



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

Estéfani Clara

**AVALIAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS COM A INCORPORAÇÃO  
DE CINZA DE CARVÃO MINERAL**

Joinville  
2020

Estéfani Clara

**AVALIAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS COM A INCORPORAÇÃO  
DE CINZA DE CARVÃO MINERAL**

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

Orientador: Prof. Breno Salgado Barra, Dr.

Joinville

2020

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

Clara, Estéfani  
AVALIAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS COM A  
INCORPORAÇÃO DE CINZA DE CARVÃO MINERAL / Estéfani Clara  
; orientador, Breno Salgado Barra, 2020.  
164 p.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa  
Catarina, Campus Joinville, Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia e Ciências Mecânicas, Joinville, 2020.

Inclui referências.

1. Engenharia e Ciências Mecânicas. 2. cinzas de carvão  
mineral - Fly ash e Bottom ash. 3. granulares gnáissicos.  
4. misturas asfálticas densas. 5. metodologia francesa de  
formulação. I. Salgado Barra, Breno. II. Universidade  
Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em  
Engenharia e Ciências Mecânicas. III. Título.

Estéfani Clara

**AVALIAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS COM A INCORPORAÇÃO  
DE CINZA DE CARVÃO MINERAL**

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

Prof. Leto Momm, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Prof. Alexandre Mikowski, Dr.

Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

Prof<sup>a</sup>. Adriana Goulart dos Santos, Dr<sup>a</sup>.

Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC

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

Prof. Régis Kovacs Scalice, Dr.

Coordenador do Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas

Prof. Breno Salgado Barra, Dr.

Orientador

Joinville, 2020.

Aos meus pais, Everaldo e Valdinéia, principalmente a minha mãe por sempre acreditar em mim e me mostrar que tudo tem o seu tempo determinado e que há tempo para todo o propósito debaixo do céu.

Ao meu noivo Felipe, parceiro de toda uma vida, meu muito obrigado.

## AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por ter sido o mentor da realização deste sonho, iluminando meus caminhos e guiando-me na direção certa nas horas mais difíceis.

Agradeço aos meus pais por todo amor, carinho, dedicação e confiança depositados em mim ao longo desta árdua caminhada.

Ao meu noivo Felipe, por todo o amor e pela imensa paciência e auxílio em todos os momentos.

À minha tia Rosalina, que me acolheu em Joinville durante esse período, me proporcionando conforto, principalmente um ambiente aconselhador, fraternal e alegre. Serei eternamente grata por tudo o que você vem fazendo por mim.

Aos meus primos Amanda e Rafael, que durante esse período, fizeram com que a jornada não fosse tão árdua, proporcionando momentos de descontração e muita alegria.

À minha vó Terezinha, por ter deixado um legado de amor e bons exemplos, fazendo que sempre recordasse dos seus conselhos em vida. Certamente devo à você muito mais do que as palavras e os agradecimentos podem expressar.

Ao mestre Adailton Antônio dos Santos, pela amizade e incentivo para desenvolvimento desta pesquisa.

À equipe do CTCL (Centro Tecnológico do Carvão Limpo), da SATC pela receptividade e pela parceria técnica realizada, o que possibilitou a execução dos estudos físico químicos desta 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.

Ao professor Dr. Alexandre Mikowski pelos ensinamentos, pelo auxílio nas estimativas de Dureza Mohs e pelas colocações preciosas durante a banca deste trabalho.

Aos professores Dr. Leto Momm, Dr. Yader Alfonso Guerrero Pérez e Dra Adriana Goulart dos Santos, por terem proposto colocações valiosas para esta pesquisa, com o intuito de ser gerada uma obra mais refinada.

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

Aos meus colegas e amigos do LDTPav, em especial Siroma e Hirata, pelo auxílio e pela agradável companhia durante as árduas jornadas laboratoriais.

Por fim, gostaria de fazer um agradecimento especial ao meu orientador Prof. Dr. Breno Salgado Barra pela paciência, auxílio, incentivo e confiança depositada em mim para realização deste projeto, meu muito obrigado.

## RESUMO

O objetivo principal desta pesquisa é avaliar o comportamento mecânico de misturas asfálticas densas com a incorporação de cinzas oriundas da queima do carvão mineral em usina termelétricas, neste caso o complexo Jorge Lacerda, localizado na região sul do Estado de Santa Catarina, entre os municípios de Capivari de Baixo e Tubarão. Para tanto, foram analisadas as matrizes denominadas Fly Ash (cinza volante), Bottom Ash (cinza pesada ou de fundo) e uma composição com 50% de ambas as ocorrências, as quais foram comparadas com frações convencionais de granulares gnáissicos britados, todos utilizados como material de enchimento (filer) a 6,0% passante na malha de abertura 0,075mm, nas curvas granulométricas das misturas asfálticas. As ocorrências gnáissicas são obtidas de jazida localizada na região metropolitana de Joinville/SC, enquanto o ligante betuminoso de penetração 30/45 (0,1mm) de distribuidora com planta industrial na região metropolitana de Curitiba/PR. Os ensaios de caracterização das matrizes supracitadas compreendem análises por microscopia eletrônica de varredura (MEV), difração de Raios-X (DRX), semi-quantificação de compostos por fluorescência de Raios-X e texturização. No que diz respeito às misturas asfálticas foram realizadas avaliações baseadas na metodologia francesa de formulação, compreendendo os aspectos de habilidade de compactação com a prensa de compactação giratória (PCG), ensaio de Duriez a 18°C e deformação permanente. Também foram executados alguns ensaios complementares para medição de indicadores funcionais, como drenabilidade e de rugosidade superficial pela altura de mancha de areia. Os resultados obtidos indicam que as características eletroquímicas das matrizes gnáissicas e das cinzas não contribuem para a formação de dipolos efetivos de atração elétrica com o ligante betuminoso, assim como na rigidificação dos mástiques compostos, enquanto as características físicas são predominantes no comportamento mecânico das misturas asfálticas, sobretudo a rugosidade superficial e a macrotextura granular, com destaque para as condições mais favoráveis da matriz gnáissica, mas também favoráveis à viabilidade técnica de aplicação das cinzas oriundas da queima do carvão mineral, tanto nos aspectos mecânicos quanto funcionais.

**Palavras-chave:** cinzas de carvão mineral; Fly ash; Bottom ash; granulares gnáissicos; misturas asfálticas densas; metodologia francesa de formulação.



## ABSTRACT

The main aim of this research is to evaluate the mechanical behavior of dense asphalt mixes with adding of ashes provided by burning coal in thermoelectric powerplants, specifically the Jorge Lacerda complex placed between the counties so-called Capivari de Baixo and Tubarão, in the southern region of Santa Catarina State. They were analyzed matrixes named Fly Ash, Bottom Ash and a compound with 50% of both occurrences, which were compared to conventional crushed gneissic granular fractions, all of them used as filler with 6,0% passing through sieve size mesh of 0,075mm in the aggregate gradations of the asphalt mixes. Gneissic occurrences are provided by a quarry located in the surrounding region of Joinville/SC, while the bituminous binder 30/45 (0,1mm) from a supplier placed nearby Curitiba/PR. Characterization tests on mentioned matrixes comprises Scanning Electronic Microscopy (SEM), X-Ray diffraction, semi-quantification by X-Ray fluorescence and texturing. With regards the asphalt mixes, they were carried out evaluations based on French formulation methodology, taking into account aspects such as: compacting ability using Compacting Shear Press, Duriez test at 18°C and rutting. Complimentary tests were also executed for measuring functional indexes so-called drainability and sand path height to determine surface roughness. The results obtained indicate the electrochemical characteristics of gneissic matrixes do not contribute to form effective dipoles of electrical attraction to asphalt binder, as well as in the mastic hardening, while physical characteristics are decisive on the mechanical behavior of asphalt mixes, mainly surface roughness and granular macrotexture, with to most favourable conditions towards to gneissic matrix, but also favourable to technical feasibility of applying ash from burning coal, either in mechanical or functional aspects.

**Keywords:** burning coal ashes; Fly ash; Bottom ash; gneissic granulars; dense asphalt mixes; French formulation methodology.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	- Atividades preliminares realizadas para alcançar os objetivos da pesquisa	19
Figura 2.1	- Estrutura multicamadas de um pavimento	24
Figura 2.2	- Estrutura genérica de pavimento tipo chaussée souple	27
Figura 2.3	- Estrutura genérica de pavimento tipo chaussée bitumineuses	28
Figura 2.4	- Carga elétrica inerente ao tipo de rocha matriz	30
Figura 2.5	- Adesão e coesão betume-granular	33
Figura 2.6	- Superfícies de adesão	34
Figura 3.1	- Níveis de ensaios para a formulação de misturas asfálticas	38
Figura 3.2	- Limites da faixa C do DNIT	44
Figura 3.3	- Limites da faixa C do DNIT e curva teórica	46
Figura 3.4	- Curva BBSG x Curva teórica	48
Figura 3.5	- Comparação da curva teórica com alguns tipos de misturas asfálticas francesas.	49
Figura 4.1	- Reservas mundiais de carvão mineral, situação em 2018	52
Figura 4.2	- Produção e consumo mundial de carvão mineral em 2018	52
Figura 4.3	- Curva de DRX das cinzas (Fly ash).	59
Figura 4.4	- Curva de DRX das cinzas (Bottom ash)	60
Figura 4.5	- Morfologia das cinzas (Fly ash)	61
Figura 4.6	- Morfologia das cinzas (Bottom ash)	62
Figura 4.7	- Aspecto esponjoso da cinza	63
Figura 5.1	- Superposição de sinal com curva senoidal de frequência única obtida a partir de velocidades de deformação	76
Figura 5.2	- Medições da distribuição da pressão de contato do pneu para diferentes condições de carga	77
Figura 6.1	- Curva de viscosidade Saybolt-Furol para o CAP 30/45	82
Figura 6.2	- Distribuição granulométrica das cinzas	83
Figura 6.3	- Aspecto esponjoso da cinza	84
Figura 6.4	- Distribuição granulométrica dos materiais utilizados	86
Figura 6.5	- A Microscopia eletrônica de varredura – Fly ash	87

Figura 6.6	- Microscopia eletrônica de varredura, partículas presentes nas cinzas Fly ash	88
Figura 6.7	- Microscopia eletrônica de varredura, finos de diâmetro 0,3mm de agregado granítico da região de Joinville	88
Figura 6.8	- Análise mineralógica DRX do Pó de pedra	89
Figura 6.9	- Análise mineralógica DRX das cinzas (50% Fly ash e 50% Bottom ash)	90
Figura 6.10	- Equipamento EDX 7000, marca Shimadzu	91
Figura 6.11	- Analisador de área superficial e propriedades de poros	93
Figura 6.12	- Ensaio ponto de amolecimento Anel e Bola	100
Figura 6.13	- Pesagem dos fileres	100
Figura 7.1	- Esquema ilustrativo do funcionamento da PCG	104
Figura 7.2	- Prensa de Compactação Giratória (PCG-3)	105
Figura 7.3	- Introdução dos dados de entrada na PCG	106
Figura 7.4	- Limite da conformidade da compactidade das misturas asfálticas	108
Figura 7.5	- Gráfico final dos resultados obtidas da mistura asfáltica ensaiada	109
Figura 7.6	- Misturas compactadas pela PCG	109
Figura 7.7	- Moldes cilíndricos para o ensaio de Duriez	110
Figura 7.8	- Corpos de provas confeccionados referente as mistura com adição de Bottom ash	111
Figura 7.9	- Processo de rompimento do corpo de prova de Duriez	112
Figura 7.10	- Corpos de provas de Duriez, antes e após o rompimento	113
Figura 7.11	- Equipamento para compactação das placas de misturas asfálticas	114
Figura 7.12	- Equipamento de deformação permanente "orniéreur" tipo LPC	114
Figura 7.13	- Pontos de leitura da deformação permanente	115
Figura 7.14	- Ensaio de mancha de areia	117
Figura 7.15	- Medições de mancha de areia	117
Figura 7.16	- Relação entre coeficiente de atrito e altura de areia	118
Figura 7.17	- Ensaio de drenabilidade	120
Figura 8.1	- Corpos de provas realizados no ensaio de prensa de compactação giratória	122

Figura 8.2	- Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas convencionais	123
Figura 8.3	- Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas com adição de cinza 100% Fly ash	124
Figura 8.4	- Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas com adição de cinza 50% Fly ash + 50% Bottom ash.	124
Figura 8.5	- Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas com adição de cinza 100% Bottom ash	125
Figura 8.6	- Corpos de provas realizados no ensaio de Duriez	128
Figura 8.7	- Corpos de provas realizados no ensaio de deformação permanente	130
Figura 8.8	- Resultados das misturas do ensaio de deformação permanente	132
Figura 8.9	- Evolução do afundamento das misturas com adição de cinzas	133
Figura 8.10	- Evolução do afundamento das misturas convencionais	133
Figura 8.11	- Evolução do afundamento entre misturas Fly ash e convencionais	134
Figura 8.12	- Evolução do afundamento entre misturas 50% Fly ash + 50% Bottom ash e convencionais	134
Figura 8.13	- Evolução do afundamento entre misturas Bottom ash e convencionais	135
Figura 8.14	- Evolução do afundamento das misturas com adição de cinzas (Escala linear)	137
Figura 8.15	- Placas de deformação permanente – 100% Bottom ash	137
Figura 8.16	- Placas de deformação permanente – 50% de Bottom ash +50% Fly ash	138
Figura 8.17	- Placas de deformação permanente – 100% Fly ash	138
Figura 8.18	- Placas de deformação permanente – Convencional.	138

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	- Classes de tráfego segundo a metodologia francesa	26
Tabela 3.1	- Limites da faixa C do DNIT	44
Tabela 3.2	- Composição granulométrica em função da curva teórica para misturas asfálticas densas	46
Tabela 3.3	- Curva granulométrica da mistura tipo BBSG 0/14 mm	50
Tabela 4.1	- Reservas, produção e consumo de carvão mineral no mundo	51
Tabela 4.2	- Composição química majoritária das cinzas Fly ash	57
Tabela 4.3	- Composição química majoritária das cinzas Bottom ash	58
Tabela 4.4	- Composição mineralógica das Fly ash	65
Tabela 4.5	- Composição mineralógica das Bottom ash	65
Tabela 4.6	- Propriedades dos poros das cinzas estudadas	66
Tabela 6.1	- Resultados da caracterização dos agregados pétreos	80
Tabela 6.2	- Laudo técnico de ligante asfáltico	81
Tabela 6.3	- Distribuição granulométrica dos materiais utilizados	85
Tabela 6.4	- Composição química majoritária do Pó de pedra	91
Tabela 6.5	- Composição química majoritária das cinzas 50% Fly ash e 50% Bottom ash	92
Tabela 6.6	- Resultados da análise textural	93
Tabela 6.7	- Dureza Mohs para o Filer: 100% Bottom ash	95
Tabela 6.8	- Dureza Mohs para o Filer: 100% Fly ash	96
Tabela 6.9	- Dureza Mohs para o Filer: 50% Bottom ash + 50% Fly ash	97
Tabela 6.10	- Dureza Mohs para o Filer: 100% Pó de pedra	98
Tabela 6.11	- Resultados da análise da rigificação dos mástiques.	101
Tabela 7.1	- Classes de textura superficial em função da altura de mancha de areia	119
Tabela 8.1	- Resultados da prensa de compactação giratória	123
Tabela 8.2	- Resultados do Duriez, relação r/R	129
Tabela 8.3	- Percentagem de afundamento ao longo dos ciclos	131
Tabela 8.4	- Classificação dos afundamentos	131
Tabela 8.5	- Resultado do ensaio de altura de mancha de areia (HS)	140



## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AFNOR	<i>Association Française de Normalisation</i>
ANEEL	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BBSG	<i>Béton Bitumineux Semi-Grenus</i>
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
CT	Centro Tecnológico
CTCL	Centro Tecnológico do Carvão Limpo
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestruturas de Transportes
DNM	Diâmetro Nominal Máximo
DRX	Difração de Raio X
EB	<i>Enrobé Bitumineux</i>
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
F+B	Mistura formulada com adição de 50% Fly ash + 50% Bottom ash
FHWA	<i>Federal Highway Administration</i>
FRX	Fluorescência de Raio X
GNT	<i>Granulaires non traités</i>
IFSTTAR	<i>Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux</i>
ISETH	<i>Institute for Highway, Railroads and Rock Engineering</i>
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>

LDTPav	Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação
LPC	<i>Laboratoire des Ponts et Chaussées</i>
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MV <sub>a</sub>	Massa Específica Volumétrica Aparente
MVR	Massa Específica Volumétrica Real (Mistura asfáltica)
MVR <sub>g</sub>	Massa Volumétrica Real do Granular
NF	<i>Norme Française</i>
PCG	Prensa de Compactação Giratória
Pós-ECM	Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas
REPAR	Refinaria Presidente Getúlio Vargas
REPLAN	Refinaria de Paulínia
SATC	Associação Beneficente da Indústria Carbonífera de Santa Catarina
SC	Estado de Santa Catarina
SETRA	Departamento de Estudos Técnicos de Estradas e Rodovias
TL <sub>ext</sub>	Teor de Ligante Externo
TL <sub>int</sub>	Teor de Ligante Interno
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
USACE	<i>United States Army Corps of Engineers</i>
VRNS	<i>Voie Routière Non Structurante</i>
VRS	<i>Voie Routière Structurante</i>
VRSPTA	<i>Vehicle-Road Surface Pressure Transducer Array</i>



## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>- INTRODUÇÃO</b>	<b>15</b>
1.1	- OBJETIVOS	16
1.1.1	- Objetivo Geral	17
1.1.2	- Objetivos Específicos	17
1.2	- PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS	18
1.3	- DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA	20
1.4	- RELEVÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVA	21
1.5	- ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	23
<b>2</b>	<b>- CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS</b>	<b>24</b>
2.1	- DEFINIÇÕES SOBRE O PAVIMENTO	24
2.2	- A METODOLOGIA FRANCESA	25
2.2.1	- Estruturas de pavimentos Franceses	26
2.3	- MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS	28
2.3.1	- Materiais componentes das misturas asfálticas	28
2.3.1.1	- Materiais Granulares	29
2.3.1.2	- Ligante betuminoso	31
2.3.1.3	- Interação granular-betume	32
<b>3</b>	<b>- FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS</b>	<b>36</b>
3.1	- METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO ATUALMENTE APLICADA NO BRASIL	37
3.2	- METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO FRANCESA	38
3.2.1	- Níveis da metodologia Francesa	39
3.2.1.1	- Nível 0	39
3.2.1.2	- Nível 1	39
3.2.1.3	- Nível 2	40
3.2.1.4	- Nível 3	40
3.2.1.5	- Nível 4	40

3.2.2	- Tipos de misturas asfálticas da metodologia Francesa	41
3.2.2.1	- Misturas asfálticas de caráter funcional	42
3.2.2.2	- Misturas asfálticas de caráter estrutural	42
3.3	- CURVAS GRANULOMÉTRICAS	43
3.3.1	- Métodos por tentativa	44
3.3.2	- Método racional	45
3.3.2.1	- Classificação da mistura asfáltica formulada	47
<b>4</b>	<b>- NOÇÕES GERAIS DO PROCESSO DE OBTENÇÃO DA CINZA</b>	<b>51</b>
4.1	- CENÁRIO NACIONAL E INTERNACIONAL	51
4.2	- CENÁRIO REGIONAL: IMPORTANCIA PARA O DESENVOLVIMENTO DA REGIÃO CARBONÍFERA DE SANTA CATARINA	53
4.3	- PRODUÇÃO DAS CINZAS A PARTIR DO CARVÃO MINERAL	54
4.3.1	- Processo de formação das cinzas	55
4.3.2	- Caracterização das cinzas	56
4.3.2.1	- Características químicas das cinzas	56
4.3.2.2	- Características físicas das cinzas	61
4.3.3	- Cinzas leves (Fly ash)	66
4.3.4	- Cinzas pesadas (Bottom ash)	67
4.4	- PROBLEMÁTICA DOS RESÍDUOS DA QUEIMA DE CARVÃO	67
<b>5</b>	<b>- DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS</b>	<b>69</b>
5.1	- CATEGORIAS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	69
5.2	- PARAMETROS INFLUENTES NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	70
5.2.1	- Granulares	71
5.2.1.1	- Distribuição granulométrica	71
5.2.1.2	- Tamanho, forma e textura	71
5.2.2	- Teor de vazios	73
5.2.3	- Tipo e teor de ligante asfáltico	73
5.2.4	- Temperatura	74

5.2.5	- Tráfego	75
5.2.6	- Outros fatores	77
5.2.7	- Equivalência laboratório-campo	78
<b>6</b>	<b>- CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS</b>	<b>80</b>
6.1	- MATERIAIS UTILIZADOS	80
6.1.1	- Materiais pétreos	80
6.1.2	- Ligante betuminoso	81
6.1.3	- Cinzas	82
6.1.4	- Curva granulométrica	84
6.2	- INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DOS FÍLERES NAS MISTURAS ASFÁLTICAS	86
6.2.1	- Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)	87
6.2.2	- Difração de Raio X	89
6.2.3	- Espectrômetro de Fluorescência de Raio X	90
6.2.4	- Análise textural	92
6.2.5	- Estimativa teórica da dureza dos fíleres	94
6.2.6	- Ponto de amolecimento Anel e Bola	99
<b>7</b>	<b>- METODOLOGIA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS</b>	<b>103</b>
7.1	- ENSAIOS EMPIRICOS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS	103
7.1.1	- Ensaio de Prensa de Compactação Giratória	103
7.1.2	- Ensaio de Duriez	109
7.1.3	- Ensaio de Deformação Permanente	113
7.2	- ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FUNCIONAL	116
7.2.1	- Ensaio de Mancha de Areia	116
7.2.2	- Ensaio de Drenabilidade	119
<b>8</b>	<b>- APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS</b>	<b>121</b>
8.1	- ENSAIOS EMPIRICOS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS	121
8.1.1	- Ensaio de Prensa de Compactação Giratória	121
8.1.2	- Ensaio de Duriez	128

8.1.3	- Ensaio de Deformação Permanente	130
8.2	- ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FUNCIONAL	139
8.2.1	- Ensaio de Mancha de Areia	139
8.2.2	- Ensaio de Drenabilidade	141
<b>9</b>	<b>- CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES</b>	<b>143</b>
	<b>REFERÊNCIAS</b>	<b>146</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O tráfego contínuo de veículos com cargas solicitantes por eixo e as projeções de crescimento cada vez maiores sobre as rodovias exige que os pavimentos sejam cada vez mais resistentes, confortáveis e seguros. Por estas razões, as vantagens técnicas e econômicas que as misturas asfálticas oferecem, em função dos materiais utilizados em suas formulações, são aspectos decisivos no âmbito da concepção e construção dos pavimentos (BARRA, 2009).

O constante aumento da população e dos índices de consumo de energia elétrica tem impulsionado a exploração de recursos naturais em grande escala e como consequência verifica-se o aumento massivo do volume de resíduos gerados pela sociedade.

Esse cenário se agrava quando diversos materiais descartados são inadequadamente classificados como rejeitos. De acordo com a Lei nº. 12.305/2010, referente à Política Nacional de Resíduos Sólidos, rejeitos são resíduos sólidos que, depois de esgotadas todas as possibilidades de tratamento para reutilização, não possuem outra possibilidade, a não ser a destinação final ambientalmente adequada (BRASIL, 2010).

O avanço tecnológico e a busca por alternativas para minimização de impactos ambientais faz com que cresçam os números de estudos relacionados ao aproveitamento de materiais, impulsionando o desenvolvimento de novas linhas de pesquisa ligadas à criação de materiais de diferentes propriedades com diversas aplicações.

Estima-se que a produção das cinzas geradas no complexo termelétrico de Jorge Lacerda, localizado entre os municípios de Capivari de Baixo e Tubarão, estado de Santa Catarina, de acordo com Rohde (2016), oscila entre 42 e 43%. Tendo em vista formalidades contratuais, existe um valor de geração mínima que equivale ao consumo de 200.000 t/mês de carvão. Em função do período de secas climáticas desde o ano de 2011, este valor se situa em 330.000 t/mês. As 200.000 t/mês originam 84.000 t/mês de cinzas, enquanto as 330.000 t/mês produzem 138.000 t/mês caracterizando um máximo de produção.

Além dos aspectos técnicos e funcionais, hoje a sociedade exige não só um bom desempenho dos materiais ou da construção, mas também das interações com o meio ambiente, em busca daqueles cuja obtenção ou realizações se materializam com menor impacto ecológico e menor ônus energético (ISAIA *apud* POZZOBON, 1999). Deste modo, é importante que novas investigações sejam desenvolvidas no sentido de encontrar aplicações

alternativas para os resíduos, reduzindo, assim, os impactos ambientais, além de diminuir os custos de disposição em bacias de sedimentação (LEANDRO, 2005).

Cabe ressaltar que a expansão da malha rodoviária pavimentada no Brasil não acompanha o ritmo de crescimento da frota de veículos esse é um dos fatores que contribuem para o processo de degradação da infraestrutura devido o elevado fluxo de veículos. As deficiências na infraestrutura de transporte refletem a falta de investimentos no setor, visto que além dos recursos serem insuficientes, o montante autorizado não é aplicado na velocidade necessária.

Neste contexto, a presente pesquisa explora a viabilidade técnica da utilização das cinzas provenientes do processo de queima do carvão mineral, para a produção de energia, em misturas asfálticas densas, considerando a eficiência de uma dosagem bem formulada, que resulte em um pavimento de maior qualidade.

Buscando contribuir na discussão sobre o assunto e visando um melhor emprego das cinzas supracitadas e a redução dos problemas ambientais causados pela geração de energia nas usinas de produção, essa pesquisa destaca a cinza leve (*Fly Ash*), já bastante explorada em estudos de pavimentação e pela indústria cimenteira, e a cinza pesada (*Bottom Ash*), que não possui atualmente aplicações ou mercados conhecidos para utilização em larga escala.

As misturas asfálticas confeccionadas nesse estudo foram avaliadas através de parâmetros relacionados à metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas, pelo fato desta possuir critérios rigorosos de avaliação e, principalmente, devido à proximidade obtida entre os ensaios laboratoriais e as condições reais encontradas em campo. Essa ótima relação campo-laboratório é obtida vista a vasta experiência acumulada dessa metodologia, logo os resultados laboratoriais demonstram uma maior credibilidade.

As análises foram realizadas a partir de um estudo comparativo com misturas asfálticas densas convencionais, sem adição de cinzas e formuladas apenas com granulares oriundos de britagem de rocha gnáissica.

## 1.1 OBJETIVOS

Os objetivos traçados para esta pesquisa são:

### 1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar comparativamente o desempenho a deformação permanente das misturas asfálticas formuladas com graduação densa, na forma convencional e com a incorporação de cinzas oriundas da queima do carvão mineral, em âmbito laboratorial.

### 1.1.2 Objetivos Específicos

- Analisar as características dos materiais empregados na composição das misturas asfálticas produzidas neste estudo;
- Formular quatro tipo de misturas asfálticas com graduação densa, a partir da aplicação da metodologia francesa desenvolvida para esta finalidade, compreendendo a mesma distribuição percentual das frações granulares que compõem os esqueletos minerais, calculadas pelo procedimento racional com o uso da equação de Fuller-Talbot;
- Verificar a habilidade de compactação com a utilização da Prensa de Compactação Giratória (PCG);
- Avaliar a resistência à ação da água no ensaio de Duriez a 18°C;
- Avaliar a resistência ao afundamento na trilha de roda a partir do ensaio de deformação permanente;
- Verificar a influência das cinzas provenientes de usinas termelétricas, utilizadas nas composições granulométricas, sobre o desempenho das misturas asfálticas, considerando as características mineralógicas, químicas e físicas;
- Executar ensaios de caracterização funcional das misturas asfálticas formuladas analisando a macrotextura superficial através dos ensaios de drenabilidade e mancha de areia;
- Verificar e interpretar, de forma comparativa, a partir da campanha experimental realizada e dos resultados obtidos, a possibilidade técnica de se utilizar cinzas oriundas da queima do carvão mineral na formulação de misturas asfálticas densas.

## 1.2 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS

O desenvolvimento desta pesquisa iniciou-se com a seleção das jazidas para a coleta das amostras dos materiais de estudo e na sequência foram executados os ensaios de caracterização desses materiais e definidas as respectivas classificações geológicas, mineralógicas, químicas e físicas das suas ocorrências.

Determinadas as propriedades dos materiais selecionados, tem-se que as misturas asfálticas estudadas foram formuladas com base nos parâmetros pertinentes à metodologia francesa, pois além de possuir critérios de avaliação rigorosos, dispõe de técnicas e tecnologias de ensaios que possibilitam simular os esforços aplicados sobre os materiais da maneira mais próxima possível às situações que ocorrem no campo. Ainda, possui uma estreita relação campo-laboratório, sendo um fator decisivo para garantir credibilidade aos resultados obtidos.

Particularmente, as cinzas provenientes da queima do carvão mineral foram analisadas tomando em conta aspectos como: Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), ensaios de Difração de Raios-X (DRX), Fluorescência de Raios-X (FRX), ponto de amolecimento anel e bola (verificação do poder de rigidificação), texturização, além de uma estimativa teórica da dureza de seus componentes.

Para a análise mais aprofundada em relação ao comportamento e desempenho mecânico das misturas asfálticas densas foram escolhidos os seguintes ensaios para a avaliação: habilidade de compactação com o uso de prensa de compactação por cisalhamento giratória (PCG) (AFNOR NF P 98-252, 1999), ação deletéria da água no ensaio de Duriez a 18°C (AFNOR NF P 98-251-1, 1995) e deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993).

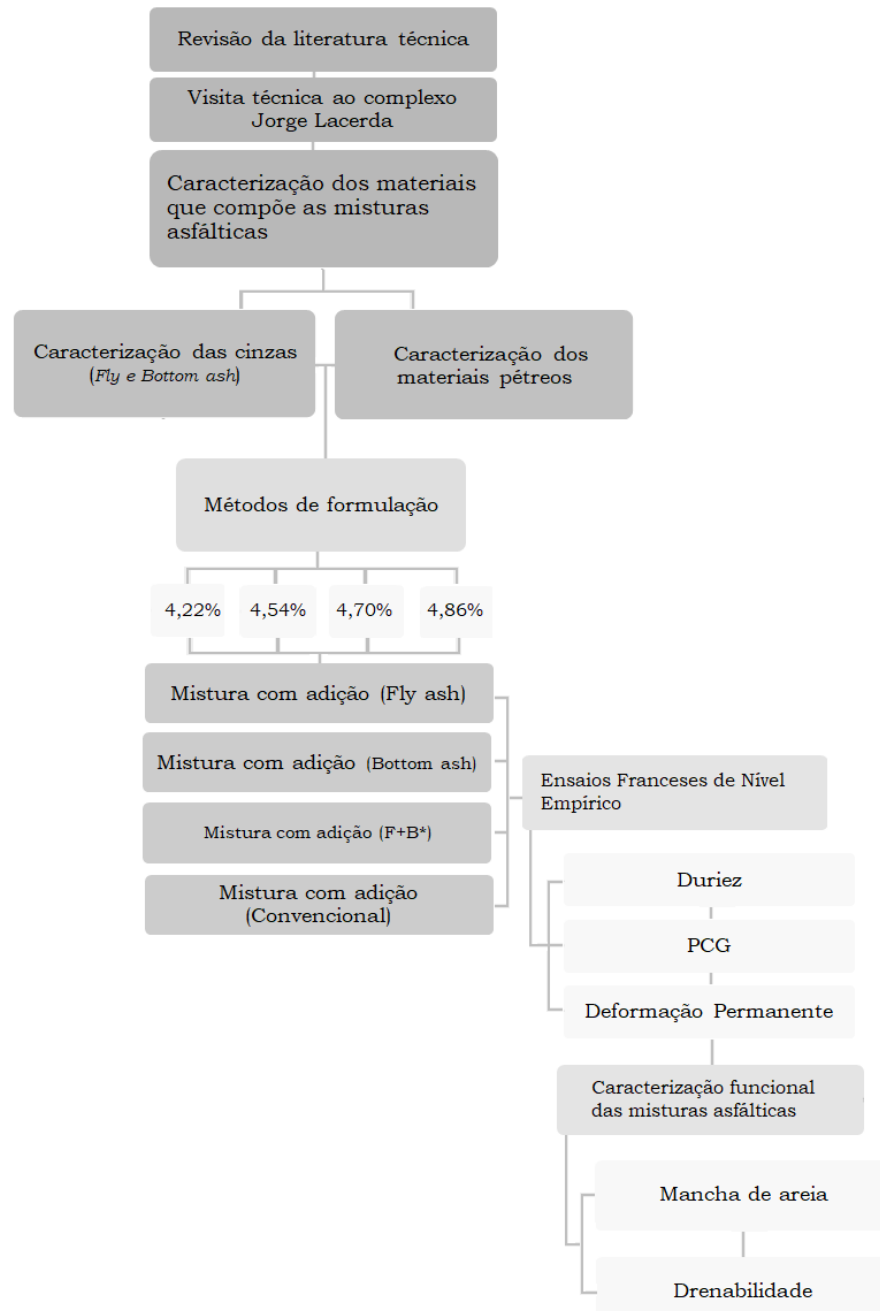
Em complementação aos ensaios previstos, foram executados os ensaios de caracterização funcional da mistura asfáltica como a altura da mancha de areia (AFNOR NF P 98-216-1, 1993) e de drenabilidade, similar ao procedimento da norma AFNOR NF P 98-254-3 (1993), com o objetivo de verificar as características superficiais, sobretudo a eficiência da macrotextura das misturas asfálticas concebidas. Todos os ensaios mencionados foram escolhidos considerando a disponibilidade de equipamentos nas instituições de ensino e nas empresas que se propuseram a colaborar na execução dos trabalhos.



Obtidos os resultados dos ensaios, foram procedidas as análises, discussões e o estabelecimento das conclusões desta pesquisa.

Para alcançar os objetivos mencionados, foi definido um fluxograma de ensaios, ilustrado na Figura 1.1.

Figura 1.1 - Atividades preliminares realizadas para alcançar os objetivos da pesquisa.



Fonte: Autor (2019).

### 1.3 DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA

A presente pesquisa é de cunho teórico experimental e se restringe à análise dos materiais selecionados, bem como das misturas asfálticas formuladas em âmbito laboratorial, não sendo parte dos objetivos, em nenhum momento, a execução de procedimentos de campo ou similares.

A seguir são identificados os locais onde houve algum procedimento referente à execução da pesquisa e as empresas que forneceram os materiais:

- Os agregados pétreos são provenientes de jazida localizada na zona industrial norte de Joinville/SC, fornecidos pela empresa Rudnick Minérios Ltda;
- As cinzas (Fly Ash e Bottom Ash) foram fornecidas pelo Complexo Termelétrico Jorge Lacerda, localizado na cidade de Capivari de Baixo/SC;
- O ligante asfáltico é oriundo da distribuidora CBB Asfaltos, localizada na região metropolitana de Curitiba/PR.

Os trabalhos se desenvolveram, primeiramente, no Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus Joinville, onde foram realizados os ensaios de caracterização física das cinzas, que foram utilizadas como material de enchimento (material fino) nas misturas estudadas, bem como das demais frações que compõem sua granulometria.

Na segunda etapa, realizada no Centro Tecnológico da SATC - Associação Beneficente da Indústria Carbonífera de Santa Catarina no CTCL (Centro Tecnológico do Carvão Limpo), foram efetuadas as análises químicas e físicas das cinzas de carvão mineral, e executada a caracterização das micropartículas (análise da morfologia dos grãos das cinzas), compreendendo as análises de Difração de Raios-X, semi-quantitativa por Fluorescência de Raios-X e texturização.

A campanha preliminar referente à avaliação mecânica experimental, que compreende os ensaios de Duriez a 18°C, foi realizada no Laboratório de Desenvolvimento e Tecnologia em Pavimentação (LDTPav) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Campus de Joinville.

A última etapa da campanha experimental foi realizada na Universidade de São Paulo (USP), onde foram executados os ensaios de altura da mancha de areia, drenabilidade,

habilidade de compactação das misturas asfálticas na Prensa de Compactação Giratória (PCG) e de deformação permanente.

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

#### 1.4 RELEVÂNCIA DO TEMA: JUSTIFICATIVA

Apesar de o modal rodoviário ser predominante na matriz nacional, ainda se convive diariamente com buracos, deformações e erosões nos pavimentos. As rodovias brasileiras precisam ser modernizadas e, para tanto, necessitam ser melhor técnica e tecnologicamente projetadas e construídas, de maneira que acompanhem a evolução da frota de veículos, os constantes aumentos de sua demanda, e os objetivos estratégicos do país, uma vez que foram implantadas em um período em que o volume de transporte, de pessoas e de produtos, bem como a competição entre os mercados internacionais era muitas vezes menor.

Outro problema no cenário atual é a geração de rejeitos sólidos a partir da queima de carvão mineral nas usinas termelétricas, de denominação Fly Ash (cinza volante) e Bottom Ash (cinza pesada ou cinza de fundo), que são depositados no local das atividades, criando extensas áreas de descarte, com o negativo viés da geração de passivos ambientais.

A disposição das cinzas a céu aberto exige grandes áreas para a construção das bacias que, por sua vez, tem capacidade limitada. Além disso, o resíduo fica exposto a processos de lixiviação de metais pesados presentes nas cinzas, podendo contaminar o solo e o lençol freático da região. Outro problema desse método de descarte é a poeira silicosa, resultante da ação do vento sobre a superfície das bacias, que atinge a população residente próximo a essas instalações (LEANDRO, 2005).

O reaproveitamento das cinzas traz grandes benefícios ao meio ambiente e também para as indústrias. A utilização deste material resulta na redução da quantidade de areia extraída da natureza, reduzindo ainda mais os impactos ambientais. A reutilização deste material também pode gerar economia, tendo em vista os custos de transporte do material para locais de deposição como também as taxas de armazenamento nesses espaços.

Apesar do constante aumento de pesquisas relacionadas ao emprego das cinzas (AQUINO, 2019; PAVEI *et al.*, 2014), tem-se que as cinzas pesadas (*Bottom Ash*) produzidas na região sul do Brasil, principalmente no complexo termelétrico Jorge Lacerda, em Santa Catarina, não tem recebido qualquer tipo de aproveitamento, ficando depositada a céu aberto, caracterizando um potencial risco ambiental, conforme mencionado.

Além da constante necessidade dos pavimentos atenderem satisfatoriamente à trilogia conforto, segurança e economia, que visam garantir o melhor desempenho das estruturas projetadas, suportando as cargas solicitantes durante o período de projeto com necessidade mínima de manutenção, faz-se necessário também buscar alternativas para minimização de impactos ambientais. Assim, estudos relacionados ao aproveitamento de materiais podem solucionar problemas atuais de uma determinada região e desenvolver um material de diferentes propriedades e diversas aplicações.

Com o intuito de contribuir com soluções para as problemáticas descritas, a presente pesquisa avalia o comportamento das misturas asfálticas densas, tendo como objetivo principal o aproveitamento dos rejeitos de usina termelétrica, ou seja, de cinzas oriundas da queima do carvão mineral, visando a sua aplicabilidade em camadas de rolamento ou de ligação, notadamente de caráter funcional, para a composição de estruturas de pavimento, avaliando o desempenho das formulações concebidas, para que suportem as cargas solicitantes durante o período de projeto com necessidade mínima de manutenção.

## 1.5 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O presente trabalho está organizado da seguinte forma:

Capítulo 1: Apresenta a introdução ao tema abordado na pesquisa, deixando o leitor informado do contexto e dos objetivos pretendidos.

Capítulo 2: Aborda as considerações sobre estruturas de pavimento e misturas asfálticas densas.

Capítulo 3: Discorre sobre os métodos de formulação de misturas asfálticas, as diretrizes preliminares para a formulação de novas misturas asfálticas e os níveis de avaliação para seleção de novas formulações.

Capítulo 4: Apresenta uma visão geral do processo de obtenção das cinzas a partir da queima do carvão mineral, bem como o processo de formação das cinzas Fly Ash e Bottom Ash.

Capítulo 5: Aborda o fenômeno da deformação permanente nas misturas asfálticas, bem como os fatores que influenciam na sua ocorrência.

Capítulo 6: Apresenta os materiais e os métodos utilizados nos procedimentos de caracterização mineralógica, química e física dos insumos utilizados na pesquisa.

Capítulo 7: Aborda os procedimentos laboratoriais empregados para a realização dos ensaios com as misturas asfálticas formuladas.

Capítulo 8: Expõe os resultados da campanha experimental executada, seguido de uma análise das variáveis de influência aos parâmetros estudados.

Capítulo 9: Apresenta as conclusões obtidas e recomendações para trabalhos futuros.

