

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ADOSINDRO JOAQUIM DE ALMEIDA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS COM APLICAÇÃO DOS ADITIVOS *PR PLAST S*
E *PR FLEX 20* NO MÓDULO COMPLEXO E NA FADIGA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leto Momm

Florianópolis – SC
2013

Catálogo na fonte pela Biblioteca Universitária da
Universidade Federal de Santa Catarina

Almeida, Adosindro Joaquim de.

Comportamento mecânico de misturas asfálticas com aplicação dos aditivos pr plast s e pr flex 20 no módulo complexo e na fadiga[dissertação] /Adosindro Joaquim de Almeida; orientador, Leto Momm – Florianópolis, SC, 2013.

261 p.: il., grafs.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Módulo complexo de concreto asfáltico, 3. Fadiga de concreto asfáltico, 4. Modificação por polímeros. I. Momm, Leto. II. Universidade Federal de Santa Catarina. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

CDU 624

ADOSINDRO JOAQUIM DE ALMEIDA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS COM APLICAÇÃO DOS ADITIVOS *PR PLAST S*
E *PR FLEX 20* NO MÓDULO COMPLEXO E NA FADIGA**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Leto Momm

Florianópolis
2013

**COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
ASFÁLTICAS COM APLICAÇÃO DOS ADITIVOS *PR PLAST S*
E *PR FLEX 20* NO MÓDULO COMPLEXO E NA FADIGA**

Esta dissertação foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA, com especialidade em ENGENHARIA CIVIL, e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Prof. Dr. Leto Momm – Orientador
Departamento de Engenharia Civil – UFSC

Prof. Dr. Roberto Caldas de Andrade Pinto
Coordenador do Curso do PPGEC/UFSC

Banca Examinadora:

Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti
Departamento de Engenharia Civil – UFRGS

Prof. Dr. Orlando Martini de Oliveira
Departamento de Engenharia Civil – UFSC

Prof. PhD. Marciano Maccarini
Departamento de Engenharia Civil – UFSC

Florianópolis
2013

Dedicatória

Ao meu tio José António da Cruz Almeida, aos meus pais Zacaria Joaquim e a Virginia Almeida, a toda minha família e amigos que sempre estão presentes na minha vida. Servos-eis sempre gratos.

AGRADECIMENTO

A Deus, pela sua presença constante, por me dar equilíbrio o tempo todo, pelas oportunidades que me foram concedidas e por propiciar o alcance dos meus objetivos.

Gostaria de expressar meu sincero agradecimento ao meu tio José Antônio da Cruz Almeida por acreditar, pelo incentivo e confiança depositado em mim investir na minha estada o que me permitiu conquistar o título de Engenheiro Civil na Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

Agradeço a Mirene Fernandes da Silva Sá pelo apoio e companheirismo, pela amizade e por estar sempre apoiando e torcendo por mim.

Aos meus irmãos em diferentes lugares do mundo, pela amizade e encorajamento, à minha querida cunhada Luciana Mathias da Silva, pela amizade e apoio prestado.

À comunidade acadêmica africana em Santa Catarina. Em particular aos Guineenses que fizeram desta minha caminhada um momento inesquecível.

Ao Professor Leto Momm, a quem sou extremamente grato, pela amizade, apoio, orientações e por todo o ensinamento, não só no mestrado, mas também durante a graduação.

Aos meus colegas e companheiros do laboratório Carlos Quintero, José Marcos, Keyla, Yader, Breno e Otto pela ajuda que prestaram na execução dos ensaios laboratoriais e pelos momentos agradáveis vividos. Agradeço por sempre estarem prontos a me auxiliar na minha pesquisa.

Ao Professor Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti, ao Professor Dr. Orlando Martini de Oliveira e ao Professor PhD. Marciano Maccarini, por disporem dos seus valiosos tempo para participarem da banca examinadora, e contribuírem na melhoria da minha dissertação.

À PETROBRÁS, representada pela Dra. Leni Figueiredo Mathias Leite pela ajuda prestada no fornecimento do ligante asfáltico de petróleo

IV

(CAP) utilizado nesta pesquisa, da refinaria Duque de Caxias (REDUC).

À empresa PR INDUSTRIE na pessoa de Jean Paul Martinho, que incondicionalmente forneceu os aditivos (*PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*) empregados nesta pesquisa.

Agradeço a Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pelo apoio financeiro concedido durante o curso de mestrado.

O sucesso nasce do querer, da determinação e persistência em se chegar a um objetivo. Mesmo não atingindo o alvo, quem busca e vence obstáculos, no mínimo fará coisas admiráveis. (José de Alencar).

RESUMO

A pesquisa tem por objetivo principal estudar o comportamento mecânico das misturas de concreto asfáltico com aplicação dos aditivos poliméricos *PR PLAST S* (base plastômero) e *PR FLEX 20* (junção de plastômeros e elastômeros). São formuladas três misturas para a camada superficial e estrutural do pavimento: a mistura *Béton Bitumineux Mince* classe 3 (BBM-3), com adição de *PR FLEX 20* (destinada às camadas superficiais sem função estrutural); a mistura *Béton Bitumineux Module Elevé* classe 2 (BBME-2), com adição de *PR PLAST S* (destinada às camadas superficiais com função estrutural); e a mistura convencional *Grave Betume* classe 4 (GB-4), para camada estrutural. Nesta pesquisa, utiliza-se o ligante convencional CAP 50/70. Os ensaios laboratoriais realizados de acordo com a metodologia francesa de formulação de misturas de concreto asfálticos são: PCG (Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória), Duriez, Deformação Permanente, Módulo Complexo e Fadiga. Os dois últimos ensaios são realizados à flexão alternada de dois pontos e modo contínuo no domínio frequencial, mais conhecidos como ensaios fundamentais, pois fornecem os parâmetros intrínsecos utilizados no projeto de dimensionamento. O dimensionamento hipotético da estrutura do pavimento é realizado por meio do *software Viscoroute*, que leva em conta o modelo reológico e de comportamento viscoelástico de Huet-Sayegh. Após a análise dos resultados, chegou-se às seguintes conclusões: na avaliação de compactação, as misturas modificadas aumentaram a resistência à compactação e conseqüentemente aumentaram a viscosidade; quanto à avaliação da ação deletéria da água e do afundamento de trilha de roda, todas as misturas apresentaram resultados satisfatórios, pois atendem aos limites especificados; no entanto, a mistura com *PR PLAST S* apresenta menor afundamento de trilha de roda; no ensaio de Módulo Complexo, foi constatado que em todas as misturas analisadas, os maiores valores do módulo imaginário ocorreram na temperatura de 20°C, indicando situação mais crítica para o ensaio de Fadiga. Concluiu-se também que as misturas BBME-2 e BBM-3 são mais viscosas e suscetíveis que a mistura GB-4. Já no ensaio de Fadiga, a mistura BBME-3 apresentou maior valor de deformação para um milhão de ciclos. Portanto, a adição do *PR-PLAST S* melhora a característica em relação à Fadiga.

Palavras-chave: Módulo complexo de concreto asfáltico. Fadiga de concreto asfáltico. Modificação por polímeros.

ABSTRACT

The main objective of this research effort is to study the mechanical behavior of asphalt concrete mixtures applying the polymeric additives PR PLAST S (plastomer base) and PR FLEX 20 (plastomers and elastomers junction). Three mixtures are formulated for the surface layer of the pavement structure: Béton Bitumineux Mince mix class 3 (BBM-3) with the addition of PR FLEX 2; Béton Bitumineux Module Elevé mix class 2 (BBME-2) with the addition of PR PLAST S (intended for surface layers with structural purposes) and a conventional mixture of Grave Betume class 4 (GB-4) for the structural layer. In this study, the conventional binder 50/70 is used. The laboratory trials performed according to the French methodology for asphalt concrete formulation are: Gyrotory Shear Press, Duriez, Permanent Deformation, Complex Modulus and Fatigue. The last two tests are performed with two-point bending and continuous modulus in the frequential domain, also known as fundamental tests as they provide the intrinsic parameters used in the pavement design. The hypothetical design of the pavement structure is performed using the software Viscoroute, which takes into account the model of rheological and viscoelastic behavior from Huet-Sayegh. After analyzing the results, the following conclusions were reached: In the evaluation of compactness, the modified mixtures increased its resistance to compression, and thus increased viscosity. As for the evaluation of the deleterious action of water and wheel track rutting, all mixtures presented satisfactory results as they meet the specified limits; however, the mixture with PR PLAST S presents lower levels of wheel track rutting; in the complex modulus trial, it was concluded that in all the analyzed mixtures the highest values of imaginary modulus are found in the temperature of 20°C, indicating the most critical situation for the fatigue test. It was also concluded that the mixtures BBME-2 and BBM-3 are more viscous and susceptible than the GB-4 mixture. In the fatigue test, the BBME-3 mixture presented a higher deformation value for each million cycles, thus adding the PR-PLAST S improves the fatigue characteristics.

Key-words: Complex modulus of asphalt concrete. Fatigue of asphalt concrete. Polymers modification.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1	– A sequência dos níveis dos ensaios da pesquisa.	4
Figura 1.2	– Esquema geral dos ensaios.....	8
Figura 2.1	– Constituição da mistura asfáltica.....	13
Figura 2.2	– Mistura Asfáltica.....	13
Figura 2.3	– Composição de cimento asfáltico.....	16
Figura 2.4	– Grãos de <i>PR FLEX 20</i>	21
Figura 2.5	– Grãos de <i>PR-FLEX 20</i>	22
Figura 3.1	– Estrutura de pavimento.....	26
Figura 3.2	– Características funcionais das misturas na estrutura de pavimento	29
Figura 3.3	– Representação de graduação de curva granulométrica. .	34
Figura 3.4	– Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória-PCG.	37
Figura 3.5	– O gráfico de conformidade e não conformidade da compactidade das misturas asfálticas .	38
Figura 3.6	– Resultados obtidos na PCG.	39
Figura 3.7	– Processos: a) de compactação por duplo pistão e b) de ruptura à compressão simples.	41
Figura 3.8	– Equipamento de ensaio de deformação permanente e leitura da profundidade.	42
Figura 3.9	– Esquema de postos de leitura – ensaio de deformação permanente.	42
Figura 3.10	– Aparelho e ensaios à flexão 2 ponto.....	44
Figura 3.11	– Módulo complexo mediante flexão alternada no domínio, funções defasadas.....	47
Figura 3.12	– Representação de módulo complexo.	48
Figura 3.13	– Curvas Isotérmicas	50
Figura 3.14	– Curvas Isócronas	50
Figura 3.15	– Curva no Espaço de Black	51
Figura 3.16	– Representação do Módulo Complexo de um Concreto Asfáltico no Plano Cole-Cole	52
Figura 3.17	– Curva de Equivalência de Frequência-Temperatura	53
Figura 3.18	– Translação gráfica das curvas isotérmicas	55
Figura 3.19	– Princípio de modelização do pavimento e lógica de ensaio de Fadiga.....	56
Figura 3.20	– Sinais de deformação no pavimento.....	57
Figura 3.21	– Sinal da deformação simétrica imposta na base inferior de corpo de prova	57

Figura 3.22 – <i>Manège</i> de Fadiga de C.	58
Figura 3.23 – Evolução de amplitude e da respostas das solicitações impostas.	59
Figura 3.24 – Curva de Wohler- Amplitude da solicitação em função de número de solicitação.	60
Figura 3.25 – Ensaio de Fadiga à deformação controlada em modo contínuo.....	61
Figura 4.1 – Classe de comportamento	64
Figura 4.2 – Extrações de corpo de provas trapezoidal cilíndrico numa placa de concreto asfáltico	66
Figura 4.3 – Representação de relaxação – comportamento à deformação constante.....	67
Figura 4.4 – Representação de Fluência – comportamento à tensão constante	69
Figura 4.5 – Modelo de Maxwell	70
Figura 4.6 – Modelo de KELVIN VOIGT	72
Figura 4.7 – Modelo de BURGER.....	73
Figura 4.8 – Módulo complexo no plano COLE-COLE do modelo de Burger.....	74
Figura 4.9 – Modelo de Maxwell generalizado.....	75
Figura 4.10 – Modelo de Maxwell generalizado.....	75
Figura 4.11 – Representação do modelo de Huet	76
Figura 4.12 – Ajuste do modelo complexo de Huet no espaço de BLACK.....	78
Figura 4.13 – Modelo complexo no Plano COLE-COLE de Huet.....	78
Figura 4.14 – Representação do modelo de Huet-Sayegh.....	79
Figura 4.15 – Modelo complexo no Plano Cole-Cole de Huet-Sayegh	81
Figura 4.16 – Sinal de deformação na camada de base das diferentes temperaturas: estrutura de 17cm	85
Figura 4.17 – Etapas de dimensionamento racional do pavimento	87
Figura 4.18 – Sinal de deformação longitudinal	88
Figura 4.19 – Sensores de medida de deformação na estrutura de pavimento	89
Figura 4.20 – Carga de referência	92
Figura 5.1 – Esquema do ensaio de Penetração	100
Figura 5.2 – Esquema do ensaio de amolecimento ou anel e bola ..	100
Figura 5.3 – Viscosímetro do ensaio de viscosidade Saybolt-Furol.	101
Figura 5.4 – Sequência do ensaio de massa específica do ligante....	102
Figura 5.5 – Sequência do ensaio de adesividade	103
Figura 5.6 – Adesividade: (a) 0 % dope; e (b) 0,5 % dope	104

Figura 5.7 –	Curvas de viscosidade	105
Figura 5.8 –	Curva granulométrica.	106
Figura 5.9 –	A sequência do ensaio da Massa Volumétrica Real....	108
Figura 5.10 –	A sequência do ensaio da Massa Volumétrica Real....	110
Figura 5.11 –	Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório: modelo IPC-SERVOPAC.....	112
Figura 5.12 –	A sequência de elaboração da mistura e preparação para ensaio de PCG.....	113
Figura 5.13 –	Sequência do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório	115
Figura 5.14 –	Moldes de aço utilizados no ensaio de Duriez	116
Figura 5.15 –	Sequência de elaboração da mistura e preparação para ensaio de Duriez.....	117
Figura 5.16 –	Sequência do processo de compactação no ensaio de Duriez.....	118
Figura 5.17 –	Desmoldagem, medição e pesagem dos corpos de prova	119
Figura 5.18 –	Máquina de Fadiga utilizada como câmara térmica de condicionamento no ensaio de Duriez.....	120
Figura 5.19 –	Limpeza de desobstrução dos vazios dos corpos de prova a vácuo.....	120
Figura 5.20 –	Ruptura dos corpos de prova na Prensa Marshall: (a) Corpo de prova depois de ruptura.....	121
Figura 5.21 –	Preparação e usinagem das misturas asfálticas	123
Figura 5.22 –	Mesa compactadora de placas.	124
Figura 5.23 –	Esquema de uma placa e posição de passagem do eixo.....	125
Figura 5.24 –	Processo de compactação das placas para o ensaio de Deformação Permanente	126
Figura 5.25 –	Placas para ensaio de Deformação Permanente em repouso.	127
Figura 5.26 –	Pesagem hidrostática das placas para o ensaio de Deformação Permanente.	127
Figura 5.27 –	Equipamento do ensaio de Deformação Permanente. .	128
Figura 5.28 –	Sonda térmica de monitoramento da temperatura.	128
Figura 5.29 –	Medição da profundidade de Deformação.	129
Figura 5.30 –	Pontos de leitura do ensaio de Deformação Permanente.....	129
Figura 5.31 –	Processo de Compactação das Placas para ensaios de Módulo Complexo e da Fadiga.....	131
Figura 5.32 –	Máquina de corte.....	132

Figura 5.33	– Lógica de corte das placas.	133
Figura 5.34	– Processo de corte das placas.	134
Figura 5.35	– Corte das plaquetas dos corpos de prova trapezoidais.	135
Figura 5.36	– Corpo de prova trapezoidal.	135
Figura 5.37	– Conjunto de corpos de prova trapezoidal em repouso.	136
Figura 5.38	– Máquina de execução dos ensaios de Módulo Complexo e de Fadiga.	138
Figura 5.39	– Mesa de colagem dos corpos de prova.	138
Figura 5.40	– Aferição dos excêntricos intergradados ao rotor do motor coma ajuda de um extensômetro.	140
Figura 5.41	– Controladores de temperatura e inversor de frequência.	140
Figura 5.42	– Sistema de aquisição de dados.	141
Figura 5.43	– Zona de ruptura do corpo de prova.	143
Figura 5.44	– Ensaio de Mancha de Areia.	145
Figura 5.45	– Ensaio de Drenabilidade.	147
Figura 6.1	– Corpos de provas da mistura <i>Grave Betume (GB-4)</i>	150
Figura 6.2	– Curva de habilidade à compacidade da mistura <i>Grave Betume (GB-4)</i>	151
Figura 6.3	– Média da Curva de habilidade à compacidade da mistura <i>Grave Betume (GB-4)</i>	152
Figura 6.4	– Corpos de provas da mistura <i>Béton Bitumineux Mince (BBM-3)</i>	153
Figura 6.5	– Curva de habilidade a compacidade da mistura <i>Béton Bitumineux Mince (BBM-3)</i>	154
Figura 6.6	– Média da curva de habilidade à compacidade da mistura <i>Béton Bitumineux Mince (BBM-3)</i>	155
Figura 6.7	– Corpos de provas da mistura <i>Béton Bitumeneux Module Elevé (BBME-2)</i>	156
Figura 6.8	– Curva de habilidade a compacidade da mistura <i>Béton Bitumeneux Module Elevé (BBME-2)</i> ..	157
Figura 6.9	– Média da curva de habilidade a compacidade da mistura <i>Béton Bitumeneux Module Elevé (BBME-2)</i> ..	158
Figura 6.10	– Corpos de prova das três misturas após a moldagem. ...	160
Figura 6.11	– Par de placas BBME-2 após compactação para ensaio de Deformação Permanente.	163
Figura 6.12	– Apresentação dos resultados de afundamento das placas após ensaio.	164
Figura 6.13	– A seção transversal de afundamento do par de placas da mistura GB-4 após ensaio.	164

Figura 6.14 – Deformação Permanente da mistura BBME-2 com teor 4,95 %	165
Figura 6.15 – Deformação Permanente da mistura GB-4 com teor 4,45 %	166
Figura 6.16 – Deformação Permanente da mistura BBM-3 com teor 4,70 %	166
Figura 6.17 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 no Plano Cole-Cole.	172
Figura 6.18 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 no Plano Cole-Cole.	173
Figura 6.19 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 no Plano Cole-Cole.	173
Figura 6.20 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 no Espaço de Black.	174
Figura 6.21 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 no Espaço de Black	175
Figura 6.21 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 no Espaço de Black.	175
Figura 6.23 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 na curva isotérmica.	176
Figura 6.24 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 na curva isotérmica.	177
Figura 6.25 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 na curva isotérmica.	177
Figura 6.26 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 na curva isócrona.	178
Figura 6.27 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 na curva isócrona.	179
Figura 6.28 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 na curva isócrona.	179
Figura 6.29 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 na curva Frequência-Temperatura.	180
Figura 6.30 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 na curva Frequência-Temperatura	181
Figura 6.31 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 na curva Frequência-Temperatura.	182
Figura 6.32 – Curva de Fadiga da mistura de concreto asfáltico BBME-2	187
Figura 6.33 – Curva de Fadiga da mistura de concreto asfáltico GB-4.	188

Figura 6.34 – Curva de Fadiga da mistura de concreto asfáltico BBM-3	189
Figura 6.35 – Resultados do ensaio de PCG das misturas GB-4, BBM-3 e BBME-2	194
Figura 6.36 – Comparação das misturas GB-4, BBM-3 e BBME-2, quanto à porcentagem de teor de 4,70% de ligante.....	196
Figura 6.37 – Apresentação dos valores da resistência à compressão com e sem imersão na água.....	198
Figura 6.38 – Deformação Permanente das misturas GB, BBME e BBM.	199
Figura 6.39 – Sobreposição dos resultados na curva Cole-Cole das misturas BBM-3, BBME-2 e GB-4: Módulo Mpa.	201
Figura 6.40 – Sobreposição dos resultados no Espaço de Black das misturas BBM-3, BBME-2 e GB-4: Ângulo de fase.....	202
Figura 6.41 – Sobreposição dos resultados na curva isotérmica das misturas BBM-3, BBME-2 e GB-4: frequência.	203
Figura 6.42 – Sobreposição dos resultados na curva isócrona das misturas BBM, BBME e GB: temperatura.	204
Figura 6.43 – Sobreposição dos resultados na curva de Equivalência-Temperatura das misturas BBM, BBME e GB	205
Figura 6.44 – Comparação entre as curvas de Fadiga das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4.	206
Figura 6.45 – Calibração do modelo de Huet-Sayegh da mistura BBME-2.....	209
Figura 6.46 – Calibração do modelo de Huet-Sayegh da mistura BBM-3	209
Figura 6.47 – Calibração do modelo de Huet-Sayegh da mistura GB-4	210
Figura 6.48 – Área de contato e posição do eixo simples e da roda simples	213
Figura 6.49 – Estrutura de pavimento tipo.	214
Figura 6.50 – Estrutura do Pavimento: Alternativa I	216
Figura 6.51 – Estrutura do Pavimento: Alternativa II	216
Figura 6.52 – Estrutura do Pavimento: Alternativa III.....	217

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1	– Tipos de polímeros.....	19
Tabela 2.3	– A propriedade Física e Química do <i>PR FLEX 20</i>	22
Tabela 2.3	– As propriedades Físicas e Químicas do <i>PR-FLEX 20</i>	23
Tabela 3.1	– Principais tipos de estruturas de pavimento	28
Tabela 3.2	– Principais ensaios de módulo complexo	46
Tabela 4.1	– Coeficientes de agressividade média.....	91
Tabela 4.2	– Classes de tráfego.....	91
Tabela 5.1	– Resultado de caracterização dos granulares	99
Tabela 5.2	– Resultados de caracterização do ligante asfáltico	104
Tabela 5.3	– Temperatura de trabalho.....	105
Tabela 5.4	– Distribuição granulométrica.....	106
Tabela 5.5	– Teores de ligante mínimos e adotados.	109
Tabela 5.6	– Massa Volumétrica Real (MVR).....	111
Tabela 5.7	– Níveis de deformações	142
Tabela 5.8	– Classificação de texturas superficiais em função da Mancha de Areia.....	146
Tabela 6.1	– Especificação quanto à porcentagem de vazios.....	150
Tabela 6.2	– Porcentagem de volume de vazios nos 10 e 100 giros. 153	
Tabela 6.3	– Porcentagem de volume de vazios nos 10 e 40 giros. .	156
Tabela 6.4	– Porcentagem de volume de vazios nos 10 e 80 giros..	159
Tabela 6.5	– Massas específicas e teor de vazios determinados no Ensaio de Duriez.....	161
Tabela 6.6	– Resultado de resistência à compressão simples do ensaio de Duriez.....	162
Tabela 6.7	– Volume de vazios das placas antes do ensaio de Deformação Permanente.	163
Tabela 6.8	– Resultado do ensaio de Deformação Permanente	165
Tabela 6.9	– Resultado do ensaio de Módulo Complexo da mistura BBME-2.	169
Tabela 6.10	– Resultado do ensaio de Módulo Complexo da mistura BBM-3.....	170
Tabela 6.11	– Resultado do ensaio de Módulo Complexo da mistura GB-4.....	171
Tabela 6.12	– Resultados de ensaio de Fadiga da mistura BBME-2 .	183
Tabela 6.13	– Resultados de ensaio de Fadiga da mistura BBM-3....	184
Tabela 6.14	– Resultados de ensaio de Fadiga da mistura GB-4	185
Tabela 6.15	– Coeficientes da regressão estatística	186
Tabela 6.16	– Valores característicos de ensaio de Fadiga	190

Tabela 6.17 – Resultados das medições da altura de Mancha de Areia nas superfícies das placas.....	191
Tabela 6.18 – Resultados das medições da Drenabilidade na superfície das placas	191
Tabela 6.19 – Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh	208
Tabela 6.20 – Parâmetros para determinação das deformações admissíveis na fibra inferior da camada de concreto asfáltico	211
Tabela 6.21 – Valores de Coeficientes	212
Tabela 6.22 – Valores das deformações admissíveis.....	212
Tabela 6.23 – Valores de força e posição do eixo	213
Tabela 6.24 – Valores dos resultados das deformações da estrutura: Alternativa I	215
Tabela 6.25 – Valores dos resultados das deformações da estrutura: Alternativa II.....	215
Tabela 6.26 – Valores dos resultados das deformações da estrutura: Alternativa III	215

LISTA DE ABREVIÇÕES

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
BBD _r	<i>Béton Bitumineux Drainant</i>
BBM	<i>Béton Bitumineux Mince</i>
BBS	<i>Béton Bitumineux pour chaussée Souple à faible trafic</i>
BBSG	<i>Béton Bitumineux Semi-Grenu</i>
BBTM	<i>Béton Bitumineux Très Mince</i>
BBME	<i>Béton Bitumineux Module Elevé</i>
BBUM	<i>Béton Bitumineux Ultra Mince</i>
BMP	Borracha Moída de Pneu
BN	Borracha Natural
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CP	Corpo de prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
EME	<i>Enrobés à Module Elevé</i>
EPDM	Etileno-propileno
EVA	Etileno Acetato de Vinila
GB	<i>Grave-Bitume</i>
GTN	Granulares Não Tratados
LPC	<i>Laboratoire Ponts et Chaussées</i>
Máx	Máximo
ME	Método de Ensaio
Mim	Minuto
MVR	Ensaio Massa volumétrica Real
MTLH	Material Tratado com Tigantes Hidráulicos
NBR	Norma Brasileira
NF	Norma Francesa
PCG	Prensa de Compactação por Cisalhamento
PE	Polietileno
PP	Polipropileno
PR FLEX 20	Nome comercial de polímero de base plastômeros e elastômeros
PR PLAST S	Nome comercial de polímero de base plastômeros
PVC	Polivinil clorídrico
SBR	Borracha de estireno-butadieno
SBS	Stirenobutadieno- estireno
SETRA	<i>Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes</i>
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina

