos de prova imersos e secos.....	135
Tabela 8.3 - Resultado das medições da altura de mancha de areia.....	137
Tabela 8.4 - Resultado Drenabilidade.....	138
Tabela 8.5 - Afundamento após 30000 ciclos.....	139

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	- American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	- Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR	- Association Française de Normalisation
AG	- Agregado graúdo
ANP	- Agência Nacional do Petróleo
APA	- Asphalt Pavement Analyzer
Apud	- Citado por
ASTM	- American Standard for Testing and Materials
BBSG	- Béton Bitumineux Semi-Grenus
CAP	- Cimento Asfáltico de Petróleo
CP	- Curva Prática
CPajustada	- Curva Prática Ajustada
CT	- Curva Teórica
CTJ	- Centro Tecnológico de Joinville
CBUQ	- Concreto Betuminoso Usinado a Quente
D_{ap}	- Densidade aparente
D_1	- Densidade real do ligante
D_r	- Densidade real
DEINFRA/SC	- Departamento Estadual de Infraestrutura de Santa Catarina
DER/PR	- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná
DMN	- Diâmetro Máximo Nominal
DNER	- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EAP	- Emulsão Asfáltica de Petróleo
ES	- Especificação de Serviço
et al.	- E outros
FAF	- Proporção fina dos agregados finos
FAM	- Proporção de agregado fino no agregado miúdo
FHWA	- Federal Highway Administration
GAF	- Proporção graúda dos agregados finos
GAM	- Proporção de agregado graúdo no agregado miúdo
HWTD	- Hamburg Wheel Tracking Devices
IP	- Índice de Pfeiffer e Van Doormaal
LDTPav	- Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação
LCPC	- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LPC	- Laboratoire des Ponts et Chaussées
LTP	- Laboratório de Técnicas em Pavimentação
ME	- Método de Ensaio
MEE	- Massa específica escolhida

MPa	- Mega Pascal
MVR	- Massa Específica Volumétrica Real da Mistura Asfáltica
MVR _g	- Massa Específica Volumétrica Real do Granular
NBR	- Norma Brasileira
PCG	- Prensa de Compactação Giratória
PCP	- Peneira de Controle Primário
PCS	- Peneira de Controle Secundário
PCT	- Peneira de Controle Terciário
P _H	- Peso hidrostático
PM	-Peneira Média
OS	- Peso seco
PRO	- Procedimento
RBV	- Relação Betume/Vazios
REPLAN/SP	- Refinaria de Paulínia
RTI	- Resistência à Tração Indireta
UFSC	- Universidade Federal de Santa Catarina
USP	- Universidade de São Paulo
V%	- Teor de Vazios
VAM	- Vazios do Agregado Mineral
VCB	- Vazios Cheios de Betume
VMDA	- Volume Médio Diário Anual

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	25
1.1	OBJETIVOS.....	27
1.1.1	Objetivo geral.....	27
1.1.2	Objetivos específicos.....	28
1.2	PROCEDIMENTO PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS.....	28
1.3	DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA.....	31
1.4	JUSTIFICATIVA.....	32
1.5	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	33
2	CONSIDERAÇÕES SOBRE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS.....	35
2.1	PAVIMENTO.....	35
2.2	MISTURAS ASFÁLTICAS.....	36
2.2.1	Materiais componentes das misturas asfálticas.....	38
2.2.1.1	Materiais Granulares.....	38
2.2.1.2	Ligante.....	39
2.2.2	Granulometria.....	40
2.2.3	Fatores influentes nas misturas asfálticas.....	40
3	CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODO FRANCÊS PARA FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS.....	41
4	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	47
4.1	MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	50
4.2	PARÂMETROS INFLUENTES NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS.....	52
4.2.1	Distribuição granulométrica.....	54
4.2.2	Angularidade e forma.....	54
4.2.3	Teor de vazios.....	55
4.2.4	Tipo e teor de ligante.....	56
4.2.5	Temperatura.....	57
4.2.6	Influência do tráfego.....	58
4.2.7	Outros fatores.....	58
4.3	ENSAIOS PARA MEDIDA DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	58
4.3.1	Ensaio Creep.....	60
4.3.2	Ensaios com máquina de deformação permanente.....	62
5	MÉTODOS PARA FORMULAÇÃO DOS ESQUELETOS MINERAIS.....	67
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	67
5.2	MÉTODO ROTHFUCHS.....	71
5.3	MÉTODO BAILEY.....	74
5.4	MÉTODO POR TENTATIVA.....	78
5.5	MÉTODO TEÓRICO.....	79
5.6	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	81

6	CURVAS GRANULOMÉTRICAS.....	83
7	ENSAIOS LABORATORIAIS.....	89
7.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS.....	89
7.1.1	Caracterização dos materiais granulares.....	89
7.1.2	Caracterização do ligante betuminoso.....	91
7.2	METODOLOGIA MARSHALL.....	92
7.2.1	Densidade aparente e densidade real.....	98
7.2.1.1	Parâmetros físicos.....	101
7.2.2	Estabilidade e fluência.....	102
7.3	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA.....	103
7.4	Prensa de compactação giratória.....	105
7.5	DURIEZ.....	111
7.6	ENSAIO DE MANCHA DE AREIA.....	116
7.7	ENSAIO DE DRENABILIDADE.....	118
7.8	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	119
8	RESULTADOS.....	125
8.1	ENSAIO MARSHALL.....	125
8.2	RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA.....	130
8.3	Prensa de compactação giratória.....	131
8.4	DURIEZ.....	134
8.5	ENSAIO DE MANCHA DE AREIA.....	136
8.6	ENSAIO DE DRENABILIDADE.....	138
8.7	DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	139
9	CONCLUSÕES.....	147
	REFERÊNCIAS	151

1 INTRODUÇÃO

O projeto e a execução de pavimentos que atendam satisfatoriamente às condições de conforto, segurança e economia, resultam da busca constante de conhecimentos, que visam garantir o melhor desempenho das estruturas concebidas, para que suportem as cargas solicitantes durante o período de projeto, com necessidade mínima de manutenção (BARRA, 2009).

Segundo Morilha (2004), o principal meio de transporte no Brasil é o rodoviário, tanto de carga como de passageiros. Uma quantidade significativa da malha rodoviária é danificada por diversos motivos, como por exemplo, cargas excessivas sobre o pavimento, má formulação de misturas asfálticas, falta de manutenção nas rodovias, falhas de projetos, etc.

Tendo-se em conta que uma mistura asfáltica é composta basicamente por granulares e ligantes betuminosos, é importante levar-se em consideração a qualidade dos mesmos, uma vez que a mistura asfáltica herda as características dos materiais que a compõem.

A seleção da graduação dos granulares a ser utilizada nas misturas asfálticas é norteadas por especificações técnicas. Misturas asfálticas com uma granulometria deficiente tem um grande potencial de desenvolver deformação permanente precocemente, reduzindo a vida útil do pavimento e gerando gastos antes do previsto com reabilitação. Contudo a grande questão é como escolher a composição, dentre as diversas possibilidades, de modo a alcançar um melhor desempenho em campo.

O cenário produtivo e comercial dos insumos destinados à pavimentação ainda apresentam algumas dificuldades, sendo uma delas o beneficiamento dos granulares que geralmente não apresentam uma constância na forma, nem nos tamanhos das frações correspondentes a um determinado diâmetro, resultando assim, esqueletos minerais fracos, devido à deficiência quanto ao preenchimento gradual dos volumes de vazios formados pelas partículas de maiores dimensões (BÚRIGO *et al.*, 2015).

Não havendo uma padronização no beneficiamento dos granulares, as dosagens das misturas asfálticas ficam suscetíveis a resultados ruins em campo, uma vez que esqueletos granulométricos com formulação inadequada podem causar instabilidades às misturas.

Atualmente utiliza-se do conhecimento empírico e da subjetividade do projetista. As especificações técnicas brasileiras (faixas granulométricas do Departamento Nacional de Infraestrutura de

Transportes - DNIT) não propõem nenhuma metodologia de escolha, servindo apenas como instrumento de verificação final da curva granulométrica escolhida (FERREIRA *et al.*, 2015).

Para que um pavimento asfáltico atenda os objetivos técnicos para o qual foi projetado é essencial o estudo de seleção granulométrica para as camadas do pavimento e misturas asfálticas, principalmente quando se refere a danos causados pela deformação permanente. Estudos anteriores, como por exemplo, Ahlrich (1996); Momm (1998); Stakston e Bahia (2003); Werkmeister (2003); Pérez *et al.* (2006); Tutumluer e Pan (2008); Guimarães (2009); Galalipour *et al.* (2012); Acikgöz e Rauf (2010); e Lima (2016), mencionam a relação entre desempenho de camadas granulares e/ou misturas asfálticas com as características dos seus granulares e que sua distribuição granulométrica consequentemente vem a afetar propriedades importantes da estrutura do pavimento. A literatura confirma que as características dos granulares numa mistura asfáltica, incluindo a sua granulometria, influenciam de maneira significativa seu desempenho na resistência à deformação permanente.

Ahlrich (1996) destaca como uma das causas da deformação permanente a granulometria inadequada, uma vez que a mesma é controlada pelos agregados e o método de dosagem da mistura asfáltica.

Já para Stakston e Bahia (2003), a granulometria e a angularidade possuem maior influência no aparecimento da deformação permanente. Os autores ressaltam ainda que mesmo uma mistura produzida com os melhores materiais estará sujeita à deformação permanente caso não se utilize uma granulometria adequada.

Galalipour *et al.* (2012) concluíram que o embricamento entre os granulares, assim como o ângulo de fricção, exercem um papel fundamental na resistência à deformação permanente, pois induzem a composição de um esqueleto mineral resistente.

Diante dessas considerações, embora não seja a única causa, a escolha de uma granulometria inadequada tende a favorecer o desenvolvimento precoce de deformação permanente. Verifica-se então a importância da busca por métodos racionais de formulação de curvas granulométricas.

A escolha de um esqueleto granulométrico bem formulado terá um reflexo positivo no desempenho da mistura asfáltica e consequentemente haverá uma redução nos gastos com manutenção, implicando diretamente na segurança do usuário, pois resulta na diminuição do acúmulo d'água na pista, por exemplo.

Assim, é importante a existência de métodos para seleção desse esqueleto granulométrico, sendo fundamental na etapa de projeto realizar considerações necessárias para que as camadas possam resistir às deformações plásticas excessivas, evitando precocemente a deformação permanente.

Propõe-se nesta pesquisa a comparação de dois métodos de formulações de esqueletos granulométricos, o método por tentativa e o método teórico (racional). O método por tentativa é tradicionalmente utilizado no Brasil, se fundamenta em estimativas de acerto e erro para as porcentagens de cada fração de granulares que serão utilizados na mistura de concreto asfáltico. Já o método teórico, utiliza a equação de *Füller-Talbot* que fixa os parâmetros característicos da curva granulométrica que se deseja formular (diâmetro máximo, percentual passante de partículas na malha de menor abertura da série, e expoente de graduação), levando em conta a produção de frações individuais correspondentes a cada malha da série de peneiras escolhida pelo projetista, sem a necessidade de utilização de faixa granulométrica.

Cabe ressaltar que a presença de deformações permanentes (afundamento de trilha de roda) pode causar outro problema funcional do pavimento que é a diminuição da resistência à derrapagem com a ocorrência de hidroplanagem dos veículos e acréscimo no consumo de combustíveis, afetando assim condições de rolamento (conforto, economia e segurança).

Neste contexto, a presente pesquisa visa à avaliação comparativa da deformação permanente de misturas asfálticas densas considerando a eficiência de uma dosagem bem formulada, com um maior controle do traço, definindo um esqueleto mineral mais adequado e que proporcione uma maior resistência à mistura asfáltica, e assim, resulte em um pavimento de maior qualidade.

1.1 OBJETIVOS

Os objetivos traçados para esta pesquisa são:

1.1.1 Objetivo geral

Avaliar comparativamente, a partir de testes laboratoriais, a influência dos métodos por tentativa e teórico nas formulações de esqueletos granulométricos na deformação permanente de misturas asfálticas.

1.1.2 Objetivos específicos

- Compor esqueletos granulométricos utilizando os métodos de formulação por tentativa e teórico;
- Analisar, a partir do desempenho mecânico das misturas asfálticas formuladas, a influência da composição granulométrica principalmente na função da habilidade de compactação das misturas asfálticas na Prensa de Compactação Giratória (PCG) e deformação permanente;
- Comparar os resultados obtidos com as misturas asfálticas formuladas pelos métodos por tentativa e teórico, pautando análises de resultados e inferindo conclusões sobre a pesquisa; e
- Indicar qual mistura asfáltica é mais apropriada para aplicação na camada de rolamento, dependendo das condições de desempenho mecânico.

1.2 PROCEDIMENTO PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS

Para alcançar os objetivos propostos nesta pesquisa, foram formuladas 3 misturas asfálticas, a saber: teórica, prática e prática ajustada, doravante denominadas CT, CP e CP_{ajustada}, respectivamente.

A mistura CT foi formulada pelo método racional utilizando a equação de *Füller-Talbot*, proposta pelo trabalho de Barra (2009). No caso da mistura CP, foi utilizado como base o método por tentativa, a partir da granulometria usualmente utilizada pelas empresas de pavimentação no Brasil, sobretudo na região norte do estado de Santa Catarina. Quanto à mistura CP_{ajustada}, esta foi formulada a partir do controle dos diâmetros das frações de cada peneira correspondentes à composição percentual da mistura CP.

Os agregados minerais e o ligante betuminoso utilizados nesta pesquisa foram caracterizados por estudos prévios executados por Meurer (2015) e Zagolin (2016), respectivamente, em função de se tratar das mesmas fontes fornecedoras: empresa Rudnick Minérios Ltda, localizada na região metropolitana de Joinville e, Refinaria REPAR/Petrobrás, situada no município de Araucária-PR.

Os ensaios desta pesquisa foram realizados em dois laboratórios distintos, o Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav) do Campus de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), e o Laboratório de Técnicas em Pavimentação (LTP) da Escola Politécnica da Universidade de São

Paulo (USP), os quais em conjunto dispõem de todos os recursos necessários ao cumprimento dos objetivos previstos para a execução deste trabalho.

Foram moldados, durante esta pesquisa, um total de 75 corpos de prova cilíndricos obtidos com o ensaio Marshall, ou seja, 25 corpos de prova para cada mistura asfáltica, sendo 5 corpos de prova por teor de ligante.

Verificada a dosagem ótima do teor de ligante para cada mistura, foram moldados 5 corpos de prova para os dois melhores resultados considerados, para fins de execução dos ensaios de tração indireta, visando uma verificação complementar da escolha dos teores ótimos feitas com base no ensaio Marshall.

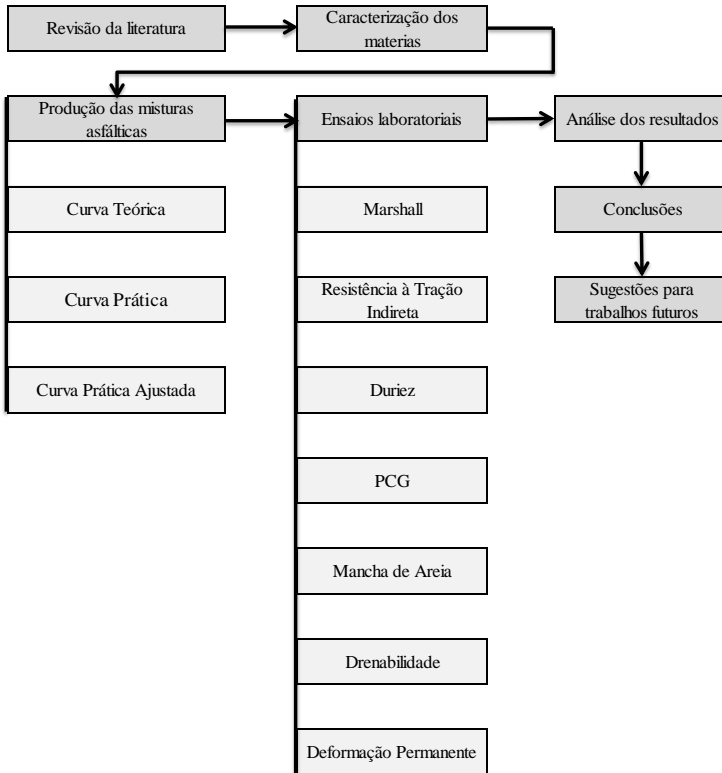
Para o ensaio de Duriez foram moldados 72 corpos de prova, sendo 12 por teor de ligante correspondente aos teores ótimos determinados no ensaio Marshall.

O ensaio da Prensa de Compactação Giratória (PCG) foi realizado com os mesmos teores utilizados no ensaio de Duriez, em que o de melhor resultado, de acordo com as instruções normativas (LPC, 2007) foram submetido ao ensaio de deformação permanente.

A Figura 1.1 apresenta as atividades previstas para alcançar os objetivos desta pesquisa, enquanto a Figura 1.2 ilustra o esquema de ensaios descritos anteriormente.

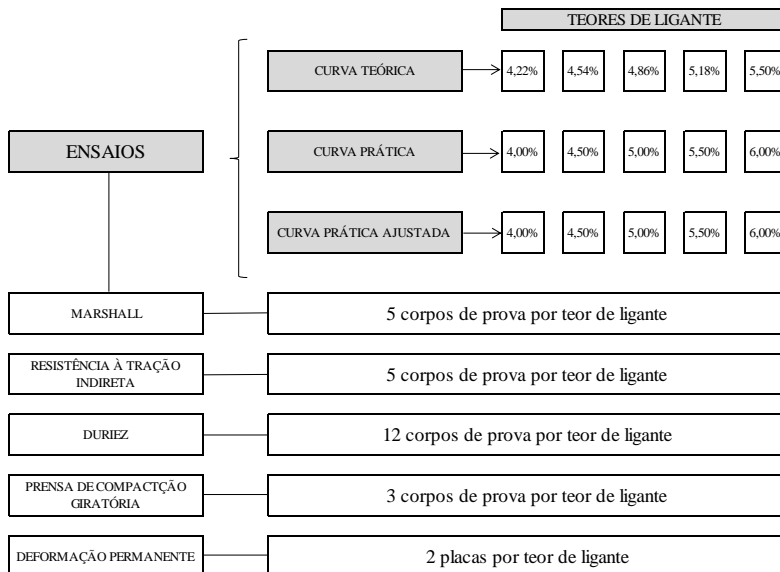
Ressalta-se que as placas utilizadas nos ensaios de mancha de areia e drenabilidade são as mesmas do ensaio de deformação permanente. Estes ensaios aparecerem antes do ensaio de deformação permanente, pelo fato que o tema central da pesquisa é a influência das formulações de esqueletos minerais na deformação permanente, e como tal, foi colocado em última abordagem na ordem de apresentação do texto para possibilitar melhor discussão dos resultados.

Figura 1.1 – Atividades realizadas para alcançar os objetivos da pesquisa



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 1.2 - Esquema dos ensaios da pesquisa



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

1.3 DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA

Esta pesquisa se restringe à análise das misturas asfálticas em âmbito laboratorial, não sendo parte dos seus objetivos em qualquer momento a execução de procedimentos de campo ou similares.

Reitera-se que a parte experimental foi desenvolvida no Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus Joinville, onde foram realizados os ensaios Marshall, tração indireta e Duriez, enquanto no Laboratório de Técnicas em Pavimentação (LTP), da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), foram executados os ensaios de prensa de compactação giratória (PCG) e deformação permanente.

Cabe ressaltar que todas as análises feitas neste trabalho são válidas para as condições adotadas nesta pesquisa.

1.4 JUSTIFICATIVA

Segundo Barra (2005), as misturas de concreto asfáltico formuladas no Brasil, de um modo geral, vêm sendo concebidas a partir de uma metodologia empírica, em que as curvas granulométricas que compõem os esqueletos minerais são obtidas por tentativa de enquadramento dos percentuais referentes às graduações dos granulares produzidos nas centrais de britagem, em relação aos limites normativos de faixas granulométricas homologadas pelas especificações técnicas do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) ou dos respectivos órgãos estaduais e municipais responsáveis pelas obras de infraestrutura. Essas faixas granulométricas compreendem uma amplitude exacerbada em seus limites percentuais correspondentes às zonas de abrangência dos materiais a serem utilizados para suas composições.

Dentro de uma mesma faixa considerada, pode haver variações nas concepções e no desempenho das misturas asfálticas, pois comporta diferentes formulações nos limites de sua amplitude, o que pode acarretar em produções de misturas com baixos padrões de qualidade e assim, refletir em um comportamento mecânico precário no campo, verificado em estruturas de pavimento com vida útil bastante reduzida em relação ao período estipulado em projeto (MOMM, 1998).

Esta pesquisa justifica-se pela necessidade de estudos contínuos de aprimoramento dos processos de concepção da formulação de misturas asfálticas produzidas no Brasil, principalmente no que diz respeito à composição de esqueletos minerais que sejam capazes de garantir boa qualidade e durabilidade destes materiais quando aplicados no campo, de forma a evitar a ocorrência do fenômeno de deformação permanente durante o período de serviço para o qual foram concebidas.

Do contrário, misturas asfálticas formuladas de maneira inadequada podem acarretar em intervenções precoces nas rodovias, devido ao não atendimento da trilogia conforto, segurança e economia de custos de manutenção aos usuários, podendo-se citar como exemplo a ocorrência de um número maior de acidentes, aumento nos tempos de viagem, majoração nos consumos de combustível, enfim, das variáveis que compõem o custo Brasil.

1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Esta Dissertação de Mestrado está dividida em 9 capítulos, em que:

- Capítulo 1: Introdução ao tema abordado na pesquisa, bem como os objetivos pretendidos, procedimentos para que se alcancem os objetivos e justificativas.
- Capítulo 2: Considerações sobre pavimento e misturas asfálticas.
- Capítulo 3: Considerações sobre método francês para formulação de misturas asfálticas.
- Capítulo 4: Abordagem de mecanismos, fatores influentes e ensaios sobre a deformação permanente.
- Capítulo 5: Apresentação de algumas metodologias para formulações dos esqueletos minerais.
- Capítulo 6: Apresentação das curvas granulométricas utilizadas.
- Capítulo 7: Demonstração dos ensaios executados.
- Capítulo 8: Discussão dos resultados obtidos.
- Capítulo 9: Conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

2 CONSIDERAÇÕES SOBRE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS

Este capítulo apresenta considerações iniciais sobre as estruturas de pavimento e as misturas asfálticas densas.

2.1 PAVIMENTO

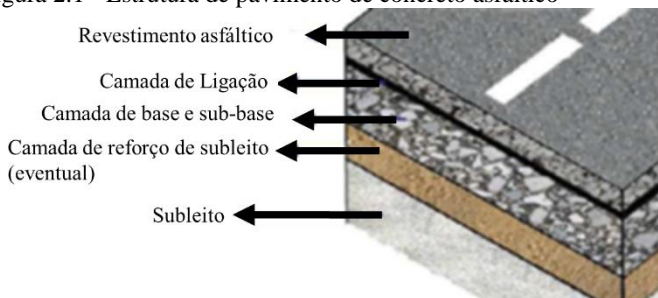
Segundo o DNIT (2006), pavimento é a superestrutura de uma rodovia constituída por um sistema de camadas de espessuras finitas, definidas sobre um espaço considerado teoricamente como semi-infinito (terreno de fundação), onde materiais de diferentes resistências e deformabilidades são colocados em contato.

O pavimento pode ser definido como sendo uma superfície capaz de suportar o tráfego em condições de conforto e segurança. Em uma linguagem mais técnica, pode-se afirmar que é uma estrutura constituída por uma ou mais camadas, com características para receber as cargas aplicadas na superfície e distribuí-las, de modo que as tensões resultantes fiquem abaixo das tensões admissíveis dos materiais que constituem a estrutura (PINTO; PREUSSLER, 2002 *apud* BARBOSA JÚNIOR, 2008).

A camada de rolamento (revestimento asfáltico) é a parte da estrutura de um pavimento que tem contato direto com os veículos. É destinada a receber a circulação de veículos em boas condições de conforto e segurança. Deve possuir uma boa estabilidade mecânica independentemente do clima, e durante chuvas fortes, deve ter boa capacidade de drenagem. Deve apresentar uma boa resistência ao desgaste, boas propriedades de aderência para os veículos, e assim garantir o conforto dos usuários que trafegam. A camada rolamento deve emitir o mínimo possível de ruído (HAMLAT, 2007).

Bernucci *et al.* (2010) cita que o pavimento rodoviário classifica-se tradicionalmente em dois tipos básicos: flexíveis e rígidos. A atual pesquisa trabalhará apenas com pavimentos classificados como flexíveis, e aqui serão tratados como Pavimentos de Concreto Asfálticos, Figura 2.1.

Figura 2.1 - Estrutura de pavimento de concreto asfáltico



Fonte: Hamlat (2007)

Os pavimentos flexíveis, em geral associados aos pavimentos asfálticos, são compostos por camada superficial asfáltica (revestimento), apoiada sobre camadas de base, de sub-base e de reforço do subleito, constituídas por materiais granulares, solos ou misturas de solos, sem adição de agentes cimentantes. Dependendo do volume de tráfego, da capacidade de suporte do subleito, da rigidez e espessura das camadas, e condições ambientais, uma ou mais camadas podem ser suprimidas (BERNUCCI *et al.*,2010).

2.2 MISTURAS ASFÁLTICAS

As misturas de concreto asfáltico são o resultado da junção de agregados e ligantes, e em alguns casos, aditivos ou adições. Sendo assim, o comportamento da mistura asfáltica é dependente das características dos mesmos, sendo a seleção de materiais de qualidade fundamental para um bom resultado em campo.

Monismith *et al.* (1989) *apud* Wesseling (2002), afirmam que inúmeras variáveis influenciam nas propriedades de uma mistura asfáltica, tais como: granulometria, teor de ligante, grau de compactação, sensibilidade à água e textura do agregado.

Segundo Bernucci *et al.* (2010), a mistura de concreto asfáltico pode ser identificada em quente ou fria de acordo com o tipo de ligante utilizado. Misturas à quente utilizam cimento asfáltico de petróleo (CAP), e misturas à frio utilizam emulsão asfáltica de petróleo (EAP). As misturas usinadas à quente podem ainda serem separadas de acordo com a granulometria dos agregados que a compõem em, densas, abertas, contínuas e descontínuas. Neste trabalho abordaremos as misturas de concreto asfáltico densas.

A mistura asfáltica empregada mais comumente no Brasil é o concreto asfáltico usinado à quente, também denominado concreto betuminoso usinado à quente – CBUQ (MELLO, 2014).

Segundo Bernucci *et al.* (2010), as misturas asfálticas que possuem graduação densa são aquelas que apresentam curva granulométrica contínua e bem-graduada de forma a proporcionar um esqueleto mineral com poucos vazios, visto que os agregados de dimensões menores preenchem os vazios deixados pelos maiores.

As misturas asfálticas densas apresentam baixos valores de volume de vazios (geralmente em torno de 4%) e uma distribuição granulométrica contando com todas as frações de agregados de forma semelhante (VASCONCELOS, 2004).

Já as misturas asfálticas usualmente empregadas com granulometria mais densificada na França possuem o volume de vazios compreendendo uma faixa de 4 a 9% dependendo da curva granulométrica utilizada e das razões que levam ao emprego de determinado tipo de mistura (LPC, 2007).

A norma do DNIT-ES 031 (2006) é que especifica o projeto e a execução de uma mistura asfáltica densa no Brasil. Existem três faixas granulométricas (A, B e C), e para cada faixa são definidas características específicas como, as peneiras a serem usadas e os valores percentuais passantes em cada peneira, assim como a tolerância envolvida (FERREIRA, 2015).

Segundo Mello (2014), algumas propriedades são fundamentais nas misturas de concreto asfáltico, são elas:

- Durabilidade: resistência à deterioração ou desintegração pela ação do tempo ou do tráfego.
- Dosagem adequada: tanto o teor de ligante quanto o esqueleto mineral, além de eventuais aditivos e adições, devem ser formulados de maneira a garantir estanqueidade e homogeneidade adequadas ao material.
- Viscoelasticidade: deve apresentar respostas de recuperação no menor tempo possível frente aos esforços solicitantes aplicados dinamicamente.

No Brasil, ainda é comum o emprego do método Marshall para a dosagem de misturas asfálticas, que tem como objetivo a definição do teor ótimo de ligante que deve ser adicionado ao agregado para que a mistura atenda aos requisitos normativos prescritos na norma DNIT-ES 031 (2006). O método de dosagem pelo ensaio Marshall é regido pela

norma DNER-ME 043 (1995). No item 7.2, deste trabalho será explicado melhor.

Com o aumento do tráfego, aumentam-se as tensões que solicitam os pavimentos, com isso, os métodos de formulação de misturas asfálticas têm por objetivo obter misturas asfálticas que atendam os quesitos de segurança, conforto e durabilidade para o usuário. A formulação de misturas asfálticas é muito delicada, a melhora de uma propriedade do asfalto com a mudança em composição pode afetar negativamente outra. O aumento do teor de ligante é benéfico à resistência à fadiga, porém torna a mistura asfáltica mais vulnerável à deformações permanentes (LPC, 2007).

2.2.1 Materiais componentes das misturas asfálticas

As misturas asfálticas são produzidas a partir da combinação de proporções adequadas de material granular e ligante, podendo também ser utilizados aditivos.

O constante estudo dos materiais que compõem as misturas asfálticas tende a aperfeiçoar técnicas nas quais podem resultar melhorias do desempenho das mesmas em campo.

2.2.1.1 Materiais Granulares

Os granulares dos concretos asfálticos podem ser definidos segundo o tamanho de suas partículas em diferentes categorias: areias finas, médias e grossas, materiais britados e fillers. Usualmente a indústria comercializa as frações denominando-as em brita, pedrisco e pó de pedra (Figura 2.2).