## 2 CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTRUTURAS DE PAVIMENTO E MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

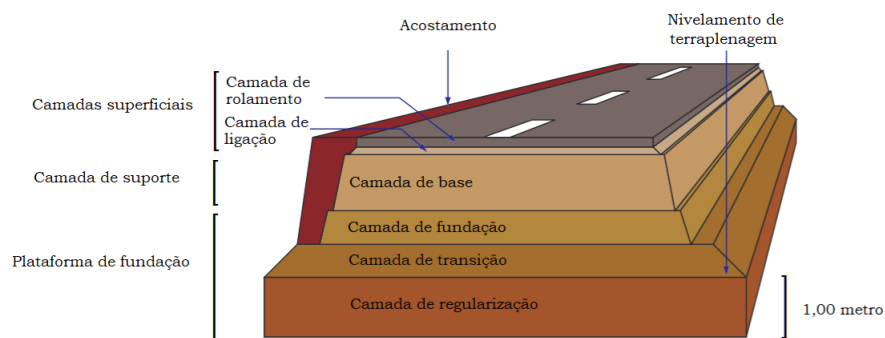
Este capítulo apresenta considerações iniciais sobre as estruturas de pavimento e as misturas asfálticas densas.

### 2.1 DEFINIÇÕES SOBRE O PAVIMENTO

O pavimento é uma estrutura composta por camadas de materiais sobrepostas, sendo importante que apresentem boa aderência em suas interfaces, a fim de garantir a integridade ao longo da vida de serviço, principalmente no que diz respeito à resistência aos esforços tangenciais aplicados pelas cargas solicitantes e à fadiga, o principal fenômeno responsável pelo colapso destas estruturas (DIAKHATE, 2007).

As camadas do pavimento são projetadas para que, em conjunto, resistam às solicitações impostas pelo tráfego e às condições ambientais. As camadas de base e sub-base (fundação) são as responsáveis por dissipar a intensidade da carga levando esta a um nível admissível ao terreno natural de fundação (camada de regularização) (Figura 2.1) (QUINTERO, 2011).

Figura 2.1 - Estrutura multicamadas de um pavimento.



Fonte: Adaptado, Nguyen (2008).

As camadas da superfície, constituídas de uma camada de ligação, eventualmente existente, e da camada da superfície, têm a função de assegurar conforto e segurança, resistir às intempéries e ao uso, produzir aderência pneu pavimento, enquanto funcionam como estrutura, resistindo às solicitações de tensões e deformações sob a ação do tráfego (MOMM,

1998). No entanto, em algumas estruturas, sofrem com fenômenos de degradação. Estas condições são encontradas, geralmente, em seções de pavimentos de elevada tensão de cisalhamento, como zonas de desaceleração, curvas, rampas, entre outras.

As proporções dos materiais que compõem as misturas asfálticas devem ser determinadas de maneira a satisfazer os seguintes critérios de aplicação no campo: boa trabalhabilidade, habilidade de compactação adequada. Deve atender ainda, aos critérios de desempenho: resistência à deformação permanente e ruptura por fadiga (RIVIÈRE, 1996).

## 2.2 A METODOLOGIA FRANCESA

Conforme demonstrado no estudo desenvolvido por Diakhate (2007), dada a complexidade dos problemas observados, os métodos de projeto desenvolvidos baseavam-se em regras empíricas derivadas da observação do comportamento de serviço das estruturas viárias ou seções experimentais. Esses métodos têm limites que são mais visíveis à medida que novos tipos de estruturas e materiais mais eficientes se desenvolvem e o tráfego aumenta constantemente. A demanda por métodos de dimensionamento mais racional levou ao desenvolvimento e aplicação do método racional francês.

As fundações do método de projeto do pavimento francês foram identificadas no início dos anos 1970. Na abordagem adotada, a determinação das espessuras das diferentes camadas da estrada, bem como as propriedades mecânicas dos materiais, é baseada em uma abordagem experimental empírica ou cálculos de verificação (método racional). Em contraste com os modelos empíricos, esses métodos racionais dependem do uso combinado de modelos mecânicos e dados experimentais. Modelos de cálculo são usados para verificar o projeto da estrutura com respeito aos critérios de durabilidade (GUIDE TECHNIQUE, 1994).

De acordo com Diakhate, (2007), do ponto de vista mecânico, a abordagem do método de projeto francês pode ser dividida em duas etapas:

Em um primeiro passo, a resposta de uma estrutura de pavimento selecionada a priori (tipo de estrutura, materiais, etc.) deve ser calculada sob o efeito do eixo padrão de referência de 130 kN e da espessura das camadas constituintes. Este cálculo é baseado na avaliação, sob o efeito de uma carga aplicada à superfície de um pavimento de multicamadas. A carga aplicada simboliza a ação do eixo de referência e o modelo semianalítico Burmister, desenvolvido nos Estados Unidos em

1943, é utilizado para obter a resposta mecânica. Neste modelo Burmister, a interface entre duas camadas de material pode ser modelada como perfeitamente unida (o movimento tangencial relativo entre as camadas não é aceito) ou escorregadia (os movimentos relativos tangenciais entre as camadas não são impedidos). O segundo passo é para calcular os valores de solitação admissível de materiais da estrutura, dependendo de sua localização, seus modos de degradação (falha por fadiga das camadas de materiais ligados e deformação do solo e camadas de materiais não ligados) e tráfego cumulativo (número de veículos pesados de mercadorias) que deverá viajar na estrada durante sua vida útil em uma determinada plataforma. A estrutura é adequada se as tensões induzidas pela passagem do eixo de referência permanecerem menores ou iguais às cargas admissíveis para cada camada. A escolha da estrutura final é feita por cálculos iterativos (DIAKHATE, 2007).

### 2.2.1 Estruturas de pavimentos Franceses

As estruturas de pavimentos da rede rodoviária francesa estão divididas em duas grandes classes: pavimentos betuminosos e pavimentos de betão e cimento. Na França, a maioria das estruturas rodoviárias pertence à classe dos pavimentos betuminosos (NGUYEN, 2008).

Uma característica da rede rodoviária francesa é a existência de uma grande variedade de estruturas de pavimentos, que são classificadas basicamente em função das características do tráfego.

As estruturas de pavimento tipo flexível (*chaussée souple*) estão limitadas ao uso na rede não estruturante (VRNS) com tráfego inferior a  $TC_{620}(T_0)$  e não podem ser utilizadas para a rede estruturante (VRS).

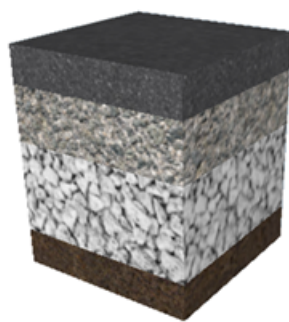
Tabela 2.1 – Classes de tráfego segundo a metodologia francesa.

Classe	T5	T4	T3		T2		T1		T0		TS		TEX
			T3-	T3+	T2-	T2+	T1-	T1+	T0-	T0+	TS-	TS+	
VMDA	0	25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	≥ 5000
	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	a	
	25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	5000	

Fonte: Guide Technique (1994).



Figura 2.2 - Estrutura genérica de pavimento tipo *chaussée souple*.



Camada de superfície em material betuminoso

Materiais betuminosos de assentamento (>15 cm)

Materiais granulares não tratados (20 a 50 cm)

Plataforma de suporte

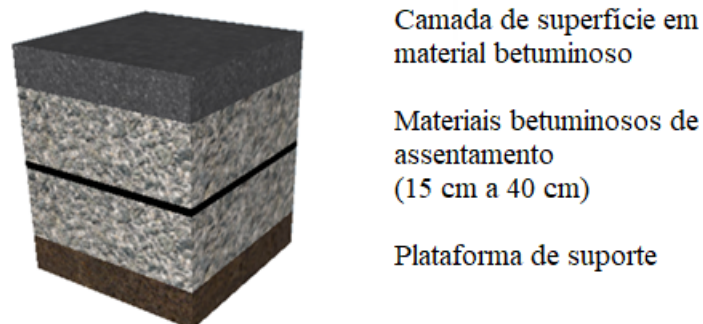
Fonte: Adaptado, Guide Technique (1994).

As camadas de rolamento podem ser projetadas em concretos asfálticos clássicos, tais como (GUIDE TECHNIQUE, 1994):

- BB: concreto betuminoso (*béton bitumineux*);
- BBSG: concreto betuminoso semiaberto (*béton bitumineux semi-grenus*);
- BBM: concreto betuminoso delgado (*béton bitumineux mince*);
- BBTM: concreto betuminoso muito delgado (*béton bitumineux très mince*);
- BBDr: concreto betuminoso drenante (*béton bitumineux drainante*).

As estruturas de pavimentos betuminosos espessos (*chaussées bitumineuses épaisses*), por sua vez, são destinadas a qualquer nível de tráfego da rede estruturante (VRS) e para classes de tráfego  $\geq TC_{620}$  (T0) pertinentes à rede não estruturante (VRNS). Os materiais utilizados na camada de rolamento e de ligação (quando houver) seguem o mesmo padrão descrito para a estrutura de pavimento flexível (*chaussée souple*) (GUIDE TECHNIQUE, 1994; GUERRERO, 2013).

Figura 2.3 - Estrutura genérica de pavimento tipo *chaussées bitumineuses épaisses*.



Fonte: Adaptado, Guide Technique (1994).

## 2.3 MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

Os materiais betuminosos utilizados nas misturas asfálticas são materiais compósitos complexos, cujos elementos principais são componentes minerais como, agregados, areia, enchimento e o ligante de hidrocarbonetos (betume).

Os materiais betuminosos, que são misturas de agregados e ligantes de hidrocarbonetos, são os mais utilizados para formar estruturas rodoviárias de asfalto. Na mistura conveniente, quanto ao tamanho e proporções de partículas de materiais rochosos, o aglutinante atua como um agente coesivo entre as partículas granulares para formar um corpo rígido. As misturas betuminosas são térmica e cineticamente suscetíveis características herdadas do ligante hidrocarboneto. Isto confere à mistura asfáltica uma grande variação do comportamento mecânico de acordo com as tensões externas do tráfego, condições ambientais e diferentes modos de deterioração, tais como ruptura por craqueamento, dano ou fadiga e deformação permanente (NGUYEN, 2006).

### 2.3.1 Materiais componentes das misturas asfálticas

Como já observado anteriormente, as misturas asfálticas podem possuir características distintas umas das outras, pelo fato de seus constituintes possuírem diversas características oriundas de sua origem ou sistema beneficiamento. Assim, para obter uma

maior compreensão funcional das misturas asfálticas estudadas, se faz necessária análise de cada componente.

#### 2.3.1.1 Materiais Granulares

As características dos agregados dependem tanto da natureza da rocha de origem (características mineralógicas, físicas e mecânicas) quanto das condições de exploração e elaboração (características geométricas e limpeza) (HAMLAT, 2007).

A composição granulométrica, formada por todos os grãos em contato, deve garantir a distribuição das solicitações na mistura e a transmissão das cargas para as camadas inferiores do pavimento. As características geométricas dos agregados, como forma, angularidade e estado de superfície, influenciam diretamente a resistência dos contatos às posições e rotações relativas de grãos. Além disso, os grãos minerais devem ter boa resistência a esforços estáticos e dinâmicos para evitar danos sob cargas. Também é essencial considerar a compatibilidade dos agregados com o aglutinante, ou seja, a qualidade da adesividade dos agregados e do aglutinante de hidrocarbonetos. A compatibilidade com o ligante resulta da polaridade natural da superfície, da porosidade e da limpeza dos grãos minerais (NGUYEN, 2006).

Regularmente, o tamanho das partículas é determinado a partir do peneiramento com séries de peneiras de aberturas padronizadas e com tamanho de abertura progressivamente decrescente.

A dureza dos grãos, qualidade essencial para garantir longevidade para a microtextura e a macrotextura (à medida que se não houver quebra das partículas, não ocorrerá alteração da granulometria) do pavimento, pode ser verificada por ensaios de abrasão Los Angeles, e a sanidade pela degradação por imersão (Sulfato de Sódio ou Magnésio) (BARRA, 2005).

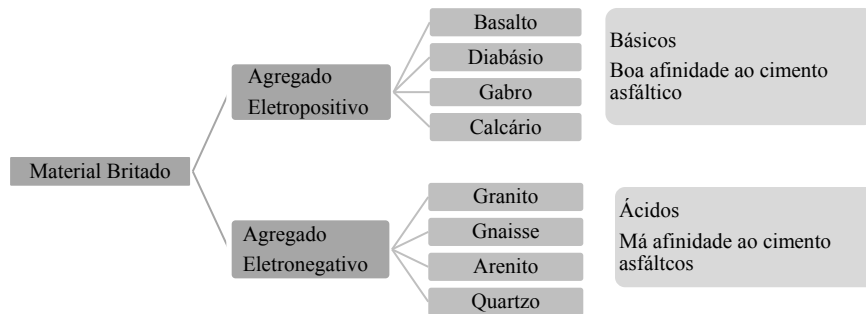
A forma dos granulares é uma particularidade da rocha mãe que pode ser um pouco modificada pelas técnicas de britagem. Com o objetivo de privilegiar o critério de aderência, a seleção dos granulares recaiu sobre aqueles com forma subangular com superfície áspera e resistente à abrasão (MOMM, 1998).

Contudo, os granulares originários de rochas britadas são portadores de arestas vivas que permitem intertravar as frações granulares do concreto asfáltico. Desta maneira, o atrito interno é acentuado, melhorando a estabilidade do material (MOUTIER, 1992).

A afinidade ao cimento asfáltico de petróleo (CAP), chamada também de adesividade, é a qualidade do granular deixar-se aderir pelo CAP e pode ser verificada pelo teste da película, conforme a norma DNER-ME 78/94 (1994), e pelo ensaio de resistência das misturas asfálticas à ação deletéria da umidade induzida (AASHTO T-283/89, 1989), denominado também como Lottman Modificado.

Destaca-se ainda outro fator que afeta a afinidade (adesividade) do ligante ao agregado, que é a carga elétrica do granular, inerente ao tipo da rocha matriz (Figura 2.4) que dá origem aos granulares.

Figura 2.4–Carga elétrica inerente ao tipo de rocha matriz.



Fonte: Santana (1992).

Por serem provenientes da jazida localizada na zona industrial norte de Joinville/SC, considerou-se, para os agregados pétreos da presente pesquisa, os estudos de caracterização de materiais rochosos realizados por Eing (2018). A análise da composição mineralógica desse material demonstrou uma fração mais representativa de Quartzo, sendo este um agregado eletronegativo mais suscetível aos fenômenos de desagregação (*Stripping*), que é caracterizado pelo deslocamento do ligante da superfície do agregado pela água e pelos esforços do tráfego que causam tração na película de asfalto, tendo como consequência a redução da vida útil das misturas asfálticas.

Com a finalidade de solucionar este problema, geralmente são utilizados melhoradores de adesividade nas misturas asfálticas (*dopes*). No entanto, como o intuito dessa pesquisa é analisar o emprego de um material alternativo na formulação de misturas

asfálticas, não será utilizado dope, para assim poder verificar o real efeito da aplicação dos materiais em suas condições naturais de uso.

### 2.3.1.2 Ligante betuminoso

Ligantes de hidrocarbonetos são substâncias que consistem essencialmente em átomos de carbono e hidrogênio que, em contato com partículas sólidas, como os granulares, geram adesão e coesão, garantindo rigidez e resistência à deformação em tensão. Existem três classes de ligantes de hidrocarbonetos: ligantes naturais, alcatrões e betumes. Atualmente, utiliza-se principalmente o betume, que provém quase exclusivamente do processamento de petróleo bruto, do qual é a fração mais pesada, e é uma mistura complexa de compostos de hidrocarbonetos (SHELL BITUMES, 1991).

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

De acordo com Nguyen (2006), a principal característica do betume é sua alta suscetibilidade cinética e térmica, com a qual ocorre a mudança nas propriedades mecânicas. Assim, o betume, que é um líquido newtoniano com baixa viscosidade acima de 80°C, torna-se um forte elástico e frágil à baixa temperatura. Entre esses dois estados extremos, o betume é um material viscoelástico, linear ou não. A suscetibilidade está relacionada às variações das propriedades com o tempo de aplicação das cargas. Na prática, esses tempos de aplicação variam de várias horas a algumas frações de segundo em veículos em movimento. A propriedade mecânica dos betumes é uma função destes dois parâmetros, que influenciam diretamente o comportamento em longo prazo e a resistência dos materiais betuminosos quando colocados em funcionamento. As mudanças de estado causadas pela suscetibilidade térmica e cinética são acompanhadas por riscos de deterioração que aparecem no revestimento de várias formas: deformações permanentes às temperaturas, cargas em longo prazo, danos ou fadiga em temperaturas intermediárias, rachadura térmica e fraturas frágeis em baixas temperaturas e tempos de aplicação curtos. Por outro lado, as evoluções químicas internas dos betumes, chamadas de envelhecimento, levam ao endurecimento, acompanhadas de

fragilização, durante o processo de usinagem (alta temperatura) e ao longo da vida de serviço, principalmente por causa de variações climáticas como temperatura, radiação e chuva.

### 2.3.1.3 Interação granular-betume

A adesão entre dois materiais é um fenômeno complexo que depende das propriedades físicas, mecânicas e químicas dos componentes (DALTER E GILMORE, 1982; VEGA, 2000).

De acordo com Curtis *et al.* (1993), o betume contém grupos polares que são orientados e atraídos por alguns minerais na superfície dos agregados. Durante o estágio de construção, as moléculas no betume quente podem se mover e mudar sua orientação, permitindo que o betume e o agregado aderem-se através de forças polares, ligações de hidrogênio ou interações de Van der Waals.

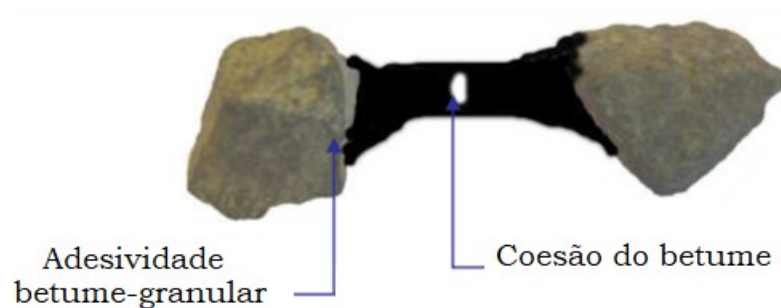
A ancoragem mecânica explica a ligação grânulo-betume pela textura da superfície e pelas características físicas do agregado. O betume penetra nas irregularidades da superfície rugosa do agregado; as forças de coesão e residual geradas pelo resfriamento do betume fornecem uma rede de engrenagens que são adicionadas à âncora para a absorção do betume no poro agregado, unindo fortemente o ligante e os minerais (ISHAI *et al.*, 1977).

A reação química é baseada na presença de componentes reativos (ácido e base) no sistema de agregado-betume (SCOTT *et al.*, 1977, CURTIS *et al.*, 1993). Este conceito argumenta que a ligação granulada-betume é o resultado da reação dos dois materiais na formação de novos componentes insolúveis em água. O betume possui funcionalidades ácidas (presença de ácidos naftênicos) e, em geral, possui maior adesividade com agregados calcários compostos principalmente de carbonatos de cálcio, do que com agregados ácidos como quartzito, granito e Pórfiros compostos por silicatos.

De acordo com Hamlat (2007), a qualidade da ligação betume-granular é essencial para garantir a durabilidade dos revestimentos. Os procedimentos de fabricação dos betumes podem ter uma influência na ligação betume-granular. É importante garantir a qualidade desta ligação, especialmente quando o tráfego é alto e a presença de água é quase permanente, como no caso de países tropicais. Na ligação betume-granular, existem dois parâmetros que garantem uma boa ligação:

- A coesão do betume (Figura 2.5), que é a energia necessária para criar uma fissura no betume até o cisalhamento;
- Adesividade betume granular, que é a energia gasta para separar um filme de betume do agregado. Adesividade é a capacidade de dois materiais se ligarem uns aos outros por afinidade (DARQUE, 2003; FELDER, 2003). A ligação entre o ligante e o granular numa mistura granular pode ser dificultada pela água e pelo pó. A melhoria da afinidade mútua envolve a eliminação de poeira e a possível adição de lubrificantes destinados a resistir à ação da água (MOUTON, 1967).

Figura 2.5–Adesão e coesão betume-granular.



Fonte: Hamlat (2007).

Existem dois estágios no processo de adesão granular-betuminoso: o primeiro durante a mistura, denominado “Adesividade Ativa”, no qual o betume molha e cobre a superfície do agregado, e o segundo estágio, denominado “Adesividade Passiva”, que é de grande importância durante a vida útil do material e corresponde à resistência de liberação do ligante, quando a água associada às cargas de tráfego tenta interferir na interface dos grãos de ligação (HERSCHKORN, 1988, NOVAK *et al.*, 2002, MALLICK *et al.*, 2003).

- Adesividade ativa

A cobertura de agregados com betume é um passo crucial na produção de misturas betuminosas. Uma forte ligação entre o betume e o granular é condicionada por uma boa cobertura. Para obtê-la, o betume deve estar em um estado líquido e o conjunto granular deve ter a temperatura adequada para manter a fluidez do betume e permitir que ele molhe toda a sua superfície e penetre parcialmente em seus poros (CASTAÑEDA, 2004).

Quando um líquido é derramado na superfície de um sólido, ele não molha completamente a superfície, mas se estende sobre ela até atingir um estado de equilíbrio. Este estado, caracterizado pelo ângulo de contato sólido-líquido, foi descrito em 1805 por Young, em função das tensões superficiais dos materiais presentes (KINLOCH, 1990).

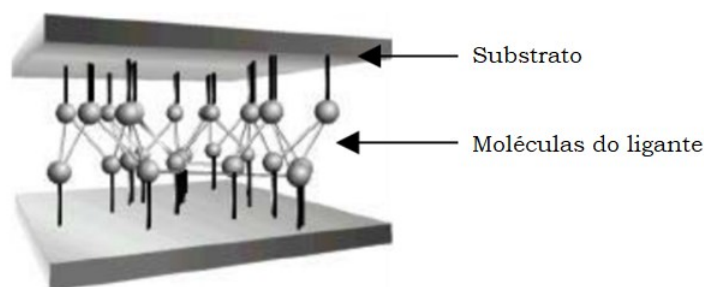
Petersen e Plancher (1998), explicam que a adesão entre o ligante betuminoso e os granulares é assegurada pelas interações intermoleculares, que podem ser: ligações eletrostáticas, devido às superfícies dos agregados geralmente possuírem cargas elétricas, dependendo de sua composição; ligação de hidrogênio,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

- Adesividade passiva

Conforme Ramond (1977), “a adesividade passiva é a força de ligação à interface entre dois materiais na presença de água, que pode ser avaliada através da realização de um teste da união”. A superfície de falha pode ocorrer de três maneiras:

- Por coesão do ligante, quando a rachadura está nas moléculas adesivas;
- Por aderência, quando a separação ocorre na interface entre o substrato e o ligante (Figura 2.6);
- Por coesão do substrato, quando a rachadura ocorre nas moléculas do substrato.

Figura 2.6 – Superfícies de adesão.



Fonte: Castañeda (2004).

De acordo com White (1987), na presença de água, a desagregação da película de ligante betuminoso da superfície do granular devido à falha adesiva, pode ocorrer tanto na superfície do pavimento quanto no interior da mistura asfáltica.



Conforme Curtis *et al.* (1993), as diferentes forças envolvidas no processo de adesão entre betume e agregados são declínio na energia interfacial, ancoragem mecânica e reação química.

A energia interfacial é uma medida direta das forças intermoleculares que ocorrem quando dois materiais, como agregados e betume, são colocados em contato. Essas forças intermoleculares são atribuídas a diferentes efeitos (KINLOCH, 1990):

- Forças de dispersão ou forças de London: resultam do movimento interno de elétrons nas moléculas;
- Forças Polares: apresentam para moléculas que possuem polos elétricos permanentes ou induzidos.

A ancoragem mecânica explica a ligação granular-betume pela textura superficial e em função das características físicas do granular. O ligante betuminoso penetra nas irregularidades da superfície rugosa do granular. A coesão e as forças residuais geradas pelo resfriamento do betume fornecem uma rede de ligações que ajusta a ancoragem por absorção do ligante betuminoso nos poros dos granulares, unindo-o fortemente aos minerais (ISHAI e CRAUS, 1977).

A reação química é fundamentada na presença de componentes reativos (ácido e base) dentro do sistema granular-betume. Este conceito sustenta que a ligação granular-betume ou granular-mástique seja o resultado da reação de dois materiais formando um novo componente insolúvel em água. O ligante betuminoso tem funcionalidades de caráter ácido (presença de ácidos naftênicos) e usualmente possui uma adesividade mais forte com os granulares calcários compostos principalmente de Carbonatos de Cálcio ( $\text{CaCO}_3$ ), em relação aos granulares ácidos como quartzo, granito e compostos de silicatos ( $\text{SiO}_3$ ) (CASTAÑEDA, 2004).

### 3 FORMULAÇÃO DE MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

A qualidade e a pertinência dos métodos de formulação das misturas asfálticas condicionam, em grande parte, a segurança no uso das infraestruturas, bem como a durabilidade e os custos conservação. São, ainda, ferramentas preciosas para a inovação no fornecimento de diretrizes para elaboração e melhoramento de materiais experimentais e de meios de avaliação de seus desempenhos. A elaboração de um método de avaliação resultade um processo longo e complexo, necessitando de uma numerosa quantidade de comparações entre os resultados de campo e laboratório durante a vida útil do material, que esteja amplamente de acordo com o contexto dos métodos de dimensionamento dos pavimentos, bem como de classificação e normalização dos materiais (MANUEL LPC, 2007).

Os métodos de formulação apóiam-se em três conjuntos principais, fortemente ligados e interdependentes (MANUEL LPC, 2007): o primeiro concerne ao das propriedades físicas, químicas e mecânicas, considerado como necessário e suficiente para avaliar a aptidão dos constituintes e das misturas que comporão os materiais utilizados nas rodovias. O segundo é o dos ensaios e suas metodologias utilizadas para medir estas propriedades. O terceiro corresponde ao dos valores a serem atingidos ou que não devem ultrapassar determinados limites, em função das propriedades requeridas pela natureza da obra e intrínsecas dos próprios materiais, aliada à vida útil de projeto (BARRA *et al.*, 2010).

Formular misturas asfálticas para compor estruturas de pavimentos exige do engenheiro rodoviário mais que interpretar resultados de testes laboratoriais, mas principalmente conhecimento sobre a dinâmica dos processos de concepção, execução, solicitação e intemperização das misturas asfálticas no campo, a fim de que se possa reproduzir em laboratório as condições mais próximas de avaliação correspondentes às situações práticas, e desta forma, avaliar corretamente o seu comportamento mecânico (BARRA, 2009).

Logo, em laboratório, os corpos de prova dos materiais obtidos após a formulação das misturas asfálticas devem ser testados a partir de solicitações que sejam capazes de reproduzir da forma mais próxima possível o sinal de deformação que ocorre no campo, com a passagem da carga na camada superficial do pavimento, ou seja, variando na sequência de contração, distensão e contração. Neste contexto, devido à dificuldade de reprodução exata em laboratório do sinal de deformação gerado no campo, tem-se que o sinal senoidal é o que

possui a forma mais próxima ao das situações observadas na prática (De La ROCHE, 1996; HUET, 1963).

### 3.1 METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO ATUALMENTE APLICADA NO BRASIL

O método e o aparelho de dosagem Marshall foram criados por Bruce Marshall, do Mississippi State Highway Department, e foi adotado pelo United States Army Corps of Engineers (USACE), logo no começo da Segunda Guerra Mundial, com o objetivo de controle de campo de projetos e construção de aeroportos militares e determinação do teor ótimo de betume das misturas (SENÇO, 2001).

Desde sua criação até os dias de hoje, o método é caracterizado pela seleção do ligante asfáltico e do agregado de modo a atender determinadas especificações de projeto. A compactação é realizada por impacto de um soquete padrão para obtenção de corpos de prova cilíndricos e que devem atender a certos limites. Além disso, algumas agências estabelecem limites também quanto aos valores de estabilidade e de fluência (NCHRP, 2011).

O número de golpes para a compactação é obtido em função do volume de tráfego estimado, ou seja, o número de repetições de um eixo padrão sobre o pavimento. Para tráfegos previstos entre  $10^4 < N \leq 10^6$ , é definido em 50 golpes por face. Se o volume de tráfego for estimado em um número superior a  $10^6$ , são previstos 75 golpes por face.

O método pode apresentar diversas alternativas para escolha do teor de projeto de ligante asfáltico (BERNUCCI *et al.*, 2008). A partir da compactação de corpos de prova cilíndricos, após o tempo de cura adequado, procede-se o rompimento dos corpos de provas empregando esforço de compressão diametral. Assim, pode-se efetuar a determinação do teor ótimo do ligante betuminoso através das análises dos parâmetros físicos e mecânicos referentes ao comportamento das misturas asfálticas, como: estabilidade, fluência, relação betume/vazios (RBV), percentagem de vazios (%V), vazios do agregado mineral (VAM) e massa específica aparente dos corpos de prova.

Apesar de este método ser o mais difundido no país, não possui relação campo/laboratório, em razão de seu processo executivo obsoleto não permitir simulações próximas das situações observadas em campo. Por estas razões e pelos motivos já explanados

no tópico 1.2, a metodologia francesa de formulação foi escolhida para avaliar as misturas asfálticas nesta pesquisa.

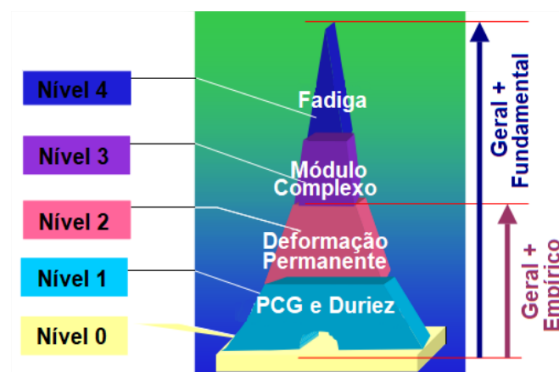
### 3.2 METODOLOGIA DE FORMULAÇÃO FRANCESA

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

O manual do *Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*, estabelece uma sequência de ensaios para a metodologia Francesa de formulação de misturas asfálticas, divididos em 5 níveis de formulação que, por sua vez, são subdivididos em empíricos (em que não existe uma modelação matemática, sendo compreendido pelos níveis 0, 1 e 2) e fundamentais (compreendido pelos níveis 3 e 4), conforme demonstrado na Figura 3.1.

A diretriz de ensaios segue uma torre de níveis hierárquicos, que detalha os ensaios necessários para análise de desempenho de misturas. Estes ensaios possuem caráter eliminatório, ou seja, a não conformidade em relação aos parâmetros estabelecidos pelo manual elimina o teste, tornando, assim, necessária a formulação de uma nova mistura asfáltica.

Figura 3.1–Níveis de ensaios para a formulação de misturas asfálticas.



Fonte: Manuel LPC (2007).

### 3.2.1 Níveis da metodologia Francesa

Várias formulações podem e devem ser testadas ao início dos ensaios, podendo compreender diversos tipos e teores de betume, bem como variadas composições granulométricas, visando verificar, ao final da execução dos níveis de teste, qual ou quais misturas estarão aptas a desempenhar as funções requeridas pelo projetista no campo. Neste contexto, é importante enfatizar que todos os níveis são de caráter eliminatório (BARRA *et al.*, 2010).

#### 3.2.1.1 Nível 0

É uma etapa preliminar da formulação das misturas asfálticas, que corresponde a uma descrição da composição granulométrica, teor de ligante e caracterização do ligante. Resumidamente, consiste no estudo e caracterização dos materiais constituintes das misturas asfálticas.

A composição granulométrica é realizada através de curvas correspondentes ao tipo de mistura que será utilizada. O teor do ligante utilizado como ponto de partida para os ensaios de determinação do teor ótimo são realizados de duas maneiras: considerando o teor de ligante interno ou externo.

#### 3.2.1.2 Nível 1

Nesse nível as misturas devem satisfazer as porcentagens de vazios no ensaio de Prensa de Cisalhamento Giratório (PCG), cujo objetivo é avaliar a habilidade de compactação das misturas asfálticas. Esse ensaio é normatizado pela norma (AFNOR NF P 98-252, 1999) e também pelos limites do ensaio de Duriez, que consiste na relação entre a resistência à compressão direta entre corpos de provas condicionados à imersão de água e corpos de provas sem a imersão, permitindo a análise da ação deletéria da água. O ensaio de Duriez é normatizado pela norma (AFNOR NF P 98-251-1, 1995).

No caso de misturas sujeitas a baixo tráfego, este nível é suficiente para critério de avaliação, sem que haja a necessidade de ensaios complementares. Porém, no caso de

misturas de módulo de rigidez elevado, por exemplo, como o próprio nome define, é exigida a realização dos níveis subsequentes, devido ao tráfego com extrema severidade para o qual elas são projetadas (BARRA *et al.*, 2010).

#### 3.2.1.3 Nível 2

As misturas são avaliadas quanto à resistência ao afundamento de trilhas de rodas através do ensaio de deformação permanente, normatizado pela (AFNOR NF P 98-253-1, 1993). Esse ensaio consiste na análise da resistência de placas moldadas, condicionadas a uma temperatura interna de 60°C e sendo solicitada por um pneumático a uma frequência determinada. Para a execução desse ensaio, são empregado extensômetros dispostos sob a placa, que fazem a leitura quanto ao afundamento da placa. Também são utilizadas sondas térmicas para verificara temperatura da placa durante o ensaio.

A normativa francesa define limites de percentagem de afundamento para um determinado número de ciclos, em função do tipo de mistura asfáltica e em função da porcentagem de afundamento em trilha de roda específica à classe dessa mistura.

#### 3.2.1.4 Nível 3

Neste nível se iniciam os ensaios de cunho fundamental, nos quais são realizados os ensaios de módulo complexo (AFNOR NF P 98-260, 1992). Esse ensaio é executado com corpos de provas trapezoidais, sob solicitações de flexão alternada em pequenas deformações. Os ensaios são repetidos em diversas temperaturas e frequências e através desses dados é possível montar as representações gráficas e modelos reológicos.

#### 3.2.1.5 Nível 4

No nível 4, são realizados ensaios de fadiga (AFNOR NF P 98- 261-1, 1993), no qual os corpos de prova são semelhantes ao ensaio do módulo complexo. A diferença desse ensaio é a temperatura e frequência fixa, variando então as amplitudes. Como é um ensaio de

caráter destrutivo, é utilizado um critério de ruptura dependendo do tipo de ensaio de fadiga, que podem ser por deslocamento ou força controlada.

De acordo com Barra *et al.* (2010) apesar dos ensaios de módulo complexo e de fadiga possuírem caráter eliminatório isoladamente, em função de possuírem seus próprios parâmetros especificados para cada tipo de mistura asfáltica, convém lembrar que a aprovação de misturas nestes dois últimos níveis, não necessariamente as torna aptas à aplicação no campo de imediato, sem que antes sejam simulados e avaliados os seus desempenhos com o auxílio de ferramentas de cálculo destinadas ao dimensionamento de estruturas de pavimento, a fim de verificar a otimização das características de rigidez e de resistência à fadiga em situações de solicitação do material, ou seja, de deformação admissível no campo.

### 3.2.2 Tipos de misturas asfálticas da metodologia Francesa

Conforme o Guide Technique (1994), a qualidade de uso do pavimento dependerá em grande parte da natureza e condição da camada superficial, pois ela também contribui para a durabilidade da estrutura. A contribuição estrutural é bastante secundária, exceto no caso de pavimentos com base granular, cuja camada superficial é a única camada ligada (*liée*). Esse complexo conjunto de funções significa que a escolha da camada superficial deve partir da consideração de vários objetivos, que podem ser divididos em quatro grupos:

- A segurança e o conforto dos utilizadores, relacionados com as características da superfície da pista de desgaste;
- A manutenção da integridade da estrutura, pela proteção das camadas da fundação face à infiltração de águas pluviais e de saís de de gelo;
- O impacto no ambiente, satisfazendo os requisitos essenciais e procurando, quando necessário, uma redução do ruído de rolamento;
- As possibilidades de regeneração das características da superfície.

A camada de rolamento recebe diretamente as cargas do tráfego e deve atender aos padrões de funcionalidade e as camadas subjacentes devem ser concebidas em função de parâmetros estruturais. Com este propósito, é mais conveniente distinguir as camadas de superfície que são preparadas em razão das funções de funcionalidade e as camadas de estrutura concebidas em razão de parâmetros estruturais, cujos parâmetros são estabelecidos em limiares de modo a assegurar que a camada de superfície mantenha-se nos limites de funcionalidade (GUERRERO, 2013).

### 3.2.2.1 Misturas asfálticas de caráter funcional

Segundo Momm (1998), as misturas asfálticas para camadas estruturais devem ter propriedades concernentes aos fenômenos físicos que afetam o desempenho dos materiais e propriedades relativas aos parâmetros fundamentais ao dimensionamento (a rigidez e as deformações admissíveis). Quanto aos fenômenos físicos, as misturas são preparadas para apresentarem habilidade à compactação (certos limiares de trabalhabilidade), resistência ao efeito da presença da água (dentro de certos limiares), resistência à deformação permanente, isto é, ter estabilidade às cargas solicitantes nos limites do risco de ocorrência das trilhas de rodas (causadoras das irregularidades da superfície).

De acordo com Manuel LPC, 2007, as principais misturas que integram um caráter funcional são:

- Béton Bitumineux Semi-Grenus (BBSG);
- Béton Bitumineux à Module Élevé (BBME);
- Béton Bitumineux pour chaussée souples à faible trafic (BBS);
- Béton Bitumineux Mince (BBM);
- Béton Bitumineux Très Mince (BBTM);
- Béton Bitumineux Drainant (BBD<sub>r</sub>);

### 3.2.2.2 Misturas asfálticas de caráter estrutural

As misturas asfálticas estruturais são formuladas quanto aos parâmetros fundamentais ao dimensionamento. As espessuras das camadas do pavimento são definidas em função do módulo de rigidez e da resistência à fadiga. A rigidez é definida no domínio viscoelástico e a fadiga é determinada a fim de assegurar que a deformação do pavimento mantenha-se nos limites da deformação admissível, no domínio da relação laboratório-campo. Portanto, para o pavimento ser econômico precisa ter características físicas capazes de resistir à fadiga sob a ação do tráfego e de suportar as deformações em limites aceitáveis (MOMM, 1998).



Nesse sentido, de acordo com Manuel LPC, 2007, as principais misturas possuem um caráter estrutural são:

- Enrobé Bitumineux Grave-Bitume Empirique (EB-GB);
- Enrobé Bitumineux Grave-Bitume (EB-GB);
- Enrobé Bitumineux – Enrobé à Module Élevé (EB-EME).

### 3.3 CURVAS GRANULOMÉTRICAS

As misturas asfálticas são constituídas de curvas granulométricas, com grãos de tamanho variando entre a menor abertura de peneira  $d$  (mm) e um diâmetro máximo  $D$  (mm) especificados a cada caso particular, misturado a um ligante betuminoso composto por hidrocarbonetos derivados da extração do petróleo. Aditivos ou adições podem ser incorporados, a fim de melhorar o desempenho físico, químico e mecânico. A mistura final compactada e resfriada possui um teor de vazios não nulos que influencia diretamente no desempenho das misturas (BARRA, 2009; MANUEL LPC, 2007).

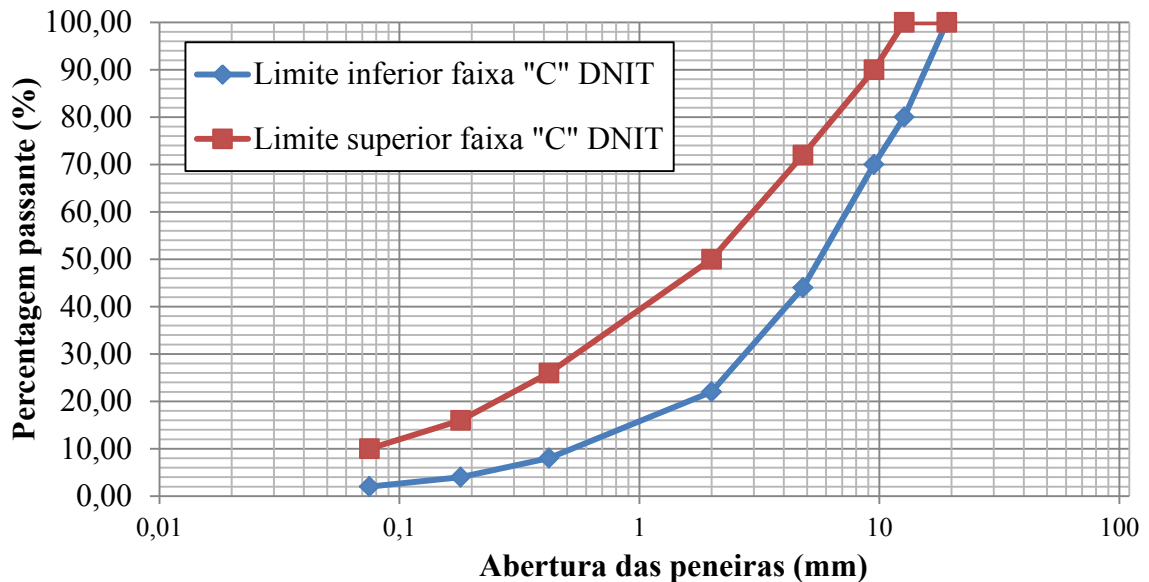
Cada método apresenta uma tratativa diferente na determinação da granulometria desejada, sendo assim algumas considerações são tomadas (ANDRADE, 2018). Atualmente muitas entidades rodoviárias fixam a granulometria das misturas asfálticas em faixas granulométricas para enquadramento. Estas faixas granulométricas apresentam padrões pouco restritivos e permite uma variedade de curvas muito alta dentro dos mesmos limiares estabelecidos, o que se traduz numa mudança do comportamento mecânico e reológico das misturas asfálticas, mesmo estando dentro do padrão estabelecido pela norma (GUERRERO, 2013).