XX

VRNS
VRS

Vias de Rede Não Estruturante
Vias de Rede Estruturante

LISTA DE SÍMBOLOS

%p	Porcentagem passante
φ	Ângulo de defa
ε	Deformação
σ	Tensão
ε^*	Deformação complexa
σ^*	Tensão complexa
ε_6	Deformação para um milhão de solicitações
$\Delta\varepsilon_6$	Varição de deformação para um milhão de ciclos
ε_0	Amplitude de deformação
μdf	Micro deformação
τ	Taxa de incremento anual
αT	Fatores da translação
a	Constante
b	Inclinação da curva
d	Abertura da peneira
$D_{m\acute{a}x}$	Diâmetro máximo
E^*	Módulo Complexo
$ E^* $	Norma de Módulo Complexo
E_1	Parte real do módulo, associado à energia recuperada
E_2	Parte imaginária do módulo, associado à energia perdida
E_∞	Módulo instantâneo do modelo de Huet-Sayegh
E_0	Módulo estático para situações de baixas frequências e elevadas temperaturas
k, h	parâmetros dos elementos parabólicos do modelo Huet-Sayegh
f	Frequência
v	velocidade
V	Volume
MVA	Massa volumétrica aparente
MVR	Massa volumétrica real
n	Expoente da curva granulométrica
N	Número de aplicação das solicitações
R	Tensão de ruptura a compressão simples sem condicionamento na água
S	solicitação (tensão ou deformação)
T	Tempo

t_r	Translações
$K\varepsilon$	Coefficiente de forma
$K\sigma$	Coefficiente de força
τ	Tempo de relaxação dos amortecedores
i	Número complexo definido por $i^2 = -1$;
δ	Constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica;e,
ω	Pulsação; $2\pi f$; em que f = frequência de solicitação
HS	Altura média da macrotextura média do pavimento
$J(0)$	Função fluência
$R(0)$	Função relaxação
η	Constante de amortecedor (viscoso linear)
αT	Fator de translação
tr_1, tr_2	Coefficiente de ajuste da translação
Σ	Superfície específica
G	Porcentagem de granulares na curva superior a 6,3mm
S	Porcentagem de granulares na curva entre 6,3mm e 0,250mm
s	porcentagem de granulares na curva entre 0,250mm e 0,063mm
f	Porcentagem de granulares na curva abaixo de 0,063mm;
ρ_G	Massa volumétrica dos granulares

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1.....	1
1	INTRODUÇÃO
1.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS
1.2	OBJETIVOS DA PESQUISA
1.2.1	Objetivo Principal.....
1.2.2	Objetivos Específicos
1.3	PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO
1.3.1	Caracterização dos Materiais Granulares
1.3.2	Caracterização de Materiais Asfálticos
1.3.3	Ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG)
1.3.4	Ensaio de Duriez.....
1.3.5	Ensaio de Deformação Permanente
1.3.6	Ensaio de Módulo Complexo
1.3.7	Ensaio de Fadiga.....
1.3.8	Ensaio Superficiais.....
1.4	JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TEMA
1.5	LIMITAÇÕES DA PESQUISA.....
1.6	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO
CAPÍTULO 2.....	13
2	OS MATERIAIS CONSTITUINTES DA MISTURA ASFÁLTICA
2.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS
2.2	DESCRIÇÃO DOS PRINCIPAIS MATERIAIS DA MISTURA ASFÁLTICA
2.2.1	Os Granulares
2.2.2	Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

2.2.3	Aditivos	18
2.3	MODIFICADORES DE LIGANTES E DA MISTURA ASFÁLTICA	18
2.3.1	Polímeros	18
2.3.2	Aditivo <i>PR-PLAST S</i>	21
2.3.3	Aditivo <i>PR-FLEX 20</i>	22
CAPÍTULO 3.....		25
3	MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	25
3.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	25
3.2	CONSTITUIÇÃO DA ESTRUTURA DE PAVIMENTO.....	25
3.2.1	Tipos de Estrutura de Pavimento	27
3.3	TIPOS DE MISTURAS ASFÁLTICAS E APLICAÇÃO	29
3.3.1	As Misturas Asfálticas Superficiais	29
3.3.2	As Misturas Asfálticas Estruturais.....	30
3.4	FORMULAÇÕES DA MISTURA ASFÁLTICA.....	31
3.4.1	Diretrizes da Formulação de Misturas Asfálticas	33
3.4.2	Ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG).....	36
3.4.3	Ensaio de Duriez.....	39
3.4.4	Ensaio de Deformação Permanente (<i>Orniérage</i>).....	41
3.4.5	Ensaio de Módulo Complexo (Rigidez)	43
3.4.6	Ensaio de Fadiga.....	55
CAPÍTULO 4.....		63
4	COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO E DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO	63
4.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	63
4.2	PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO.....	63

4.3	MODELOS REOLÓGICOS DE COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO DE CONCRETO ASFÁLTICO	67
4.3.1	Modelo Reológico no Domínio Temporal.....	67
4.4	INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO ASFÁLTICO	81
4.4.1	Influência de Parâmetro de Formulação	81
4.5	MÉTODOS FRANCESES DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO	86
4.5.1	Descrição de Sinal de Deformação na Estrutura de Pavimento..	88
4.5.2	Tráfego	89
4.5.3	Carregamento Utilizado.....	91
4.5.4	Deformações Admissíveis	92
	CAPÍTULO 5.....	97
5	CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E ENSAIOS LABORATORIAIS	97
5.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	97
5.2	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS GRANULARES	97
5.2.1	Resultado da caracterização dos granulares.....	99
5.3	CARACTERIZAÇÃO DOS LIGANTES ASFÁLTICOS	99
5.3.1	Penetração	99
5.3.2	Ponto de amolecimento	100
5.3.3	Viscosidade utilizando o viscosímetro Saybolt-Furol	101
5.3.4	Densidade Relativa do Ligante Asfáltico	101
5.3.5	Adesividade	102
5.3.6	Resultados de Caracterização do Ligante Asfáltico.....	104
5.4	CURVAS GRANULOMÉTRICAS.....	105
5.5	ENSAIO DE MASSA VOLUMÉTRICA REAL (MVR)	107
5.6	DEFINIÇÃO DE TEORES DE LIGANTE ASFÁLTICO	108
5.6.1	Taxa de adição dos aditivos	109

5.6.2	Ensaio de Massa Volumétrica Real (MVR) das Misturas Asfálticas	109
5.7	PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS.....	111
5.7.1	Ensaio de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG)....	111
5.7.2	Ensaio de Sensibilidade à água no ensaio de Duriez	116
5.7.3	Preparação e Usinagem das Misturas de Concreto Asfáltico....	121
5.7.4	Ensaio de Deformação Permanente	123
5.7.5	Compactação das Placas para Ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga.....	130
5.7.6	Corte de Placas para Ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga	131
5.7.7	Triagem dos corpos de Prova	136
5.7.8	Ensaio de Módulo Complexo	137
5.7.9	Ensaio de Fadiga.....	141
5.7.10	Ensaio de Mancha de Areia (Altura da Areia).....	143
5.7.11	Ensaio de Drenabilidade	146
	CAPÍTULO 6.....	149
6	RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE DE DADOS	149
6.1	CONSIDERAÇÕES INICIAIS	149
6.2	RESULTADO DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO POR CISALHAMENTO GIRATÓRIO (PCG).....	149
6.2.1	Mistura <i>Grave-bitume</i> – GB	150
6.2.2	Mistura <i>Béton Bitumineux Mince</i> – BBM-3	153
6.2.3	Mistura <i>Béton Bitumineux Module Elevé</i> – BBME-2.....	156
6.3	RESULTADO DE ENSAIO DE DURIEZ.....	159
6.4	RESULTADO DE ENSAIO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	162
6.5	RESULTADO DE ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO	167
6.5.1	Curva no Plano Cole-Cole	171

6.5.2	Curva no Espaço de Black.....	174
6.5.3	Curva isotérmica.....	176
6.5.4	Curvas Isócronas	178
6.5.5	Curva na Frequência-Temperatura	180
6.6	RESULTADO DE ENSAIO DE FADIGA	182
6.7	RESULTADO DE ENSAIO DE MANCHA DE AREIA	190
6.8	RESULTADO DE ENSAIO DE DRENABILIDADE.....	191
6.9	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	192
6.9.1	Ensaio de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG)....	192
6.9.2	Ensaio de Duriez.....	197
6.9.3	Ensaio de Deformação Permanente	198
6.9.4	Ensaio de Módulo Complexo	200
6.9.5	Ensaio de Fadiga.....	205
6.10	CALIBRAÇÃO DO MODELO REOLÓGICO DE HUET-SAYEGH.....	207
6.11	DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO	210
CAPÍTULO 7.....		218
7	CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS	
	FUTURAS	218
7.1	CONCLUSÕES	218
7.2	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	221
REFERÊNCIAS CONSULTADAS		222

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O pavimento é um elemento importante para economia de um país, principalmente no Brasil, que possui uma extensa malha rodoviária. As estradas permitem o deslocamento de bens e o direito de ir e vir das pessoas, por isso requerem estudos e atenção no que diz respeito à política do estado.

Com o crescente volume de tráfego, o aumento de cargas e as variadas condições climáticas, fazem-se necessários estudos e pesquisas em engenharia de pavimento, em busca de materiais que façam frente a esse crescente volume de tráfego e condições impostas ao pavimento. Várias pesquisas vêm sendo desenvolvidas a fim de verificar os benefícios dos aditivos e de modificadores das características dos ligantes e das misturas asfálticas. Com as exigências ambientais e a redução da disponibilidade de matéria-prima usada na construção e manutenção de pavimentos, é indispensável que os estudiosos procurem materiais que possam apresentar um bom desempenho ao pavimento, trazendo benefícios à segurança e ao conforto dos usuários.

A incorporação dos aditivos modificadores das características das misturas asfálticas, *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*, diretamente no preparo da mistura asfáltica, apresenta certa vantagem anunciada pelo fabricante, por exemplo, em reduzir a energia e a emissão de gás poluente na atmosfera, por não precisarem de um laboratório especializado para serem modificados, se comparados aos ligantes asfálticos modificados com polímeros, como EVA (*Ethylène acétate de vinyle*), SBS (*Styrène Butadiène Styrene*), SBR (*Styrene-Butadiene Rubber*) etc. Sendo assim, evita-se a oxidação e volatilização do ligante asfáltico no processo de modificação.

O emprego dos aditivos em misturas de concreto asfáltico tem sido praticado no Brasil e em alguns países do mundo. Contudo, o uso de novos aditivos melhoradores do desempenho mecânico ainda necessita do estudo do comportamento mecânico pela metodologia fundamental de dimensionamento de pavimento. Nesse contexto, torna-se imperativa a pesquisa de novas tecnologias de aditivos que resultem

em bom desempenho, que possam contribuir para minimizar o excesso de afundamento da estrutura de pavimento, uma estrutura mais rígida, e evitar ocorrências de danos precoces no pavimento.

Este trabalho de pesquisa trata do estudo do comportamento mecânico no domínio frequencial e viscoelástico da mistura de concreto asfáltico. Foram formuladas três misturas: uma mistura *Béton Bitumineux Mince* classe 3 (BBM-3), com adição de *PR FLEX 20*; uma mistura *Béton Bitumineux Module Elevé* classe 2 (BBME-2), com adição de *PR PLAST S*, e uma mistura convencional *Grave Betume* classe 4 (GB-4). As misturas deste trabalho são compostas de ligante convencional CAP 50/70 e os aditivos são adicionados sobre os granulares no momento da usinagem das misturas. Foram definidas duas curvas granulométricas com diâmetro máximo igual a 16 mm, diferenciando-se nos teores de finos. Essas misturas são testadas de acordo com os ensaios exigentes da metodologia fundamental no Módulo Complexo e na Fadiga, parâmetros intrínsecos utilizados na modelagem de dimensionamento da estrutura de pavimento.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

1.2.1 Objetivo Principal

O propósito deste trabalho é estudar o comportamento mecânico das misturas asfálticas com adição dos aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20* no desempenho das características mecânicas com ligante convencional CAP 50/70, nos ensaios de Deformação Permanente e no Módulo Complexo (rigidez) e de Fadiga para as misturas BBM-3, BBME-2 e GB-4.

1.2.2 Objetivos Específicos

Para alcançar o objetivo principal da pesquisa, propõe-se estudar três tipos de misturas, BBM-3, BBME-2 e GB-4, com as seguintes etapas específicas de testes de avaliação e de verificação do desempenho mecânico:

- Avaliar a habilidade de compactação da mistura asfáltica por meio da PCG (Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória).

- Avaliar a sensibilidade à água das misturas asfálticas no ensaio de Duriez.
- Avaliar a resistência ao afundamento de passagem repetida do pneumático, por meio do ensaio de Deformação Permanente.
- Determinar o Módulo Complexo (rigidez) por meio do ensaio em flexão alternada de dois pontos, em modo contínuo, no domínio frequencial.
- Verificar a resistência à Fadiga das misturas asfálticas por meio do ensaio em flexão alternada de dois pontos, em modo contínuo, no domínio frequencial.
- Aplicar o modelo de comportamento reológico de Huet-Sayegh às misturas de concreto asfálticos estudadas.
- Aplicar o método de dimensionamento do *Service d'Études Techniques des Route et Autoroutes* (SETRA) e *Laboratoire des Ponts e Chaussées* (LPC), para o dimensionamento hipotético das camadas do pavimento e a modelação da estrutura do pavimento com as misturas estudadas, os quais serão realizados com os programas *Viscoanalyse* e *Viscoroute*.

1.3 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR O OBJETIVO

Para o desenvolvimento da pesquisa, foram produzidas três misturas asfálticas utilizando o ligante convencional CAP 50/70. Sendo duas misturas do tipo BBME-2 e BBM-3, com a adição de *PR-PLAST S* e *PR FLEX 20*, respectivamente, e uma mistura GB-4 aplicando as diretrizes da metodologia francesa de formulação das misturas asfálticas. Foram preparadas misturas para avaliar o comportamento nos ensaios fundamentais de dimensionamento do pavimento, desenvolvendo os ensaios laboratoriais de acordo com a sequência ilustrada na Figura 1.1, a seguir.

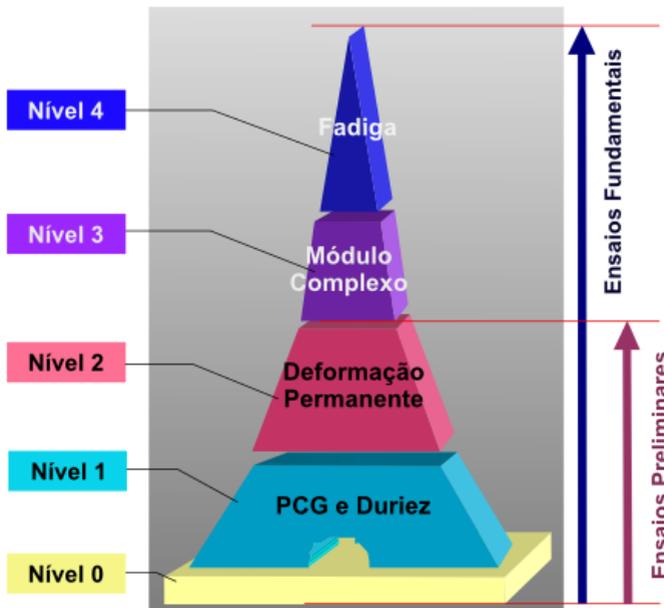


Figura 1.1 – A seqüência dos níveis dos ensaios da pesquisa (LPC,2007).

1.3.1 Caracterização dos Materiais Granulares

Os materiais granulares utilizados na pesquisa são de origem granítica, provenientes da pedra Santa Bárbara, localizada no município de Palhoça em Santa Catarina (Brasil). Esses materiais são processados por peneiramento no laboratório de pavimentação da UFSC (Universidade Federal de Santa Catarina), sendo, para isso, utilizadas as peneiras de aberturas 15,9 mm, 12,7 mm, 9,5 mm, 6,5 mm, 4,76 mm, 2,38 mm, 1,19 mm, 0,59 mm, 0,3 mm, 0,15 mm e 0,075 mm.

As curvas granulométricas definidas nesta pesquisa foram calculadas pela Equação [1.1]:

$$p = 100 \cdot \left(\frac{d}{D}\right)^n \quad [1.1]$$

Em que:

p = porcentagem que passa na peneira de abertura d;
a = constante, igual a 100;

- d = menor diâmetro da peneira (mm);
- D = diâmetro máximo, abertura da peneira que passa 100% (mm); e
- n = expoente da curva granulométrica.

As caracterizações dos granulares se deram por meio dos seguintes ensaios:

- a) ensaio de Massa volumétrica Real (MRV) – (AFNOR NF P 18-559, 2005);
- b) densidade aparente (DNER-ME 195/97);
- c) ensaios de resistência à abrasão (DNER-ME 035/98);
- d) durabilidade (DNER-ME 089/94);
- e) adesividade (DNER-ME 78-94); e
- f) índice de forma (DNER-ME 086/94).

1.3.2 Caracterização de Materiais Asfálticos

O ligante asfáltico CAP 50/70 usado na pesquisa é proveniente da refinaria de Duque de Caxias (REDUC), uma das refinarias brasileiras de petróleo da PETROBRAS.

O ligante é caracterizado pelos seguintes ensaios:

- a) penetração (DNIT 155/2010-ME);
- b) ponto de amolecimento (DNER – ME 247/94);
- c) viscosidade, utilizando o viscosímetro Saybolt-Furol (DNER – ME 004/94); e
- d) densidade relativa (ABNT NBR 6296/2004).

Os teores mínimos de ligantes são determinados conforme o manual de LPC (2007), a partir do módulo de riqueza para cada tipo de mistura, da superfície específica e da massa volumétrica dos granulares. Para esta pesquisa, foram definidos 3 teores do ligante para cada mistura.

Após a caracterização dos materiais constituintes da mistura asfáltica, os seguintes ensaios de avaliação e caracterização foram realizados.

1.3.3 Ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG)

Uma vez definido os teores do ligante, foi avaliada a compactidade por meio do ensaio da prensa de compactação por cisalhamento giratório, segundo a norma PCG – NF P 98-252, de 1999. Foram ensaiadas para cada teor de ligante 3 corpos de prova. A massa de cada corpo de prova foi calculada em função da massa volumétrica real da mistura. Dessa forma, o ensaio foi realizado em um molde cilíndrico de 150 mm de diâmetro.

1.3.4 Ensaio de Duriez

Conhecendo o melhor teor passante do ensaio de Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG), em seguida foi feita uma avaliação da sensibilidade à água por meio de ensaio de Duriez, segundo a norma NF P 98-251-1, de 1995. Foram avaliados 12 corpos de provas para cada teor do ligante, sendo avaliado, para cada mistura, um teor, com massa de 1,0 kg para cada corpo de prova; as misturas foram compactadas em molde cilíndrico por pressão estática. Após a compactação, uma parte das amostras foi conservada na temperatura de 18 °C e com umidade relativa de 50 ± 10 %, e a outra parte foi imersa em uma temperatura de 18 °C por um período de 7 dias.

1.3.5 Ensaio de Deformação Permanente

O ensaio de Deformação Permanente é desenvolvido de acordo com a norma (NF P 98-253-1, 1993) e consiste em submeter uma placa de mistura asfáltica de dimensão (18,0 cm de largura, 50,0 cm de comprimento e 10,0 cm de espessura) em um equipamento de compactação pneumática, a fim avaliar, no mínimo, duas placas condicionadas à temperatura de 60 °C, com uma frequência de 1 Hz e uma carga de 5 KN.

Após a realização dos ensaios preliminares de formulação, em seguida foram realizados os ensaios fundamentais: Módulo Complexo e Fadiga. Para esses ensaios, foram moldadas duas placas de dimensão (40 cm x 60 cm x 12 cm) para cada mistura com peso de 70 kg, aproximadamente.

1.3.6 Ensaio de Módulo Complexo

O ensaio do Módulo de Rigidez das misturas asfálticas no domínio frequencial, sob um espectro de temperatura (10 °C, 0 °C, 10 °C, 15 °C, 20 °C, 30 °C e 40 °C) e de frequência (1 Hz, 3 Hz, 10 Hz e 30 Hz), com corpo de prova trapezoidal, foi realizado de acordo com a NF P 12697-26, de 2004.

1.3.7 Ensaio de Fadiga

No ensaio de Fadiga das misturas asfálticas em flexão alternada, em modo contínuo, foram avaliados 3 níveis de deformação da curva de Fadiga para cada mistura com deslocamento controlado, sob uma temperatura de 10 °C, frequência de 25 Hz e com corpos de prova trapezoidal, de acordo com a norma NF P 12697-42 +A1, de 2007.

1.3.8 Ensaaios Superficiais

Uma vez que nesta pesquisa serão definidas as misturas de concreto asfáltico para função superficial, optou-se por realizar os ensaios de superfície sobre as superfícies das placas, por meio dos ensaios em laboratório de Mancha de Areia (rugosidade) e de Drenabilidade, conforme ilustra o esquema geral dos ensaios na Figura 2, a seguir.

Finalmente, para atingir o objetivo principal, foram explorados os resultados de cada ensaio e avaliado desempenho das características mecânicas das misturas asfálticas com adição de *PR PLAST S* e *PR-FLEX 20*. Comparou-se com a mistura convencional quanto às características intrínsecas de formulação: Deformação Permanente, Módulo Complexo (rigidez) e o fenômeno de Fadiga.

Apresenta-se, a seguir, a Figura 2, que mostra o esquema geral dos ensaios desenvolvidos em etapas experimentais da pesquisa.

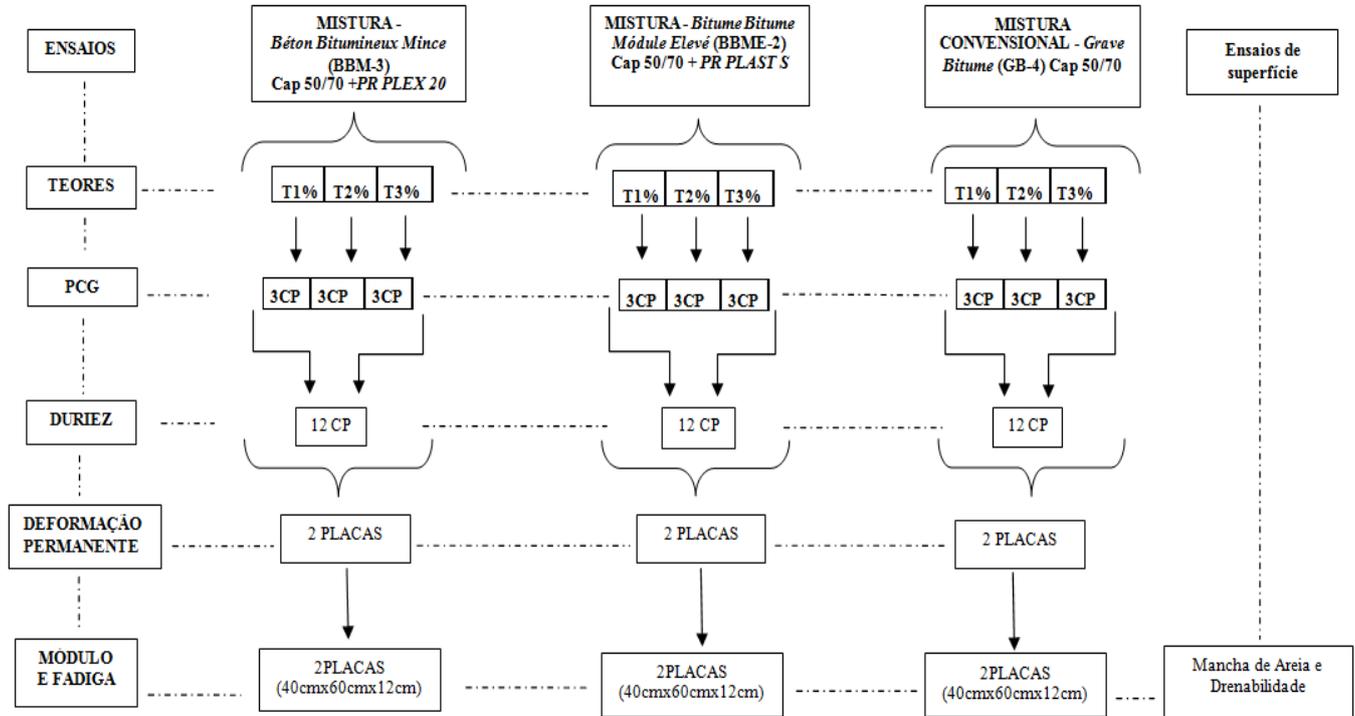


Figura 1.2 – Esquema geral dos ensaios

1.4 JUSTIFICATIVA E RELEVÂNCIA DO TEMA

A formulação das misturas de concreto asfáltico com adição dos aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20* foi produzida com o ligante convencional CAP 50/70 e realizada de acordo com a função estrutural para camadas superficiais e de apoio (base e sub-base de concreto asfáltico).

A pesquisa justifica-se pela importância do estudo do comportamento mecânico da mistura asfáltica para um dimensionamento de estrutura de pavimento em função dos parâmetros fundamentais. O estudo busca verificar e avaliar segundo a metodologia fundamental, isto é, quanto aos ensaios que fornecem os elementos intrínsecos ao dimensionamento de pavimento: rigidez (Módulo Complexo), executada em modo contínuo, segundo a norma NF EN12697-26, de 2004, permitindo o acompanhamento da evolução do comportamento no domínio viscoelástico, sob um espectro de temperatura e frequência; e o fenômeno de Fadiga, executado com controle de deslocamento, em modo contínuo sobre corpo de prova trapezoidal de acordo com a norma NF EM12697-24, 2007.

Portanto, esta pesquisa procura contribuir com o estudo do desempenho do comportamento mecânico pela metodologia fundamental, que é pouco estudado, com os aditivos de base plastômero e elastômero, *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*, respectivamente, diretamente aplicados na mistura, uma vez que estes não precisam de um terminal industrial para ser modificados. Isso implica na redução de gasto de energia consumida, evitando, assim, a contribuição com a emissão de gás poluente na atmosfera.

1.5 LIMITAÇÕES DA PESQUISA

Esta pesquisa limita-se ao estudo em laboratório a partir dos ensaios, pelo preceito da metodologia francesa de formulação de misturas asfálticas, e ao estudo dos aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*, que são fabricados e desenvolvidos pela indústria francesa *PR-INDUSTRIE*. A pesquisa será integralmente desenvolvida no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC).

1.6 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho é organizado e desenvolvido em 7 Capítulos. Para atingir os objetivos da pesquisa, foram propostos os seguintes Capítulos, apresentados a seguir.

Capítulo 1: a introdução apresenta as considerações iniciais da pesquisa, seguida do objetivo geral, dos objetivos específicos, dos procedimentos para atingir os objetivos, da justificativa, das limitações da pesquisa e, por último, da estrutura do trabalho.

Capítulo 2: apresenta fundamento teórico por meio da revisão bibliográfica, onde são abordados os assuntos referentes ao tema da pesquisa, os materiais constituintes da mistura asfáltica: os granulares, os ligantes asfálticos, o conceito de aditivos, os modificadores da mistura asfáltica (plastômero e elastômero) e os aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*.

Capítulo 3: apresenta uma revisão bibliográfica sobre as misturas asfálticas, onde são abordados assuntos sobre a estrutura e os tipos de misturas de pavimento, assim como as suas aplicações; e a formulação francesa da mistura asfáltica, descrevendo as diretrizes e os procedimentos amplos sobre todos os níveis de ensaios de formulação.

Capítulo 4: nesse Capítulo são descritos o comportamento mecânico da mistura asfáltica, as suas propriedades, os modelos matemáticos do comportamento reológico no domínio viscoelástico e o método francês de dimensionamento.