Figura 2.2 - Brita, pedrisco e pó de pedra



Fonte: Autor

Para Momm (1998) e Castelo Branco *et al.* (2006) as dimensões, formas, angularidade e textura superficial das partículas dos solos e

granulares influenciam na construção do pavimento como um todo e na sua vida útil.

Desta forma, os materiais granulares para a produção de misturas asfálticas destinadas à camada de rolagem do pavimento, devem ser devidamente caracterizadas antes da sua seleção, deve-se determinar tamanho, dureza, forma, graduação, aspereza da superfície, sanidade, adesividade e absorção das partículas.

Através do peneiramento, feito com peneiras de aberturas padronizadas, é possível determinar o tamanho das partículas. O ensaio de abrasão Los Angeles, possibilita verificar a dureza dos grãos e a sanidade é obtida pela degradação do granular por imersão (sulfato de sódio ou magnésio). A forma dos granulares é uma particularidade da rocha-mãe, que pode ser um pouco modificada pelas técnicas de britagem. Com vista ao objetivo de privilegiar o critério de aderência, a seleção dos granulares recaiu sobre aqueles com forma subangulares com superfície áspera e resistente à abrasão. A adesividade ao ligante identifica a capacidade do granular deixar-se aderir pelo asfalto. (MOMM, 1998).

2.2.1.2 Ligante

O asfalto é um material de cor escura e consistência sólida ou semi-sólida, composto de asfaltenos, resinas e hidrocarbonetos pesados, onde os constituintes predominantes são os betumes, que agem como elemento aglutinador. É obtido em estado natural ou por diferentes processos físicos e químicos, com seus derivados de consistência variável e poder aglutinante e impermeabilizante. Para obtenção do asfalto, o petróleo é submetido ao processo de destilação fracionada. Após a remoção das frações mais leves (gasolina, querosene, gásóleo), os produtos asfálticos são obtidos no fundo da torre (ANP, 2017).

O ligante deve apresentar coesão suficiente para resistir às solicitações térmicas e mecânicas impostas pelas condições atmosféricas e de circulação (CORTE e DI BENEDETTO, 2004).

Os ligantes asseguram a coesão do material através da fina película que envolve os grãos e reagem de maneira diferente segundo o modo de aplicação da carga e a temperatura, podendo ser caracterizados por duas classes de ensaios: os ensaios de caracterização e os ensaios reológicos.

Os ensaios de caracterização dos ligantes definem as características físicas do material e visam classificá-los segundo suas características de penetrabilidade de uma agulha em condições

padronizadas, de temperatura de amolecimento, de envelhecimento e de fragilidade.

No caso dos ensaios reológicos, têm-se que esses medem as características mecânicas intrínseca do material com propósito de estimar o desempenho dos concretos asfáltico nos pavimentos.

2.2.2 Granulometria

A granulometria consiste em distribuir os granulares em diversos tamanhos a partir de peneiras com determinada abertura constituindo uma série padrão normatizada.

A composição granulométrica tem grande influência nas propriedades das misturas asfálticas, e através dela é possível representar a composição dos granulares a partir de uma curva.

Segundo as normativas brasileiras para execução de misturas asfálticas destinadas à camada de rolagem de pavimentação, é necessário que os granulares possuam granulometria que se enquadre em determinadas faixas granulométricas, possibilitando que diferentes curvas granulométricas sejam enquadradas dentro de uma mesma faixa.

2.2.3 Fatores influentes nas misturas asfálticas

Momm (1998) classifica os fatores que influenciam o comportamento das misturas asfálticas em duas categorias:

- Fatores intrínsecos à mistura: compactidade, teor de ligante, granulometria, variação da granulometria nas propriedades do concreto asfáltico, efeito da graduação dos granulares no vazio do agregado mineral, vazios do concreto asfáltico, proporção e tipo de finos no concreto asfáltico, efeito da aspereza dos granulares na resistência à fadiga e à deformação permanente, forma dos grãos e processo de compactação.
- Fatores ambientais: temperatura, frequência, tipo de solicitação, drenabilidade, porosidade e permeabilidade.

As misturas asfálticas têm seu comportamento afetado por esses diversos fatores citados anteriormente, contudo esta pesquisa visa verificar a influência da granulometria no comportamento da deformação permanente na mistura.

3 CONSIDERAÇÕES SOBRE MÉTODO FRANCÊS PARA FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁTICAS

O manual do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées* (LCPC, 2007), estabelece uma sequência de ensaios para o Método Francês para formulação de misturas asfálticas, divididos em 5 níveis de formulação. Os níveis são subdivididos em empíricos (não existe uma modelação matemática – Nível 0, 1 e 2) e fundamentais (Nível 3 e 4), conforme demonstra a Figura 3.1.

Figura 3.1 - Pirâmide de ensaios metodologia francesa



Fonte: LPC (2007)

O nível 0 estabelece os parâmetros preliminares para a formulação de uma mistura asfáltica, ou seja, consiste no estudo e caracterização dos materiais. Em hipótese alguma deve-se desprezar o nível 0, pois conhecer as características do material pétreo, ligantes e adições é de extrema importância não só para os padrões normativos, mas também para verificar o comportamento da misturas asfáltica como um todo.

Na metodologia francesa são adotadas curvas de partida especificadas para cada tipo de mistura asfáltica, ou seja, não são adotadas faixas granulométricas como acontece na metodologia brasileira. A Tabela 3.1 apresenta os limites das porcentagens passantes para distribuição granulométrica de partida de misturas do tipo EB-

BBSG (*Béton Bitumineux Semi-Grenus*) para D de 14 mm em que D é o maior valor de:

- M/1,4, onde M é a menor abertura de peneira com 100% passante;
- Menor abertura de peneira correspondente a 85% passante.

Tabela 3.1 - Diretrizes para formular uma curva granulométrica de partida de uma mistura do tipo BBSG 0/14

Peneiras	Porcentagem Passante (%)		
	Limite Mínimo	Pontos Visados	Limite Máximo
14,0	90	97	100
10,0	-	78	-
6,3	47	52	58
4,0	-	47	-
2,0	25	31	35
0,063	6,3	6,7	7,2

Fonte: Adaptado LPC (2007)

A Tabela 6.1 apresentada no Capítulo 6 deste trabalho demonstra que a curva granulométrica CT utilizada nesta pesquisa segue as tendências apresentadas pela Tabela 3.1.

O nível 1 avalia a compacidade das misturas e a resistência à presença de água, tais resultados são alcançados a partir dos ensaios de Prensa de Compactação Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999) e Duriez (AFNOR NF P 98-251-1, 1995), respectivamente. Só é possível avançar para o nível 2, caso as especificações normativas do nível 1 tenham sido atendidas.

Segundo o LPC (2007), para misturas asfálticas destinadas a vias de baixo volume de tráfego ($\leq T3+$, de acordo com a Tabela 3.2) o nível 1 pode ser suficientemente aceitável. Entretanto, para misturas asfálticas destinadas a volumes de tráfego médio e pesado é indispensável à realização dos níveis superiores.

Tabela 3.2 - Classe de tráfego em função do VMDA de caminhões na faixa de projeto

Classe de tráfego		VMDA (Volume Médio Diário Anual)
T5		0 a 25
T4		25 a 50
T3	T3-	50 a 85
	T3+	85 a 150
T2	T2 -	150 a 200
	T2+	200 a 300
T1	T1-	300 a 500
	T1+	500 a 750
T0	T0-	750 a 1200
	T0+	1200 a 2000
TS	TS-	2000 a 3000
	TS+	3000 a 5000
TEX		≥ 5000

Fonte: LPC (2007)

A Tabela 3.3 apresenta algumas especificações do método francês quanto ao número de giros e ao volume de vazios para amostras moldadas na PCG em função do tipo de mistura.

Tabela 3.3 - Especificação do método francês quanto ao número de giros e ao volume de vazios de alguns tipos de misturas

Tipo de mistura	Número de Giros (PCG)	Faixa de volume de vazios
EB10-BBSG	60	5 a 10
EB14-BBSG	80	4 a 9
EB10-BBME	60	5 a 10
EB14-BBME	80	4 a 9
BBTM 6 A	25	12 a 20
BBTM 6 B		21 a 25
BBTM 10 A		10 a 18
BBTM 10 B		19 a 25

Fonte: Adaptado LPC (2007)

Destacam-se os limites para mistura do tipo EB14-BBSG, que é a mistura formulada nesta pesquisa, por ser um tipo de mistura muito aplicado na França em camadas de rolagem.

O nível 2, além de incluir os ensaios do nível 1, consiste em avaliar as misturas quanto à resistência à formação de trilhas de roda

através do ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993).

A normativa francesa além de definir limites de percentagem de afundamento para um determinado número de ciclos em função do tipo de mistura asfáltica, também especifica a classe dessa mistura de acordo com percentual de afundamento em trilha de roda. A Tabela 3.4 apresenta os limites de afundamento em trilha de roda para alguns tipos de misturas asfálticas.

Tabela 3.4 - Especificação do método francês quanto à percentagem de afundamento em trilha de roda

Tipo de mistura	Classe da mistura	Nº de Ciclos	Limites % afundamento
EB-BBSG (Béton Bitumineux Semi-Grenus)	1		≤10%
EB-BBME (Béton Bitumineux à Module Élevé)	2	30000	≤7,5%
	3		≤5%
EB-BBM (Béton Bitumineux Mince)	1	3000	≤10%
	2	10000	≤7,5%
	3	30000	≤5%

Fonte: Adaptado LPC (2007)

Sendo que, segundo Barra *et al.* (2010):

- Misturas de classe 1: destinadas à aplicação em tráfegos de regiões com temperatura ambiente em torno de 15°C, a temperatura equivalente na França;
- Misturas de classe 2: aplicadas a tráfegos em condições climáticas que envolvem elevados gradientes térmicos ao longo do ano, como por exemplo, temperatura ambiente de 5°C durante o inverno e de 30°C no verão;
- Misturas Classe 3: aplicadas a condições de tráfego particulares (tráfego canalizado, elevada solicitação, zonas de intersecção, Rotatórias, por exemplo), bem como climas com temperaturas constantemente elevada.

Segundo Barra *et al.* (2010), as classe que mais se enquadram à realidade climática do Brasil são a 2 e a 3, dependendo da região considerada, sendo ainda a classe 3 a mais indicada entre todas.

Na sequência, as misturas aprovadas no nível 2, são avaliadas pelo ensaio de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260-2, 1992), contemplado no nível 3, e na sequência o nível 4 submete a mistura ao ensaio de fadiga (AFNOR NF P 98-261-1, 1993).

É importante salientar que as exigências dos níveis superiores abrangem as exigências dos níveis inferiores (BARRA 2009; GUERRRERO PÉREZ, 2009; LCPC, 2007; SAUTEREY *et al.* 2001)

Esta pesquisa abrange apenas os níveis empíricos das formulações segundo a metodologia francesa (Figura 3.1 - Pirâmide de ensaios metodologia francesa), sendo os níveis fundamentais (módulo complexo e fadiga) sugestão para trabalhos futuros.

4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A deformação permanente é um dos defeitos estruturais mais comumente encontrado nos pavimentos com revestimento asfáltico nas rodovias brasileiras

Segundo Ahmad (2011), a deformação permanente é caracterizada pelo surgimento de depressões longitudinais no trilho de rodas das rodovias, devido ao acúmulo de pequenas deformações no material asfáltico causadas pelo carregamento repetitivo do tráfego, ou seja, são deslocamentos não recuperáveis acumulados ao longo da vida do pavimento.

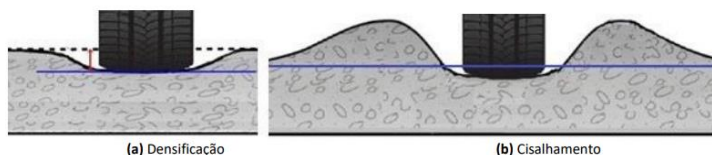
Sohm (2011) relata que os problemas de deformação permanente crescem sob o efeito do trânsito e são particularmente observados em estradas onde o tráfego é muito lento e canalizado (estradas e paradas de ônibus, por exemplo, estradas com encostas íngremes) ou em estradas sujeitas a cargas muito pesadas (plataformas industriais), ou nas áreas de estacionamento.

A norma DNER – PRO 164/94 define a irregularidade longitudinal como o desvio da superfície da rodovia em relação a um plano de referência, que afeta a dinâmica dos veículos, a qualidade ao rolamento e as cargas dinâmicas sobre a via.

Existem dois tipos de deformação permanente em um pavimento: referente aos acúmulos de deformações nas camadas abaixo do revestimento e referente às misturas asfálticas, sendo a segunda o objetivo desta pesquisa.

A deformação permanente em misturas asfálticas pode ser causada por densificação e/ou movimento lateral (deformação por cisalhamento) desse material sob a ação do tráfego (Figura 4.1) (BASTOS *et al.*, 2017).

Figura 4.1 - Deformação permanente em pavimentos asfálticos



Fonte: Ferreira (2015)

Segundo Joliet e Malot (2000), tanto o ligante quanto os granulares desempenham papel fundamental no comportamento

mecânico da mistura asfáltica: o ligante, como resultado da sua reologia e consistência e o agregado com as forças de atrito interna entre as suas partículas.

Por isso é de extrema importância de se ter um esqueleto mineral bem dimensionado na mistura asfáltica, além de se estudar as propriedades dos granulares.

Segundo Collins e Boulbibane (2000), há a necessidade de desenvolver modelos teóricos que permitam prever a deformação permanente em campo.

A Tabela 4.1 apresenta alguns modelos tradicionais de previsão de deformação permanente, sendo que as equações foram elaboradas através de diferentes ensaios, e não somente aplicados a misturas asfálticas.

Tabela 4.1- Alguns modelos de previsão de deformação permanente

Modelos	Equação	Variáveis
Clássico	$\varepsilon_{\rho} = aN^b$	N = número de ciclos de cargas; a, b = coeficientes de regressão
Monismith <i>et al.</i> (1977)	$\varepsilon_{\rho} = \delta(T)N^{\alpha}\sigma^{n-1}$ $[\sigma_z - 0,5 * (\sigma_x + \sigma_y)]$	$\delta(T)$ = função temperatura α = coeficiente N = número de ciclos de carga T = tempo de carregamento σ = equivalente de tensão definido em função da tensão principal
Brown e Bell (1977)	$\varepsilon_{\rho} = \left(\frac{q}{a}\right)^b N$	ε_p = deformação de cisalhamento permanente q = tensão desvio a, b = coeficientes N = número de ciclos de carga
Khedr (Ohio State Univ.) (1986)	$\frac{\varepsilon_{\rho}}{N} = A_a \cdot N^{-m}$	A_a = propriedade do material, função do modulo resiliente m = Parâmetro do material
Tseng e Lytton (1989)	$\varepsilon_{\rho} = \varepsilon_0 \exp\left(-\left(\frac{\rho}{N}\right)^b\right)$	ε_0 , ρ , b = coeficientes de regressão N = número de ciclos de carga
MEPDG (2002)	$\frac{\varepsilon_{\rho}}{\varepsilon_r} = 10^{k_1} T^{k_2} N^{k_3}$	ε_r = deformação resiliente N = número de ciclos de carga T = temperatura k_1 , k_2 , k_3 = regressão

Fonte: Adaptado CHOI (2013)

Apesar de existirem vários modelos matemáticos que tentam prever ou descrever a deformação permanente, nem todos se aplicam a

misturas asfálticas, pois muitos são voltados a solos finos coesivos, ou até mesmos ensaios estáticos e dinâmicos aplicados em campo. O modelo que mais se aproxima deste trabalho, seria o modelo clássico, que é o modelo previsto na norma francesa para formulação de misturas asfálticas.

Segundo Guimarães (2009), o modelo de Monismith é o mais difundido no Brasil, porém este não considera o estado de tensões e tem acurácia reduzida à medida que se aplica um número maior de ciclos de carga.

Huang (1993) adverte que os modelos de previsão de deformação permanente em afundamento de trilha de roda são apresentados genericamente pela Equação 4.1:

$$N_d = f_4(\epsilon_c)^{f_s} \quad (4.1)$$

onde:

N_d = número admissível de ciclos

ϵ_c = deformação no subleito

f_4 e f_s = constantes obtidas em pistas experimentais de deformação permanente em campo ou sugeridos pelo Asphalt Institute, pela Shell e pela Nottingham University.

Apesar dos modelos matemáticos de previsão de deformação permanente serem amplamente estudados e aplicados em algumas pesquisas, Heck (2001), El Abd (2006) e Sohm (2011), por exemplo, ressaltam, assim como a metodologia francesa, e também esta pesquisa, considera-se que a deformação permanente é um ensaio empírico e não fundamental, pois descrevê-la matematicamente ainda é um desafio acadêmico que ainda não foi atingido de maneira conclusiva, uma vez que a deformação permanente é um fenômeno que se desenvolve de forma caótica na prática, logo de difícil modelagem matemática.

4.1 MECANISMOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

As variáveis que contribuem para a geração de deformação permanente nos pavimentos normalmente são o tráfego excessivo, a deformação no domínio da viscosidade das misturas asfáltica (fluência), o teor de ligante em excesso na dosagem da mistura asfáltica, a má estabilidade do esqueleto granulométrico, a falta de adesividade do ligante com o agregado mineral e a aderência deficiente na interface da

camada betuminosa com o substrato inferior do pavimento (AHMAD, 2011).

Segundo Verstraeten (1994) existem três maneiras de manifestação das irregularidades da superfície que caracterizam a formação da deformação permanente dos concretos asfálticos: deformação permanente estrutural, deformação permanente de fluência e deformação permanente de uso.

A deformação permanente estrutural é resultado do subdimensionamento das camadas do pavimento para o tráfego ao qual é submetido ou de falhas no processo construtivo, como o emprego de materiais com defeito de execução (falta de compactação) e também insuficiência de drenagem ou suporte do solo.

A deformação permanente por uso resulta do desgaste provocado pelos pneus, especialmente por pneus providos por correntes para situações de pista com gelo para melhorar a aderência. É um defeito que ocorre primordialmente em regiões frias, portanto é um defeito menos encontrado em pavimentos brasileiros.

A deformação permanente causada por fluência distingue-se por ser problema de formulação da mistura do concreto asfáltico, características dos diversos constituintes e da execução da mistura, está associada à má combinação dos materiais constituintes. Os parâmetros influentes na deformação permanente de fluência, medida nos ensaios de simulação de tráfego sobre placas, ou simplesmente designada adiante por deformação permanente são objetivo desta pesquisa.

O Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (2006) cita que entre as deformações permanentes em pavimentos podem-se incluir depressões, deformações plásticas e os afundamentos nas trilhas de roda, sendo que as causas podem estar associadas ao tráfego ou não, como ilustra a Tabela 4.2.

Tabela 4.2 - Causas e tipos de deformação permanente

Causa geral	Causa específica	Exemplo de defeito
Associada com o carregamento	Carregamento concentrado ou em excesso	Fluência plástica (ruptura por cisalhamento)
	Carregamento de longa duração ou estático	Deformações ao longo do tempo
	Grande número de repetições de carga	Afundamento nas trilhas de roda
Não associada com o carregamento	Subleito constituído de solo expansivo	Inchamento ou empolamento
	Solos compressíveis na fundação do pavimento	Recalque diferencial

Fonte: Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (2006)

Destaca-se como objeto de estudo desta pesquisa a fluência, que é um mecanismo associado às deformações causadas pela ação do tráfego, ou seja, a constância do volume do tráfego dá origem a movimentos cisalhantes que originam as depressões e solevamentos.

4.2 PARÂMETROS INFLUENTES NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS

Momm (1998) e Moura (2010) citam a dificuldade de estabelecer correlações entre os parâmetros de formulação e a deformação permanente, porém muitos parâmetros podem ter suas características avaliadas a partir de testes de laboratórios.

Momm (1998) em sua pesquisa cita que a temperatura, teor de vazios, angularidade, tipo de ligante, teor de ligante e granulometria são alguns fatores que influenciam a deformação permanente.

Já Lekarp *et al.* (2000) resume que os principais fatores que causam a deformação permanente podem ser agrupados em: tensão cisalhante, carregamento repetido, umidade e características do agregado em si (geologia, forma, textura, etc).

Al-Khateeb e Basheer (2008) seguem a ideia de Souza *et al.* (1991) e trazem que a deformação permanente é influenciada pelos parâmetros que são subdivididos em quatro categorias: propriedade dos granulares, propriedade do ligante, propriedade da mistura asfáltica e condições ambientais, como é possível observar na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - Fatores que afetam a deformação permanente de misturas asfálticas

Categoria	Fator	Mudança no fator	Efeito da mudança do fator na resistência à deformação permanente
Propriedades dos granulares	Textura da superfície	Lisa para rugosa	Aumenta
	Gradação	Aberta para contínua	Aumenta
	Forma	Arredondada para angular	Aumenta
	Tamanho	Aumento no tamanho máximo	Aumenta
Propriedade do ligante	Consistência	Aumenta	Aumenta
Propriedades das misturas asfálticas	Teor de ligante	Aumenta	Diminui
	Teor de vazios	Aumenta	Diminui
	Volume de vazios do agregado mineral (VMA)	Aumenta	Diminui
	Método de compactação	Varia*	Varia*
	Temperatura	Aumenta	Diminui
Condições ambientais	Estado de tensão/deformação	Aumento da pressão de contato do pneu	Diminui
	Numero de repetições de carga	Aumenta	Diminui
	Água	Seco para molhado	Diminui se a mistura for sensível à água

*O método de compactação tanto em laboratório quanto em campo podem influenciar na estrutura do sistema e assim na propensão de deformação permanente.

Fonte: Adaptade Souza *et al.* (1991)

Nascimento (2008) cita alguns fatores que podem colaborar para o afundamento de trilhas de roda, como os relacionados ao agregado (granulometria, angularidade, tamanho, geometria, forma, textura e propriedade do filler), ao ligante asfáltico (teor e afinidade entre o asfalto e agregado, Grau de Desempenho (PG)) e aos agentes externos (velocidade do tráfego, carga de tráfego e clima).

A seguir, são apresentados alguns fatores que para o contexto desta pesquisa são considerados importantes.

4.2.1 Distribuição granulométrica

De acordo com Momm (1998) a distribuição granulométrica em misturas asfálticas é a responsável pela organização interna dos granulares de modo que haja o embricamento dos mesmos, de forma que os grãos menores ocupem os vazios deixados pelos grãos maiores.

Tratando-se de deformação permanente, a granulometria pode ser considerada uma das características mais importante da mistura asfáltica, em razão de sua influência nas propriedades mecânicas, hidráulicas e de durabilidade das misturas asfálticas (ROBERTS *et al.*, 1996).

Brosseaud *et al.* (1993) destacam algumas influências da granulometria na deformação permanente:

- a redução da percentagem de areia pode reduzir a profundidade da deformação permanente em trilhas de roda em misturas asfáltica;
- a utilização de granulares britados melhora a resistência à deformação permanente; e
- a introdução de uma descontinuidade na granulometria contribui, em geral, para a instabilidade quanto a deformação permanente.

Teoricamente, a melhor granulometria é aquela que oferece o melhor intertravamento entre os agregados, resultando em máxima densidade. Esse arranjo possibilita o aumento da estabilidade em função dos numerosos pontos de contato entre as partículas e da redução na percentagem de vazios do agregado mineral (VAM) (NG, 2013).

4.2.2 Angularidade e forma

A angularidade, a forma e a textura dos granulares têm um efeito significativo no desempenho das misturas asfálticas, controlando a resistência à deformação permanente. Granulares irregulares e angulares provaram produzir pavimentos de qualidade superior aos granulares lisos e redondos (AHLRICH, 1996).

O efeito da forma dos granulares na deformação permanente foi observado por Uge e Van de Loo (1974), onde encontraram que misturas asfálticas constituídas por granulares britados são mais

estáveis, sendo assim, são menos suscetíveis à deformação permanente que misturas com granulares arredondados (seixo rolado, por exemplo).

Para Roberts *et al.* (1996) e Momm (1998), o bom comportamento de misturas compostas por granulares britados (ou seja, angulares) se deve ao melhor intertravamento (atrito interno) comparado às partículas arredondadas, resultando em uma melhora na resistência à deformação permanente.

A angularidade dos granulares representa a percentagem de grãos britados da mistura, sendo que misturas compostas em 100% de granulares britados possui o índice de britados = 100.

O risco de deformação permanente é reduzido caso a parcela de areia das misturas de concreto asfáltico seja substituída por areia obtida por britagem. Porém, tende a existir um intervalo ótimo de substituição ainda não bem conhecido e/ou estudado para garantir a estabilidade da mistura (BROSSEAUD *et al.*, 1993).

Em relação à forma dos granulares, sabe-se que granulares lamelares são mais suscetíveis à quebra podendo levar a um maior consumo de asfalto, ao aumento do volume de vazios, à estratificação da mistura e à diminuição da resistência da mistura, por outro lado, os granulares esféricos provocam intertravamentos ineficientes, produzindo uma maior movimentação das partículas quando submetidas aos esforços solicitantes. Sendo assim, a forma mais indicada dos granulares a serem usados em pavimentação é a cúbica, que resultam em maior atrito interno, maior resistência e em menores taxas de quebras dos granulares em operações de mistura, aplicação e compactação das misturas asfálticas (BUTTON *et al.* 1999).

4.2.3 Teor de vazios

Segundo Brosseaud *et al.* (1993) o teor de vazios é um dos fatores que tem maior influência na deformação permanente dos concretos asfálticos sendo que no intervalo de teor de vazios de 3 a 7%, o material é mais estável.

A compactidade da mistura é caracterizada pelo teor de vazios. Geralmente, considera-se que uma boa compactidade (baixo teor de vazios) corresponde a uma melhor resistência às deformações permanentes (SOHM, 2011).

Em geral, o concreto asfáltico após ser compactado não deve apresentar menos de 4% de vazios para que o teor de vazios não se reduza a menos de 2% ou 3% pela pós-compactação, o que acarretaria a perda da estabilidade da mistura. O teor de vazios também não poderá

ultrapassar 8% para garantir a resistência à fadiga e ao envelhecimento, sendo então a composição volumétrica dos concretos asfáltico de importância fundamental para a estabilidade e a durabilidade do pavimento (VERSTRAETEN, 1994 ; CORTE, *et al.*, 1994).

A deformação permanente tende a crescer na proporção inversa da percentagem de vazios e na proporção direta da percentagem de ligante asfáltico na mistura. Para que o concreto asfáltico tenha desempenho satisfatório quanto à deformação permanente precisa ser construído com controle da percentagem de vazios remanescente após a compactação e durante o uso (MOMM, 1998).

4.2.4 Tipo e teor de ligante

O ligante asfáltico exerce um papel importante na estabilidade da mistura asfáltica. Dentre suas características, podem ser citadas a viscosidade, o teor e a modificação do asfalto como propriedades mais relevantes do ligante (NG, 2013).

O excesso do teor de ligante, assim como os ligantes de consistência mais moles, são considerados fortes responsáveis pelo surgimento de deformação permanente. A consistência dos ligantes pode ser caracterizada pela temperatura de amolecimento de anel e bola, pela penetração, e pelo índice de susceptibilidade térmica. Neste sentido, Mahboub e Little (1988) *apud* Nascimento (2008) mencionam que o uso de ligante asfáltico menos viscosos torna a mistura asfáltica menos consistente e portanto, mais suscetíveis ao aparecimento de deformação permanente.

Segundo Momm (1998) em situações específicas, os riscos de deformação permanente podem ser controlados pela aplicação de ligantes modificados (polímeros, microfílleres, aditivos químicos, entre outros) de modo a reduzir a sensibilidade ao afundamento de trilhas de roda. Neste sentido Ng (2013) comenta que o aumento da viscosidade do ligante asfáltico sem que esta mudança prejudique o desempenho da mistura asfáltica em épocas de baixa temperatura.

Melhorar a trabalhabilidade da mistura com a adoção de teores mais elevados de ligante pode conduzir a alto risco de deformação permanente (MOMM, 1998).

Segundo Brousseau *et al.* (1993) há alta probabilidade de ocorrência e existem grandes riscos de deformação permanente com o aumento do teor de ligante na mistura asfáltica, porém não existe uma proporcionalidade entre o aumento da deformação permanente e o aumento do teor de ligante.

O aumento da espessura do ligante em torno dos granulares distancia as partículas e resulta em um aumento da mobilidade entre elas, esse aumento da lubrificação diminui uma parcela da resistência ao cisalhamento desenvolvida pelo atrito entre grãos (NG, 2013).

Moura (2010) ao avaliar misturas com asfaltos convencionais e modificados observou que o uso de asfalto convencional mais consistente ou a modificação com polímero ou borracha, contribuiu significativamente para a redução da deformação permanente causada pela fluência do material.

4.2.5 Temperatura

A influência da temperatura está relacionada à susceptibilidade térmica do ligante betuminoso. Quanto maior a temperatura, maior a perda de rigidez e viscosidade da mistura. A rigidez da mistura diminui e a resistência às deformações permanentes, que é assegurada pela sua coesão, também diminui. A mistura é então mais sensível às deformações permanentes (SOHM, 2011).

Brosseaud *et al.* (1993) e Merighi (1999) constataram que há uma forte relação entre o aumento da temperatura e o aumento da deformação permanente em trilhas de roda de misturas asfálticas.

Segundo De La Roche (1996) a temperatura é um parâmetro fundamental que atua sobre o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas, uma vez que herdamos as características viscoelásticas do ligante betuminoso que contém, constituindo materiais termosuscetíveis, isto é, as suas propriedades dependem da temperatura. Quando as temperaturas são muito baixas, as misturas sob solitação normal do tráfego apresentam uma rigidez elevada e um comportamento praticamente elástico, o que pode acarretar na fragilidade do material devido ao enrijecimento excessivo do ligante betuminoso.

À medida que a temperatura aumenta, acarreta uma diminuição da viscosidade do ligante betuminoso e, conseqüentemente, da rigidez da mistura, tornando a sua deformabilidade mais elevada, o que favorece o aparecimento de avarias às misturas, como o acúmulo das deformações irreversíveis durante a aplicação dos ciclos de solitação das cargas, provocando, por exemplo, as deformações permanentes por fluência (De La ROCHE, 1996; GRIMAUX e HIERNAUX, 1977).