De acordo com Barra *et al.* (2010), a escolha da curva granulométrica é uma etapa que depende de vários aspectos, como: formação rochosa local, disponibilidade de equipamentos para britagem correta das rochas, centrais de peneiramento adequadas, função que a mistura asfáltica terá no campo, se rolamento ou ligação, volume de tráfego que suportará durante o período de projeto e especificações normativas inerentes a cada país.

Atualmente no Brasil, a faixa C do DNIT é a mais utilizada para determinar os limites de enquadramento de uma curva granulométrica destinada à composição de uma mistura asfáltica densa. Analisando os limites propostos para a referida faixa, dispostos na Tabela 3.1 e representado graficamente na Figura 3.2, é possível constatar a possibilidade de

uma variedade muito grande de curvas granulométricas, situação não desejada quando utilizada de forma inadequada, resultando em uma enorme variedade de situações comportamentais.

Figura 3.2–Limites da faixa C do DNIT.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 3.1 – Limites da faixa C do DNIT.

Abertura (mm)	Percentagem Passante (%)	
	Faixa C - Limite Inferior	Faixa C - Limite Superior
19,1	100,00	100,00
12,7	80,00	100,00
9,5	70,00	90,00
4,8	44,00	72,00
2,0	22,00	50,00
0,42	8,00	26,00
0,18	4,00	16,00
0,075	2,00	10,00

Fonte: Autor (2019).

### 3.3.1 Métodos por tentativa

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 os 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 aleatoriamente em misturas boas ou ruins, de tal maneira que o projetista não tem o controle pleno da formulação, podendo ocorrer principalmente a acumulação definos na parte inferior da curva, o que demanda um maior teor de ligante, acarretando numa maior deformação permanente (ANDRADE, 2018).

### 3.3.2 Método racional

Por se tratar de um método racional, a escolha das peneiras para o fracionamento dos agregados tem por objetivo diminuir o número de vazios, ou seja, o 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).

Neste contexto, as curvas teóricas, que podem ser calculadas a partir da equação de Fuller ou Talbot (Equação 3-1), são utilizadas para determinar as curvas granulométricas que originarão novas formulações a serem submetidas aos testes de avaliação. Ressalta-se que não se utilizam faixas granulométricas nos procedimentos franceses, pois o que balizará a aptidão do uso das misturas asfálticas formuladas são os níveis de avaliação previstos para cada caso particular, a serem abordados mais adiante (BARRA *et al.*, 2010).

$$\% p = a \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (3-1)$$

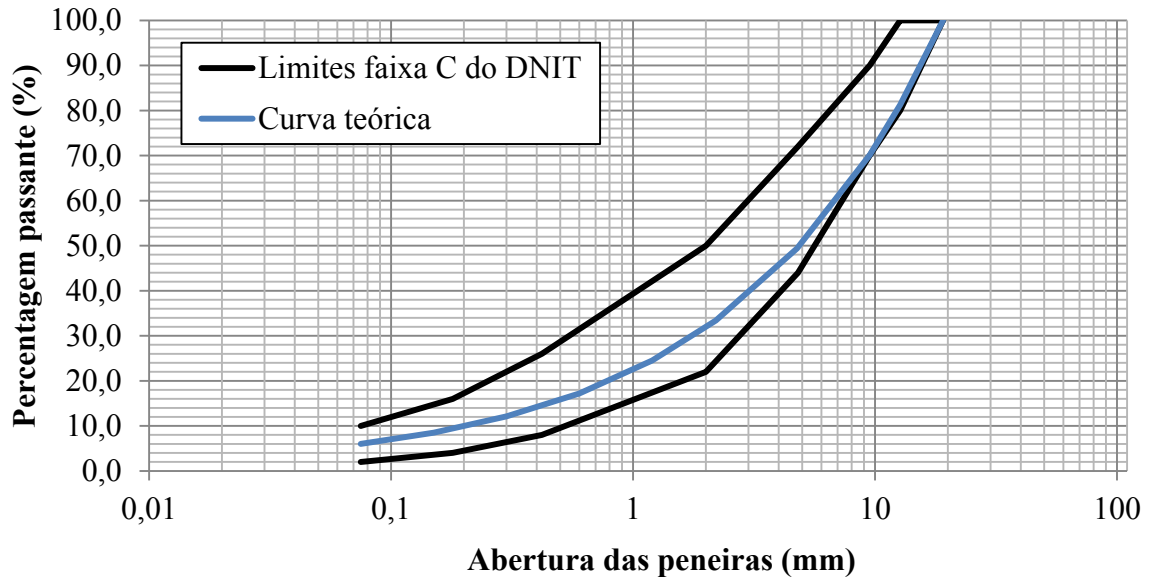
Onde:

%p	Porcentagem em peso que passa na peneira de menor diâmetro da curva;
a	Constante, tomada igual a 100;
d	Abertura de uma dada peneira (mm);
D	Diâmetro máximo, abertura da peneira que passa 100% (mm); e,
n	Expoente indicador de uma curva mais aberta ou mais densa.

Diante das considerações, esta pesquisa optou pela utilização do método teórico, no qual a

curva granulométrica teórica utilizada para as misturas asfálticas, apresentada no Figura 3.3. e Tabela 3.2, foi obtida por Barra (2009) por meio da equação de *Füller* ou *Talbot*.

Figura 3.3–Limites da faixa C do DNIT e curva teórica.



Fonte: Autor (2019).

Tabela 3.2 – Composição granulométrica em função da curva teórica para misturas asfálticas densas.

Peneiras	Abertura (mm)	Percentual das frações passantes da CT	Percentual das frações retidas da CT
3/4"	19,1	100,0	0,0
1/2"	12,7	81,3	18,7
3/8"	9,5	70,1	11,1
n° 4	4,76	49,4	20,8
n° 10	2,2	33,4	16,0
n° 16	1,2	24,5	8,8
n° 30	0,6	17,2	7,3
n° 50	0,3	12,1	5,1
n° 100	0,15	8,5	3,6
n° 200	0,075	6,0	2,5
Fundo	-	-	6,0

Fonte: Barra (2009).

Introduzindo o percentual de material passante na peneira de abertura 0,075mm (fixado em 6,0%) e o diâmetro máximo correspondente à abertura da peneira em que passa

100% do material (19,10 mm) na equação de *Füller* ou *Talbot*, calculou-se o expoente da curva teórica em análise,  $n = 0,51$ . Assim, analisando os parâmetros estabelecidos pelo DNIT (2006), essa mistura se enquadra em misturas asfálticas de graduação densa.

No Figura 3.3 é possível observar a curva teórica, enquadrada nos intervalos da faixa C imposta pelo DNIT. Vale ressaltar que essa curva teórica possui uma distribuição de forma racional, com base na Equação de *Füller* ou *Talbot*, e não pelo método de tentativas; dessa maneira ela não precisaria, necessariamente, se encaixar nos limites especificados pelo DNIT para a referida faixa.

### 3.3.2.1 Classificação da mistura asfáltica formulada

Considerando que a formulação das misturas asfálticas nesta pesquisa está baseada na metodologia francesa, constatou-se a necessidade de correlacionar as misturas betuminosas formuladas nessa pesquisa com uma mistura betuminosa semelhante, dentre as diversas misturas pertencentes aos grupos de tipos de misturas já consagradas pelas normativas francesas.

Essa etapa é de extrema importância neste estudo, pois através deste enquadramento será possível obter valores máximos e mínimos determinados para cada um dos ensaios preconizados por essa metodologia, bem como a determinação da melhor situação a qual a mistura asfáltica estudada pode ser empregada.

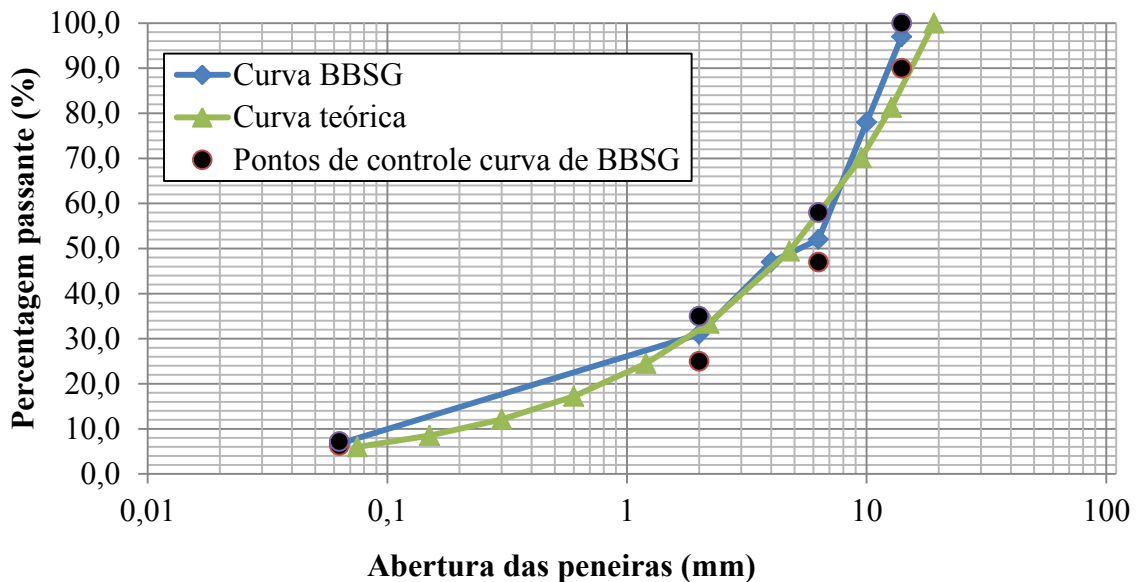
Observa-se através de vários estudos que a metodologia francesa, em função da vasta experiência acumulada por sua aplicação, possui uma ótima relação campo-laboratório. Assim, devem ser observados os limites estipulados dos resultados de cada um dos ensaios preconizados pela normativa.

Mediante a análise das curvas granulométricas de várias misturas, verificou-se uma boa aproximação das misturas betuminosas estudadas na presente pesquisa com as misturas denominadas *Béton Bitumineux Semi-Grenus* (BBSG), conforme observado na Figura 3.4.

Conforme as especificações de MANUEL LPC (2007), trata-se de uma mistura com graduação densa, correntemente utilizada como camada de rolamento ou de ligação nas obras rodoviárias francesas e que deve ser aplicada no campo com uma espessura mínima de 5,00

cm, podendo chegar a 9,00 cm. Esse tipo de mistura pode ser classificada conforme sua resistência à deformação permanente, que pode ser: Classe 1; Classe 2; e Classe 3.

Figura 3.4—Curva BBSG x Curva teórica.



Fonte: Autor (2019).

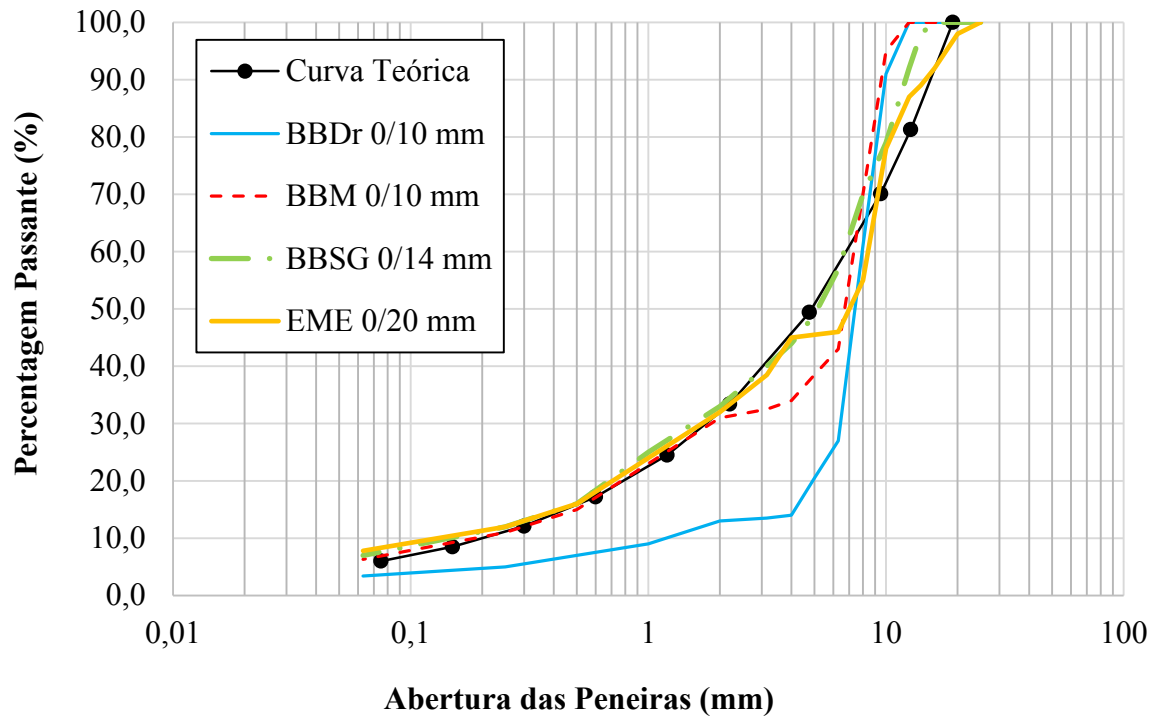
É importante ressaltar que a curva granulométrica correspondente ao tipo de mistura asfáltica que se pretende projetar não é fixada nas normas francesas; é fornecida apenas uma indicação de uma curva de partida com base na faixa de tamanhos dos granulares pertinentes à formulação pretendida (MANUEL LPC, 2007).

Para essa classe de concreto betuminoso, são admitidos dois tipos de graduações: graduação de 0/10 mm e 0/14 mm, sendo os últimos valores referentes ao diâmetro máximo dos granulares. Assim, para esta pesquisa, adota-se a graduação correspondente a 0/14mm, por estar mais próxima do diâmetro máximo de 19,1mm da curva teórica considerada.

A equação de *Füller* ou *Talbot* considera o diâmetro máximo do agregado (D) similar a abertura da peneira ao qual passa 100% do material. Assim, o diâmetro nominal máximo é o correspondente a abertura da peneira que ficam retidos até 10% do material, semelhante ao diâmetro máximo estabelecido pela normativa francesa.

Na Figura 3.5 são demonstradas a Curva Teórica, as Curvas das misturas BBDr 0/10 mm, BBM 0/10 mm, EME 0/20 mm e a Curva BBSG 0/14mm - Classe 3 praticada pela empresa Trabet.

Figura 3.5—Comparação da curva teórica com alguns tipos de misturas asfálticas francesas.



Fonte: Adaptado, Trabet (2007).

Os marcadores decada curva representam as peneiras utilizadas. Verifica-se que as séries de peneiras que compõem as curvas diferem entre si, entretanto as curvas resultantes são muito próximas, distando relativamente apenas nas peneiras de abertura de 9,5mm (9% de diferença) e de 12,5mm (10,73% de diferença) conforme mencionado por Siroma (2018) em seu estudo.

De acordo com os dados da curva granulométrica da mistura tipo BBSG 0/14 mm, obtidos através do Manuel LPC, 2007, pode-se constatar que a graduação de partida (Tabela 3.3) sugerida para este tipo de concreto asfáltico se assemelha com a curva teórica obtida através do Método Racional, conforme já visto na Figura 3.5. Com base nas diferenças entre as curvas, é importante frisar que a curva de partida é apenas uma recomendação inicial, baseada no tamanho dos granulares previstos a serem incorporados na mistura asfáltica.

Tabela 3.3 – Curva granulométrica da mistura tipo BBSG 0/14 mm.

Abertura (mm)	Porcentagem Passante (%)		
	Limite mínimo	Pontos Visados	Limite Máximo
14,0	90,00	97,0	100,00
10,0	-	78,0	-
6,3	47,00	52,0	58,00
4,0	-	47,0	-
2,0	25,00	31,0	35,00
0,063	6,30	6,7	7,20

Fonte: Manuel LPC (2007).

Conforme o Manuel LPC, 2007, os valores referentes à curva granulométrica mistura tipo BBSG 0/14 mm apontados na Tabela 3.3, indicam percentagens usuais de materiais passantes em peneiras específicas para compor a mistura. Como pode-se perceber, as normativas francesas não fixam rigorosamente as curvas granulométricas de um determinado tipo de mistura asfáltica, logo, conforme citado por Barra (2009), as frações da composição granulométrica dos minerais é de livre escolha do projetista.

Lembrando que a metodologia francesa define como diâmetro máximo ( $D_{m\acute{a}x}$ ) de uma composição granulométrica, aquele correspondente à abertura da peneira em que pode ficar retida até 10% do total de granulares (MANUEL LPC, 2007), conforme pode ser observado na Tabela 3.3, estando este critério em consonância com o adotado pelo DNIT (2006), apenas com uma pequena diferença quanto à percentagem, que é de 5,0% para este último.

De acordo com o mesmo autor, observa-se que apesar da curva de partida BBSG apresentar uma descontinuidade no ponto visado referente à abertura de peneira 6,3mm, nota-se que os pontos ao longo de sua trajetória são muito próximos em comparação ao das curvas teórica.

Assim, Barra (2009) aponta que, caso seja ajustado o ponto de descontinuidade para o seu limite máximo, juntamente com uma redução de 2,0% do valor do ponto visado correspondente à abertura de peneira 4,0mm (de 47% para 45%), a curva de partida BBSG além de se tornar contínua em toda a sua trajetória, ficará mais próxima dos pontos das curvas teóricas.



## 4 NOÇÕES GERAIS DO PROCESSO DE OBTENÇÃO DA CINZA

Este capítulo apresenta considerações sobre o cenário regional, nacional e internacional referente ao consumo de carvão mineral, bem como o processo de formação das cinzas e suas características químicas e físicas.

### 4.1 CENÁRIO NACIONAL E INTERNACIONAL

A participação na matriz energética mundial, segundo BP (2019), o carvão é atualmente responsável por 27% de todo o consumo mundial de energia. No âmbito mundial, apesar dos graves impactos sobre o meio ambiente, o carvão ainda é uma importante fonte de energia. As principais razões para isso são a abundância e distribuição geográfica das reservas, além dos baixos custos e estabilidade nos preços, em comparação a outros combustíveis (ANEEL, 2005).

O carvão mineral é o mais abundante dos combustíveis fósseis, com reservas ultrapassando a ordem de 1 trilhão de toneladas, o suficiente para atender à demanda atual por mais de cento e trinta anos, como demonstrado na Tabela 4.1 e Figura 4.1

Tabela 4.1 – Reservas, produção e consumo de carvão mineral no mundo.

Países	Reservas		Produção		Consumo		R/P**
	10 <sup>6</sup> t	Part.*	10 <sup>6</sup> t	Part.*	10 <sup>6</sup> t	Part.*	Anos
<b>América do Norte</b>	258.012,0	24,5%	400,7	10,2%	343,3	9,1%	342,00
<b>América do Sul e Central</b>	14.016,0	1,3%	60,4	1,5%	36,0	1,0%	158,0
<b>Europa e antiga URSS</b>	134.593,0	12,8%	170,0	4,3%	307,1	8,2%	215,0
<b>África e Oriente Médio</b>	14.420,0	1,4%	155,8	4,0%	101,4	2,7%	53,00
<b>Ásia (Pacífico)</b>	444.888,0	42,2%	2.853,10	72,9%	2.841,3	75,5%	79,0
<b>CIS***</b>	188.853,0	17,9%	276,0	7,0%	134,9	3,6%	329,0
<b>Total</b>	1.054.782,0	100,0%	3.916,0	100,0%	3.764,0	100,0%	132,0
<b>Brasil</b>	6.596,0	0,6%	1,20	-----	15,9	0,4%	> 500

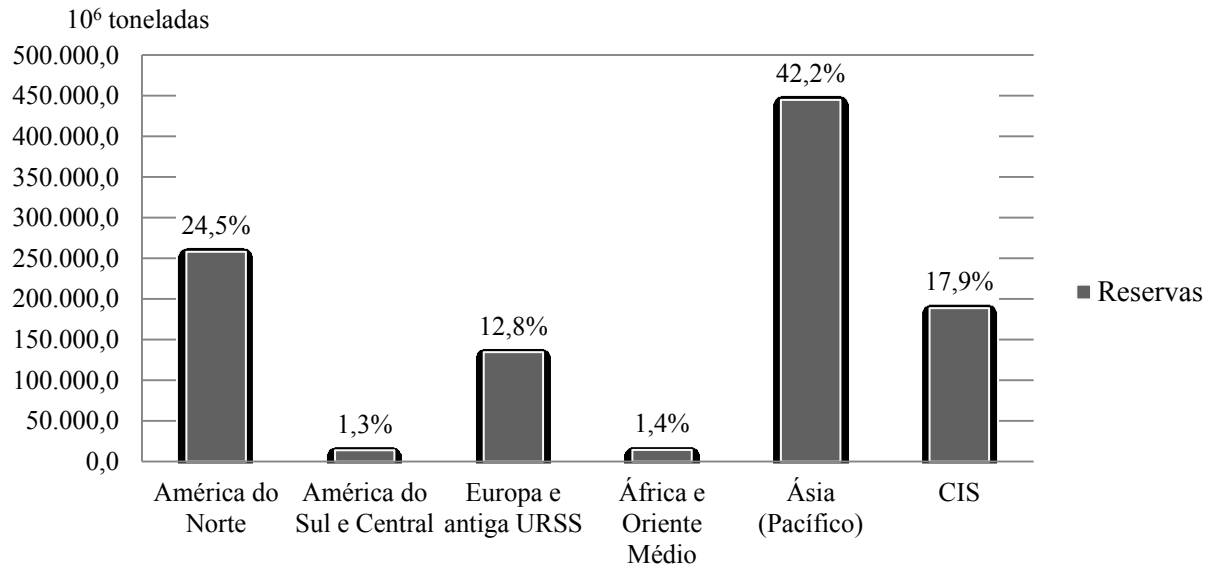
(\*) Participação em relação ao total

(\*\*) Tempo que as reservas durariam, sem novas descobertas e com o nível de produção de 2018.

(\*\*\*) Comunidade de Estados Independentes (Cazaquistão, Federação Russa, Uzbequistão).

Fonte: Adaptado, BP Statistical review of world energy (2019).

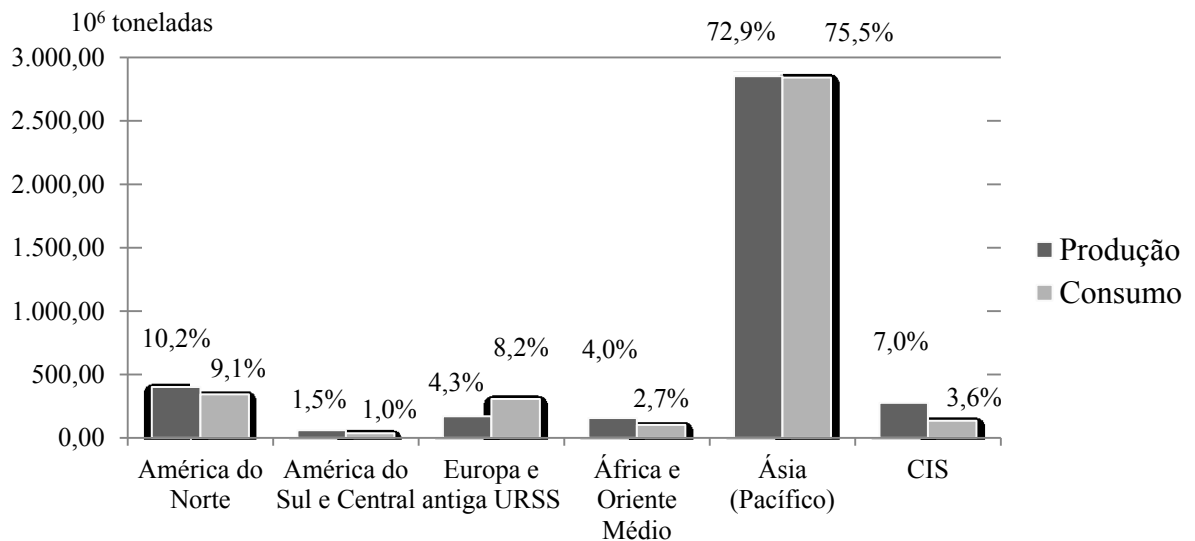
Figura 4.1 – Reservas mundiais de carvão mineral, situação em 2018.



Fonte: Adaptado, BP Statistical review of world energy (2019).

De acordo com os dados da BP, no final de 2018, as reservas nacionais de carvão giravam em torno de 6 bilhões de toneladas, o que corresponde a mais de 47% das reservas sul-americanas e 0,6% das reservas mundiais.

Figura 4.2–Produção e consumo mundial de carvão mineral em 2018.



Fonte: Adaptado, BP Statistical review of world energy (2019).

Conforme a pesquisa, a produção nacional perante a participação sul-americana de carvão mineral encontra-se em de 2,0% e o consumo do mesmo é de aproximadamente 15,9 milhões de toneladas, o que corresponde 44,2% das reservas sul-americanas e a 0,4% das reservas mundiais.

Abundância das reservas e o desenvolvimento de tecnologias de limpeza e combustão eficiente, conjugadas à necessidade de expansão dos sistemas elétricos e restrições ao uso de outras fontes, indicam que o carvão mineral continuará sendo, por muitas décadas, uma das principais fontes de geração de energia elétrica no Brasil.

#### 4.2 CENÁRIO REGIONAL: IMPORTÂNCIA PARA O DESENVOLVIMENTO DA REGIÃO CARBONÍFERA DE SANTA CATARINA

A exploração de carvão mineral no estado aconteceu de forma bastante impactante. A atividade carbonífera desenvolvida, principalmente a partir de 1913, foi sem dúvida, um grande marco econômico e social para a história da região carbonífera, pois não só criou vagas de emprego fixo, como atraiu um grande contingente de mão de obra, pessoas que vieram do litoral e de regiões próximas da serra, um lugar onde não havia infraestrutura para receber tantas pessoas. A população praticamente triplicou entre as décadas de 1940 e 1950, o que acarretou num problema social. O aglomerado de pessoas, juntamente com a poluição do carvão, causou a escassez de água potável e a falta de saneamento básico, o que motivou o surgimento e proliferação de diversas doenças. Os impactos causam diversos problemas no ambiente e no homem. A ação que agride a natureza, sobre o carvão, é constante e duradoura como seus resultados: degradação ambiental, doenças respiratórias, chuva ácida, contaminação do solo, águas poluídas, resíduos tóxicos lançados na atmosfera (PINHEIRO, 2012).

Atualmente, apesar de sua importância econômica e social, a mineração de carvão ainda tem causado danos ambientais significativos no meio antrópico, biótico e físico. Durante os processos de lavra e beneficiamento, são gerados volumes consideráveis de rejeito.

Nesse contexto, a motivação deste estudo é trazer uma solução para utilização do resíduo gerado, diante do cenário internacional, nacional e regional e tendo em vista que a região carbonífera de Santa Catarina é uma das áreas brasileiras que apresenta um dos

maiores quadros de degradação ambiental gerada pela mineração, com um elevado passivo ambiental.

#### 4.3 PRODUÇÃO DAS CINZAS A PARTIR DO CARVÃO MINERAL

O crescente desenvolvimento social e industrial da sociedade tem provocado o aumento do consumo de energia elétrica. Para suprir essa maior demanda, novas fontes e sobre tudo novos projetos de usinas geradoras estão previstos e, dentre estes, têm-se as termelétricas a carvão, que produzem energia por meio da queima do carvão mineral nas caldeiras de combustão (BROLESI, 2013).

O carvão é uma complexa e variada mistura de componentes orgânicos sólidos, fossilizados ao longo de milhões de anos, como ocorre com todos os combustíveis fósseis. Sua qualidade, determinada pelo conteúdo de carbono, varia de acordo com o tipo e o estágio dos componentes orgânicos (ANEEL, 2005).

Segundo Ward (1984), os dois métodos mais comuns para queimar carvão combustível para produção de eletricidade são a injeção de carvão pulverizado e a combustão de carvão sólido em leito sobre esteira.

No método de injeção de carvão pulverizado, carvão pulverizado e ar são injetados em um forno através de queimadores especializados. O carvão precisa estar em uma granulometria em que 70-80% das partículas passem por uma peneira de 200 mesh (diâmetro  $< 75 \mu\text{m}$ ). Com este tamanho as partículas do *feed coal* apresentam grande superfície específica, o que permite uma combustão rápida. As usinas de Candiota, Charqueadas e Jorge Lacerda utilizam este método (BROWN, 2011).

As cinzas provenientes das usinas termelétricas, que utilizam o carvão mineral como combustível, têm composição sílica-aluminosa e resultam da combustão do carvão pulverizado a altas temperaturas no interior das caldeiras, produzindo o vapor aquecido que atuará na geração de energia elétrica (USMEN *et al.*, 1983).

No interior das caldeiras, a existência de diferentes zonas de temperaturas faz com que as partículas do carvão pulverizado apresentem, após a queima, características diferentes, resultando em frações de cinzas com características físicas, químicas, mineralógicas e

microestruturais distintas, sendo possível classificar as cinzas em dois tipos: leves (*fly ash*) e pesadas (*bottom ash*) (LEANDRO, 2005).

Após a combustão do carvão em caldeiras, as cinzas leves (*Fly ash*) constituídas de partículas muito finas, entram no fluxo com os gases de combustão, sendo coletados por precipitadores eletrostáticos. O restante das cinzas (*Bottom ash*) são consideradas pesadas, devido ao maior diâmetro de suas partículas, logo não são emitidas para a atmosfera e ficam depositadas no fundo da caldeira, sendo retiradas através de um fluxo de água.

Cinzas de carvão são resíduos sólidos gerados após a queima do carvão mineral em usinas termelétricas. São, portanto, os materiais remanescentes após a eliminação dos compostos voláteis presentes no carvão durante a queima (IZIDORO, 2013).

#### 4.3.1 Processo de formação das cinzas

Os mecanismos de formação das partículas de cinzas residuais dependem do combustível e da ocorrência de compostos que formam cinzas no combustível. As partículas minerais, muitas vezes abundantes em carvões de alta classificação, geralmente se fundem dentro e na superfície das partículas de carvão. Isto resulta em partículas de cinzas com uma vasta gama de composições dependendo das composições das partículas minerais parentes. Alguns minerais tendem a evitar a coalescência no carvão e, conseqüentemente, sua composição permanece praticamente inalterada ao longo do processo de combustão, resultando em partículas de cinzas com composições semelhantes às partículas minerais parentais. A existência destas partículas de cinzas, no entanto, depende também das características do combustível e das condições de combustão, e temperatura (LIND, 1999).

Rohde *et al.* (2006) afirmam que a matéria prima obtida pela combustão direta do carvão é constituída por duas frações intimamente misturadas, uma orgânica (material volátil mais carbono fixo) e uma fração mineral (argilas, quartzo, piritas, carbonatos, etc.). Pela ação do calor a fração orgânica gera elementos voláteis e coque, enquanto a fração mineral se transforma em cinza com uma mineralogia modificada, tendo em vista, a perda de água das argilas, de composição dos carbonatos, oxidação dos sulfetos, etc.

### 4.3.2 Caracterização das cinzas

As propriedades físico-químicas das cinzas oriundas da combustão do carvão mineral em usinas termelétricas são influenciadas por diversos fatores, tais como a composição do carvão; grau de beneficiamento e moagem do carvão; tipo, projeto e operação da caldeira; sistema de extração e manuseio das cinzas. Devido a estes fatores, as cinzas apresentarão variação na sua composição e propriedades físico-químicas, não só de usina para usina, mas de caldeira para caldeira na mesma usina e até numa mesma caldeira em tempos diferentes. (GOETHE, 1990 *apud* CAMARA, 2011).

#### 4.3.2.1 Características químicas das cinzas

Para análise das características das cinzas (*Fly ash e Bottom ash*) no desenvolvimento desta dissertação, foi realizada uma parceria técnica entre o Centro Tecnológico da SATC (CT-SATC), pertencente à Associação Beneficente da Indústria Carbonífera de Santa Catarina (SATC), e o Programa de Pós-Graduação em Engenharia e Ciências Mecânicas (Pós-ECM) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), tendo como base, estudos já desenvolvidos pela SATC em relação às aplicações das cinzas.

No centro tecnológico, foram determinadas as composições químicas em termos de elementos majoritários, das cinzas Fly e Bottom, bem como a composição química do Pó de pedra, também utilizado nessa pesquisa, utilizando um equipamento de Espectrometria de Fluorescência de Raios X por Energia Dispersiva (FRX), modelo EDX 7000 da marca Shimadzu.

As amostras inicialmente foram submetidas ao teste de perda ao fogo (PF), seguindo a norma ASTM D7348-07, a fim de se eliminar os materiais orgânicos e água de constituição presentes no material. Após a realização da PF, as amostras foram moídas e prensadas em forma de pastilhas, para posterior realização na análise química.

As Tabelas 4.2 e 4.3, apresentam as composições químicas das cinzas, nas quais as principais diferenças na composição das cinzas sem qualquer tratamento estão nos conteúdos de Al, Si, Fe e perda ao fogo (PF). Dentre estes, a maior diferença está na concentração de material incombusto contido nas cinzas de fundo, determinada por PF.

Tabela 4.2 – Composição química majoritária das cinzas Fly ash.

<b>Componentes</b>	<b>Fly Ash (% massa)</b>
SiO <sub>2</sub>	60,258
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	19,865
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,214
K <sub>2</sub> O	4,600
CaO	2,874
TiO <sub>2</sub>	1,603
SO <sub>3</sub>	0,806
ZrO <sub>2</sub>	0,102
V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,089
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,077
ZnO	0,073
MnO	0,040
Rb <sub>2</sub> O	0,028
SrO	0,027
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,020
PbO	0,017
NaO <sub>2</sub>	0,673
Perda ao fogo	1,634

Fonte: Autor (2019).

Tabela 4.3 – Composição química majoritária das cinzas Bottom ash.

<b>Componentes</b>	<b>Bottom Ash (% massa)</b>
SiO <sub>2</sub>	58,911
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	19,624
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	6,999
K <sub>2</sub> O	4,298
CaO	1,785
TiO <sub>2</sub>	1,539
MgO	0,609
SO <sub>3</sub>	0,217
ZrO <sub>2</sub>	0,126
V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,086
ZnO	0,044
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,041
MnO	0,035
Rb <sub>2</sub> O	0,028
SrO	0,027
PbO	0,008
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,018
Na <sub>2</sub> O	0,857
Perda ao fogo	4,747

Fonte: Autor (2019).

Os elementos que se apresentaram com em abundância e que são denominados componentes maiores são: Sílica (SiO<sub>2</sub>), Alumina (Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), Óxido de Ferro (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>), Óxido de Cálcio (CaO) e Carbono (C). Porém, existem outros elementos, denominados elementos-traços, como por exemplo Zinco, Cobre, Cromo, Chumbo, Mercúrio, Fósforo, etc., que são responsáveis pelo potencial tóxico da cinza. Essa predominância de óxido de silício e alumínio é que confere o caráter pozolânico, enquanto que a estrutura amorfa da cinza facilita a solubilização da sílica e alumínio para que possa reagir com o óxido de cálcio livre. As características químicas das cinzas estão ligadas ao tipo de carbono que as originou e as transformações que ocorrem conforme a temperatura de queima, portanto, trata-se de um produto bastante heterogêneo (MALLMANN, 1996).

A heterogeneidade morfológica, mineralógica e química das cinzas reflete na variação da massa específica real dos grãos. Segundo Andrade (1986), as cinzas podem



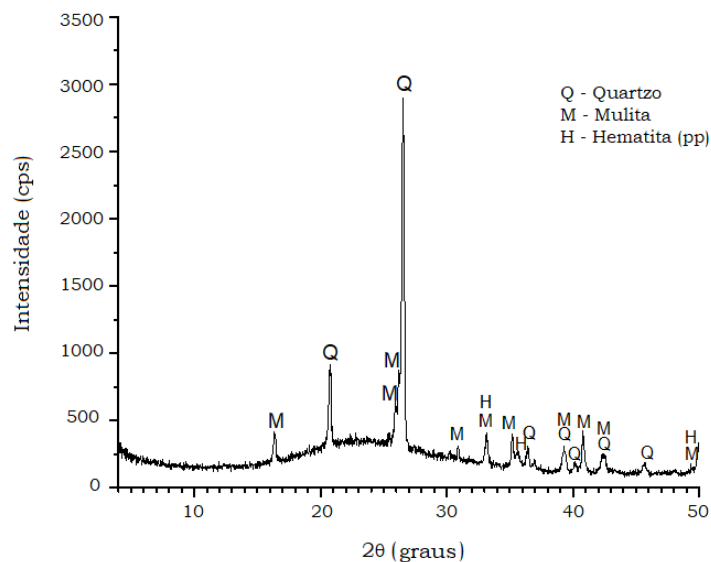
apresentar frações com densidade menor do que  $10 \text{ kN/m}^3$  e maior que  $28,8 \text{ kN/m}^3$ . As mais baixas densidades foram atribuídas à presença de cenosfera e/ou plenosfera e as mais altas ao baixo teor de sílica e alto conteúdo de material cristalino (mulita) e magnético (hematita e magnetita). Mallmann (1996) demonstra em sua pesquisa que as cinzas de Candiota mostram valores baixos de densidade, indicando presença de matéria orgânica na cinza pesada e a presença de partículas ocas (cenosfera e plenosfera) em ambas.

A composição mineralógica das cinzas volantes é apresentada na Tabela 4.2. e a quantificação das fases, determinada pelo método de Rietveld, é demonstrada na Tabela 4.4. Os resultados para as cinzas de fundo são apresentados na Tabela 4.3. e na Tabela 4.5.

As composições mineralógicas das amostras foram determinadas com o auxílio de um difratômetro de raios-X modelo MP1880 da marca Philips e a quantificação foram realizadas pelo método de Rietveld.

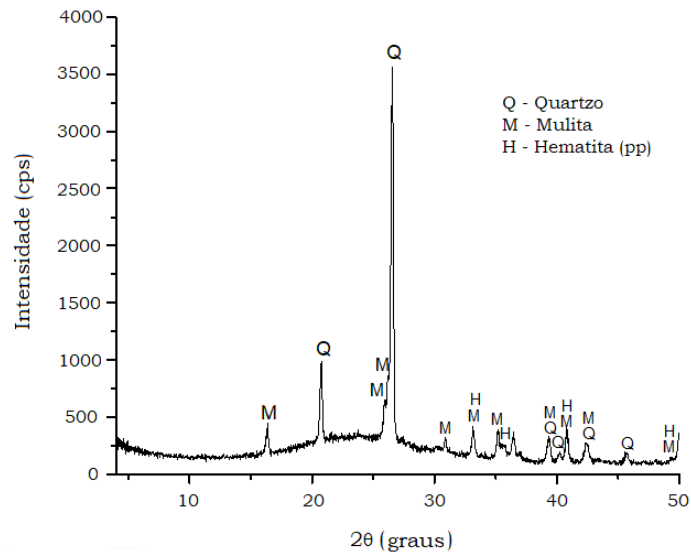
Em ambos os materiais se observa a presença de duas fases típicas presentes em diversas cinzas provenientes da queima de carvão mineral, quartzo e mulita.

Figura 4.3–Curva de DRX das cinzas (*Fly ash*).



Fonte: Autor (2019).

Figura 4.4—Curva de DRX das cinzas (*Bottom ash*).



Fonte: Autor (2019).

Nos gráficos das figuras 4.3 e 4.4, as quantidades percentuais apresentadas são estimadas pelo software, tendo como base as alturas relativas de pico das cartas padrão. Além disso, é apresentada uma base de 100 %, não sendo levados em consideração materiais que estejam na forma amorfa. No gráfico, pp significa possível presença.

O conteúdo de materiais cristalinos é equivalente em ambas as cinzas, porém para as cinzas volantes o conteúdo de Mulita é maior e o conteúdo de Quartzo é menor.