Capítulo 5: apresentam-se os ensaios, a descrição de caracterização dos materiais e procedimentos para realizações dos ensaios de formulação das misturas de concreto asfáltico, definidas para a pesquisa.

Capítulo 6: apresenta os resultados experimentais referentes às propriedades mecânicas das misturas estudadas, a aplicação do modelo de Huet-Sayegh nas três misturas estudadas, a exploração e análise de resultados, que consistem na apresentação comparativa das três misturas em relação aos ensaios (Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório, Duriez, Deformação Permanente, Módulo Complexo e

Fadiga) e finalmente realizar um estudo de dimensionamento do pavimento em situação hipotética.

Capítulo 7: Apresenta as conclusões dos resultados obtidos a partir dos ensaios desenvolvidos na pesquisa e sugestões de pesquisas futuras.

CAPÍTULO 2

2 OS MATERIAIS CONSTITUINTES DA MISTURA ASFÁLTICA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os principais materiais que constituem a mistura asfáltica são os granulares e o ligante asfáltico. O esqueleto mineral constitui o granular, que assegura a rigidez da mistura, enquanto que o ligante asfáltico é responsável pela coesão, conforme ilustra a Figura 2.1 (BAAJ, 2002; RIVIÈRE, 1996; HAMLAT, 2007).



Figura 2.1 – Constituição da mistura asfáltica (HAMLAT, 2007).

Os materiais são produzidos com combinações necessárias, quanto à proporção granulométrica de partícula de materiais granulares e cimento asfáltico, aquecidos e compactados adequadamente (MOMM, 1998). A Figura a seguir, ilustra o aspecto da mistura asfáltica.



Figura 2.2 – Mistura Asfáltica

Para melhoria das características químicas do ligante e do comportamento mecânico da mistura asfáltica, são adicionados eventualmente os aditivos.

2.2 DESCRIÇÃO DOS PRINCIPAIS MATERIAIS DA MISTURA ASFÁLTICA

2.2.1 Os Granulares

Os granulares podem ser naturais, constituídos de grãos oriundos da alteração das rochas pelos processos de intemperismo e também podem ser produzidos por processos de britagem.

Os granulares são divididos de acordo com seu tamanho médio em várias famílias: graúdos (britas, cascalhos e seixos), miúdos (pó de pedra ou pó de brita) e finos (*filler*). O diâmetro mínimo e máximo dessa família é padronizado pelas normas francesa (Norme p 18-1001) e brasileira (DNIT 031/2004 – ES).

A forma geométrica, a natureza mineralógica e o tamanho de granulares, cabe lembrar, influencia no comportamento mecânico da mistura asfáltica (De La ROCHE, 1996).

Quanto ao tamanho, os granulares são subdivididos de acordo com as peneiras (DNIT 031/2004 – ES):

- Graúdos são materiais retidos na peneira n° 10 (2,0 mm): britas, cascalhos, seixos e pedregulhos.
- Miúdos são materiais que passam na peneira n° 10 (2,0 mm) e ficam retidos na peneira n° 200 (0,075 mm): pó de pedra e areia.
- Material de enchimento (*filler*) é o que passa pelo menos 65 % na peneira n° 200 (0,075 mm): cal extinta, cimento *portland*, pó de chaminé e pó de brita etc.

2.2.1.1 As características dos granulares

Os granulares utilizados na mistura asfáltica devem apresentar certas características, segundo RIVIÈRE (1996):

a) **Granularidade:** é a classificação dos grãos que são posicionados segundo a dimensão. O esqueleto granular é composto de uma mistura de várias classes de granulares, como referenciado acima. O ajustamento definitivo faz-se por uma edição de partículas finas.

b) **Angularidade:** os granulares que apresentam faces ásperas favorecem o atrito interno e melhoram a estabilidade mecânica. A angularidade é uma qualidade muito mais fundamental do que a forma.

c) **Resistência mecânica:** é responsável pelo comportamento mecânico do material. Os granulares devem apresentar boas resistências à fragmentação, à atrição (ação de dois corpos que se gastam por atrito mútuo) e ao polimento.

A distribuição de tamanho de grãos individuais (de maior para o menor) é a curva granulométrica, que pode ser contínua ou descontínua (uma ou mais frações granulares), dependendo do tipo da mistura e das propriedades em questão. Por exemplo, a curva granulométrica da mistura drenante é altamente descontínua, pois apresenta uma alta porosidade. Já a forma do granular é definida por três principais características dimensionais: o tamanho, a espessura e o comprimento. Os elementos de má forma se fragmentam muito facilmente, reduzindo a manipulação e tornando a compactação mais difícil (BAAJ, 2002).

Para caracterização dos granulares, são recomendados os seguintes ensaios de laboratório para determinar certas propriedades mecânicas:

- a) Resistência à fragmentação (choque);
- b) Resistência ao atrito e desgaste;
- c) Resistência ao polimento;
- d) ensaio de densidade (específica e aparente);
- e) absorção;
- f) ensaios de resistência à abrasão e de durabilidade;
- g) adesividade; e
- h) ensaio de índice de forma.

2.2.2 Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP)

O cimento asfáltico de petróleo (CAP) é essencialmente composto de hidrocarbonetos e de seus derivados. Ele assegura a coesão dos materiais por meio da sua repartição em uma fina película que envolve os granulares (De La ROCHA, 1996; MOMM, 1998). São materiais de cor preta, sólidos ou líquidos viscosos, que, à temperaturas elevadas, são conjuntos muito complexos de hidrocarbonetos alifáticos, naftênicos e aromáticos. Muito globalmente, encontram-se asfáltenos

(sólidos) em solução em matérias líquidas (os maltenos são óleos petroleiros) (BAAJ, 2002).

É um produto procedente da refinação do petróleo e constitui a fração de destilação mais pesada do petróleo bruto. Possui propriedade de grande complexidade, às vezes no plano da sua composição química e em sua resposta às solicitações mecânicas e térmicas. Além disso, é um material que se pode considerar viscoelástico linear e termosuscetível. O seu comportamento depende fortemente da temperatura (RIVIÈRE, 1996). No entanto, a sua composição é altamente dependente do seu lugar de origem ou da sua ocorrência, uma vez que é o resultado da degradação lenta do plâncton (sedimentos orgânicos e minerais) que se depositam basicamente no fundo dos oceanos sob a forma de estratos (MAILLARD, 2005).

Reagrupados por pressão litostática, o produto formado é uma série contínua complexa de compostos hidrocarbonetos que pode ser fracionada em quatro espécies químicas chamadas de frações SARA (Saturado Aromático Resina Asfalteno). O conjunto dos saturados, o aromático e as resinas, por sua vez, constituem a matriz malténico na qual são incorporadas as inclusões de asfáltenos. A disposição dessas moléculas determina a estrutura do asfálteno do cimento asfáltico, como ilustrado na Figura 2.2 (MAILLARD, 2005; DONGMO, 2005).

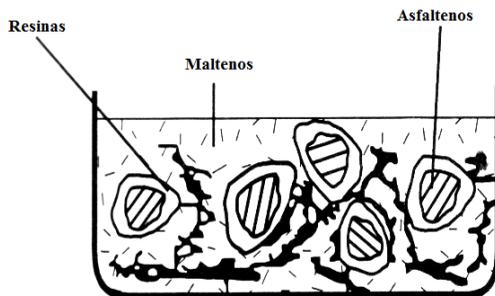


Figura 2.3 – Composição de cimento asfáltico (DONGMO, 2005).

Os cimentos asfálticos de petróleo (CAP) caracterizam-se por vários tipos de ensaios. Distinguem-se, então, as seguintes categorias principais dos ensaios padrões de caracterização.

Os ensaios padrões de caracterização dos cimentos asfálticos permitem classificá-los segundo suas características de penetrabilidade a uma agulha em condições padronizadas, de temperatura do ponto de

amolecimento (anel e bola), de envelhecimento e fragilidade. Dessa forma, esses ensaios definem as características físicas do ligante asfáltico.

2.2.2.1 Principais Ensaios de Caracterização

a) O ensaio de Penetração, cuja medida é em décimo de mm, consiste na introdução de uma agulha em uma amostra do cimento asfáltico a uma temperatura de 25 °C, em um tempo de 5 segundo. Esse ensaio caracteriza a consistência do cimento asfáltico no estado semissólido.

b) O ensaio de Ponto de Amolecimento, também conhecido como Ensaio Anel-bola, de acordo com a norma, consiste na determinação da temperatura, em que uma esfera de aço padronizada é atravessada, por meio de uma amostra de cimento asfáltico mantida em um anel metálico. Esse ensaio caracteriza a suscetibilidade térmica do material. Quanto mais a temperatura do anel-bola é baixa, mais o cimento asfáltico é suscetível.

c) O ensaio *Rolling Thin Film Oven Test (RTFOT)* é empregado a fim de caracterizar o envelhecimento dos cimentos asfálticos para o revestimento. Para esse ensaio, o asfalto é colocado em uma fina película regularmente exposta a um fluxo controlado de ar quente. As propriedades de caracterização dos ligantes acima descritas são medidas continuamente (penetração, temperatura de amolecimento anel-bola). Esses valores após o ensaio *RTFOT* são comparados com os obtidos anteriormente.

Os valores obtidos com esses diferentes ensaios estão na base das especificações sobre os cimentos asfálticos. Tais ensaios são divididos em classes correspondentes a um determinado intervalo de valores de penetração a 25°C, conforme mostra a lista a seguir:

- 10/20 – Cimento asfáltico duro;
- 20/30 – Cimento asfáltico duro;
- 35/45 e 50/70 – Cimento asfáltico semi-duro; e
- 85/100 e 150/200 – Cimento asfáltico mole.

Os resultados dos ensaios de penetração a 25 °C (PEN – 0.01 mm) e de temperatura de anel-bola (t °C) permitem definir o índice de suscetibilidade térmica (IS) do cimento asfáltico pela Equação (2.1).

$$IS = \frac{500x(\text{LogPEN})+20*t-1951}{120-50*(\text{LogPEN})+t} \quad [2.1]$$

Esse valor caracteriza a suscetibilidade térmica do cimento asfáltico. Quanto mais baixo o valor de suscetibilidade térmica, mais o cimento asfáltico é suscetível.

2.2.3 Aditivos

Os aditivos são destinados a melhorar as propriedades das misturas asfálticas e do cimento asfáltico. Podem ser introduzidos na mistura ou diretamente em tanque de dosagem do cimento asfáltico (LPC, 2007). Existem vários tipos de aditivos aplicados para melhorias das características das misturas asfálticas, descritos no manual de formulação francesa. Este trabalho discorre sobre os aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*, como se segue na seção a seguir.

2.3 MODIFICADORES DE LIGANTES E DA MISTURA ASFÁLTICA

O objetivo de adicionar os agentes modificadores no ligante ou na mistura asfáltica é melhorar as propriedades reológicas e a resistência mecânica da mistura asfáltica. A modificação do ligante para melhoria de bom desempenho é resultado da interação física e/ou química de um agente modificador com um ligante asfáltico.

2.3.1 Polímeros

Os polímeros são os modificadores mais utilizados na composição da mistura asfáltica ou do ligante para o pavimento.

A palavra polímero significa, literalmente, “muitas partes”. É uma substância macromolecular que contém muitos grupos de átomos, chamados de unidades monoméricas, que são ligados por ligação covalente. Os polímeros podem ser produzidos pela natureza (madeiras, borrachas, lãs, asfaltos etc.), e também podem ser obtidos artificialmente pelas reações químicas de polimerização, formadas a partir das macromoléculas sintéticas estruturalmente simples (plásticos, borrachas, adesivos etc.), ou constituídos de unidades repetidas, denominadas de monômeros (RIANDE *et al.*, 2000; LEITE, 1999; BERNUCCI *et al.*, 2008).

As macromoléculas são moléculas gigantes contendo, pelo menos, 1000 átomos unidos por ligação covalente, como discorrido por LEITE (1999).

2.3.1.1 Tipos e Classificação dos Polímeros

Quanto ao tipo, os polímeros podem ser: os monômeros, os homopolímeros e os copolímeros, conforme apresentado na Tabela a seguir. O homopolímero é o termo usado para descrever os polímeros cuja estrutura química pode ser representada pela repetição múltipla de uma única unidade. Em suma, é constituído por apenas um monômero, e o copolímero é o termo usado para descrever os polímeros cujas moléculas contêm dois ou mais tipos diferentes de unidades repetidas. Os copolímeros podem ser: copolímeros alternados, quando há perfeito escalonamento entre os monômeros; copolímeros em bloco, alternando a sequência de unidades químicas iguais; copolímeros grafitizados, quando há ramificação polimérica na cadeia principal; e termopolímeros, no caso de acoplamento de dois copolímeros em um terceiro existente (RIANDE *et al.*, 2000).

Tabela 2.1 – Tipos de polímeros (NEGRÃO, 2006).

TIPO	TIPOS
Monômeros A	A
Monômeros B	B
Monômeros C	C
Homopolímero	^^^A-A-A-A-A-A-A-A-A^^^
Copolímero alternado	^^^A-B-A-B-A-B-A-B-A-B^^^
Copolímero em bloco	^^^A-...-A-B-... B-A...-A^^^
Copolímero estatístico	^^^A-B-B-A-A-B-A-B-A^^^
Copolímero grafitizado	^^^A-A-A-A-A-A-A-A-A^^^ B B
Terpolímero grafitizado	^^^A-A-A-A-A-A-A-A-A^^^ B C B C

Segundo LEITE (1999), os polímeros são classificados em duas principais categorias:

a) **Termorrígidos:** são aqueles que não se fundem, degradam em uma temperatura limite e endurecem irreversivelmente quando aquecidos a uma temperatura que depende da sua estrutura química. Cadeias moleculares formam uma rede tridimensional que resiste a qualquer mobilidade térmica, como, por exemplo, resinas epóxi, poliéster etc.

b) **Termoplásticos:** são aqueles que se fundem e se tornam reversivelmente maleáveis quando aquecidos. Normalmente, consistem em cadeias lineares, mas podem ser encontrados também em cadeias ramificadas. São incorporados aos asfaltos, em alta temperatura, como, por exemplo, polietileno, polipropileno, poliolefinas, PVC etc.

Quanto à morfologia do comportamento diante das variações térmicas, os polímeros podem ser:

a) **Elastômeros:** os elastômeros, quando aquecidos, decompõem-se antes de amolecer, com propriedades elásticas. Os elastômeros têm, além disso, a característica de melhorar a resistência à Deformação Permanente, já que possuem uma rápida recuperação da deformação sofrida. Seu funcionamento lembra uma borracha. Alguns exemplos de elastômeros para pavimentação são a borracha natural (BN), a borracha moída de pneu (BMP), a borracha de estireno-butadieno (SBR), o estirenobotadieno-estireno (SBS) etc. (BERNUCCI *et al.*, 2008).

b) **Plastômeros:** os plastômeros aumentam a resistência à deformação por possuírem uma estrutura tridimensional rígida, apresentando uma grande resistência inicial, ao contrário dos elastômeros. As vantagens de se utilizar um plastômero como modificador da mistura asfáltica ou de ligante asfáltico estão na baixa viscosidade na temperatura de usinagem e em uma boa compatibilidade entre ligante e granular. Os plastômeros mais utilizados são o Acetato de etil-vinila (EVA), o etileno-propileno (EPDM) e o polivinil clorídrico (PVC). As poliolefinas, PE (polietileno) e PP (polipropileno) são comumente derivadas de hidrocarbonetos alifáticos, quando adicionadas ao ligante ou, em mistura, são dispersas pela agitação mecânica e logo após recristalizam no resfriamento (LEITE, 1999; SILVA, 2005).

2.3.2 Aditivo *PR-PLAST S*

O *PR-PLAST S*, termo comercial mais comumente utilizado. é composto de poliolefina termoplástica, um aditivo de tipo plastômero destinado a melhorar as características mecânicas das misturas asfálticas contra o afundamento repetido dos pneumáticos (trilhas de roda). A sua granulometria varia em torno de 3 mm e seu aspecto da aparência comercial é mostrado na foto da Figura 2.4 (PR-INDUSTRIE, 2010).



Figura 2.4 – Grãos de *PR FLEX 20*.

O fabricante do aditivo *PR-PLAST S* anunciou as seguintes vantagens:

- apresenta resistência à Deformação Permanente, mesmo com temperatura elevada;
- permite conservar a resistência à Fadiga do ligante de origem e melhorar o módulo da mistura em até 25 %; e
- é resistente e pode ser armazenado à temperatura ambiente por tempo indeterminado.

A taxa de adição na mistura asfáltica está compreendida entre 0,4 % e 0,8 % no peso total da mistura asfáltica.

O domínio de aplicação do aditivo é para o concreto betuminoso de módulo elevado (BBME) segundo a norma NFEN 13108-1, e concreto betuminoso delgado (BBM), de acordo com a mesma norma. Aplicado ainda nas autoestradas, estradas com alto volume de tráfego, cruzamentos, rótulas, vias de ônibus, pistas de aeroporto, área de armazenamento de containers.

Na Tabela 2.2 são apresentadas as propriedades físicas e químicas do *PR-PLAST S* (PR-INDUSTRIE, 2010).

Tabela 2.2 – A propriedade Física e Química do *PR FLEX 20* (PR-INDUSTRIE, 2008).

PROPRIEDADE	VALOR TIPO
Estado físico	Sólido
Aspecto	Granular
Ponto de congelamento/fusão	60 °C – 125 °C
Densidade (peso específico)	0,4 gr/cm ³ – 1 gr/cm ³
Fluidez a 150 °C em 5 kg de carga	>1 gr/10 mim

2.3.3 Aditivo *PR-FLEX 20*

O *PR-FLEX 20* é o nome mais usado comercialmente. Segundo o fabricante, é um composto formado basicamente de uma mistura de elastômero e plastômero por um ligante asfáltico especial, em que a composição é de 30 % de asfalto e 70 % de polímeros. A sua granulometria varia em torno de 3 mm. Uma foto do aspecto da sua aparência comercial é apresentada na Figura 2.5 (PR-INDUSTRIE 2009).

**Figura 2.5** – Grãos de *PR-FLEX 20*

Segundo anunciado pelo fabricante, esse aditivo deve ser empregado diretamente durante a produção da mistura asfáltica, que tem um tempo de longa expansão quando fabricado e, portanto, necessita apenas de um tempo muito curto para mistura.

A taxa de adição na mistura está em torno de 5 % a 10 % do ligante, que é misturado com granular seco ou classicamente com ligante asfáltico, a temperatura da mistura deve estar compreendida entre 160 °C e 170 °C, e de compactação deve estar acima de 100 °C.

O *PR-FLEX 20* é um aditivo aplicado em todas as misturas que necessitam de uma coesão elevada e que estão sujeitas às solicitações tangíveis. O fabricante anunciou algumas aplicações, tais como *Béton Bitumineux Mince* (BBM – NFEN 13108-1), *Béton Bitumineux Très Mince* (BBTM – NFEN 13108-1) e, mais geralmente, em camadas de rolamento sob tráfego pesado (PR-INDUSTRIE 2008).

Na Tabela a seguir, são apresentadas as propriedades físicas e químicas do *PR-FLEX 20* (PR-INDUSTRIE, 2009).

Tabela 2.3 – As propriedades Físicas e Químicas do *PR-FLEX 20*

PROPRIIDADE	VALOR TIPO
Estado físico	Sólido
Aspecto	Granular
Ponto de congelamento/fusão	60 °C – 125 °C
Densidade (peso específico)	0,98 gr/cm ³ – 1 gr/cm ³

A redução do consumo de energia e da emissão de gás poluente à atmosfera são itens importantes do desenvolvimento sustentável ao meio ambiente. Os aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20* são diretamente aplicados na mistura asfáltica, não existindo a necessidade de modificar e de possuir um laboratório especializado na modificação dos ligantes, se comparados aos outros polímeros. Eles também podem ser modificados de forma clássica com o asfalto, mas neste trabalho, serão diretamente adicionados na mistura. O fabricante anunciou que esses aditivos aumentam a duração da utilização das camadas de rolamento em torno de 30 %, o que pode ser verificado nos excelentes resultados dos ensaios mecânicos (PR-INDUSTRIE 2009).

CAPÍTULO 3

3 MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO

3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As misturas de concreto asfáltico constituem materiais viscoelásticos, geralmente constituídos por um conjunto de matérias granulares (seixos, areias e finos) e ligantes asfálticos, como apresentado no Capítulo anterior. O ligante asfáltico, apesar da pequena proporção, geralmente em torno de 4 % a 7 % do peso total da mistura, contribui por grande parte do comportamento da mistura asfáltica, isto é, o ligante asfáltico confere suas propriedades viscoelásticas e a sua dependência com a temperatura à mistura asfáltica (BONDIN, 2002).

Os aditivos podem ser aplicados eventualmente na mistura do concreto asfáltico para melhorar o desempenho do comportamento mecânico e podem ser atomizados por meio das propriedades desejáveis, tais como estabilidade, durabilidade, flexibilidade, impermeabilidade, aderência, resistência mecânica à deformação plástica e à Fadiga.

3.2 CONSTITUIÇÃO DA ESTRUTURA DE PAVIMENTO

O pavimento é uma estrutura constituída de um conjunto de camadas de materiais dispostos a suportar a circulação dos veículos em boas condições de conforto e segurança. O pavimento deve apresentar uma boa estabilidade mecânica para qualquer que seja a condição climática. A estrutura multicamada de pavimento é constituída por três partes principais, em que cada uma apresenta um papel bem definido (TRAN, 2004; HAMLAT, 2007; POUTEAU, 2004):

- Camada de superfície.
- Camada de apoio.
- Camada de Plataforma de suporte de pavimento.

A Figura 3.1 representa esquematicamente a estrutura de pavimento.

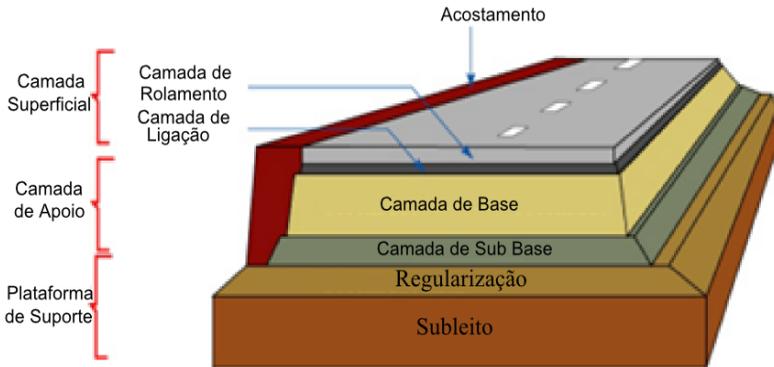


Figura 3.1 – Estrutura de pavimento (POUTEAU, 2004).

a) As camadas de superfície compreendem:

- A camada de rolamento, que é a parte superior da estrutura do pavimento em contato direto com o veículo. Ela deve assegurar o conforto e a segurança (aderência e limitação de transtorno sonoro etc.). A superfície deve ainda apresentar uma boa resistência ao desgaste e possuir propriedade de aderência e boa drenabilidade.

- A camada de ligação (*binder*), que é uma camada intermediária entre a camada de rolamento e a base. Contribui para melhorar a estrutura de pavimento e reforçar a proteção mecânica, térmica e hidráulica para impermeabilização da camada de base.

b) As camadas de apoio compreendem:

- A camada de base, que assegura a proteção térmica de plataforma, ou camada de forma, que fornece ao pavimento a resistência mecânica e é destinada a distribuir as cargas verticais induzidas por tráfegos.

- A camada de sub-base, que é situada sob a camada de base e tem a função de distribuir os esforços das cargas verticais e de distribuição de pressão sobre a plataforma suporte, a fim de manter a deformação a um nível admissível.

c) Camada de plataforma suporte

É constituída de camada de forma ou de regularização e camada de solo suporte ou subleito. A camada de regularização tem duas funções: assegurar a proteção da camada de subleito, permitindo a qualidade de nivelamento, ainda em construção, de pavimento, com as máquinas circulando, e permitir a homogeneidade das características mecânicas dos materiais constituintes do solo ou do aterro, melhorando ao longo do tempo (TRAN, 2004).

Após a descrição funcional das diferentes camadas do pavimento, a guia técnica francesa de dimensionamento da estrutura de pavimento propõe um conjunto de materiais de construção que pode ser reagrupado em dois grandes grupos de família (LPC/SETRA, 1994):

- o dos materiais granulares não ligados ou não tratados (GNT), que são geralmente utilizados para a realização do corpo de pavimentos de baixo tráfego; e
- o dos materiais granulares tratados são usados para a realização de estruturas com alto volume de tráfego. Refere-se aos materiais tratados com ligantes asfálticos (materiais betuminosos) e materiais tratados com ligantes hidráulicos (MTLH).

3.2.1 Tipos de Estrutura de Pavimento

Na França, as redes rodoviárias (estradas e autoestradas) de concreto asfáltico são divididas em dois conjuntos: as Vias de Rede Estruturante (VRS), destinadas ao tráfego de alto volume, e as Vias de Rede Não Estruturante (VRNS) destinadas ao tráfego leve e médio.

Há vários tipos de estruturas de pavimento, compostas por vários tipos de materiais, como é ilustrado os principais tipos de estruturas na Tabela a seguir, resumida por Diakhate (2007). Para cada tipo de estrutura, são dados os exemplos no LPC/SETRA (1994 e 1997). Para mais detalhes, o leitor pode consultar o guia de dimensionamento francês.

Tabela 3.1 – Principais tipos de estruturas de pavimento (DIAKHATE, 2007).

Estrutura Tipos	Natureza das camadas			Comentário
	Superficial	Base	Fundação	
<i>Souples</i> (Flexível)	Betuminosa	Granulares não tratados (GNT)		Espessura total da estrutura está compreendida entre 300 mm e 600 mm
Betuminosa espessa	Materiais betuminosa			Espessura da camada de apoio está entre 150 mm e 400 mm
Semirrígidos	Betuminosa	MTLH		Espessura da camada de apoio está entre 200 mm e 500 mm
Rígidos	Cimento hidráulico (150 a 400 mm de espessura)	<ul style="list-style-type: none"> - MTLH - GNT - Betuminosa 		MTLH em forma de camada
Mista	Materiais Betuminosos		MTLH	Proporção de 0,5 entre a espessura de materiais betuminosos e a da estrutura do pavimento
Inversa	Betuminosa	GNT	MTLH	Espessura de GNT (varia em torno de 120 mm)

Além dos principais tipos de estruturas de pavimentos apresentados na Tabela anterior, também são apresentadas as composições da estrutura de pavimento. A concepção de uma estrutura de pavimento, que passa por um problema de otimização técnica, e da economia depende da metodologia de cada país – no caso da França, são recomendadas pela guia francesa de dimensionamento de pavimento.