4.2.6 Influência do tráfego

Segundo Sohm (2011) a carga, a velocidade e a intensidade do tráfego influenciam no surgimento e agravamento da deformação permanente.

O desenvolvimento do tráfego provoca um aumento do número de veículos, a mudança de peso e geometria de veículos e pneus. Este desenvolvimento pode provocar problemas de agressividade nas estruturas rodoviárias que não foram dimensionadas para tais níveis de solicitações, assim os pavimentos são submetidos às altas pressões de contato com durações mais longas.

Estudos de Aussedat (1977) mostram que quanto menor a velocidade, maior o nível de deformação permanente.

A intensidade do tráfego é o número de passagens do veículo durante uma unidade de tempo. Testes comparativos entre cargas cíclicas e fluência de materiais betuminosos demonstraram que não só a duração de solicitação é importante, mas também que o número de tensões de carga-descarga é influente (SOHM, 2011).

4.2.7 Outros fatores

Terrel e Al-Swailmi (1993) citam que a aspereza da superfície do agregado, a tensão superficial no contato do ligante asfáltico com o granular, a composição química do ligante e do granular, porosidade superficial do granular, forma do granular, limpeza do granular, umidade do granular, temperatura e tempo de usinagem, podem contribuir para a deformação permanente em trilhas de roda em misturas asfálticas.

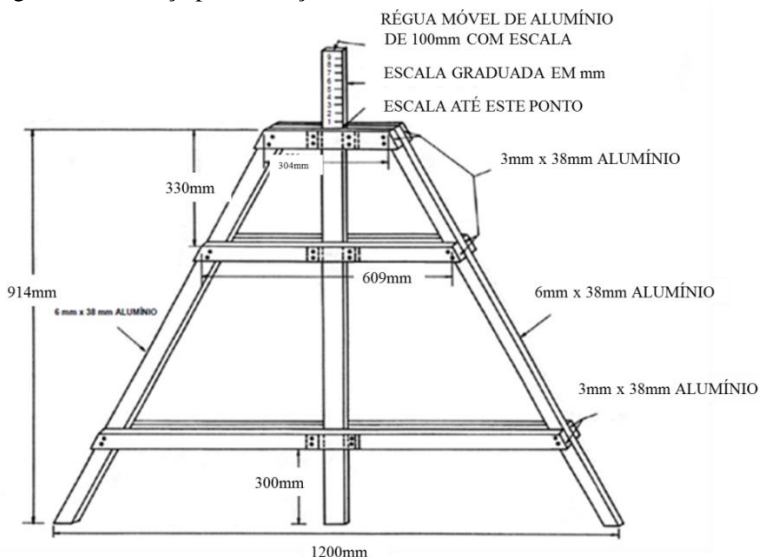
4.3 ENSAIOS PARA MEDIDA DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Após o desenvolvimento do afundamento de trilha de roda em campo, basicamente dois mecanismos são utilizados para medi-la: um pontual e outro contínuo.

No processo pontual o equipamento utilizado é uma treliça de alumínio (Figura 4.3) de dimensões padronizadas dotada de régua móvel instalada em seu ponto médio que permite medir em milímetros as flechas da trilha de roda, coincidente com uma estaca. O procedimento é regido pela norma PRO 006/2003 (DNIT, 2003) que permite a contagem e classificação de ocorrências de defeitos diversos na superfície do

revestimento e a medida das deformações permanentes em pontos determinados.

Figura 4.2 - Treliça para medição das flechas da trilha de roda



Fonte: DNIT- PRO 006 (2003)

Já o outro processo é uma avaliação contínua e faz uso do perfilômetro (Figura 4.4), sendo mais comum atualmente o a laser. Este equipamento pode ser composto por 5 módulos lasers posicionados e distribuídos ao longo de uma barra rígida de 3,0 m de comprimento. O posicionamento dos sensores simula a treliça de alumínio referente à norma PRO 006/2003 (DNIT, 2003).

Figura 4.3 - Perfilômetro



Fonte: Campos *et al.* (2009)

Por apresentar um comportamento influenciado por diversos fatores e variáveis, modelar matematicamente a deformação permanente com as mesmas ocorrências que teriam em campo se torna complexo. Por este motivo utilizam-se ensaios empíricos, feitos em laboratório ou em campo, para determinar e avaliar este fenômeno.

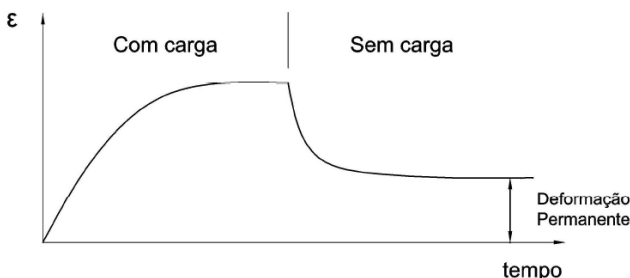
Apresenta-se a seguir alguns ensaios utilizados para previsão das deformações permanentes: o ensaio de carregamento axial (creep) e os ensaios com simuladores de deformação permanente em laboratório.

4.3.1 Ensaio Creep

Com o objetivo de avaliar a estabilidade estrutural de uma mistura a partir da análise da sua taxa de deformação, ou seja, da sua capacidade de fluir em função do tempo e da magnitude do carregamento, pesquisadores da Shell, em busca de métodos simplificados que permitissem essa avaliação, desenvolveram o ensaio de fluência por compressão uniaxial, também conhecido por ensaio de creep (COELHO, 1996).

O ensaio de creep passou a ser utilizado em materiais asfálticos para estimar a capacidade de deformação permanente de misturas asfálticas à quente. Este ensaio é conduzido por aplicação de uma carga estática e o resultado é descrito por uma curva de deformação permanente axial *versus* o tempo de ensaio, como é apresentado na Figura 4.5 (ROBERTS *et al.* 1996).

Figura 4.4- Resultado típico de um ensaio de creep

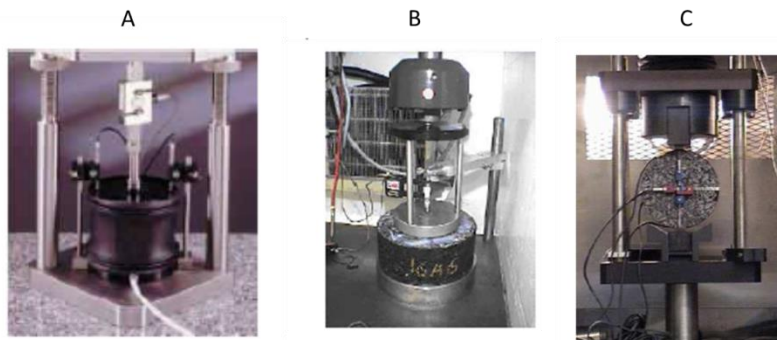


Fonte: Roberts *et al.* (1996)

O ensaio creep pode ser executado com a aplicação de carga axial em corpos de prova com e sem confinamento (Figura 4.6 A e 4.6 B), onde uma carga é aplicada axialmente, em uma das faces de corpos-de-

prova cilíndricos, durante certo período, com o registro dos deslocamentos axiais provocados por este carregamento de magnitude constante. Passado certo período, submete-se ao descarregamento e mede-se o retorno dos deslocamentos, ou parte dele por um determinado período. Uma terceira maneira de se realizar o ensaio é com a aplicação de carga diametral por ensaio de compressão diametral (Figura 4.6 C).

Figura 4.5 Ensaio creep

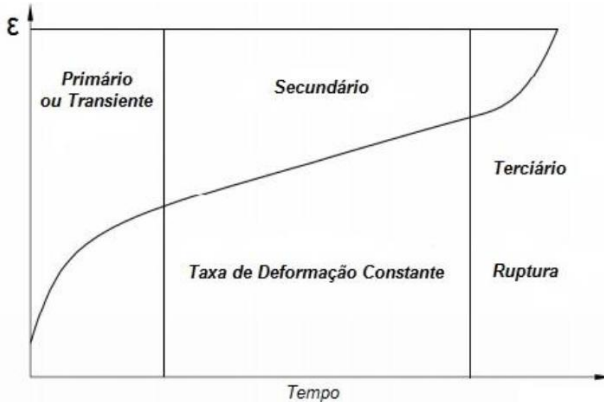


Fonte: Moura (2010)

Segundo Roberts *et al.* (1996) o ensaio de creep diametral normalmente se aplica para determinação do potencial de trincamento de misturas asfálticas para baixas temperaturas. Enquanto os ensaios de creep axial, tanto em corpos-de-prova confinados como não confinados são aplicados para prever o potencial de deformação permanente.

Na Figura 4.7 representa-se esquematicamente o gráfico de deformação versus tempo de carregamento obtido a partir do ensaio de creep, onde é possível visualizar os três estágios de fluência que ocorrem durante o ensaio, denominados de estágios primário, secundário e terciário. No primeiro estágio registra-se uma velocidade de deformação elevada, no segundo estágio a taxa de deformação tende a ser constante e no terceiro estágio ocorre a falha. Nesse último, a velocidade de deformação cresce rapidamente (LITTLE *et al.*, 1993; MOURA, 2010; NG 2013).

Figura 4.6 - Esquema do ensaio creep com três estágios de deformação por fluência



Fonte: Little *et al.* (1993)

Estes ensaios, devido a certa facilidade de execução, são empregados por vários pesquisadores, por exemplo, Sá (1996), Taira e Fabbri (2001), Coutinho Neto e Fabbri (2004), Vianna *et al* (2003), Bottin Filho (1997), porém a variabilidade nos resultados e os problemas de repetibilidade fazem com que este ensaio mostre restrições para ser usado para previsão de comportamento em campo (MOURA 2010).

4.3.2 Ensaio com máquina de deformação permanente

Ensaio laboratoriais com equipamentos simuladores de deformação permanente são uma alternativa para a determinação do potencial que mistura asfáltica possui para resistir à deformação permanente.

Cita-se três equipamentos utilizados com a finalidade de simular ocorrência de deformação permanente em misturas asfálticas: *Asphalt Pavement Analyzer* (APA), *Hamburg Wheel Tracking Devices* (HWTD) e *orniéreur* (que em tradução livre significa produtor de trilhas).

O ensaio no simulador APA é regulamentado pela AASHTO T 340 (2010) - *Determining Rutting Susceptibility of Hot Mix Asphalt Using the Asphalt Pavement Analyzer*. Pesquisadores como Cooley *et al.* (2000) e Fritzen, (2005) comentam que no APA (Figura 4.8) é possível ensaiar dois tipos de corpos de prova, um em forma de placa

com dimensões de 12,5 x 30 cm e 7,5 cm de espessura e corpos de prova cilíndricos com dimensões de 15 cm de diâmetro e 7,5 cm de espessura.

Os corpos de prova são compactados por amassamento com volume de vazios entre 4 e 7%. Uma roda metálica aplica uma carga de 445 N sobre a superfície do corpo de prova através de uma mangueira inflada a uma pressão de 827kPa que repousa sobre esta superfície. A temperatura de ensaio varia entre 30 e 70°C, sendo a temperatura mais usual a de 35°C por ser a temperatura média do pavimento da Geórgia, local onde foi desenvolvido o simulador em 1985. O ensaio é conduzido até 8.000 ciclos e a profundidade da trilha de roda é mensurada por um sistema de medição automática.

Figura 4.7 - Simulador de deformação permanente tipo APA



Fonte: Fritzen (2005)

O *HWTD*, Figura 4.9, é um equipamento destinado a medir a deformação permanente em trilha de roda e resistência à desagregação de misturas asfálticas de rodovias na Alemanha e é regulamentado pela norma AASHTO T 324-11 - Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Hot-Mix. Foi desenvolvido por *Helmut-Wind Incorporated* de Hamburgo. Os ensaios são realizados em placas de 260 x 320 mm e, normalmente, 40 mm de espessura e são compactadas por amassamento com 7 +/-1% de volume de vazios. O ensaio é conduzido com o corpo de prova imerso em água à temperatura variando entre 20 e 70°C, sendo o mais usual à temperatura de 50°C. Uma roda de aço com largura de 47

mm solicita a placa no sentido de vai-e-vem com a aplicação de uma carga de 705 N. O critério de parada é quando atinge 20.000 ciclos ou quando ocorrer 20 mm de deformação (COOLEY *et al.*, 2000; COUTINHO *et al.*, 2010).

Figura 4.8- Simulador de deformação permanente Hamburg - Hamburg Wheel-Tracking Device.



Fonte: Stuart e Youtcheff (2001)

E por último, o equipamento francês utilizado para determinação da deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas é o *orniéreur* (produtor de trilhas), sendo este o equipamento utilizado no desenvolvimento desta pesquisa.

Os corpos de prova são preparados no equipamento denominado de mesa compactadora, apresentado como Figura 4.10. O processo de compactação das placas das misturas asfálticas é preconizado na norma AFNOR NF 98-250-2. A mistura asfáltica é compactada por amassamento. O processo de compactação assemelha-se muito com as condições de compactação da mistura em campo, logo o volume de vazios encontrado nas misturas asfálticas após a compactação com a mesa é próximo do volume de vazios encontrado em campo após a compactação. As placas tem dimensões de 18 x 50 cm e 5 ou 10 cm de espessura (MOURA, 2010).

Após a compactação, no ensaio de deformação permanente em trilha de roda (Figura 4.11) a pressão de inflagem dos pneus é de 0,6

MPa, a carga de ensaio é de 5 kN, aplicada em cada placa. A frequência de ensaio é de 1Hz e em 1 ciclo ocorrem duas passadas. O ensaio é conduzido à temperatura de 60°C, o sistema de medidas do afundamento é realizado em 15 pontos distribuídos em toda a área solicitada pelo pneu e o resultado é a média dessas medições (BARRA 2009; MOURA 2010).

Figura 4.9 - Mesa compactadora tipo LCPC



Fonte: Autor

Figura 4.10 - Simulador de deformação permanente LPC



Fonte: Autor

O número máximo de ciclos usual para que o ensaio termine é 30.000 ou quando a mistura asfáltica se deforma excessivamente, sendo que as diretrizes francesas limites aceitáveis, para o problema de deformação permanente, o valor obtido no simulador de tráfego em 10%

para camadas de concreto asfáltico utilizadas como revestimentos, com espessuras entre 6 e 8 cm (LCP, 2007).

Leahy e McGennis (1999), Moura (2010) e Borges (2014) apresentam resumo das principais características e critério de aceitabilidade dos três tipos de simuladores de deformação permanente de laboratório: LCPC, Hamburg e APA, a Tabela 4.4 reúne essas condições de ensaio.

Tabela 4.4 - Resumo comparativo de características dos simuladores, LCPC, Hamburg e APA

Parâmetro	Equipamento		
	LCPC	Hamburg	APA
Dimensões dos corpos de prova	50 cm x 18 cm (espessura de 5 a 10 cm)	25 cm x 28cm (espessura 6 a 9 cm)	7,5 cm x 38,1 cm (espessura 3 cm)
Modo de compactação	Amassamento		
Amplitude de Carga	5000 N regulável Pressão de inflagem dos pneus = 0,6 MPa regulável	705 N Roda metálica	445 N Carga de roda aplicada através de mangueira inflada = 0,7 MPa
Volume de vazios	3-12	6-8	4-7
Aplicação da Carga	1 ciclo = 1Hz 1 ciclo duas passadas		
Numero de ciclos	5.000 a 30.000	20.000	8.000
Tempo de ensaio (h)	9	6	4
Critério	Depende do tipo de mistura.	Até 4 mm de deformação após 20.000 ciclos é considerada adequada	Até 7,6 mm de deformação após 8.000 ciclos é considerada adequada
Tipo de roda	Pneu	Metálica	Mangueira inflada
Condições climáticas	60°C – sem banho	20°C a 70°C – com banho	35°C a 60°C – opção de banho

Fonte: Adaptado dos trabalhos de Leahy e McGennis (1999); Moura (2010) e Borges (2014)

5 MÉTODOS PARA FORMULAÇÃO DOS ESQUELETOS MINERAIS

Este capítulo apresenta alguns métodos utilizados para a formulação dos esqueletos minerais, bem como a definição das curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa.

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Segundo a NBR 9935 (2011), os agregados podem ser definidos como materiais granulares, sem forma ou volume conhecidos, resultantes de processos naturais ou artificiais, cujas características se adequam a preparação de argamassas ou concretos.

Os granulares são os principais componentes estruturais que constituem a misturas asfáltica, cerca de 80 a 85% do volume. Devido a essa presença majoritária de agregados, o desempenho da mistura asfáltica em campo pode estar diretamente ligado a sua granulometria e suas propriedades físicas e químicas. Alguns aspectos como compactação, densificação, durabilidade, permeabilidade e resistência à deformação permanente podem ser afetados caso a granulometria do agregado não seja satisfatória (FERREIRA *et al.*, 2015; SOHM, 2011; KIM *et al.*; 1992).

Pan (2006) afirma que a morfologia dos agregados é um dos principais aspectos que influenciam na deformação permanente e a estabilidade de uma mistura asfáltica.

Ferreira *et al.* (2015), Greene *et al.* (2014), Nascimento (2008) e Stakson e Bahia (2003), ressaltam que o desempenho das misturas asfálticas está diretamente ligado a estrutura de seu esqueleto mineral, principalmente no que diz respeito à deformações permanentes.

Souza (2012) afirma que a angularidade dos agregados também devem ser levadas em conta, uma vez que essa característica pode apresentar efeitos negativos no que diz respeito à deformação permanente e fadiga das misturas asfálticas.

O desempenho da mistura de concreto asfáltico, no que diz respeito à trabalhabilidade, derrapagem, durabilidade e fadiga, é afetado pelas características dos agregados, tais como dimensões, angularidade e textura (MAHMOUD, 2010).

Segundo Momm (1998), a seleção dos materiais granulares para a produção de pavimento de concreto asfáltico, é determinada de acordo com alguns aspectos:

- Identificação do tamanho: o tamanho das partículas é, regularmente, determinado pelo peneiramento nas séries de peneiras de aberturas padrão e com tamanho de abertura progressivamente decrescente como exemplo, as peneiras da série ASTM;
- Dureza: a dureza dos grãos, qualidade essencial para garantir longevidade para a microtextura do pavimento, pode ser verificadas por ensaios de abrasão Los Angeles, e a sanidade pela degradação por imersão (sulfato de sódio ou magnésio);
- Forma: a forma dos granulares é uma particularidade da rocha-mãe que pode ser parcialmente modificada pelas técnicas de britagem; e
- Afinidade pelo asfalto: a afinidade ao asfalto é a qualidade do granular deixar-se aderir pelo ligante asfáltico e pode ser verificada pelo teste da película.

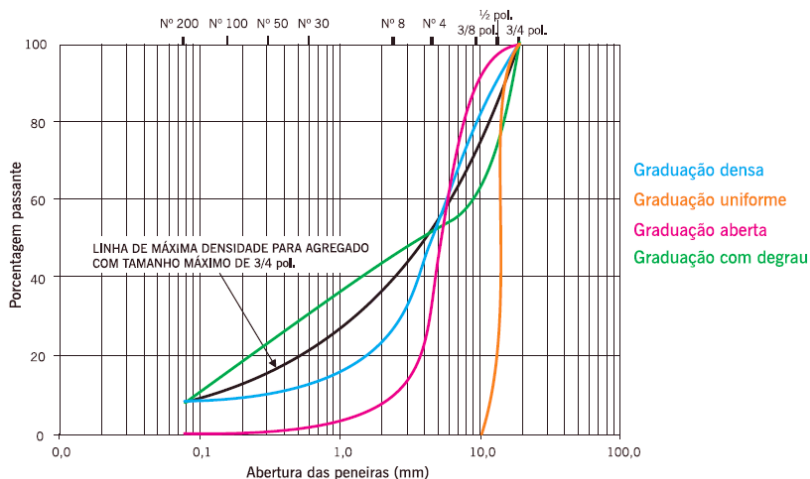
Roberts *et al.* (1996) afirmam que partículas chatas ou alongadas não são adequadas para o uso em misturas asfálticas, apesar das partículas arredondadas apresentarem um melhor trabalhabilidade e exigirem baixa energia para compactação, as partículas cúbicas, angulares apresentam um maior atrito interno, resultando em uma maior estabilidade mecânica, sendo assim, mais adequadas ao emprego no concreto asfáltico.

Além das características dos granulares, para obterem-se misturas asfálticas com desempenho satisfatório em campo, é necessário formular esqueletos granulométricos de qualidade. Através da fórmula estabelecida por *Talbot* é possível obter um melhor entrosamento entre os grãos, pelo preenchimento dos vazios, uma vez que é determinando o tamanho máximo das partículas e da percentagem passante na peneira de menor tamanho (GUERRERO PÉREZ *et al.*, 2015).

A granulometria é a distribuição dos grãos em diversos tamanhos, é um método de classificação das partículas de uma amostra sólida, sendo determinada através do peneiramento, com peneiras com aberturas normatizadas (AGUIAR *et al.*, 2002).

É possível assim, representá-la através de uma curva a distribuição granulométrica do agregado. A graduação dos agregados podem gerar curvas granulométricas basicamente de três formas: densa, aberta e uniforme. A Figura 5.1, apresenta a representação convencional dessas curvas.

Figura 5.1 - Representação convencional de curvas granulométricas



Fonte: Bernucci *et al.* (2010)

Os agregados que possuem graduação densa são aqueles que apresentam uma curva granulométrica de material bem graduado e contínuo, com quantidade de material fino suficiente para preencher os vazios entre as partículas maiores. Os agregados que possuem graduação aberta são aqueles que apresentam uma curva granulométrica de material bem graduado e contínuo, com insuficiência de material fino para preencher os vazios entre as partículas maiores. Os agregados tipo macadame apresentam granulometria uniforme, ou seja, possui partículas de um único tamanho.

A norma do DNIT-ES 031 (2006) apresenta os requisitos e tolerâncias no que diz respeito à granulometria para concretos asfálticos. A Tabela 5.1 apresenta as faixas granulométricas para pavimentos flexíveis definidas por esta norma. A análise granulométrica dos agregados e o método de ensaio são regidos pela norma DNER-ME 083 (1998) do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem – DNER.

Tabela 5.1 - Faixas granulométricas para pavimento de concreto asfáltico DNIT

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

Fonte: DNIT-ES 031 (2006)

Segundo Senço (2008), existem vários métodos para calcular as porcentagens em que devem ser misturados os agregados para obter-se um produto que se enquadre nas especificações exigidas. Assim, é possível obter uma curva granulométrica resultante dentro da faixa desejada, mesmo que os materiais quando analisados individualmente não satisfaçam à especificação. Dentre os métodos existentes destacam-se o método gráfico de Ruthfuchs, método de Bailey, método por tentativa e o método teórico. Além destes, ainda pode-se citar o método algébrico e o método do Instituto de Asfalto.

Para atingir o objetivo proposto, este trabalho utilizou-se dos métodos tentativas e o teórico (racional) de concepção granulométrica para formulação de misturas asfálticas.

5.2 MÉTODO ROTHFUCHS

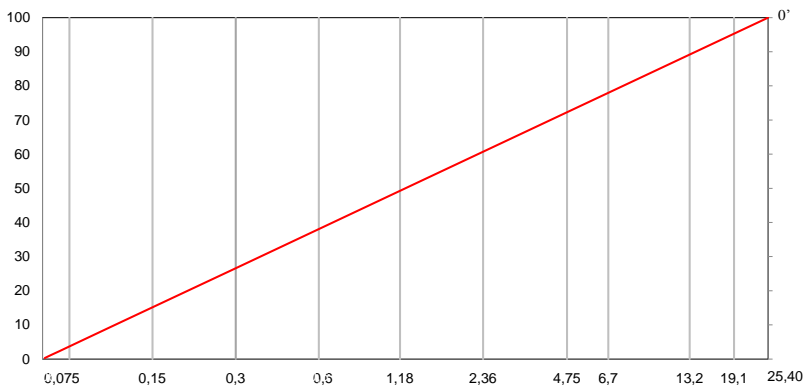
Segundo Senço (2008), a partir do Método Rothfuchs é possível calcular a curva granulométrica média da mistura, se conhecida à faixa de granulometria especificada.

O Método de Rothfuchs é um método gráfico e o procedimento para sua execução consiste nos seguintes passos, de acordo com Senço (2007):

- Em um papel milimetrado, marcam-se na vertical as porcentagens passantes de 0 a 100%;
- Na percentagem passante igual a 100%, marca-se na horizontal o ponto 0', de maneira arbitrária. Traça-se então a diagonal 0-0', que irá representar a granulometria desejada para a mistura, denominada granulometria média;
- A abertura das peneiras é determinada na escala horizontal, e para cada peneira é traçada uma linha vertical, de forma que a ordenada obtida sobre a reta 0-0' corresponda às percentagens que passam na peneira para mistura desejada;

A Figura 5.2 ilustra os passos descritos anteriormente, onde é possível observar na cor vermelha a diagonal 0-0'.

Figura 5.2 - Diagonal 0-0'

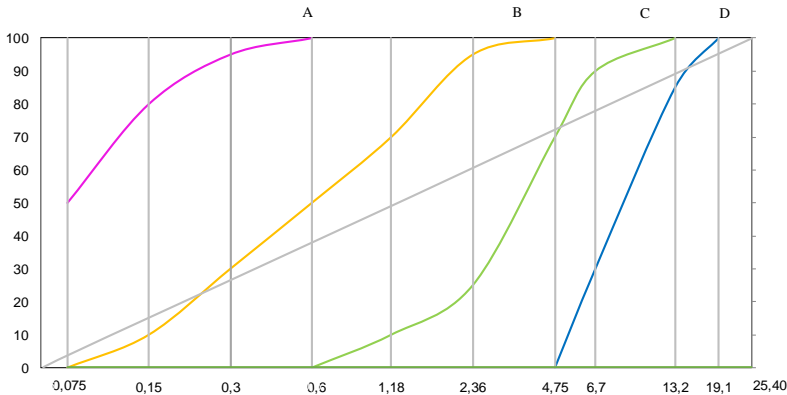


Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

- Após estas primeiras delimitações, é necessário traçar as curvas de distribuição granulométrica dos materiais a misturar. Como exemplo

apresentam-se quatro materiais diferentes (Figura 5.3), cuja distribuição granulométrica é apresentada na Tabela 5.2;

Figura 5.3 – Exemplo de curvas de distribuição granulométricas



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

Tabela 5.2 - Exemplo de curvas de distribuição granulométricas

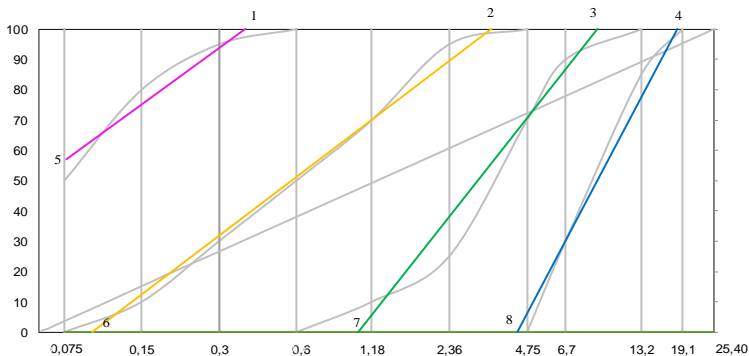
Abertura de Peneira (mm)	Percentagem em massa passando (%)			
	A	B	C	D
19,1	100	-	-	-
13,2	85	100	-	-
6,7	30	90	-	-
4,75	0	70	100	-
2,36	0	25	95	-
1,18	0	10	70	-
0,600	0	0	50	100
0,300	0	0	30	95
0,150	0	0	10	80
0,075	0	0	0	50

Fonte: Adaptado de *Department of Transport Republic of South Africa/ National Institute for Transport and Road Research* (1989)

e) A seguir, com uma régua, traça-se sobre a curva de cada material uma reta. A linha reta traçada deve ser a que mais se aproxima da

distribuição granulométrica original. Isso é feito de forma que as áreas entre a curva granulométrica e a linha reta sejam balanceadas. Dessa forma, são determinados novos pontos (1, 2, 3, 4, 5 e 6) dando origem aos segmentos 1-5, 2-6, 3-7, 4-8 (Figura 5.4)

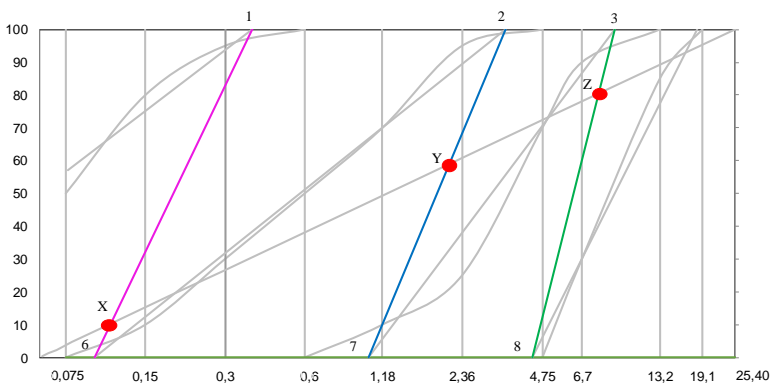
Figura 5.4 -Segmentos



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

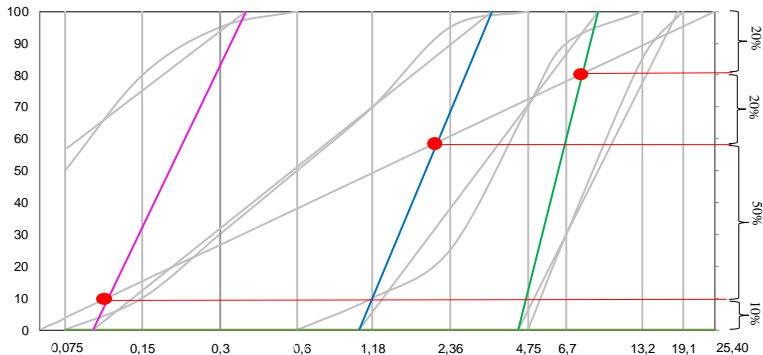
- f) Por último, ligam-se os pontos 1-6, 2-7 e 3-8 das extremidades das retas, Figura 5.5. Desta forma, os pontos X, Y e Z, de interseção com a diagonal $00'$, fornecem as proporções com que os materiais componentes devem entrar na mistura, ou seja, a granulometria média desejada, Figura 5.6.