A mulita presente nas cinzas é resultante das reações que ocorrem durante a combustão do carvão. O quartzo, por sua vez, está presente no carvão precursor e não funde nas condições de queima nas usinas termelétricas. A presença de hematita e magnetita nas cinzas é decorrente da oxidação de sulfetos de ferro na forma de pirita, normalmente presente no marcassita e pirrotita presentes no carvão queimado (ROHDE *et al.*, 2006).

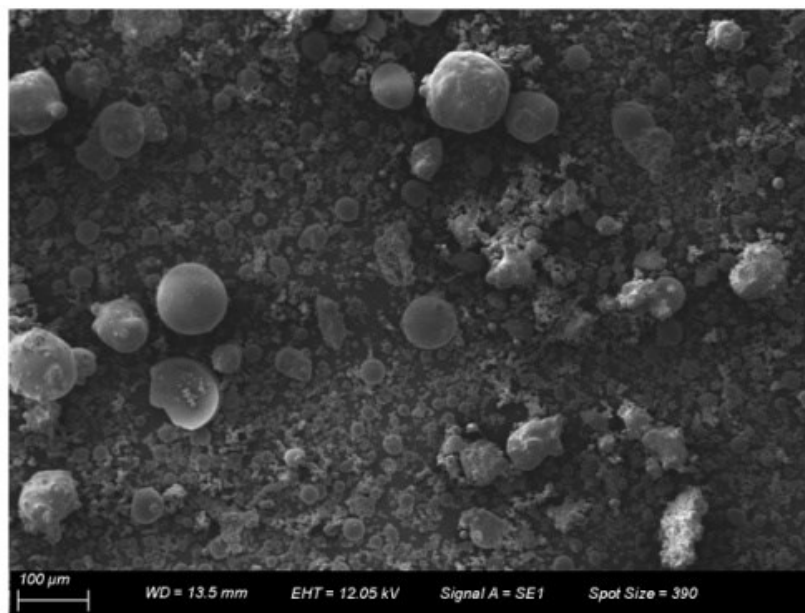
As principais diferenças encontradas na análise mineralógica são referentes à presença de Fe na forma de Hematita nas cinzas volantes, enquanto que este mesmo elemento se apresenta na forma de Magnetita nas cinzas de fundo (AQUINO *et al.*, 2017).

#### 4.3.2.2 Características físicas das cinzas

Aquino *et al.* (2017) no CTCL, analisou as morfologias das amostras com o auxílio de um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) modelo EVO MA10 da marca Zeiss e as áreas superficiais e as estruturas de poros foram determinadas pelo modelo BET com o auxílio do equipamento Autosorb 1 da marca Quantachrome Instruments.

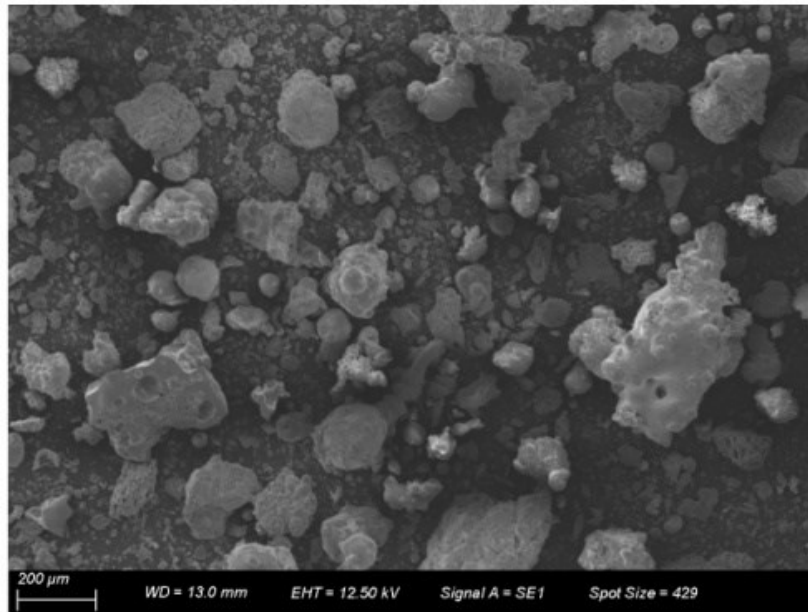
Nas Figuras 4.5 e 4.6 são mostradas imagens de MEV das cinzas volantes e de fundo, respectivamente. Pode-se perceber que as cinzas volantes apresentam mais partículas com formato esférico, enquanto as cinzas de fundo possuem uma morfologia mais indefinida, mais aproximada à subangular.

Figura 4.5–Morfologia das cinzas (*Fly ash*).



Fonte: Aquino *et al.* (2017).

Figura 4.6–Morfologia das cinzas (*Bottom ash*).



Fonte: Aquino *et al.* (2017).

De acordo com Mainganye *et al.* (2013), a maior esfericidade nas partículas das cinzas volantes pode ser atribuída ao recobrimento das mesmas por uma camada amorfa formada pelo resfriamento relativamente brusco após o processo de combustão.

Os argilominerais fundidos dão origem a partículas vítreas, ricas em inclusões gasosas, de aspecto esponjoso (estrutura vesicular) (Figura 4.7). Na chama de mistura oxigênio-gás de carvão, as partículas tendem à formação de esferas vítreas. Este fato indica o papel importante da temperatura no desenvolvimento da morfologia das partículas originárias dos argilominerais fundidos: as formas do aspecto esponjoso são decorrentes das condições de temperatura mais baixas e as formas esféricas indicam condições de temperatura mais altas (WAT e THORNE, 1965).

Figura 4.7–Aspecto esponjoso da cinza.



Fonte: Autor (2019).

Devido às altas temperaturas, as partículas tendem a tomar a forma arredondada, enquanto exposições limitadas à baixa temperatura provocam um menor grau de arredondamento, sendo que as frações mais finas são ricas em partículas esféricas (NARDI, 1988).

O estudo desenvolvido por Kihara (1983) detalha como ocorre a formação microestrutural das cinzas, sendo:

“A ankerita,  $\text{Ca}(\text{Mg}, \text{Fe}) (\text{CO}_3)_2$ , origina esferas opacas não magnéticas, de matriz vítrea com cal livre ( $\text{CaO}$ ), periclásio ( $\text{MgO}$ ) e, possivelmente, ferrita de cálcio e magnésio, WATT & THORNE (1965). O ferrito de cálcio ( $2\text{CaO}.\text{Fe}_2\text{O}_3$ ) é o principal componente, não magnético, de ferro das cinzas. SIMON & JEFFERY (1960), de lignito sendo, todavia, muito raro nas cinzas sílico-aluminosas dos carvões.

A pirita dá origem a esferas opacas e magnéticas, semelhantes àquelas encontradas em cinzas volantes industriais, constituindo-se de magnetita e hematita microcristalina WATT & THORNE (1965).

Os silicatos ferromagnesianos formam esferas vítreas coloridas (castanho e preto), segundo o grau de oxidação e teor de óxido de ferro.

A frequência e existência das fases vítreas e cristalizadas dependem, essencialmente, da natureza e frequência dos minerais associados ao carvão.

As feições microestruturais das partículas de cinza dependem das condições de calcinação e das características dos grãos individuais de carvão.

As condições de injeção do ar nos maçaricos, a finura e a umidade do carvão são fatores importantes na combustão do carvão. A otimização desses fatores favorece condições de temperaturas mais altas, facilitando a fusão e a homogeneização química das partículas. Partículas de cinzas com pequeno grau de arredondamento sugerem exposição limitada às altas temperatura e, partículas arredondadas mais grosseiras, com estrutura vesicular, indicam condições de temperatura mais altas ou maior tempo de permanência na zona de combustão (RAASK, 1980).

O processo de formação das partículas esféricas ocorre em condições especiais, a temperaturas altas, próximas a 1400°C e é governado pela viscosidade e tensão superficial da fase silicática fundida, RAASK (1980). Partículas sílico-aluminosas, com impregnações de carvão, sofrem na chama um processo de microcombustão local, favorecendo a formação de esferas. As frações mais finas da cinza são ricas em partículas esféricas vítreas.

A composição mineralógica e química das partículas também influencia na morfologia, natureza e coloração das cinzas. A presença de minerais ricos em óxidos fundentes (álcalis, ferro e magnésio) influi na viscosidade e fusibilidade das cinzas, como também, a presença de partículas finas carbonosas ou de óxidos pigmentários (ferro, manganês e titânio) em variadas condições de oxidação influem na coloração das partículas de cinzas”.

De modo geral, cinzas são minerais alumino-silicatos constituídos pelas fases amorfa e cristalina. A fase amorfa constitui-se de um pó de partículas finas com propriedades pozolânicas, composto principalmente por partículas vítreas e esféricas (QUEROL *et al.*, 2002).

A reatividade de uma pozolana é indicada pelo grau de combinabilidade da pozolana com a cal. Nas cinzas volantes, a fase vítrea é o componente ativo da pozolana e a sua reatividade com cal, de desenvolvimento lento, é evidenciada pelo aspecto corroído dos grãos e pelo desenvolvimento e intercrescimento cristalino das fases hidratadas, produtos da reação entre cal e vidro (KIHARA, 1983).

Como já mencionado anteriormente, as cinzas são materiais complexos e heterogêneos, de difícil estudo, cujas características de sua composição e microestruturas dependem, essencialmente, das condições de combustão e características do carvão mineral

utilizado. Com base nisso, as Tabelas 4.4. e 4.5, demonstram a composição mineralógica das cinzas Fly e Bottom.

Tabela 4.4 – Composição mineralógica das Fly ash.

<b>Fase</b>	<b>Espécie</b>	<b>% Mássico</b>
<b>Amorfa</b>	-	74
<b>Cristalina</b>	Quartzo	9
	Hematita	1
	Mulita	16

Fonte: Aquino *et al.* (2017).

Tabela 4.5 – Composição mineralógica das Bottom ash.

<b>Fase</b>	<b>Espécie</b>	<b>% Mássico</b>
<b>Amorfa</b>	-	75
<b>Cristalina</b>	Quartzo	12
	Magnetita	2
	Mulita	11

Fonte: Aquino *et al.* (2017).

Segundo ANDRADE (1986), um aspecto importante é o caráter vítreo (estrutura amorfa) da maioria das partículas. É de concordância geral que, em média, 70% ou mais das cinzas volantes não apresentam característica cristalina e que sua composição química, expressa em óxidos, é predominante  $\text{SiO}_2$  e  $\text{Al}_2\text{O}_3$ , como demonstrado nas Tabelas 4.2. e 4.3.

A mulita constitui uma das principais fases cristalizadas e tem importante papel, juntamente com o quartzo, na qualidade da pozolana. Kovacs (1974), em estudos microscópicos de varredura, verificou que após seis meses de hidratação, as partículas de cinzas volantes mais reativas, eram aquelas que continham inclusões de quartzo e mulita e não as totalmente vítreas. Nas cinzas, a mulita ocorre como inclusões aciculares na fase vítrea, à semelhança das agulhas de rutilo em quartzo. Sua gênese é decorrente das reações de mulitização da caulinita, quando do processo de combustão do carvão (KIHARA, 1983).

Ainda de acordo com mesmo autor, o quartzo é um mineral associado ao carvão, de origem detrítica e infusível nas condições de calcinação das termelétricas. Em condições de mais alta temperatura transforma-se em cristobalita. Normalmente ocorre sob a forma

angulosa e individualizada, embora sua ocorrência como inclusão possa também ser observada. A magnetita e a hematita têm origem, principalmente, a partir de sulfetos de ferro na forma de pirita, marcassita e pirrotita. Ocorrem normalmente sob forma de opacos magnéticos esféricos ou como inclusões esféricas, regulares e irregulares na fase vítrea. Estão intimamente associados sob forma de grãos esféricos, sendo pouco comum observá-los individualizados.

Considerando as características mineralógicas, de uma forma geral, as cinzas volantes são constituídas, predominantemente, de material vítreo de natureza sílico-aluminosa e em menor proporção de compostos cristalizados. A morfologia das partículas varia de acordo com as condições de queima, portanto as cinzas volantes, provenientes da combustão de carvão pulverizado contém predominantemente partículas esféricas com pequenas quantidades de cenosferas e de partículas irregulares (ROHDE *et al.*, 2006).

Na Tabela 4.6 são apresentadas as propriedades de poros das cinzas e suas áreas superficiais, na qual é possível comprovar que ambas as cinzas apresentaram valores baixos de volume de poros e área superficial específica.

Tabela 4.6 – Propriedades dos poros das cinzas estudadas.

<b>Material</b>	<b>Diâmetro médio de poros (Å)</b>	<b>Volume total de poros (cm<sup>3</sup> g)</b>	<b>Área superficial específica (m<sup>2</sup>/g)</b>
<b>Fly ash</b>	87,24	0,00317	6,311
<b>Bottom ash</b>	88,44	0,01395	1,454

Fonte: Autor (2019).

#### 4.3.3 Cinzas leves (Fly ash)

Em geral, no processo de queima do carvão, as cinzas volantes, devido à baixa densidade, flutuam até as chaminés, onde são coletadas mecanicamente por precipitadores eletrostáticos ou outro tipo de mecanismo que venha ser utilizado com este fim, e em seguida sofrem um processo de resfriamento e com o auxílio de equipamentos pneumáticos são transportados até os silos de armazenagem. Neste momento, como grande parte das cinzas volantes no Brasil já é destinada a reutilização de diversas formas, parte das cinzas são separadas para a realização de análise de parâmetros físicos e químicos, com a finalidade de determinar a variação de tais propriedades e conferir o enquadramento dentre dos requisitos aplicáveis (CAMARA, 2011).



Considerando as características mineralógicas, de uma forma geral, as cinzas volantes, constituem-se predominantemente, de material vítreo de natureza sílico-aluminosa e em menor proporção de compostos cristalizados. A morfologia das partículas varia de acordo com as condições de queima; portanto as cinzas volantes provenientes da combustão de carvão pulverizado contêm predominantemente partículas esféricas com pequenas quantidades de cenosferas e de partículas irregulares (ROHDE *et al.*, 2006).

#### 4.3.4 Cinzas pesadas (Bottom ash)

No processo de queima do carvão mineral, as cinzas de fundo, resíduos sólidos, são coletadas em um recipiente preenchido com água, posicionado embaixo da câmara de combustão. Quando é atingida uma quantidade suficiente de cinza pesada no recipiente, com o auxílio de um jato de água de alta pressão, é retirado e conduzido por canal de limpeza para tanques de disposição ou bacias de decantação para a diminuição da elevada umidade (NARDI, 1998 *apud* FARIAS, 2005).

A variação da granulometria das cinzas de fundo é grande, entretanto, na maioria dos casos revelam características granulares, com grande parte dos grãos da fração areia e silte e baixos teores de argila, além de serem materiais não plásticos e não coesivos. Do ponto de vista mineralógico, essa cinza é constituída por uma fase vítrea sílico-aluminosa e associada a carbono na fase amorfa. Quanto às características morfológicas, são apresentados quatro tipos principais: partículas transparentes arredondadas e irregulares, partículas opacas angulosas a subangulosas e de forma esféricas (ROHDE, 2006).

#### 4.4 PROBLEMÁTICA DOS RESÍDUOS DA QUEIMA DO CARVÃO

O beneficiamento do carvão gera rejeitos sólidos, que também são depositados no local das atividades, criando extensas áreas cobertas de material líquido, as quais são lançadas em barragens de rejeito ou diretamente em cursos de água. Grande parte das águas de bacias hidrográficas circunvizinhas é afetada pelo acúmulo de materiais poluentes (pirita, siltito e folhelhos) (ANEEL, 2005).

No Brasil, a região Sul é a que apresenta maiores transtornos relacionados ao impacto da extração de carvão. As cidades de Siderópolis e Criciúma estão entre as que apresentam graves problemas socioambientais. Tendo ciência do problema ambiental, fica evidente a preocupação com o destino desse resíduo.

Ao contrário do que acontece com a cinza leve, a cinza pesada tem tido pouca utilização, ficando depositada a céu aberto em grandes bacias de sedimentação. As poucas pesquisas desenvolvidas no país buscando o emprego mais nobre da cinza pesada estão voltadas para a fabricação de artefatos de cimento e de concreto (LEANDRO, 2005).

Atualmente resume-se apenas na utilização da cinza volante na fabricação de cimento pozolânico, onde aproximadamente 25 a 30% da cinza volante gerada é consumida.

A maior parte é colocada no meio ambiente de forma muitas vezes inadequada, enquanto em outros países o espectro de utilização é muito mais abrangente, observando que este material cedo ou tarde retorna à natureza.

A descarga destes resíduos não tratados no meio ambiente, não apenas deteriora a qualidade dos serviços do setor ambiental, como também desperdiça uma fonte potencial de recursos. O aproveitamento enfrenta tais desvantagens, mas, em contrapartida contribui com a recuperação dos recursos naturais e, conseqüentemente, reduz o impacto causado no ambiente (POZZOBON, 1999).

Desta maneira, é imprescindível investigar e avaliar novas alternativas de aproveitamento desse material como, por exemplo, no emprego nas misturas asfálticas.

## 5 DEFORMAÇÃO PERMANENTE EM MISTURAS ASFÁLTICAS DENSAS

A deformação permanente, em inglês *rutting* e em francês *orniérage*, também denominada afundamento de trilha de roda, pode ser descrita como uma depressão nas trilhas das rodas com possível ocorrência de uma elevação ao longo das bordas dessa depressão (DOMINGUES, 1993).

A origem da deformação permanente de materiais betuminosos é muitas vezes atribuída à simples deformação do aglutinante betuminoso (ODÉON, 1995; VESTRAETEN, 1995). De acordo com Ahmad (2011), 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 (como em paradas de ônibus e estradas com encostas íngremes), em estradas sujeitas a cargas muito pesadas (plataformas industriais) ou nas áreas de estacionamento.

E em temperaturas elevadas, a viscosidade do ligante tende a diminuir produzindo menos resistência a deformação do pavimento. Assim, a deformação permanente em misturas asfálticas, ocorre principalmente em temperaturas elevadas, em torno de 60°C, onde é percebida a redução da rigidez do ligante asfáltico no revestimento empregado (BORGES, 2014).

Vários pesquisadores, como Heck (2001), Ali (2006), Nguyen (2006) e Sohm (2011), propuseram modelos matemáticos para previsões do comportamento da deformação permanente. No entanto, esses autores afirmam que a deformação permanente é um fenômeno caótico, logo apresenta uma difícil modelagem matemática e por esse motivo ainda é considerado pela metodologia francesa um ensaio de cunho empírico.

### 5.1 CATEGORIAS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Conforme Heck (2001) o termo *orniérage* refere-se geralmente aos fenômenos de deformação permanente avaliados no perfil transversal das estradas, que se manifestam e

crecem sob o efeito do tráfego. A observação de seções transversais de pavimentos de tipos diferentes, fortemente deformados, mostra que os deslocamentos da superfície podem realmente vir de duas fontes: do assentamento das camadas estruturais de materiais não ligados (plataforma de suporte, camadas de base não tratadas) ou da deformação de camadas betuminosas bastante próximas da superfície.

Heck (2001) explica que as deformações por fluência (deformações não estruturais) ocorrem com mais frequência em estruturas de pavimento espessas (*chaussée bitumineuse épaisse*), nas quais essas deformações geralmente são manifestadas com um afundamento de pequeno raio, que consiste na largura das bandas de rolamento.

As deformações estruturais, de acordo com Siroma (2018), ocorrem geralmente em estruturas de pavimento flexível (*chaussée souple*) e são classificadas como grande raio, que engloba cada uma das trilhas de roda.

Além dessas categorias de deformações mencionadas, Moura (2010) aponta uma terceira causa que seria a deformação ocasionada pelo uso. Segundo o autor, trata-se de um defeito menos encontrado nos pavimentos brasileiros, ocorrendo em países de regiões frias onde os pavimentos, devido à neve, são recobertos por uma camada de gelo e os pneus são recobertos por uma corrente ou pinos para melhorar a aderência.

## 5.2 PARAMETROS INFLUENTES NA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

A complexidade do comportamento permanente dos materiais betuminosos decorre da complexidade de sua composição. A formação da deformação permanente de materiais betuminosos é influenciada por vários fatores, dentre os quais estão os fatores de formulação das misturas: a natureza dos componentes, a composição volumétrica da mistura, as interações entre os componentes e os fatores de tensão externos, principalmente temperatura e cargas mecânicas (NGUYEN, 2006).

Antes de serem iniciadas as etapas que avaliarão o comportamento físico e químico, assim como o desempenho mecânico das misturas asfálticas, alguns parâmetros devem ser considerados e escolhidos para a composição das formulações, como: forma e natureza dos agregados, curva granulométrica, tipo de betume e eventuais aditivos ou adições (BARRA *et al.*, 2010).

## 5.2.1 Granulares

### 5.2.1.1 Distribuição granulométrica

A granulometria dos componentes minerais utilizados é um importante parâmetro que influencia fortemente o desempenho da mistura betuminosa. Os estudos experimentais de Grimaux (1977) sobre diferentes taxas de descontinuidade de agregados mostram claramente a influência da granularidade na evolução da deformação. Ao utilizar granularidade contínua, o preenchimento dos vazios entre os grãos é assegurado pelos grãos menores e a mistura tem uma melhor compactação (NGUYEN, 2006).

Para De La Roche (1996), a influência das curvas granulométricas é percebida em função das variações de compacidade que podem gerar nas misturas asfálticas.

Embora pesquisadores relatem que não tenham conclusão geral sobre a influência da granulometria na deformação permanente, Brosseaud (1993) alega que:

- A redução da percentagem de areia 0/2mm de 5% pode reduzir a profundidade da deformação permanente de 15% à 25 % (mantendo o mesmo teor de vazios);
- O aumento de granulares britados melhora sistematicamente a deformação permanente;
- A introdução de uma descontinuidade na granulometria contribui, em geral, para a instabilidade.

### 5.2.1.2 Tamanho, forma e textura

A forma, natureza e tamanho dos grãos afetam o comportamento mecânico das misturas asfálticas (De La ROCHE, 1996; RIVIERE, 1996; MOMM, 1998). O tamanho máximo dos granulares afeta as propriedades dos concretos asfálticos, tanto as características de superfície como as mecânicas.

De acordo com Quintero (2011), o tamanho máximo e a distribuição granulométrica afetam diretamente a compacidade da mistura asfáltica. O bom arranjo entre os grãos é dado pela acomodação das partículas e pela sua gradação. A granulometria influencia o comportamento mecânico dos concretos asfálticos.

No caso da forma e natureza dos agregados, deve-se focar três vertentes: intertravamento da composição granulométrica, maior afinidade ao betume e hidrofobia. A primeira diz respeito à forma e à textura e melhor contribuição para a resistência da mistura quanto mais subangular e rugosa forem às partículas, respectivamente. Para tanto, os blocos oriundos da detonação dos maciços rochosos devem ser submetidos a processos de britagem, após o primeiro estágio, preferencialmente com britadores dotados de sistema rocha contra rocha, que permite a formação de partículas subangulares devido ao choque provocado na movimentação centrífuga do equipamento, rompendo as partículas em suas zonas naturais de falha, logo, não alterando a sanidade e a boa morfologia da partícula finalmente acabada, a partir da não formação de fissuras e lamelas, nesta ordem (BARRA *et al.*, 2010).

Para uma boa resistência à deformação permanente, a textura da superfície do agregado desempenha um papel extremamente importante. Particularmente em camadas mais espessas de asfalto e climas mais quentes, é necessária uma textura de superfície aspera. A forma da partícula também é importante, conforme explicam Uge e Van de Loo (1974), pois as misturas feitas a partir de agregados angulares (obtidas por esmagamento) deformam em menor grau e são mais estáveis do que misturas com a mesma composição e gradação, mas feitas de agregados arredondados (cascalho de rio) (SOUZA *et al.*, 1991).

### 5.2.2 Teor de vazios

O teor de vazios é um dos fatores que tem grande influência na deformação permanente dos concretos asfálticos. Existe um intervalo de teor de vazios, de 3% a 7%, para o qual o material é mais estável (BROSSEAUD *et al.*, 1993). Ainda de acordo com os autores, existe um nível de ótimo de vazios intergranulares cheios com betume para o qual a resistência é obtida pela imobilização do grão sem o efeito da lubrificação pelo betume.

A composição volumétrica dos concretos asfálticos é de importância fundamental para a estabilidade e a durabilidade do pavimento. Em geral, o concreto asfáltico após a compactação não deve ter 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 causaria a perda da estabilidade da mistura. Por outro lado, o teor de vazios não pode ser superior a 8% para garantir a durabilidade (CORTE, *et al.*, 1994).

Mahboub e Little (1988) indicam que maiores conteúdos de asfalto produzindo vazios menores de ar, aumentam o potencial de sulcos. Os autores sugerem que a redução nos vazios de ar como resultado do aumento do teor de asfalto indica que o espaço vazio está sendo preenchido com asfalto. Como resultado, o aumento no teor de asfalto é equivalente à introdução de lubrificantes entre partículas agregadas separadas por uma rede muito apertada de vazios de ar. Este fenômeno faz com que a mistura com o maior teor de asfalto seja mais suscetível à deformação permanente.

Segundo Souza *et al.* (1991), a redução de vazios de ar, até certo ponto, aumenta a resistência da mistura à deformação permanente. No campo, um baixo conteúdo de vazios de ar é geralmente alcançado com maior energia de compactação. Uge e Van de Loo (1974) descobriram que os deslocamentos relativos de partículas minerais que ocorrem quando uma mistura asfáltica é manipulada a alta temperatura (durante o assentamento ou compactação) ou a temperatura moderada, mas sob carga prolongada são da mesma natureza. Portanto, para minimizar a propensão a deformação permanente, eles recomendaram o uso de misturas agressivas - aquelas de trabalhabilidade relativamente baixa - e rolos pesados. Tal combinação deve resultar numa disposição melhorada da composição dos agregados e, assim, num aumento do atrito interno. Misturas duras, completamente compactadas após a colocação, serão muito resistentes à deformação permanente.

### 5.2.3 Tipo e teor de ligante asfáltico

De acordo com Brousseau *et al.* (1993), outro fator importante no comportamento das misturas asfálticas à deformação permanente é o teor de ligante asfáltico. Há alta probabilidade de ocorrência de deformação permanente em misturas ricas em ligante asfálticos. Esse efeito é explicado considerando que o aumento da espessura do filme asfáltico em torno dos agregados distancia as partículas dos agregados e ocasiona um aumento da mobilidade entre elas; esse aumento da lubrificação reduz uma parcela da resistência ao cisalhamento desenvolvida pelo atrito entre os grãos.

O contrário também é observado, pois uma quantidade insuficiente de ligante asfáltico não assegura um bom encobrimento dos granulares. Nesse caso o teor de vazios

tende a aumentar e a estabilidade da mistura asfáltica tende a reduzir, resultando em uma deformação permanente pós-compactação elevada (HECK, 2001).

A natureza do ligante, que influencia as propriedades mecânicas, desempenha um papel importante na resistência à deformação permanente dos materiais betuminosos. A suscetibilidade térmica, que caracteriza o nível de variação das propriedades mecânicas dos materiais betuminosos, especialmente a altas temperaturas, depende estritamente da mesma propriedade do ligante usado: quanto mais o ligante é termicamente suscetível, mais a mistura é sensível. Por outro lado, as propriedades do ligante, juntamente com as dos componentes minerais, influenciam a rigidez e resistência à deformação permanente das misturas betuminosas (NGUYEN, 2006).

Os estudos experimentais realizados por Vanelstraete e Francken (1994) mostraram que o uso de ligantes mais duros e menos sensíveis à temperatura diminui consideravelmente os riscos de deformação, mas podem causar problemas de fragilização da mistura a baixas temperaturas.

#### 5.2.4 Temperatura

Os concretos asfálticos herdam as características viscosas dos cimentos asfálticos, que alteram sua consistência com o aumento da temperatura. No mesmo sentido, o aumento da temperatura ambiente aumenta o risco de ocorrência de deformação permanente (MOMM, 1998).

Segundo De La Roche (1996), a temperatura é um parâmetro fundamental que atua sobre o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas, uma vez que herdam as características viscoelásticas do ligante betuminoso que contêm, constituindo materiais termosuscetíveis, isto é, as suas propriedades dependem da temperatura. Quando as temperaturas são muito baixas, as misturas sob solicitação 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, ocorre a diminuição da viscosidade do ligante betuminoso e, conseqüentemente, da rigidez da mistura, tornando 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 solicitação das cargas, provocando, por exemplo, as deformações permanentes por fluência (De La ROCHE, 1996; GRIMAUX e HIERNAUX, 1977).

Conforme Heck (2001), a elevação da temperatura provoca uma diminuição na viscosidade do ligante facilitando o aparecimento de deformações permanentes nas misturas. Aqui verifica-se a susceptibilidade térmica já amplamente presente e evocada no comportamento reversível. A suscetibilidade térmica varia de acordo com a natureza do ligante e as misturas de asfalto são, obviamente, as mais expostas.

### 5.2.5 Tráfego

Tendo em vista o comportamento viscoelástico das misturas asfálticas, conclui-se que a velocidade de aplicação da carga influenciará no comportamento mecânico desses materiais. A mistura asfáltica quando submetida a um carregamento rápido, possui um comportamento próximo ao elástico, entretanto quando aplicados carregamentos lentos, tende a apresentar um comportamento predominantemente viscoso.

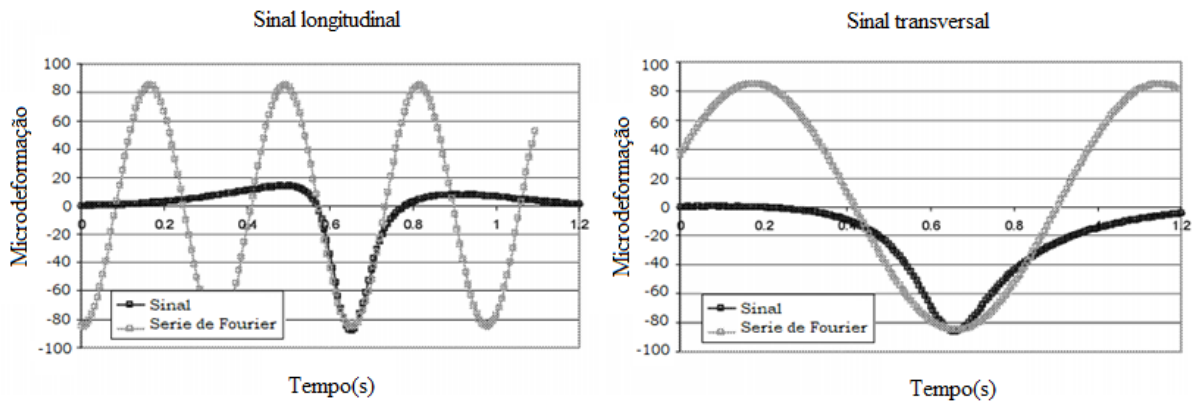
Em testes realizados no LCPC, em Nantes (França), com o auxílio de um medidor de deformação dispostos na fibra inferior da camada do revestimento asfáltico, verificou-se uma alternância de deformações longitudinais de compressão-tração-compressão durante a passagem do eixo solicitante, resultando em um sinal senoidal de deformação (De La ROCHE, 1996).

A aplicação de uma carga rolante induz a deformação de flexão das camadas da estrutura. Esta flexão causa tensões de compressão e tensões de tração na base de camadas de asfalto (DOMEC, 2005). Conforme o autor, na base de uma camada, a amplitude e a frequência da tensão de tração dependem:

- Da posição deste ponto vertical e transversalmente ao centro da carga (PEYRONNE *et al.*, 1991; WILLIAMS *et al.*, 2001);
- Do tipo de roda (roda dupla ou simples) (PEYRONNE, 1980; CAROFF, 1981; VAGILE, 2002);
- Da temperatura (MOUTIER, 1991; TAYELABI *et al.*, 1994);
- Da velocidade de passagem da roda.

A forma do sinal referente ao carregamento cíclico (Figura 5.1) é importante nos ensaios de fadiga, o mesmo encontra-se no domínio da microdeformação, apesar de não ser objeto de estudo da presente pesquisa, podemos observar a influência da velocidade de aplicação do carregamento. De acordo com Perret (2003), a forma geral dos sinais de deformação difere na direção longitudinal ou transversal, na qual as medições são feitas. Para compreender a aparência geral dos sinais, é útil conhecer a deformidade das camadas betuminosas durante a passagem de uma carga de tráfego.

Figura 5.1—Superposição de sinal com curva senoidal de frequência única obtida a partir de velocidades de deformação.

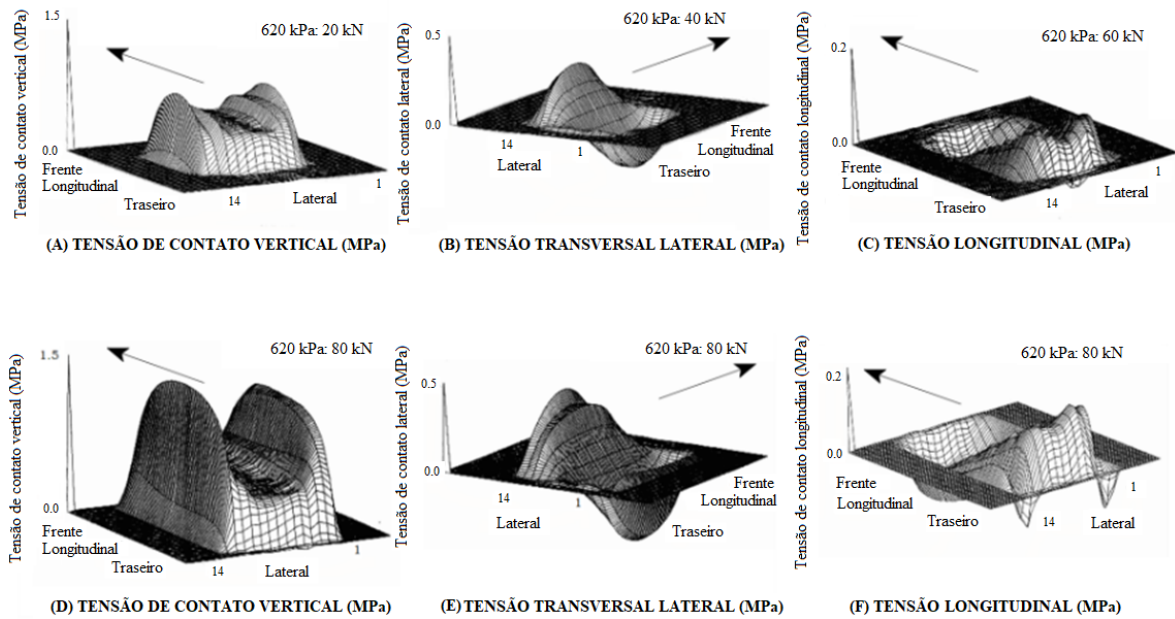


Fonte: Perret (2003).

Segundo Barra (2005), nas regiões de clima quente, como é o caso da área de abrangência dessa pesquisa, há suscetibilidade das misturas asfálticas densas à deformação permanente, principalmente nas rodovias de tráfego intenso e pesado. Contudo, a má distribuição granulométrica das curvas que vêm sendo utilizadas, o fornecimento de um CAP bastante mole (50/60) para as condições climáticas da área de abrangência da pesquisa e camadas subjacentes com baixa capacidade de suporte ou mal compactadas, também contribuem para o aparecimento das trilhas de roda.

De Beer (1997) realizou medições através do sistema VRSPTA que apresentaram informações bastante precisas, tanto do ponto de vista quantitativo como qualitativo; foram obtidas informações sobre a distribuição real das pressões de contato pneumático, conforme demonstrado na Figura 5.2.

Figura 5.2—Medições da distribuição da pressão de contato do pneu para diferentes condições de carga.



Fonte: De Beer, Fisher *et al.*, (1997).

O risco de afundamento nas trilhas de roda nas rodovias é mais acentuado em locais de baixas velocidades. Nos trechos urbanos, onde as velocidades são menores, o defeito ocorre nas faixas de tráfego canalizado, nas proximidades das paradas de ônibus e curvas acentuadas (SANT'ANA, 2002). Assim podemos afirmar que o tempo de aplicação da carga sobre a mistura asfáltica tem grande influencia sobre a deformação permanente.

### 5.2.6 Outros fatores

Além dos fatores mencionados, existem outras influências para a formação da deformação permanente nas misturas asfálticas, como as citadas por Terrel e Al-Swailmi (1993): 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.

### 5.2.7 Equivalência laboratório-campo

O ensaio de deformação permanente foi desenvolvido para testar o material nas condições mais severas de trabalho e em situação acelerada. Desta forma, não simula exatamente as condições de campo de temperatura, de carga e de canalização do tráfego.

A compactação também é um fator crítico na preparação de amostras para avaliação laboratorial. O objetivo de qualquer processo de compactação de laboratório é simular, tanto quanto possível, a compactação real produzida no campo. Fatores como a orientação e intertravamento de partículas agregadas, a extensão do contato entre as partículas, o conteúdo de vazios de ar e a estrutura de vazios e o número de vazios interconectados devem ser reproduzidos de perto (SOUZA *et al.*, 1991).

Linden e Van der Heide (1987) enfatizaram a importância da compactação adequada e concluíram que o grau de compactação é um dos principais parâmetros de qualidade da mistura, especialmente para projetos críticos, aqueles com baixo teor de betume destinados a oferecer alta resistência de deformação permanente. A mistura bem projetada e bem produzida apresenta melhor desempenho, durabilidade e propriedades mecânicas quando está bem compactada. (SOUZA *et al.*, 1991).

Ainda no contexto de verificar a equivalência campo/laboratório, Saunier (1968, *apud* DOMECC, 2005), mostrou por meio de experiências a capacidade do asfalto de recuperar sua vida inicial através de longos períodos de descanso. Esse comportamento experimentado em laboratório não coincide com o encontrado no pavimento. Modelos preditivos de vida, mesmo refinados, não são capazes de explicar o comportamento observado no carrossel, ou seja, um pavimento que se degrada muito menos do que o esperado no dimensionamento. Conforme Domecc (2005), isso se deve a diferentes causas:

- Teste de laboratório disperso pelo tamanho dos agregados em comparação com o da amostra; a descrição do comportamento é imprecisa e tende a subestimar a vida do material;
- Teste de laboratório descreve o comportamento de um único material; o do carrossel descreve a resposta de uma estrutura composta por diversos materiais, em que a solicitação redistribuição pode ter um efeito benéfico;
- As suposições sobre a linearidade do efeito frequência merecem ser verificadas.

Brosseaud *et al.* (1997), afirmam que a conclusão dos trabalhos dos pesquisadores pode ser expressa, resumidamente:

- Em geral, misturas de concreto asfáltico que em laboratório apresentam deformação permanente em conformidade com os limiares especificadas para a camada de concreto asfáltico em particular, no campo não apresentam deformação permanente;
- Nos casos em que houve deformação permanente no campo, foram encontradas uma ou mais deficiências de controle dos materiais usados: mudança de origem do cimento asfáltico, poluição acidental do cimento asfáltico, heterogeneidade do material britado, deficiência na avaliação das densidades dos granulares, etc.

## 6 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Este capítulo demonstra os materiais empregados nas misturas asfálticas estudadas, bem como, a curva granulométrica utilizada, demonstra as análises feitas sobre as influências das características físico-químicas dos materiais utilizados.

### 6.1 MATERIAIS UTILIZADOS

#### 6.1.1 Materiais pétreos

Os agregados pétreos necessários foram fornecidos pela empresa Rudnick Minérios S.A., localizada no distrito de Pirabeirada, na cidade de Joinville/SC. O critério para a seleção dos agregados pétreos para esta pesquisa foi em função da disponibilidade das ocorrências dos materiais e da parceria da referida empresa com o LDTPav.

Os ensaios de caracterização dos materiais pétreos foram executados por Eing (2018), cuja amostra utilizada tem a mesma origem dos materiais do atual estudo. Os resultados desta caracterização encontram-se, resumidamente, na Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Resultados da caracterização dos agregados pétreos.

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

Fonte: Adaptado, Eing (2018).

Analisando os resultados obtidos por Eing (2018), o material ensaiado encontra-se dentro dos limites impostos pelas normativas apresentadas e, dessa maneira, são passíveis de utilização em mistura asfálticas, exceto o parâmetro de adesividade, o qual deve ser corrigido em situações práticas de obras com a inserção de aditivos melhoradores de adesividade na dosagem do ligante betuminoso ou pela substituição de adições granulares com natureza eletropositiva, que permitam a formação de um dipolo de atração química com a matriz eletronegativa dos materiais hidrocarbonetos.

Entretanto, é importante destacar que nesta pesquisa não foram utilizados aditivos ou adições melhoradores de adesividade, a fim de que se pudesse verificar o real efeito da utilização das cinzas oriundas da queima do carvão mineral nas misturas asfálticas.

### 6.1.2 Ligante betuminoso

O ligante betuminoso, também conhecido por cimento asfáltico de petróleo (CAP) utilizado nesta pesquisa é o 30/45 (0,1mm) proveniente da refinaria REPLAN da Petrobrás, em Paulínia/SP, e fornecido pela empresa CBB Asfaltos, de Curitiba/PR.