3.3 TIPOS DE MISTURAS ASFÁLTICAS E APLICAÇÃO

As misturas asfálticas, segundo a normativa francesa, são formuladas de acordo com as suas características funcionais, destinadas às aplicações em diferentes camadas da estrutura de pavimento. Estas estão divididas em dois principais grupos: as misturas asfálticas superficiais e as misturas asfálticas estruturais. Na Figura 3.2, é apresentado o fluxograma das características funcionais das misturas asfálticas, onde são descritas sucintamente cada uma destas misturas.

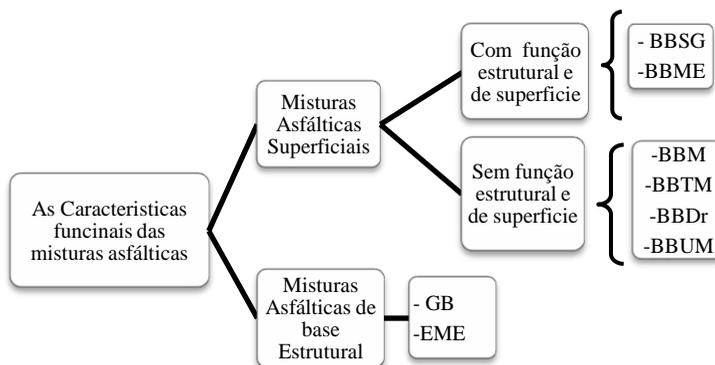


Figura 3.2 – Características funcionais das misturas na estrutura de pavimento

3.3.1 As Misturas Asfálticas Superficiais

As misturas *Béton Bitumineux Semi-Grenu (BBSG)* e *Béton Bitumineux a Module Élevé (BBME)* são destinadas para as camadas superficiais de revestimento denso. As misturas do tipo *BBSG* são para os revestimentos convencionais que constituem as camadas de superfície (ligação e rolamento) com função estrutural. As suas funções são

garantir a aderência e o conforto. O BBME é uma mistura destinada também para a camada de superfície (de ligação) com função estrutural, com Módulo Complexo ou rigidez mais elevada do que o *BBSG*, e resistência à Deformação Permanente elevada, além de apresentar bom desempenho à Fadiga. O BBME é executado com a espessura compreendida entre 5,0 cm e 9,0 cm (LPC, 2007).

As misturas do tipo *Béton Bitumineux Mince* (BBM), *Béton Bitumineux Très Mince* (BBTM) e *Béton Bitumineux Ultra Mince* (BBUM) são destinadas às camadas superficiais de revestimentos delgados e têm a função funcional do revestimento, assegurando a aderência de pneu-pavimento, impermeabilidade, drenabilidade, conforto ao rolamento e baixo ruído. A mistura do tipo BBM é aplicada em camada de pavimento superficial, com uma espessura média que pode variar de acordo com a sua composição granulométrica. A espessura para um BBM 0/10 compreende-se de 3,0 cm a 4,0 cm, e de 3,5 cm a 5,0 cm para BMM 0/14 (LPC, 2007).

A mistura do tipo BBTM é executada em uma espessura compreendida entre 2,0 cm e 3,0 cm, apresentando excelente propriedade à superfície e boa estabilidade mecânica. Apresenta, além disso, uma distribuição granulométrica descontínua e uma espessura dependente da granulométrica – 2,0 cm (BBTM 0/6) e 2,5 cm (BBTM 0/10) (LPC, 2007);

A mistura do tipo BBUM é implementada com uma espessura entre 1,5 cm e 2,0 cm e com graduação de 0/10 ou 0/6, respectivamente, sendo destinada para revestimento e tratamento superficial (HAMLAT, 2007).

As misturas asfálticas drenantes (BBD_r), por sua vez, devem apresentar granulometria descontínua, isto é, ter uma brecha na distribuição granulométrica. A sua característica é dada pela composição granulométrica e pelos vazios, em torno de 20 % a 22 %, com o objetivo de suprimir água superficial na pista, aumentar a segurança e aderência e reduzir o nível de ruído no pavimento (FILHO, 2001).

3.3.2 As Misturas Asfálticas Estruturais

As misturas *grave-bitume* (GB) e Misturas do Módulo Elevado (EME) são destinadas para as camadas de base e sub-base, ou seja, à camada estrutural, para assegurar a intensidade de elevado volume de tráfego e dissipar esses esforços para as camadas de suporte de pavimento. Para essas misturas, geralmente, usam-se ligantes de consistência elevada (LPC, 2007).

A mistura do tipo GB é de composição granulométrica contínua com granulares de dimensões máximas de 14,0mm e, eventualmente, de 20mm, que utiliza ligantes, geralmente, de 50/70, sendo que para elevada consistência, usa-se ligante 30/45. As espessuras recomendadas a serem aplicadas nas camadas podem variar de acordo com o tamanho máximo dos granulares. O teor de ligante mínimo é definido em função do módulo de riqueza para cada tipo de mistura. Para granulometria 0/14, a espessura recomendada está compreendida entre 8,0 cm e 12,0 cm, e para misturas com granulometria 0/20, as espessuras variam de 10,0 cm até 15,0 cm (LPC, 2007).

A mistura de tipo EME divide-se em duas classes: a classe 1, que é similar a uma mistura GB classe 2, com baixo teor de ligante, e a classe 2, que tem uma dosagem de ligante mais elevada, conduzindo a uma menor porcentagem de vazios e uma boa resistência à Fadiga. As espessuras das camadas de EME estão compreendidas entre 7,0 cm e 15,0 cm, dependendo da composição granulométrica, e em função do tamanho máximo do granular, podendo ser 0/10, 0/14 ou 0/20. As espessuras são compreendidas entre 6,0 cm e 8,0 cm para uma mistura EME 0/10, entre 7,0 cm e 13,0 cm para uma mistura EME 0/14 e de 9,0 cm até 15,0 cm para uma mistura EME 0/20. Os ligantes utilizados são de penetração baixa 10/25 (1/10)mm (LPC, 2007; QUINTERO, 2011).

3.4 FORMULAÇÕES DA MISTURA ASFÁLTICA

Os projetos de formulação de uma mistura são métodos com o propósito de obtenção de qualidade e propriedades desejáveis das misturas asfálticas. A formulação da mistura asfáltica depende da metodologia de cada país. Neste trabalho, trata-se da formulação da mistura asfáltica pela metodologia francesa. As misturas de concreto asfálticas são definidas pelas normas e caracterizadas por meio dos ensaios fundamentais de formulação.

Os ensaios ditos fundamentais são aqueles cujos resultados são diretamente utilizados nos projetos de modelização e de dimensionamento de pavimento. São especialmente os valores de módulo dinâmico e de resistência à Fadiga.

O desenvolvimento de um método de formulação resulta em um processo longo e complexo, que requer inúmeros registros e experiências ao longo do tempo, com estrita relação de comparação entre os resultados de campo e laboratório. Como é o caso da metodologia francesa de formulação, em que o mesmo está amplamente

de acordo com o contexto dos métodos de dimensionamento dos pavimentos.

Os objetivos de método de formulação da mistura asfáltica no laboratório são principalmente de três ordens, a fim de obter e fornecer matérias (LPC, 2007):

- capaz de ser implementado corretamente no local;
- capaz de suportar as solicitações ao longo da vida útil do pavimento; e
- capaz de atender aos requisitos estruturais, de durabilidade e de qualidade de utilização do pavimento.

A qualidade e a importância dos métodos de formulação das misturas asfálticas condicionam uma grande parte da segurança de uso das infraestruturas, assim como a sua durabilidade e os seus custos de manutenção. São ferramentas de grande importância para inovação no fornecimento das diretrizes de formulação, desenvolvimento, aprimoramento de materiais experimentais e em proporcionar meios de avaliação do seu desempenho (LPC, 2007).

Os métodos de formulação se assentam sobre três pilares principais, fortemente ligados e interdependentes (LPC, 2007):

- o primeiro diz respeito ao conjunto das propriedades físicas, químicas e mecânicas, visando a considerar como necessário e suficiente para avaliar a capacidade das misturas asfálticas;
- o segundo é o conjunto dos ensaios e métodos utilizados para medir as propriedades mecânicas; e
- o terceiro é o conjunto de valores admissíveis determinados experimentalmente em função das propriedades requeridas pela natureza da obra e intrínsecos dos materiais, para a vida útil de projeto.

As propriedades desejadas das misturas asfálticas dependem das camadas em que serão aplicadas, isto é, em função dos seus desempenhos no pavimento, seja em função superficial ou estrutural. Elas se compreendem no desempenho e nas características mecânicas das misturas asfálticas por meio dos ensaios fundamentais de formulação, do Módulo dinâmico e da Fadiga (LPC, 2007).

3.4.1 Diretrizes da Formulação de Misturas Asfálticas

Depois de selecionados os materiais constituintes da mistura asfáltica (granular, materiais de preenchimento, ligante e eventualmente os aditivos), foram avaliadas as propriedades físicas e químicas deles, conforme as normas citadas definidas explicitamente, no Capítulo anterior, que orientam seu uso.

A etapa de definição das características dos materiais constituintes da mistura asfáltica, antes da execução dos ensaios propriamente dita, é denominada no nível 0 do processo de formulação, conforme está ilustrado na Figura 1.

Antes de serem iniciadas as etapas de avaliação do comportamento e do desempenho mecânico das misturas asfálticas, ainda no nível 0, alguns parâmetros devem ser considerados e escolhidos para a composição das diretrizes preliminares para a formulação da mistura asfáltica, tais como a definição da curva granulométrica e os teores do ligante.

Na formulação francesa, as curvas granulométricas são especificadas para cada tipo de mistura asfáltica, segundo a norma (AFNOR NF EN 13108-1, 2007), em que são definidas por graduação distinta, curva de graduação densa, com brecha (*gap-grading*), aberta e descontínua (SMA), conforme ilustra a Figura 3.3. Para aprofundar o conhecimento sobre análise granulométrica, é possível consultar as normas DNER-ME 083/98 e o manual de formulação francesa.

As curvas granulométricas constituem diretrizes para balizar que tipo de mistura vai ser desenvolvido na formulação e podem ser ajustadas pelo projetista, desde que seja mantida a coerência. Nesses casos, o máximo de proximidade possível correspondente às porcentagens passantes especificadas para cada classificação, que estejam de acordo com a norma correspondente ou mais próxima do tipo de composição escolhida (BARRA, 2009; MOMM, 1998).

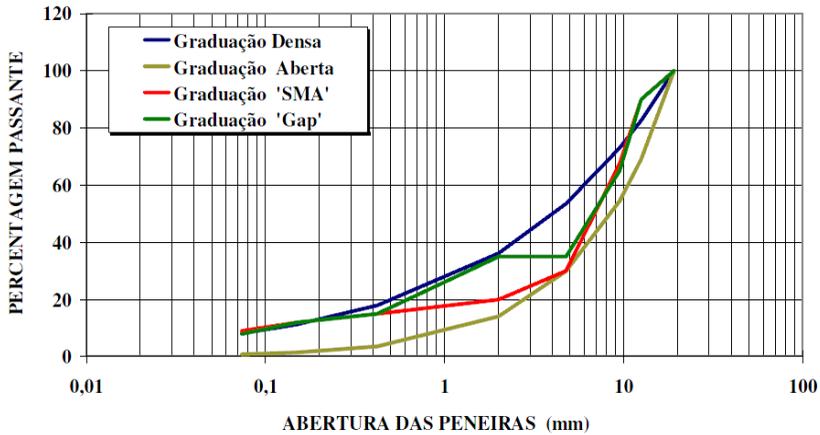


Figura 3.3 – Representação de graduação de curva granulométrica (MOMM, 1998).

Segundo manual de formulação francesa de misturas asfálticas (LPC, 2007), a definição do teor mínimo do ligante a ser empregado na composição da mistura asfáltica pode ser feita de duas maneiras considerando o teor de ligante externo e interno, de acordo com as normas NF P 98-130 a 98-141 e NF EM 13108, respectivamente.

- O primeiro concerne à quantidade do ligante que será adicionada, além dos 100 % da massa de granulares secos, calculado pela Equação [1.1], a Equação (3.1) define o TL_{ext} (Teor externo).

$$TL_{ext} = 100 * \frac{\text{Massa de betume}}{\text{Massa de granulares secos}} \quad [3.1]$$

- O segundo corresponde à incorporação do teor do ligante como parte dos 100% que compõem a mistura asfáltica, ou seja, o teor do ligante interno, que é a razão entre a massa do ligante e a massa da mistura total, expressa em porcentagem, como mostra a Equação [3.2].

$$TL_{int} = 100 * \frac{\text{Massa de betume}}{\text{Massa de granulares secos+massa de betume}} \quad [3.2]$$

Podem ser combinadas as Equações [3.1] e [3.2], acima apresentadas, para obtenção de Equação [3.3], em que TL_{ext} está em função de TL_{int} e vice-versa.

$$TL_{int} = \frac{100 \cdot TL_{ext}}{100 + TL_{ext}} \quad e \quad TL_{ext} = \frac{100 \cdot TL_{int}}{100 + TL_{int}} \quad [3.3]$$

A formulação francesa define K (módulo de riqueza) para determinação de teor de ligante externo ou interno, em função do tipo de mistura a ser formulada.

O módulo de riqueza (K), estudado por Duriez (1950), é uma variável proporcional à espessura convencional de uma película de ligante asfáltico que cobre as partículas granulares. K é independente da massa volumétrica do esqueleto granular e está relacionado ao teor do ligante pela Equação [3.4] (LPC, 2007):

$$TL_{ext} = K \cdot \alpha \cdot \sqrt[5]{\Sigma} \quad [3.4]$$

Em que:

Σ é a superfície específica, calculada a partir da distribuição granulométrica dos granulares pela seguinte Equação:

$$100 \cdot \Sigma = 0,25 \cdot G + 2,3 \cdot S + 12 \cdot s + 150 \cdot f$$

Σ = superfície específica (m^2/kg);

G = percentagem de granulares na curva superior a 6,3 mm;

S = percentagem de granulares na curva entre 6,3 mm e 0,250 mm;

s = percentagem de granulares na curva entre 0,250 mm e 0,063 mm;

f = percentagem de granulares na curva abaixo de 0,063 mm;

α = $2,65/\rho_G$; e

ρ_G = é a massa volumétrica dos granulares.

É possível, com a noção de módulo de riqueza, determinar o teor de ligante interno (TL_{int}), definido pela Equação [3.5] seguir:

$$TL_{int} = \frac{100 \cdot K \cdot \alpha \cdot \sqrt[5]{\Sigma}}{100 + (K \cdot \alpha \cdot \sqrt[5]{\Sigma})} \quad [3.5]$$

Definidos os parâmetros preliminares de formulação das misturas asfálticas, com nível 0, de acordo com a metodologia de formulação francesa, inicia-se uma sequência dos ensaios que descrevem o comportamento da mistura asfáltica. As etapas de execução dos ensaios correspondentes aos demais níveis de formulação, ilustrada na Figura 1, dependem do tipo da mistura a ser formulada e da função que desempenhará no pavimento, seja superficial ou estrutural.

As sequências dos ensaios têm com base o nível de ensaio exigido de 1 até 4. Em cada um dos níveis citados, para que estejam de acordo com as propriedades desejadas do tipo da mistura, deverá haver um desempenho mínimo exigido pela especificação, pela norma ou pelo manual de formulação francesa (LPC, 2007).

No entanto, ao iniciar os ensaios, foram testados vários teores do ligante, assim como as composições granulométricas, de maneira a procurar em todos os níveis dos ensaios a verificação de quais misturas apresentaram desempenho mecânico desejado para o projeto. (LEFEUVRE, 2001; LPC, 2007).

A seguir, serão apresentadas pormenorizadamente as sequências dos níveis dos ensaios de avaliação do desempenho mecânico (PCG, Duriez, Deformação Permanente, Módulo Complexo e Fadiga) da pirâmide da formulação francesa, conforme visto na Figura 1.

3.4.2 Ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG)

Esse é o ensaio para determinação dos parâmetros volumétricos, isto é, é necessário avaliar a habilidade à compacidade das misturas asfálticas a partir da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória (PCG), que é normatizada pela norma francesa (NF P 98 – 252, 1999).

O ensaio consiste em compactar a mistura sob uma baixa compressão estática, em um corpo de prova cilíndrico de 150,0 mm ou 160,0 mm de diâmetro, dependendo do tipo de PCG utilizado, com a altura mínima (h_{mim}) dos corpos de prova de 1500,0 mm ou 160,0 mm, a uma temperatura estabelecida em função da consistência do ligante asfáltico, variando de 130 °C a 160 °C, sendo aplicada uma pressão axial estática resultante de 0,6 Mpa. Os valores da força (F) aplicada no momento de ensaio deve estar compreendida entre 11.500 N e 13.500 N, para as PCG equipadas com moldes do diâmetro 160,0 mm, e entre 10000 N e 12000 N para os que apresentam moldes de 150,0 mm. O ângulo de rotação (α) do molde gira em função do eixo da aplicação da

força e varia de acordo com o tipo de PCG. Geralmente, possuem de $0,82^\circ$ a 1° nas partes externas e internas dos corpos de prova. A Figura 3.4, a seguir, ilustra o princípio de funcionamento da PCG (NF P 98–252, 1999; LPC, 2007).

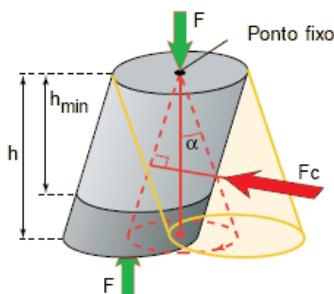


Figura 3.4 – Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratória-PCG (LPC, 2010).

Conhecendo o princípio de funcionamento da PCG, em seguida, foi determinada a massa do corpo (M), recomendada pela mesma norma NF P98 – 252, de 1999, em função da massa volumétrica real da mistura solta seca, com diferentes teores a serem avaliados e volume do corpo de prova correspondente a 0 % de vazios, expressos pelas Equações [3.6] e [3.7]. Para alcançar o efeito, recomenda-se, para cada teor do ligante asfáltico da mistura, que sejam feitos pelo menos 3 ensaios, resultando-se em uma média em cada caso.

$$M = 2,651. \text{ MVR}; \phi = 150,0 \text{ mm} \quad [3.6]$$

$$M = 3,016. \text{ MVR}; \phi = 160,0 \text{ mm} \quad [3.7]$$

Em que:

M = massa do corpo de prova, em Kg; e

MVR = massa específica (volumétrica) real da mistura solta seca.

A expressão do resultado é determinada a partir da altura média $h_{(ng)}$ para cada mistura. Essa altura é medida sem interrupção da rotação da PCG, com precisão de $\pm 0,2$ mm. As leituras devem ser feitas, no mínimo, pelo número de giros seguintes: 5, 10, 15, 20, 25, 30, 40, 50, 60, 70, 80, 100 e, eventualmente, por 120, 150, 200, 250, 300, 400 e 500

giros, segundo recomenda a norma. Conhecidas as alturas mínimas dos corpos de prova (h_{mim}), calculam-se as porcentagens dos vazios das misturas, como mostra a Equação [3.8].

$$\%v = 100 \cdot \frac{h_{\text{ng}} - h_{\text{mim}}}{h_{\text{ng}}} \quad [3.8]$$

Em que:

$\% v$ = porcentagem de vazios das misturas asfálticas;
 $h_{(\text{ng})}$ = altura média dos três ensaios por número de giros especificados das misturas asfálticas (em mm); e
 $h_{(\text{mim})}$ = altura mínima dos corpos de prova (em mm).

O manual de formulação francesa especifica os intervalos de conformidade e de não conformidade, como ilustra a Figura 3.5. As misturas que apresentam os valores fora da especificação serão rejeitadas.

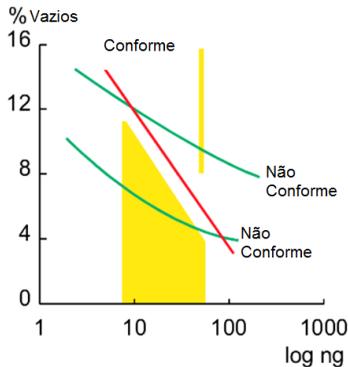


Figura 3.5 – O gráfico de conformidade e não conformidade da compactidade das misturas asfálticas (LPC, 2010).

Na pesquisa desenvolvida por QUINTERO (2011), foi avaliada a habilidade à compactação da mistura do tipo GB3-0/16, por meio do ensaio da PCG. A título de exemplo, são apresentados os resultados da variação do volume de vazios em função de número de giro na escala logarítmica.

Os teores das misturas GB3-0/16 testadas apresentam, nos 10 giros, o volume de vazios acima de 14 %, sendo que nos 100 giros, nem todas estão dentro do especificado (menos que 10 %), como pode ser visto na Figura 3.6.

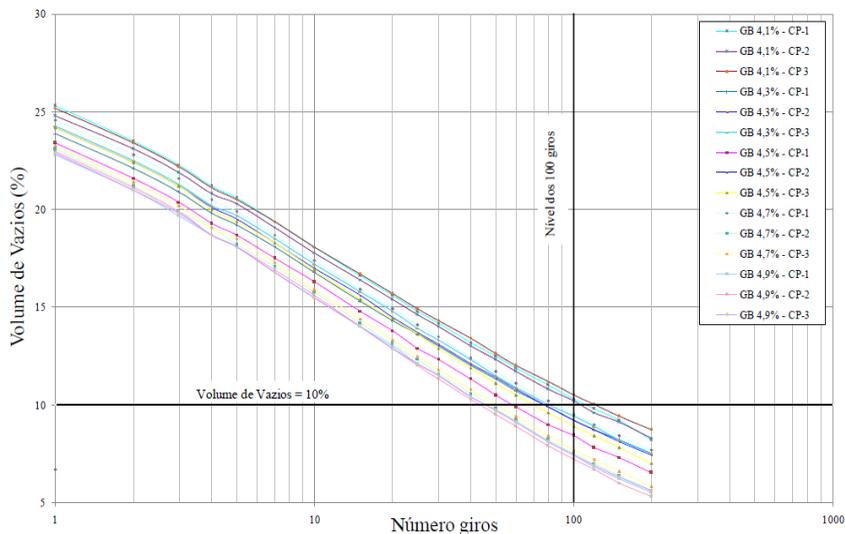


Figura 3.6 – Resultados obtidos na PCG (QUINTERO, 2011).

O ensaio de PCG é muito sensível aos fatores de formulação, como atrito do esqueleto granular e do teor do ligante. A partir desse ensaio, o risco de *orniérage* (Deformação Permanente) pode ser constatado. Esse ensaio é aplicado a todos os tipos de misturas.

3.4.3 Ensaio de Duriez

A resistência à água é determinada por meio do ensaio de Duriez, o qual é o segundo ensaio de nível 1, preconizado pela metodologia francesa e europeia de formulação do desempenho do comportamento mecânico.

Uma vez avaliada a compacidade da mistura asfáltica no ensaio da PCG, verifica-se a sensibilidade à água da mesma. Ressalta-se que os ensaios de nível de formulação são de caráter eliminatório.

Segundo descrita na norma (NF P 98-251-1, 1995), o ensaio de Duriez consiste na compressão direta simples de uma amostra da mistura asfáltica em um molde cilíndrico de aço (120,0 mm \pm 0,1 mm

de diâmetro interno; altura mínima de 270,0 mm para $D_{\text{máx}} \geq 14,0$ mm e 80,0 mm $\pm 0,1$ mm de diâmetro interno; altura mínima de 190,0 mm para $D_{\text{máx}} < 14,0$ mm). O número de corpo de prova fica em função da massa e da composição granulométrica: o mínimo de 10 corpos de prova para uma massa de 3,5 kg, com $D_{\text{máx}} \geq 14,0$ mm e mínimo de 12 corpos de prova para a massa de 1,0 kg com $D_{\text{máx}} < 14,0$ mm.

Uma vez usinada a mistura asfáltica, é feita a compactação, onde se aplica uma pressão estática de duplo efeito para cada corpo de prova, em uma prensa com uma velocidade média de avanço de 1 mm/s $\pm 0,1$ mm/s, equipada com duplo pistão, com diâmetros externos de 119,8 mm $\pm 0,05$ mm e 79,8 mm $\pm 0,05$ mm, respectivamente, como se pode ver na Figura 3.8, item a). A carga de aplicação varia em função do tamanho máximo de granular, e é aplicada uma carga constante de 180 KN para $D_{\text{máx}} \geq 14,0$ mm, e 60 KN para $D_{\text{máx}} < 14,0$ mm, por 5 minutos.

Após a compactação, são desmoldados, depois de 4 horas, devendo ser colocados em repouso sobre uma superfície plana, para um período de cura em um prazo de 24 horas, em temperatura ambiente de 15 °C a 25 °C. Uma parte das amostras, após esse período de repouso e de etapas de pré-imersão na água, é submetida ao condicionamento na água a uma temperatura 18 ± 1 °C, por um período de 7 dias. Os corpos de provas, sem o condicionamento na água, são colocados em uma câmara com controle de 50 ± 10 % da umidade relativa do ambiente, também com uma temperatura de 18 ± 1 °C e um período de condicionamento de 7 dias.

Depois do período de condicionamento, são submetidos à ruptura à compressão simples os corpos de provas, como ilustra a Figura 3.7, item b).

O resultado é expresso pela relação r/R de resistência à compressão, a partir da comparação entre os pares das duas situações de condicionamento, pela fórmula [3.9]:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad [3.9]$$

Em que:

σ = tensão de ruptura (resistência);

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

A = área da seção transversal do corpo de prova, em cm^2 .

As relações entre a resistência imersa em água e a seca, anteriormente descritas, são especificadas na norma NF P 98-251-1, de 1995.



Figura 3.7 – Processos: a) de compactação por duplo pistão e b) de ruptura à compressão simples (BARRA, 2009).

Ensaio de Deformação Permanente (*Omiérage*)

O ensaio de Deformação Permanente tem como objetivo verificar a resistência ao acúmulo, devida à passagem repetida de pneu (afundamento de trilha de roda), utilizando-se o equipamento do ensaio de Deformação Permanente desenvolvido no LPC, conforme ilustra a Figura 3.8.



Figura 3.8 – Equipamento de ensaio de deformação permanente e leitura da profundidade (LPC, 2007).

O corpo de prova é uma placa de paralelepípedo de 5 cm ou 10 cm de espessura. Essa espessura depende do tipo de mistura asfáltica. Para os assuntos de preparação, compactação e moldagem do corpo de prova, é possível consultar as normas NF P 98-253-1, de 1991 e NF 98-253-2, de 1991. Depois de compactar e passar pelo processo de cura da placa, o corpo de prova é submetido ao tráfego de uma roda equipada de pneumático com uma frequência de 1 Hz, carga de 5 kN e pressão de 6 bars, em condição de severa temperatura de 60 °C (NF P 98-253-1, 1991).

As medições são feitas em 15 pontos diferentes das placas, conforme pode ser observado na Figura 3.9. Para 100, 300, 1000, 3000, 10.000 e 30.000 ciclos, é possível obter as médias do afundamento por causa da ação do carregamento, sempre em relação às medidas iniciais.