Figura 5.5 – Pontos de interseção com a diagonal



Elaborado pelo autor (2018)

Figura 5.6 – Proporção de cada material na mistura



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

A granulometria média obtida de acordo com o método Rothfuchs é 10% material A, 50% material B, 20% material C, 20% material D.

5.3 MÉTODO BAILEY

O Método Bailey foi originalmente desenvolvido pelo engenheiro Robert Bailey do Departamento de Transporte de Illinois na década de 1980, com o objetivo de combater a deformação permanente de misturas de concreto asfáltico através da seleção sistemática da granulometria dos granulares que compoem a mistura asfáltica, sendo aprimorado a partir dos anos 2000 através das pesquisas realizadas por Vavrik *et al.* (CUNHA, 2004; VAVRIK *et al.* 2002).

O Método Bailey de seleção granulométrica relaciona-se diretamente com as características de compactação de cada fração, com os vazios no agregado mineral (VAM) e com os vazios da mistura (Vv), selecionando a estrutura de agregados da mistura que busque maior intertravamento dos agregados graúdos (CUNHA, 2004).

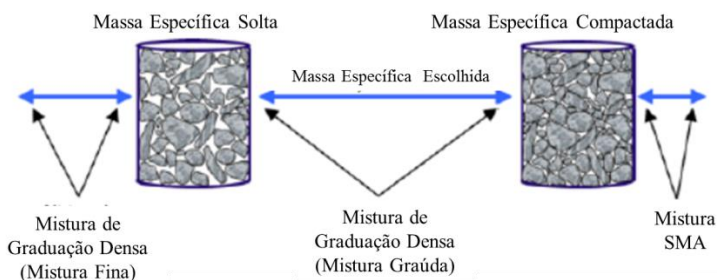
Segundo Cunha 2004, para combinar os agregados que irão compor o esqueleto granulométrico através do Método Bailey, deve-se:

- Determinar a massa específica escolhida (MEE) dos agregados graúdos;
- Calcular o volume de vazios no agregado graúdo;

- c) Determinar a quantidade de agregado fino para preencher o volume de vazios, usando a massa específica compactada dos agregados finos;
- d) Usando a densidade de cada agregado, determinar a massa total e converter para percentagens individuais de agregados;
- e) Corrigir a quantidade de agregado graúdo em função de agregado fino que ele apresenta e também corrigir a quantidade de agregado fino em função da quantidade de agregado graúdo presente na fração fina, para assim garantir uma mistura adequada, em volume, de agregados graúdo e fino;
- f) Determinar as percentagens ajustadas da mistura para cada agregado;
- g) Se forem usados materiais de preenchimento (fíler), ajustar a percentagem de agregado fino pela percentagem desejada de fino, para assim garantir a mistura, em volume, de agregado graúdo e fino; e
- h) Determinar as percentagens individuais revisadas dos agregados para o uso na mistura calculada.

Para que os passos descritos anteriormente sejam atendidos, é necessário entender alguns pontos importantes do Método de Bailey, como por exemplo, definir a MEE (Figura 5.7) que além de corresponder ao grau de intertravamento do agregado graúdo, tem relação com o tipo de mistura a ser dosada.

Figura 5.7- Seleção da massa específica dos agregados graúdos



Fonte: Vavrik *et al.* (2002)

Para misturas finas, a massa específica escolhida deve ser menor que 95%; para misturas graúdas, é recomendado o intervalos de 95 a

105%, para misturas do tipo SMA, a massa específica escolhida deve variar entre 110 e 125% (DANIEL e RIVERA, 2009).

O método também apresenta como forma de classificação dos agregados graúdos e miúdo, o Diâmetro Máximo Nominal (DMN) da mistura, denominando assim, agregados graúdos aqueles que formam vazios quando colocados em um volume definido, e agregados miúdos aqueles capazes de preencher os vazios criados pelos agregados graúdos presentes na mistura. Com isso, é necessário mais do que uma peneira de controle para a divisão entre agregado graúdo e miúdo, e essas peneiras vão depender do DMN, que é definido, segundo a especificação Superpave, como a primeira peneira acima da peneira que retém mais que 10% de material (CUNHA 2004).

No Método Bailey, a peneira que define o agregado graúdo e miúdo é conhecida como a peneira de controle primário (PCP) e é baseada no DMN da mistura. A PCP é definida como a peneira de tamanho mais próximo ao resultado da fórmula PCP na Equação 5.1. (VAVRIK *et al.*, 2002).

$$PCP = DMN \times 0,22 \quad (5.1)$$

Em que,

PCP: Peneira de Controle Primário

DMN: Diâmetro Máximo Nominal

Segundo a especificação do método, se 49,9% ou menos passa na PCP, a mistura é considerada graúda; se 50% ou mais da mistura passa na PCP, considera-se miúda (ASPHALT INSTITUTE, 2016).

Além da PCP, também devem ser determinadas a Peneira de Controle Secundário (PCS), a Peneira de Controle Terciário (PCT) e a Peneira Média (PM). Todo o material que ficar retido na PCP é considerado agregado graúdo. Já o material que passar na PCP e ficar retido na PCS, caracteriza a fração graúda do agregado fino, e o material que passar na PCS é considerado a fração miúda do agregado miúdo. Além disso, a PCT é utilizada para avaliar a fração miúda do agregado miúdo e a PM para avaliação da fração graúda da mistura. A Tabela 5.3 apresenta as peneiras de controle em função do DMN. (GADLER *et al.*, 2017)

Tabela 5.3 - Peneiras de controle de acordo com o DMN

Peneiras de controle	Diâmetro Máximo Nominal (mm)					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
PM	19,00	12,50	9,50	6,25	4,75	2,36
PCP	9,50	4,75	4,75	2,36	2,36	1,18
PCS	2,36	1,18	1,18	0,60	0,60	0,30
PCT	0,00	0,30	0,30	0,15	0,15	0,075

Fonte: Vavrik *et al.* (2002)

A partir das diretrizes propostas pelo método, faz-se uma avaliação da análise da mistura de agregados combinada, realizada por meio de parâmetros de proporção de agregado graúdo (AG), proporção de agregado graúdo no agregado miúdo (GAM) e proporção de agregado fino no agregado miúdo (FAM). Os parâmetros limites para essas proporções, definidos pelo método Bailey, estão indicados na Tabela 5.4.

Segundo Vavrik *et al.* (2002), os valores para essas proporções de agregados (AG, GAF, FAF) devem estar nas faixas indicadas na Tabela 5.4 e misturas cujos valores dessas proporções não seguem as indicações desse autor, podem se tornar instáveis e apresentar dificuldade de compactação em campo, por exemplo.

Tabela 5.4 – Faixas recomendadas para as proporções de agregados em misturas

Proporção dos agregados	Diâmetro Máximo Nominal (mm)					
	37,5	25,0	19,0	12,5	9,5	4,75
AG	0,80-0,95	0,70-0,85	0,60-0,75	0,50-0,65	0,40-0,55	0,35-0,45
GAF	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50
FAF	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50	0,35-0,50

Fonte: Vavrik *et al.* (2002)

A Proporção de agregados graúdos (Proporção AG) indica o comportamento da mistura quanto à compactação das partículas de agregados graúdos e a porção fina da mistura preenche os vazios deixados pelo agregado graúdo (CUNHA, 2004). A Proporção de AG é calculada pela Equação 5.2.

$$Proporção\ AG = \frac{(\% \text{ passante } PM - \% \text{ passante } PCP)}{(100\% - \% \text{ passante na } PM)} \quad (5.2)$$

A Proporção graúda dos agregados finos (Proporção GAF) indica o comportamento da mistura quanto à compactação da porção graúda do agregado fino e como a porção fina do agregado fino preenche os vazios deixados pela porção graúda do agregado fino (CUNHA, 2004). A Proporção de GAF é calculada pela Equação 5.3.

$$\text{Proporção GAF} = \frac{(\% \text{ passante na PCS})}{(\% \text{ passante na PCP})} \quad (5.3)$$

A Proporção fina dos agregados finos (Proporção FAF) indica o comportamento da mistura quanto à compactação da porção fina do agregado fino e o preenchimento dos vazios que restaram na porção fina de agregados da mistura (CUNHA, 2004). A Proporção de FAF é calculada pela Equação 5.4.

$$\text{Proporção FAF} = \frac{(\% \text{ passante na PCT})}{(\% \text{ passante na PCS})} \quad (5.4)$$

A proporção AG é o fator mais importante para a seleção da mistura, uma vez que sua redução aumenta a compactação da porção de agregado fino ao reduzir o número de partículas passantes pela PM, que são necessárias para limitar a compactação das partículas maiores de agregado miúdo (NASCIMENTO, 2008).

5.4 MÉTODO POR TENTATIVA

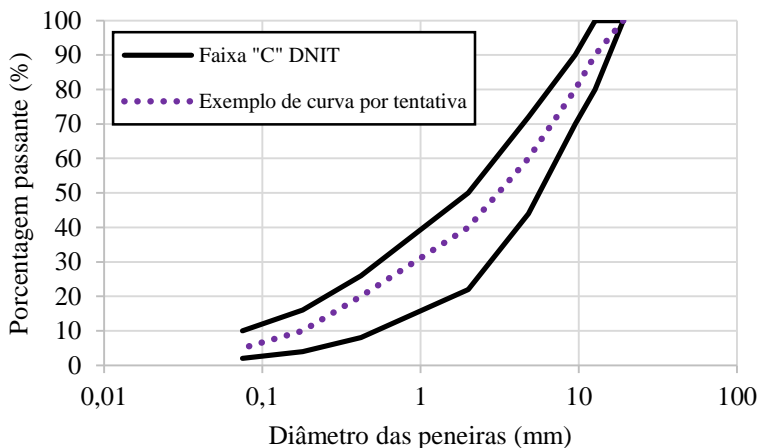
O método por tentativas é um método empírico, se fundamenta em estimativas de acerto e erro para as porcentagens de cada fração de agregados que serão utilizados na mistura de concreto asfáltico.

O Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT) possui faixas granulométricas já definidas, portanto, o método por tentativa deve ter como resultado uma composição para o esqueleto mineral que se enquadre dentro de alguma dessas faixas.

A distribuição granulométrica de misturas asfálticas através de faixas (Tabela 4.1), como recomenda o DNIT, constitui uma metodologia de ajuste dos arranjos dos grãos por tentativa, possibilita que diferentes curvas granulométricas sejam enquadradas nos limites percentuais das faixas normalizadas.

A Figura 5.8 ilustra uma faixa granulométrica (faixa C do DNIT) onde é possível verificar a percentagem passante em relação à abertura das peneiras.

Figura 5.8 - Faixa "C" DNIT



Fonte: Elaborada a partir dos dados do DNIT

Com a ampla aceitabilidade de formulações, o produto final possui qualidade variável e indesejada em muitos casos, em função da dificuldade do controle fracionário das partículas heterogêneas dos esqueletos minerais provenientes das pedreiras.

5.5 MÉTODO TEÓRICO

Uma maneira de obter a composição granulométrica de uma mistura asfáltica é utilizar o método teórico ou racional. Este método possibilita a composição granulométrica de forma satisfatória, pois determinam-se peneiras que servirão para execução do traço, ou seja, é possível controlar as frações de material de forma que os diâmetros menores preencham gradualmente os vazios existentes entre as partículas maiores dos agregados.

Segundo Barra (2009), o método racional proposto por *Füller-Talbot* tem por objetivo calcular curvas granulométricas bem definidas, com um melhor preenchimento dos vazios, a partir da fixação do diâmetro mínimo e máximo da composição do esqueleto mineral.

A partir da Equação 5.5, é possível calcular o percentual de cada fração correspondente a 100% das partículas passantes, levando em conta o diâmetro em todas as peneiras.

$$\%p = a. \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad (5.5)$$

onde:

%p = percentagem em peso que passa na peneira de abertura d (menor diâmetro);

a = constante, tomada igual a 100;

d = abertura de uma dada peneira (mm);

D = tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100% (mm);

n = expoente.

O expoente n é obtido a partir da Equação 5.6:

$$n = \frac{\log(d) - \log(100)}{\log\left(\frac{d}{D}\right)} \quad (5.6)$$

onde:

n = expoente;

d = abertura de uma dada peneira;

D = tamanho máximo, abertura da peneira que passa 100% (mm)

O método racional utiliza diâmetros bem definidos ao longo da formulação e composição do esqueleto mineral, por este motivo dispensa o uso de enquadramento de faixas como é feito no método por tentativas.

As Equações 5.5 e 5.6 convergem para cálculos que resultam em uma curva contínua com maior proporção entre os grãos. O expoente “n” que determina se a curva é densa, aberta ou tipo macadame. O expoente “n” é o coeficiente que afeta a graudez ou finura da granulometria, dada pela inclinação da curva.

O DNIT (2006), define:

- Agregado de graduação densa: $0,35 < n < 0,55$;
- Agregado de graduação aberta: $0,55 < n < 0,75$; e
- Agregado tipo macadame: $D \cong 2d$; $n \cong 1,0$.

Demonstrações experimentais feitas por Nijboer (1948) verificaram que a distribuição granulométrica com máximo empacotamento seria obtida quando a inclinação do gráfico de granulometria (n) no espaço log-log fosse igual a 0,45, tal afirmação foi validada por Goode e Lufsey (1962) *apud* Lira *et al.* (2013).

5.6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Cada método apresenta uma tratativa diferente na determinação da granulometria desejada, sendo assim algumas considerações são tomadas.

O Método Rothfuchs é um método gráfico de partida para que se possa atribuir os percentuais para curva granulométrica, não sendo definitivo, assim, é um ponto de partida quando o projetista precisa dos percentuais para tentar enquadrar a curva granulométrica. Caso não seja possível enquadrar na primeira tentativa é necessário realizar o ajuste para obter a melhor gradação.

O Método Bailey é um método com uma abordagem empírica, e trabalha com variações de intervalo de massa específica e densidade dos agregados, porém não garante uma excelente situação de granulometria, pois não se leva em conta a questão do ângulo de atrito, microtextura e macrotextura. O preenchimento gradual de vazios, apenas pela classificação de uma fração miúda não garante uma boa densificação.

O método por tentativa trabalha com frações heterogêneas que vêm do campo, e não possui controle perfeito das frações grão a grão, não sendo possível fazer o preenchimento gradual dos vazios. Desta forma, muitas partículas se sobrepõem entre as frações heterogêneas, e diâmetros existentes em uma fração podem encontrar-se em outra, fazendo com que haja um acúmulo demasiado de determinados diâmetros de partículas. Essa situação pode resultar tanto em misturas boas quanto ruins de uma forma que o projetista não tem o controle pleno da formulação, podendo ocorrer principalmente a acumulação de finos na parte inferior da curva, resultando na necessidade de maiores teor de ligante, e consequentemente acarretando maior deformação permanente.

No que diz respeito ao método teórico, dentre os citados anteriormente, é o que melhor permite ao projetista a normalização da curva granulométrica, considerando o diâmetro máximo e o percentual passante na peneira de menor diâmetro, garantindo que, pela equação de *Füller-Talbot*, haja um preenchimento gradual dos vazios entre o agregado de maior tamanho e o agregado de menor tamanho, levando-se

em conta os intervalos de peneira preferencialmente à metade do diâmetro anterior na sequência da série de malhas estabelecida, sendo possível obter uma boa condição de embricamento e uma boa estabilidade do esqueleto granulométrico.

Diante dessas considerações, esta pesquisa optou pela utilização dos métodos por Tentativa e Teórico nas formulações das misturas asfálticas, a fim de se obter uma comparação do método que usualmente é utilizado no Brasil, isto é, por Tentativa, com um método de cunho racional, a partir da utilização da Equação de *Füller-Talbot*.

6 CURVAS GRANULOMÉTRICAS

Conforme explanado anteriormente, foram trabalhadas nesta pesquisa três curvas granulométricas diferentes: CT, CP e CP_{ajustada}. Os materiais utilizados tanto na curva granulométrica teórica (CT) quanto nas curvas granulométricas prática (CP) e prática ajustada (CP_{ajustada}), possuem mesma origem, somente a matriz granular foi modificada para estabelecer o rearranjo do esqueleto mineral.

A curva granulométrica teórica (CT) utilizada para as misturas asfálticas nesta pesquisa foi obtida por Barra (2009) através da equação de *Füller-Talbot* do método racional para formulação de esqueletos granulométricos, explicado no item 5.5.

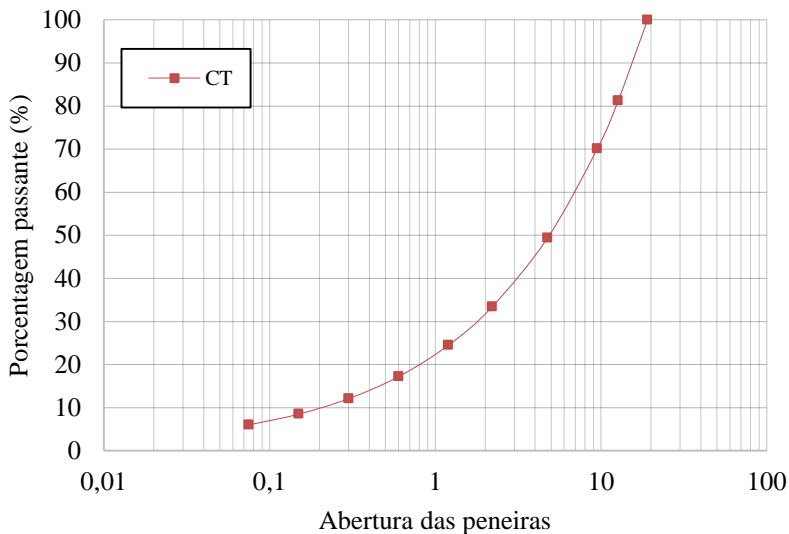
A granulometria obtida por Barra (2009) é apresentada na Tabela 6.1 e Figura 6.1.

Tabela 6.1 - Composição das frações granulares da curva teórica (CT)

Peneiras	Abertura (mm)	Porcentagem passante (%)	Porcentagem retida (%)
3/4"	19,10	100,0	–
1/2"	12,70	81,3	18,7
3/8"	9,50	70,1	11,1
Nº 4	4,76	49,4	20,8
Nº 10	2,20	33,4	16,6
Nº 16	1,20	24,5	8,8
Nº 30	0,60	17,2	7,3
Nº 50	0,30	12,1	5,1
Nº 100	0,15	8,5	3,6
Nº 200	0,075	6,0	2,5
Fundo	–	–	6,0

Fonte: Barra (2009)

Figura 6.1 - Curva Teórica



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Observa-se que o diâmetro máximo da série de peneiras é de 19,1 mm, e a porcentagem de material passante na peneira de 0,075 é de 6%, obtendo-se um expoente “n” de cálculo de 0,51, o que classifica a mistura asfáltica como densa.

Por se tratar de um método racional, a escolha das peneiras para o fracionamento dos agregados teve por objetivo diminuir o número de vazios, ou seja, houve um preenchimento gradual dos agregados de maior diâmetro em relação aos de menor diâmetro, a fim de gerar um melhor entrosamento entre os grãos, gerando assim maior estabilidade, homogeneidade e resistência mecânica, fazendo com que as misturas asfálticas sofram menos deformações (BARRA, 2009).

Em relação ao método por tentativas, neste trabalho foi adotada a faixa C do DNIT, cujos limites são apresentados na Tabela 5.1 e ilustrados na Figura 5.8.

O método por tentativa estima porcentagens de agregados tomando em conta frações heterogêneas, normalmente comerciais, em que a soma de cada abertura de peneira deve estar enquadrada no correspondente valor da faixa granulométrica. Alguns ajustes nas porcentagens podem ser feitos caso o resultado não se enquadre na faixa desejada.

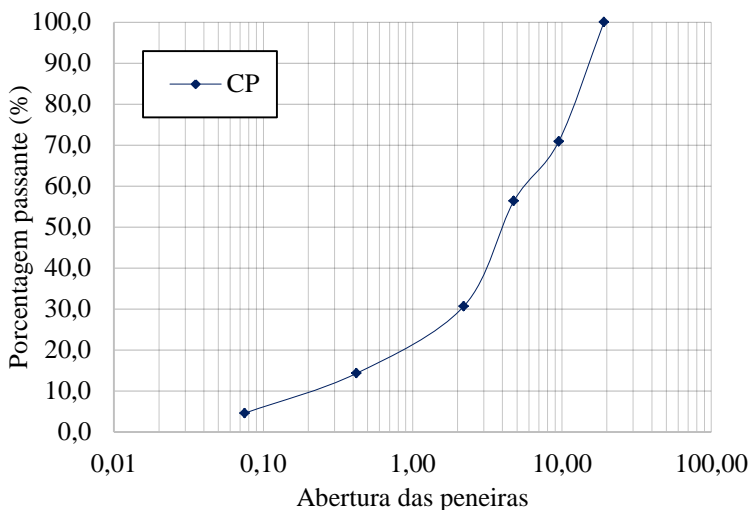
A curva granulométrica prática (CP) adotada, é de concepção do autor desta pesquisa, utilizando o método por Tentativa, a partir de frações granulométricas comerciais usualmente selecionadas pelas empresas de pavimentação no Brasil, particularmente com base na aplicação em algumas obras da região norte do estado de Santa Catarina, notadamente na região metropolitana de Joinville e, próximo à região de Curitiba. A Tabela 6.2 e a Figura 6.2 apresentam a distribuição granulométrica utilizada.

Tabela 6.2 - Composição das frações granulares da curva prática (CP)

Material	Percentagem de material da composição da mistura asfáltica (%)
Brita ¾"	30
Pedrisco	21
Pó de Pedra	49

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 6.2 - Curva Prática



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Quanto à curva granulométrica prática ajustada ($CP_{ajustada}$), esta foi formulada a partir do controle direto, ou seja, por um ajuste gráfico e não a partir de Equações, dos diâmetros das frações de cada peneira correspondentes à composição percentual da mistura CP, isto é,

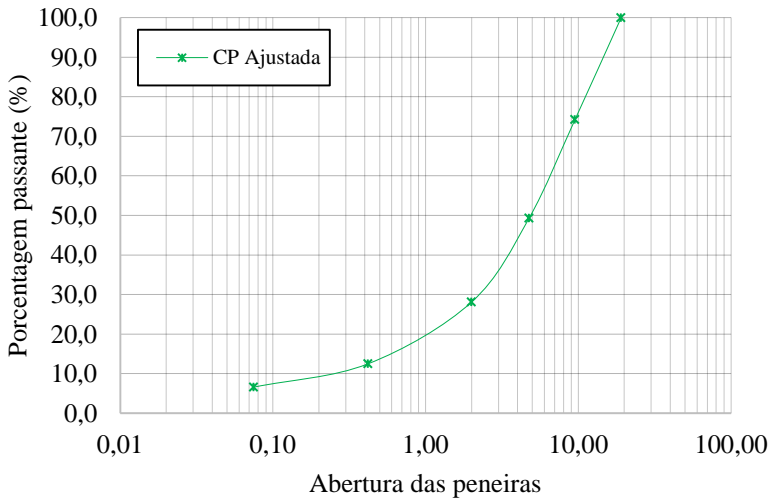
fazendo-se um controle das frações peneira por peneira dos percentuais obtidos por tentativa para a curva CP, e considerando a série de peneiras normalmente utilizadas nas obras de pavimentação das regiões já mencionadas (Tabela 6.3 e Figura 6.3), que convergem à Faixa C do DNIT (Figura 6.4).

Tabela 6.3 - Composição das frações granulares da curva prática com controle de frações (CP_{ajustada})

Peneiras	Abertura (mm)	Porcentagem Passante (%)	Porcentagem das frações retidas dos grãos das Curvas teóricas (%)
1"	25,4	100	-
¾"	12,7	100	-
3/8"	9,5	74,2	25,8
Nº04	4,76	49,3	24,9
Nº10	2,2	28,1	21,2
Nº40	0,42	12,5	15,6
Nº200	0,075	6,6	5,9
FUNDO	-	-	6,6

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

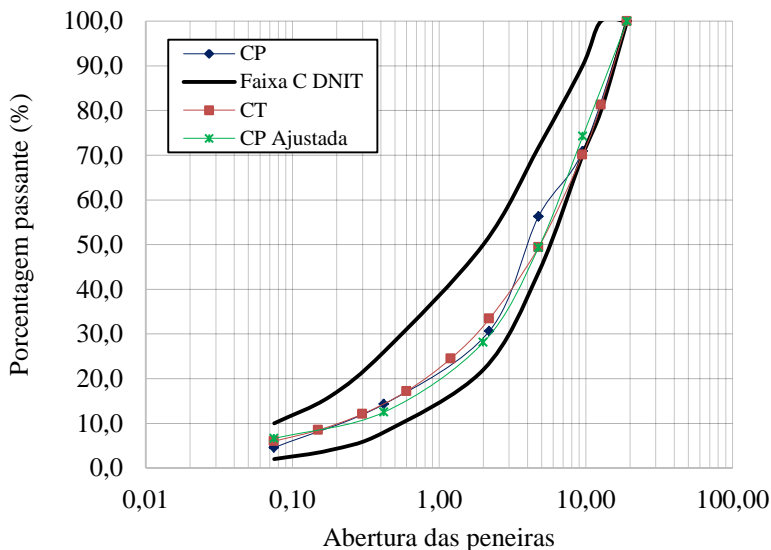
Figura 6.3 - Curva Prática Ajustada



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

É possível observar na Figura 6.1, tanto a curva teórica, quanto a curva prática e a prática ajustada, enquadram-se nos intervalos da faixa C imposta pelo DNIT. Vale ressaltar que a CT possui uma distribuição de forma racional, com base na Equação de *Fuller-Talbot*, e não pelo método de tentativas, sendo assim ela não precisaria necessariamente se encaixar dentro dos limites especificados da referida faixa do DNIT.

Figura 6.4 – Curvas granulométricas enquadradas na faixa C –DNIT



Fonte: Elaborado pelo autor (2018)

Ao analisarmos as três curvas, é possível perceber que a distribuição das peneiras da CP e CP_{ajustada} não possibilita um preenchimento gradual dos vazios formados, pois só há uma peneira entre os diâmetros de 2,2 mm e o de 0,075 mm, enquanto na curva CT há quatro peneiras neste intervalo. Além disso, é perceptível uma forte descontinuidade na trajetória na curva CP entre os diâmetros 9,5mm e 4,76mm, indicando deficiência na distribuição gradual das partículas, fator corrigido com o controle direto das frações na curva CP_{ajustada}.

Em um enfoque complementar, verificou-se que as curvas granulométricas utilizadas nesta pesquisa são próximas das correspondentes às misturas denominadas *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BSBG) (ver Tabela 3.1, no Capítulo 3, que trata das diretrizes para formular uma curva granulométrica de partida de uma mistura do

tipo BBSG 0/14), que de acordo com o MANUEL LPC (2007), trata-se de uma mistura com graduação semi-densa, utilizada como camada de rolamento ou de ligação nas obras rodoviárias francesas. Justifica-se assim o uso de ensaios e normativas correspondentes à metodologia francesa, e que deve ser aplicada no campo com uma espessura mínima de 5,0 cm, podendo chegar a 9,0 cm.

7 ENSAIOS LABORATORIAIS

Este capítulo apresenta os ensaios e métodos utilizados para obtenção dos parâmetros desejados para análise do desempenho da mistura asfáltica das curvas CT, CP e CP_{ajustada}.

Como dito anteriormente, esta pesquisa abrangem apenas os níveis empíricos das formulações segundo a metodologia francesa (Figura 3.1 – Pirâmide de ensaios metodologia francesa), sendo os níveis fundamentais, sugestão como trabalhos futuros, uma vez que não se dispunha de todos os recursos necessários para executá-los, pois a máquina de fadiga e módulo complexo do Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação da UFSC/Joinville ainda se encontra em fase de conclusão.

7.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS UTILIZADOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS

7.1.1 Caracterização dos materiais granulares

Para esta pesquisa, os materiais pétreos utilizados são oriundos de rochas graníticas e foram obtidos junto à empresa Rudnick Minérios Ltda. Utilizou-se os resultados da caracterização realizada por Meurer (2015), cuja amostra utilizada tem a mesma origem dos materiais do atual estudo. A Tabela 7.1 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 7.1 - Resultado da caracterização dos granulares

Ensaio	Normativa	Resultado		Limite
		Quantitativo	Qualitativo	
Desgaste por abrasão Los Angeles	DNER-ME 035/98	14,20%	-	Máx. 50%
Índice de forma	ABNT NBR 6954/1989	0,7	Boa cubicidade	Mín 0,5
Resistência ao ataque químico (Durabilidade)	DNER-ME 089/94	2,71%	Não houve quebra	Máx. 12%
Adesividade ao ligante betuminoso	DNER-ME 078/94	-	Não houve descolamento da película betuminosa quando adicionado 0,5% de Betudope	Sem descolamento da película betuminosa
Massa específica real - agregados graúdos	DNER-ME 081/98	2,759g/cm ³	-	-
Massa específica aparente - agregados graúdos	DNER-ME 081/98	2,700g/cm ³	-	-
Absorção - agregados graúdos	DNER-ME 081/98	0,41%	-	-
Massa específica real - agregados miúdos (Chapman)	DNER-ME 194/98	2,731g/cm ³	-	-
Massa específica real - material finamente pulverizado (Le Chatelier)	DNER-ME 085/94	2,759g/cm ³	-	-

Fonte: Meurer (2015)

Os resultados indicam que a amostra coletada está dentro dos limites impostos pelas normativas apresentadas, e dessa maneira são passíveis de serem utilizados em mistura asfálticas, atendendo os requisitos necessários para esta pesquisa.