Os dados técnicos relacionados ao ligante foram fornecidos, via laudo técnico, pela empresa que acompanha a amostra do produto.

Tabela 6.2 – Laudo técnico de ligante asfáltico.

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

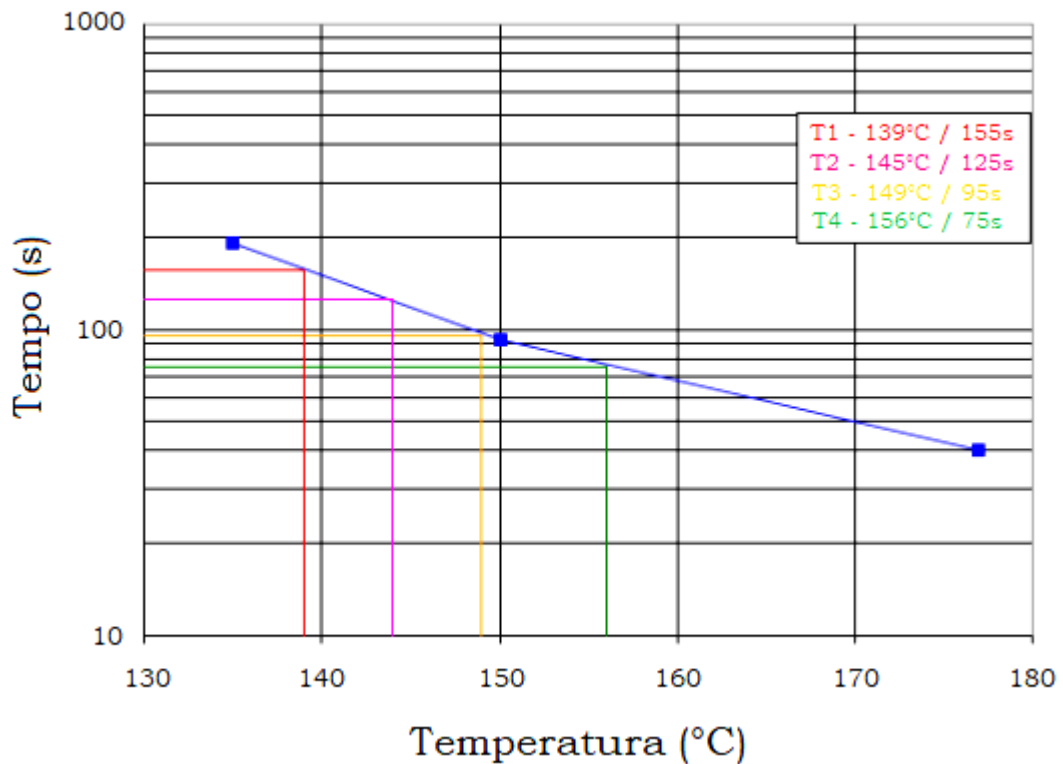
Fonte: REPLAN (2018).

Com base na Tabela 6.2, verifica-se que o índice de suscetibilidade térmica ou Índice de Pfeiffer e Van Doormaal para o ligante empregado nesta pesquisa tem um valor muito

próximo ao limite estipulado, isso indica que o ligante é sensível a elevadas temperaturas, ou seja, amolece rapidamente. Caso o valor observado no ensaio fosse próximo ao limite superior indicado pela especificação, o ligante seria pouco sensível a elevadas temperaturas, porém se apresentaria quebradiço a baixas temperaturas.

Verificou-se, com base nos resultados do ensaio de viscosidade apresentados na Figura 6.1, que a temperatura adequada para compactação é 145°C e de usinagem em 155°C.

Figura 6.1–Curva de viscosidade Saybolt-Furol para o CAP 30/45.



Fonte: Laudo técnico REPLAN (2018).

### 6.1.3 Cinzas

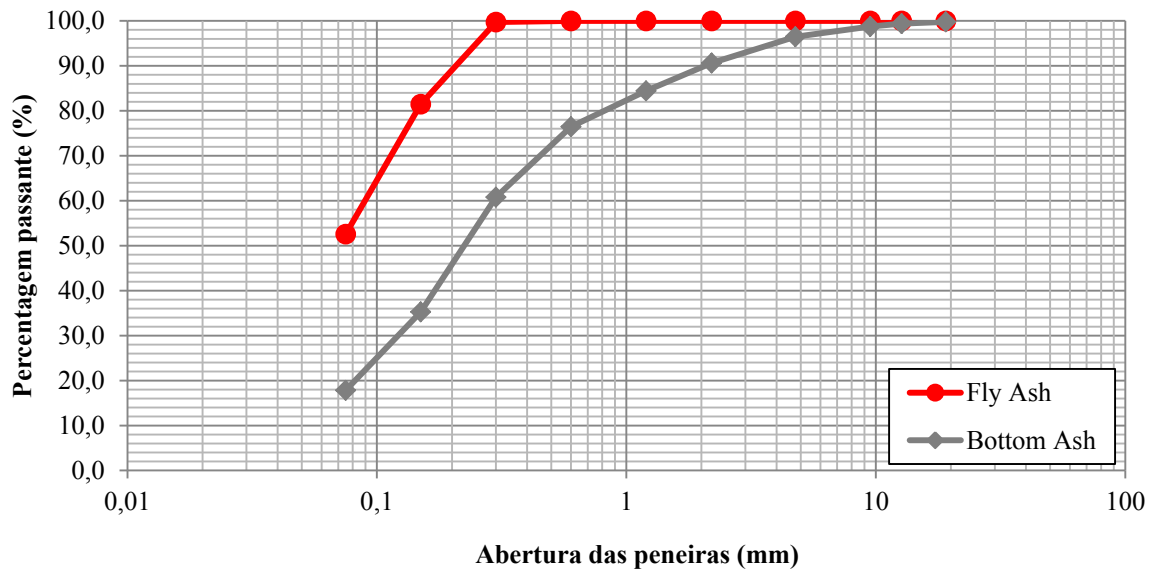
Para contribuir na discussão sobre o uso sustentável das cinzas oriundas da queima do carvão mineral, bem como à redução dos problemas ambientais causados pela geração de energia nas usinas termelétricas, esta pesquisa buscou estudar os rejeitos gerados pelo Complexo Termelétrico Jorge Lacerda, localizado na cidade de Capivari de Baixo/SC.

As características dos dois tipos de cinza, tanto *Fly Ash* quanto *Bottom Ash*, foram detalhadas no Capítulo 4.



A curva granulométrica da Figura 6.2 demonstra que as frações representativas das cinzas *Bottom Ash* são as retidas entre as peneiras de abertura 0,60 mm até o material depositado no fundo, já as frações correspondentes a *Fly Ash* mais representativas são as retidas entre as peneiras de abertura 0,15 mm até o material depositado no fundo.

Figura 6.2–Distribuição granulométrica das cinzas.



Fonte: Autor (2019).

Em função da morfologia dos grãos, em que os argilominerais fundidos geram partículas vítreas, ricas em inclusões gasosas, pode-se observar um aspecto esponjoso ou estrutura vesicular, conforme demonstrado na Figura 6.3. Além do aspecto da morfologia, verifica-se a fragilidade dos grãos de dimensões maiores, em frações situadas entre as peneiras de abertura 0,60 mm a 0,15 mm.

Figura 6.3–Aspecto esponjoso da cinza.



Fonte: Autor (2019).

Em razão disto e das porcentagens de finos geralmente empregados na formulação das misturas asfálticas, convencionou a limitação da utilização das frações de cinzas em 6%. Esse valor também está de acordo com outros estudos de formulação de misturas asfálticas com emprego de cinzas, cuja adição máxima para que não ocorra risco de perda de resistência ficou próxima ao valor adotado.

Outro fator importante a ser justificado é a fração de substituição adotada. Na análise das frações mais representativas para ambas as cinzas em conjunto com o percentual máximo para o uso na formulação, adotou-se a substituição da fração de fundo ( $< 0,075\text{mm}$ ), visto que nas cinzas *Bottom Ash* a porcentagem desta fração é de 17,8% e para as cinzas *Fly Ash* em torno de 52,6%.

#### 6.1.4 Curva granulométrica

Conforme já tratado do item 3.3, a presente pesquisa adotou o método racional, como critério para formulação das misturas asfálticas; assim as curvas teóricas podem ser calculadas a partir da equação de *Füller* ou *Talbot*.

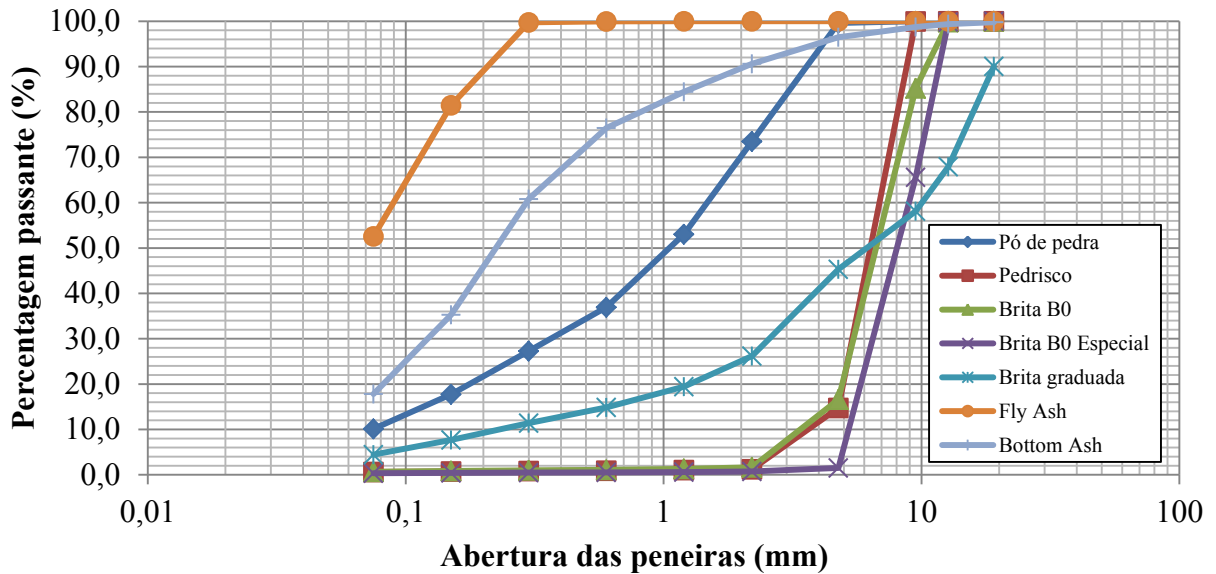
Foi realizada, no LTPav, a distribuição granulométrica dos materiais utilizados na produção das misturas asfálticas, em função das séries de abertura de peneiras escolhida. Os resultados estão dispostos na Tabela 6.3 e a Figura 6.4.

Tabela 6.3 – Distribuição granulométrica dos materiais utilizados.

Peneiras	Abertura (mm)	Porcentagem Passante (%)						
		Pó de pedra	Pedrisco	Brita B0	Brita B0 Especial	Brita Graduada	Fly Ash	Bottom Ash
<b>3/4"</b>	19,1	100,00	100,00	100,00	100,00	90,07	100,00	99,79
<b>1/2"</b>	12,7	100,00	100,00	99,84	99,82	67,92	100,00	99,38
<b>3/8"</b>	9,5	100,00	99,96	85,23	65,61	58,11	100,00	98,73
<b>n° 4</b>	4,76	99,63	14,75	16,60	1,53	45,30	100,00	96,49
<b>n° 10</b>	2,2	73,51	1,25	1,67	0,73	26,19	100,00	90,61
<b>n° 16</b>	1,2	53,04	1,05	1,30	0,61	19,45	100,00	84,44
<b>n° 30</b>	0,6	36,94	0,93	1,10	0,53	14,86	99,99	76,46
<b>n° 50</b>	0,3	27,26	0,85	0,98	0,48	11,38	99,76	60,80
<b>n° 100</b>	0,15	17,74	0,75	0,86	0,42	7,68	81,48	35,29
<b>n° 200</b>	0,075	10,11	0,62	0,68	0,34	4,46	52,59	17,83
<b>FUNDO</b>	-	0,01	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2019).

Figura 6.4–Distribuição granulométrica dos materiais utilizados.



Fonte: Autor (2019).

A partir dos dados referentes à distribuição granulométrica dos agregados e da aplicação da equação de *Füller* ou *Talbot*, foi obtida a curva teórica com a trajetória menos descontínua possível, resultando na composição dos arranjos dos granulares demonstrados na Tabela 3.2.

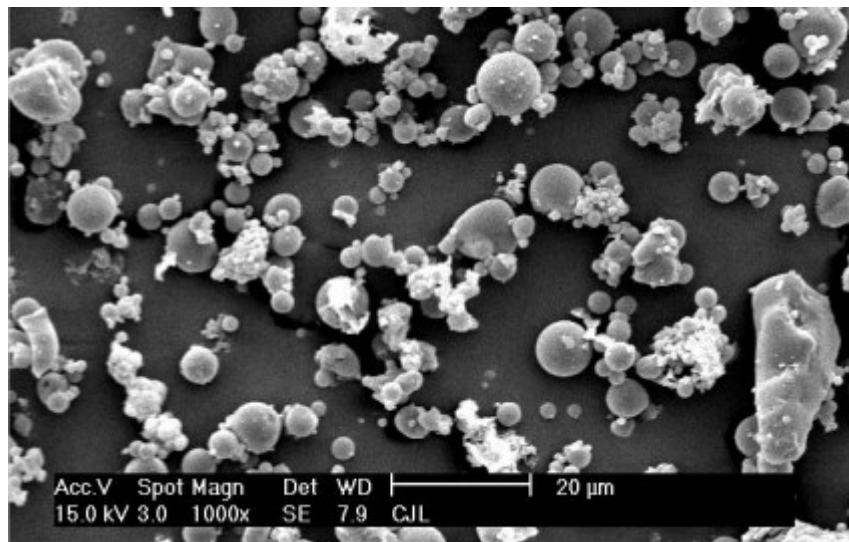
## 6.2 INFLUÊNCIA DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICO-QUÍMICAS DOS FÍLERES NAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Genericamente, os materiais denominados de fileres podem ser definidos como aqueles que apresentam partículas finamente divididas, oriundas da britagem de rochas minerais, moagem de agregados miúdos ou ainda através de processos industrializados, resultando no desenvolvimento de produtos sintéticos, que são incorporados aos mástiques e às misturas asfálticas, a fim de melhorar seus desempenhos reológicos, mecânicos, termossuscetíveis e de sensibilidade à água, devendo o seu uso obedecer a limites contidos em especificações próprias que visem otimizar o desempenho das suas funções (SANTANA, 1995).

### 6.2.1 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)

A verificação da forma e da textura das partículas dos fileres em estudo (Pó de brita, cinzas *Bottom ash* e *Fly ash*) foram procedidas a partir da análise das imagens produzidas por microscopia eletrônica de varredura (MEV).

Figura 6.5 – Microscopia eletrônica de varredura – *Fly ash*.

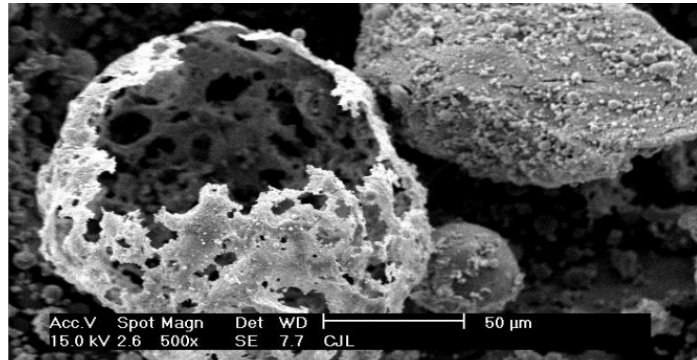


Fonte: Izidoro (2013).

Conforme Sarbak *et al.* (2004), as cinzas de carvão possuem um aspecto típico caracterizado pela presença de formas esféricas de diferentes diâmetros e partículas irregulares de tamanhos variados. Diferentes estados físicos da sílica presente em amostras de cinzas de carvão são responsáveis pela forma das partículas de tamanhos irregulares.

A morfologia das partículas varia de acordo com as condições de queima, portanto as cinzas volantes provenientes da combustão de carvão pulverizado, contém predominantemente partículas esféricas com pequenas quantidades de cenosferas e de partículas irregulares (ROHDE *et al.*, 2006), conforme observado na Figura 6.6.

Figura 6.6– Microscopia eletrônica de varredura, partículas presentes nas cinzas *Fly ash*.



Fonte: Izidoro (2013).

Foi analisada a morfologia do pó de pedra a partir da Figura 6.7, que traz a imagem da microscopia eletrônica de varredura de agregados graníticos da empresa Vogelsanger Britagem, apesar dos granulares graníticos utilizados nesta pesquisa serem fornecidos pela empresa Rudnick Minérios LTDA. O intuito desta análise é demonstrar algumas características referentes à composição, à macro e à microtextura de partículas finas de granitos, visto que ambas as jazidas são provenientes da região de Joinville/SC e possuem a mesma classificação na análise de lâmina petrográfica, conforme demonstrado por Meurer (2015), além dos resultados muito semelhantes em ensaios de caracterização, que a testam uma boa proximidade das amostras das duas empresas.

Figura 6.7–Microscopia eletrônica de varredura, finos de diâmetro 0,3mm de agregado granítico da região de Joinville.



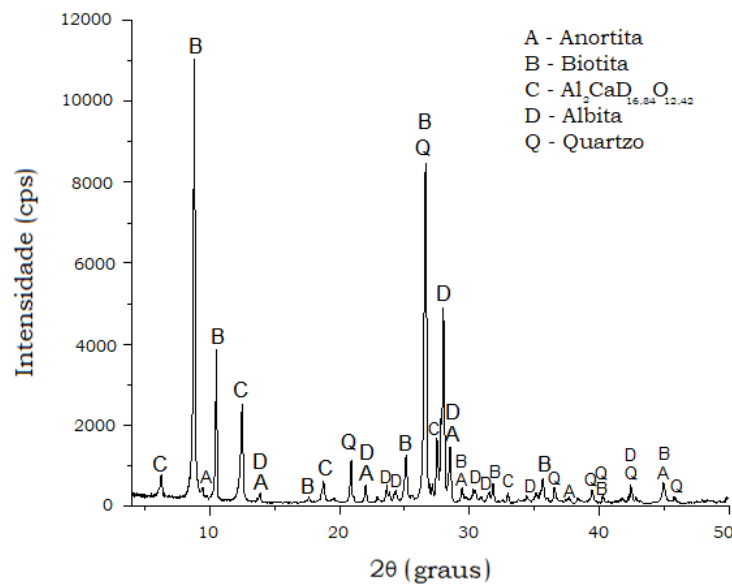
Fonte: Siroma (2016).

Analisando a imagem da microscopia (Figura 6.7) é possível verificar que o formato predominante do granular é subangular e a textura se mostra bem rugosa. Essas características tendem a favorecer o intertravamento granular, resultando em misturas asfálticas mais estáveis.

### 6.2.2 Difração de Raio X

As análises de Difração de Raios-X (DRX) foram realizadas no Centro Tecnológico da SATC (CT-SATC). A Figura 6.8 traz o resultado referente à análise mineralógica do pó de pedra, com o qual foi constatada a presença de anortita, biotita, albita e quartzo.

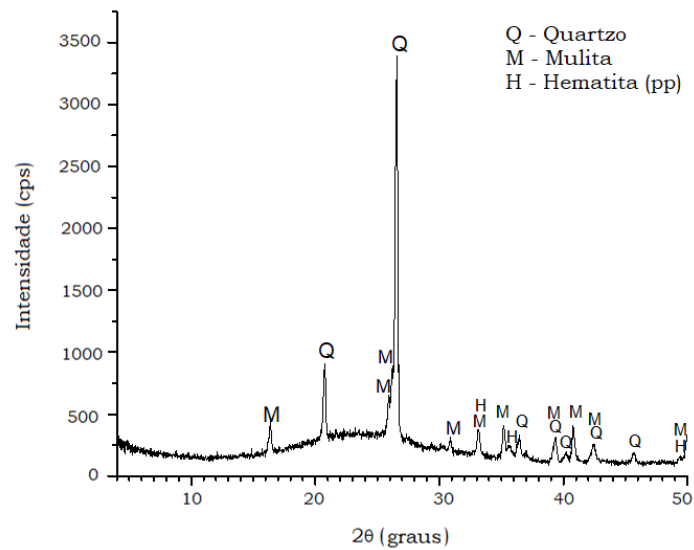
Figura 6.8–Análise mineralógica DRX do Pó de pedra.



Fonte: Autor (2019).

Com a análise mineralógica das cinzas contendo 50% Fly ash e 50% Bottom ash (Figura 6.9), foi constatada a presença de Quartzo, Mulita e Hematita, mesmos minerais encontrados em análise das cinzas dita puras, com 100% Fly ash e 100% Bottom ash, detalhadas no item 4.3.2.

Figura 6.9–Análise mineralógica DRX das cinzas (50% *Fly ash* e 50% *Bottom ash*)



Fonte: Autor (2019).

### 6.2.3 Espectrômetro de Fluorescência de Raio X

A composição química referente aos elementos majoritários presentes nas amostras foram realizadas no Centro Tecnológico da SATC (CT-SATC). As amostras inicialmente foram submetidas ao teste de perda ao fogo (PF), seguindo a norma ASTM D7348-07, a fim de se eliminar os materiais orgânicos e água de constituição presentes no material.

Após a realização da PF, as amostras foram moídas e prensadas em forma de pastilhas, para posterior realização na análise química, utilizando o equipamento de Espectrometria de Fluorescência de Raios X por Energia Dispersiva (FRX), modelo EDX 7000 da marca Shimadzu (Figura 6.10).



Figura 6.10–Equipamento EDX 7000, marca Shimadzu.



Fonte: CT-SATC (2019).

Analisando os resultados do ensaio de Fluorescência de raios-X conforme demonstrado na Tabela 6.4, o pó de brita apresentou 53,602% de  $\text{SiO}_2$ , o que justifica a má adesividade, observada por Siroma (2016).

Tabela 6.4 – Composição química majoritária do pó de pedra.

<b>Componentes</b>	<b>Pó de pedra (% massa)</b>
$\text{SiO}_2$	53,602
$\text{Fe}_2\text{O}_3$	14,505
$\text{Al}_2\text{O}_3$	10,928
Cao	8,080
MgO	3,260
$\text{K}_2\text{O}$	2,576
$\text{TiO}_2$	1,228
$\text{SO}_3$	0,435
MnO	0,252
$\text{ZrO}_2$	0,102
$\text{V}_2\text{O}_5$	0,073
SrO	0,055
ZnO	0,042
$\text{Cr}_2\text{O}_3$	0,033
$\text{Na}_2\text{O}$	2,311
Perda ao fogo	2,519

Fonte: Autor (2019).

Tabela 6.5 – Composição química majoritária das cinzas 50% *Fly ash* e 50% *Bottom ash*.

<b>Componentes</b>	<b>50% Fly ash e 50% Bottom Ash (% massa)</b>
SiO <sub>2</sub>	58,483
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	20,129
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	7,378
K <sub>2</sub> O	4,235
CaO	2,596
TiO <sub>2</sub>	1,480
SO <sub>3</sub>	0,777
MgO	0,624
ZrO <sub>2</sub>	0,111
V <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,103
ZnO	0,062
Cr <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,049
MnO	0,033
Rb <sub>2</sub> O	0,028
SrO	0,028
Y <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,020
PbO	0,013
Na <sub>2</sub> O	0,639
Perda ao fogo	3,213

Fonte: Autor (2019).

#### 6.2.4 Análise textural

As análises texturais das amostras foram realizadas no CT-SATC, no Laboratório de Captura de CO<sub>2</sub>. Foi utilizada a técnica de adsorção de nitrogênio (N<sub>2</sub>) com o auxílio de um equipamento da marca Quantachrome Instruments, modelo Quadrasorbevo, demonstrado na Figura 6.11.

Figura 6.11–Analisador de área superficial e propriedades de poros.



Fonte: CT-SATC (2019).

As técnicas de adsorção de gases utilizadas para determinação dessas estruturas consistem na determinação da quantidade de adsorbato, necessária para formar uma camada monomolecular (monocamada) sobre a superfície a ser medida. Utilizam-se em geral, para este fim, isotermas desenvolvidas por BET (BRUNAUEER *et al.*, 1938). A partir da equação desta isoterma o número necessário de moléculas para formar uma monocamada pode ser avaliado e, como a área ocupada pela molécula é conhecida (ou estimada), pode-se então calcular a área específica do material. Este método também permite uma avaliação da porosidade do material (SANTANA *et al.*, 2012).

Os resultados, expostos na Tabela 6.6, demonstram que o pó de pedra apresenta um maior diâmetro de poros e maior volume de poros. Conforme Santana *et al.* (2012), a porosidade exerce grande efeito nas propriedades mecânicas do material, tais como: resistência, dureza e deformação; nas propriedades físico-químicas, influência nas características de dissolução e na capacidade de retenção de água; nas propriedades de transporte, atua na condutividade térmica, difusão de aromas e em componentes de baixo peso molecular.

Tabela 6.6 – Resultados da análise textural.

Amostra	Área Superficial (m <sup>2</sup> /g)	Volume de poros (cm <sup>3</sup> /g)	Diâmetro médio de poros (Å)
Bottom ash	1,454	0,013950	88,44
Fly ash	6,311	0,003170	87,24
50% Bottom + 50% Fly	3,933	0,009819	99,84
Pó de pedra	3,052	0,012850	168,4

Fonte: Autor (2019).

De acordo com Barra (2009), os sólidos porosos são ótimos adsorventes. Logo, os fileres que apresentam elevada porosidade possuirão capacidade de adsorver maior quantidade de ligante betuminoso, fator que teoricamente gera uma ancoragem mais firme das partículas e, conseqüentemente, um aumento da rigidez.

Outro fator a ser observado é que, durante a produção das misturas asfálticas, a fase de secagem não é totalmente eficaz, pois não raramente uma fração de água fica alojada dentro dos poros e impede uma adesão completa.

Além disso, uma grande quantidade de ligante betuminoso é mobilizada para a cobertura desta superfície desenvolvida e não participa mais da adesão aos granulares, aumentando assim a porosidade da mistura. Desta forma, na presença da água, o processo de desagregação será acentuado (FHWA, 1997).

#### 6.2.5 Estimativa teórica da dureza dos fileres

A dureza é a propriedade mecânica que possibilita avaliar a resistência à deformação plástica de um material.

Conforme Callister (2002), os primeiros ensaios de dureza eram baseados em minerais naturais, com uma escala construída unicamente em função da habilidade de um material em riscar outro mais macio. Foi desenvolvido um sistema qualitativo, e um tanto arbitrário, de indexação da dureza conhecido por escala de Mohs, que varia entre 1, na extremidade macia da escala, para o talco, até 10, para o diamante.

Técnicas quantitativas para determinação da dureza foram desenvolvidas ao longo dos anos, nas quais um penetrador é forçado contra a superfície de um material a ser testado, sob condições controladas de carga e taxa de aplicação (CALLISTER JR, 2002).

A determinação da dureza dos fileres se fez necessário para justificar os comportamentos observados durante a campanha experimental da presente pesquisa, o procedimento para determinação do mesmo foi realizado através da literatura, visto a grande dificuldade de se obter a dureza através os métodos convencionais devidos seus grãos serem frágeis conforme mencionado no item 6.1.3.

A dureza de um material depende diretamente das forças de ligação entre átomos, íons ou moléculas, assim como a resistência mecânica.

Nos sólidos moleculares, como os plásticos, as forças atuantes entre moléculas (forças de Van der Waals) são baixas, e eles são relativamente macios. Os sólidos metálicos e iônicos, devido a natureza mais intensa das forças de ligação, são mais duros, enquanto os sólidos de ligação covalente são os materiais conhecidos de maior dureza.

As Tabelas, a seguir, apresentam os percentuais em massa (% massa) de componentes (Tabelas 6.7 a 6.9) e minerais (Tabela 6.10) de diferentes fileres, bem como os respectivos números de Dureza Mohs, os quais foram estimados de dados da literatura e estão referenciados nas tabelas. Para os componentes  $P_2O_5$  e  $SO_3$ , estimativas de números de Dureza Mohs não foram encontrados, sendo atribuído o valor 0,0 (zero). No entanto, os percentuais em massa desses dois componentes são inferiores a 0,5%, e conseqüentemente, não irão influenciar nas estimativas de dureza que serão apresentadas.

Tabela 6.7 – Dureza Mohs para o Fíler: 100% *Bottom ash*.

Componentes	(% massa) $P1_i$	Dureza (Mohs) $HM1_i$	i	Referências
$Al_2O_3$	24,40	9,0	1	Reade (2019)
CaO	1,37	3,3	2	Railsback (2008)
$Fe_2O_3$	6,19	6,8	3	Reade (2019)
$K_2O$	3,53	0,6	4	Wikipedia (2019)
MgO	0,76	6,3	5	Reade (2019)
MnO	0,05	5,0	6	Epa (1985)
$Na_2O$	0,52	0,6	7	Wikipedia (2019)
$P_2O_5$	0,08	0,0	8	-----
$SiO_2$	57,30	7,0	9	Reade (2019)
$SO_3$	0,33	0,0	10	-----
$TiO_2$	1,17	6,5	11	Reade (2019)
Total (% massa)	95,70	-----	-----	-----

$P1_i$  = Porcentagem da composição química

$HM1_i$  = Dureza do componente

i = Número de componentes

Fonte: Autor (2019).

Tabela 6.8 – Dureza Mohs para o Fíler: 100% *Fly ash*.

Componentes	(% massa) $P2_i$	Dureza (Mohs) $HM2_i$	i	Referências
$Al_2O_3$	25,59	9,0	1	Reade (2019)
CaO	1,55	3,3	2	Railsback (2008)
$Fe_2O_3$	5,02	6,8	3	Reade (2019)
$K_2O$	2,92	0,6	4	Wikipedia (2019)
MgO	0,79	6,3	5	Reade (2019)
MnO	0,05	5,0	6	Epa (1985)
$Na_2O$	0,56	0,6	7	Wikipedia (2019)
$P_2O_5$	0,07	0,0	8	-----
$SiO_2$	61,02	7,0	9	Reade (2019)
$SO_3$	0,47	0,0	10	-----
$TiO_2$	1,11	6,5	11	Reade (2019)
Total (% massa)	99,15	-----	-----	-----

$P2_i$  = Porcentagem da composição química

$HM2_i$  = Dureza do componente

i = Número de componentes

Fonte: Autor (2019).

Tabela 6.9 – Dureza Mohs para o Filer: 50% Bottom ash + 50% Fly ash.

Componentes	(% massa) P <sub>3i</sub>	Dureza (Mohs)HM <sub>3i</sub>	i	Referências
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	25,00	9,0	1	Reade (2019)
CaO	1,46	3,3	2	Railsback (2008)
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,61	6,8	3	Reade (2019)
K <sub>2</sub> O	3,23	0,6	4	Wikipedia (2019)
MgO	0,78	6,3	5	Reade (2019)
MnO	0,05	5,0	6	Epa (1985)
Na <sub>2</sub> O	0,54	0,6	7	Wikipedia (2019)
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,08	0,0	8	-----
SiO <sub>2</sub>	59,16	7,0	9	Reade (2019)
SO <sub>3</sub>	0,40	0,0	10	-----
TiO <sub>2</sub>	1,14	6,5	11	Reade (2019)
Total (% massa)	97,43	-----	-----	-----

P<sub>3i</sub> = Porcentagem da composição química

HM<sub>3i</sub> = Dureza do componente

i = Número de componentes

Fonte: Autor (2019).

Tabela 6.10 – Dureza Mohs para o Filer: 100% Pó de pedra.

Componentes	(% massa) $P4_i$	Dureza (Mohs) $HM4_i$	i	Referências
Quartzo	36	7,0	1	Reade (2019)
Plagioclásio	29	6,0	2	Reade (2019)
Anfibólito	22	5,5	3	University of Minnesota (2019)
Piroxênio	7	5,5	4	University of Minnesota (2019)
Biotita	4	2,75	5	University of Minnesota (2019)
Opacos	2	5,75	6	King (2019)
Total (% massa)	100,00	-----	-----	-----

$P4_i$  = Porcentagem da composição química

$HM4_i$  = Dureza do componente

i = Número de componentes

Fonte: Autor (2019).

As estimativas dos números de Dureza Mohs para o Fileres, foram calculadas, respectivamente, com as equações (6-1) a (6-4), dadas por:

$$HM1 = \left( \frac{\sum_{i=1}^{11} (P1_i)(HM1_i)}{100} \right) \left( \frac{100}{95,70} \right) = 7,13 \quad (6-1)$$

$$HM2 = \left( \frac{\sum_{i=1}^{11} (P2_i)(HM2_i)}{100} \right) \left( \frac{100}{99,15} \right) = 7,17 \quad (6-2)$$

$$HM3 = \left( \frac{\sum_{i=1}^{11} (P3_i)(HM3_i)}{100} \right) \left( \frac{100}{97,43} \right) = 7,15 \quad (6-3)$$



$$HM4 = \left( \frac{\sum_{i=1}^6 (P4_i)(HM4_i)}{100} \right) = 6,08 \quad (6-4)$$

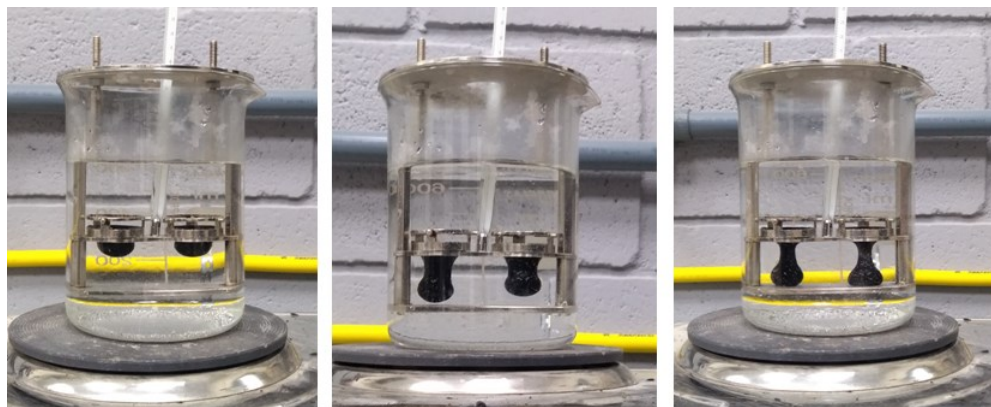
Analisando as durezas estimadas, podemos observar que o valor estimado para o pó de pedra é de 6,08 Mohs, quando comparadas com as durezas das cinzas observa-se uma pequena variabilidade nos resultados, sendo a dureza maior encontrada é para a cinza *Fly ash* com dureza equivalente a 7,17 Mohs. Essa dureza pode ser justificada visto que sua composição predominante é  $Al_2O_3$  e  $SiO_2$ , tendo suas durezas na ordem de 9 e 7 Mohs, respectivamente, essa dureza é dependente diretamente das forças de ligação entre os átomos, íons ou moléculas.

#### 6.2.6 Ponto de amolecimento Anel e Bola

O ponto de amolecimento é uma medida empírica que correlaciona à temperatura na qual o ligante amolece quando aquecido e atinge uma determinada condição de escoamento. Trata-se de uma referência semelhante ao chamado ponto de fusão bastante usado na Europa (BERNUCCI *et al.*, 2008).

A realização do ensaio consiste em adicionar uma esfera de aço com dimensões e peso padronizados sobre uma amostra de ligante moldada em um anel metálico padronizado. O teste é realizado com duas amostras simultâneas, em que o conjunto é colocado dentro de um banho de água em um béquer conforme demonstrado na Figura 6.12. O banho é aquecido a uma taxa controlada de 5°C/minuto. Quando o ligante amolece o suficiente para não mais suportar o peso da esfera, a amostra desloca-se progressivamente para baixo, em que a temperatura é registrada no instante em que ocorre o toque à placa situada na parte inferior do conjunto padrão de ensaio. O ponto de amolecimento consiste na média das temperaturas observadas no ensaio, onde estas não devem ter variação demais de 2°C entre si.

Figura 6.12–Ensaio ponto de amolecimento Anel e Bola.



Fonte: Autor (2019).

Os ensaios de ponto de amolecimento anel e bola (ABNT NBR 6560/2016) foram executados a partir da formulação de mástiques formulados com os fileres estudados na presente pesquisa, como o pó de pedra, 100% fly ash, 100% bottom ash e 50% fly ash + 50% bottom ash, ambos com 6,0% em peso do ligante betuminoso, conforme pesagem realizada e demonstrada na Figura 6.13, a fim de verificar a partir de quantidades iguais às presentes na curva granulométrica, uma comparação mais precisa dos efeitos de cada material.

Figura 6.13–Pesagem dos fileres.



Fonte: Autor (2019).

A realização dos ensaios consistiu em duas etapas distintas: com a adição de 6,0% dos fileres, tendo o ensaio sido realizado logo após a moldagem dos mástiques e; com a adição de 6,0% dos fileres, porém, com a realização do ensaio após seis dias de repouso das amostras. Este último procedimento foi realizado com o intuito de verificar se durante este período de cura dos mástiques, alguma reação química entre os dois componentes seria desencadeada, a ponto de contribuir notadamente na alteração das propriedades originais do ligante betuminoso.

A Tabela 6.11 expõe os resultados da média de seis determinações para cada uma das condições de ensaio realizadas.

Tabela 6.11 – Resultados da análise da rigificação dos mástiques.

<b>Amostra</b>	<b>Etapa de ensaio</b>	<b>Resultados (°C)</b>
Sem adição de filer	CAP 30/45 (Dados da Replan - 2018)	53,5
Bottom ash	CAP 30/45 (Com 6% de bottom ash - ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique)	53,5
Fly ash	CAP 30/45 (Com 6% de fly ash - ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique)	54,0
50% de Bottom e Fly	CAP 30/45 (Com 6% de bottom ash + fly ash - ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique)	53,5
Pó de pedra	CAP 30/45 (Com 6% de pó de pedra - ensaio no mesmo dia da moldagem do mástique)	53,5
Bottom ash	CAP 30/45 (Com 6% de bottom ash - ensaio após 6 dias da moldagem do mástique)	54,0
Fly ash	CAP 30/45 (Com 6% de fly ash - ensaio após 6 dias da moldagem do mástique)	54,0
50% de Bottom ash +50% Fly ash	CAP 30/45 (Com 6% de bottom ash + fly ash - ensaio após 6 dias da moldagem do mástique)	54,0
Pó de pedra	CAP 30/45 (Com 6% de pó de pedra - ensaio após 6 dias da moldagem do mástique)	53,5

Fonte: Autor (2019).

Analisando os resultados obtidos, verifica-se uma forte paridade entre os valores apresentados pelos mástiques quando comparados com a amostra de ligante betuminoso em sua forma pura, em qualquer das condições de teste executadas.

Esta constatação evidencia o caráter amorfo das cinzas e do pó de brita, corroborando as análises de caracterização apresentadas no Capítulo 4, fazendo com que não exerçam influência significativa na rigificação do ligante betuminoso, logo sendo considerados fileres inertes na composição da mistura asfáltica, isto é, sem característica pozolânica.

## 7 METODOLOGIA DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

Para uma previsão mais precisa do comportamento de misturas asfálticas em campo, é imprescindível que os ensaios laboratoriais sejam capazes de simular, com a maior fidelidade possível, os esforços de solicitações e os fenômenos observados nas estruturas rodoviárias em campo (PERRET, 2003; BARRA, 2005; BARRA, 2009).

O principal objetivo da determinação das propriedades mecânicas de materiais rodoviários no laboratório é fornecer parâmetros necessários para o projeto de pavimentos para prevenir fenômenos de degradação (HECK, 2001). Com o aumento de tráfego, aumentam-se as tensões que solicitamos pavimentos; com isso, os métodos de formulação de misturas asfálticas têm por objetivo obter misturas que atendam aos quesitos de segurança, conforto e durabilidade para o usuário. Esse processo é muito delicado, pois a melhora de uma propriedade do asfalto com a mudança em composição pode afetar negativamente outra, como, por exemplo, o aumento do teor de ligante aumenta a resistência à fadiga, porém torna a mistura asfáltica mais vulnerável à deformações permanentes (MANUEL LPC, 2007).

A qualidade e a pertinência dos métodos de formulação das misturas asfálticas condicionam, em grande parte, a segurança no uso das infraestruturas, a durabilidade e os custos conservação. São ainda, ferramentas preciosas para a inovação no fornecimento de diretrizes à elaboração e ao melhoramento de materiais experimentais e de meios de avaliação de seus desempenhos. A elaboração de um método de avaliação resulta de um processo longo e complexo, necessitando de uma numerosa quantidade de comparações entre os resultados de campo e laboratório durante a vida útil do material e que esteja amplamente de acordo com o contexto dos métodos de dimensionamento dos pavimentos, bem como de classificação e normalização dos materiais (MANUEL LPC, 2007).