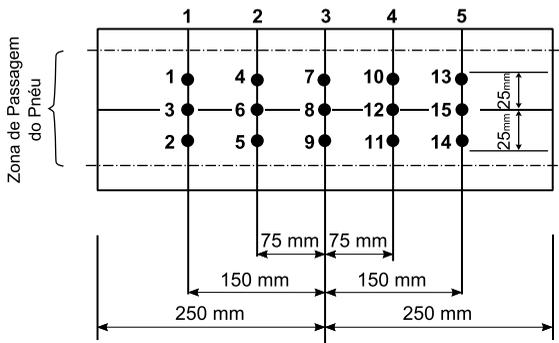


Figura 3.9 – Esquema de postos de leitura – ensaio de deformação permanente (NF P 98-253-1, 1991).

O resultado é expresso na profundidade da deformação produzida pela passagem repetida da roda. Nota-se, em função do número de ciclo, que tudo depende do tipo e da classe da mistura estudada. Os resultados em porcentagem podem, então, ser calculados a partir da Equação [3.10].

O ensaio de Deformação Permanente permite a rejeição das misturas que apresentam afundamento de trilha de roda fora do intervalo permitido pela norma.

A rejeição inicia-se com a interrupção do ensaio sempre que, após cada série de ciclos, for verificado que o valor do afundamento médio na trilha de roda tenha atingido 15 % em relação à espessura inicial.

As placas ensaiadas que apresentarem valores abaixo de 5 % e 10 % não representam riscos de Deformação Permanente nas condições ditas muito severas de tráfego. O valor de 7,5 % é uma condição intermediária (LPC, 2007).

$$Y = A \left(\frac{N}{1000} \right)^b \quad [3.10]$$

Em que:

- A = profundidade da deformação a 1000 ciclos;
- b = inclinação da reta em coordenadas logarítmicas;
- N = número de ciclos; e
- Y = profundidade da deformação a N ciclos.

3.4.4 Ensaio de Módulo Complexo (Rigidez)

A noção do Módulo Complexo (E^*) é introduzida para generalizar as leis da mecânica dos princípios reservados aos corpos viscoelásticos. Esse módulo existe no domínio das baixas sollicitações (micro deformação da ordem de 10^{-6} deformações), chamado domínio de comportamento linear, onde o princípio de superposição de Boltzmann é aplicado (RIVIÈRE, 1996).

O Módulo Complexo é um valor intrínseco do material. É um dos parâmetros fundamentais escolhidos para caracterizá-lo. O modo de operação para obtenção ou medida do módulo complexo pode ser de diferentes tipos de ensaios realizados em laboratório. Neste trabalho, trata-se da medida de Módulo Complexo por ensaio dinâmico de flexão

alternado sobre corpo de prova trapezoidal. As amplitudes senoidais são aplicadas sobre a base pequena de corpo de prova, conforme ilustra a imagem da Figura 3.10. As normativas que tratam de ensaios de Módulo Complexo são NF P 98-252, de 1999 e NF EN 12697-26.

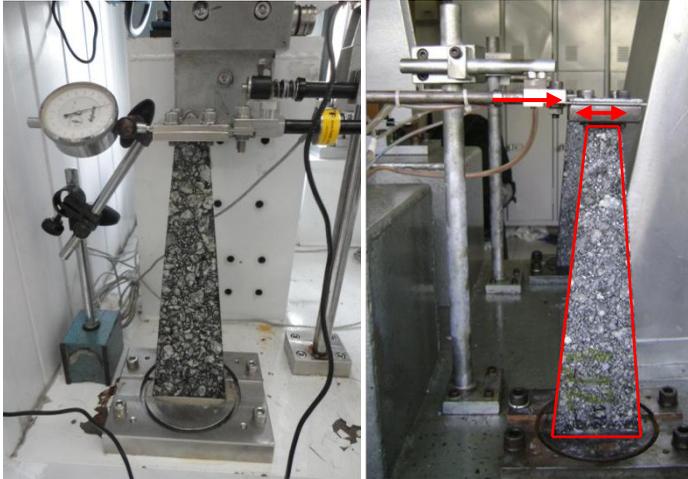


Figura 3.10 – Aparelho e ensaios à flexão 2 ponto.

O Módulo Complexo pode ser determinado principalmente em dois domínios de tempo, temporal e frequencial, que têm uma relação direta com o que acontece no campo. Ressalta-se que neste trabalho, trata-se do domínio frequencial.

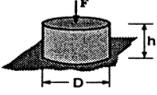
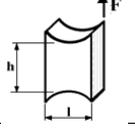
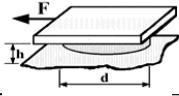
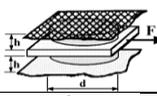
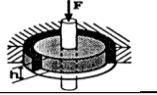
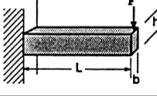
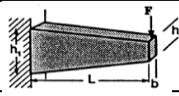
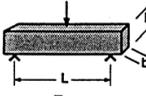
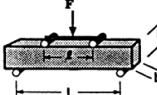
O ensaio de Módulo Complexo consiste em submeter o corpo de prova a uma solicitação senoidal com diferentes temperaturas (-10 °C, 0 °C, 10 °C, 20 °C, 30 °C, 40 °C), e para cada temperatura, diferentes frequências (1 Hz, 3 Hz, 10 Hz, 30 Hz) (MANDEL, 1955 *apud* DE LA ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

O ensaio de Módulo Complexo pode ser classificado em duas grandes categorias: o ensaio homogêneo e o não homogêneo. Essas categorias de ensaios foram identificadas por DI BENEDITTO (1990).

Os resultados da deformação ou de tensão são diretamente obtidos nos ensaios homogêneos, sendo que nos ensaios não homogêneos, os resultados são obtidos em função da estrutura de corpo de prova (dados geométrico) e de fator de massa (μ) (De La ROCHE, 1996).

A Tabela 3.2, a seguir, agrupa diferentes ensaios do módulo complexo com seus esquemas e princípios, seus fatores de forma e suas massas.

Tabela 3.2 – Principais ensaios de módulo complexo (De La ROCHE, 1996).

	Modo de Ensaio	Esquema do Ensaio	Fator de Forma (γ)	Fator de massa (μ)
Ensaio Homogêneo	Tração/compressão (com e sem confinamento)		$\frac{h}{\pi D^2}$	-
	Ensaio de cisalhamento		$\frac{1}{h e}$	-
	Ensaio de cisalhamento a altura constante		$\frac{h}{\pi D^2}$	-
	Máquina de cisalhamento		$\frac{h}{\pi D^2}$	-
	Coaxial cisalhamento		$\frac{\ln\left(\frac{d}{D}\right)}{2\pi h}$	-
Ensaio Não Homogêneo	Flexão de 2 pontos		$\frac{4L^3}{bh^3}$	$\frac{M}{4} + m$
			$\frac{12L^3}{b(h_1 - h_2)^3} \left[\left(2 - \frac{h_2}{2h_1} \right) \frac{h_2}{h_1} - \frac{3}{2} - \ln \frac{h_2}{h_1} \right]$	$0,135M + m$
	Flexão de 2 pontos		$\frac{24L^3}{\pi^2 bh^3}$	$0,5M + m$
	Flexão de 4 pontos		$\frac{2L^3 - 3Ll^2 + l^3}{8bh^3}$	$0,5M + m$

O Módulo Complexo (E^*) é um número complexo definido como a relação entre a amplitude e a tensão senoidal de pulsação (ω), aplicada ao corpo de prova, expressa pela Equação [3.11], e a amplitude complexa da deformação senoidal que resulta no regime estável, devido às características viscoelásticas do material. A deformação atrasa pela

resposta da tensão imposta ao corpo de prova, conforme ilustra a Figura 3.11. Isso se traduz por ângulo de fase ou defasagem (φ) entre os dois sinais expressos pela Equação [3.12]. O ângulo de fase dá uma ideia de predominância viscosa ou elástica dos materiais. Quando o ângulo de fase está em zero grau ($\varphi = 0^\circ$), o material apresenta uma característica puramente elástica, e quando o ângulo de fase está em 90° ($\varphi = 90^\circ$), o material é puramente viscoso (De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

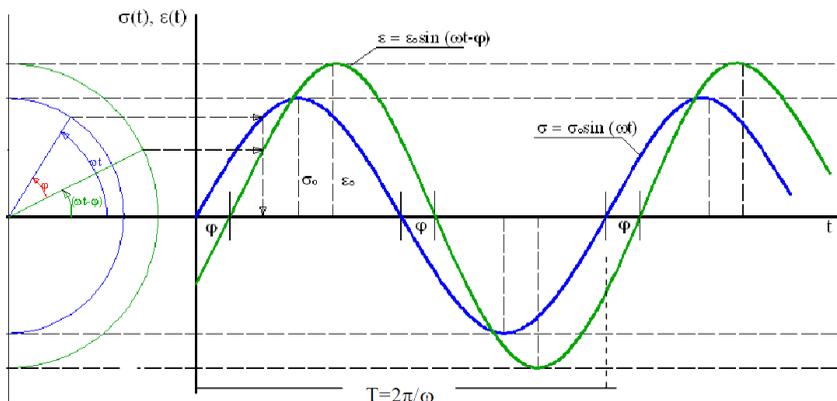


Figura 3.11 – Módulo complexo mediante flexão alternada no domínio, funções defasadas (QUINTERO, 2011).

$$\sigma = \sigma_0 \text{Sen}(\omega t) \quad [3.11]$$

$$\varepsilon = \varepsilon_0 \text{Sen}(\omega t - \varphi) \quad [3.12]$$

As Equações [3.13], [3.14] e [3.15] determinam E^* .

$$\sigma(t) = \text{Im}[\sigma^*(t)]; \text{ onde } \sigma^*(t) = \sigma_0 e^{i(\omega t)} \quad [3.13]$$

$$\varepsilon(t) = \text{Im} \varepsilon^*(t); \text{ onde } \varepsilon^*(t) = \varepsilon_0 e^{i(\omega t - \varphi)} \quad [3.14]$$

Então:

$$E^*(t) = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{-i\varphi} = |E^*| e^{i\varphi} \quad [3.15]$$

O módulo complexo pode ser composto por dois elementos ou partes, conforme mostra a Figura 3.12 e expressa a Equação [3.16].

$$E^*(i\omega) = E_1 + iE_2 \quad [3.16]$$

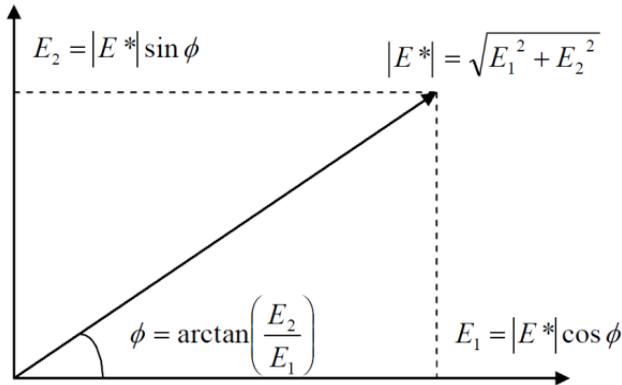


Figura 3.12 – Representação de módulo complexo.

Onde: $E_1 = |E^*| \cos(\phi)$ e $E_2 = |E^*| \text{Sen}(\phi)$

Em que:

σ, ε = amplitude da tensão e da deformação;

$\omega = 2\pi f$, sendo que a pulsação do sinal f é a frequência da sollicitação;

σ^*, ε^* = valores complexos de tensão e deformação;

ϕ = ângulo de defasagem;

$|E^*|$ = Módulo Complexo ou de rigidez;

E^* = Módulo Complexo ou de rigidez;

E_1 = módulo elástico dinâmico ou parte real (energia recuperada);

E_2 = módulo imaginário (energia perdida); e

i = número complexo ($i = \sqrt{-1}$).

De maneira geral, para todos os tipos de ensaios, a partir dos valores de força **F** e de deslocamento **D**, aplicados sobre corpo de prova, e da defasagem ϕ entre os dois sinais, é possível determinar o Módulo Complexo da mistura asfáltica com ajuda de dois fatores:

- Um fator de forma γ , que depende da dimensão de corpo de prova.
- Um fator da massa μ , dependente da soma (caso necessário) dos efeitos da inércia da massa M do corpo de prova, em movimento, e da massa m do equipamento (capa de fixação, união corpo de prova e mecanismo motor etc.).

As partes real e imaginária do Módulo Complexo são, portanto, dadas pelas Equações [3.17] e [3.18] (HUET, 1963 *apud* De La ROCHE, 1996).

$$E_1 = \gamma (F/D \cos\varphi + \mu\omega^2) \quad [3.17]$$

$$E_2 = \gamma (F/D \sin\varphi) \quad [3.18]$$

O comportamento reológico da mistura betuminosa pode ser representado por meio de diferentes formas de representação gráfica e do comportamento viscoelástico linear, em função da variação da frequência, da sollicitação e da temperatura, levando em consideração as partes reais e imaginárias, assim como as rigidezes do Módulo Complexo $|E^*|$ e o ângulo de fase (φ).

As representações gráficas de Módulo Complexo são curvas isotérmicas, curvas isócronas, curvas no Espaço de Black, Plano Cole-Cole, apresentação da translação com sobreposição no gráfico das isotérmicas, utilizando os modelos de Arrhenius, de William, Landel e Ferry, e o Método gráfico.

a) Curvas Isotérmicas

As curvas isotérmicas, ilustradas na Figura 2.13, relacionam os valores do Módulo Complexo (E^*) com os níveis de frequência, ambos em escala logarítmica, em função da temperatura de ensaio. O parâmetro de avaliação de uma mistura asfáltica, nesse caso, é a sua suscetibilidade cinética (a variação de módulo com a velocidade de sollicitação) (De La ROCHE, 1996).

A suscetibilidade cinética pode ser apreciada pela inclinação de uma curva isotérmica a uma temperatura dada (MOMM, 1998).

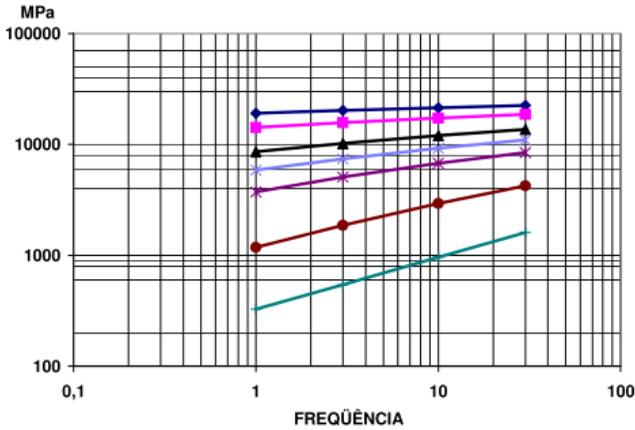


Figura 3.13 – Curvas Isotérmicas (MOMM, 1998).

b) Curvas Isócronas

As curvas isócronas estão representadas na Figura 3.14 e relacionam o Módulo Complexo para cada nível de frequência em função da temperatura, em escala logarítmica. As curvas isócronas permitem apreciar a suscetibilidade térmica dos concretos asfálticos (MOMM, 1998).

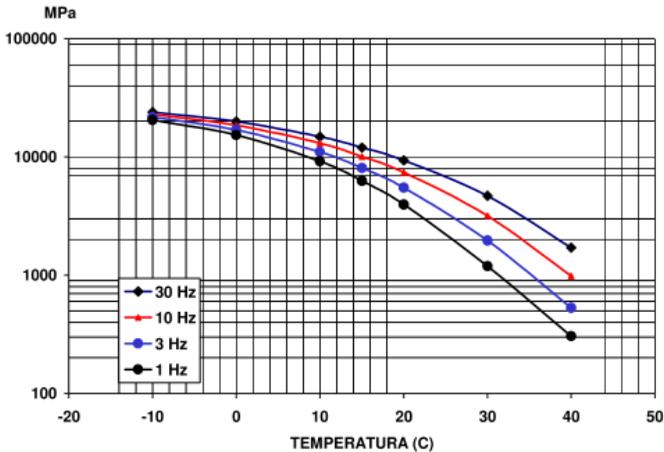


Figura 3.14 – Curvas Isócronas, (MOMM, 1998).

c) Espaço de Black

O Espaço de Black é um gráfico que relaciona o Módulo Complexo (E^*), em escala logarítmica, com o ângulo de defasagem (ϕ), em escala aritmética, conforme ilustra a Figura 3.15.

A curva do Espaço de Black permite visualizar a região dos módulos de valores pequenos e, em particular, a diminuição do ângulo de fase para as condições de temperatura elevada (BAAJ, 2002).

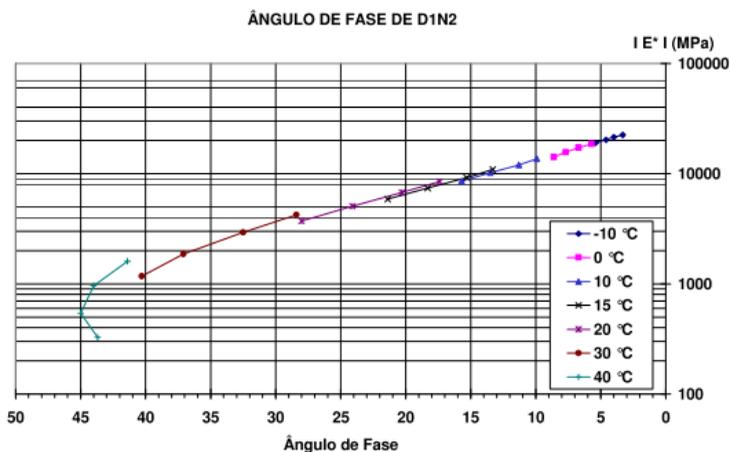


Figura 3.15 – Curva no Espaço de Black, (MOMM, 1998).

d) Plano Cole-Cole

É um gráfico que relaciona a parte real (E_1) do Módulo Complexo, em função da parte imaginária (E_2), em coordenadas aritméticas, obtendo-se uma curva única semelhante a um arco de círculo, independente da frequência e da temperatura. Essa curva de Plano Cole-Cole é a característica dos materiais estudados, podendo ser usada para calar um modelo de comportamento reológico do material, conforme pode ser observado na ilustração da Figura 3.16, a seguir (DE LA ROCHE, 1996; BAAJ, 2002).

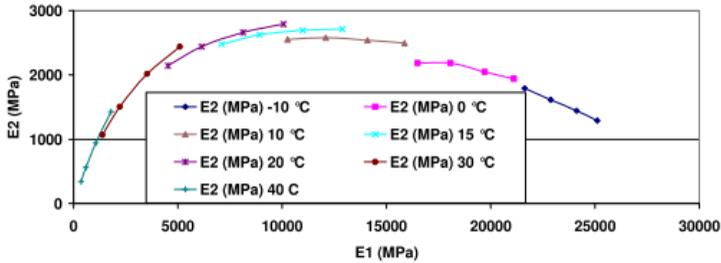


Figura 3.16 – Representação do Módulo Complexo de um Concreto Asfáltico no Plano Cole-Cole (MOMM, 1998).

e) Curva de Equivalência de Frequência-Temperatura

A curva de equivalência de Frequência-Temperatura caracteriza a viscoelasticidade do concreto asfáltico, isto é, uma curva horizontal representa uma mistura asfáltica com comportamento puramente elástico, ou, caso contrário, uma curva bem próxima da vertical mostra o comportamento de uma mistura asfáltica muito suscetível às variações de temperatura e de frequência (MOMM, 1998).

O princípio de equivalência de Frequência-Temperatura permite também obter os valores de módulo para as frequências inacessíveis experimentalmente, ou seja, de valores muito baixos (< 1 Hz), conforme mostra a Figura 3.17 (De La ROCHE, 1996; MOMM, 1998).

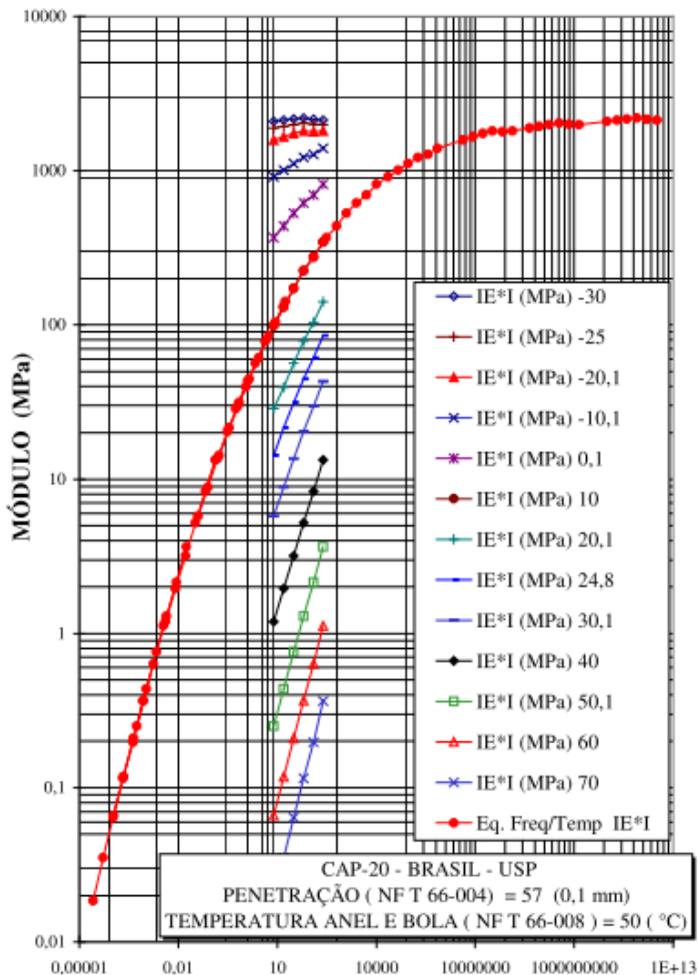


Figura 3.17 – Curva de Equivalência de Frequência-Temperatura (MOMM, 1998).

A translação das curvas isotérmicas pode ser realizada de três maneiras:

a) Translação pela Equação de Arrhenius

$$\text{Log } a_T = \frac{\delta H}{R} \cdot \left[\frac{1}{T} - \frac{1}{T_R} \right] \quad [3.19]$$

Em que:

δH = é a energia de ativação aparente na característica do material (aproximadamente de 50 kcal/mole);

R = é a constante universal dos gases (8.31 j/mole/°K);

T = é a temperatura em °K; e

T_R = é a temperatura de referência em °K.

b) Translação pela Equação Willian, Landel e Ferry

$$\text{Log } a_T = \frac{-C_1 \cdot (T - T_R)}{(T - T_R) + C_2} \quad [3.20]$$

Em que:

C_1 e C_2 = são constantes dependentes do material;

T = é a temperatura em °K; e

T_R = é a temperatura de referência em °K.

c) Translação pelo Método Gráfico (MOMM, 1998)

Segundo MOMM (1998), a translação das curvas isotérmicas pode ser feita com a translação de cada uma das curvas isotérmicas e de cada temperatura, de modo a construir uma curva de equivalência de Frequência-Temperatura contínua, sobrepondo as frequências com módulos de mesmo valor.

A translação é determinada pela seguintes Equações, abaixo desenvolvidas, e conforme mostra a Figura 3.18.

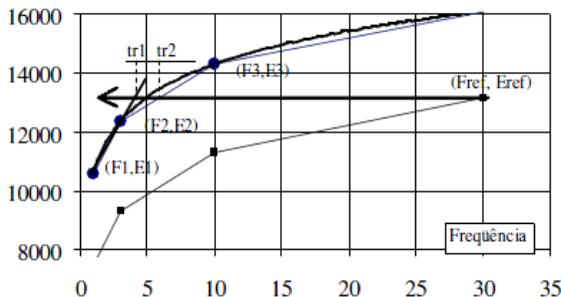


Figura 3.18 – Translação gráfica das curvas isotérmicas (MOMM, 1998).

$$tr_1 = e^{\left[\ln(F_1) + \frac{\ln\left(\frac{F_2}{F_1}\right)}{\ln\left(\frac{E_2}{E_1}\right)} \right] \cdot \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_1}\right)} \quad [3.21]$$

$$tr_2 = e^{\left[\ln(F_2) + \frac{\ln\left(\frac{F_3}{F_2}\right)}{\ln\left(\frac{E_3}{E_2}\right)} \right] \cdot \ln\left(\frac{E_{ref}}{E_2}\right)} \quad [3.22]$$

$$tr_m = \frac{(tr_1 + tr_2)}{2} \quad [3.23]$$

$$\ln(\alpha_T) = \ln\left(\frac{F_{ref}}{tr_m}\right) \quad [3.24]$$

Em que:

tr_1, tr_2 = coeficiente de ajuste da translação;

F_i, E_i = pontos (frequência, módulo);

tr_m = coeficiente de ajuste da translação médio; e

α_T = fator de translação.

3.4.5 Ensaio de Fadiga

O fenômeno de Fadiga de um material é caracterizado por um intervalo após a aplicação repetida de um número considerável de solicitações (na prática, maior que 104 ciclos), cuja amplitude é menor que a resistência à ruptura instantânea do material. Os primeiros estudos

fundamentais do fenômeno de Fadiga em laboratório foram efetuados em 1852, por Wöhler, com materiais metálicos (BAAJ, 2002).

A origem do ensaio de Fadiga sobre a mistura asfáltica vem da determinação dos valores de deformação em tração por flexão, definidos na base das camadas das misturas asfálticas, conforme é mostrado na Figura 3.19, que ilustra o princípio de modelização do pavimento e a lógica do ensaio de Fadiga. Por isso, na França é escolhido um corpo de prova trapezoidal do material homogêneo e um ensaio em flexão alternada de dois pontos para os ensaios de Fadiga e de módulo complexo. A deformação considerada é a deformação máxima (amplitude de flecha constante) sobre a parte inferior de corpo de prova trapezoidal no ensaio de Fadiga (De La ROCHE, 1996).

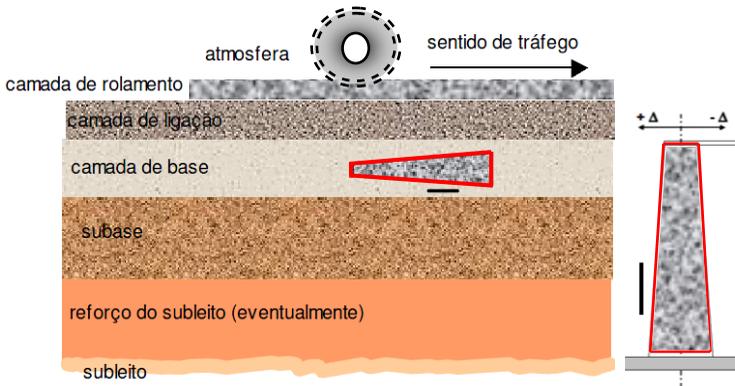


Figura 3.19 – Princípio de modelização do pavimento e lógica de ensaio de Fadiga

Foi possível identificar a amplitude das deformações longitudinais e transversais reais graças aos sensores fixados nas bases das camadas das misturas asfálticas no pavimento, onde se registrou o sinal de contração-extensão-contração sob a passagem de um eixo de carga, como mostra a Figura 3.20. É esse sinal real que deve ser simulado nos ensaios de módulo e de Fadiga no laboratório, como é o caso da metodologia francesa de formulação.