7.1.2 Caracterização do ligante betuminoso

Os ligantes asfálticos têm como principal característica ligar os agregados, resultando assim a mistura asfáltica. Outras terminologias são utilizadas, como cimentos asfálticos, ligantes betuminosos, ou betume.

Segundo Mello (2014), o ligante asfáltico é um líquido denso derivado do petróleo, que à temperatura ambiente possui consistência sólida, e quando aquecido a mais de 100°C apresenta a consistência líquida. Esta é a temperatura para que o ligante apresente a condição necessária para que tenha a possibilidade de envolver os agregados.

Apresentam cor pardo-escura ou negra e são caracterizados por possuírem em sua composição química cerca de 90 a 95% de hidrocarbonetos (ZAGOLIN, 2016).

O desempenho da mistura asfáltica tem ligação direta com o ligante asfáltico, e alguns fatores como teor da mistura, viscosidade e a modificação devem ser levados em consideração. Ligantes menos viscosos tendem a tornar a mistura menos rígida, com isso mais suscetível ao acúmulo de deformações plásticas (NASCIMENTO, 2008).

O ligante utilizado nesta pesquisa foi o Cimento Asfáltico de Petróleo 50/70 (CAP 50/70) oriundo da refinaria Paulínia (REPLAN). Por se tratar do mesmo lote do ligante utilizado na pesquisa de Zagolin (2016), dispensaram-se novos ensaios para caracterização. A Tabela 7.2 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 7.2 - Resultado da caracterização do ligante

Ensaio	Normativa	Resultado	Limite
		Quantitativo	
Ponto de amolecimento Anel e Bola	DNIT-ME 131/2010	49°	>46°
Penetração	DNIT-ME 155/2010	52 (0,1mm)	50-70
Índice de Pfeiffer e Van Doormaal	Resolução nº19 de 11/07/2005 da Agência Nacional do Petróleo (ANP)	-1,5	de -1,5 até 0,7
Viscosidade Saybolt-Furol	ABNT NBR 14950/2003	Compactação entre 137° e 142°	-
		Usinagem entre 148° e 153°	
Massa Específica	ABNT NBR 6296/2012	1,007g/cm ³	-

Fonte: Zagolin (2016)

É importante observar os valores obtidos pelo ensaio de viscosidade para as temperaturas de usinagem e compactação. Como há um limite superior e inferior para essas temperaturas adotou-se um valor médio, sendo assim, a temperatura de compactação adotada nesta pesquisa foi 139 °C e a de usinagem 150 °C.

O índice Pfeiffer é determinado a partir dos ensaios de penetração e ponto de amolecimento anel e bola, e indica a suscetibilidade a variação térmica e a tendência do ligante à oxidação. O resultado obtido indica que o ligante possui elevada suscetibilidade térmica.

7.2 METODOLOGIA MARSHALL

Existem diversas metodologias para formulação de dosagens de misturas asfálticas. Nesta pesquisa utilizou-se o método Marshall, que é regido pela normativa ABNT NBR 15785 (2010). Essa metodologia foi desenvolvida em 1940 pelo engenheiro Bruce Marshall, e tem como objetivo a determinação do teor ótimo de betume das misturas asfálticas (BERNUCCI *et al.*, 2010).

O ensaio Marshall é o método adotado oficialmente no Brasil para estabelecer o teor ótimo do cimento asfáltico de petróleo (CAP) a

ser empregado em misturas asfálticas. Os corpos de provas utilizados nesse ensaio são moldados em moldes cilíndricos (Figura 7.1) através da compactação por impacto de um soquete Marshall (Figura 7.2), que possui seu peso e altura de queda definidos pela norma. Algumas análises relacionadas aos parâmetros físicos e mecânicos podem ser realizadas, verificando: estabilidade, fluência, relação betume/vazios (RBV), percentagem de vazios (%V), vazios do agregado mineral (VAM) e massa específica aparente dos corpos de prova.

Figura 7.1 - Molde cilíndrico Marshall



Fonte: Autor (2018)

Figura 7.2 - Soquete Marshall



Fonte: Autor (2018)

Utilizou-se neste ensaio a prensa Marshall (Figura 7.3), devidamente calibrada, que consiste em um pistão hidráulico que avança a uma velocidade constante onde o corpo de prova devidamente posicionado, sofre compressão diametral até sua ruptura. A força máxima resistida e o deslocamento sofrido pelo corpo de prova até sua ruptura é a sua estabilidade e fluência, respectivamente.

Figura 7.3 - Prensa Marshall



Fonte: Autor (2018)

Neste trabalho foram comparadas três tipos de misturas asfálticas, e para cada tipo de mistura asfáltica estudada foram fixados previamente cinco teores de ligante asfáltico, elaborando cinco corpos de prova para cada um dos cinco teores de betume, visando obter dados mais representativos, totalizando 25 corpos de prova por mistura asfáltica. Os dois teores que apresentarem os melhores resultados no ensaio Marshall, foram utilizados para os demais ensaios desta pesquisa.

Nos traços utilizados para as curvas CT, CP e $CP_{ajustada}$, foram fixados a matriz mineralógica da mistura, mais uma percentagem de ligante em relação ao peso da amostra, sendo que os corpos de prova para o ensaio Marshall devem conter 1200 g cada.

A percentagem em peso que compreende o ligante da CT foi adotada do estudo de Barra (2009), onde se utiliza a faixa de cinco teores, inicializando em 4,22 até 5,50% variando ao passo de 0,32% nos intervalos, assim têm-se os teores de 4,22, 4,54, 4,86, 5,18 e 5,50%.

Em relação à CP e $CP_{ajustada}$, os teores utilizados foram 4,00 até 6,00% variando em 0,50% nos intervalos, essa variação foi escolhida

com base no que é usado largamente pelas empresas de pavimentação no Brasil.

Para confecção das misturas asfálticas utilizadas no ensaio Marshall, foi necessário alguns cuidados preliminares. O ligante foi preparado de acordo com a temperatura de usinagem estabelecida (Tabela 7.2), que no caso desta pesquisa foi de 150 °C. Para que não haja choque térmico, e garantir um melhor contato entre a mistura, resultando em uma melhor trabalhabilidade, os agregados também foram levados a estufa à temperatura de 13°C acima, em relação à temperatura do ligante, atingindo a temperatura de 163°C para os materiais granulares.

A Figura 7.4, apresenta essa seqüência inicial da formulação da mistura asfáltica.

Figura 7.4 - Preparo da mistura asfáltica



Fonte: Autor (2018)

Após o envolvimento de todo material granular pelo ligante, as misturas voltaram para a estufa por um período de no mínimo duas horas na temperatura de compactação (139 °C). Os moldes cilíndricos também ficaram na estufa para garantir qualidade a mistura asfáltica. Após o tempo necessário, iniciou-se o processo de compactação (Figura 7.5) e seguindo os parâmetros normativos, foram aplicados 75 golpes em cada face do corpo de prova a ser compactado.

Figura 7.5 - Procedimento para a compactação da mistura asfáltica



Fonte: Autor (2018)

A extração dos corpos de provas já compactados foi feita manualmente através do mesmo soquete Marshall utilizado para a compactação, como apresenta a Figura 7.6.

Figura 7.6 - Extração do corpo de prova Marshall



Fonte: Autor (2018)

Conforme ilustra a Figura 7.7, foram moldados um total de 75 corpos de prova para o ensaio Marshall. Foram 25 corpos de prova por curva granulométrica, e 5 corpos prova por teor de ligante.

Figura 7.7 - Corpos de prova Marshall



Fonte: Autor (2018)

Com os corpos de prova moldados, e antes do rompimento na prensa Marshall obteve-se alguns parâmetros fundamentais na determinação do teor ótimo para mistura asfáltica, são eles: peso seco, peso hidrostático e altura média (Figura 7.8) do corpo de prova.

Figura 7.8 - Pesagem hidrostática, seca e medição dos corpos de prova



Fonte: Autor (2018)

Os resultados obtidos através dos procedimentos anteriores são de extrema importância, possibilitam a obtenção de outros parâmetros como: densidade aparente (D_{ap}), densidade real (D_r), teor de vazios ($V\%$), vazio cheio de betume (VCB), vazio do agregado mineral (VAM)

e relação betume/vazio (RBV). Esses parâmetros são fundamentais para determinar o teor ótimo de ligante.

7.2.1 Densidade aparente e densidade real

A densidade aparente (D_{ap}) ou massa específica aparente da mistura pode ser entendida como a relação entre a massa do agregado e o volume ocupado por ele nas condições de compactação e adensamento (SENÇO, 2001).

É obtida através dos seguimentos da norma (DNER-ME 117/94), onde é possível a partir da Equação 7.1, obter o resultado.

$$D_{ap} = \frac{P_s}{P_s - P_h} \quad (7.1)$$

onde:

D_{ap} = densidade aparente (g/cm^3)

P_s = peso seco (g)

P_h = peso hidrostático (g)

A densidade real (D_r) das misturas foram obtidas através do ensaio de densidade máxima teórica real da mistura (MVR) que é regido pela norma DNER-ME 117/94. Para cada teor de ligante estudado nessa pesquisa, foram realizados dois ensaios de MVR, e cada amostra ensaiada continha 635 g, e seguiu o mesmo procedimento da formulação da mistura asfáltica da metodologia Marshall. Após misturada, a amostra é disposta em uma bandeja para que seque e evite que fiquem aglomeradas.

O método do ensaio consiste inicialmente em adicionar a mistura da amostra em um picnômetro com rolha (peso e volume conhecido), preenchido com aproximadamente 800ml de água. Após adicionada a mistura, deve-se pesar novamente o conjunto (picnômetro + rolha), e na sequência adicionar água até a borda do picnômetro, retirar o excesso de ar e levar à vácuo por 1 hora. Para finalizar, realiza-se a última pesagem do conjunto após o vácuo. A Figura 7.9 ilustra a sequência do ensaio.

Figura 7.9 - Sequência do ensaio MVR



Fonte: Autor (2018)

A Figura 7.10 apresenta os aparatos de vácuo utilizado neste ensaio.

Figura 7.10 - Aparatos de vácuo utilizados para o ensaio de MVR



Fonte: Autor (2018)

Com os valores de todas as pesagens, a partir Equação 7.2 foi obtido o valor da densidade real (D_r) para cada amostra, sendo que o valor final utilizado foi a média obtida para cada teor de ligante.

$$D_r = \frac{(c - a)}{[(b - a) - (d - c)]} \quad (7.2)$$

onde:

D_r = Densidade real da mistura (g/cm^3);

a = Massa do picnômetro vazio (tara);

b = Massa do picnômetro cheio de água até o menisco;

c = massa do picnômetro contendo a amostra;

d = Massa do picnômetro contendo a amostra e cheio de água até o menisco

A Tabela 7.3 apresenta os resultados médios da densidade real e densidade aparente das 3 misturas trabalhadas nesta pesquisa.

Tabela 7.3 - Resultados da densidade aparente e real das misturas

Curva	Teor de ligante (%)	Densidade Aparente (g/cm^3)	Densidade Real (g/cm^3)
CT	4,22	2,514	2,634
	4,54	2,542	2,629
	4,86	2,550	2,626
	5,18	2,548	2,612
	5,50	2,551	2,603
CP _{ajustada}	4,00	2,507	2,669
	4,50	2,503	2,638
	5,00	2,525	2,617
	5,50	2,522	2,600
	6,00	2,508	2,569
CP	4,00	2,459	2,648
	4,50	2,474	2,635
	5,00	2,492	2,609
	5,50	2,505	2,601
	6,00	2,487	2,572

Fonte: Autor (2018)

Ao observar a Tabela anterior, é possível perceber uma tendência do decréscimo da densidade real da mistura asfáltica conforme o aumento do teor de ligante, justificado pelo fato da densidade do ligante ser menor do que a do agregado.

7.2.1.1 Parâmetros físicos

De posse dos resultados da Tabela 7.3, obteve-se os demais parâmetros necessários, são eles: teor de vazios (%V), vazio cheio de betume (%VCB) vazio do agregado mineral (%VAM) e relação betume vazio (RBV), de acordo com as Equações 7.3 a 7.6, respectivamente.

$$V(\%) = \frac{D_r - D_{ap}}{D_r} * 100 \quad (7.3)$$

onde:

V(%) = teor de vazios

D_r = massa específica real do corpo de prova

D_{ap} = massa específica aparente do corpo de prova

$$VCB = \frac{D_{ap} * \%L}{d_l} \quad (7.4)$$

onde:

VCB (%) = vazio cheio de betume

D_{ap} = densidade aparente da mistura

%L = teor de ligante

d_l = densidade real do ligante

$$VAM(\%) = V + VCB \quad (7.5)$$

onde:

VAM = vazios do agregado mineral (%)

V = teor de vazios (%)

VCB = vazios cheios de betume (%)

$$RBV = \frac{VCB}{VAM} * 100 \quad (7.6)$$

onde:

RBV(%) = relação betume/vazios

VCB (%) = vazios cheio de betume

VAM = vazios do agregado mineral

7.2.2 Estabilidade e fluência

Os parâmetros estabilidade e fluência, diferentemente dos parâmetros anteriores, não são obtidos por equações diretas, mas sim através do corpo de prova submetido à compressão diametral na prensa Marshall, ou seja, são parâmetros mecânicos.

Segundo a norma DNER 043/95 a estabilidade é a carga máxima verificada em cada corpo de prova ensaiado resistente no instante de sua ruptura, e a fluência é indicada pelo deslocamento vertical observado no momento em que acontece a ruptura do corpo de prova, ou seja, juntamente ao deslocamento onde se tem a carga máxima se tem a fluência da mistura asfáltica.

A Figura 7.3, mostrada anteriormente, ilustra a aparelhagem da prensa Marshall composta por um pistão mecânico que avança a uma velocidade constante, as leituras da carga que procede ao ensaio são executadas por uma célula de carga com capacidade de 10 kN e por um extensômetro que verifica o deslocamento. Para transmitir as medições efetuadas nos ensaios é acoplado um aquisitor de dados, onde este transforma os pulsos em dados que são convertidos em dados legíveis em um laptop que contenha o software “myPCLab”, possibilitando registrar os dados de estabilidade e fluência de cada corpo de prova ensaiado utilizado para obtenção desses dois parâmetros.

A Figura 7.11 apresenta a sequência de procedimentos realizada com os corpos de prova antes de serem submetidos à compressão diametral. Primeiramente, os corpos de prova devem ficar na água a uma temperatura de 60 °C por 30 minutos (NBR 15785/2010), isso irá simular uma condição diferente da natural. Após esse período, o corpo de prova é posicionado na prensa Marshall, devidamente calibrada, para ruptura onde a tensão máxima observada no gráfico retorna o valor de estabilidade, e o deslocamento neste mesmo ponto indica a fluência.

Figura 7.11 – Ruptura na prensa Marshall



Fonte: Autor (2108)

É necessário atentar-se a alguns detalhes em relação à metodologia Marshall, já que sua relação campo-laboratório é distante. Em laboratório o adensamento da mistura é feito por impacto, podendo ocasionar a quebra dos granulares, e conseqüentemente, modificar a curva granulométrica, enquanto em campo ocorre por amassamento em função da rolagem do material rodante dos rolos compactadores.

7.3 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA

Criado pelo professor Fernando Luiz Lobo B. Carneiro, na cidade do Rio de Janeiro, o ensaio de resistência à tração indireta por compressão diametral foi desenvolvido inicialmente para corpos de prova de concreto de cimento Portland, mas atualmente também é realizado para caracterização de misturas asfálticas segundo a norma ABNT NBR 15087 (2012) utilizando corpos de prova semelhantes aos do ensaio Marshall (BERNUCCI *et al.*, 2010).

Este ensaio tem por finalidade caracterizar a resistência à tração das misturas asfálticas. As forças são aplicadas por frisos de carga metálicos com curvatura adequada ao corpo de prova cilíndrico (Figura 7.12).

Figura 7.12 - Corpo de prova posicionado para o ensaio de RTI



Fonte: Autor (2018)

O ensaio fornece a tensão de ruptura, a tensão de tração (resistência à tração indireta) é calculada a partir da Equação 7.7 (DNIT – ME 136, 2010).

$$\sigma_R = \frac{2F}{100\pi DH} \quad (7.7)$$

Onde:

σ_R = resistência à tração (MPa);

F = carga de ruptura (N)

D = diâmetro do corpo de prova (cm);

H = altura do corpo de prova (cm);

Neste contexto, a utilização do ensaio de resistência à tração indireta (RTI), serviu para confirmar teor ótimo do ligante de cada misturas, uma vez que o ensaio Marshall possui falhas.

A partir dos resultados obtidos pelo ensaio Marshall, para cada mistura asfáltica analisada, escolheu-se dois possíveis teores ótimos de ligante, onde foram moldados cinco corpos de prova para cada um deles, resultando em um total de 30 corpos de prova.

A Tabela 7.4 apresenta os resultados médios obtidos através do ensaio de tração indireta.

Tabela 7.4 – Resultado do ensaio de resistência à tração indireta

Curva	Teor de Ligante (%)	Resistência à tração (MPa)
CT	4,54	1,96
	4,86	2,03
CP _{ajustada}	5,00	1,81
	5,50	1,77
CP	5,00	1,79
	5,50	1,87

Fonte: Autor (2018)

É necessário salientar que este ensaio também não tem relação com as condições de campo, pois leva o corpo de prova à ruptura com carga monotônica e em um único ponto, sendo que em campo a ruptura (colapso) do pavimento ocorre devido ao fenômeno da fadiga, ocasionada pela perda de rigidez do material devido à passagem de cargas repetidas, em razão da amplitude de deformação sofrida pelo material, e não pela intensidade de tensão aplicada.

7.4 PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA

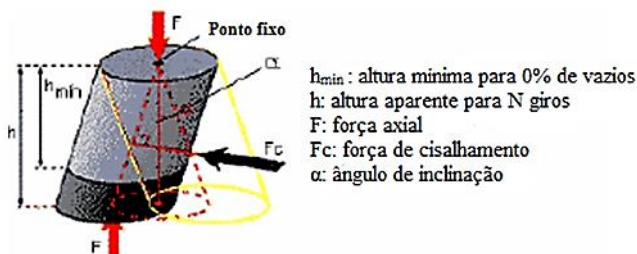
Este ensaio é utilizado para verificar a habilidade de compactação das misturas asfálticas, a partir do uso da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999) (Figura 7.13), impondo através de uma compactação lenta e isotérmica sob compressão estática, executada por um movimento giratório (cisalhante) de uma face em torno do eixo de simetria aplicando um ângulo α (Figura 7.14).

Figura 7.13 – Prensa de Compactação Giratória



Fonte: Autor (2018)

Figura 7.14 - Princípio do processo de compactação das misturas asfálticas



Fonte: Manuel LPC (2007)

Para a execução do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG), foram utilizados moldes cilíndricos com diâmetro de $150,0 \pm 0,1$ mm (Figura 7.15), pois é a medida compatível com a série PCG-3 do referido equipamento que foi disponibilizado pelo Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Universidade de São Paulo (LTP/USP).

Figura 7.15 - Molde cilíndrico para o ensaio PCG



Fonte: Autor (2018)

A massa dos corpos de prova foi calculada a partir da Equação 7.8, com base no volume final da amostra e na massa específica volumétrica real da mistura asfáltica (MVR), considerando que o volume dos corpos de prova compatíveis com a obtenção de uma altura mínima estipulada em 150,0 mm, para moldes com diâmetro interno de $150,00 \pm 0,1$ mm, após o procedimento de compactação, conforme específica a norma AFNOR NF P 98-252 (1999).

O teor de ligante betuminoso utilizado foi o mesmo determinado como ótimo na curva de dosagem referente ao ensaio Marshall (ABNT NBR 12891/93, 1993).

$$M = 2,651 \times MVR; \varphi = 150,0 \pm 0,1 \text{ mm} \quad (7.8)$$

onde:

M = massa do corpo de prova, em kg;

MVR = massa específica volumétrica real da mistura asfáltica, em kg/cm^3 .

Para este tipo de molde a força aplicada no momento do ensaio deve ser estar entre 10 e 12 kN, o que resulta em uma tensão vertical em torno de 0,6 MPa.

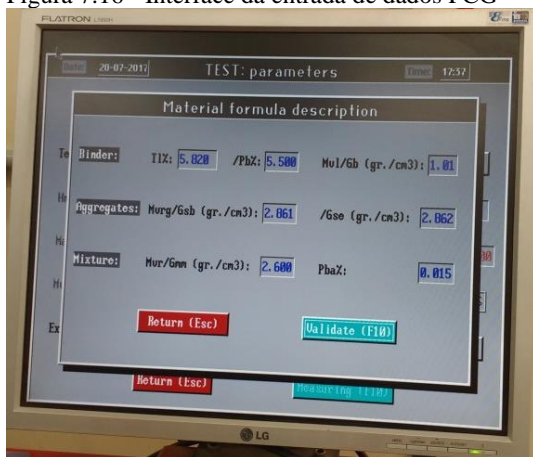
Para cada teor de ligante betuminoso das misturas indicadas como teor ótimo pelo ensaio Marshall, foram submetidas uma sequência de 3 ensaios, adotando-se a média dos resultados como o valor final em cada caso.

Para realização do ensaio é necessário que os moldes e as pastilhas fiquem na estufa por 2 horas, à temperatura de compactação. Antes da mistura asfáltica ser colocada dentro dos moldes para realização do ensaio, é necessário que os mesmos sejam untados com graxa, para facilitar o desmolde.

É necessário colocar de uma só vez a mistura asfáltica no interior do molde e manter o conjunto completo (molde, pastilhas e mistura) em estufa à temperatura do ensaio, por um período entre 30 minutos e 2 horas antes do início do ensaio.

Os valores das massas específicas volumétricas reais tanto dos granulares (MVRg) quanto das misturas asfálticas (MVR), são necessários como dados de entrada no programa do equipamento (Figura 7.16), estes valores foram calculados durante os procedimentos da metodologia Marshall.

Figura 7.16 - Interface da entrada de dados PCG



Fonte: Autor (2018)

Após o período de condicionamento térmico da mistura asfáltica no interior do molde, este é colocado no interior da PCG e, imediatamente um pré-carregamento da ordem de 150 a 3000 N é executado sobre a amostra por menos de 30 segundos, sem o uso de rotação ou inclinação (α). Em seguida, inicia-se o procedimento de rotação da máquina e em menos de um semi-giro do eixo, se aplica a força axial e a inclinação (α) definitivas do ensaio (BARRA, 2009). O corpo de prova é extraído imediatamente após a compactação (Figura 7.17).

Figura 7.17 – Procedimento ensaio PCG

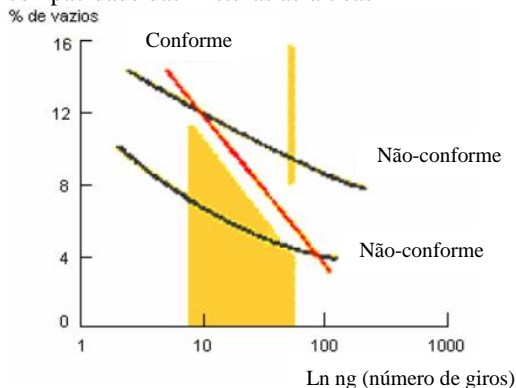


Fonte: Autor (2018)

O ensaio da Prensa de Compactação Giratória fornece resultados com os quais é possível estabelecer o teor ótimo de vazios da mistura asfáltica através da análise da conformação da compacidade.

A partir dos resultados obtidos nos ensaios, constrói-se um gráfico logarítmico no eixo das abscissas (número de giros) e linear no eixo das ordenadas (percentagem de vazios), sendo rejeitado o ensaio que apresentar misturas com valores fora do intervalo indicado pelas linhas escuras ilustradas na Figura 7.18.

Figura 7.18 - Exemplo do gráfico para verificação da conformidade da compacidade das misturas asfálticas



Fonte: LCPC (2009)

Para esta pesquisa, foram moldados um total de 18 corpos de prova, com as dimensões citadas anteriormente, sendo 3 para cada teor de mistura asfáltica, atendendo ao mínimo especificado pela norma AFNOR NF P 98-252 (1999). A Figura 7.19 ilustra alguns dos corpos de prova moldados.

Figura 7.19 – Corpos de prova PCG

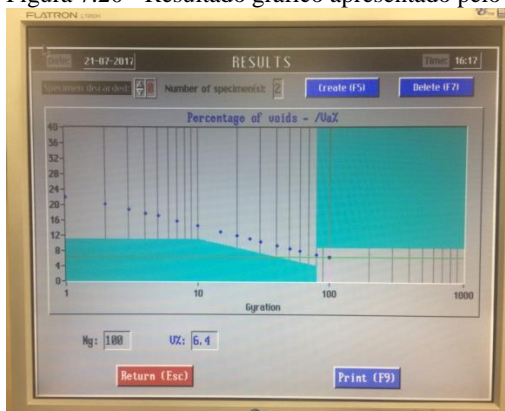


Fonte: Autor (2018)

Como apresentado no Capítulo 3, a faixa de valores utilizada quanto ao teor de vazios como parâmetro para aprovação dos corpos de prova foi de 4,0 a 9,0%, para 80 giros, com base no resultado da média obtida para cada lote de 3 unidades, de acordo com as especificações constantes na norma AFNOR NF P 98-130 (1993) e no MANUEL LPC (2007), para misturas asfálticas densas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), que se aproximam das formulações desta pesquisa.

A medição das alturas e da respectiva percentagem de vazios foi registrada pelo sistema de aquisição de dados do equipamento interligado a um terminal informatizado (Figura 7.20), considerando a série de giros seguinte: 0, 1, 2, 3, 4, 5, 7, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 80, 100.

Figura 7.20 - Resultado gráfico apresentado pelo equipamento de ensaio PCG



Fonte: Autor (2018)

Através destes resultados verifica-se que a mistura apresenta valores dentro da especificação condizente com a sua classificação (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993).

A relação campo-laboratório que tem sido obtida para este ensaio é de $\pm 1,0$ a 1,5% a favor do campo, para misturas asfálticas utilizadas como camada de rolamento (MANUEL LPC, 2007).

7.5 DURIEZ

O ensaio de Duriez é regido pela norma AFNOR NF P 98-251-1 (1995), que avalia a influência da ação deletéria da água nas misturas asfálticas.

O procedimento de ensaio consiste em preparar um conjunto com 12 corpos de prova por teor de ligante, onde 6 corpos de prova são deixados imersos por 7 dias à uma temperatura de 18 °C, e os outros 6 corpos de prova em condições secas, também à 18 °C.

Os moldes cilíndricos de aço (Figura 7.21) em que são compactadas as misturas possuem diâmetro interno de 8,00 cm. Eles devem ser colocados previamente na estufa, na temperatura de usinagem correspondente por no mínimo 2 horas antes do início da compactação.

Figura 7.21 – Molde cilíndrico para o ensaio de Duriez



Fonte: Autor (2018)

As massas das misturas asfálticas são preparadas de modo semelhante à mistura Marshall, porém a sua massa total é de 1000 g. Assim como nas outras metodologias as misturas devem ficar por duas horas na estufa na temperatura de compactação.

Passadas as duas horas, as misturas foram introduzidas no interior dos moldes previamente aquecidos e untados com óleo (Figura 7.22).

Figura 7.22 - Procedimento inicial para o ensaio de Duriez



Fonte: Autor (2018)

A compactação dos corpos de prova deve ser realizada a duplo pistão, sendo que a carga de aplicação especificada é de 60 kN. Esse valor de carga deve ser atingido no máximo em um minuto após o início da compactação, e deve ser mantido por 5 minutos.

O desmolde dos corpos de prova deve ser feito após o resfriamento natural, até que seja possível o toque nos moldes com as mãos, sem o auxílio de proteção de luvas. A seguir, a Figura 7.23, apresenta este processo.

Figura 7.23 - Processo de compactação e desmoldagem dos corpos de prova



Fonte: Autor (2018)

Após a desmoldagem de todos os corpos de prova (Figura 7.24), eles devem ser pesados e medidos, para obtenção da densidade aparente, e posteriormente da percentagem de vazios de cada corpo de prova.

Figura 7.24 - Corpos de prova Duriez



Fonte: Autor (2018)

A determinação de quais corpos de prova deveriam ficar imersos, baseou-se na porcentagem de vazios por teor de ligante, sendo que os corpos de prova que apresentaram os resultados mais próximos da média foram escolhidos para assim garantir melhor homogeneização da amostra.

Os corpos de prova que foram imersos passaram por um processo de desobstrução dos vazios, que consiste em submetê-los por 2 horas em uma bomba de vácuo, na sequência foram colocados na água a uma temperatura de 18 °C, durante 7 dias (Figura 7.25).

Figura 7.25 - Corpos de prova durante o processo de saturação à vácuo e imersos na água à 18 °C



Fonte: Autor (2018)

Após o período de sete dias, os corpos de prova foram rompidos à compressão direta simples (Figura 7.26).

Figura 7.26 - Corpo de prova durante o processo de ruptura à compressão simples



Fonte: Autor (2018)

A resistência à compressão dos corpos de prova é expressa a partir da Equação 7.9. É estabelecida a relação da resistência com imersão (r) e a resistência sem imersão (R) na água (r/R).

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (7.9)$$

Onde:

F= carga máxima de ruptura do corpo de prova, em kgf;

A= área da seção transversal do corpo de prova, em cm²

A relação entre a resistência dos corpos de prova imersos e secos deve ser maiores que 0,7, isto é, menor que 30% de perda da resistência. Se for menor que 0,7, isto significa que há uma influência muito grande da água, o que evidencia também a falta de adesividade do ligante.