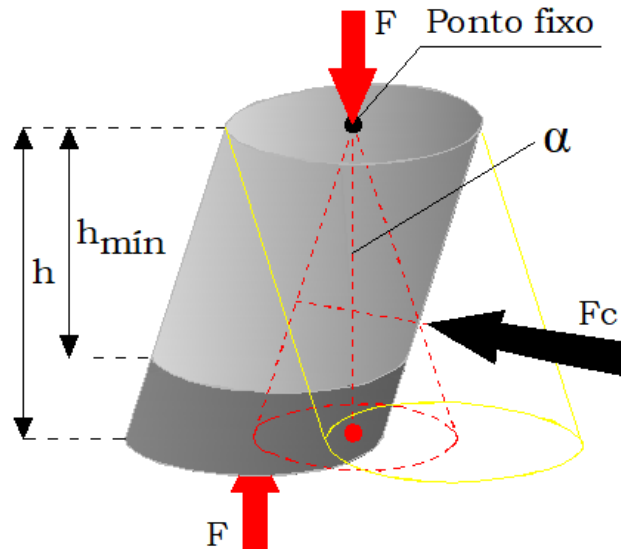
### 7.1 ENSAIOS EMPIRICOS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS

#### 7.1.1 Ensaio de Prensa de Compactação Giratória

O princípio deste ensaio é 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), impondo 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  $\alpha$ , conforme demonstrado na Figura 7.1.

Figura 7.1–Esquema ilustrativo do funcionamento da PCG.



Fonte: Adaptado, Manuel LPC (2007).

Em que:

$h_{\text{mín}}$	Altura mínima para 0% de vazios
$h$	Altura aparente para N giros
$F$	Força axial
$F_c$	Força de cisalhamento
$\alpha$	Ângulo de inclinação

Este ensaio relaciona o número de giros com a altura do corpo de prova, com a qual é determinada a porcentagem de vazios. Estipula-se uma altura mínima do corpo de prova calculada com 0% de vazios, isto é relacionado a MVR e a MVA (GUERRERO, 2013).

Na realização do ensaio, foram utilizados moldes cilíndricos com diâmetro de  $150,0 \pm 0,1$  mm, devido à sua compatibilidade com a série PCG-3 do referido equipamento (Figura 7.2), disponibilizado pelo Laboratório de Tecnologia em Pavimentação da Universidade de São Paulo (LTP/USP).

Figura 7.2–Prensa de Compactação Giratória (PCG-3).



Fonte: Autor (2019).

A massa dos CPs foi calculada em função da Equação 7.1, com base no volume final da amostra e na massa específica volumétrica real da mistura asfáltica (MVR), para que a mistura final ocupe um cilindro de 150mm de diâmetro e  $150\text{mm} \pm 0,1\text{mm}$  de altura, após o processo de compactação.

No processo de compactação, conforme especifica a norma AFNOR NF P 98-252 (1999), a temperatura é estipulada de acordo com o Gráfico da Figura 6.1, para a realização do processo os moldes do ensaio são aquecidos conjuntamente com a mistura asfáltica.

$$M = 2,651 \times MRV; \varphi = 150 \pm 0,10 \text{ mm} \quad (7-1)$$

Em que:

M Massa do corpo de prova (kg);

MVR Massa específica volumétrica real da mistura asfáltica ( $\text{kg}/\text{cm}^3$ ).

A força aplicada no molde varia de acordo com o tipo; sendo assim, para o tipo de molde utilizado a força aplicada no momento do ensaio deve estar entre 10 e 12 kN, resultando em uma tensão vertical em torno de 0,6 MPa.

Cada tipo de mistura asfáltica estudada foi submetido a uma sequência de pelo menos 3 ensaios, sendo adotada a média dos resultados como o valor final em cada caso.

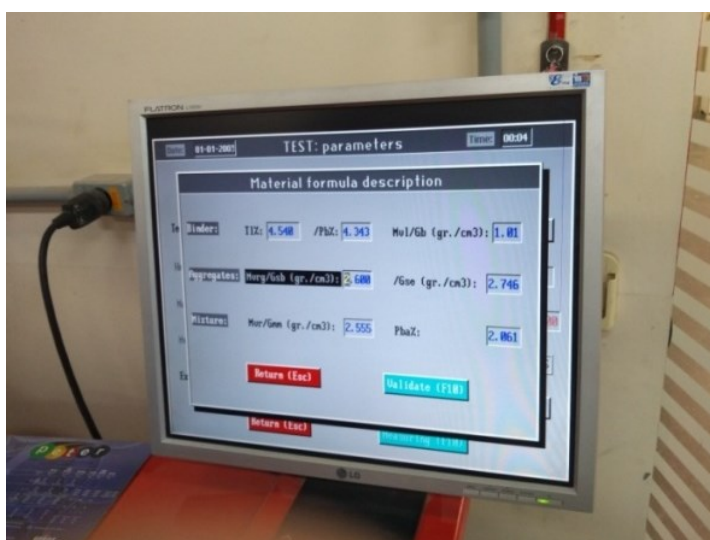
A preparação do conjunto molde e mistura asfáltica ocorre de acordo a descrição de Barra (2009):

- Colocar os moldes e as pastilhas na estufa, durante 2 horas, à temperatura de ensaio (determinada pela curva de viscosidade do ligante betuminoso);
- Untar os moldes com graxa de silicone ou óleo de solda glicerinado, com a ajuda de um pincel;
- Pesar em um recipiente separado a massa da mistura asfáltica;
- 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 (determinada pela curva de viscosidade do ligante betuminoso), por um período entre 30 minutos e 2 horas antes do início do ensaio.

Na execução do ensaio é importante ter cuidado com a temperatura de compactação. A fim de reduzir ao máximo a perda de temperatura na câmara interna da PCG, um molde metálico aquecido é introduzido por um período mínimo de 30 minutos; esse procedimento se torna essencial, visto que o equipamento não contém um sistema de aquecimento próprio o que poderia impactar negativamente o processo de compactação.

Para dar início à compactação, é necessária a introdução de alguns dados referentes à mistura no sistema da PCG para que se obtenha uma evolução da compactação adequada à mistura empregada. Esses dados são: o tipo de mistura ensaiada (BBSG 0/14 mm, no caso desta pesquisa), massa volumétrica real da mistura asfáltica (MVR), massa volumétrica real dos granulares (MVRg) e massa específica do ligante, conforme demonstrada na Figura 7.3.

Figura 7.3–Introdução dos dados de entrada na PCG.



Fonte: Autor (2019).



Conforme Manuel LPC (2007), o fato dos procedimentos da PCG avaliarem a mistura asfáltica como um todo, fez com que houvesse uma diminuição do número de ensaios que eram realizados anteriormente, baseados a partir das massas volumétricas de cada uma das frações de granulares.

A massa volumétrica real dos granulares (MVR<sub>g</sub>) pode ser obtida através dos valores obtidos de MVR, teor de ligante (seja interno ou externo) e a massa específica do ligante.

$$MVR_g = \frac{MVR (100 - t_{l_{int}})}{100 - MVR \left( \frac{t_{l_{int}}}{\rho_b} \right)} \quad (7-2)$$

Onde:

MVR<sub>g</sub>    Massa volumétrica real dos granulares;  
MVR      Massa volumétrica real da mistura asfáltica;  
t<sub>l<sub>int</sub></sub>    Teor de ligante interno (utilizado no Brasil);  
ρ<sub>b</sub>        Massa específica do ligante asfáltico.

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 semigiro do eixo, se aplica a força axial e a inclinação (α) definitivas do ensaio (BARRA, 2009).

Através do sistema de aquisição de dados do equipamento, interligado a um terminal informatizado, são realizadas as medições das alturas das misturas, considerando a seguinte série de giros: 0, 1, 2, 3, 4, 5, 7, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 80, 100. Assim, de acordo com a altura mínima de CPs (h<sub>min</sub>), calcularam-se as percentagens dos vazios das misturas.

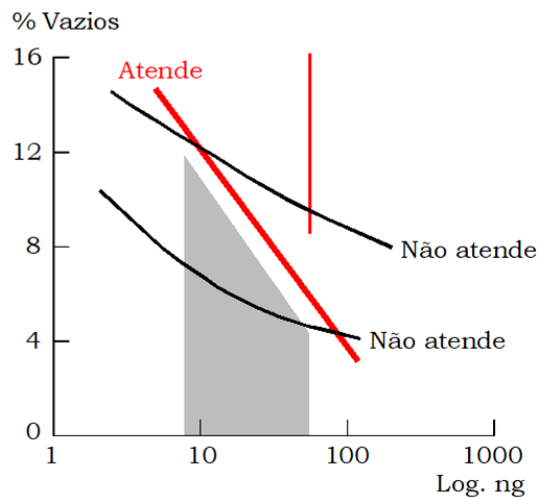
$$\%v = 100 \frac{h_{ng} - h_{mín}}{h_{ng}} \quad (7-3)$$

Onde:

- % v      Porcentagem de vazios das misturas asfálticas;  
 $h_{ng}$       Altura média dos três ensaios por número de giros especificados das misturas asfálticas (mm);  
 $h_{mín}$       Altura mínima dos corpos de prova (mm).

As misturas asfálticas devem atender às faixas de volume de vazios em função do número de giro. Portanto, os intervalos de conformidade para cada tipo de mistura asfáltica estão estabelecidos no manual francês de formulação (ALMEIDA, 2017).

Figura 7.4—Limite da conformidade da compactidade das misturas asfálticas.



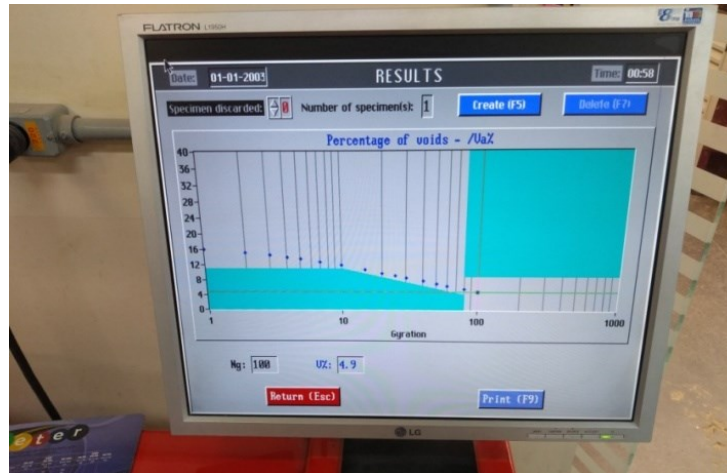
Fonte: NF EM 12697-31 (2014).

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).

O equipamento demonstra a evolução da porcentagem de vazios ao longo do número de giros em um gráfico semi-logarítmico, conforme ilustrado na Figura 7.5. Com base no gráfico plotado no final do ensaio, pode-se observar que o equipamento insere os limites aceitos para determinada mistura; assim caso os pontos plotados da evolução dos vazios da

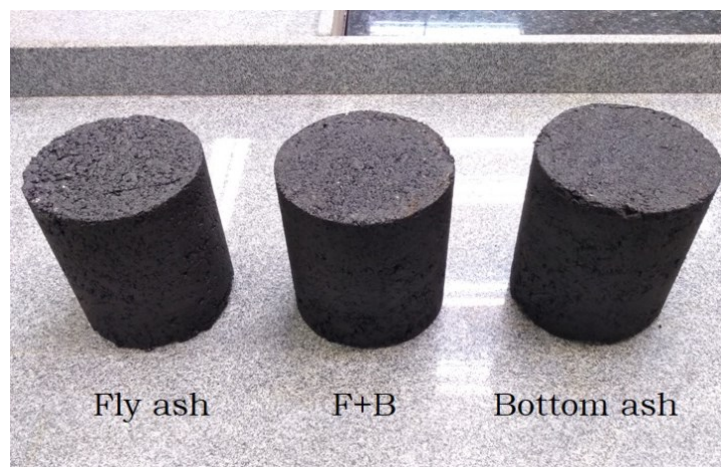
mistura esteja situado fora da área definida como limite, essa mistura é considerada reprovada.

Figura 7.5–Gráfico final dos resultados obtidas da mistura asfáltica ensaiada.



Fonte: Autor (2019).

Figura 7.6–Misturas compactadas pela PCG.



Fonte: Autor (2019).

### 7.1.2 Ensaio de Duriez

O ensaio Duriez (NF 98-251-1, 1995) visa romper o corpo de prova por compressão direta simples para avaliar a ação deletéria da água nas misturas asfálticas induzindo, assim, a perda de resistência. Esse procedimento consiste em preparar no mínimo doze corpos de prova com massa total de 1.000 g para composições granulométricas com  $D_{\text{máx}} < 14,0$  mm.

Esse ensaio foi definido como critério para redução da quantidade de corpos de prova, que seriam executados ensaios dos teores aprovados na Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG).

Antes de iniciar a compactação, os moldes cilíndricos de aço ( $80,0\text{mm} \pm 1\text{mm}$  de diâmetro interno e 190mm de altura, ilustrados na Figura 7.7 são colocados por duas horas na estufa em temperatura de usinagem.

Figura 7.7–Moldes cilíndricos para o ensaio de Duriez.



Fonte: Autor (2019).

A compactação dos corpos de prova deve ser realizada por duplo pistão, havendo durante o processo o mínimo possível de perda de temperatura. A carga de aplicação especificada, 60 kN para  $D_{\text{máx}} < 14,0$  mm, deve ser atingida no máximo em 60 segundos e mantida até 5 minutos.

A desmoldagem dos corpos de prova é realizada quando atingirem a temperatura ambiente (no mínimo quatro horas após a compactação). As 24 horas após a compactação é denominada tempo de cura e os corpos de prova devem permanecer em repouso em temperatura ambiente ( $15^{\circ}\text{C}$  a  $25^{\circ}\text{C}$ ). Após a desmoldagem dos corpos de provas, é realizada a verificação das massas de cada corpo de prova, a uma precisão de 1,0 g, e da altura média medida em três pontos diferentes, com 0,1 mm de precisão.

Figura 7.8—Corpos de provas confeccionados referente as mistura com adição de *Bottom ash*.



Fonte: Autor (2019).

A massa específica volumétrica aparente ( $MV_a$ ) é calculada em relação às medidas geométricas. Faz-se uma triagem, o corpo de prova que tiver o  $MV_a$  afastado da média do lote em  $\pm 1,0\%$  é rejeitado, caso vários corpos de provas se afastarem desta tolerância, toda a série é rejeitada.

Através das medições de  $MV_a$ , os corpos de provas são divididos em 3 lotes homogêneos, sendo que a  $MV_a$  de cada lote deve ser a mais próxima possível da  $MV_a$  média da totalidade do lote. Para o caso de misturas asfálticas com  $D_{m\acute{a}x} < 14,0$  mm, os corpos de prova são divididos da seguinte forma:

- 2 são destinados à medida das massas volumétricas hidrostáticas ( $MV_{hid}$ ) (para misturas asfálticas com percentagem de vazios abaixo de 15%);
- 4 ou 5 são destinados à conservação sem imersão;
- 4 ou 5 são destinados à conservação sob imersão;

Observação: No mínimo 4 corpos de prova para  $D_{m\acute{a}x} \geq 14,0$  mm e 5 para  $D_{m\acute{a}x} < 14,0$  mm.

Os corpos de prova destinados à conservação sem imersão devem permanecer em câmara térmica a  $18^\circ\text{C}$  e com umidade relativa do ar controlada em  $50 \pm 10\%$  durante 7 dias. Já os corpos de prova destinados à conservação com imersão, são previamente submetidos a um tratamento de limpeza (desobstrução dos vazios) após 24 horas da compactação, através de uma bomba de vácuo.

Então é realizada a lavagem dos corpos de prova e estes são submetidos à pressão residual de 350 mmHg  $\pm$  5% por aproximadamente 1 hora. Em seguida, a água é introduzida na bomba de vácuo e mantida por mais 2 horas. Depois dessa etapa, os corpos de prova são retirados da bomba de vácuo, pesados e colocados em uma câmara térmica a 18°C imersos durante 7 dias.

Passados os 7 dias sob imersão, os corpos de provas são submetidos à compressão simples em uma prensa com a mesma velocidade de avanço do prato de 1 mm/s, sendo a carga máxima o valor a ser registrado, conforme demonstrado na Figura 7.9.

Figura 7.9–Processo de rompimento do corpo de prova de Duriez.



Fonte: Autor (2019).

A resistência à compressão dos corpos de prova é expressa através da Equação 7-4, com a qual pode se estabelecer as relações da resistência com imersão ( $r$ ) e a resistência sem imersão ( $R$ ) na água.

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad (7-4)$$

Onde:

- F Carga máxima de ruptura do corpo de prova, em Kgf;
- A Área da seção transversal do corpo de prova, em cm<sup>2</sup>.

Figura 7.10–Corpos de provas de Duriez, antes e após o rompimento.



Fonte: Autor (2019).

Para o tipo de concreto asfáltico utilizado nessa pesquisa, a relação  $r/R$  deve ter um valor superior a 0,70, que significa perda de menos de 30% de resistência. Porém existem outros tipos de misturas que estabelecem valores de tolerância de acordo com as suas classificações (AFNOR NF P 98-130 a 141, 1993).

Conforme mencionado por Barra (2009), o ensaio de Duriez é o único dos ensaios previstos nos níveis destinados à formulação de novas misturas asfálticas que não possui relação direta com esforços provenientes das solicitações práticas nos pavimentos. Entretanto, possui uma relação  $r/R$  variando habitualmente de 0,65 a 1,0.

### 7.1.3 Ensaio de Deformação Permanente

O ensaio de deformação permanente (AFNOR NF P 98-253-1, 1993) consiste em verificar a resistência dos concretos asfálticos em relação ao afundamento nas trilhas de roda por meio de uma mesa compactadora pneumática (Figura 7.11) que é utilizada para moldar placas, de acordo com os critérios previstos na norma (AFNOR NF P 98-250-2, 1991). As placas possuem as dimensões de 150,00mm de largura, 500,00 mm de comprimento e 50,00 mm ou 100,00 mm de espessura, dependendo da espessura de utilização em campo.

Figura 7.11–Equipamento para compactação das placas de misturas asfálticas.



Fonte: Autor (2019).

Após a compactação, as placas devem permanecer no mínimo um período de dois dias em repouso sobre uma superfície plana, para a cura do concreto asfáltico.

Em seguida, as placas são colocadas na máquina de ensaio que possui uma câmara de aquecimento interno capaz de atingir  $70^{\circ}\text{C}$ , conforme demonstrado na Figura 7.12. Este equipamento testa duas placas simultaneamente com a passagem de um eixo simples de roda simples com carga de 5,0 kN, pressão de inflação de 0,6 MPa e temperatura de  $60^{\circ}\text{C}$ .

Figura 7.12–Equipamento de deformação permanente "ornièreur" tipo LPC.



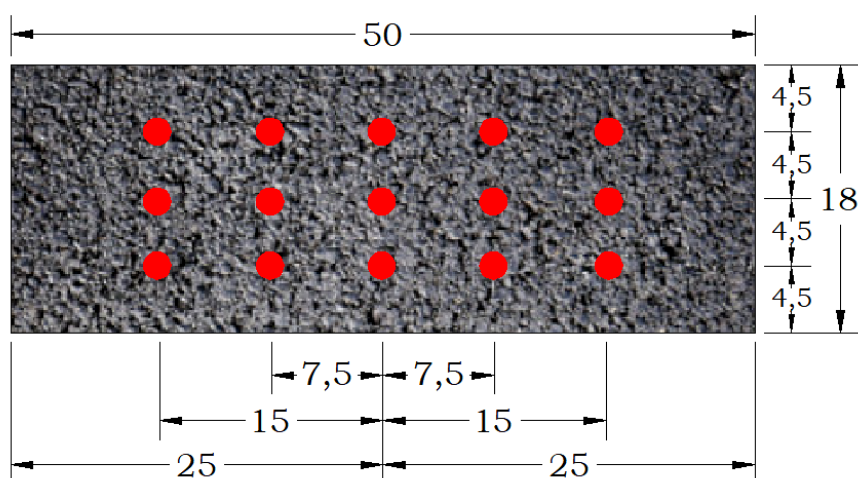
Fonte: Manuel LPC (2007).



Antes do início dos ciclos é necessário que a temperatura no interior da câmara térmica atinja 60°C por um período mínimo de horas, sendo monitorada por uma sonda térmica embutida na placa.

Em seguida, são realizadas as leituras iniciais com extensômetros, para avaliar as condições superficiais das placas medidas em 15 pontos distintos, conforme demonstrado na Figura 7.13, que servem como ponto de partida para as leituras realizadas após as solicitações durante: 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000 ciclos, obtendo, para cada série de ciclos, a média dos afundamentos gerados pela ação do carregamento.

Figura 7.13–Pontos de leitura da deformação permanente.



Fonte: Autor (2019).

Um ciclo resulta na passagem de ida e volta. É realizada uma média do afundamento de todos os pontos lidos, em cada ciclo, após a ação do carregamento e submissão a uma frequência constante de 1 Hz, na qual um eixo solicitante percorre as placas na mesma trilha de roda.

Caso o afundamento médio das placas alcance 15% do valor da espessura inicial, o ensaio é interrompido. A profundidade das trilhas de rodas é calculada conforme a Equação 7-5.

$$Y = A'' \left( \frac{N}{1000} \right)^b \quad (7-5)$$

Onde:

- Y Profundidade da deformação em N ciclos;
- A'' Profundidade da deformação a 1.000 ciclos;
- N Número de ciclos;
- b Inclinação da reta em coordenadas logarítmicas.

Segundo Manuel LPC (2007), o resultado do ensaio de Deformação Permanente é satisfatório quando a espessura final não ultrapassar 5%, 7,5% ou 10% da espessura inicial. As placas que tiverem resultados abaixo de 10% não apresentam riscos de deformação permanente em condições ditas Severas e resultados abaixo de 5% não apresentam riscos em condições ditas Muito Severas. O valor de 7,5% é uma condição intermediária.

## 7.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FUNCIONAL

A macrotextura da superfície influencia fortemente o comportamento da aderência pneu pavimento pela possibilidade da evacuação d'água para fora da superfície de contato pneu pavimento (MOMM, 1998).

Diante disso, nesta pesquisa, para a caracterização das propriedades superficiais, como a macrotextura e a capacidade de escoamento superficial da água, foram realizados os ensaios de mancha de areia e drenabilidade.

### 7.2.1 Ensaio de Mancha de Areia

Para a caracterização da rugosidade das camadas superficiais logo após a compactação, bem como ao longo da vida útil dos pavimentos, é empregado o ensaio de mancha de areia devidamente normatizado pela AFNOR NF P 98-216-1 (1993).

O ensaio é realizado a partir das placas de misturas asfálticas moldadas na mesa de compactação pneumática, utilizada nos procedimentos dos ensaios de deformação permanente. O procedimento do ensaio consiste em:

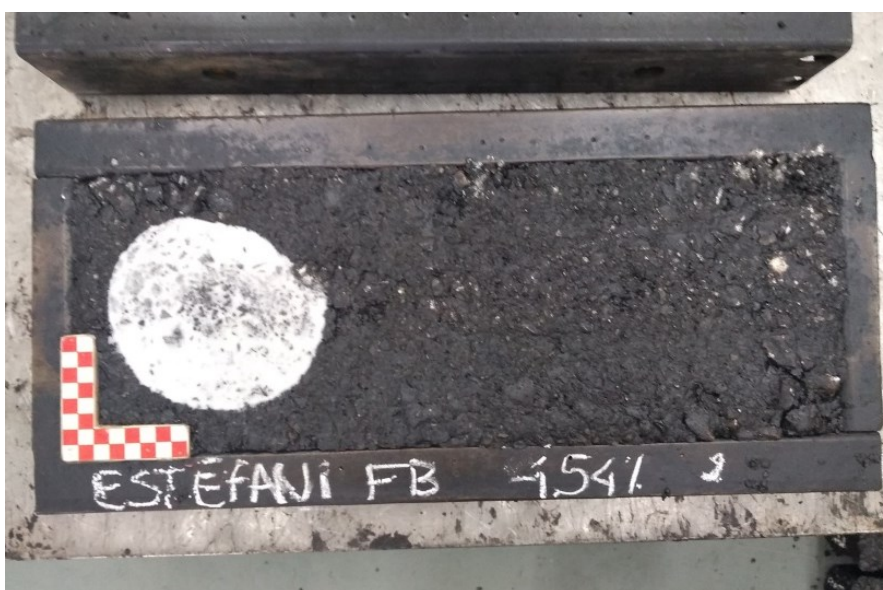
- Limpar previamente a superfície da placa a ser ensaiada;
- Aplicar o volume padronizado de material (areia com morfologia esférica) de 25cm<sup>3</sup>;
- Realizar o espalhamento sobre a superfície em movimentos circulares, (Figura 7.14);
- Anotar as medidas do diâmetro da mancha formada e o diâmetro médio (Figura 7.15);
- Determinar a altura média da mancha de areia (HS) através da Equação 7-6.

Figura 7.14–Ensaio de mancha de areia.



Fonte: Autor (2019).

Figura 7.15–Medições de mancha de areia.



Fonte: Autor (2019).

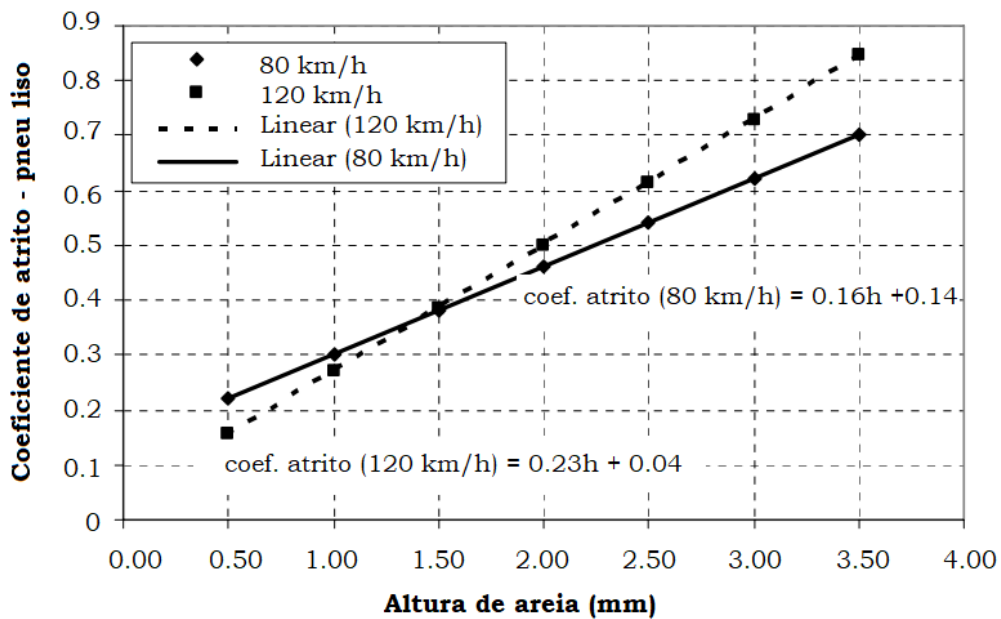
$$HS = \frac{4V}{\pi D_m^2} \quad (7-6)$$

Onde:

- HS      Altura média da macrotextura média do pavimento (cm);  
 V      Volume de material a ser espalhado (cm<sup>3</sup>);  
 D<sub>m</sub>    Diâmetro médio formado pelo espalhamento do material (cm).

A relação entre o coeficiente de atrito e a altura de areia demonstra uma forte proporcionalidade entre as variáveis, conforme demonstrado por Pasquet (1968) na Figura 7.16.

Figura 7.16–Relação entre coeficiente de atrito e altura de areia.



Fonte: Pasquet (1968).

Pasquet apresenta ainda a relação entre os valores de altura de areia com a velocidade de tráfego para rodovias, conforme Tabela 7.1. Dessa maneira, em função da altura da mancha de areia pode ser feita a classificação da textura superficial, de modo a analisar a aderência pneu-pavimento em superfícies molhadas.

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

Textura superficial	Limites da altura da mancha de areia – HS (mm)	Aplicação do revestimento
Muito fina	$HS < 0,20$	Não deve ser utilizado
Fina	$0,20 \leq HS \leq 0,40$	Reservado para zonas urbanas $V < 80$ km/h
Média	$0,40 \leq HS \leq 0,80$	Indicado para via com $80$ km/h $< V < 120$ km/h
Grossa	$0,80 \leq HS \leq 1,20$	Indicado para via com $V > 120$ km/h
Muito grossa	$HS \geq 1,20$	Indicação em casos especiais, como por exemplo: zona com clima muito frio e presença de gelo na superfície

Fonte: Pasquet (1968).

Apesar do material previsto inicialmente pela norma ser areia, nessa pesquisa foi utilizada microesfera de vidro, que é o material correntemente empregado em pesquisas realizadas no LTP-EPUSP, conforme discorrido por Siroma (2018).

Alguns estudos relacionaram a influência do tipo de areia em comparação à utilização de microesferas de vidros. Como resultado, de modo geral, as microesferas apresentam uma angularidade inferior ao das areias. Entretanto, para as superfícies testadas, os resultados de teste de mancha de areia para ambos os materiais foram semelhantes, indicando que a angularidade e a forma não são fatores que influenciam os valores obtidos diretamente desse ensaio (SINICESP, 2016).

É importante ressaltar que a classificação superficial proposta por Pasquet foi projetada em condições pluviométricas distintas das brasileiras, fazendo-se necessários estudos a fim de estabelecer parâmetros classificatórios adequados aos índices pluviométricos do Brasil.

### 7.2.2 Ensaio de Drenabilidade

O ensaio de drenabilidade similar ao proposto pela AFNOR NF P 98-254-3 visa avaliar a capacidade de escoamento da água superficial, através dos canais da rugosidade de uma mistura asfáltica, permitindo caracterizar a textura superficial relacionando as condições do pavimento com a possibilidade de ocorrência de aquaplanagem dos veículos.

O drenômetro utilizado nesta pesquisa foi disponibilizado pelo LTP-EPUSP, o mesmo possui dimensões baseadas no equipamento do *Highway, Railroads na Rock Enginneering* (ISETH) de Zurique, na Suíça.

O drenômetro consiste em um cilindro plástico transparente com aproximadamente 114,3 mm de diâmetro, com abertura circular de 50,0 mm de diâmetro, que é fechada com uma rolha antes do início do ensaio, para o escoamento de um determinado volume de água em quantidade padronizada, pelo fundo do recipiente. Em sua parede há duas marcações de níveis de água. A base deste cilindro contém um anel de borracha rígida que faz contato direto com a superfície asfáltica a ser analisada, além disso, há também uma argola metálica, visando aumentar o peso e conferindo uma maior estabilidade ao drenômetro durante o ensaio. O resultado desse ensaio pode ser expresso em termos de tempo ou de vazão média de escoamento.

O ensaio, conforme ilustrado na Figura 7.17, consiste em apoiar o cilindro sobre a superfície, preenchê-lo com água e em seguida retirar a tampa de vedação do fundo do cilindro, medindo o tempo gasto para o escoamento do volume de água entre as duas marcas.

Figura 7.17–Ensaio de drenabilidade.



Fonte: Autor (2019).

## 8 APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Os ensaios pertinentes a esta pesquisa foram realizados seguindo o cronograma estabelecido na Figura 1.1. Neste capítulo serão apresentados os resultados com suas respectivas análises.

Cabe ressaltar, conforme a discussão tratada no item 3.3.2.1, que as misturas asfálticas propostas foram formuladas com base na concepção da mistura francesa BBSG 0/14mm, que é aplicada frequentemente em camadas de rolamento e de ligação naquele país, logo, possuem caráter funcional e não estrutural.

Esta base de formulação, de acordo com a norma AFNOR NF EN 13108-1 (2007), permitiu com que fosse possível tomar como parâmetros os limites normativos referentes aos ensaios realizados para este tipo de mistura.

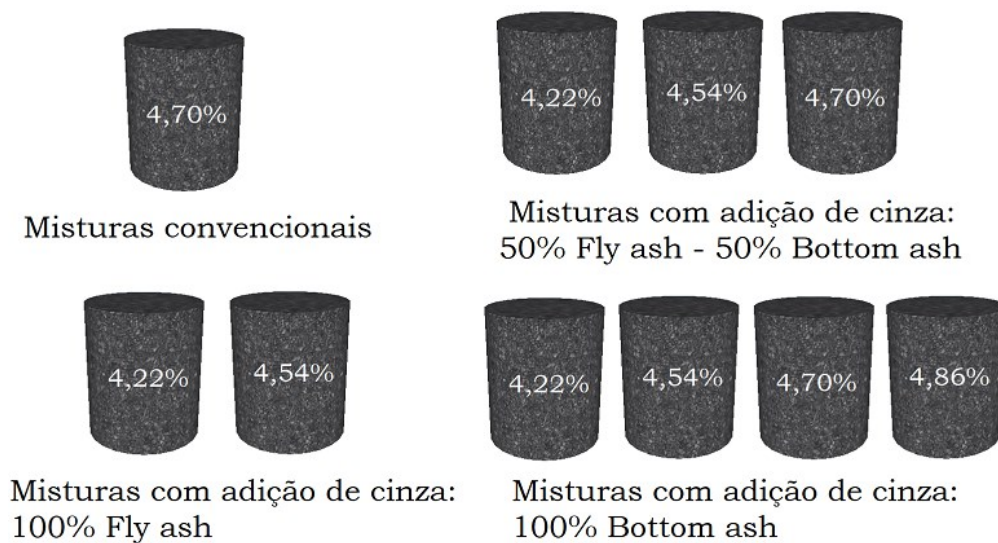
### 8.1 ENSAIOS EMPIRICOS DE PREPARAÇÃO DAS MISTURAS

Os teores de ligante de partida nesta etapa da pesquisa foram baseados no trabalho de Eing (2018), isto é, 4,54%, 4,70%, 4,86%. Entretanto, a partir dos resultados preliminares da campanha experimental desta pesquisa, notadamente com o uso da PCG, foi observada a possibilidade de se trabalhar com teores abaixo de 4,54%, a fim de melhorar os resultados já obtidos, bem como de reduzir o consumo de ligante, tendo sido incorporado o teor de 4,22% à série.

#### 8.1.1 Ensaio de Prensa de Compactação Giratória

O ensaio da prensa de compactação giratória (PCG) é normatizado pela norma AFNOR NF P 98-252 (1999) e foi realizado com o equipamento da série PCG-3, disponibilizado pelo LTP-EPUSP. Neste ensaio foram produzidos 30 corpos de prova, sendo 3 corpos de provas para cada teor estudado; os resultados médios obtidos nos ensaios estão apresentados nas Figuras 8.2 a 8.5, e os conjuntos de misturas asfálticas e seus respectivos teores estudados estão apresentados na Figura 8.1.

Figura 8.1–Corpos de provas realizados no ensaio de prensa de compactação giratória.



Fonte: Autor (2019).

Conforme demonstrado na Figura 8.1, nesta pesquisa as misturas convencionais executadas, foram as formuladas somente com teor de ligante de 4,70%, visto que Siroma (2018) executou os ensaios do mesmo tipo de mistura com a mesma formulação nos teores de ligantes iguais a 4,22%, 4,54% e 4,86%.

Para as misturas asfálticas do tipo BBSG, as prerrogativas normativas estabelecem a aferição do teor de vazios a 80 giros, devendo enquadrar-se no intervalo entre 4,0% e 9,0%. Nas Figuras 8.2 a 8.5, os limites normativos estão demonstrados pelos alinhamentos chamados limite superior e inferior BBSG.



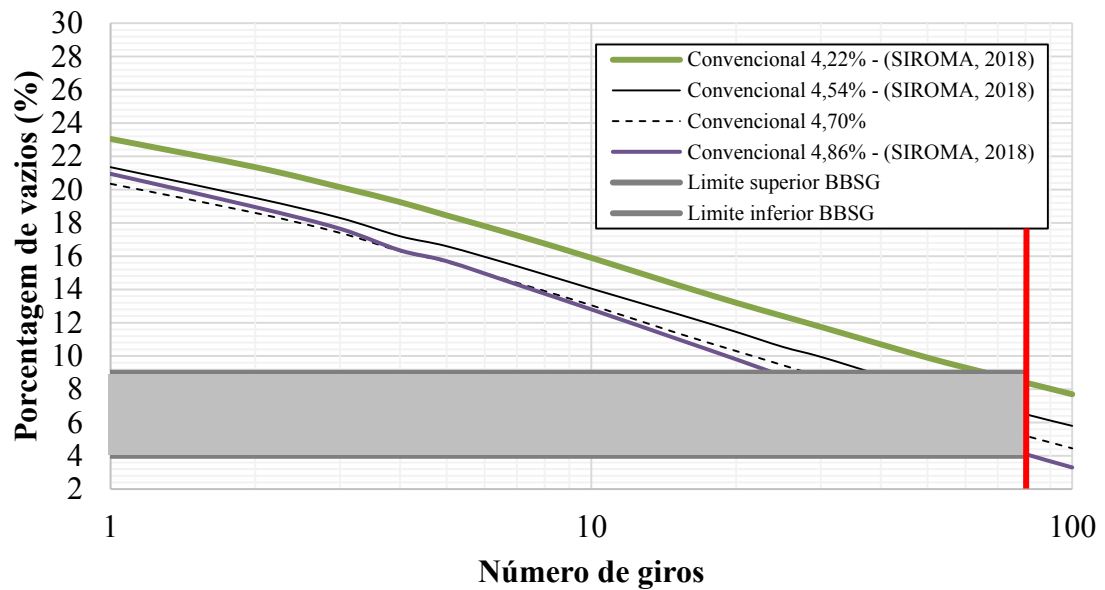
Tabela 8.1 – Resultados da prensa de compactação giratória.

Mistura	Teor de ligante (%)	Número de giros	
		10	80
		V <sub>mín</sub> = 11%	V <sub>mín</sub> = 4% V <sub>máx</sub> = 9%
Convencional	4,22*	15,90	8,40
	4,54*	14,00	6,50
	4,70	13,05	5,20
	4,86*	12,80	4,10
100% Fly ash	4,22	11,00	4,30
	4,54	8,45	3,30
50% Fly ash e 50% Bottom ash	4,22	12,10	4,90
	4,54	11,85	4,25
	4,70	9,70	1,75
100% Bottom ash	4,22	14,45	8,35
	4,54	12,95	6,45
	4,70	10,65	4,10
	4,86	11,00	3,93

(\*) Resultados obtidos por SIROMA (2018).

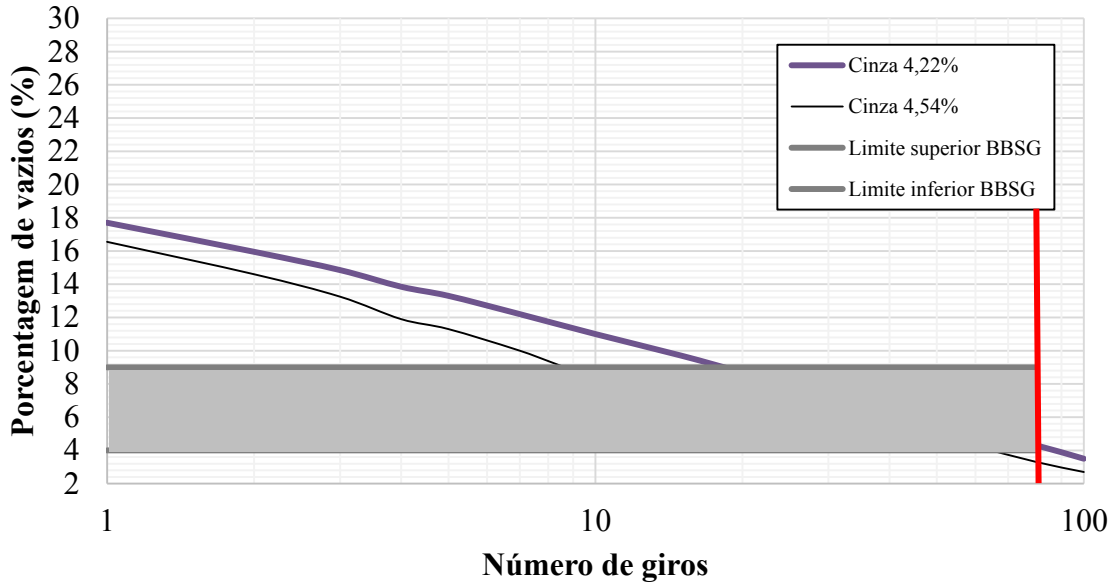
Fonte: Autor (2019).

Figura 8.2–Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas convencionais.