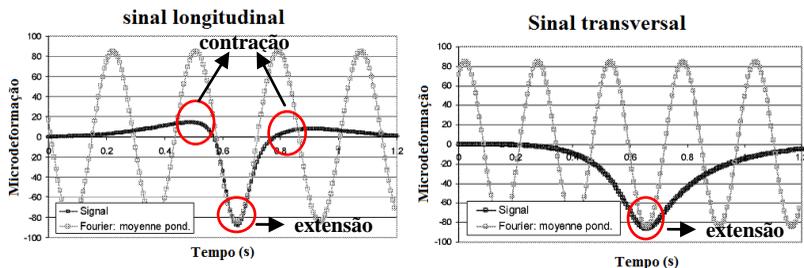


Figura 3.20 – Sinais de deformação no pavimento e a superposição dos sinais de deformações medidos em campo (em preto) aos das curvas sinusoidais com frequências calculadas decampondo as séries de Fourier (PERRET, 2003).

De acordo com Rivière (1996), no pavimento, as fissuras podem aparecer no revestimento das misturas betuminosas após um grande número de passagens de veículos. A degradação é gerada pela distribuição das solicitações de amplitude baixa, para não provocar a ruptura instantânea, mas que causam danos ao longo do tempo. No laboratório, aplicam-se as vibrações de amplitude senoidais na cabeça das amostras trapezoidais, conforme ilustrada na Figura 3.21. Determina-se o número N de repetição da carga, que sofre o material até uma ruptura estabelecido.

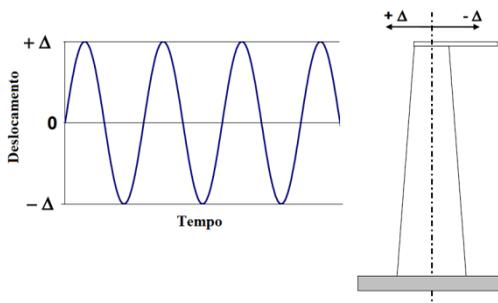


Figura 3.21 – Sinal da deformação simétrica imposta na base inferior de corpo de prova (DOMEC, 2005).

Para simular o comportamento do fenômeno de Fadiga na camada do pavimento, várias abordagens são possíveis. Pode-se, por exemplo, reproduzir o seu comportamento real, regularmente submeter uma carga de tráfegos experimentais no pavimento em tamanho real – no caso dos testes AASHTO (*HIGHWAY RESEARCH BOARD*, 1966) e

de carrossel, do LPC *Nantes Centre* –, conforme ilustra a fotografia da Figura 3.22 (LEFEUVRE, 2001; DONGMO, 2005).



Figura 3.22 – *Manège* de Fadiga de LCPC de Nates (DONGMO, 2005).

O ensaio de Fadiga (NF 1297-24+A1, 2007), que permite caracterizar o fenômeno de Fadiga, consiste em submeter um corpo de prova trapezoidal a uma temperatura e frequência de sollicitação definida, de 10 °C e 25 Hz, a uma dada amplitude de deslocamento controlado, em função do nível de deformação escolhido para o ensaio. São colhidas com o mesmo aparelho usado no ensaio de Módulo Complexo, as amostras semelhantes e também os mesmos tipos de ensaios vistos na Tabela 3.2. Contudo, as sollicitações aplicadas em Fadiga devem produzir danos suficientemente elevados, de modo que a amostra seja degradada.

Durante o ensaio de Fadiga, qualquer que seja a sollicitação imposta distingue-se três fases na evolução da resposta, conforme ilustra a Figura 3.25 (BAAJ, 2002; RIVIÈRE, 1996):

- **Fase 1:** é a fase de aquecimento e adaptação, onde ocorre uma caída de tensão à deformação imposta ou um aumento rápido da deformação à tensão imposta.
- **Fase 2:** é a estabilização e lenta evolução, onde ocorre uma ligeira curva inclinada, que traduz o estabelecimento de um regime quase permanente, e uma lenta evolução do prejuízo.

- **Fase 3:** é a fase de deterioração e de concentração brutal das tensões na vizinhança das zonas danificadas, que se manifestam por variações fortes, como na primeira fase.

As solicitações aplicadas aos corpos de prova nos ensaios de Fadiga podem ser impostas em dois modos (RIVIÈRE, 1996; LEFEUVRE, 2001; De La ROCHE, 1996):

- **Ensaio de deformação imposta**, em que o deslocamento é mantido constante durante todo o ensaio, até que a força inicial diminua pela metade, conforme mostra a Figura 3.23 (a). A força adapta-se ao deslocamento, que é controlado durante o ensaio.
- **Ensaio de Tensão Imposta**, em que a força é imposta e permanece constante durante o ensaio, a deformação aumenta muito rapidamente no início, estabilizando-se durante um bom tempo e com um aumento lento e progressivo até a ruptura, quando a deformação inicial dobra, conforme mostra a Figura 3.23 (b).

Ensaio de deformação imposta

Ensaio de tensão imposta

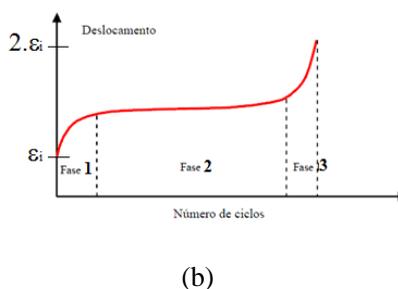
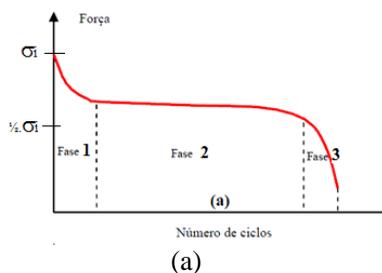


Figura 3.23 – Evolução de amplitude e da respostas das solicitações impostas.

3.4.5.1 Exploração de Resultados

A curva que representa a duração da vida de amostra, em função da amplitude de solitação aplicada S , é chamada de curva de Wöhler do material, ilustrada na Figura 3.24. E é caracterizada pelas Equações [3.25] e [3.26], a seguir (BAAJ, 2002; RIVIÈRE, 1996):

$$S = A.N^{-b} \quad [3.25]$$

$$\text{Log}(S) = \text{Log}(A) - b.\text{Log}(N) \quad [3.26]$$

Em que:

- N = é o número de aplicação da solitação;
- S = é a solitação (tensão ou deformação); e
- A, b = são constantes, sendo b representante da inclinação da reta de Fadiga.

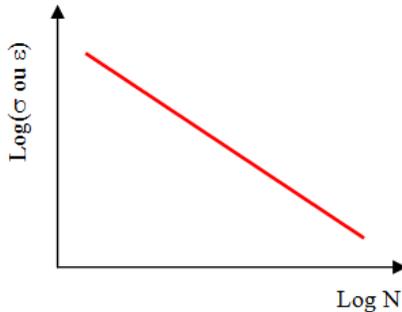


Figura 3.24 – Curva de Wohler- Amplitude da solitação em função de número de solitação.

A linha da curva de Fadiga da Figura 3.24 é definida por uma probabilidade de ruptura de 50 %, que permite caracterizar o comportamento do material na Fadiga por meio dos principais coeficientes estatísticos: a inclinação da linha b (negativo e de baixo valor absoluto) é o coeficiente que depende das condições dos ensaios (frequência e temperatura). A solitação obtida para um milhão (10^6) de ciclos de carregamento (ϵ_6) é o valor utilizado na modelagem de dimensionamento do pavimento para avaliar a solitação admissível do material. Esse valor permite classificar diferentes materiais, pois varia

muito de um material para outro, de acordo com as condições de frequência e temperatura.

A norma que rege o ensaio de Fadiga é a NF 12697-24+A1, de 2007, que estabelece tipos de ensaio, procedimentos e tratamento estatístico para descrever a intervalo de confiança.

Para o ensaio de Fadiga, geralmente recomendam-se três níveis diferentes de deformação, como mostra o exemplo da Figura 3.25 (nos pontos ordenados, o conjunto representa o nível de deformação), onde o primeiro nível procura obter uma vida em Fadiga inferior a um milhão de ciclos; o segundo procura uma vida em Fadiga próxima de um milhão (10^6) de ciclos; e o terceiro e último nível de deformação, procura uma vida em Fadiga superior a um milhão (10^6) de ciclos.

Após o procedimento de ensaio, são tratados os dados estatisticamente e determinadas as hipérbolas de confiança, com 95 % de confiança. Veja o exemplo da curva de Fadiga desenvolvida na tese do BARRA (2009) na Figura 3.25, a seguir.

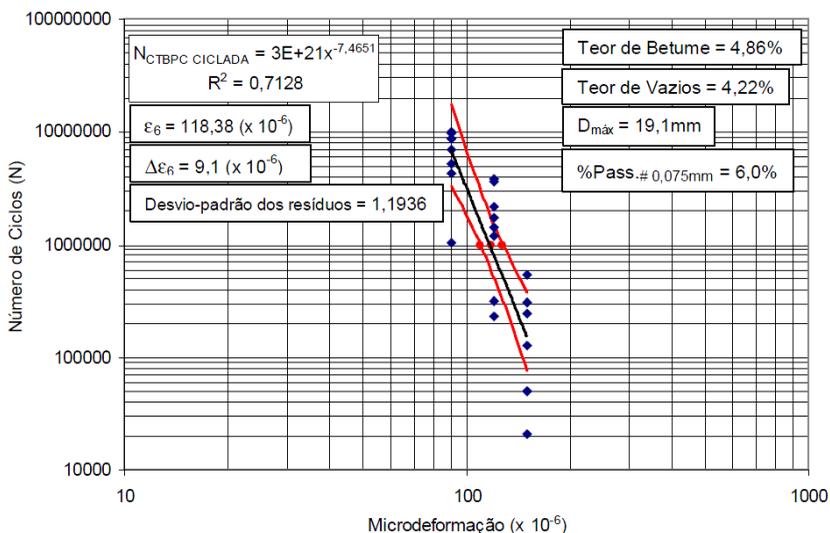


Figura 3.25 – Ensaio de Fadiga à deformação controlada em modo contínuo (BARRA, 2009).

CAPÍTULO 4

4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURA DE CONCRETO ASFÁLTICO E DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

O comportamento mecânico da mistura de concreto asfáltico é complexo e difícil de estudar, contudo, os estudos provenientes dos conhecimentos matemáticos e de experimentos ao longo de anos apresentam o entendimento das suas características mecânicas.

A mistura de concreto asfáltico apresenta um comportamento viscoelástico e termosuscetível, isto é, as suas propriedades dependem da temperatura e da velocidade de aplicação de carga. Considera-se que a mistura asfáltica possui sua característica física herdada do ligante asfáltico que o constitui, um material viscoelástico termosuscetível. Por isso, as misturas asfálticas seguem o comportamento apresentado pelo ligante (De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996; MOMM, 1998).

Portanto, este Capítulo aborda assuntos sobre as propriedades fundamentais, as principais classes de comportamento mecânico, os modelos matemáticos e reológicos do comportamento viscoelástico, a influência dos parâmetros no seu comportamento e, finalmente, discorre sobre o método francês de dimensionamento de pavimento de concreto asfáltico.

4.2 PROPRIEDADES FUNDAMENTAIS DAS MISTURAS DE CONCRETO ASFÁLTICO

As misturas de concreto asfáltico apresentam os tipos principais de classes do comportamento, considerando a amplitude de deformação (ε) e o número de ciclo de carregamento aplicado (N), segundo é ilustrado na Figura 4.1, que permite identificar os tipos de classes do comportamento de concreto asfáltico (DI BENEDETTO, 1990 *apud* OLARD, 2003; LEFEUVRE, 2001).

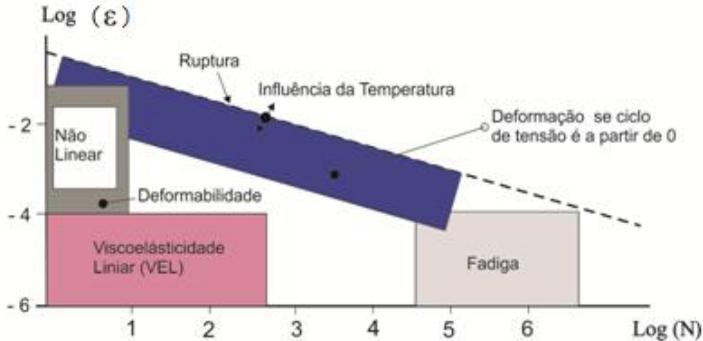


Figura 4.1– Classe de comportamento (OLARD, 2003).

- para um número pequeno de carregamento e deformações de algumas centenas, o comportamento observado é extremamente não linear;
- para carregamentos que compreendem algumas centenas de ciclos e baixas deformações ($<10^{-4}$), o comportamento é considerado, em uma primeira aproximação, viscoelástico linear; e
- durante o carregamento de várias dezenas de milhares de ciclos à baixa deformação, os fenômenos de deterioração aparecem, assim como a Fadiga do material.

Na Figura 4.1, torna-se possível demonstrar uma ordem de grandeza dos diferentes campos do comportamento de misturas de concreto asfáltico para uma temperatura fixa. Os contornos entre as grandezas são considerados como ordens de magnitude que variam significativamente em função do material, da temperatura e da direção do caminho da solitação (compressão, cisalhamento etc.). Com base nessas condições, as classes de propriedades mecânicas mais importantes de misturas de concreto asfáltico são (OLARD, 2003):

- **a rigidez** ou módulo (comportamento viscoelástico linear – VEL);
- o comportamento de **Fadiga**; e
- **o comportamento à ordiérage (deformação permanente)**, que corresponde ao acúmulo de deformações permanentes, um fenômeno relacionado com

a irreversibilidade e a não linearidade existente no campo das pequenas deformações.

As propriedades fundamentais do comportamento das misturas asfálticas foram discutidas em várias teses. Aqui, são mencionadas algumas, tais como a de HUET (1963), de De La ROCHE (1996), de MOMM (1998); de PERRET (2003), de HECK (2001) etc., onde descrevem que os materiais viscoelásticos em geral possuem comportamentos peculiares em cada caso, não podendo ter as suas condições de análise generalizadas, não sendo simples prever seu comportamento.

Dada a complexidade de se estudar e modelar toda a diversidade de variáveis que rege o seu comportamento, algumas propriedades são geralmente consideradas no domínio das pequenas deformações, como: homogêneos, isotrópicos, viscoelásticos, lineares e termosuscetíveis (De La ROCHE, 1996; MOMM, 1998; HECK, 2001; PERRET, 2003; BARRA, 2009). A seguir, são descritas resumidamente cada uma dessas propriedades acima citadas.

a) Homogeneidade

A mistura de concreto asfáltico é constituída de uma estrutura de materiais granulares de diferentes frações. Eles lhe conferem um caráter heterogêneo do ponto de vista microscópico, mas, no nível das camadas da estrutura de pavimento, é assumida a hipótese de homogeneidade.

Para os ensaios em laboratório, a hipótese da homogeneidade pode ser assumida para as amostras que tenham uma relação de 10 entre a dimensão do corpo de prova e o tamanho máximo dos granulares.

b) Isotropia

Segundo De La ROCHE (1996), o modo de construção das estradas e da aplicação das misturas asfálticas sobre o pavimento (o espalhamento do material pelas camadas e compactação por passagem repetida dos compactadores) confere ao material certa anisotropia (gradiente de densidade no sentido da espessura da camada, orientada pela compactação). Para diminuir os efeitos do gradiente de compactação, os corpos de prova para os ensaios de módulo e de Fadiga são extraídos do centro das placas de concreto asfálticos.

Para o dimensionamento de pavimento, a hipótese de isotropia é assumida, uma vez que os corpos de provas para os ensaios de módulo e

de Fadiga são extraídos do centro das placas de concreto asfáltico (Figura, 4.2). Desse modo, são diminuídos os efeitos do gradiente de compactação.

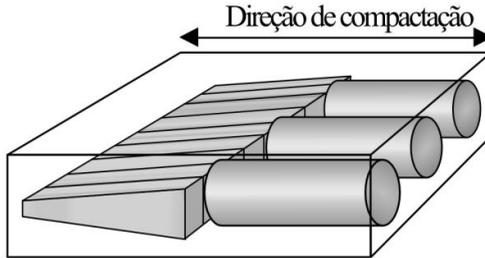


Figura 4.2 – Extrações de corpo de provas trapezoidal e cilíndricos numa placa de concreto asfáltico (De La ROCHE, 1996).

c) Viscoelasticidade

O comportamento viscoelástico proveniente das propriedades dos ligantes asfálticos varia consideravelmente em função da velocidade de aplicação de carga. Se as cargas são aplicadas muito rapidamente, o comportamento apresentado pelo concreto asfáltico é praticamente elástico e, em casos em que a carga é aplicada muito lentamente, o comportamento é predominantemente viscoso. Entre os dois casos e nos limites de temperatura ambiente, as misturas de concreto asfálticos apresentam comportamento viscoelástico.

d) Linearidade

A hipótese da linearidade é assumida no domínio de pequenas deformações. O comportamento viscoelástico linear das misturas de concreto asfáltico implica na validade do princípio de superposição de *BOLTZMANN*. O princípio supõe que a resposta do material a certo número de solicitações elementares resulta na soma das respostas de cada solicitação elementar. É nesse domínio de linearidade das pequenas deformações que são realizadas as medidas de módulo complexo (rigidez).

e) Suscetibilidade Térmica

A temperatura é um parâmetro determinante no comportamento da mistura de concreto asfáltico. Certamente, como o ligante asfáltico entra

na sua composição, as misturas asfálticas são termosuscetíveis, isto é, a sua propriedade depende fortemente da temperatura, como já havia sido citado anteriormente.

Nas temperaturas baixas, as misturas possuem uma rigidez elevada, o que ocasiona em um comportamento frágil, sendo que as temperaturas elevadas apresentam módulo baixo e uma deformabilidade alta. Essa propriedade pode ser originada pelo fenômeno de *orniérage* (Deformação Permanente), que pode ser acentuado para uma baixa velocidade de solitação.

4.3 MODELOS REOLÓGICOS DE COMPORTAMENTO VISCOELÁSTICO DE CONCRETO ASFÁLTICO

Os modelos reológicos usados para tentar explicar o comportamento viscoelástico das misturas de concreto asfálticos são vários. É levantada em algumas bibliografias, por exemplo, a existência de dois domínios de caracterização experimental das propriedades termoviscoelásticas: temporal e frequencial.

4.3.1 Modelo Reológico no Domínio Temporal

O domínio temporal consiste em solicitar um material com carregamento quase estático em função de um determinado tempo e de uma temperatura que apresentam uma resposta correspondente à fluência ou relaxação.

Segundo OLARD (2003), a relaxação consiste na aplicação de deformação constante do material em função do tempo. Por conseguinte, a resposta observada diminui a tensão ao longo de tempo, conforme é apresentado na Figura 4.3.

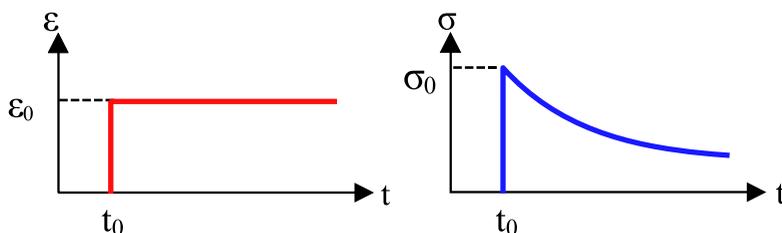


Figura 4.3 – Representação de relaxação – comportamento à deformação constante (OLARD, 2003).

A resposta da tensão é expressa na Equação [4.1]:

$$\sigma(t) = \varepsilon_0 R(t_0, t) \quad [4.1]$$

Em que:

$R(t_0, t)$ = função da relaxação em função de tempo;
 $\sigma(t)$ = tensão em função de tempo; e
 ε_0 = deformação inicial aplicada ao material

Assumindo a hipótese de não envelhecimento de materiais, uma deformação varia em função da temperatura constante e da tensão, ou seja, é a tensão sob aplicação de diversas solicitações de deformações, que pode ser expressa pela Equação [4.2](OLARD, 2003).

$$\sigma(t) = \varepsilon(t) R(0) + \int_{t_0}^t \varepsilon(\tau) \frac{\partial R}{\partial \tau} (\tau - t_0) d\tau \quad [4.2]$$

Em que:

$\sigma(t)$ = tensão aplicada em função do tempo;
 $\varepsilon(t)$ = deformação em função de tempo;
 $R(0)$ = função de relaxação no instante $t=0$; e
 τ = tempo de relaxação.

O primeiro termo de Equação [4.2] representa a resposta instantânea, enquanto que o segundo termo representa a resposta do retardo (OLARD, 2003).

O fenômeno da fluência consiste no carregamento instantâneo, resultando em uma resposta elástica instantânea. A aplicação de uma força, mantendo-o constante ao longo de tempo, resulta no escoamento viscoso do material, conforme ilustra a Figura 4.4 (OLARD, 2003; HECK, 2005).

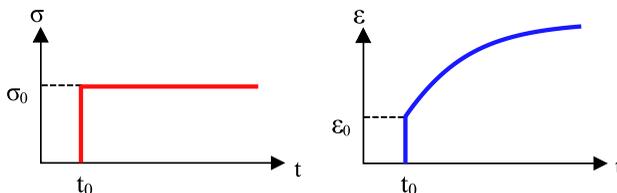


Figura 4.4 – Representação de Fluência – comportamento à tensão constante (OLARD, 2003).

A função da fluência (a resposta da deformação) é expressa pela Equação [4.3], a seguir.

$$\varepsilon(t) = \sigma_0 J(t_0, t) \quad [4.3]$$

Em que:

$J(t_0, t)$ = função da fluência ou retardo;

σ_0 = tensão inicial aplicada ao material; e

$\varepsilon(t)$ = deformação em função de tempo.

Para o material considerado viscoelástico, o Princípio da Superposição de *BOLTZMANN* é aplicado, onde a aplicação da deformação em função de tempo $\varepsilon(t)$ resulta na soma das respostas de cada solitação elementar, a qual pode ser expressa pela Equação [4.4].

$$\varepsilon(t) = \sigma(t)J(0) + \int_{t_0}^t \sigma(\tau) \frac{\partial J}{\partial \tau} (\tau - t_0) d\tau \quad [4.4]$$

Em que:

$\varepsilon(t)$ = deformação em função de tempo;

$\sigma(t)$ = tensão aplicada em função de tempo;

$J(0)$ = função fluência; e

τ = tempo de relaxação.

O primeiro termo de Equação [4.4] representa a resposta instantânea, e o segundo representa a resposta no tempo (OLARD, 2003).

Existem vários modelos físico-matemáticos que imprimem o comportamento analógico usando elementos simples para descrever a reologia viscoelástica de mistura de concreto asfáltico, comparando as suas impedâncias teóricas experimentais, assim como o Módulo Complexo no Plano Cole-Cole e no Espaço de Black. Os modelos de comportamento mecânico mais conhecido na literatura científica que descrevem o comportamento viscoelástico linear das misturas de concreto asfálticos, no domínio temporal, são de MAXWEL, KELVIN-VOIGT e BURGER. Esses modelos são compostos de elementos reológicos simples: as molas (representam a parte elástica – Hookeana) e os amortecedores (representam a parte viscosa - Newtoniana), sendo que o resultante de combinação da mola e do amortecedor constitui um modelo viscoelástico linear (De La ROCHE, 1996; OLARD, 2003; DOGMO, 2005; HECK, 2005; BARRA, 2009):

a) Modelo de Maxwell

O modelo de MAXWEL representa o comportamento reológico simples a partir da combinação em série de uma mola e de um amortecedor, representando um modelo analógico (líquido viscoelástico). Esse modelo consiste em aplicar uma deformação sobre o corpo, resultando na soma da deformação de dois elementos (E , η) iguais tensões (PERRET, 2003).

A Figura 4.5, a seguir, ilustra o modelo de MAXWEL, representado pela combinação de uma mola e um amortecedor linear em série.



Figura 4.5 – Modelo de Maxwell (SAMUEL, 2005).

A Equação [4.5] descreve o modelo reológico de Maxwell, e as Equações [4.6] e [4.7], respectivamente, descrevem a função de fluência $J(t)$ e de relaxamento $R(t)$ desse modelo.

$$\frac{d\varepsilon}{dt} = \frac{1}{E} \frac{d\sigma}{dt} + \frac{1}{\eta} \sigma \quad [4.5]$$

$$J(t) = \frac{1}{E} + \frac{t}{\eta} \quad [4.6]$$

$$R(t) = Ee^{-\frac{t}{\tau}} \quad [4.7]$$

Em que:

- E = deformação;
- σ = tensão;
- E = módulo;
- H = constante de amortecedor (viscoso linear);
- τ = tempo de relaxação ($\tau = \frac{\eta}{E}$).

O Módulo Complexo do modelo de Maxwell é representado pela Equação [4.8]. Se τ está em função da temperatura, o princípio de equivalência tempo-temperatura (PETT) é válido (OLARD, 2003).

$$E^*(\omega) = E \frac{i\omega\tau}{1+i\omega\tau} = \frac{E\omega^2\eta^2 + iE^2\omega\eta}{E^2 + \omega^2\eta^2} \quad [4.8]$$

Em que:

- E^* = Módulo Complexo;
- ω = pulsação; $2\pi f$, em que f = frequência de solitação;
- i = número complexo definido por $i^2 = -1$;
- τ = tempo de relaxação dos amortecedores, portanto, um parâmetro em função do tempo que se assemelha a um tempo de retardo, em que o valor varia com a temperatura e
- η = constante de amortecedor (viscoso linear)

b) Modelo Kelvin-Voigt

O modelo de KELVIN-VOIGT é representado pela combinação de uma mola e de um amortecedor linear. Contrariamente ao modelo de Maxwell, esse modelo (KELVIN-VOIGT) é a combinação dos elementos em paralelo, representando um modelo analógico (sólido viscoelástico). A tensão (σ) é aplicada sobre o corpo, resultando nos elementos E e η , que são as constantes dos elementos elástico, módulo de elasticidade e constante de amortecedor (viscoso linear), respectivamente (BARRA, 2009; OLARD, 2003; SAMUEL, 2005).

A Figura 4.6, a seguir, ilustra o modelo de KELVIN-VOIGT, representado por combinação de uma mola e de um amortecedor linear em paralelo.