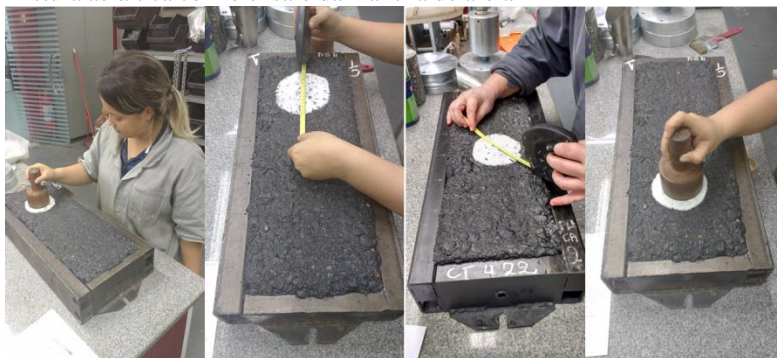
7.6 ENSAIO DE MANCHA DE AREIA

As características dos agregados (forma, tamanho, etc.), a distribuição granulométrica, a dosagem da mistura e o processo construtivo influenciam muito na macrotextura final do pavimento. O ensaio de mancha de areia está diretamente relacionado às características superficiais das misturas asfálticas, mais especificamente à macrotextura, isto é, à rugosidade das camadas superficiais logo após a compactação, bem como ao longo da vida útil dos pavimentos, sendo normalizado pela AFNOR NF P 98-216-1, 1993.

Nesta pesquisa, este ensaio foi realizado em laboratório, onde foram realizadas medições nas superfícies das placas de misturas asfálticas moldadas na mesa de compactação pneumática, utilizada nos procedimentos do ensaio de deformação permanente (Figura 7.27).

O ensaio é um método volumétrico que consiste em preencher os vazios da textura superficial do pavimento espalhando a areia padronizada ao máximo, formando um círculo com o auxílio do soquete com base emborrachada. Em seguida realiza-se a medida do diâmetro nas quatro direções da circunferência formada, sendo adotada a média dessas medições. Esse valor obtido é utilizado na Equação 7.10 para obtenção a altura média da areia.

Figura 7.27 – Medição da macrotextura sobre a superfície de uma placa de mistura asfáltica com o ensaio da mancha de areia



Fonte: Autor (2018)

A altura média da mancha de areia é determinada a partir da Equação 7.10:

$$HS = \frac{4 \times V}{\pi \times D_m^2} \quad (7.10)$$

onde:

HS = altura média da macrotextura média do pavimento (cm)

V = volume de material a ser espalhado

D_m = diâmetro médio formado pelo espalhamento do material (cm)

Vale ressaltar que o volume padronizado de material (areia com morfologia esférica) de 25cm^3 foi modificado para aproximadamente $12,5\text{cm}^3$, porque as dimensões da placa de deformação permanente não comportam um volume tão grande de material a ser espalhado sobre a sua superfície, impedindo a correta execução do ensaio, tal procedimento também foi executado nas pesquisas de Momm (1998) e de Barra (2005).

A classificação dos limites de aplicação do revestimento segundo sua macrotextura mais utilizada nas bibliografias (Tabela 7.5) foi apresentada por Pasquet (1968), assim é possível analisar a aderência pneu-pavimento em superfícies molhadas.

Tabela 7.5 – Limites de aplicação do revestimento segundo sua macrotextura

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

Fonte: Pasquet (1968)

Vale ressaltar que a classificação apresentada na Tabela 7.5 é definida a partir da análise superficial de misturas asfálticas projetadas em condições pluviométricas distintas das brasileiras, sendo importante um estudo mais aprofundado em âmbito nacional, para que os limites classificatórios sejam mais adequados à realidade do Brasil.

7.7 ENSAIO DE DRENABILIDADE

O ensaio de drenabilidade visa avaliar a capacidade de escoamento da água superficial entre os canais da rugosidade e caracterizar a textura do revestimento do pavimento, relacionando as condições do pavimento, com a possibilidade de ocorrência de aquaplanagem dos veículos.

O equipamento utilizado (Figura 7.28) é um cilindro plástico transparente com aproximadamente 114,3 mm de diâmetro, com abertura circular de 50,0 mm de diâmetro para o escoamento de um determinado volume de água em quantidade padronizada, pelo fundo do recipiente. A base deste cilindro contém um anel de borracha rígida que faz contato direto com a superfície do pavimento ou da placa de mistura asfáltica, como no caso desta pesquisa. O resultado desse ensaio pode ser expresso em termos de tempo ou de vazão média de escoamento.

Figura 7.28 - Drenômetro

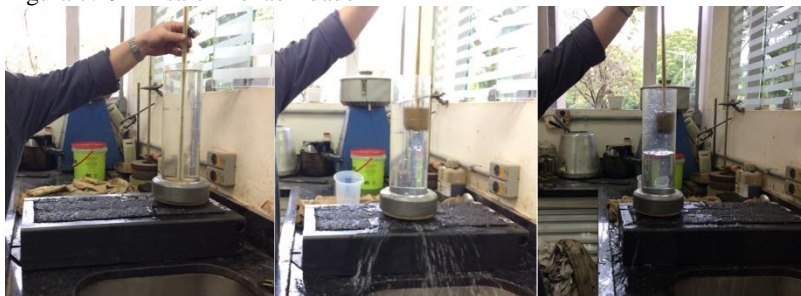


Fonte: Autor (2018)

No cilindro transparente há duas marcações, de modo a delimitar um volume interno padronizado de água.

O ensaio consiste em apoiar o cilindro sobre a superfície, preenche-lo com água, e após a retirada da tampa de vedação do fundo do cilindro, cronometra-se o tempo gasto para que o volume de água entre as duas marcas seja escoado (Figura 7.29).

Figura 7.29- Ensaio Drenabilidade



Fonte: Autor (2018)

Este princípio é similar ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3 (1993).

7.8 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

As trilhas de roda no pavimento representa, juntamente com os danos da fissuração por fadiga, um dos principais modos de degradação do pavimento. Em estradas com tráfego rápido e intenso, a deformação permanente não pode ser tolerada, pois causa desconforto na camada de rolamento, além de afetar a segurança (SOHM, 2011).

Segundo Moura (2010), numerosos fatores intervêm no fenômeno da deformação permanente, dificultando a modelagem da deformação em laboratório que reproduza com realidade o que realmente acontece em campo.

Seguindo a linha de pesquisa de Barra (2009), neste trabalho, para determinação da deformação permanente utilizaremos o ensaio AFNOR NF P 98-253-1 (1993) onde os corpos de prova serão moldados de acordo com a norma AFNOR NF P 98-250-2 (1991).

Este ensaio tem por objetivo verificar a resistência das misturas asfálticas quanto ao afundamento nas trilhas de roda. Os corpos de prova em forma de placa são moldados em uma mesa compactadora pneumática (Figura 7.30).

Figura 7.30 - Mesa compactadora



Fonte: Autor (2018)

As placas foram moldadas, de acordo com os critérios previstos na norma AFNOR NF P 98-250-2 (1991), com as seguintes dimensões: de 150,0 mm (largura) x 500,0 mm (comprimento) x 100,0 mm (espessura) (Figura 7.31 e 7.32).

Figura 7.31- Moldagem das placas de deformação permanente



Fonte: Autor (2018)

Figura 7.32 - Placas após a compactação



Fonte: Autor (2018)

Após a compactação é necessário um período de cura, no mínimo de dois dias. Passado o período de repouso dá-se sequência ao ensaio, introduzindo um par de placas por teor de ligante no simulador de deformação permanente (Figura 7.33), onde são testadas simultaneamente com a passagem de um eixo simples de roda simples.

Figura 7.33 - Simulador de deformação permanente



Fonte: Autor (2018)

O simulador de deformação permanente contém de uma câmara de aquecimento interno, capaz de atingir até 70 °C, sendo que a temperatura de simulação é normatizada a 60 °C (Figura 7.34).

.Figura 7.34 - Temperatura das placas medida a partir do sensor



Fonte: Autor (2018)

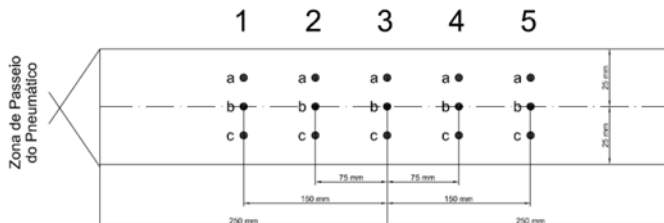
O ensaio consiste em avaliar o afundamento de trilha de roda em diferentes ciclos de passagem. As medições são realizadas através de extensômetros (Figura 7.35), em 0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos em 15 pontos distintos (Figura 7.36), obtendo para cada série de ciclos, a média dos afundamentos gerados pela ação do carregamento.

Figura 7.35 – Extensômetro



Fonte: Autor (2018)

Figura 7.36 - Desenho esquemático da zona de transferência da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa



Fonte: Adaptado de Barra (2009)

Antes do início dos ciclos é necessário que a temperatura no interior da câmara térmica atinja $60\text{ }^{\circ}\text{C}$, sendo monitorada por uma sonda térmica embutida na placa (Figura 7.37), consumindo para isto um tempo de no mínimo 4 horas.

Figura 7.37 - Placa posicionada no simulador com a sonda de monitoramento de temperatura



Fonte: Autor (2018)

A frequência em que o eixo solicitante percorre a superfície das placas durante o ensaio é de 1 Hz, onde os esforços são transmitidos por um pneumático de borracha de textura lisa, com carga (5,0 kN) e pressão de inflação (0,6 MPa).

A cada intervalo (0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos) o extensômetro é posicionado sobre a placa (Figura 7.38) e realizam-se

as leituras, onde ao final de 30000 ciclos é possível calcular a evolução do afundamento sofrido por cada placa ensaiada.

Figura 7.38 - Leitura da deformação permanente



Fonte: Autor (2018)

Ao final, os dados são tabelados e para que sejam aprovadas as misturas asfálticas, não devem ter uma redução em mais de 5,0, 7,5 e 10% de sua espessura inicial.

Os percentuais correspondentes aos afundamentos nas trilhas de roda são calculados a partir da Equação 7.11.

$$Y = A \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad 7.11$$

Onde:

Y= profundidade da deformação a N ciclos;

A= profundidade da deformação a 1000 ciclos;

N= número de ciclos; e

b= inclinação da reta em coordenadas logarítmicas.

8 RESULTADOS

Este capítulo apresenta a discussão dos resultados obtidos nesta pesquisa.

8.1 ENSAIO MARSHALL

Diante da sequência de procedimentos demonstrados no Capítulo 6, apresenta-se nas Figuras 8.1 a 8.6 os gráficos com base nos resultados dos parâmetros físicos da densidade aparente e real, teor de vazios (V%), vazios do agregado mineral (VAM) e relação betume/vazio (RBV) e dos parâmetros mecânicos de estabilidade e fluência.

A análise dos gráficos visa verificar qual a indicação do ensaio para a escolha do teor ótimo de ligante betuminoso utilizado na formulação da mistura asfáltica utilizando a curva teórica (CT), a curva prática ajustada, ou seja, com controle granulométrico das frações (CP_{ajustada}) e a curva prática (CP), de acordo com DNIT-ES 031 (2006).

Nesta pesquisa, a metodologia Marshall serviu para fornecer uma indicação inicial do teor ótimo, sendo estes testados posteriormente a partir dos ensaios de PCG e deformação permanente.

Vale ressaltar que por se tratar de um método empírico e com pouca sensibilidade, juntamente com a análise dos gráficos, algumas observações complementares foram realizadas durante os ensaios para definir o teor ótimo de ligante, tais como: trabalhabilidade, facilidade de envolvimento pelos agregados e brilho da superfície.

Figura 8.1 – Densidade aparente

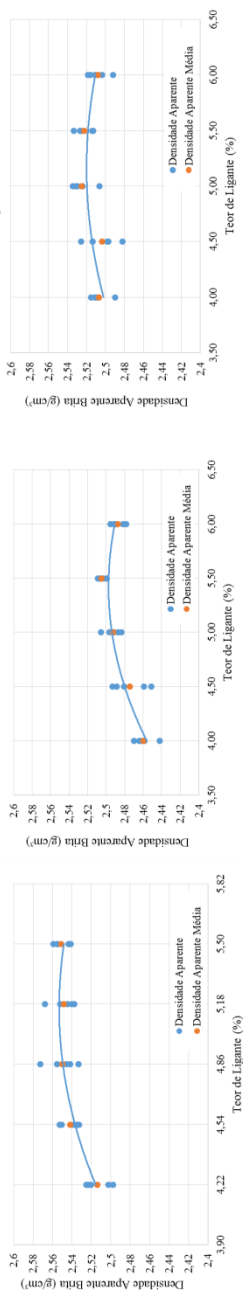


Figura 8.2 - Teor de vazios

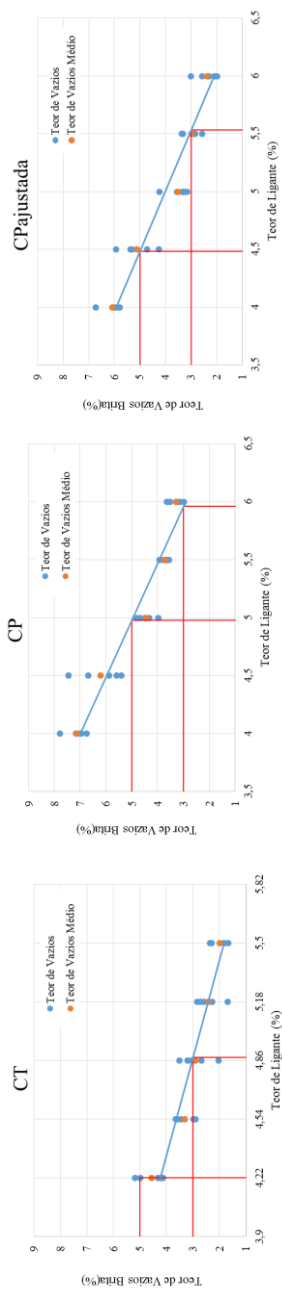


Figura 8.3 – Vazios do agregado mineral

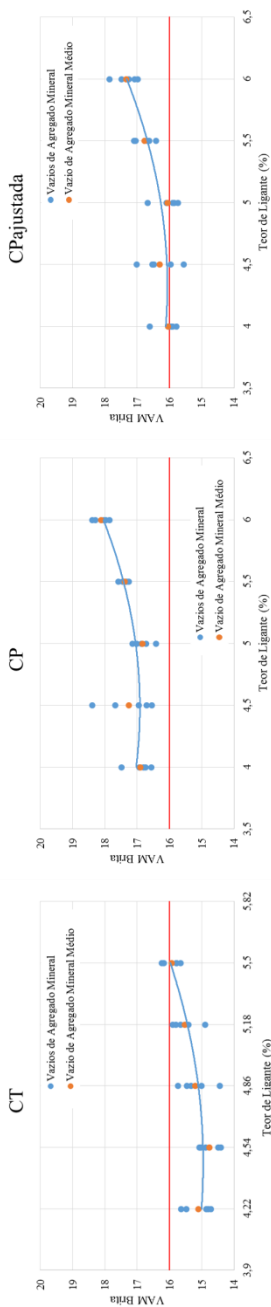


Figura 8.4- Razão betume/vazios

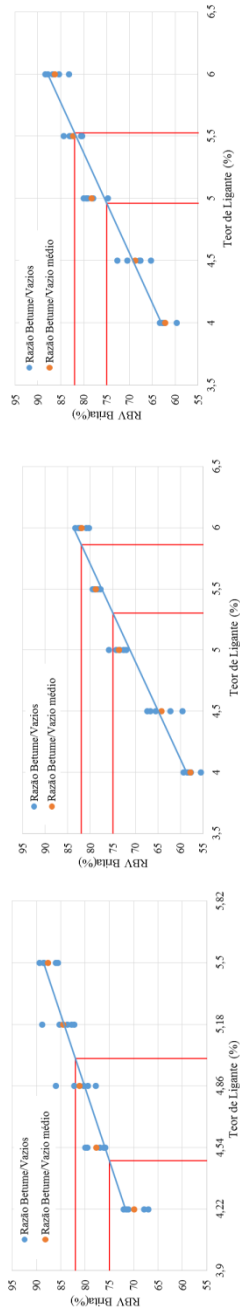


Figura 8.5 - Estabilidade

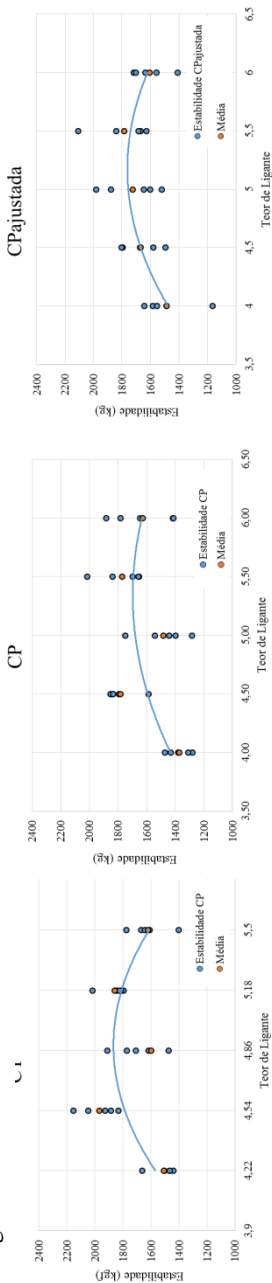
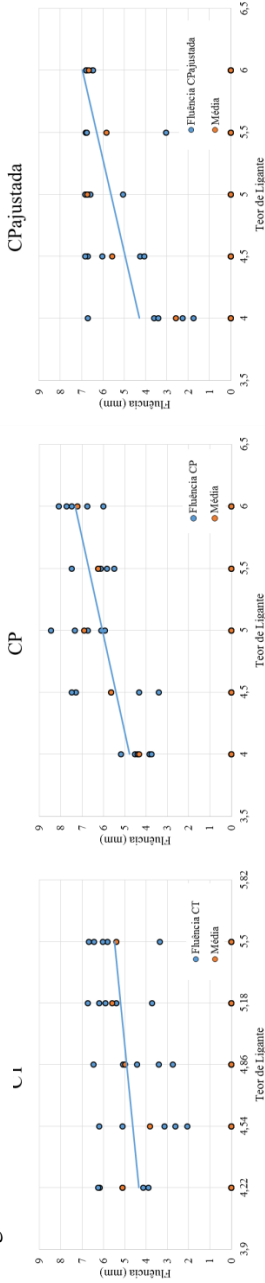


Figura 8.6 - Fluência



Todas as Figuras anteriormente apresentadas demonstram um comparativo entre as três curvas trabalhadas nesta pesquisa. Os limites normativos dos parâmetros físicos são apresentados na cor vermelha.

Do ponto de vista físico, é possível observar que a CT apresenta as melhores densidades, possibilitando um melhor embricamento dos agregados, melhorando a estabilidade da mistura (Figura 8.1), além de apresentar um menor teor de vazios do agregado (Figura 8.2), em relação às outras duas curvas, resultando assim, em uma menor relação betume/vazios (Figura 8.4), reforçando que a mesma possui uma densificação maior.

O parâmetro vazio do agregado mineral, que por norma é de no mínimo 16, quando o diâmetro nominal máximo é de 12,7 mm, pode ser observado na Figura 8.3. Todos os teores das curvas $CP_{ajustada}$ e CP atenderam esta premissa, já que sua metodologia de formulação é feita por tentativas e assim correlaciona de melhor forma os parâmetros normativos. Por outro lado, nenhum teor da curva CT atendeu o parâmetro, visto que com uma densificação muito grande sobra pouco espaço para os vazios, o que justifica seu valor menor que as condições normativas.

Em relação à estabilidade (Figura 8.6), a CT superou a $CP_{ajustada}$ e a CP, o que resulta em menores valores de fluência (Figura 8.5) para a primeira, indicando menor sensibilidade em relação às condições de carregamento, sendo então, menos deformável.

Os resultados obtidos no ensaio Marshall indicam que apesar da curva CT apresentar maior percentagem de finos, a distribuição normalizada destas frações no esqueleto granulométrico, com o uso da Equação de *Füller-Talbot*, garante à mistura asfáltica um melhor desempenho mecânico, como observado nos gráficos apresentados nas Figuras 8.1 a 8.6.

A curva $CP_{ajustada}$ mesmo contando com um controle granulométrico entre as frações, e conseqüentemente, melhores resultados que a mistura CP, ainda apresenta-se com menor desempenho em relação à mistura CT, uma vez que não há um preenchimento gradual adequado das partículas, devido ao número reduzido de peneiras intermediárias utilizadas entre as frações miúdas. É possível verificar esta situação nas Tabelas 6.1 e 6.3, onde a $CP_{ajustada}$ apresenta apenas duas peneiras intermediárias entre a peneira 2,2 mm e o fundo, enquanto, a CT apresenta 5 peneiras intermediárias.

Como nas curvas CP e $CP_{ajustada}$, há a ausência de algumas peneiras intermediárias, o volume de vazios nestas curvas é maior, o que é demonstrado pelo aumento dos vazios do agregado mineral (VAM) e

do teor de vazios da mistura, fazendo com que aumente a quantidade de consumo de ligante necessário para envolver praticamente a mesma quantidade de finos, sendo que estes finos se encontram concentrados em menor quantidade de peneiras.

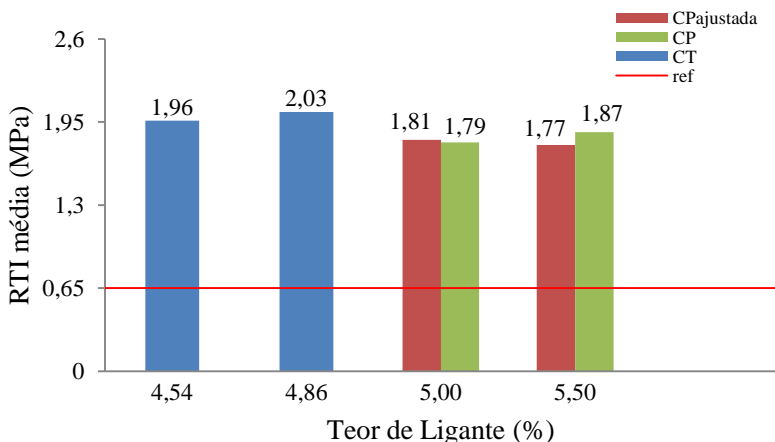
A partir da análise dos resultados apresentados nas Figuras 8.1 a 8.6, pode-se observar que as curvas apresentam dois possíveis percentuais para o teor ótimo de ligante, sendo 4,54 e 4,86% para a CT e 5,00 e 5,50% para as CP e CP_{ajustada}. Uma verificação complementar desses teores iniciais indicados pelo ensaio Marshall, se deu através do ensaio de Resistência à Tração Indireta.

8.2 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO INDIRETA

Com os teores ótimos inicialmente obtidos pela análise dos resultados da metodologia Marshall, foi realizado o ensaio de tração indireta para que fosse feita uma análise complementar do teor de ligante mais adequado entre os dois selecionados anteriormente. A Figura 8.7 apresenta os resultados obtidos.

Observa-se que todas as misturas superaram o limite mínimo de 0,65 MPa exigido pela norma DNER-ME 138 (1994).

Figura 8.7 - Resultado ensaio de Resistência à Tração Indireta



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

O ensaio de tração indireta segue as tendências indicadas pelo ensaio Marshall. O indicativo até este momento como teor ótimo para as

misturas são 4,86% para curva CT, 5,5% para curva CP, e 5,0% para curva CP_{ajustada}. As misturas foram submetidas ao ensaio de PCG, com maior relação campo laboratório, para que os teores ótimos indicados fossem novamente testados.

8.3 PRENSA DE COMPACTAÇÃO GIRATÓRIA

O ensaio da prensa de compactação giratória é regido pela norma denominada AFNOR NF P 98-252 (1999), e os resultados médios obtidos através deste ensaio são apresentados na Tabela 8.1, com o valor de referência de 80 giros, correspondente ao limite de avaliação estabelecido para misturas do tipo BBSG, e na Figura 8.8, sendo que os limites normativos são representados pela cor vermelha.

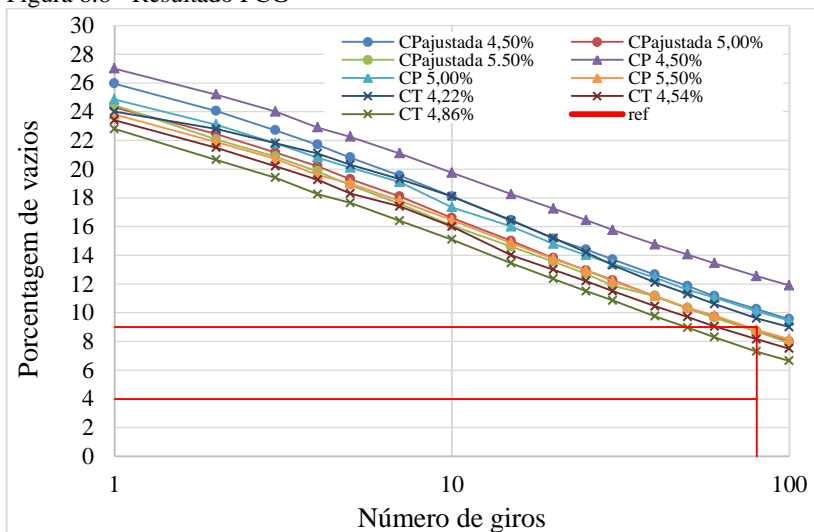
Por este ensaio apresentar estreita relação campo/laboratório, consequentemente forte acurácia, optou-se também por ensaiar um teor de ligante abaixo do indicado como ótimo pelo ensaio Marshall para cada mistura, para fins de certificação sobre a trabalhabilidade das dosagens a serem selecionadas para os ensaios de deformação permanente.

Tabela 8.1 - Resultado PCG

Número de Giros	% de vazios da Mistura Asfáltica								
	CT			CP			CP _{ajustada}		
	4,22	4,54	4,86	4,50	5,00	5,50	4,50	5,00	5,50
1	24,0	23,4	22,8	27,0	24,8	23,8	25,9	24,3	24,4
2	22,8	21,5	20,6	25,2	23,1	21,9	24,0	22,4	22,0
3	21,8	20,2	19,4	24,0	21,8	20,7	22,7	21,1	20,1
4	21,1	19,3	18,2	22,9	20,8	19,6	21,7	20,2	19,8
5	20,3	18,3	17,6	22,2	20,1	19,0	20,8	19,3	18,8
10	18,1	16,4	15,1	19,7	17,3	16,4	18,1	16,6	16,1
15	16,4	14,0	13,4	18,2	16,0	14,8	16,4	15,0	14,6
20	15,2	13,0	12,3	17,2	14,8	13,7	15,1	13,8	13,5
25	14,2	12,2	11,5	16,4	14,0	12,9	14,4	12,9	12,7
30	13,3	11,5	10,8	15,7	13,4	12,2	13,7	12,2	11,8
40	12,1	10,4	9,75	14,7	12,4	11,1	12,6	11,1	11,1
50	11,3	9,7	8,9	14,0	11,6	10,3	11,8	10,3	10,3
60	10,6	9,1	8,3	13,4	11,0	9,8	11,1	9,7	9,6
80	9,6	8,2	7,3	12,5	10,1	8,8	10,2	8,7	8,7
100	9,0	7,5	6,6	11,9	9,4	8,1	9,5	8,0	7,9

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

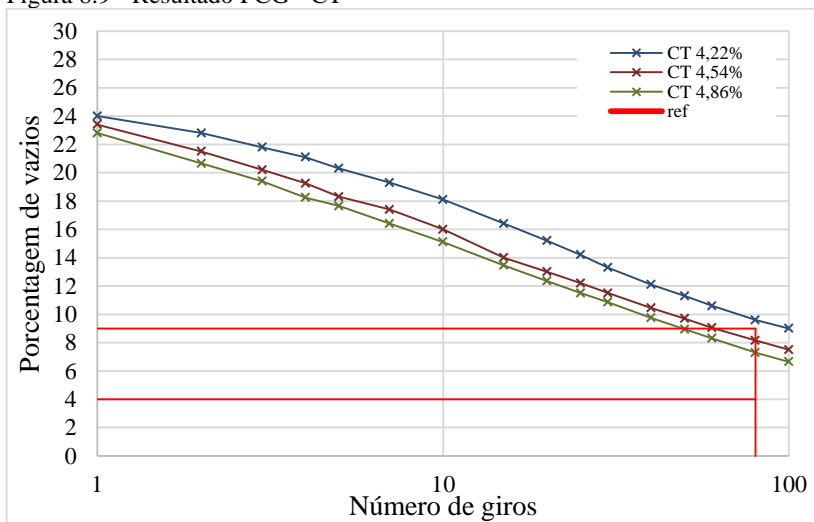
Figura 8.8 - Resultado PCG



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

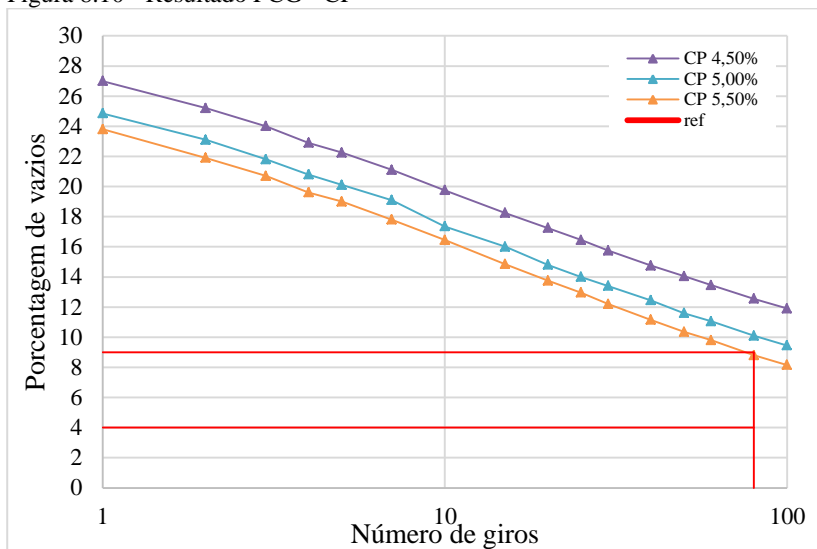
As Figuras 8.9 até 8.11 ilustram o resultado da PCG por tipo de mistura, CT, CP e CP_{ajustada}, respectivamente.