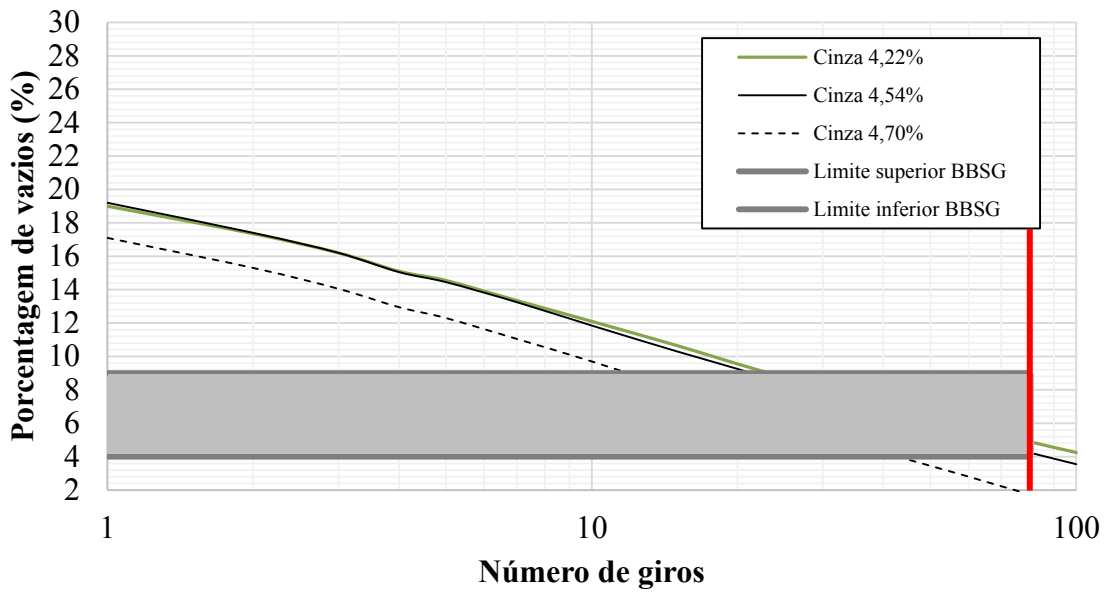
Fonte: Autor (2019).

Figura 8.3—Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas com adição de cinza 100% *Fly ash*.



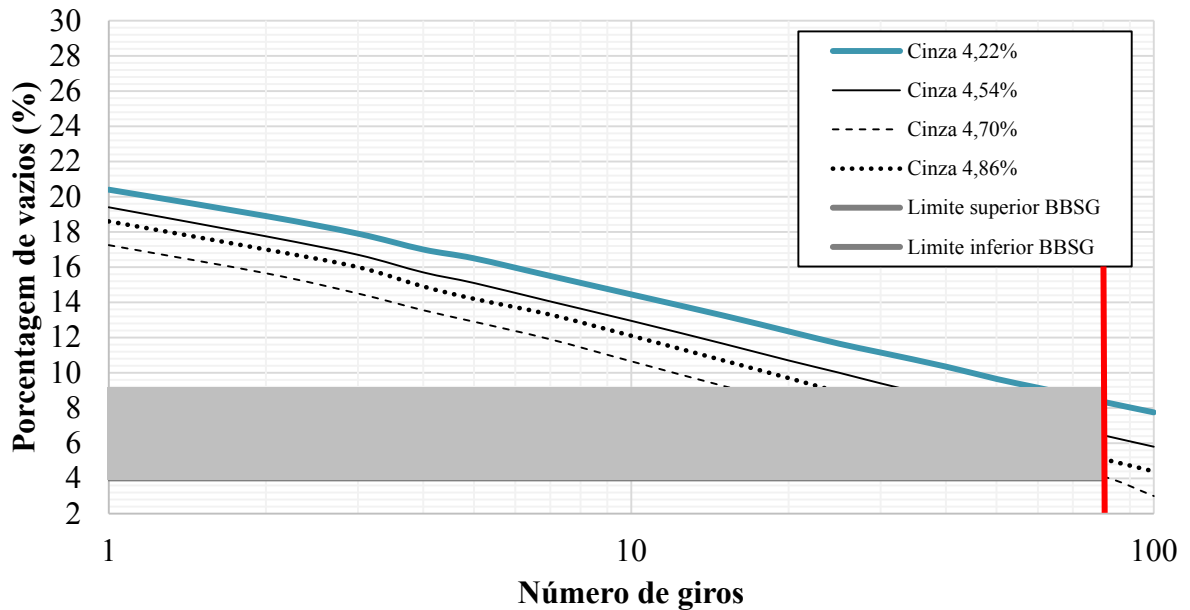
Fonte: Autor (2019).

Figura 8.4—Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas com adição de cinza 50% *Fly ash* + 50% *Bottom ash*.



Fonte: Autor (2019).

Figura 8.5–Resultado da prensa de compactação giratória – Misturas com adição de cinza  
100% *Bottom ash*.



Fonte: Autor (2019).

Analisando a Tabela 8.1, é possível constatar que as misturas asfálticas com adição de cinza em 100% Fly ash com teor de ligante de 4,54% obtiveram um teor de vazios a 80 giros de 3,30%. Já as misturas asfálticas com adição de cinza em 50% Fly ash + 50% Bottom ash com teor de ligante em 4,70% obtiveram um teor de vazios a 80 giros de 1,75% e por fim as misturas asfálticas com adição de cinza em 100% Bottom ash com teor de ligante de 4,86% obtiveram uma porcentagem de vazios a 80 giros de 3,93%.

Por apresentarem teores inferiores ao valor mínimo determinado pela norma em 4%, essas amostras são consideradas reprovadas. Esses resultados comprovam que as misturas asfálticas demonstrariam em campo uma habilidade de compactação indesejada, ou seja, com uma precoce diminuição excessiva dos vazios, situação que poderia desencadear o potencial surgimento de deformação permanente e até mesmo de exsudação no campo.

De acordo com os resultados apresentados nas Figuras 8.2 a 8.5, tem-se que todas as outras misturas asfálticas, exceto as mencionadas acima, estão enquadradas na faixa normativa de limites quanto ao teor de vazios, para misturas asfálticas do tipo BBSG, tomando como referência a leitura em 80 giros.

Analisando os resultados obtidos para as misturas do tipo convencional, verifica-se um teor superior de vazios quando comparadas com as demais misturas ensaiadas. É importante frisar que, dentre as misturas betuminosas estudadas, a única divergência consiste no emprego de material de diferentes propriedades na fração de fundo, que integram 6,0% do peso da mistura betuminosa.

Neste contexto, é possível constatar que a morfologia e a textura dos granulares têm uma forte influência na habilidade de compactação das misturas betuminosas. Observando que os materiais graníticos possuem características herdadas pela rocha mãe e que podem ser um pouco modificadas pelas técnicas de britagem, as mesmas apresentam um formato predominante subangular e superfície áspera ou rugosa, favorecendo o intertravamento granular, resultando em misturas asfálticas mais estáveis.

O comportamento de densificação das misturas com adições de cinzas podem ser justificados também pela sua morfologia, sendo identificado nas cinzas um formato esférico de diferentes diâmetros e partículas irregulares de tamanhos variados. Conforme mencionado no item 6.2.1, esse comportamento dos grãos é explicado pelas diferentes manifestações da sílica presente em amostras de cinzas de carvão, que são responsáveis pela forma das partículas de tamanhos irregulares.

Com base nos resultados obtidos na formulação com adição das cinzas no teor de ligante de 4,22%, nota-se uma tendência de comportamento. As misturas com 100% Fly ash, quando analisadas a percentagem de vazios a 80 giros, chegam a 4,30% de vazios; as misturas com 50% Fly ash + 50% de Bottom ash chegam a 4,90% de vazios em suas misturas; e, por fim, a mistura com adição de 100% Bottom ash apresenta uma porcentagem de vazios igual a 8,35%.

Analisando as características mineralógicas das cinzas testadas, observa-se de uma forma geral, que as cinzas Fly ash são constituídas predominantemente de material vítreo de natureza sílico aluminosa e em menor proporção de compostos cristalizados. Essa morfologia das partículas, conforme mencionado por Rohde *et al.* (2006), varia de acordo com as condições de queima, portanto as cinzas volantes provenientes da combustão de carvão pulverizado contêm predominantemente partículas esféricas com pequenas quantidades de cenosferas e de partículas irregulares conforme já observado em na caracterização das cinzas, conferindo a essas misturas uma maior densificação.

Quanto às cinzas Bottom ash, são constituídas por uma fase vítrea silico-aluminosa e associadas a Carbono na fase amorfa. As características morfológicas são apresentadas em quatro tipos principais, de acordo com Rohde (2006): partículas transparentes arredondadas e irregulares, partículas opacas angulosas a subangulosas e, finalmente, de formas esféricas. Essas características, quando comparadas à morfologia das cinzas Fly ash, justificam o comportamento dessas misturas apresentando um melhor embricamento dos granulares, resultando em um maior volume de vazios.

Esse comportamento pode ser observado nos demais teores estudados. A sensibilidade elevada comprova a importância que a interação entre os granulares exerce no comportamento das misturas asfálticas, pois ao se analisar a mesma adição de teor de ligante entre amostras com adição de cinzas e as misturas convencionais, notou-se uma formação menor dos teores de vazios para as primeiras, corroborando os resultados de caracterização morfológica já apresentada.

Observando os gráficos plotados com os resultados dos ensaios, fica evidente que o aumento do teor de ligante ocasiona maior compacidade das misturas asfálticas, o que é justificado pelo aumento da lubrificação gerada entre os granulares pelo acréscimo de ligante, resultando em maior acomodação das partículas.

Além do teor de ligante e a natureza dos granulares, conforme já mencionado, outro fator que deve ser destacado é o controle da temperatura, de fundamental importância no estudo, pois influencia diretamente na viscosidade do ligante.

Neste contexto, o controle da temperatura, tanto de usinagem quanto de compactação, foi rigoroso durante a etapa de ensaios laboratoriais, o que garantiu resultados coerentes relacionados à habilidade de compactação das misturas asfálticas, em função das propriedades de seus componentes. A negligência no controle da temperatura pode ocasionar um resultado incorreto da compacidade, prejudicando a análise da influência morfológica dos grãos, o que é de extrema importância em estudos de incorporação de materiais alternativos nas misturas asfálticas.

Destaca-se que, de acordo com LCPC (2014), esse controle de temperatura laboratorial é praticamente impraticável durante a aplicação de uma mistura em campo, devido às diversas variáveis relacionadas ao clima. Logo, uma mistura asfáltica que à temperatura controlada de laboratório apresentou uma quantidade de vazios dentro dos limites

normativos, pode não ter esse mesmo desempenho em campo. Diferentemente da compactação isotérmica em laboratório, a mistura asfáltica experimenta um elevado gradiente térmico ao estar em contato com a temperatura ambiente do local de aplicação, o que acarretaria em uma compactação menos eficiente (SIROMA, 2018).

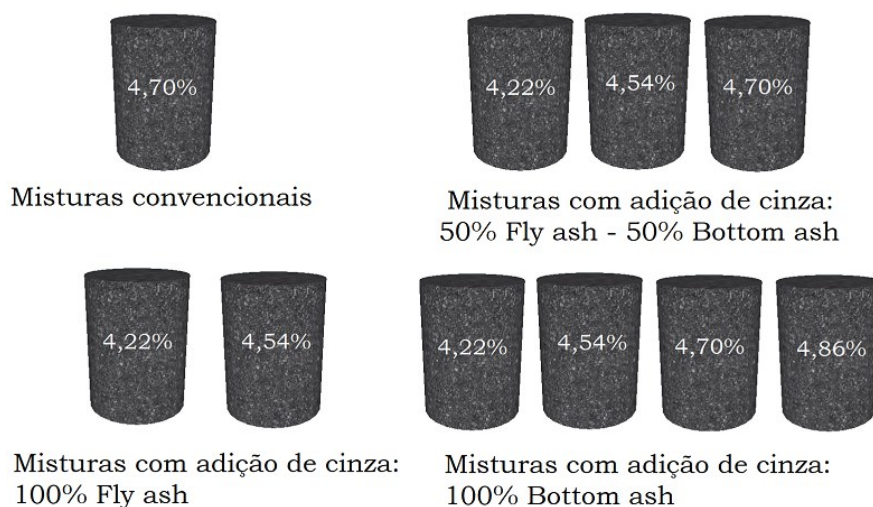
O Manuel LCP (2007), ainda informa que as misturas asfálticas compostas por granulares graníticos tendem a ser mais difíceis de compactar, devido ao seu elevado ângulo de atrito.

### 8.1.2 Ensaio de Duriez

Neste ensaio é avaliada a resistência à sensibilidade à água das misturas asfálticas, tendo sido executado após a conclusão dos ensaios de PCG, com as seguintes misturas:

- Para a formulação convencional, misturas com o teor de ligante de 4,70%, visto que Siroma (2018) executou os ensaios da mesma mistura com a mesma formulação nos teores de ligante iguais a 4,22%, 4,54% e 4,86%;
- Para as formulações com adição de cinzas, foram ensaiadas misturas com 100% Fly e teor de ligante de 4,22%, 50% Fly e 50% Bottom com os teores de ligante de 4,22% e 4,54%, formulação com 100% Bottom com teores de ligante de 4,22%, 4,54% e 4,70%. Outros teores não foram estudados devido às demais formulações não terem sido aprovadas nos ensaios da PCG, de acordo com os limites normativos preconizados para misturas do tipo BBSG.

Figura 8.6—Corpos de provas realizados no ensaio de Duriez.



Fonte: Autor (2019).

Como já mencionado, as misturas asfálticas desta pesquisa possuem uma distribuição granulométrica próxima de uma mistura densa do tipo BBSG. Assim, a relação obtida entre os corpos de prova condicionados na água (r) e condicionados a seco (R), de acordo com as especificações francesas, deve estar acima de 0,70.

Os resultados das médias das resistências encontradas estão descritas na Tabela 8.2.

Tabela 8.2 – Resultados do Duriez, relação r/R.

<b>Tipo de mistura</b>	<b>Teor de ligante (%)</b>	<b>Relação r/R</b>
Convencional	4,22*	0,97
	4,54*	0,99
	4,70	0,95
	4,86*	0,99
100% Fly	4,22	0,84
50% Fly + 50% Bottom	4,22	0,75
	4,54	0,73
100% Bottom	4,22	0,73
	4,54	0,77
	4,70	0,89

(\*) Resultados obtidos por SIROMA (2018).

Fonte: Autor (2019).

Analisando os resultados obtidos, tem-se que todos os teores das misturas estudadas foram aprovados, demonstrando uma média superior ao valor mínimo adotado pela norma. Conclui-se, então, que as misturas estudadas não apresentaram uma redução superior a 30% da resistência à compressão simples.

No entanto, é importante ressaltar que novamente a morfologia das frações granulares foi decisiva nos resultados apresentados, agora na relação r/R, pois quimicamente ambas as matrizes gnáissicas e das cinzas são eletronegativas, com majoritária presença de sílica, não contribuindo em ambos os casos para uma boa resistência à ação deletéria da água. Assim, tem-se que a predominância da textura superficial rugosa e da forma subangular dos granulares gnáissicos permite melhor resistência aos esforços de cisalhamento gerados durante o processo de ruptura dos corpos de prova, em relação à condição textural superficial parcialmente lisa e macrottextural arredondada das partículas das cinzas estudadas, pois mesmo a dureza estimada dos grãos de cinza é equivalente à dos granulates gnáissicos.

Reitera-se, portanto, a necessidade do uso de agentes melhoradores de adesividade na composição dos traços das misturas estudadas em condições práticas de utilização, apesar de não terem sido utilizados nesta pesquisa, pelas razões já explanadas no item 2.3.1.1.

### 8.1.3 Ensaio de Deformação Permanente

O ensaio de deformação permanente consiste na avaliação da resistência das misturas asfálticas à formação de trilha de rodas. Este ensaio foi realizado nas misturas demonstradas na Figura 8.7, totalizando 20 placas moldadas, sendo duas para cada mistura estudada, as quais apresentaram resultados dentro das conformidades normativas nos ensaios que antecedem o nível 2.

Figura 8.7–Corpos de provas realizados no ensaio de deformação permanente.



Fonte: Autor (2019).

A Tabela 8.3 demonstra os valores obtidos através de regressões dos percentuais de afundamento nas trilhas de rodas, obtidos para cada placa ensaiada em função dos valores registrados em leituras com extensômetros após cada um dos ciclos determinados.



Tabela 8.3 – Percentagem de afundamento ao longo dos ciclos.

Tipo de mistura	Teor Ligante (%)	Número de ciclos					
		100	300	1000	3000	10000	30000
100% Convencional	4,22*	0,20	0,30	0,60	0,90	1,60	2,60
	4,54*	0,40	0,60	1,00	1,40	2,20	3,20
	4,70	0,56	0,79	1,20	1,75	2,65	3,63
	4,86*	0,70	1,00	1,40	1,90	2,80	3,80
100% Fly	4,22	0,67	0,86	1,15	1,49	1,99	2,58
50% Fly e 50% Bottom	4,22	1,05	1,40	1,93	2,58	3,55	4,75
	4,54	1,28	1,66	2,21	2,87	3,82	4,96
100% Bottom	4,22	0,95	1,11	1,33	1,57	1,87	2,21
	4,54	1,35	1,81	2,49	3,33	4,58	4,66
	4,70	2,14	2,75	3,62	4,65	6,12	7,01

(\*) Resultados obtidos por SIROMA (2018).

Fonte: Autor (2019).

A mistura BBSG 0/14mm possui três classificações possíveis, determinada em função da percentagem de afundamento após 30.000 ciclos (AFNOR, 2007).

Tabela 8.4 – Classificação dos afundamentos.

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

Fonte: AFNOR NF EN 13108-1 (2007).

De acordo com AFNOR NF EN 13108-1(2007), as misturas cujos valores obtidos através dos ensaios ficaram inferiores a 5%, podem ser classificadas como Classe 3. A mistura com 100% Bottom com o teor de ligante de 4,70%, a qual apresentou um afundamento de 7,01%, é classificada como Classe 2.

Esta classificação consiste em parâmetros de severidades baseados em condições climáticas francesas, conforme citam Barra *et al.* (2010):

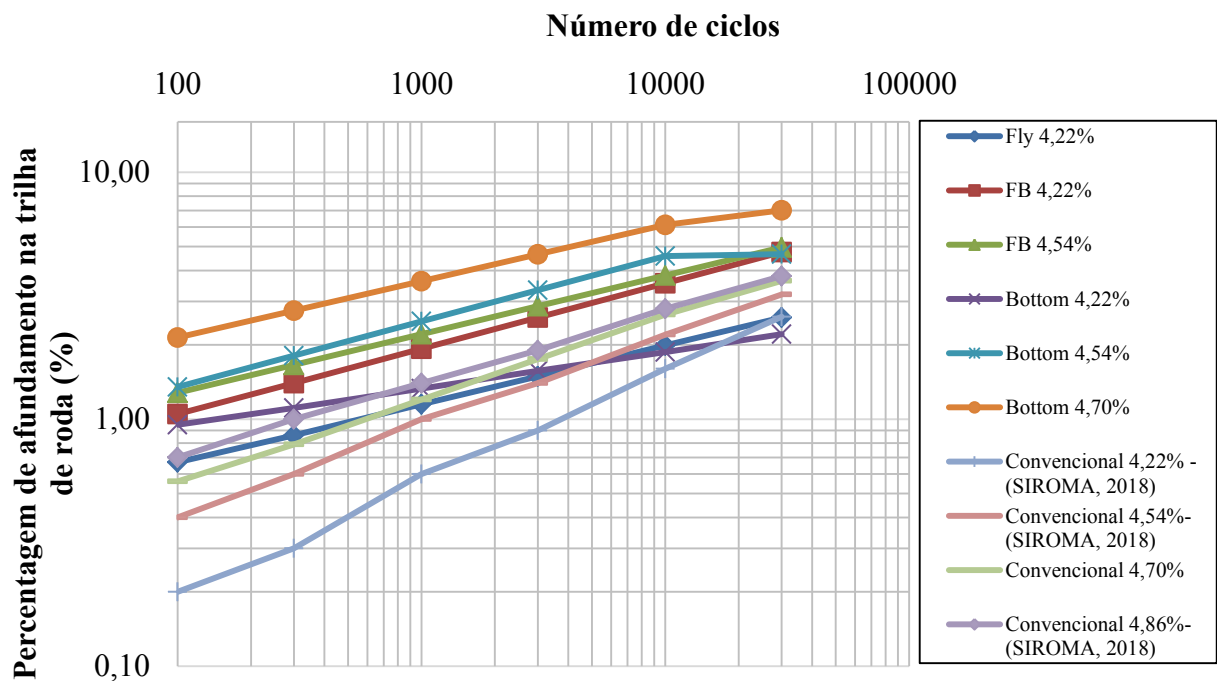
- Classe 1: Destinadas a regiões com temperatura ambiente em torno de 15°C (temperatura equivalente na França);
- Classe 2: Aplicadas a regiões com gradientes térmicos elevados ao longo do ano;

- Classe 3: Destinada a condições de tráfego particulares (tráfego canalizado, elevadas solicitações, zonas de intersecção) e climas com altas temperaturas.

As classes 2 e 3 são as que mais se assemelham ao contexto brasileiro, dependendo da região (BARRA *et al.*, 2010).

A Figura 8.8, expressa os valores apresentados na Tabela 8.3, ilustra um panorama geral das misturas asfálticas analisadas.

Figura 8.8–Resultados das misturas do ensaio de deformação permanente.

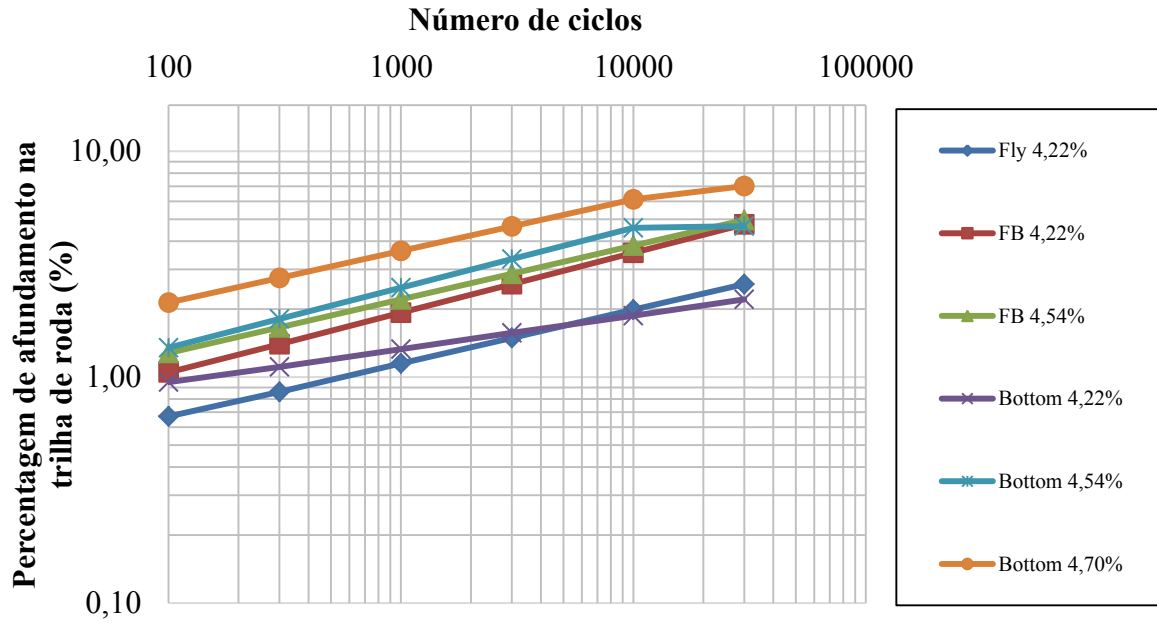


Fonte: Autor (2019).

Analisando as misturas dosadas com o teor de 4,22% de ligante, tem-se que todas se enquadraram na classe 3, o que significa que possuíamos melhores condições de resistência ao afundamento na trilha de roda para a categoria BBSG, isto é, abaixo de 5,0%.

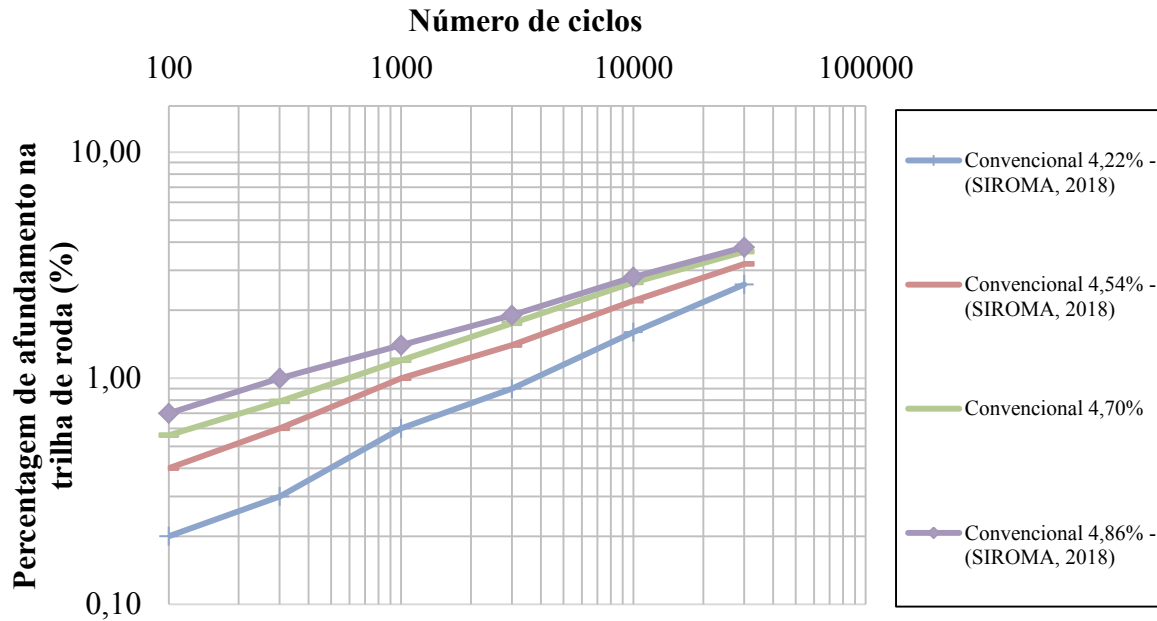
Ainda com base nos resultados demonstrados na Figura 8.8, é possível constatar também que quanto maior o teor de ligante asfáltico utilizado, maior será a deformação permanente encontrada na mistura asfáltica.

Figura 8.9–Evolução do afundamento das misturas com adição de cinzas.



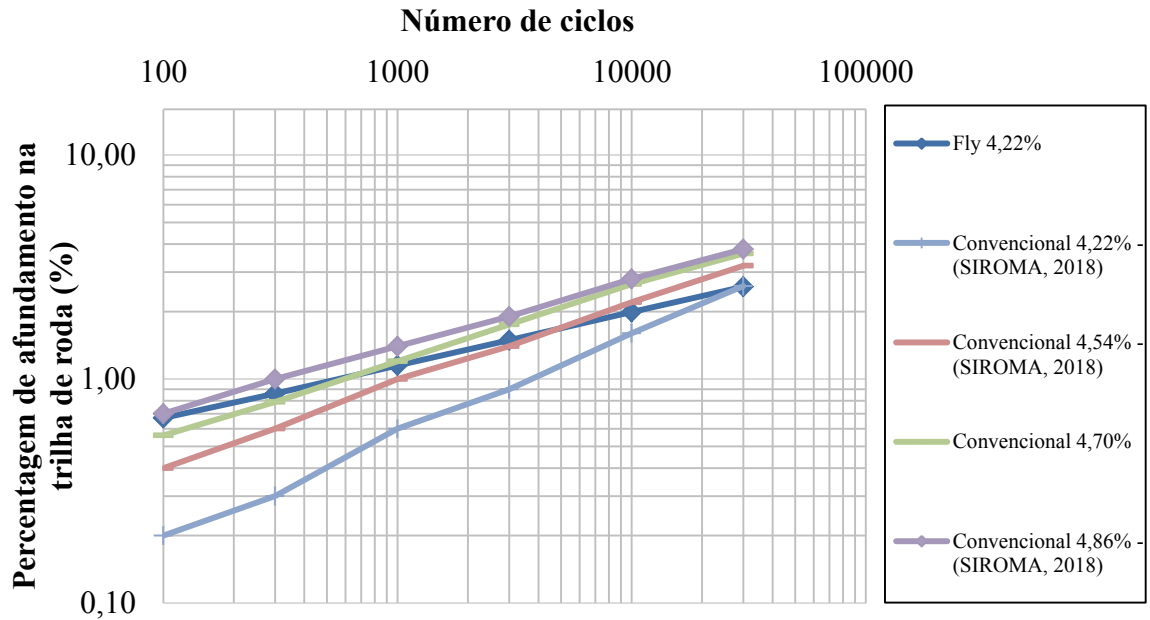
Fonte: Autor (2019).

Figura 8.10–Evolução do afundamento das misturas convencionais.



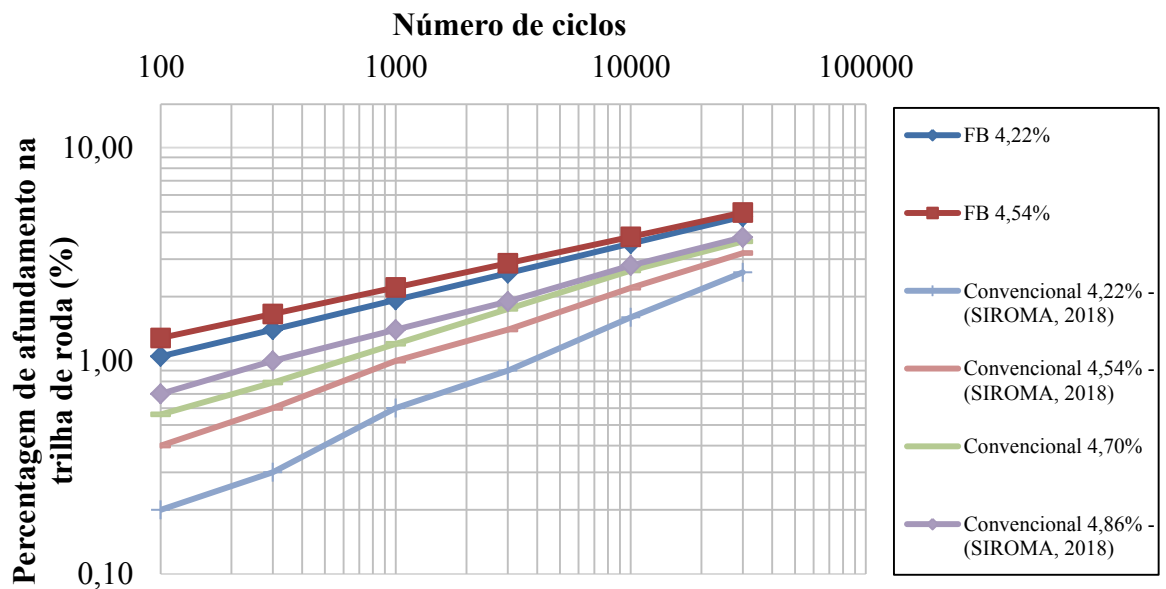
Fonte: Autor (2019).

Figura 8.11–Evolução do afundamento entre misturas Fly ash e convencionais.



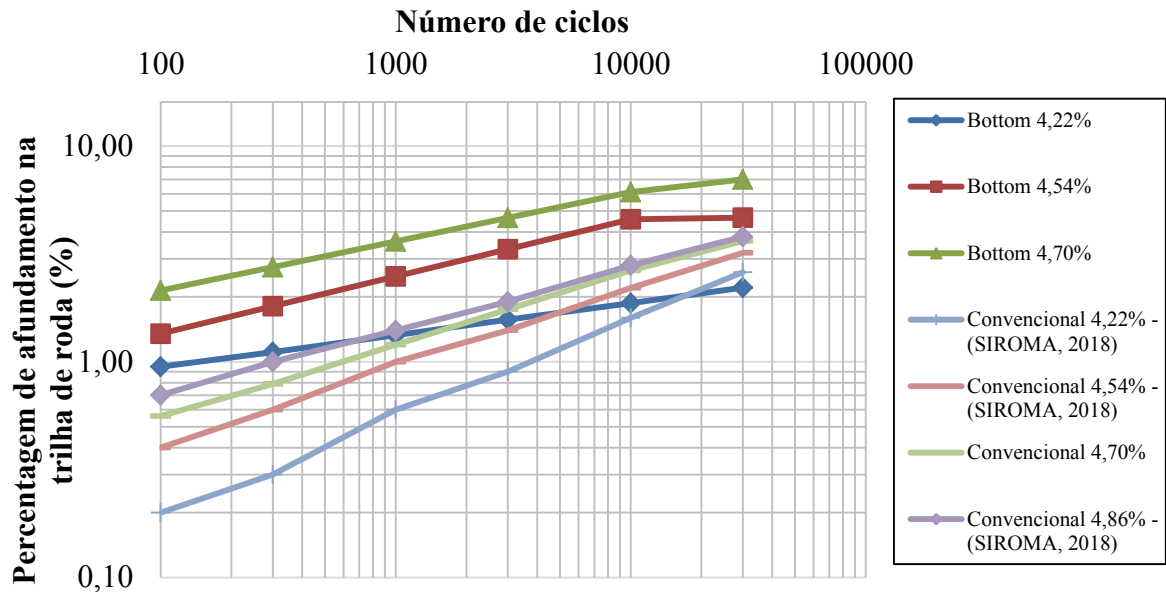
Fonte: Autor (2019).

Figura 8.12–Evolução do afundamento entre misturas 50% Fly ash + 50% Bottom ash e convencionais.



Fonte: Autor (2019).

Figura 8.13–Evolução do afundamento entre misturas Bottom ash e convencionais.



Fonte: Autor (2019).

A partir dos gráficos apresentados, de forma geral, tem-se que os resultados encontrados se justificam de maneira semelhante às explicações para os resultados dos ensaios de PCG e Duriez, sendo que a morfologia e a rugosidade verificadas nas partículas das cinzas utilizadas nesse estudo indicam que este material não consegue fornecer o mesmo grau de intertravamento entre as partículas, quando comparadas aos granulares gnáissicos britados, tornando-se na maior parte das situações apresentadas menos resistente aos esforços de cisalhamento aplicados pela carga dinâmica constante aplicada a baixa frequência durante o ensaio.

No caso das misturas contendo cinzas 100% Fly e 100% Bottom, é possível observar que foram obtidos valores próximos ao da mistura convencional, pois como o teor de ligante empregado é baixo, demonstra não haver forte lubrificação das partículas de cinza, sobretudo nas mais arredondadas, prevalecendo o intertravamento propiciado pelas partículas com macrotextura subangular e microtextura rugosa, considerando a morfologia composta destes materiais, conforme análises microscópicas apresentadas. Em contrapartida, no que diz respeito à mistura 50% Fly + 50% Bottom, com o mesmo teor em análise (4,22%), o percentual obtido foi superior às demais, em razão da maior concentração de partículas arredondadas, pois acumula contribuições das frações Fly e Bottom em uma mesma amostra,

reduzindo a efetividade de intertravamento da composição, aumentando os níveis de deformação permanente.

O fato das misturas compostas com cinza apresentarem afundamentos ligeiramente menores que a mistura convencional, se deve à maior porosidade das frações de cinza em relação às de brita gnáissica, o que permite maior absorção de ligante, diminuindo sua atuação lubrificante na mistura, principalmente sobre as partículas arredondadas de cinza.

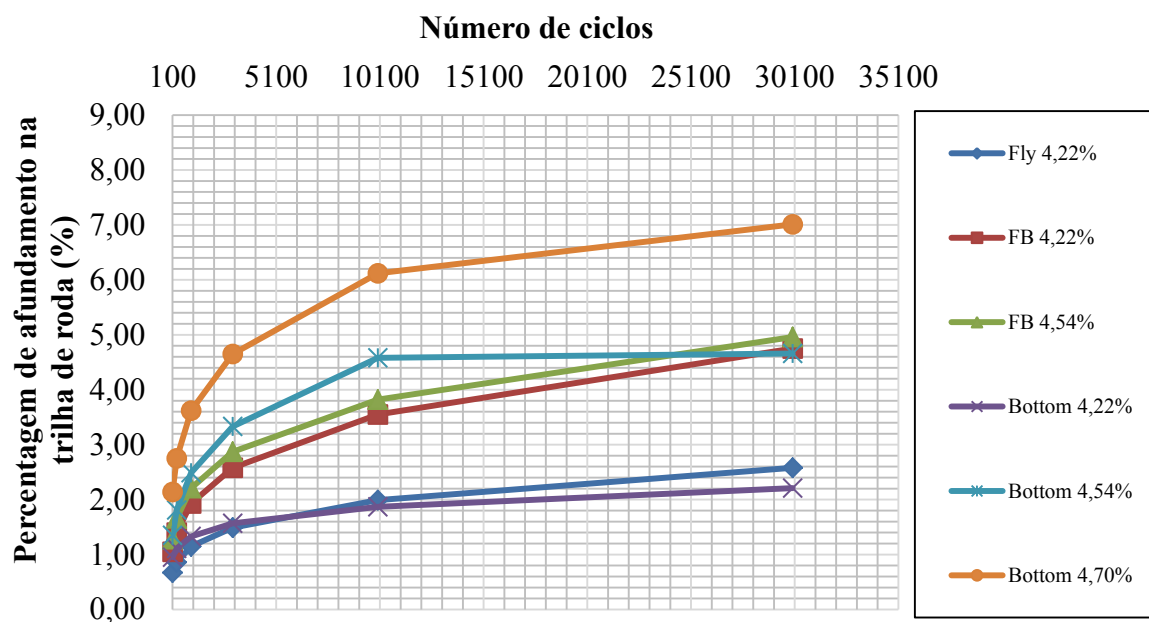
Referente às dosagens com 4,54% de ligante, verifica-se um aumento geral do percentual de afundamento na trilha de roda quando comparado ao teor de 4,22%, pois o efeito de lubrificação das partículas granulares é majorado, sobrepondo-se à capacidade de absorção efetiva pelas partículas de cinza, formando uma película mais espessa de ligante sobre os granulares, diminuindo a capacidade de intertravamento das frações arredondadas presentes em sua composição, conforme já mencionado.

Para as misturas compostas com cinzas, tem-se que o fato da mistura com adição de 100% Bottom ter apresentado percentual de afundamento menor que o a 50% Fly + 50% Bottom segue o mesmo raciocínio descrito para as misturas dosadas com 4,22% de ligante.

Todas as misturas se enquadram na classe 3, exceto a mistura com adição de 100% Bottom no teor de ligante de 4,70%, logo, estão aptas a serem utilizadas nas condições mais severas de tráfego em situações práticas. As mesmas considerações comparativas valem para as dosagens com 4,70% de ligante, observando a informação adicional de que o percentual obtido de 7,01% na trilha de roda para a mistura 100% Bottom a enquadra na classe 2, referente à metodologia francesa, ou seja, na faixa situada entre 5,00% e 7,50%, inferior à classe 3, mas apta a ser utilizada em situações de tráfego em ambiente climático com elevado gradiente térmico.

Apesar dos gráficos apresentados na escala logarítmica serem amplamente utilizados para ilustrar os ensaios de deformação permanente, os resultados também são apresentados em um gráfico de escala linear (Figura 8.14) com o intuito de se obter melhor distinção das curvas, facilitando a compreensão dos resultados.

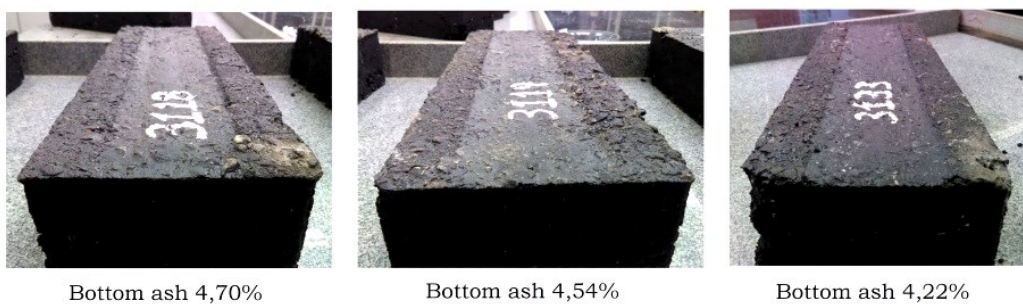
Figura 8.14–Evolução do afundamento das misturas com adição de cinzas (Escala linear).



Fonte: Autor (2019).

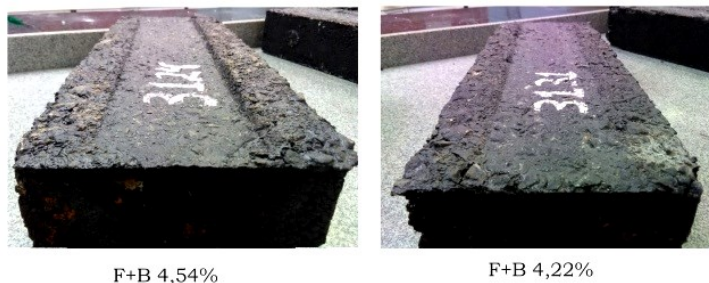
As Figuras 8.15 a 8.18 demonstram uma placa de cada par, confeccionado nas misturas asfálticas estudadas, realizadas conforme a AFNOR NF P 98-253-1 (1993).