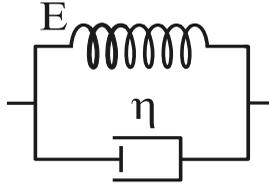


Figura 4.6 – Modelo de KELVIN VOIGT (SAMUEL, 2005).

A Equação [4.9], a seguir, descreve o modelo reológico de Kelvin-Voigt, e as Equações [4.10] e [4.11], respectivamente, descrevem a função de fluência $J(t)$ e de relaxação $R(t)$ desse modelo.

$$\sigma = E\varepsilon + \eta \frac{d\varepsilon}{dt} \quad [4.9]$$

$$J(t) = \frac{1}{E} \left(1 - e^{-\frac{t}{\tau}} \right) + \frac{t}{\eta} \quad [4.10]$$

$$R(t) = E + \eta \cdot \delta(t) \quad [4.11]$$

Em que:

δ = constante adimensional, função da natureza do ligante asfáltico e da curva granulométrica.

O Módulo Complexo do modelo de Kelvin-Voigt é apresentado conforme a Equação 4.12.

$$E^*(\omega) = E + i \omega \eta \quad [4.12]$$

c) Modelo de Burger

O modelo de comportamento reológico de Burger é composto de dois elementos de Maxwell, ligados em paralelo conforme mostra a Figura 4.7 (a), onde também pode ser representado, sob a forma de uma modelo de Maxwell, colocado em série com o modelo de Kelvin-Voigt, conforme ilustra a Figura 4.7 (b) (De La ROCHE, 1996; HECK, 2005 ;LEFEUVRE, 2001).

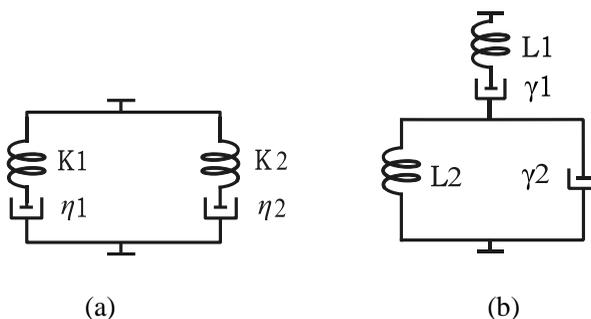


Figura 4.7 – Modelo de BURGER (HECK, 2001).

Os Módulos Complexos associados ao modelo de BURGER são dados pela Equação [4.13]:

$$E^*(\omega) = \frac{E_1}{1 + (i\omega \frac{h_1}{E_1})^{-1}} + \frac{E_2}{1 + (i\omega \frac{h_2}{E_2})^{-1}} \quad [4.13]$$

Muitos autores consideram que o modelo de Burger é adequado para descrever o comportamento de asfalto e é utilizado na realização de cálculos estruturais de pavimento (HUHTALA, 1995; HOPMAN, 1996 *apud* HECK, 2005). Esse modelo foi ainda estudado por vários autores. Inclusive, De La ROCHE (1996), com relação à comparação à sua impedância teórico-experimental, ao módulo complexo no Plano Cole-Cole, constatou que esse modelo não ajusta satisfatoriamente ao comportamento mecânico de misturas de concreto asfáltico no intervalo do Módulo Complexo no domínio frequencial, conforme o gráfico da Figura 4.8 (De La ROCHE, 1996; HECK, 2005; LEFEUVRE, 2001).

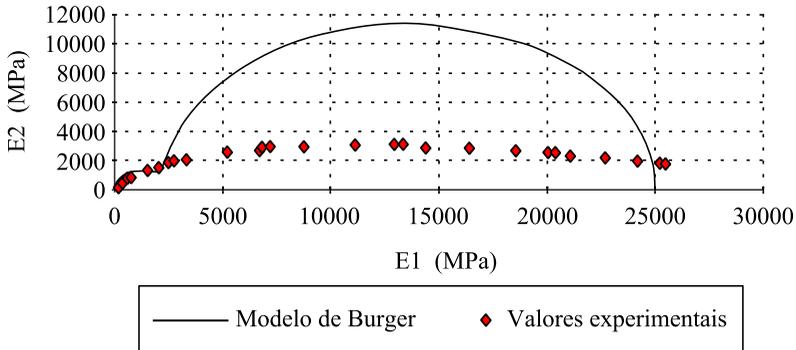


Figura 4.8 – Módulo complexo no plano COLE-COLE do modelo de Burger (De La ROCHE,1996).

d) Modelos generalizados de Maxwell e de Kelvin-Voigt

No que concerne aos modelos de Maxwell e de Kelvin-Voigt, anteriormente descritos, representados por elementos analógicos simples, a associação de uma mola e de um amortecedor é respectivamente colocada em série e em paralelo. Esses modelos não descrevem adequadamente o comportamento complexo de uma mistura de concreto asfáltico, mas podem constituir os elementos de base para associação mais complexas.

Os modelos generalizados de Maxwell e de Kelvin-Voigt são constituídos de um grupo de n elementos associados em paralelos e em série para permitir a descrição satisfatória do comportamento de misturas de concreto asfáltico, com a condição de que número n mínimo considerável de elementos deve ser igual a 8 ($n=8$) (OLARD, 2003; MILLARD 2005).

A Figura 4.9, a seguir, representa o modelo analógico generalizado de Maxwell, constituído de n elementos colocados em paralelo, eventualmente, com uma mola e um amortecedor linear.

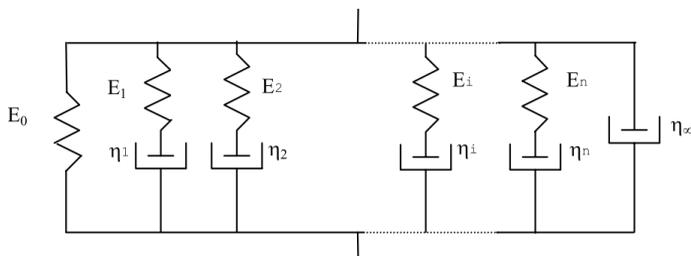


Figura 4.9 – Modelo de Maxwell generalizado (OLARD, 2003).

A Figura 4.10 representa o modelo analógico generalizado de Kelvin-Voigt, constituído de n elementos colocados em série, eventualmente, com uma mola e um amortecedor linear.

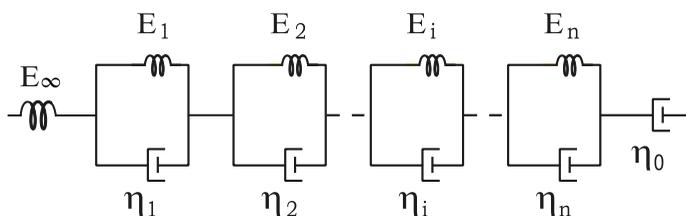


Figura 4.10 – Modelo de Maxwell generalizado (OLARD, 2003).

4.3.2 Modelo Reológico no Domínio Freqüencial

Os modelos matemáticos que melhor interpretam o real comportamento viscoelástico do material de concreto asfáltico são de Huet e Huet-Sayegh, e têm como base os modelos citados nos itens anteriores. Esses modelos imprimem uma relação de tensão e deformação, que facilita o entendimento das Equações construtivas de elementos simples (molas e amortecedores) e compara as suas impedâncias teóricas experimentais, representadas graficamente no Módulo Complexo do plano Cole-Cole e do Espaço de Black, os quais são obtidos sob várias frequências e temperaturas de ensaio (De La ROCHE, 1996; HECK, 2001; BARRA, 2009):

a) Modelo de Huet

O modelo de Huet é um modelo analógico de fluência bi-parabólico, composto de três elementos simples em série, uma mola de rigidez (E_∞) e dois amortecedores de fluência parabólica de parâmetros k e h , conforme ilustra a Figura 4.11 (PERRET, 2003). Esse modelo foi inicialmente proposto para o comportamento do ligante asfáltico, conforme está escrito na tese de OLARD (2003).

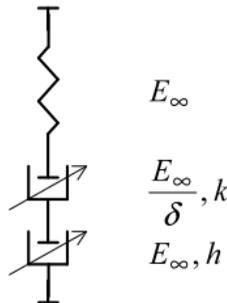


Figura 4.11 – Representação do modelo de Huet (HECK, 2005).

Os trabalhos desenvolvidos no século passado por COLE e COLE (1941) e HUET (1963) demonstraram que o comportamento frequencial das misturas de concreto asfáltico podem corretamente descrever o modelo da fluência bi-parabólica (MAILLARD, 2001).

O modelo de Huet é um modelo reológico de quatro (4) parâmetros associados em série de uma mola de rigidez (E_∞) e de dois amortecedores da lei de fluência parabólica de parâmetros h e k , conforme as expressões seguintes: $f(t) = at^h$ e $f(t) = bt^k$ (MAILLARD, 2001).

A representação do modelo de Huet começa pela introdução de amortecedores de fluência parabólica e dos elementos reológicos que podem ser definidos em uma expressão do Módulo Complexo, com a introdução do tempo de retardo na expressão da viscosidade dinâmica (HECK, 2005).

A expressão da Equação [4.14] do Módulo Complexo representa o modelo analógico de Huet.

$$E^*[i\omega\tau(\theta)] = \frac{E_\infty}{1 + \delta[i\omega\tau(\theta)]^{-k} + [i\omega\tau(\theta)]^{-h}} \quad [4.14]$$

Em que:

- E_{∞} = módulo instantâneo do modelo, obtido quando $\omega\tau$ tende ao infinito, para as elevadas frequências e para as baixas temperaturas;
- τ = tempo de relaxação dos amortecedores, que é um parâmetro em função do tempo, o qual se assemelha a um tempo de retardo e varia em função da temperatura;
- h, k = os parâmetros dos elementos parabólicos do modelo e às misturas asfálticas, os quais estão situados no intervalo entre $0 < k < h < 1$;
- i = número complexo definido por $i^2 = -1$;
- δ = constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica; e
- ω = pulsação; $2\pi f$, em que f = frequência de sollicitação.

O tempo de relaxação dos amortecedores pode ser definido pela expressão seguinte:

$\tau(\theta) = e^{(A_0 + A_1\theta + A_2\theta^2 + A_3\theta^3)}$, em que se pode depreender uma aproximação segundo a suscetibilidade térmica do material.

O ajustamento dos quatro (4) parâmetros são feitos de forma simples e de maneira clara, buscando o melhor ajuste do modelo aos valores experimentais no Espaço de Black (Figura 12) e no Plano Cole-Cole (Figura 13). O módulo no infinito (E_{∞}) corresponde ao ponto de interseção da curva do modelo com o eixo x no Plano Cole-Cole, determinado no Espaço de black a partir da estimativa da tendência dos dados experimentais. Os expoentes h e k dos amortecedores são ligados à tangente da curva do modelo no Plano Cole-Cole por uma relação simples, conforme mostram as expressões das Equações [4.15] e [4.16], respectivamente (HUET, 1963; De La ROCHE).

$$h = \frac{2\hat{B}}{\pi} \quad [4.15]$$

$$k = \frac{2\hat{A}}{\pi} \quad [4.16]$$

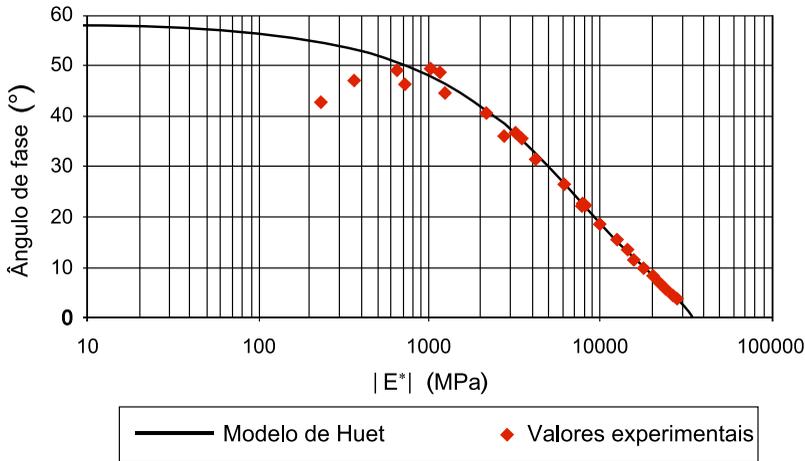


Figura 4.12 – Ajuste do modelo complexo de Huet no espaço de BLACK (LEFEUVRE, 2001).

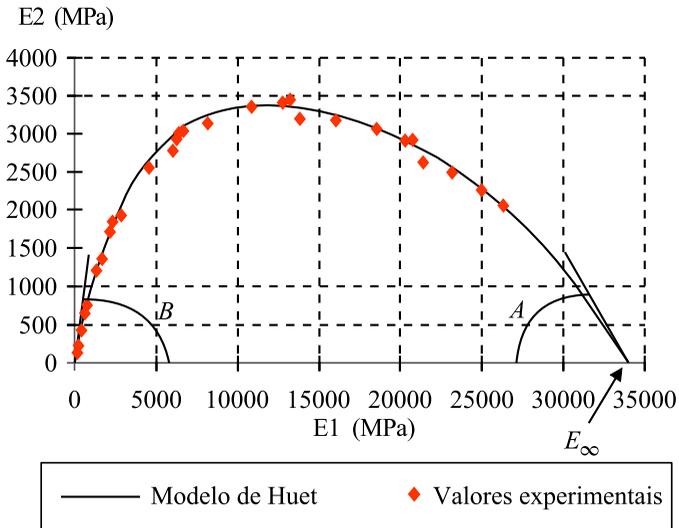


Figura 4.13 – Modelo complexo no Plano COLE-COLE de Huet (HECK, 2001)

A determinação dos parâmetros E_∞ , h , k e δ se faz graficamente e em ajuste ao plano Cole-Cole (Figura 4.13) da curva teórica do modelo com os resultados experimentais. Uma vez determinados os

parâmetros, a variação de τ em função da temperatura é igualmente obtida graficamente, ajustando as curvas isócronas do modelo sobre aquele obtido experimentalmente.

O modelo de Huet não permite representar adequadamente os módulos muito baixos (módulos em alta temperatura e baixa frequência) (PERRET, 2001; MILLARD, 2005). Esse modelo, portanto, foi ajustado ou completado por SAYEGH (1965).

b) Modelo de Huet-Sayegh

O modelo de Huet não teve uma adequação no ajuste com relação ao módulo estático (E_0), isto é, não permite um ajuste adequado dos valores experimentais do módulo complexo em alta temperatura e baixa frequência. O Sayegh observou que, a baixa frequência e elevada temperatura as misturas de concreto asfáltico que possuíam módulos estáticos elevados não apresentavam resultados satisfatórios. Nesta sentida na sua tese desenvolvida em (1965), adaptou o modelo de Huet com o ajuste de um modelo paralelo, uma mola de baixa rigidez (E_0 -módulo estático) (Figura 14), traduzindo o comportamento nas situações de solicitações estáticas, ou seja, a baixa frequência e elevada temperatura da mistura de concreto asfáltico (De La ROCHE, 1996; MOMM, 1998; HECK, 2005).

A Figura 4.14, a seguir, representa o modelo analógico de Huet-Sayegh.

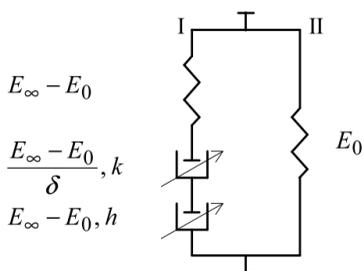


Figura 4.14 – Representação do modelo de Huet-Sayegh (HECK, 2005).

O modelo é representado por duas partes paralelas, denotadas parte I e parte II. A parte I é representada por uma mola em série com dois amortecedores. Sua definição é dada por cinco constantes viscoelásticas: molas e amortecedores ($E_\infty, E_0, k, h, \delta$).

A parte II, composta por uma mola, representa o módulo estático (E_0), destinado para quando o material é solicitado em baixas frequências e elevada temperatura (HECK, 2005).

A representação do modelo analógico de Huet-Sayegh é expresso conforme a Equação [4.17].

$$E^*[i\omega\tau(\Theta)] = E_0 + \frac{E_\infty - E_0}{1 + \delta[i\omega\tau(\Theta)]^{-k} + [i\omega\tau(\Theta)]^{-h}} \quad [4.17]$$

Em que:

E_∞ = módulo instantâneo do modelo, obtido quando $\omega\tau$ tende ao infinito, assim como para as elevadas frequências e para as baixas temperaturas;

E_0 = módulo estático, para as situações de baixas frequências e de elevadas temperaturas;

τ = tempo de relaxação dos amortecedores, o qual é um parâmetro em função do tempo e que se assemelha a um tempo de retardo, variando em função da temperatura;

h, k = parâmetros dos elementos parabólicos do modelo, que, para as misturas asfálticas, estão situados nos intervalos entre $0 < k < h < 1$;

i = número complexo, definido por $i^2 = -1$;

δ = constante adimensional, função da natureza do betume e da curva granulométrica; e

ω = pulsação; $2\pi f$, em que f = frequência de solicitação.

A representação no Plano Cole-Cole, do modelo de Huet-Sayegh, permite descrever adequadamente o comportamento das misturas de concreto asfáltico sobre um espectro de frequência e temperatura, tanto com baixa frequência e alta temperatura quanto com alta frequência e baixa temperatura, conforme ilustra o gráfico da Figura 4.15, a seguir.

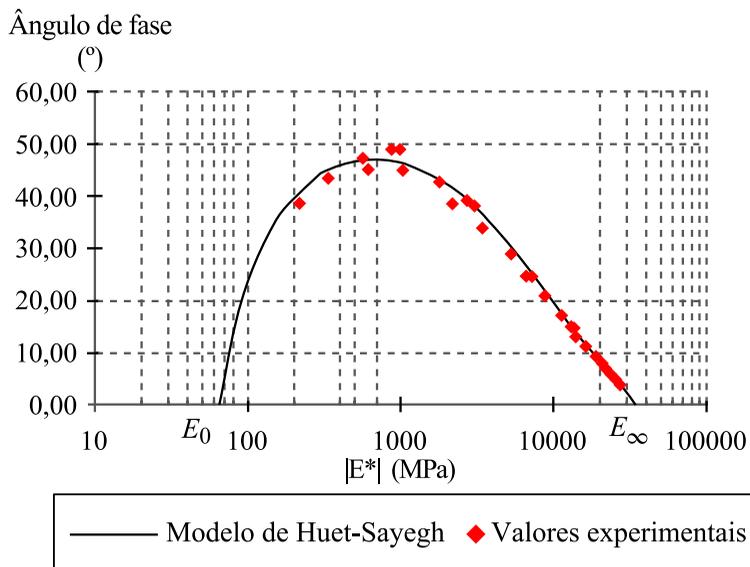


Figura 4.15 – Modelo complexo no Plano Cole-Cole de Huet-Sayegh (HECK, 2001).

4.4 INFLUÊNCIA DE PARÂMETROS NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CONCRETO ASFÁLTICO

O comportamento das misturas de concreto asfáltico é influenciado por vários fatores e parâmetros. Os fatores que influenciam o comportamento do concreto asfáltico podem ser classificados em duas categorias (MOMM, 1998): em fatores intrínsecos às misturas asfálticas (compacidade, teor de cimento asfáltico, granulometria etc.) e fatores ambientais (temperatura, frequência). Portanto, esse item aborda os parâmetros e fatores que afetam diretamente o comportamento, tanto de módulo complexo quanto por resistência à Fadiga.

4.4.1 Influência de Parâmetro de Formulação

a) Os granulares

A natureza mineralógica dos granulares, bem como as suas formas (laminados ou subangulares), parece ter pouca influência sobre o valor do módulo complexo em comparação à frequência e à temperatura. Deve-se esperar que os granulares apresentem cada vez mais a

importância em misturas de concreto asfáltico. As formas dos granulares influenciam na densificação das misturas de concreto asfáltico no processo de compactação e na resistência à Fadiga, devido ao atrito interno entre as partículas, alterando a energia dissipada e, por conseguinte, o comportamento mecânico das misturas asfálticas (RIVIÈRE, 1996).

As curvas granulométricas contínuas, com variação de composição de diâmetro máximo de 19,1 mm, 12,7 mm e 9,5 mm, foram testadas na tese de MOMM (1998), onde verificou-se a tendência da dispersão dos valores de Módulo Complexo, em que as dispersões dos valores desse módulo tendem a ser menores à medida que o diâmetro do esqueleto mineral diminui. A influência da curva granulométrica pode ser visível, dessa forma, por meio das variações de compacidade apresentadas a seguir (De La ROCHA, 1996; HECK, 2001):

b) Compacidade

A compacidade é um dos parâmetros que afeta o comportamento à resistência à Fadiga. De uma maneira geral, para as solicitações com o controle de deslocamento sobre as misturas densas, o aumento da compacidade conduz ao aumento do módulo e a uma diminuição da resistência ao colapso. No entanto, para as misturas com maior teor de vazio e menor teor de ligante, no caso das camadas de ligação, a resistência aumenta com a compacidade. A razão pela perda de resistência à Fadiga, com a diminuição da compacidade, deve-se ao fato de o aumento do teor de vazios propiciar a formação de vários núcleos de iniciação de fissuras nas misturas (BARRA, 2009; HECK, 2001).

A compactação das misturas de concreto asfáltico não é propriamente considerada um parâmetro de formulação. Segundo De La ROCHE (1996), é uma característica das misturas asfálticas que resulta, às vezes, dos fatores de formulação e dos fatores de implementação, e isso afeta o módulo das misturas de concreto asfáltico: a rigidez das misturas asfálticas aumenta com a compacidade, e esse aumento da compacidade faz as misturas igualmente menos suscetíveis à temperatura (De La ROCHE, 1996; RIVIÈRE, 1996).

c) Teores de finos

Os finos ou materiais de preenchimento são constituídos de partículas minerais provenientes dos granulares ou de outras fontes, tais como pó de calcário, cal hidratada, cimento *portland* etc. É importante

ressaltar que, nesta pesquisa, o material de preenchimento é de origem de granular.

O tipo de fino, a sua natureza e a concentração do *filler* na mistura, assim como a sua interação físico-químico com o ligante asfáltico, influenciam de uma maneira independente as características mecânicas das misturas de concreto asfáltico.

Os finos são parâmetros de formulação que melhoram as características mecânicas das misturas asfálticas. Com o aumento de fino, há um preenchimento de vazios do esqueleto mineral formado pelos granulares de maiores dimensões, proporcionando um aumento da compacidade e, por conseguinte, um aumento na qualidade de *mástique* (combinação de ligante asfáltico, *filler* e ar) (De La ROCHE, 1996; MOMM, 1998).

A incorporação dos finos nas curvas granulométricas influencia, dessa forma, no comportamento mecânico das misturas de concreto asfáltico, isto é, com a redução da porcentagem de vazios, aumenta a rigidez da mistura (MOMM, 1998).

d) Teor de ligante

O teor de ligante asfáltico é um parâmetro de formulação que afeta grandemente a rigidez da mistura de concreto asfáltico. Com aumento de teor de ligante asfáltico, aumenta a suscetibilidade cinética e térmica da mistura, e, por conseguinte, a norma (E^*) de Módulo Complexo diminui, sobretudo à baixa frequência e alta temperatura (RIVIÈRE, 1996).

Segundo HECK (2001), com a elevação do teor de ligante, pode-se identificar as tendências de aumento de módulo até um valor satisfatório, sendo que além desse valor, o módulo começa a diminuir.

O risco de ocorrência de Deformação Permanente sobre as misturas de concreto asfáltico é maior com o aumento de teor de ligante asfáltico. Isso pode acarretar péssimas condições no comportamento da Deformação Permanente. A tendência, então, é que venha a existir uma porcentagem satisfatória de teor de ligante asfáltico, que fica em torno de 4,8 % para uma mistura de concreto asfáltico denso (MOMM, 1998).

e) Natureza de ligante

A natureza do ligante asfáltico é um parâmetro de formulação que influencia no comportamento reológico das misturas de concreto asfáltico para determinadas condições de temperatura e de frequência. O

Módulo Complexo é grandemente influenciado pela natureza do ligante asfáltico, tanto em termos de valor de norma (E^*) quanto pela sensibilidade térmica e cinemática (influência de ângulo de fase φ). Portanto, quanto mais duro for o ligante asfáltico, mais elevada será a norma de Módulo Complexo (De La ROCHE, 1996; HECK, 2001). As misturas de concreto asfáltico produzidas com ligante de consistência elevada são menos suscetíveis às variações de temperatura e de frequência.

A modificação de ligante asfáltico e a incorporação de produtos poliméricos tem demonstrado uma melhoria na resistência à ruptura por Fadiga das misturas asfálticas, segundo a dissertação da SHINOHARA (2012), em comparação aos materiais utilizados na construção de estrada no estado puro, devido à predominância elástica no seu comportamento.

4.4.2 Temperatura e Frequência

Nas bibliografias, são notórias as influências dos fatores ambientais (temperatura e frequência) no comportamento das misturas de concreto asfáltico. Todos os estudos realizados sobre esses fatores afirmam que eles são os que mais influenciam na rigidez (Módulo Complexo) e na resistência à Fadiga (DOMEC, 2005).

A temperatura é um parâmetro fundamental sobre o comportamento das misturas de concreto asfáltico. A termosuscetibilidade é uma das características das misturas asfálticas transmitida do cimento asfáltico, como já havia sido descrito anteriormente, isto é, sua propriedade depende da temperatura. O comportamento das misturas asfálticas nas temperaturas baixas sob a sollicitação dinâmica acarreta em uma elevada rigidez do material, o que pode fragilizá-lo devido ao seu excessivo enrijecimento (MOMM, 1998).

O comportamento de concreto asfáltico com elevada temperatura apresenta baixa rigidez e uma deformabilidade elevada, e isso pode ocasionar danos ao pavimento e causar o aparecimento do fenômeno da Deformação Permanente (De La ROCHE, 1996).

A pesquisa desenvolvida por PERRET (2003) evidência o efeito da temperatura sobre o comportamento das misturas de concreto asfáltico. Por exemplo, em uma mesma condição de carga de 11,5 para 8 bars, dois tipos de pneus de aplicação e com estrutura de 17 cm apresentam o sinal longitudinal de três temperaturas diferentes. A sobreposição de sinais das deformações mostra a variação de amplitude de deformação em função da temperatura, ou seja, quanto maior a

temperatura, maior é a amplitude de deformação (pico de contração e extensão), conforme ilustra a Figura 4.16.