Figura 8.9 - Resultado PCG - CT



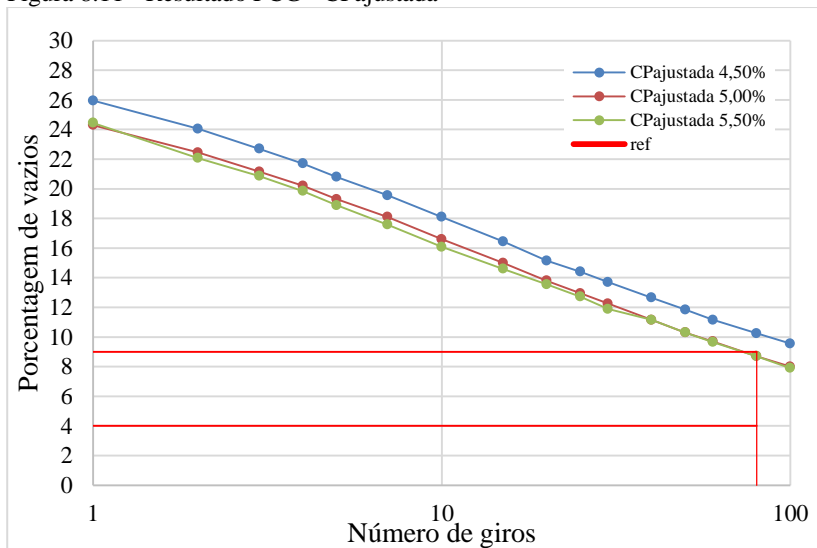
Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 8.10 - Resultado PCG - CP



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 8.11 - Resultado PCG - CPajustada



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

De acordo com os resultados apresentados, tem-se que as misturas asfálticas CT 4,54%, CT 4,86%, CP 5,50%, CP_{ajustada} 5,00% e CP_{ajustada} 5,50%, estiveram enquadradas na faixa normativa de limites quanto ao teor de vazios, de 4,0 a 9,0 %, para misturas asfálticas do tipo BBSG, tomando como referência a leitura em 80 giros, conforme preconiza a norma AFNOR NF P 98-130 (1993) e o MANUEL LPC (2007).

A partir do ensaio da PCG, observou-se que as misturas CP_{ajustada} e CP, devido à ausência de peneiras intermediárias, necessitou de maiores teores de ligante para que atingisse uma boa habilidade de compactação, quando comparadas à mistura CT. Ainda, o controle granulométrico realizado na CP_{ajustada} em relação à CP resultou que o teor de 5,00% de ligante também, e assim atender aos padrões normativos de trabalhabilidade, o que não ocorreu com a CP. Isso demonstra que quando os granulares são distribuídos de forma gradual em uma curva granulométrica, menores teores de ligante são necessários para que se obtenha uma boa habilidade de compactação, pois evita-se principalmente o acúmulo de excesso de frações finas nas misturas, o que causa a necessidade do uso de maiores teores de ligante, em razão do aumento da superfície específica dos grãos, para que se tenha melhor trabalhabilidade do material.

No caso da mistura CT, tem-se que não comporta teores de ligante expressivos como as demais misturas, pois a curva granulométrica utilizada possui forte densificação, e à medida que se aumenta o percentual de ligante, acima de 4,86% por exemplo, tenderia ao excesso de compactação, ou seja, de diminuição excessiva dos vazios, o que não acarretaria resultados adequados no ensaio de deformação permanente, por deficiência de habilidade de compactação, inclusive podendo suscitar a ocorrência de exsudação no campo.

8.4 DURIEZ

Como as misturas asfálticas desta pesquisa possuem uma distribuição granulométrica próxima de uma mistura densa do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), conforme explanado no capítulo 3 deste trabalho, a relação de 0,70 foi adotada como parâmetro para avaliação da resistência à ação da água entre os corpos de prova condicionados sob imersão na água (r) e a seco (R).

As médias dos resultados obtidas no ensaio de Duriez, realizado para verificar a influência da ação da água nas misturas estudadas nesta pesquisa, são apresentadas na Tabela 8.2.

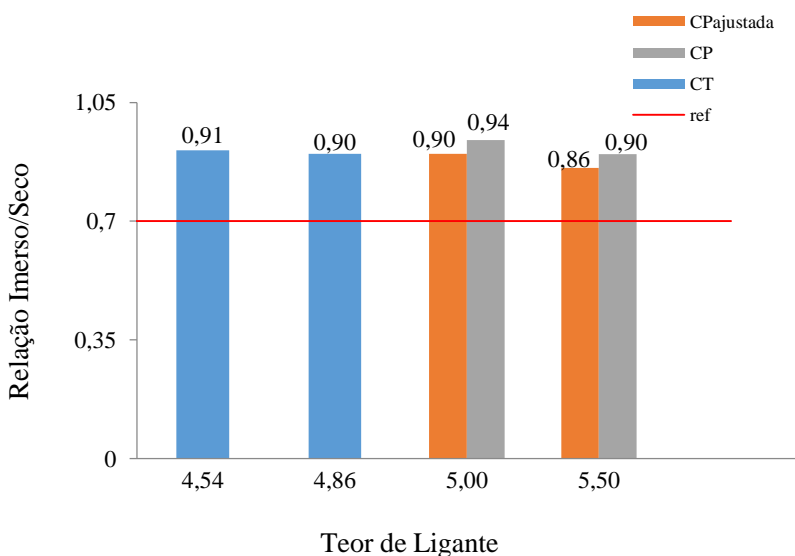
A relação entre a resistência dos corpos de prova imersos e secos são apresentadas na Tabela 8.2 e ilustradas na Figura 8.12.

Tabela 8.2 - Relação entre os corpos de prova imersos e secos

	Curva	Relação (imerso/seco)
CT	4,54	0,91
	4,86	0,90
CP _{ajustada}	5,00	0,90
	5,50	0,86
CP	5,00	0,94
	5,50	0,90

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 8.12 - Relação entre os corpos de prova imersos e secos



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Os corpos de prova para este ensaio foram moldados antes do resultado obtido pelo ensaio da PCG, considerando apenas os teores indicados inicialmente pelos ensaios Marshall e RTI, devido a esse fato a mistura CP5,00% também foi submetida a este ensaio, porém a mesma não atende os requisitos normativos exigidos pelo ensaio da PCG como já foi demonstrado anteriormente.

A partir dos resultados obtidos após os procedimentos de ruptura, verificou-se que todas as misturas selecionadas para esta etapa da pesquisa atenderam à relação mínima r/R de 0,70, especificada para misturas asfálticas densas do tipo *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG) (AFNOR NF P 98-130, 1993; MANUEL LPC, 2007).

O fato da $CP_{ajustada}$ e CP terem obtido resultados próximos ou acima da mistura CT , deve-se à condição de que quanto mais aprisionada a água estiver nos vazios da mistura asfáltica, mais intensa e duradoura será a ação da tensão superficial da água na interface do conjunto ligante/agregado, contribuindo para a potencialização da ação deletéria da água, e quanto maior forem os vazios comunicantes da amostra, menor tende a ser esta ação. Porém, esta análise não é objeto desta pesquisa, apenas um indicativo, devendo ser melhor investigada em trabalhos futuros.

Verificou-se que este ensaio não é muito rigoroso, do ponto de vista da severidade da ação deletéria da água, pois a temperatura de 18 °C não é significativamente agressiva no curto período de tempo do ensaio, isto é, de 7 dias.

Esse período não fornece tempo necessário para que a água a 18 °C consiga atuar fortemente na modificação da viscosidade do ligante. Assim, para que houvesse uma ação efetiva da tensão superficial da água superior à tensão interfacial do ligante com o granular, o tempo de imersão do corpo de prova teria que ser muito maior. Sugere-se fazer uma adaptação do ensaio para condições mais severas de análise, sobretudo quanto à temperatura do ensaio, para que se obtenham resultados mais condizentes com a realidade dos países tropicais.

8.5 ENSAIO DE MANCHA DE AREIA

Os ensaios de mancha de areia (AFNOR NF P 98-216-1, 1993) foram executados sobre as superfícies de todas as placas moldadas para a execução dos ensaios de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993).

Foram efetuadas 3 leituras em cada placa, sendo uma a cada extremidade e outra no centro, resultando em 30 leituras.

A Tabela 8.4 apresenta a média dos resultados obtidos para as placas do ensaio de deformação permanente.

Tabela 8.3 – Resultado das medições da altura de mancha de areia

Mistura asfáltica	Teor de ligante	Altura da mancha de areia (mm)
CT	4,54%	1,02
	4,86%	0,94
CP _{ajustada}	5,00%	0,97
	5,50%	0,91
CP	5,50%	1,09

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

De acordo com a classificação proposta por PASQUET (1968) (Tabela 7.5), as misturas asfálticas trabalhadas nesta pesquisa estão enquadradas na textura superficial considerada grossa, em função dos resultados obtidos na Tabela 8.4 terem compreendido um intervalo entre 0,80 e 1,20 mm quanto à altura da mancha de areia. Isto significa que estão aptas à aplicação em pavimentos sujeitos a velocidades acima de 120 km/h, conforme as observações feitas pelo referido autor.

Espera-se que quanto maior o teor de ligante utilizado nas dosagens, menor os volumes de vazios gerados e, conseqüentemente, menor as rugosidades superficiais. Porém, como a distribuição dos granulares acontece de maneira aleatória na compactação das placas, algumas zonas pontuais de medidas geraram maior rugosidade em relação a outras, sendo assim consideram-se os valores relativos e não absolutos.

É interessante observar que misturas com teores de ligantes diferentes apresentem rugosidades próximas. A CP 5,50%, por exemplo, com praticamente 1% a mais de teor ligante do que a CT4,54% apresentou resultado da altura da mancha de areia de 1,09 mm enquanto a CT de 1,02 mm. Este fato pode ser justificado pela pouca existência de peneiras intermediárias na curva CP, necessitando maior quantidade de ligante devido ao acúmulo de frações finas que estão presentes em todas as frações heterogêneas (Brita 1, pedrisco e pó de pedra) não serem bem distribuídas como acontece na curva CT.

É possível correlacionar os resultados apresentados na Tabela 8.4 com os resultados do ensaio Marshall. Verificou-se, por exemplo, que a curva CP 5,50% possui 4% de vazios, enquanto a curva CT4,54% possui cerca de 3,7% de vazios, sendo resultados muito próximos. Ao realizar o processo de compactação dessas misturas não acontece uma distribuição perfeita de agregados na superfície, devido a esse motivo houve uma proximidade dos resultados obtidos no ensaio de mancha de areia (1,09mm para CP5,50% e 1,02mm para CT4,54%).

Há que se destacar também o caráter empírico do ensaio de mancha de areia, devendo ser considerado mais como um indicador qualitativo do que quantitativo, porém, de grande praticidade e valia em análises de rugosidades superficiais de misturas asfálticas, tanto em campo quanto em laboratório, pois os resultados são obtidos sobre os próprios materiais produzidos, sem uso de qualquer fator de correlação.

8.6 ENSAIO DE DRENABILIDADE

O ensaio de drenabilidade foi realizado nas mesmas placas e nos mesmos pontos utilizados no ensaio de mancha de areias, e o procedimento foi similar ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3, 1993, sendo diferenciado apenas pelo fato que o drenômetro utilizado apresentar a dimensão na abertura inferior diferente do utilizado na França. A Tabela 8.5 apresenta os resultados obtidos.

Tabela 8.4 - Resultado Drenabilidade

Mistura asfáltica	Teor de ligante	Drenabilidade (tempo de escoamento superficial)
CT	4,54%	3"10
	4,86%	3"48
CP _{ajustada}	5,00%	3"08
	5,50%	3"55
CP	5,50%	3"07

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Os resultados obtidos indicam que os tempos medidos, em geral, são curtos o suficiente para que se evitem zonas de acumulação de água na superfície dos pavimentos, garantindo segurança ao usuário quanto a não ocorrência de hidroplanagem durante o contato pneu-pavimento.

Ainda, os resultados corroboram com as tendências apresentadas nos ensaios de mancha de areia, pois quanto maior o teor de ligante das misturas asfálticas, menor tende a ser o volume de vazios gerado, logo, sendo menos rugosa a superfície do material, mais dificuldade irá existir para o escoamento da água no contato pneu-pavimento, aumentando assim o tempo despendido nesta função.

Porém, assim como nos ensaios de mancha de areia, observa-se novamente que como a distribuição dos granulares não se dá de forma igualitária em todas as regiões da mistura asfálticas, há pontos que apresentam maior ou menor escoamento em relação aos outros, devendo-se considerar os valores relativos e não absolutos nestes casos.

8.7 DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Os ensaios de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) possibilitaram a verificação da resistência das misturas asfálticas formuladas à formação de trilhas de roda.

Para a execução destes ensaios foram moldadas um total de 10 placas, sendo 2 placas por teor de ligante para cada mistura selecionada até este nível de testes.

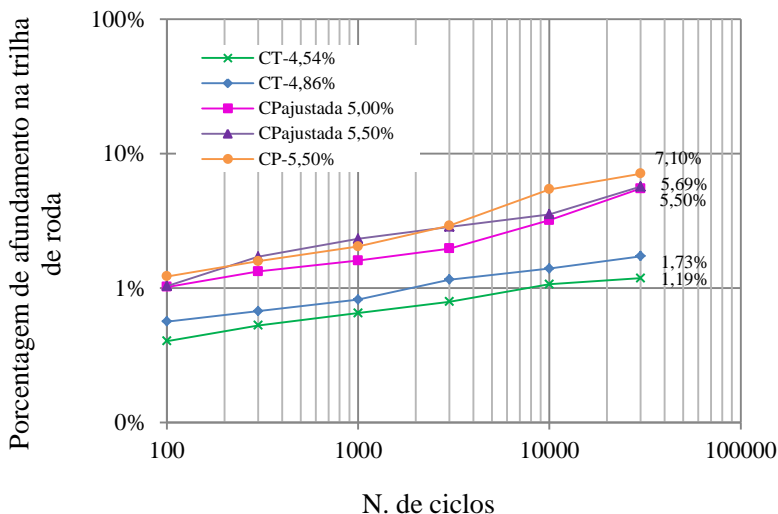
A Tabela 8.6 compila os percentuais de afundamento nas trilhas de roda, após 30000 ciclos de solicitação. A Figura 8.13 ilustra os resultados apresentados na Tabela 8.6, onde os percentuais indicados nas legendas correspondem aos teores de ligante utilizados nas dosagens, enquanto os percentuais indicados nas retas da regressão correspondem aos afundamentos medidos nas trilhas de roda das placas.

Tabela 8.5 – Afundamento após 30000 ciclos

Mistura asfáltica	Teor de ligante	Afundamento (%)	Média do afundamento (%)
CT	4,54%	Placa 1: 0,97 Placa 2: 1,40	1,19
	4,86%	Placa 1: 1,67 Placa 2: 1,78	1,73
CP _{ajustada}	5,00%	Placa 1: 5,90 Placa 2: 5,10	5,50
	5,50%	Placa 1: 6,00 Placa 2: 5,38	5,69
CP	5,50%	Placa 1: 6,45 Placa 2: 7,75	7,10

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 8.13 - Média afundamentos



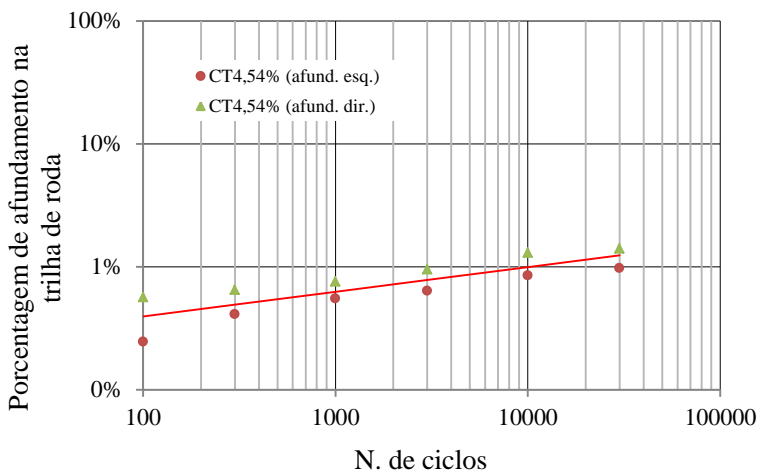
Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

A orientação aleatória das partículas gerada durante o processo de acomodação no procedimento de compactação das misturas asfálticas, pode gerar um intertravamento mais efetivo do arranjo granulométrico em algumas regiões específicas da placa, acarretando uma deformação menos significativa em alguns pontos de medição no transcurso do ensaio. Isto pode ser observado entre as próprias placas de um mesmo par de misturas asfálticas, em que apresentam resultados distintos (Tabela 8.6).

Por esta razão, apesar do ensaio de deformação permanente ter excelente pertinência com as aplicações de campo, pois simula um carregamento dinâmico com carga rolante de pneumáticos e em condições severas de solicitação, isto é, baixa frequência e elevada temperatura, o regime caótico de ocorrência deste fenômeno faz com que seja de difícil modelagem matemática, conforme concluído no trabalho de Sohm (2011), e esteja ainda pertinente aos níveis empíricos de formulação da metodologia francesa atualmente.

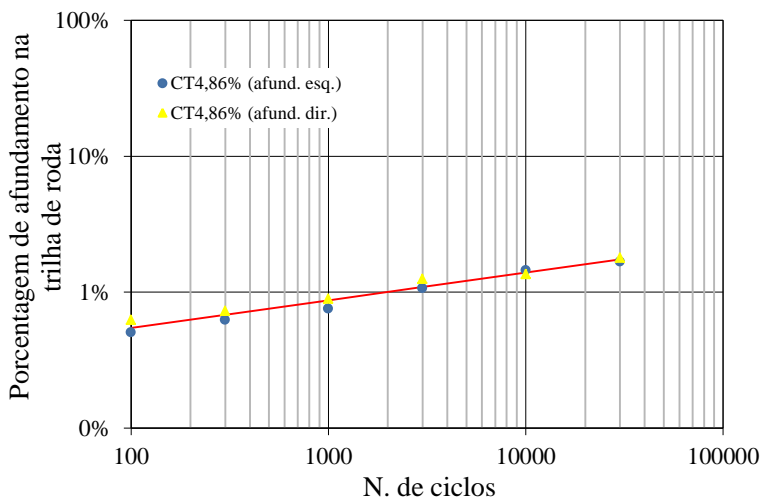
As Figuras 8.14 até 8.18 ilustram a deformação permanente dos pares de placa da CT 4,54%, CT 4,86%, CP_{ajustada} 5,50%, CP_{ajustada} 5,50% e CP 5,50%, respectivamente, onde os percentuais indicados nas legendas correspondem aos teores de ligante utilizados nas dosagens.

Figura 8.14 – Deformação Permanente CT 4,54%

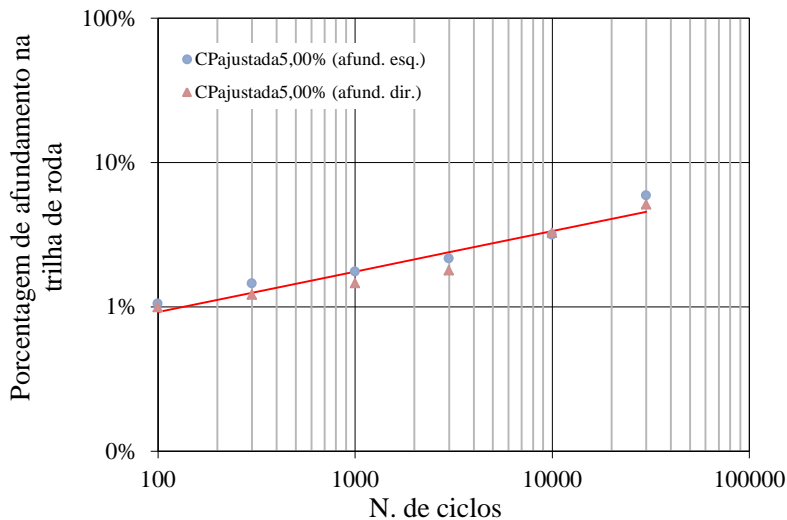


Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

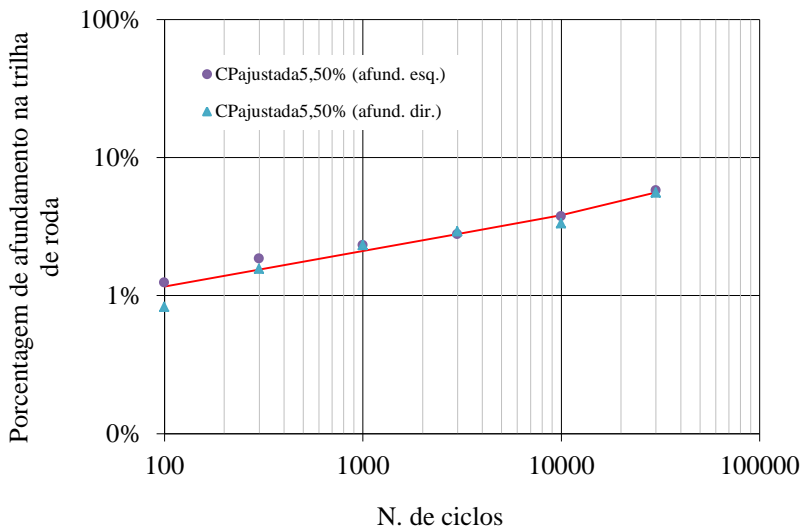
Figura 8.15 - Deformação Permanente CT 4,86%



Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

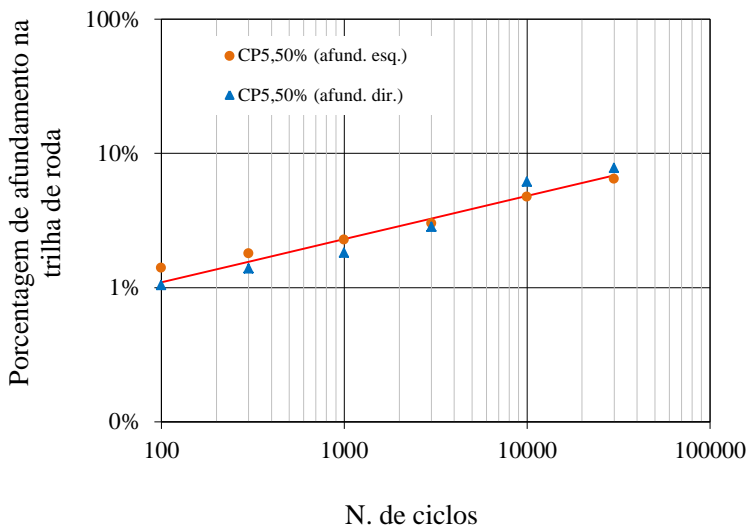
Figura 8.16 - Deformação Permanente $CP_{ajustada}$ 5,00%

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 8.17 - Deformação Permanente $CP_{ajustada}$ 5,50%

Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Figura 8.18 - Deformação Permanente CP 5,50%



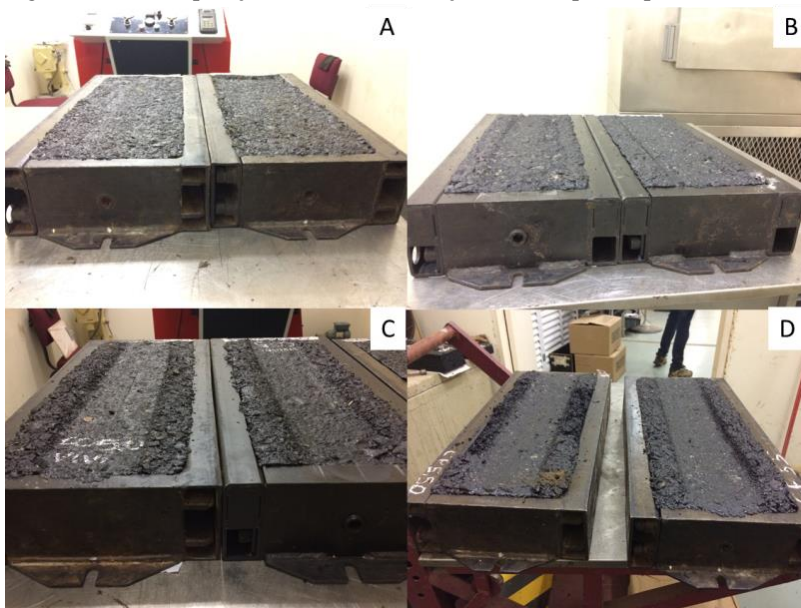
Fonte: Elaborada pelo autor (2018)

Os resultados apresentados mostram que a CT possui um melhor comportamento ao afundamento de trilha de roda que a $CP_{ajustada}$ e CP, tendo ainda a $CP_{ajustada}$ apresentado melhor resultado que a CP. Visualmente é possível perceber os resultados através da Figura 8.19, onde:

- A. Representa um par de placas antes do ensaio;
- B. Representa um par de placas CT após ensaio;
- C. Representa um par de placas $CP_{ajustada}$ após ensaio, e
- D. Representa um par de placas CP após ensaio.

A $CP_{ajustada}$ e CP possuem maiores porcentagens de ligante em sua composição o que resultou em maiores deformações, uma vez que os granulares estão tão lubrificadas que acabam provocando maiores escorregamentos durante a passagem do pneu. Aliado a esse fator, a ausência de um maior número de peneiras intermediárias na curva granulométrica, faz com que estas misturas não possuam uma densificação adequada como a CT, assim o entrosamento entre suas partículas se torna menos eficiente.

Figura 8.19 - Comparação entre as deformações dos corpos de prova



Fonte: Autor (2018)

Associam-se os resultados obtidos com as curvas granulométricas trabalhadas, sendo que a distribuição granulométrica utilizada na CT apresenta um preenchimento mais gradual dos vazios formados pelas partículas maiores possuindo assim uma densificação melhor, resultando em pouco espaço para grandes quantidades de ligante como teor ótimo, logo, apresentando menor suscetibilidade ao surgimento de deformações permanentes, quando comparada às CP e CP_{ajustada}.

A CP apresenta uma falta de controle no processo por tentativa de controle das frações que compõem a curva granulométrica, resultando em um acúmulo excessivo de finos das frações heterogêneas, principalmente nas peneiras de menor diâmetro, favorecendo o aumento do teor de ligante nas dosagens. Arelado a isso, a falta de uma maior número de peneiras intermediárias colabora para um menor embricamento do esqueleto mineral, o que resulta em menor estabilidade, aumentando a ocorrência de maiores deformações.

É interessante destacar que a CP_{ajustada} apesar de conservar a mesma série de peneiras da CP, ainda que apresentando o mesmo problema da falta de um maior número de peneiras intermediárias,

possui uma distribuição mais gradual das partículas, sobretudo finas, devido ao controle gráfico realizado peneira por peneira das frações, o que proporcionou a utilização de menores teores de ligante nas dosagens, assim como menores deformações permanentes.

Essas observações validam o quanto o controle das frações granulométricas se torna importante para que se possa obter misturas asfálticas de boa qualidade, pois mesmo a $CP_{ajustada}$ não sendo uma curva granulométrica adequada e desejável como a CT, o simples fato de haver um controle maior da distribuição das frações granulométricas já permite melhor adequação da formulação, sobretudo pela diminuição do teor de ligante e, conseqüentemente, da deformação permanente.

Com base nos limites preconizados pela normativa francesa, apresentados no Capítulo 3 (Tabela 3.4), tem-se que a CT se enquadra na Classe 3 ($\leq 5,00\%$), e a $CP_{ajustada}$ (5,50% e 5,69%) e CP (7,10%) dentro da Classe 2.

Entretanto, o resultado obtido pela CP foi bem próximo do limite máximo permitido pela Classe 2, de 7,50%, quase se enquadrando na Classe 1, destinada a condições menos severas de tráfego, enquanto a $CP_{ajustada}$ se situou próximo ao limite mínimo da Classe 2 (5,01%), quase se enquadrando na Classe 3, corroborando para a importância do controle granulométrico das misturas asfálticas na obtenção de melhores resultados correspondentes ao comportamento mecânico destes materiais.

A Classe 3 constitui misturas asfálticas que possuem maior qualidade, representando melhores resultados em campo, destinada a qualquer tipo de tráfego, com a mínima possibilidade de surgimento de deformação permanente na prática.

9 CONCLUSÕES

A partir da campanha experimental realizada, tem-se que os resultados obtidos indicam ser a granulometria, notadamente o método de formulação utilizado, uma variável decisiva na obtenção de esqueletos minerais capazes de conferir bom comportamento mecânico às misturas asfálticas, sobretudo no que diz respeito à resistência à deformação permanente, tema central desta pesquisa.

Os ensaios Marshall e RTI foram utilizados para mera indicação inicial dos possíveis teores ótimos de ligante betuminoso a serem utilizados nas análises posteriores de habilidade de compactação na PCG, bem como em razão da necessidade de se reduzir a quantidade de amostras encaminhadas ao Laboratório PTR/USP, facilitando a logística de transporte dos materiais.

Obteve-se, portanto, as possíveis indicações de 4,54% e 4,86% para a mistura CT, tal como 5,00% e 5,50% tanto para $CP_{ajustada}$ quanto para CP. Ainda, no ensaio de RTI, confirmou-se que os teores indicados pelo ensaio Marshall apontaram como tendo maior resistência mecânica, segundo esta metodologia, os resultados de 4,86% para curva CT, 5,00% para curva $CP_{ajustada}$ e 5,50% para a curva CP.

Contudo, no ensaio de PCG, mais acurado e com melhor relação campo/laboratório que os anteriormente citados, foi possível observar que misturas asfálticas densas formuladas com esqueletos minerais que permitem o controle das frações granulométricas, principalmente quando se dispõe de uma série de peneiras sem intervalos significativos entre os diâmetros, acarretam o preenchimento gradual dos vazios formados pelos diâmetros maiores, resultando em melhor embricamento das partículas, melhor densificação da mistura, menor consumo de ligante e, conseqüentemente, maior habilidade de compactação das misturas.