Figura 8.15–Placas de deformação permanente – 100% *Bottom ash*.



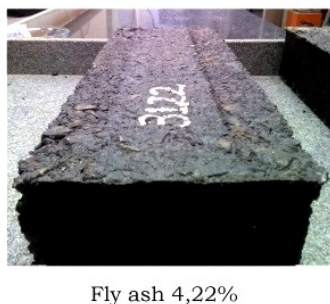
Fonte: Autor (2019).

Figura 8.16–Placas de deformação permanente – 50% de *Bottom ash* +50% *Fly ash*.



Fonte: Autor (2019).

Figura 8.17–Placas de deformação permanente – 100% *Fly ash*.



Fonte: Autor (2019).

Figura 8.18–Placas de deformação permanente – Convencional.



Fonte: Autor (2019).

Conforme Siroma (2018) é importante salientar que esses percentuais admissíveis são definidos conforme o eixo padrão estipulado pelo método de dimensionamento francês, que é de 130kN, sendo superior ao 82kN recomendado pelo DNIT (2006a). Logo, pode-se



afirmar que essas misturas asfálticas foram aprovadas em ensaios que simulam condições mais severas que as encontradas no Brasil, pelo menos em caráter normativo, pois na prática verifica-se um forte desrespeito da frota às cargas admissíveis por eixo na legislação brasileira.

Cabe ainda ressaltar que segundo Brosseaud *et al.* (1997), as misturas asfálticas que em laboratório apresentam resultados de afundamento de trilha de roda em conformidade com os limiares especificados, no campo não sofrerão deformação permanente, e nas situações em que vier a surgir, o problema deve ser atribuído a problemas nos procedimentos de usinagem ou de execução.

Outro fator importante a ser lembrado é que o ensaio de deformação permanente é a última etapa dos ensaios laboratoriais de cunho empírico, referente à metodologia francesa. Assim, concluindo esta etapa com resultados positivos face aos limites normativos estipulados, a mistura é considerada apta para o emprego em camadas de rolamento e de ligação, para misturas de caráter funcional.

Analisando o contexto local, devido à classificação das misturas referente ao nível de afundamento encontrado, é possível o uso dessas misturas formuladas como camadas superficiais em corredores de ônibus, vias urbanas e rodovias situadas na região sul de Santa Catarina, as quais possuem características de vias com elevado tráfego de veículos comerciais, como caminhões que transportam produtos às diversas indústrias da região.

## 8.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FUNCIONAL

### 8.2.1 Ensaio de Mancha de Areia

Esse ensaio, que consiste na avaliação da rugosidade das superfícies das misturas asfálticas após a compactação, foi executado nas placas moldadas para a execução dos ensaios de deformação permanente.

Foram realizadas 3 leituras em cada placa, sendo uma em cada extremidade e outra no centro. A Tabela 8.5 traz a média dos resultados obtidos para as placas do ensaio de deformação permanente.

Tabela 8.5 – Resultado do ensaio de altura de mancha de areia (HS)

Tipo de mistura	Teor Ligante (%)	Altura da mancha de areia (mm)
Convencional	4,22*	1,14
	4,54*	1,01
	4,70	1,00
	4,86*	0,86
100% Fly	4,22	1,13
50% Fly + 50% Bottom	4,22	0,99
	4,54	0,92
100% Bottom	4,22*	1,07
	4,54*	0,98
	4,70	0,83

(\*) Resultados obtidos por SIROMA (2018).

Fonte: Autor (2019).

De acordo com a classificação proposta por Pasquet (1968), exposta no item 7.2.1, as misturas asfálticas formuladas nesta pesquisa apresentam textura superficial considerada grossa, com altura de mancha de areia entre 0,80mm a 1,20mm. Seu emprego é indicado para os casos de vias rápidas com velocidade maiores que 120km/h.

Analisando os resultados da Tabela 8.5, observa-se que quanto maior o emprego do teor de ligante nas formulações, menor o volume de vazios e, conseqüentemente, menor a rugosidade superficial.

Durante a realização dos ensaios, foi observada a ocorrência de algumas áreas que demonstraram maior rugosidade em relação a outras, devido à conformação diversa dos grãos e do uso de alguns procedimentos de acabamento durante a compactação das placas, como chapas metálicas, por exemplo. É importante salientar que o ensaio de mancha de areia tem caráter empírico, conforme indicado por Andrade (2018), 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.

De acordo com Momm (1998), apesar de ser um teste simples para caracterizar a superfície da mistura asfáltica, o método não consegue identificar a forma das rugosidades, já que é possível obter os mesmos resultados para diferentes rugosidades. Além disso, para

superfícies finas, onde os grãos de areia padrão se aproximam da magnitude da espessura da textura, o método de mancha de areia se torna impreciso.

Um fato importante a ser citado, conforme descrito no item 7.2.1, diz respeito à classificação de Pasquet ter sido concebida em condições pluviométricas distintas das brasileiras, o que demanda estudos referentes ao estabelecimento de parâmetros classificatórios adequados aos índices pluviométricos do Brasil.

### 8.2.2 Ensaio de Drenabilidade

O ensaio de drenabilidade foi realizado nas mesmas placas e nos mesmos pontos utilizados no ensaio de mancha de areia. Os procedimentos foram similares ao proposto pela norma francesa AFNOR NF P 98-254-3 (1993), utilizando apenas um drenômetro de dimensões de abertura inferior diferente do utilizado na França.

Os resultados são demonstrados na Tabela 8.6, com os quais é possível observar que quanto maior o teor de ligante empregado na mistura, maior será o tempo que um determinado volume de água levará para escoar por entre os canais de curtos da sua superfície, gerados em função da macrotextura superficial da mistura asfáltica.

Tabela 8.6 – Resultado do ensaio de Drenabilidade.

<b>Tipo de mistura</b>	<b>Teor Ligante (%)</b>	<b>Drenabilidade (Tempo de escoamento superficial)</b>
Convencional	4,22*	02''48
	4,54*	03''19
	4,70	03''46
	4,86*	03''82
100% Fly	4,22	03''30
50% Fly + 50% Bottom	4,22	02''80
	4,54	05''65
100% Bottom	4,22*	02''64
	4,54*	02''70
	4,70	03''00

(\*) Resultados obtidos por SIROMA (2018).

Fonte: Autor (2019).

Os resultados obtidos nos ensaios de mancha de areia entram em consonância com os obtidos nesse procedimento, observando que a redução dos valores de altura de mancha de areia ocorreu devido à redução da macrotextura superficial do pavimento, tornando-o menos rugoso com conseqüente aumento no tempo de escoamento superficial da água.

## 9 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Com base nos resultados apresentados pela campanha experimental realizada, tem-se que os objetivos traçados para a pesquisa foram alcançados.

Nas caracterizações dos materiais no contexto eletroquímico, foi demonstrado que a condição predominantemente eletronegativa das matrizes gnáissicas e das cinzas silicosas não contribui para a formação de uma forte atração elétrica com o ligante hidrocarboneto, devido à formação de uma intensa fase amorfa, a qual impede não apenas uma boa adesividade do conjunto granular-betume, culminando na má resistência à ação deletéria da água, mas também ratifica o caráter inerte destes insumos nas misturas asfálticas, sem qualquer contribuição significativa nos parâmetros de rigidificação dos mástiques formados.

Em outra perspectiva, tem-se que as características físicas são determinantes na contribuição das matrizes supracitadas no comportamento mecânico das misturas asfálticas, tomando em conta que melhores foram os resultados em geral apresentados pelas curvas granulométricas compostas integralmente por partículas gnáissicas britadas, em razão de possuírem textura superficial rugosa e macrotextura subangular, em caráter regular. Enquanto as cinzas testadas apresentaram variabilidade nas suas composições, com parcial presença de superfícies lisas, elementos cenosféricos e macrotextura arredondada, prejudicando a formação de ângulos de atrito favoráveis ao embricamento global das partículas, que permitiriam resistir de maneira mais efetiva aos esforços de cisalhamento aplicados pelas cargas solicitantes, ainda que a dureza estimada de ambas as ocorrências tenha sido equivalente.

Assim, é possível inferir que o bom comportamento mecânico de um material, notadamente as misturas asfálticas, não está diretamente relacionado apenas à resistência física propriamente dita, mas também às variáveis de forma de suas matrizes granulares.

Estas constatações se mostraram bastantes evidentes nas análises efetuadas com base nos resultados obtidos nos ensaios de habilidade de compactação com prensa de compactação giratória (PCG), Duriez a 18°C e deformação permanente. Porém, apesar do cenário descrito ser mais favorável à utilização de misturas asfálticas formuladas com granulares gnáissicos integralmente britados, verificou-se uma conformidade muito latente quanto à aplicação das cinzas oriundas de queima do carvão mineral utilizadas como filler na composição das

misturas testadas nesta pesquisa, em que com exceção da mistura 100% Bottom Ash dosada com 4,70% de ligante betuminoso, todas as demais foram enquadradas na classe 3 para o tipo BBSG, o que representa a condição mais nobre a ser utilizada no campo para camadas de rolamento e de ligação em estruturas de pavimento.

Quanto ao ensaio de Duriez a 18°C, é possível destacar que não apresenta um padrão de condicionamento que retrate as condições climáticas brasileiras, em razão da temperatura utilizada para imersão na água não ser capaz de em curto prazo, 7 dias, alterar significativamente a viscosidade do ligante betuminoso submetido na prática a intensos gradientes térmicos de períodos chuvosos, seguidos de forte incidência de radiação solar. Desta maneira, deve ser realizada uma adaptação na temperatura do ensaio, de modo a adequá-lo às reais situações climáticas do país.

Outros sim cabem destacar que para a obtenção deste êxito com as matrizes de cinza utilizadas, cuidados imprescindíveis prévios à formulação das misturas asfálticas devem ser tomados em cada caso, como: análise minuciosa da distribuição granulométrica, avaliação acurada da morfologia das partículas, e, sobretudo, utilização de um percentual moderado do material na composição granulométrica das misturas, isto é, abaixo de 10%, no caso 6,0%, com o intuito de diminuir a potencialização da ocorrência do fenômeno da deformação permanente. Do contrário, os riscos assumidos de insucesso são muito grandes, devido às características morfológicas de suas ocorrências.

Quanto aos indicadores funcionais de segurança, verificou-se que tanto os parâmetros de rugosidade quanto de escoamento das águas, ambos em caráter superficial, estão em consonância aos requisitos considerados adequados para aplicação em pavimentos que exijam boas condições de frenagem a velocidades elevadas, conforme indicado pelos resultados da altura da mancha de areia, sobretudo em situações de pista molhada, em que o tempo hábil para que seja expulsa a contribuição pluviométrica da superfície do pavimento seja tão menor quanto possível, face aos baixos tempos medidos de escoamento nos ensaios de drenabilidade.

Diante dos resultados obtidos e das análises efetuadas, é possível concluir que as matrizes estudadas de cinzas oriundas da queima do carvão mineral são viáveis tecnicamente para utilização em misturas asfálticas, abrindo-se inclusive a possibilidade de um mercado para a utilização em larga escala da Bottom Ash, atualmente sem destinação alguma aos serviços de beneficiamento de insumos, notadamente na região sul do Estado de Santa

Catarina. Aonde a mesma pode se beneficiar mais diretamente pela proximidade com a fonte produtora destes insumos, compreendendo acesso fácil e com menores distâncias de transporte, desde que sejam tomados os devidos cuidados técnicos já mencionados.

Para trabalhos futuros, recomenda-se a avaliação prática em um trecho experimental destas mesmas misturas asfálticas, a partir da execução periódica de ensaios de campo, como mancha de areia, drenabilidade, medição do coeficiente de atrito dinâmico longitudinal e transversal, bem como o monitoramento do afundamento nas trilhas de roda.

## REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT)NBR 6560/2016, **Materiais Betuminosos - Determinação do Ponto de Amolecimento: Método do Anel e Bola**. Associação Brasileira de Normas Técnicas.
- 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.
- ALI, B. **Modèle numérique pour comportement mécanique des chaussées : application à l'analyse de l'orniérage**. 2016, 113 p. Tese (Doutorado). École Polytechnique Universitaire de Lille. Lille, 2016.
- ALMEIDA, A. J. **Avaliação da influência da ação da água e da temperatura no comportamento reológico e no desempenho mecânico das misturas asfálticas**. 2017. 334 p. Tese (Doutorado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis, 2017.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS – **AASHTO T283/1989**. Resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage.
- ANDRADE, A. **Caracterização das cinzas volantes do carvão de Candiota**. Porto Alegre, 1985, 152p. Dissertação de mestrado. UFRGS.
- ANDRADE, V. D. **Influência da formulação de esqueletos minerais na deformação permanente de misturas de concreto asfáltico densas**. 2018, 167 p. Dissertação (Mestrado), Programa de Pósgraduação em Engenharia e Ciências Mecânicas, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2018.
- ANEEL. **Atlas de energia elétrica do Brasil**. Agência Nacional de Energia Elétrica. 2005. <http://www2.aneel.gov.br/aplicacoes/atlas/>. Último acesso em agosto de 2017.



AQUINO T. F.; ESTEVAM S. T.; CORRÊA G. R.; MARQUES C. R. M.; MELO A. R.; MARCELLO R. R.; PIRES M.; HAMMERSCHMITT M.; RIELLA H. G., **Síntese de zeólitas do tipo X a partir de cinzas volantes e de fundo de carvão mineral**. V CONGRESSO BRASILEIRO DE CARVÃO MINERAL. 2017.

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

ASPHALT INSTITUTE. **Mix design methods for asphalt concrete and other hotmix types**. MS-2. 6th ed. 1997. 141 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT).

**NBR 10.004/2004. Resíduos sólidos – Classificação**. Rio de Janeiro, 2004, 71 p. Disponível em: [http://www.ccs.ufrj.br/images/biosseguranca/CLASSIFICACAO\\_DE\\_RESIDUOS\\_SOLIDOS\\_NBR\\_10004\\_ABNT.pdf](http://www.ccs.ufrj.br/images/biosseguranca/CLASSIFICACAO_DE_RESIDUOS_SOLIDOS_NBR_10004_ABNT.pdf)>. Acesso em: 02 set.2018.

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

\_\_\_\_\_. **NBR 15785/2010. Misturas asfálticas a quente – Utilização da aparelhagem Marshall para preparação dos corpos-de-prova com diferentes dimensões e aplicações**. Rio de Janeiro, 2010, 7 p. Disponível em: <<http://www.abntcolegao.com.br/java/viewnormajava.aspx?Q=48BF4C9A7BCC9C65F15EF2E4EC97212A9EFC3ED977242E4E&Req=>>>. Acesso em: 13 maio 2016.

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

ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (AFNOR). **NFP 98-250-2, 1991. Essais Relatifs aux Chaussées – Préparation des Mélanges Hydrocarbonés**, Partie 2 : Compactage des Plaques. 1991.

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

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

\_\_\_\_\_. **NF P 98-253-1, 1993.** Préparation des Mélanges Hydrocarbonés, Partie 1 : Essai d'Orniérage. 1993.

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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.

BP. **Statistical Review of World Energy 2019**. 68th edition. 2019. Disponível em: <<https://www.bp.com/content/dam/bp/business-sites/en/global/corporate/pdfs/energy-economics/statistical-review/bp-stats-review-2019-full-report.pdf>>. Acesso em: 01 fev. 2020.

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

\_\_\_\_\_. Lei n. 12.305, de 02 de agosto de 2010. **Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos**. Brasília: Casa Civil: Subchefia para assuntos jurídicos, 2010. Disponível em: <[http://www.planalto.gov.br/ccivil\\_03/\\_Ato2007-2010/2010/Lei/L12305.htm](http://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_Ato2007-2010/2010/Lei/L12305.htm)>. Acesso em: 13 ago.2018.

BROLESI, T. M. C. **Influência da moagem da cinza pesada obtida da queima em termoelétrica no compósito cinza-20Fe**. Dissertação, UFRGS, Porto Alegre, 2013, 85p.

- BROSSEAUD, Y.; DELORME, J. L. ; HIERNAUX, R. **Use of LPC wheel-tracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting.**1993. Transport Research Board 1384. Disponível em: <<http://onlinepubs.trb.org/Onlinepubs/trr/1993/1384/1384-008.pdf>>. Acesso em: 28 nov.2018.
- 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 Research Board, USA.Prospects. In 72nd Annual Meeting of Transportations.1993.
- BROWN, M. T. **Caracterização petrológica e Química dos carvões utilizados em usinas termelétricas brasileiras e as cinzas geradas no processo de combustão.** Dissertação, UFRGS, Porto Alegre, 2011, 101p.
- BRUNAUER, S.; EMMETT, P.H.; TAYLOR, E. **Adsorption of gases in multimolecular layers.** Journal of the American Chemical Society. 60, 309-319, 1938.
- CAMARA, A.L. **Estudo do comportamento de materiais alternativos e suas aplicações na engenharia geotécnica. (Aplicação de Cinzas de Carvão como Condicionadores de Solo).** Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro (PUC-Rio). RJ, 2011.16p.
- CASTAÑEDA, E. **Contribution de Methodes Non Destructives al'Evaluation de l'Effet de l'Eau sur les Enrobés Bitumineux.** 2004.116 p. Tese (Doutorado). Université de Nantes. Nantes, 2004.
- CALLISTER JR, W. D.**Materials Science and Engeneering: na introduction.** New York: Jhon Wiley and Sons, 2002.
- 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.
- CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais. **Mapa de Geodiversidade do Estado de Santa Catarina.** Florianópolis – SC. Escala 1:500.000. 2010.
- CURTIS, C. W. **Investigation of asphalt-aggregate interactions in asphalt pavements.** American Chemical Society, Fuel, 37, p. 1292 – 1297. 1992.

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

CURTIS, C.; ENSLEY, K.; EPPS, J. **Fundamental Properties of Asphalt-Aggregate Interactions Including Adhesion and Absorption**. Strategic Highway Research Program. National Research Council. Washington, D.C. (USA). 1993.

DALTER R.; GILMORE D. “**A modeling of effects of water on bonding strengths of compacted mixtures of treated versus untreated asphalt**”. Proceedings of the association of asphalt paving technologists. Volume 51. Kansas city. Missouri. Fevereiro 1982. pp 317-326.

DARQUE, C. E., FELDER, E. **Adhésion et adhérence**, CNRS, avril, 2003.

DE BEER, M. **Stress-in-Motion (SIM) -A New Tool for Road Infrastructure Protection ?, in the Proceedings of the 5th International Symposium on Weight-in-Motion (WIM)**. Paris, France. 2008.

DE BEER, M., FISHER C. and JOOSTE F. J. **Determination of pneumatic tyre/pavement interface contact stresses under moving loads and some effects on pavements with thin asphalt surfacing layers**. Eight (8th) International Conference on Asphalt Pavements (8th ICAP '97), August 10-14, 1997, Seattle, Washington, USA. Vol. 1, pp 179-227.

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

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

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

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

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

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

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

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

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DETRANSPORTES (DNIT). **Manual de pavimentação**. 3. ed. Rio de Janeiro. Publicação Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) – 719.2006a. Disponível em: [http://www1.dnit.gov.br/arquivos\\_internet/ipr/ipr\\_new/manuais/Manual\\_de\\_Pavimentacao\\_Versao\\_Final.pdf](http://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais/Manual_de_Pavimentacao_Versao_Final.pdf)>. Acesso em: 31 ago.2018.

\_\_\_\_\_. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos**. Rio de Janeiro. Publicação Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) – 720.2006b. Disponível em: <[http://www1.dnit.gov.br/ipr\\_new/..%5Carquivos\\_internet%5Cipr%5Cipr\\_new%5Cmanuais%5CManual\\_de\\_Restauracao.pdf](http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/..%5Carquivos_internet%5Cipr%5Cipr_new%5Cmanuais%5CManual_de_Restauracao.pdf)>. Acesso em: 31 ago.2018.

\_\_\_\_\_. DNIT – ES 031/2006. **Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico– Especificação de serviços**. Rio de Janeiro, 2006c, 14 p. Disponível em:<[http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-anuais/normas/especificacao-deservicos-s/dnit031\\_2006\\_es.pdf](http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-anuais/normas/especificacao-deservicos-s/dnit031_2006_es.pdf)>. Acesso em: 03 set.2018.

\_\_\_\_\_. DNIT – ES 112/2009. **Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico com asfalto borracha, via úmida, do tipo “Terminal Blending” –Especificação de serviço**. Rio de Janeiro, 2009, 13 p. Disponível em:<[http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-anuais/normas/especificacao-deservicos-s/dnit112\\_2009\\_es.pdf](http://ipr.dnit.gov.br/normas-e-anuais/normas/especificacao-deservicos-s/dnit112_2009_es.pdf)>. Acesso em: 03 set.2018.

DIAKHATE, M. **Fatigue et comportement des couches d’accrochage dans les structures de chaussée**. Thèse de Docteur. Université de Limoges. 2007.

DOMEC, V. **Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux em condition de trafic simulé et de température**. Thèse de Docteur. Université de Bordeaux I. 2005.

DOMINGUES, F. A. A., **MID - Manual para Identificação de Defeitos de Revestimentos Asfálticos de Pavimentos**, Ed. Felipe Augusto Aranha Domingues, São Paulo. 1993.

DONGMO-ENGELAND, B.J. **Caractérisation des déformations d’orniérage des chaussées bitumineuses**. 2005. 302 p. Tese (Doutorado), École Doctorale des Sciences pour l’Ingénieur de Lyon, École Nationale des Travaux Publics de l’État. L’Institute National des Sciences Appliquées de Lyon. Lyon, 2005.

EING, M. A. **Análise da incorporação de cinza volante e pesada em dosagens de misturas asfálticas densas**. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2018.

ELNASRI, M. M. H. **From binder to mixture: experimental programme on permanent deformation behaviour**. Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy. University of Nottingham, Reino Unido, 2015, 263 f.

EPA. **Locating and Estimating Air Emissions from Sources of Manganese: Componente "MnO"**. 1985. Disponível em: <https://www3.epa.gov/ttnchie1/le/manganes.pdf>. Acesso em 04/11/2019.

FARIAS, E. R. **A utilização de mistura solo/cinza pesada na pavimentação - Análise de aspectos de comportamento mecânico e ambiental**. Dissertação. UFSC. Florianópolis. 2005.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Superpave Asphalt Mixture Design Workshop**. v. 8. Washington. U. S. Department of Transportation. 2002. Disponível em: <https://www.fhwa.dot.gov/publications/research/infrastructure/pavements/asphalt/mixdsgn.pdf>. Acesso em: 20 nov.2018.

FRANCKEN L., VERSTRAETEN J., **"Interlaboratory Test Program – Part II, Repeated loading tests"**, Draft Report, RILEM TC 152 PBM – Performance of Bituminous Mixtures. 1994.

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

GRIMAUX J.P. **Utilisation de l'orniére LPC**. *Bulletin de Liaison des Laboratoires de Ponts et Chaussées*. Numéro spécial V, 1977, pp. 165–172.

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

GUERRERO, 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.

GUIDE TECHNIQUE, **Conception et dimensionnement des structures des chaussées**. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA) et Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LCPC). Paris, France. 1994.



GUERRERO, 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.

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

HECK, J. V. **Modélisation des déformations réversibles et permanents des enrobés bitumineux – Application à l’orniérage des chaussées**. Tese (Doutorado). 230 p. École Doctorale Mécanique, Thermique et Génie Civil de Nantes, Université de Nantes. Nantes, 2001.

HUET, C. (1963), **Étude par une méthode d’impédance du comportement viscoélastique des matériaux hydrocarbonés**. Thèse de Docteur. Faculté des Sciences de l’Université de Paris.

ISHAI, I.; CRAUS, J. **Effect the Filler on the Aggregate-Bitumen Adhesion Properties in Bituminous Mixtures, in proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologies**. Volume 46. San Antonio, Texas (USA), pp. 228-258. 1977.

IZIDORO, J. C. **Síntese e caracterização de Zeólita pura obtida a partir de cinzas volantes de carvão**. Tese. IPEN, São Paulo, 2013, 148p.

KHANZAD, S. **Permanent Deformation in bituminous Mixtures. Thesis submitted to the University of Nottingham for the degree of Doctor of Philosophy**. University of Nottingham, Reino Unido. 2000, 274 f.

KIHARA, Y. **O estudo mineralógico das cinzas volantes Brasileiras: Origem, Características e Qualidade**. Tese. USP. São Paulo. 249p. 1983.

KING, H. M. **Chromite: Mineral “Opacos”**. 2019. Disponível em: <https://geology.com/minerals/chromite.shtml>. Acesso em 04/11/2019.

KINLOCH, A. **Adhesion and Adhesives**. University of London. Ed. Chapman and Hall. London, UK. 1990.

KUTAY, E. M.; JAMRAH, A.; BAYRAKTAROGLU, H. **Analysis of Flow Number Test Data on Asphalt Mixtures from Michigan for use in Pavement ME**. 96th Annual Meeting TRB Committee. Washington, D. C. United States, 2017.

LABORATOIRE CENTRAL DES PONTS ET CHAUSSÉES (LCPC).

**Revêtement en béton de liants hydrocarbonés modifiés : Etude de laboratoire**. Rapport de recherche LPC N°62. Paris : LCPC, 1976.

\_\_\_\_\_ (LCPC). **Compactage des enrobés hydrocarbonés à chaud. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées**. Paris : LCPC, 2014. Disponível em : <[http://www.ifsttar.fr/fileadmin/user\\_upload/editions/lcpc/GuideTechnique/GuideTechnique-LCPC-COMPACTEN.pdf](http://www.ifsttar.fr/fileadmin/user_upload/editions/lcpc/GuideTechnique/GuideTechnique-LCPC-COMPACTEN.pdf)>. Acesso em: 27 nov. 2018.

LEANDRO, R. P. **Estudo laboratorial acerca da possibilidade de aproveitamento da cinza pesada de termelétrica em bases e sub-bases de pavimentos flexíveis**. 2005. 170f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade de São Paulo. São Paulo, 2005.

LIND, T. **Ash formation in circulating fluidised bed combustion of coal and solid biomass**. Dissertation. Technical Research Centre of Finland Espoo, 1999.

LINDEN, F., and J. VAN DER HEID. **Some Aspects of the Compaction of Asphalt Mixes and its Influence on Mix Properties**, Proceedings, 77<sup>th</sup> Association of Asphalt Paving Technologists, Vol. 56, 408-426. 1987.

MAILLARD, S. **Fissuration et autoréparation des liants bitumineux – Apport de l'essai de rupture locale répétée sur bitume**. 2005. 210 p. Tese (Doutorado), École Doctorale Mécanique, Thermique et Génie Civil, L'École Centrale de Nantes et l'Université de Nantes. Nantes, 2005.

MAINGANYE, D.; OJUMU, T. V.; PETRIK, L. **Synthesis of zeolites Na-P1 from South Africa coal fly Ash: effect of impeller design and agitation**. Materials, n. 6, p. 2074-2089, 2013.

MALLICK, R. et al. **Development of a rational procedure of evaluation of moisture susceptibility of asphalt paving mixes**. 2003. Annual TRB Meeting. ed. 82. Washington.

MALLMANN, J. E. C. **Estabilização pozolânica de cinzas volantes e pesada com cal dolomítica hidratada e areia, curadas pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante.** Dissertação, UFRGS, Porto Alegre, 1996, 164p.

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

MARTINS, L. T.; VILLENA, J. **Viabilidade técnica e ambiental de misturas asfálticas com adição de cinza pesada.** Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma. 2015.

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.

MEURER, P. **Caracterização de materiais rochosos do norte de Santa Catarina para fins de aplicação em obras de pavimentação.** 2015. 92p. Trabalho de Conclusão de Curso, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2015.

MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico.** 1998. 259 p. Tese (Doutorado), Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, 1998.

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

MOUTIER, F. **Utilisation de la Presse à Cisaillement Giratoire et de l'Orniéreur dans la Méthode Française de la Formulation des Enrobés.** Proceedings of the 5th Eurobitume Congress, Vol. IB, pp 546-554. Estocolmo, 1992.

MOUTON, Y. **Les et l'adhésivité,** Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 27, 1967.

NARDI, J. V. **Cinza: uma alternativa na construção de pavimentos - noções gerais.** 1988. 23ª Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, Santa Catarina, p. 287-309.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. **NCHRP: A manual for design of hot mix asphalt with commentary**. Washington, D.C.: 2011. 285 p. (NCHRP Report 673).

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

NGUYEN, H.N. **Etude numérique de la fissuration d'un milieu viscoélastique: Analyse de l'essai de rupture sur bitume**. 2008. 165 P. Tese (Doutorado), École Nationale des Ponts et Chaussées. Paris, 2008.

ODÉON, H., **Thème CH14 - Prédiction de l'orniérage des couches de surface bitumineuses**, Diffusion interne Laboratoire des Ponts & Chaussées, novembre 1995.

PASQUET, A. **Campagne Nationale de Glissance 1967 en France, in Colloque International sur La Glissance et la Sécurité de la Circulation sur Routes Mouillées, Berlin**, pp. 717-732. 1968.

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.

PAVEI, E; ARNS, P; VILLENA, J. **Resistência à tração de misturas asfálticas com adição de cinza pesada**. Universidade do Extremo Sul Catarinense, Criciúma. 2014.

PERRET, J. **Déformation des couches bitumineuses au passage d'une charge de trafic**. 2003. 237 p. Tese (Doutorado), Faculté Environnement Naturel, Architectural et Construit, École Polytechnique Fédérale de Lausanne. Lausana, 2003.

PETERSEN, J.; PLANCHER, C. H. **Model studies and interpretive review of the competitive adsorption and water displacement of petroleum asphalt chemical functionalities on mineral aggregate surfaces**. Petroleum Science and Technology, vol. 16. n. 1 & 2, p. 89-131. 1998.

PETROBRAS. **Certificado de ensaio – cópia. n. 1700-2018. Produto Cimento Asfáltico CAP 30/45**. 2018.

PINHEIRO, W. G. **Planos energéticos e plano nacional mineral 2030: Uma revisão da importância do carvão para o desenvolvimento da região Sul de Santa Catarina.**

Dissertação, UNESC, Criciúma, 2012, 133p.

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

POZZOBON, C.E. **Aplicações tecnológicas para cinza do carvão mineral produzida no Complexo Termelétrico Jorge Lacerda.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 1999.

QUEROL, X.; MORENO, N.; UMANÃ, J. C.; ALASTUEY, A.; HERNÁNDEZ, E.; LÓPEZ-SOLER, A.; PLANA, F. **Synthesis of zeolites from coal fly ash: na overview.** Int. Journal of Coal Geology, v. 50, p. 413-423, 2002

QUINTERO, C. F. Q. **Estudo de misturas asfálticas com ligantes de consistência elevada: formulação e comportamento mecânico.** Dissertação, UFSC, Florianópolis, 2011, 229p.

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

RAILSBACK. **Hardness of minerals Va: variation among oxides and oxysalts: Componente "CaO".** 2008. Disponível em:

<<http://railsback.org/Fundamentals/HardnessTrends29VaL.pdf>. Acesso em 04/11/2019.

READE. **Ferric Oxide, Crystalline (Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>): Componente "Fe<sub>2</sub>O<sub>3</sub>".** 2019. Disponível em:

<<https://www.reade.com/products/ferric-oxide-crystalline-fe2o3>>. Acesso em 04/11/2019.

\_\_\_\_\_. **Magnesium Oxide / Magnesia Powder (MgO): Componente "MgO".** 2019.

Disponível em: <<https://www.reade.com/products/magnesium-oxide-magnesia-powder-mgo-2>>. Acesso em 04/11/2019.

\_\_\_\_\_. **Mohs' Hardness (Typical) of Abrasives: Componente "Al<sub>2</sub>O<sub>3</sub>".** 2019. Disponível

em: <<https://www.reade.com/reade-resources/reference-educational/reade-reference-chart-particle-property-briefings/32-mohs-hardness-of-abrasives>>. Acesso em 04/11/2019.

\_\_\_\_\_. **Mohs' Hardness (Typical) of Abrasives: Componente “P<sub>2</sub>O<sub>5</sub>”**. 2019.

Disponível em: <<https://www.reade.com/reade-resources/reference-educational/reade-reference-chart-particle-property-briefings/32-mohs-hardness-of-abrasives>>. Acesso em 04/11/2019.

\_\_\_\_\_. **Mohs' Hardness (Typical) of Abrasives: Mineral “Plagioclásio”**. 2019. Disponível em: <<https://www.reade.com/reade-resources/reference-educational/reade-reference-chart-particle-property-briefings/32-mohs-hardness-of-abrasives>>. Acesso em 04/11/2019.

\_\_\_\_\_. **Titanium Dioxide Powder (Rutile Grade) (TiO<sub>2</sub>): Componente “TiO<sub>2</sub>”**. 2019. Disponível em: <<https://www.reade.com/products/titanium-dioxide-powder-rutile-grade-tio2>>. Acesso em 04/11/2019.

RHODE, G. M.; ZWONOK, O.; CHIES, F.; SILVA, N.I.W. **Cinzas de carvão fóssil no Brasil – Aspectos técnicos e ambientais**. vol.1 Porto Alegre: CIENTEC, 2006.

RHODE, G. M. **Quantificação da cinzas de carvão fóssil produzidas no Brasil**. Boletim técnico 36. Porto Alegre: CIENTEC, 2016.

RIVIÈRE, N. **Comportment en fatigue des enrobés bitumineux**. Tese (Doutorado) Universidade de Bordeaux. Bordeaux. 1996.

ROBERTS, F. L.; MOHAMMAD, L. N.; WANG, L. B. **History of Hot Mix Asphalt Mixture Design in the United States**. Journal of Materials in Civil Engineering, Vol.14, No. 4, p. 279 - 293, 2002.

ROCHA, J. C.; CHERIAF, M.; POZZOBON, C.; MAIA, M. S.; MAGRI, L.; XAVIER, S. M.T. **Reaproveitamento das cinzas pesadas do Complexo Jorge Lacerda na elaboração de materiais de construção: Aspectos tecnológicos e Ambientais. Artigo. XV Seminário Nacional de produção e transmissão de Energia Elétrica**. Foz do Iguaçu - PR. 1999.

SANTANA, H. **Manual de Pré-Misturados a Frio**. Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP) - 1ª Edição. Rio de Janeiro (RJ). 1992.

SANT'ANA, W. C. **Estudo de Misturas de Areia-Asfalto a Quente para o Estado do Maranhão**. Dissertação de Mestrado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo (SP). 1992.

SANTAREM, L. M. S. **Viabilidade técnica, econômica e ambiental para o aproveitamento de cinzas pesadas de carvão geradas em Termelétricas, para a construção de bases e subbases de Pavimentos Rodoviários**. Dissertação. 325 p. 2015.

SANTAREM, L. M. S., MALLMANN, J. E. C., KAUTZMANN, R. M., ALVES, K. R., SABEDOT, S. **Viabilidade Técnica, Econômica e Ambiental para o Aproveitamento de Cinzas Pesadas de Carvão Geradas em Termelétricas, para a Construção de Bases e Sub-Bases de Pavimentos Rodoviários**. 18p. 44° RAPv – Reunião Anual de Pavimentação e 18° ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária. Foz do Iguaçu, Paraná. 2015.

SARBAK, Z.; STANCZYK, A. KRAMER-WACHOWIACK, M. **Characterization of surface properties of various fly ashes**. Powder technology., v.145, p.82-87, 2004.

SENÇO, Wlastermiler de. **Manual de técnicas de pavimentação, volume II**. 1ª Ed. São Paulo: PINI, 2001.

SHELL BITUMES. **Bitumes - Techniques et Utilisations**. Synthèse d'études, Edition Société des Pétroles Shell. 1991.

SCOTT, J.; SCHELLENKENS, J.; VONK, W.; WILSON, P. (1977), **Etude des mécanismes d'adhésion et de désenrobage des bitumes routiers**. Bulletin de liaison des laboratoires des Ponts et Chaussées. Numéro spécial V. Paris.

WEBER, R. C; NAKAHARA, S. M.; ROHDE, L; CERATTI, J. A. P. **Uso de cinzas pesadas em misturas a quente**. Boletom técnico. Edição nº 11. Sindicato da indústria da construção pesada do Estado de São Paulo (SINICESP). 2012.

SINDICATO DA INDÚSTRIA DA CONSTRUÇÃO PESADA DO ESTADO DE SÃO PAULO – SINICESP. **Influência do tipo de areia em comparação a esfera de vidro no resultado do ensaio de mancha de areia**. 2016. Boletim técnico. São Paulo.

SIROMA, R. S. **Avaliação da deformação permanente em misturas asfálticas densas formuladas com areia descartada de fundição (ADF)**. Dissertação. 196 p. 2018.

SIROMA, R. S. **Estudo comparativo e aplicado sobre a influência da utilização da areia descartada de fundição (ADF) na formulação e no desempenho mecânico de misturas de concreto asfáltico**. 2016. 135 p. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2016.

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

SOHM, J. **Prédiction des déformations permanentes des matériaux bitumineux**. 2011. 332 p. Tese (Doutorado). École Centrale de Nantes. 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.

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.

TRABET. **Fiche Technique de Produit**. Illkirch-Graffenstaden (França). 5 p. 2007. Disponível em : <http://www.oise.gouv.fr/content/download/10759/70697/file/8.pdf>>. Acesso em: 18 nov.2018.

UGE, P., and P.J. VAN DE LOO. **Permanent Deformation of Asphalt Mixes**, Koninklijke/Shell-Laboratorium, Amsterdam, November 1974.

UNIVERSITY OF MINNESOTA. **Amphibole: Mineral “Anfibólito”**. Department of Geology. 2019. Disponível em: <<https://www.esci.umn.edu/courses/1001/minerals/amphibole.shtml>>. Acesso em 04/11/2019.

\_\_\_\_\_. **Biotite: Mineral “Biotita”**. Department of Geology. 2019. Disponível em: <<https://www.esci.umn.edu/courses/1001/minerals/biotite.shtml>>. Acesso em 04/11/2019.



\_\_\_\_\_. **Pyroxene: Mineral “Piroxênio”**. Department of Geology. 2019.

Disponível em: <<https://www.esci.umn.edu/courses/1001/minerals/pyroxene.shtml>>. Acesso em 04/11/2019.

USMEN, M. A.; HEAD, W. J.; MOULTON, L. K. (1983). **Use of coal-associated waste in low-volume roads**. Transport Research Record, n 898, p. 268-277.

VANELSTRAETE, A. ; FRANCKEN, L. **Orniérage: synthèse dès principaus constats et résultats**. 1995. Bulletin CRR, n. 25. Pp 9 16.

VEGA M, **“Microgeometría superficial: rugosidad”**. Tecnología De Adhesión. Madrid. 2000. Pag 95.

WARD, C. R. **Coal Geology and coal technology**, Blackwell Scientific Publications, Inc., Palo Alto, CA. 1984.

WATT, J. D. THORNE, D. J. **The composition and possolanic properties of pulverised fuel ashes; part 1: Composition of fly ashes from soma British power stations and properties of their component particles**, Journal of Applied Chemistry, London.1965.

WHITE, T. D. **Stripping in HMA Pavements**. Hot Mix Technology, Fall, 1987.

WHITE, T.; HADDOCK, J.; HAND, A.; FANG, H. **Contribution of pavement structural layers to rutting of hot mix asphalt pavements**. 2002. NCHRP Rep. 468, National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Research Council, National Academy Press, Washington.

WIKIPEDIA. **Mohs scale of mineral hardness: Componente “K<sub>2</sub>O”**. 2019.

Disponível em: <[https://en.wikipedia.org/wiki/Mohs\\_scale\\_of\\_mineral\\_hardness](https://en.wikipedia.org/wiki/Mohs_scale_of_mineral_hardness)>. Acesso em 04/11/2019.

\_\_\_\_\_. **Mohs scale of mineral hardness: Componente “Na<sub>2</sub>O”**. 2019.

Disponível em: <[https://en.wikipedia.org/wiki/Mohs\\_scale\\_of\\_mineral\\_hardness](https://en.wikipedia.org/wiki/Mohs_scale_of_mineral_hardness)>. Acesso em 04/11/2019.

YAP, P. **A comparative study of the effect truck tire types on Road contact pressures.** Paper No. 881846 in Vehicle-Pavement Interaction-where the truck meets the Road, SP-765, Society of Automotive Engineers, Inc, Warrendale, PA,15096-0001, 1988.

ZAGOLIN, P. A. **Influência do tipo de ligante betuminoso na dosagem e no comportamento de fluência e estabilidade de misturas asfálticas densas.** 2016. 54 p. Trabalho de Conclusão de Curso, Engenharia de Infraestrutura, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina. Joinville/SC, 2016.

ZELELEW, H. M. **Simulation of the permanent deformation of asphalt concrete mixtures using discrete element method (DEM).** Dissertation submitted in partial fulfillment of the requirements for the degree of Doctor of Philosophy. Washington State University. Department of Civil and Environmental Engineering. 2008, 289 p.