É possível esta constatação ao se verificar que os teores de 4,54% e 4,86% foram aprovados para a mistura CT, enquanto para a $CP_{ajustada}$ foram 5,00% e 5,50%, e apenas 5,50% para a CP.

Ainda no mesmo nível de teste, os ensaios de Duriez mostraram que todas as misturas testadas e aprovadas no ensaio de PCG atendem à relação mínima normativa r/R de 0,70 para graduação densa do tipo BBSG. Porém, este ensaio não apresenta um indicador acurado para a realidade de países tropicais, como o Brasil, pois o condicionamento realizado à temperatura de 18°C por um período de 7 dias não oferece condições de forte agressividade e potencial de modificação da viscosidade do ligante, pois não há tempo hábil para que a tensão

superficial da água supere a tensão interfacial ligante/granular. Desta maneira, uma adaptação na temperatura do ensaio deve ser procedida para adequá-lo às situações climáticas mais severas encontradas nos países do hemisfério sul.

Neste contexto, apenas os teores aprovados nos ensaios de PCG e Duriez seguiram para continuidade de teste na campanha experimental.

Assim, a partir da moldagem das placas de deformação permanente, os ensaios de mancha de areia permitiram verificar que as misturas asfálticas formuladas apresentam rugosidades superficiais consideradas grossas, que atendem condições satisfatórias de segurança para trafegabilidade em pavimentos sujeitos a velocidades superiores a 120km/h. Ainda, quanto à drenabilidade, o curto tempo para escoamento da água medido na superfície das placas, indica a tendência de reduzida incidência do efeito *spray* e da hidroplanagem sobre os pavimentos, satisfazendo os requisitos de segurança, inclusive em condições de chuva intensa.

Quanto ao ensaio de deformação permanente, a resistência ao afundamento na trilha de rodas mostra-se mais eficiente para a mistura CT, seguido pela CP_{ajustada} e por fim a CP. Isto deve-se ao fato de que a CT, por seguir o método teórico, a partir da Equação de *Füller-Talbot*, que permite a perfeita normalização da trajetória da curva granulométrica, apresenta os requisitos corroborativos de controle total das frações, série de peneiras que permite um preenchimento gradual dos vazios formados pelas partículas maiores, e melhor densificação do esqueleto mineral devido ao maior do número de peneiras intermediárias, gerando maior entrosamento entre os granulares e estabilidade do esqueleto mineral, além de um menor teor de ligante necessário para a composição da dosagem.

No caso da curva CP_{ajustada}, o conceito de formulação granulométrica por ajuste gráfico direto, ainda que utilizando a mesma série de peneiras da mistura CP, ou seja, com deficiência de frações intermediárias, permite um controle da granulometria mais adequado, em relação ao método por tentativa, obtendo-se resultado superior ao da curva CP.

A mistura CP, que não apresenta controle das frações granulométricas, é composta por frações comerciais heterogêneas, acarretando um acúmulo de finos nas peneiras de menor diâmetro, causando um desbalanceamento entre a parte grossa, intermediária e fina. O acúmulo de finos junto à composição granulométrica exige um teor maior de ligante, para que haja uma boa condição de compactação

no ensaio da PCG, porém este excesso é danoso quando se considera a deformação permanente.

Analisando o teor de ligante, percebe-se que as curvas $CP_{ajustada}$ e CP requerem uma maior percentagem, se comparadas a curva CT. O excesso de ligante faz com que os granulares apresentem lubrificação acentuada, e assim, maiores escorregamentos com a passagem do pneumático no ensaio de deformação permanente geram menor resistência ao cisalhamento das partículas, concomitantemente ao fato de um menor embricamento devido à densificação deficiente das curvas, em razão da ausência de um número maior de frações intermediárias.

Com os resultados obtidos nesta pesquisa, pode-se constatar que todas as misturas atendem satisfatoriamente à normativa francesa, onde para misturas do tipo BBSG a percentagem máxima de afundamento não deve ultrapassar os 10%. Desta forma, as curvas $CP_{ajustada}$ e CP enquadram-se na Classe 2 e a curva CT na Classe 3. Esta última, de caráter mais nobre tem melhores resultados no campo.

Neste contexto, é possível inferir para as condições de teste efetuadas nesta pesquisa, que o método teórico, com base na Equação de *Füller-Talbot*, é mais eficiente na formulação de esqueletos minerais quando comparados aos métodos por tentativa e por ajuste gráfico direto.

Sugere-se para trabalhos futuros a análise experimental destas mesmas misturas asfálticas a partir dos ensaios fundamentais da metodologia francesa, como o módulo de rigidez complexo e a fadiga, de modo a obter conclusões mais precisas sobre o efeito da formulação granulométrica para fins de dimensionamento de estruturas de pavimento.

REFERÊNCIAS

AASHTO. **T 324: Standard Method of Test for Hamburg Wheel-Track Testing of Compacted Hot-Mix Asphalt (HMA)**. Washington, DC, 2011.

AASHTO. **T 340: Determining Rutting Susceptibility of Hot Mix Asphalt Using the Asphalt Pavement Analyzer**. Washington, DC, 2010.

ACIKGÖZ, O.; RAUF, R. **Analysis of Parameters Affecting Permanent Deformation in Road Pavement**. 2010. 113 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Road and Traffic, Department Of Civil And Environmental Engineering, Chalmers University Of Technology, Göteborg, Suécia, 2010.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO (ANP). **Resolução N° 19**. Rio de Janeiro, 2005, 6 p. Disponível em: <http://www.abeda.org.br/wp-content/uploads/2017/03/RESOLU%C3%87%C3%83O-ANP-N%C2%BA-19-DE-11.7.2005-DOU-12.7.2005-REPUBLICADA-DOU-13.7.2005-RETIFICADA-DOU-25.7.2005-RETIFICADA-DOU-17.3.2006.pdf>. Acesso em: 10/10/2016.

AGUIAR, M. R. M. P. de; NOVAES, A. C.; GUARINO, A. W. S.; Remoção de metais pesados de efluentes industriais por aluminossilicatos. **Química Nova (online)**, São Paulo, v. 25, n. 6b, p. 1145-1154, maio. 2002. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/%0D/qn/v25n6b/13130.pdf>. Acesso em: 03 set. 2017.

AHLRICH, R. Influence of Aggregate Properties on Performance of Heavy-Duty Hot-Mix Asphalt Pavements. **Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board**, [s.l.], v. 1547, p.7-14, jan. 1996. Transportation Research Board. <http://dx.doi.org/10.3141/1547-02>.

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 Teknologi MARA, 40450, Shah Alam, Malásia. 2011.

AL-KHATEEB, G; BASHEER, I. A three-stage rutting model utilising rutting performance data from the Hamburg Wheel-Tracking Device (WTD). **Road & Transport Research**, [s.l.], v. 18, n. 3, p.32-45, set. 2009.

ASPHALT INSTITUTE. **The Bailey Method: Achieving Volumetrics and HMA Compactability**. Lexington, 2014. Disponível em: <http://www.asphaltinstitute.org/bailey-method-achieving-volumetrics-and-hma-compactability/>. Acesso em: 05 jul.2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT **NBR 12891/1993** - Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall. Rio de Janeiro - RJ, 1993.

_____. **NBR 14950/2003** - Materiais Betuminosos Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol. Rio de Janeiro - RJ, 2003.

_____. **NBR 15087/2012**- Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro - RJ, 2012.

_____. **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 - RJ, 2010.

_____. **NBR 6296/2012** - Determinação da massa específica real de ligantes betuminosos. Rio de Janeiro - RJ, 2012.

_____. **NBR 6954/1989** - Lastro padrão – determinação da forma do material. Rio de Janeiro - RJ, 1989.

_____. **NBR 9935/2011** - Agregados – terminologia. Rio de Janeiro - RJ, 2011.

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. **AFNOR NF P 98-130 (1993)** - Enrobés Hydrocarbonés: Couches de Roulement et Couches de Liaison (Bétons Bitumineux Semi-Grenus - BBSG)..

_____. **AFNOR NF P 98-130 a 141 (1993)** - Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Etude de la conformité d'un enrobé.

_____. **AFNOR NF T 98-216-1 (1993)** - Mesure de Propriétés Liées à la Texture des Mélanges Hydrocarbonés:Essai de Mesure de la Hauteur au Sable.

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

_____. **AFNOR NF P 98-251-1(1995)** - Essais Relatifs aux Chaussées - Préparation des Mélanges Hydrocarbonés. Essai de Duriez.

_____. **AFNOR NF P 98-252 (1999)** - Essais Relatifs aux Chaussées: Essai à la presse à cisaillement giratoire PCG.

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

_____. **AFNOR NF T 98-254-3 (1993)** - Mesure de Propriétés Liées à la Perméabilité des Matériaux des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 3: Essai au Drainomètre de Chantier.

_____. **AFNOR NF P 98-260-2 (1992)** - Essais Relatifs aux Chaussées, Mesure des Caractéristiques Rhéologiques des Mélanges Hydrocarbonés - Partie 2: Détermination du Module Complexe par Flexion Sinusoïdale.

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

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

BARBOSA JÚNIOR, A. S. **Estudo da utilização de agregado reciclado em misturas de concreto de cimento Portland para pavimentação**. 2008. 132 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. Campinas, 2008.

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

BARRA, B. S. **Avaliação do desempenho mecânico de misturas asfálticas densas utilizando materiais do estado do Pará com o emprego de pó calcário**. 2005. 202 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2005.

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

BASTOS, J. B. dos S.; SOARES, J. B.; NASCIMENTO, L. A; H. Critérios para os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida de misturas asfálticas em laboratório a partir do desempenho em campo. **Transportes**, [s.l.], v. 25, n. 2, p.29-40, 31 ago. 2017. <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v25i2.1284>.

BERNUCCI, L. B. *et al.* **Pavimentação asfáltica: Formação básica para engenheiros**. 3. ed. Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda, 2010. Disponível em: <http://www.ufjf.br/pavimentacao/files/2011/08/Pavimentação-Asfáltica-cap2.pdf>. Acesso em: 05 set. 2016.

BORGES, R. L. **Deformação Permanente Em Misturas Asfálticas A Partir Do Shift Model Viscoplastico E Ensaio Triaxiais De Carga Repetida**. 2014. 214 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia de Transportes – Universidade Federal do Ceará (UFC). Fortaleza, 2014.

BOTTIN FILHO, I. A. **Estudos de misturas de areia-asfalto pré-misturadas a quente**. 1997. 128 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Pós Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, 1997.

BROSSEAUD, Y; DELORME, J-L.; HIERNAUX, R. **Study of Permanent Deformations in Asphalt with Help of the LCPC Wheel**

Tracking Rutting Tester: Evaluation and Future Prospects, 72nd Annual Meeting of Transportations Research Board, EUA. 1993.

BROWN, E.; KANDHAL, P. S. E ZHANG, J. **Performance testing for hot mix asphalt**. National Center for Asphalt Technology of Auburn University. Auburn, 2001.

BÚRIGO, A. S; *et al.* **Influência da formulação de esqueletos minerais no comportamento mecânico de misturas de concreto asfáltico**. 44^a RAPv – Reunião Anual de Pavimentação e 18^o ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária, Foz do Iguaçu - PR, 2015.

BUTTON, J.W.; PERDOMO D.; LYTTON R. L. Influence of Aggregate on Rutting of Asphalt Concrete Pavements. **Transportation Research Record** 1259, p.141-152. Washington, D.C, 1999.

CAMPOS, O.S.; *et al.* **Resultados de monitoramentos de pavimentos obtidos em 2008 nas rodovias concedidas do estado de São Paulo - Brasil**. CONINFRA – 3^o Transportation Infrastructure Conference. São Paulo. 2009.

CASTELO BRANCO, V. T. F, *et al.* **Caracterização de Forma, Angularidade e Textura de Agregado de Brita Granítica e Escórias de Aciaria Usando o Aggregate Imaging System (AIMS)**. XX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes - ANPET, Brasília. 2006.

CHOI, Yeong-tae. **Development of a Mechanistic Prediction Model and Test Protocol for the Permanent Deformation of Asphalt Concrete**. 2013. 221 p. Tese (Doutorado) - Curso de Civil Engineering - North Carolina State University, Raleigh, EUA, 2013.

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

COLLINS, I. F.; BOULBIBANE, M. Geomechanical Analysis of Unbound Pavements Based on Shakedown Theory. **Journal Of**

Geotechnical And Geoenvironmental Engineering, [s.l.], v. 126, n. 1, p.50-59, jan. 2000. American Society of Civil Engineers (ASCE).
[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0241\(2000\)126:1\(50\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)1090-0241(2000)126:1(50)).

COOLEY, L. A. Jr.; *et al.* **Loaded wheel testers in the United States: state of the practice**. NACT Report 00-04 Transportation Research E-Circular n. E-C016. EUA, 2000.

CORTÉ, J-F. **Development and Uses of Hard Grade Asphalt and of High Modulus Asphalt Mixes in France**. Transportation Research Circular: Perpetual Bituminous Pavements, n. 503. Washington, DC, 2001.

CORTÉ, J-F; BENEDETTO, Hervé di. **Matériaux routiers bitumineux 1: description et propriétés des constituants**. Paris: Lavoisier, 2004. 234 p.

CORTE, J - F. *et al.* **Investigation of Rutting of Asphalt Surfaces Layers: Influence of Binder and of Configuration of Axle Loading**, 73rd Annual Meeting of Transportation Research Board, EUA. 1994.

COUTINHO NETO, B.; FABBRI, G.T.P. **Ensaio de fluência uniaxial estático – avaliação do efeito devido a redução do diâmetro do prato de aplicação de carga**. Anais do XVIII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, ANPET, Florianópolis SC. v.1, p. 101-114. 2004.

COUTINHO, B. M. *et al.* Estudo Sobre Ensaio de Deformação Permanente em Misturas Asfálticas por Métodos Adotados no Brasil e na Espanha. Instituto Brasileiro de Petróleo Gás e Biocombustíveis. **Revista Pavimentação**, Vol. 1, p. 1-12. Rio de Janeiro, RJ, 2010.

CUNHA, M. B. C. **Avaliação do método Bailey de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas**. 2004. 118 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil – Setor de Transportes - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo (USP), São Carlos, 2004.

DANIEL, J. S.; RIVERA, F. **Application of the Bailey method to New Hampshire asphalt mixtures**. New Hampshire Department of Transportation Report FHWA-NHRD-13733F. New Hampshire Department of Transportation. New Hampshire, Dez. 2009.

DE LA ROCHE, C. **Module de Rigidité et Comportement en Fatigue des Enrobés Bitumineux**. 1996. 217 p. Tese (Doutorado) – École Central de Paris. Paris. 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADA E RODAGEM (DNER). **DNER – ME 081/1998**. Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. Rio de Janeiro -RJ, 1998.

_____. **DNER - ME 083/1998**. Agregados – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro – RJ, 1998.

_____. **DNER - ME 085/1994**. Material finamente pulverizado – determinação da massa específica real. Rio de Janeiro - RJ, 1994.

_____. **DNER - ME 089/1994**. Agregados – avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio. Rio de Janeiro, 1994.

_____. **DNER - ME 117/1994**. Misturas betuminosa – determinação da densidade aparente: método de ensaio. Rio de Janeiro - RJ, 1994.

_____. **DNER - ME 138/1994**. Misturas asfálticas – determinação da resistência à tração por compressão diametral: método de ensaio. Rio de Janeiro - RJ, 1994.

_____. **DNER - ME 194/1998**. Agregados – Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman. Rio de Janeiro, 1998.

_____. **DNER – PRO 164/94**. Calibração e controle de sistemas medidores de irregularidades de superfícies de pavimento (Sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter)

_____. **DNER - ME 035/1998**. Agregados – determinação da abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro - RJ, 1998.

_____. **DNER - ME 043/1995**. Misturas betuminosas a quente - Ensaio Marshall. Rio de Janeiro – RJ, 1995.

_____. **DNER - ME 078/1994**. Agregado graúdo – Adesividade a ligante betuminoso. Rio de Janeiro- RJ, 1994.

_____. **DNER - ME 081/1998**. Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. Rio de Janeiro - RJ, 1998

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos** — 2ª Edição, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (DNIT). **DNIT 006/2003 – PRO**. Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento. Rio de Janeiro (RJ).

_____. **DNIT - ES 031/2006**. Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de Serviço. Rio de Janeiro - RJ, 2006.

_____. **DNIT - ME 131/2010**. Materiais asfálticos - Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola – Método do ensaio. Rio de Janeiro - RJ, 2010.

_____. **DNIT - ME 136/2010**. Pavimentação asfáltica - Misturas asfálticas – Determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. Rio de Janeiro - RJ, 2010.

_____. **DNIT - ME 155/2010**. Material asfáltico – Determinação da Penetração – Método de Ensaio. Rio de Janeiro - RJ, 2010.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES(DNIT). **Manual de Pavimentação**. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes. Rio de Janeiro (RJ), 2006. Disponível em:

<http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf>. Acesso em: 05 set. 2016.

DEPARTMENT OF TRANSPORT REPUBLIC OF SOUTH AFRICA/
National Institute for Transport and Road Research. **Design and use of hot-mix asphalt in pavements**. 1987. Disponível em:<
<https://www.imesa.org.za/wp-content/uploads/2016/01/TRH8.pdf>>.
Acesso em: 20 Ago. 2017.

E-CORE. European Construction Research Network. Disponível em: <http://e-core.cstb.fr>. Acesso em: 05 set. 2016.

EL ABD, A. **Développement d'une Méthode de Prédiction des Déformations de Surface des Chaussées à Assises Non Traitées**. 2006. 254 p. Tese (Doutorado) – Curso de Doutorado em Mecânica - Université de Bordeaux. Bordeaux, França, 2006.

FERREIRA, J. L. S. **Melhoramento da resistência à deformação permanente de misturas asfálticas pela escolha granulométrica a partir da metodologia da faixa de agregados dominantes**. Projeto (Graduação) - Universidade Federal do Ceara , Fortaleza- CE, XXXX.

FERREIRA, J. L. S. **Novas diretrizes para seleção granulométrica de misturas asfálticas densas com foco na deformação permanente**. 2017. 81 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará (UFC). Fortaleza, 2017.

FERREIRA, J. L. S.; BASTOS, J. B. S.; SOARES, J. B.; **Validação da metodologia de faixa de agregados dominantes para validação e especificação da granulometria de misturas asfálticas densas**. XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transporte da ANPET, Ouro Preto, p. 85-96, nov. 2015. Disponível em: <http://www.anpet.org.br/xxixanpet/anais/documents/AC1063.pdf>. Acesso em: 02 set. 2016.

FRTZEN, M. A. **Avaliação de soluções de reforço de pavimentos asfálticos com simulador de tráfego da rodovia Rio Teresópolis**. 2005. 291 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 2005.

GADLER, F.; CARPIO, J. A. V. del; MIRANDA, L. F. R. **Características mecânicas de misturas asfálticas produzidas utilizando o método bailey de seleção granulométrica**. 20ª RPU – Reunião de Pavimentação Urbana, Florianópolis, p.1-11, jun. 2017. Disponível em: <http://www.abpv.org.br/RPU/>. Acesso em: 18 set. 2017.

GOLALIPOUR, A. *et al.* Effect of Aggregate Gradation on Rutting of Asphalt Pavements. **Procedia - Social And Behavioral Sciences**, [s.l.],

v. 53, p.440-449, out. 2012. Elsevier BV.
<http://dx.doi.org/10.1016/j.sbspro.2012.09.895>.

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

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

GRIMAU, J. P.; HIERNAUX, R. Utilisation de l'ornièreur type LPC. **Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées**, p. 165-172, 1977.

GUERRERO PÉREZ, Y. A. **Estudo da Aplicabilidade do Ultra-som na Avaliação das propriedades do concreto asfáltico**. 2009. 182 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2009.

GUERRERO PÉREZ, Y. A. *et al.* **Comportamento das misturas asfálticas mornas no ensaio de fadiga**. XVII Congreso Chileno de Ingeniería de Transporte, Concepción, Chile, out. 2015. Disponível em: <http://www.sochitran.cl/wp-content/uploads/Acta-2015-01-60.pdf>. Acesso em: 06 fev. 2017.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecânico-Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. 2009, 367 p. Tese (Doutorado) - Programa de Engenharia Civil Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 2009.

GUO, R.; PROZZI, J.A. **Predicting in service fatigue life of flexible pavements based on accelerated pavement testing**. Transportation Research Board 87th Annual Meeting (CDrom). Washington, 2008.

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 - Université de Nantes. Nantes, 2007.

HECK, J-V. **Modélisation des Déformations Réversibles et Permanentes des Enrobés Bitumineux - Application a l'Ornièrage des Chaussées**. 2001. 228 p. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Mecânica, Térmica e Civil - Université de Nantes. Nantes, França, 2001.

HUANG, Y. H. **Pavement analysis and design**. Englewood Cliffs, NJ: Prentice Hall, 1993. 805 p.

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

KIM, Y.R.; KIM, N.; KHOSLA, N.P. **Effects of Aggregate Type and Gradation on Fatigue and Permanent Deformation of Asphalt Concrete**. Proceedings of a Symposium, Effect of Aggregates and Mineral Fillers on Asphalt Mixture Performance, ASTM Publication STP 1147, American Society for Testing and Materials, pp. 310-328, 1992.

LEAHY, R.B.; MCGENNIS, R.B., Asphalt mixes: materials, design and characterization. **Asphalt Paving Technology**, v.68A, Illinois, 1999.

LEKARP, F.; ISACSSON, U.; DAWSON, A. State of the Art. I: Resilient Response of Unbound Aggregates. **Journal Of Transportation Engineering**, [s.l.], v. 126, n. 1, p.66-75, jan. 2000. American Society of Civil Engineers (ASCE).
[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-947x\(2000\)126:1\(66\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-947x(2000)126:1(66)).

LIMA, C. D. A. **Estudo da deformação permanente de duas britas graduadas para uso em camadas de pavimentos**. 2016. 268 p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 2016.

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

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

LPC - **Manuel LPC d'aide à la formulation des enrobés.** Groupe de Travail RST "Formulation des enrobés". Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - LCPC. Paris, França. 2007.

MAHMOUD, E. *et al.* Comprehensive Evaluation of AIMS Texture, Angularity, and Dimension Measurements. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 22, n. 4, p.369-379, abr. 2010. American Society of Civil Engineers (ASCE).
[http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000033](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000033).

MAHBOUB, K.; LITTLE, D.N. **Improved asphalt concrete mixture design procedure.** FHWA – Federal Highway Administration – report n. FHWA/TX – 87/474 - IF. Austin, Texas, 1988. 253 p.

MELLO, M. S. **Avaliação das propriedades reológica e mecânica de ligantes e misturas asfálticas irradiadas.** 2014. 151 p. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Nuclear - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 2014.

MERIGHI, J.V. **Estudo da deformação permanente de misturas asfálticas em laboratório.** 1999 . 275 p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). São Paulo, 1999.

MEURER, P. **Caracterização de materiais rochosos do norte de Santa Catarina para fins de aplicação em obras de pavimentação.** 2015. 92 p. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia de Infraestrutura, Centro de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Joinville, 2015.

MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico.** 1998. 289 p. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia de Transporte - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP), São Paulo, 1998.

MONISMITH, C. L.; FINN F. N.; VALLERGA B. A. **A comprehensive asphalt concrete design system. Asphalt concrete mix design: development of more rational approaches.** Philadelphia: William Garter Jr., Ed, ASTM STP 1041. p.39-71. 1989.

MORILHA JUNIOR, A. **Estudo sobre a ação de modificadores no envelhecimento dos ligantes asfálticos e nas propriedades mecânicas e de fadiga das misturas asfálticas.** 2004. 185 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Florianópolis, 2004.

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

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** 2008. 227 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 2008.

NG, A. K. Y. **Contribuição ao estudo da deformação permanente de misturas asfálticas densas à luz de ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica.** 2013. 148 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Programa de Pós Graduação em Engenharia de Transporte, Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo (USP). São Carlos, 2013.

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

PAN, T.; TUTUMLUER, E.; CARPENTER, S. H. Effect of Coarse Aggregate Morphology on Permanent Deformation Behavior of Hot Mix Asphalt. **Journal Of Transportation Engineering**, [s.l.], v. 132, n. 7, p.580-589, jul. 2006. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0733-947x\(2006\)132:7\(580\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0733-947x(2006)132:7(580)).

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

PÉREZ, I.; MEDINA, L.; ROMANA, M.g.. Permanent deformation models for a granular material used in road pavements. **Construction And Building Materials**, [s.l.], v. 20, n. 9, p.790-800, nov. 2006. Elsevier BV. <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2005.01.050>.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação Rodoviária: Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis**. Rio de Janeiro: Editora Copiarte. 2002.

ROBERTS, F.L. *et al.* **Hot mix asphalt materials, mixture design and construction**. Second edition. Lanham, Maryland, Napa Education Foundation, 1996.

ROHDE, L. **Estudo de Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Camadas Estruturais de Pavimentos**. 2007, 250 p. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, 2007.

SÁ, M. F. P. **Estudo da deformação permanente de misturas betuminosas através de ensaios estáticos e dinâmicos**. 1996. 260 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 1996.

SILVA, P. D. E. A. **Estudo do Reforço de Concreto de Cimento Portland (WHITETOPPING) na Pista Circular Experimental do Instituto e Pesquisa Rodoviária**. 2001. 376 p. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ). Rio de Janeiro, 2001.

SAUTEREY, R. *et al.* **Les enrobés bitumineux**. Paris: Revue générale des routes et l'aménagement. RGRA, v.1, 229p. 2001.

SENÇO, W. de. **Manual de Técnicas de Pavimentação: Volume 1. 2.** ed. São Paulo. Pini. 779 p. 2008.

SOHM, J. **Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumineux**. 2011. 332 p. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil - Ecole Centrale de Nantes (ECN). Nantes, 2011.

SOUSA, J.B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C.L. **Permanent Deformation in Asphalt Concrete**, Summary Report, Strategic Highway Research Program, SHRP, SHRP-A-318. 1991.

SOUZA, L. T. *et al.* Experimental Testing and Finite-Element Modeling to Evaluate the Effects of Aggregate Angularity on Bituminous Mixture Performance. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 24, n. 3, p.249-258, mar. 2012. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)mt.1943-5533.0000386](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)mt.1943-5533.0000386).

STAKSTON, A.D.; BAHIA, H. **The effect of fine aggregate angularity, asphalt content and performance graded asphalts on hot mix asphalt performance**. University of Wisconsin – Madison. Department of Civil and Environmental Engineering, 2003.

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

TAIRA, C.; FABBRI, G. T. P. **Modelação viscoelástica de ensaios de influência estática e dinâmica de misturas asfálticas com asfaltos convencionais e modificado por polímero SBS**. Reunião Anual de Pavimentação, 33, Florianópolis. Anais, ABPv, 2001. p 250-65.

TERREL, R.L.; AL-SWAILMI, S. **Role of pessimum voids concept in understanding moisture damage to asphalt concrete mixtures**. Transportation Research Record, n. 1386 p.31-37. 1993.

TUTUMLUER, E.; PAN, T. Aggregate Morphology Affecting Strength and Permanent Deformation Behavior of Unbound Aggregate Materials. **Journal Of Materials In Civil Engineering**, [s.l.], v. 20, n. 9, p.617-627, set. 2008. American Society of Civil Engineers (ASCE). [http://dx.doi.org/10.1061/\(asce\)0899-1561\(2008\)20:9\(617\)](http://dx.doi.org/10.1061/(asce)0899-1561(2008)20:9(617)).

UCPRC Disponível em:

<<http://www.its.berkeley.edu/pavementresearch/PDF/HVS%20Facts%20at%20a%20glance.PD>

F>. Acesso em 02 de out. 2016.

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

VASCONCELOS, K. L. **Comportamento mecânico de misturas asfálticas a quente dosadas pelas metodologias Marshall e Superpave com diferentes granulometrias**. 2004. 149 p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Transportes - Universidade Federal do Ceará (UFC). Fortaleza, 2004.

VAVRIK, W. R.; *et al.* **Bailey Method for Gradation Selection in HMA Mixture Design**. Transportation Research Board: Transportation Research Circular Number E-C044, Washington D.C. EUA, Out. 2002.

VERSTRAETEN, J. **Résistance à l'Orniérage et Résistance à la Fissuration des Couches Bitumineuses**, Centre de Recherches Routieres, Bruxelas, 1994.

VIANNA, A. A. D.; MOTTA, L. M. G.; DOMINGUES, R. G. **Ensaio de compressão axial de CBUQ – uma nova técnica de medição das deformações**. Anais do XVII Congresso de pesquisa em ensino em Transportes, ANPET, Rio de Janeiro. v.1. 2003. p.30-40.

VICTORINO, D. R. **Análise De Desempenho De Um Pavimento Flexível Da Rodovia BR-290/RS Solicitado Por Um Simulador De Tráfego Móvel**. 2008, 178 p. Dissertação (Mestrado) – Curso de Engenharia Civil – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). Porto Alegre, 2008.

WERKMEISTER, S. **Permanent Deformation Behavior of Unbound Granular Materials in Pavement Constructions**. 2003. 189 p. Tese (Doutorado) – Curso de Engenharia Civil - Technischen Universität Dresden. Dresden, Alemanha, 2003.

WESSELING, D. H. **Avaliação Laboratorial do Comportamento de Misturas em Concreto Asfáltico**. 2002. 94 p. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia Civil - Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul (Unijuf), DETEC – Departamento de Tecnologia - Curso de Engenharia Civil, Ijuí, 2002.

ZAGOLIN, P. A. **Influência do Tipo de Ligante Betuminoso na Dosagem e no Comportamento de Fluência e Estabilidade de**

Misturas Asfálticas Densas. 2016. 66 p. TCC (Graduação) – Curso de Engenharia de Infraestrutura - Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC). Joinville, 2016.