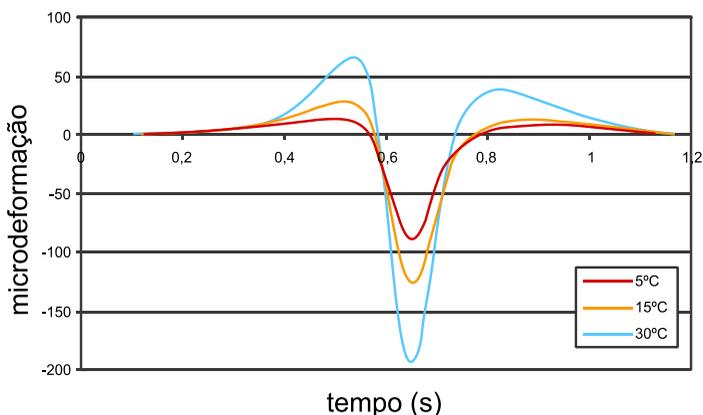


Figura 4.16 – Sinal de deformação na camada de base das diferentes temperaturas: estrutura de 17cm (PERRET, 2003).

A frequência é um parâmetro que influencia na rigidez (módulo) das misturas de concreto asfáltico, e, em conjunto com a temperatura, tem mais peso na influência do comportamento mecânico. A frequência das solicitações simula a velocidade de deslocamento da carga dinâmica, sendo que uma frequência muito baixa, à temperatura elevada, afeta fortemente no valor da norma de módulo complexo (E^*) (MOMM, 1998).

Segundo PERRET (2003), a definição da frequência é mais difícil ainda, uma vez que, ao contrário do que foi utilizado nos ensaios ou testes de laboratório, as tensões sofridas por pavimento não são periódicas, e, portanto, não é fácil associar uma frequência à velocidade. Para contornar essa dificuldade, é geralmente aceito que a frequência depende da velocidade de passagem da carga. No entanto, os estudos sobre a relação entre esses dois valores são formuladas no *software PRADO*, conforme a expressão da Equação [4.13]:

$$f(\text{Hz}) = 0,45 \cdot V(\text{km/h}) \quad [4.13]$$

Em que:

f = frequência (Hz); e
 V = velocidade (Km/h).

4.5 MÉTODOS FRANCESES DE DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO

O dimensionamento de pavimento geralmente é realizado de maneira empírica, usando os ensaios laboratoriais não representativos, como o método Marshall e o Índice Suporte Califórnia para estrutura de pavimento de concreto asfáltico. Esses métodos empíricos apresentam séries de limitações frente aos parâmetros importantes, como o efeito de tráfego (solicitações dinâmicas) imposto à estrutura de pavimento, assim como um grande distanciamento na relação campo-laboratório (estudos de comportamento mecânico a nível fundamental).

Nesse contexto, no início do ano de 1970, foram desenvolvidos os fundamentos do método francês de dimensionamento de pavimento, baseado em uma metodologia de cunho racional, onde são considerados na sua dinâmica de cálculo os resultados laboratoriais com estrita relação campo-laboratório, bem como a interpretação do comportamento mecânico dos materiais de diferentes camadas da estrutura de pavimento, em função da temperatura e da frequência de solicitação (DIAKHATA, 2007).

O método de dimensionamento francês de pavimento de concreto asfáltico está dividido em três etapas (RIVIÈRE, 1996; MOMM, 1998):

- modelização da estrutura e solicitações de cargas dinâmicas (Tráfego);
- determinação dos parâmetros fundamentais: as deformações ou tensões dos materiais para 10^6 a partir do ensaio de Fadiga e de Módulo Complexo; e
- avaliação e comparação dos valores de tensões (σ_c) ou deformações (ϵ_c) calculadas pela modelização com os valores (ϵ_6 e σ_6), determinados nos ensaios de Fadiga e de Módulo Complexo em laboratório.

A Figura 4.17 mostra as etapas de dimensionamento de pavimento, baseadas no comportamento de Fadiga e Módulo Complexo (rigidez) das misturas de concreto asfáltico.

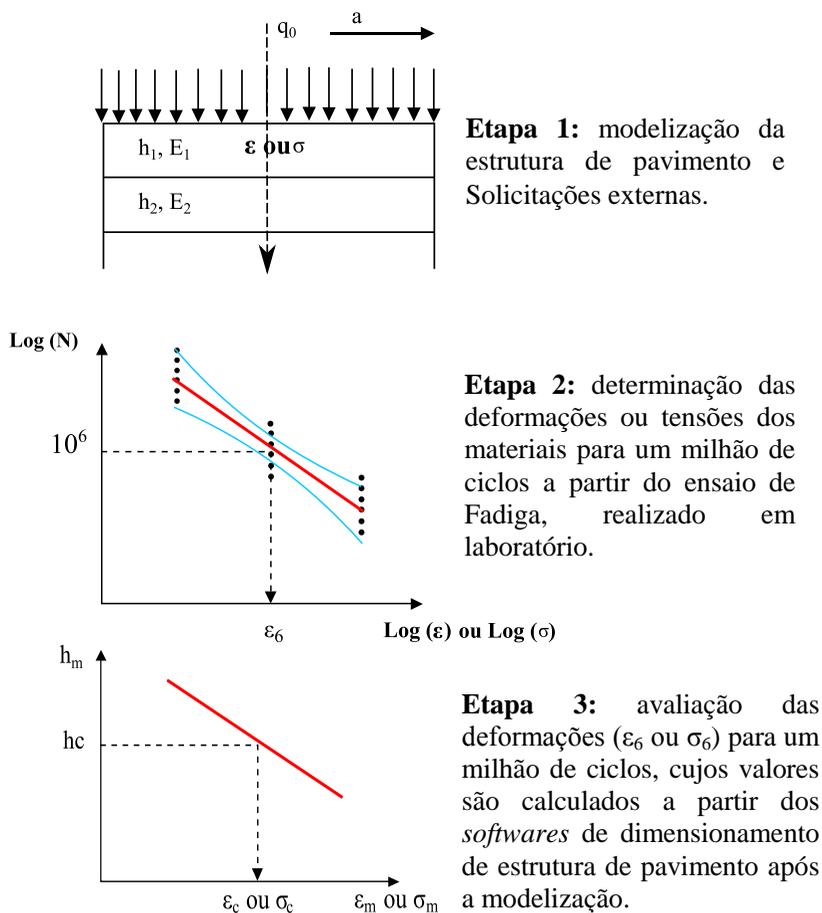


Figura 4.17 – Etapas de dimensionamento racional do pavimento (RIVIÈRE,1996).

Para análise de cálculo de dimensionamento de pavimento, devem ser levados em consideração alguns parâmetros importantes: o tráfego, as cargas, e as deformações calculadas e admissíveis nas camadas de pavimento, que aqui serão abordados.

4.5.1 Descrição de Sinal de Deformação na Estrutura de Pavimento

O pavimento é considerado como uma estrutura multicamada solicitada à flexão a cada passagem de carga dinâmica (eixo de veículo), sendo que a resposta da estrutura a essa solicitação resulta em uma tensão de tração ou de compressão, conforme ilustra a Figura 4.18.

A Figura 4.18, a seguir, ilustra o sinal de deformação registrado na parte inferior da camada de concreto asfáltico sob a passagem de carga dinâmica.

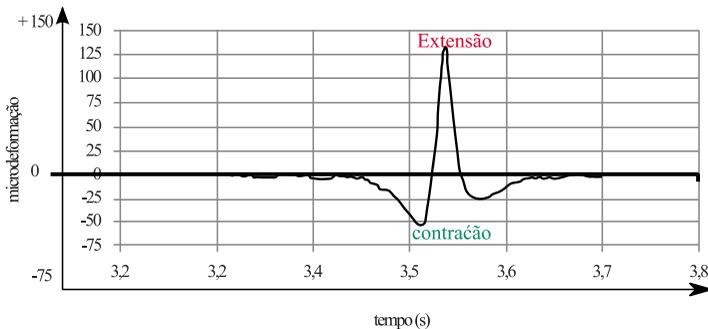


Figura 4.18 – Sinal de deformação longitudinal, registrado na parte inferior da camada de concreto asfáltico sob a passagem de carga dinâmica (RIVIÈRE, 1996).

O registro de sinal de contração-extensão-contração, captado por sensores (Figura 4.19) na base da camada de concreto asfáltico com a passagem repetida de carga dinâmica, é resultado de vários estudos experimentais desenvolvidos em pistas de testes, inclusive aqui no Brasil, no Estado de Santa Catarina – pista de teste de Araranguá.

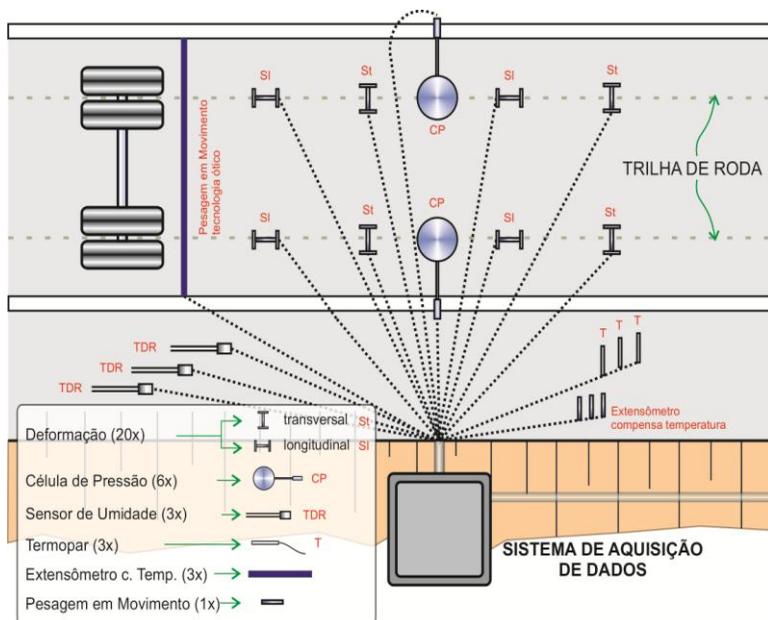


Figura 4.19 – Sensores de medição de deformação na estrutura de pavimento (OTTO, 2011).

As deformações por tração, atuantes na base das camadas, são as mais prejudiciais à estrutura de pavimento de concreto asfáltico e são máximas nas fibras inferiores da base da camada. Por isso o dimensionamento de pavimento é realizado com base nas deformações admissíveis (RIVIÈRE, 1996; MOMM, 1998).

4.5.2 Tráfego

O tráfego é um dos elementos importantes para o dimensionamento de pavimento, influenciando na escolha de materiais, no desempenho à Fadiga e, conseqüentemente, na vida útil do projeto. Por isso, no desenvolvimento de projeto de estrada, deve-se levar em consideração os estudos de tráfego futuros.

Para o cálculo de dimensionamento, é levado em consideração o tráfego acumulado sobre uma duração inicial de cálculo. O tráfego equivalente é caracterizado por um número equivalente de eixo de referência (NE), correspondente ao tráfego pesado acumulado. O número NE é determinado pela expressão da Equação [4.14] (ALLOU, 2006).

$$NE = N * CAM \quad [4.14]$$

$$N = 365 * MJA * C \quad [4.15]$$

$$C = \frac{(1 + \tau)^p - 1}{\tau} \quad [4.16]$$

Em que:

N = número acumulado de caminhões pesados para o período (p) de projeto;

CAM = coeficiente de agressividade média dos caminhões pesados, em relação ao eixo de referência (no caso, simples de rodas duplas com 130KN);

MJA = volume médio diário de caminhões pesados na faixa mais lenta da via mais solicitada;

C = fator de acumulação do tráfego sobre o período p de projeto; e

τ = taxa de crescimento geométrico do tráfego no período p de projeto.

O coeficiente de agressividade média dos caminhões, em relação ao eixo de referência (CAM), pode ser calculado conforme a Equação [4.17] (LCPC/SETRA, 1994).

$$CAM = \frac{1}{NPL} \left[\sum_i \sum_{j=1}^3 K_j n_{ij} \left(\frac{P_i}{P_0} \right)^\alpha \right] \quad [4.17]$$

Em que:

NPL = número de caminhões pesados durante o período da contagem do tráfego;

K_j = coeficiente correspondente ao tipo de eixo j (simples = 1; tandem duplo = 0,75; e tandem triplo = 1,1);

n_{ij} = número de eixos elementares do tipo j e classe de peso P_i .

P_i = dano causado pela passagem de um eixo P;

- P0 = dano causado pela passagem de um eixo de referência; e
- α = coeficiente correspondente ao tipo de pavimento (pavimentos flexíveis e espessos = 5)

Na falta de dados para determinação de coeficiente de agressividade média (CAM), o LCPC/SETRA (1994) disponibiliza os valores apresentados na Tabela 4.1, a seguir. CAM, dessa forma, está em função da classe do tráfego e da espessura da camada da estrutura de concreto asfáltico a ser dimensionada.

Tabela 4.1 – Coeficientes de agressividade média (LCPC/SETRA, 1994).

Tráfego	CAM	0,4	0,5	0,7	0,8
≤ TC3 (T3)	Classe	T5	T4 (TC2)	T3 (TC3)	T3+ (TC3)
> TC3 (T3)	CAM				
	0,8 HT _{CB} ≤ 20 cm			1,0 HT _{CB} > 20 cm	

Obs: HT_{CB} = espessura total de concreto asfáltico no pavimento

Os estudos desenvolvidos na França (LCPC/SETRA) definem a classe do tráfego (T_i) a partir da contagem do volume médio diário anual (MJA) de caminhões pesados na faixa mais lenta da via mais solicitada (LCPC/SETRA, 1998). As classes de tráfego são apresentadas na Tabela 4.2, a seguir.

Tabela 4.2 – Classes de tráfego (LCPC/SETRA, 1998).

Classe	T5	T4 (TC2)		T3 (TC3)		T2 (TC4)		T1 (TC5)		T0 (TC6)		TS (TC7)		TEX (TC8)
		T3-	T3+	T2-	T2+	T1-	T1+	T0-	T0+	TS-	TS+			
MJA 0		25	50	85	150	200	300	500	750	1200	2000	3000	5000	

4.5.3 Carregamento Utilizado

O dimensionamento de pavimento é realizado para que a estrutura possa suportar o tráfego pesado acumulado ao longo da sua vida de projeto. O tráfego é a combinação de diferentes tipos de veículos, cargas e geometrias de eixos muito diferentes. O método francês de dimensionamento utiliza o eixo padrão de referência como o eixo simples de roda dupla, com o número real de 130 KN, conforme ilustra a Figura 4.20 (TRAN, 2004).

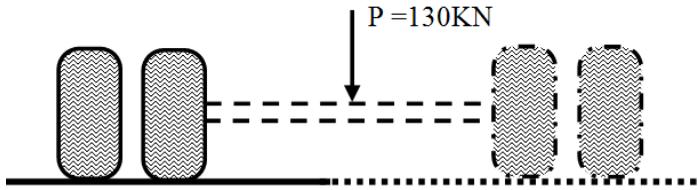


Figura 4.20 – Carga de referência

4.5.4 Deformações Admissíveis

O manual de dimensionamento de pavimento francês, *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA) (1997), estabelece as diretrizes e os procedimentos para determinação de deformações admissíveis na base das camadas de concreto asfáltico e no topo da camada de plataforma de fundação.

As deformações admissíveis nas camadas de concreto asfáltico na estrutura de pavimento são determinadas a partir dos resultados de testes laboratoriais de ensaio de Fadiga, de tráfego acumulado, de coeficientes de risco e de ajuste na relação campo-laboratório (RIVIÈRE, 1996; LCPC/SETRA, 1994):

A deformação admissível ($\varepsilon_{t,ad}$) deve ser avaliada na fibra inferior da camada de base de concreto asfáltico e é determinada pela Equação [4.18].

$$\varepsilon_{t,ad} = \varepsilon \cdot (NE, \theta_{eq}, f) \cdot k_f \cdot k_s \cdot k_c \quad [4.18]$$

$$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f) = \varepsilon_6 \cdot (10^0 \text{C}, 25 \text{ Hz}) \cdot \sqrt{\left[\frac{E^*(10^0 \text{C})}{E^*(\theta_{eq})} \right]} \cdot \left(\frac{NE}{10^6} \right)^b \quad [4.19]$$

Em que:

$\varepsilon(NE, \theta_{eq}, f)$ = deformação admissível do material em função do número do número de eixo equivalente (NE), da temperatura equivalente (θ_{eq}) e da frequência de solitação;

- $\varepsilon_6(10^0\text{C}, 25\text{Hz})$ = deformação para 10^6 ciclos, com base nos resultados da curva de Fadiga do material;
- $E(10^0\text{C})$ = Módulo Complexo medido à temperatura de 10°C e frequência de 10 Hz ;
- $E(\theta_{\text{eq}})$ = Módulo Complexo medido à temperatura equivalente de 15°C e frequência de 10 Hz (sendo que 15°C é a temperatura equivalente na França);
- b = inclinação da curva de Fadiga;
- k_c = coeficiente de calagem (ajuste) dos resultados do modelo de cálculo ao comportamento observado do mesmo tipo. Isso depende da natureza dos materiais, sendo adotados os seguintes valores: 1,3 para misturas asfálticas destinadas à camada de ligação; 1,1 misturas de concreto asfáltico destinadas à camada de superfície; e 1 para misturas de concreto asfálticas destinadas à camada da estrutura de pavimento;
- k_s = coeficiente de redução de efeito de heterogeneidade da capacidade de suporte, sendo as suas relações definidas em função do valor modular correspondente à plataforma de suporte da estrutura do pavimento, denominada de PF, quais sejam:
- 1,0/1,2 para módulo da plataforma entre $20\text{ MPa} \leq E\text{ PF1} < 50\text{ MPa}$;
 - 1,0/1,1 para módulo da plataforma entre $50\text{ MPa} \leq E\text{ PF2} < 120\text{ MPa}$; e
 - 1,0 para plataforma com módulo $E \geq 120\text{ MPa}$ (que abrange as situações de plataforma com módulo $120\text{ MPa} \leq E\text{ PF3} < 200\text{ MPa}$ e $E\text{ PF4} \geq 200\text{ MPa}$).

k_r = coeficiente de risco (k_r) ajusta o valor do cálculo do risco de deformação horizontal em função dos fatores de dispersão da espessura da camada (desvio padrão S_h) e dos resultados do ensaio de Fadiga (desvio padrão SN), sendo determinada a partir da Equação [4.20].

$$k_r = 10^{-ub\delta} \quad [4.20]$$

Em que:

u = variável estatística associada ao risco;
 b = inclinação da curva de Fadiga relacionada ao expoente da Equação obtida; e
 δ = desvio padrão da distribuição do $\log(N)$ para 10^6 ciclos, determinados pela Equação [4.21].

$$\delta = \sqrt{\left[S_N^2 + \left(c \cdot \frac{S_H}{b} \right)^2 \right]} \quad [4.21]$$

Em que:

SN = desvio padrão dos resíduos da curva de Fadiga;
 B = inclinação da curva de Fadiga;
 c = coeficiente relacionado à variação da deformação admissível, em função da variação da espessura da camada, sendo que é utilizada quantidade aproximada a $0,02 \text{ cm}^{-1}$; e
 S_h = desvio padrão da dispersão sobre a espessura da camada na estrutura de pavimento. Esse valor pode ser adotado para pavimento de concreto asfáltico, em função da espessura total das camadas de concreto asfáltico ($S_h=1$ para $e \leq 10$; $S_h=1+0,3(e^{-10})$ para $10 < e < 15$; $S_h=2,5$ para $15 \leq e$).

As deformações verticais admissíveis no topo das camadas subjacentes ($\varepsilon_{z,ad}$) à superfície, na plataforma de fundação (subleito), para tráfego leve, médio e elevado podem ser calculadas a partir das Equações [4.22] e [4.23], respectivamente.

- Para pavimentos com tráfego leve ($T < T_3$)

$$\varepsilon_{z, ad} = 0,012 (NE)^{-0,222} \quad [4.22]$$

- Para pavimentos com tráfego médio e elevado ($T \geq T_3$)

$$\varepsilon_{z, ad} = 0,016 (NE)^{-0,222} \quad [4.23]$$

Em que:

$E_{z, ad}$ = deformação vertical admissível no topo das camadas de subleito e não tratadas; e

NE = número equivalente de passagens do eixo padrão de 130 KN

O dimensionamento de estrutura de pavimento é considerado correto quando as deformações induzidas pela passagem do eixo de referência são menores ou iguais às deformações admissíveis para cada camada, conforme é expressa pela Equação [4.24]. Caso contrário, a espessura da camada é aumentada para que a deformação seja igual ou inferior à admissível (RIVIÈRE, 1996).

$$\varepsilon_{calculada} \leq \varepsilon_{admissível} \quad [4.24]$$

Para um dimensionamento correto, sem uma generalização das condições variáveis, o manual de dimensionamento de pavimento francês *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes* (SETRA, 1997) fornece as diretrizes para o dimensionamento e a concepção da estrutura de pavimento. As informações detalhadas a esse respeito podem ser consultadas em LCPC/SETRA (1994; 1998a).

CAPÍTULO 5

5 CARACTERIZAÇÃO DE MATERIAIS E ENSAIOS LABORATORIAIS

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo, apresentam-se os procedimentos dos ensaios de caracterização dos materiais granulares e do ligante asfáltico, de acordo com as normas que os regem, e os seus respectivos resultados. Serão mostradas também a definição e a escolha das curvas granulométricas para as misturas estudadas e os ensaios de Massa Volumétrica Real (MVR) dos granulares, a determinação dos teores de ligante, a partir do módulo de riqueza (k), e o ensaio de Massa Volumétrica Real (MVR) das misturas de concreto asfáltico.

Em seguida serão apresentados os procedimentos dos ensaios laboratoriais segundo a formulação francesa: Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG), Duriez, Deformação Permanente, Módulo Complexo, Fadiga e ensaios nas superfícies (Mancha de Areia e Drenabilidade).

5.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS GRANULARES

Os materiais granulares selecionados para pesquisa de um conjunto de amostra de brita $\frac{3}{4}$, pedrisco e pó de brita foram peneirados no laboratório de pavimentação da UFSC e caracterizados quanto ao tamanho, a durabilidade, a forma das partículas, a resistência dos granulares e a adesividade com o asfalto. A seguir, serão descritos resumidamente os procedimentos e a realização de cada um dos ensaios.

5.2.1 Abrasão Los Angeles

A resistência dos granulares à abrasão é comumente medida por meio do ensaio Los Angeles (DNER-ME 035/98), uma combinação de impacto e abrasão realizada na máquina “Los Angeles”.

Para realização dos ensaios, foram selecionados granulares (brita $\frac{3}{4}$), preparados previamente a uma quantidade de 5.000 g, sendo que 2.500 g foram passantes na peneira de 19,1mm e retidos na peneira de 12,7 mm, e 2.500 g foram passantes na peneira de 12,7 mm e retidos na peneira de 9,50 mm. Em seguida, as amostras foram colocadas no

tambor, juntamente com 11 esferas de aço e giraram 500 revoluções à velocidade de 30 rpm.

Nesse ensaio de resistência ao desgaste, segundo a norma acima referenciada, prescreve-se a porcentagem de perda inferior a 40 %.

5.2.2 Durabilidade

O ensaio de Durabilidade (DNER-ME 089/94) dos granulares está relacionado à resistência e à ação do intemperismo. Para realização do ensaio de caracterização desta pesquisa, foi preparada uma solução de sulfato de sódio durante 48 horas antes do início do ensaio. Além disso, prepararam-se 1000 g de granulares, sendo que 70 % foram passantes na peneira de 19,1 mm e retidos na de 12,7 mm, e 30 % foram passantes na peneira de 12,7 mm e retidos na de 9,50 mm. Em seguida, a amostra foi colocada na solução anteriormente preparada, em ciclos de 18 horas de imersão na solução, e 6 horas na estufa, em um total de 5 ciclos.

O resultado da avaliação é expresso por meio de porcentagem em massa de resíduos, em relação à massa inicial da amostra. Também foram observadas alterações nas partículas após o ciclo de ensaio para que se pudesse verificar se houve partículas quebradiças.

Esse ensaio, após cinco ciclos de imersão em sulfato de sódio e secagem na estufa, deve ser inferior a 12 %, segundo prescreve a norma acima citada.

5.2.3 Determinação de Índice de Forma

O ensaio de Índice de forma (DNER-ME 086/94) caracteriza a forma externa do granular. Para misturas asfálticas, recomenda-se granular de forma subangular não cúbica.

Para esta pesquisa, o ensaio consistiu na medição com paquímetro da parte maior a - comprimento e inferior b- espessura dos granulares. Para isso, foram selecionados 100 granulares de tamanho passante na peneira de 19,1 mm e retido na de 12,7 mm, e de tamanho passante na peneira de 12,7 mm e retido na de 09,5 mm. O resultado é expresso pela relação das partes medidas (média a/b) e essa relação não deve ser maior de 3.

5.2.1 Resultado da caracterização dos granulares

Os ensaios de caracterização dos granulares apresentaram resultados satisfatórios, conforme apresentado na Tabela 5.1. As características atenderam às especificações exigidas pelas normas citadas no subitem de cada ensaio.

Tabela 5.1 – Resultado de caracterização dos granulares

DESCRIÇÃO DE ENSAIOS	RESULTADOS	LIMITES
Los Angeles	20,03 %	Máx 40 %
Durabilidade	0,95 %	Máx 12 %
Índice de Forma (média geral)	2,45	Máx 3

5.3 CARACTERIZAÇÃO DOS LIGANTES ASFÁLTICOS

O ligante asfáltico CAP 50/70, selecionado para a pesquisa, é caracterizado segundo os ensaios recomendados pela norma DNIT 095/2006, com especificação do cimento asfáltico de petróleo (CAP) quanto à penetração, ao ponto de amolecimento e à viscosidade. A seguir, será descrita a realização de cada um desses ensaios.

5.3.1 Penetração

O ensaio de Penetração (DNIT 155/2010-ME) classifica a consistência do CAP de mais mole a mais duro. Esse ensaio consiste em determinar a penetração em décimos de milímetro por 5 segundos, em uma amostra de CAP à temperatura de 25 °C, com um peso padrão de 100 g, conforme ilustra o esquema do ensaio na Figura 5.1.

A consistência do CAP é determinada pela penetração da agulha, isto é, quanto mais alto é o valor de penetração, menos consistente é o CAP.



5.3.2 Ponto de amolecimento

O ensaio de Ponto de amolecimento (DNER-ME 247/94) é também conhecido como ensaio de anel e bola. Fornece a temperatura em que o CAP passa do estado sólido para o estado líquido.

O ensaio consiste na leitura da temperatura por meio do termômetro, conforme mostra a Figura 5.2, no instante em que uma esfera de aço padronizada atravessa o anel cheio de amostra de CAP e atinge o fundo do béquer, conforme ilustra o esquema do ensaio na imagem a seguir.



Figura 5.2 – Esquema do ensaio de amolecimento ou anel e bola.

5.3.3 Viscosidade utilizando o viscosímetro Saybolt-Furol

O ensaio de viscosidade determina o estado de fluidez do CAP em várias temperaturas.

Para esta pesquisa, foi medida a viscosidade por meio do viscosímetro Saybolt-Furol (DNER-ME 004/94). O ensaio consistiu em medir o tempo, em segundos, de uma quantidade de amostra de CAP escoando por um orifício padronizado, até encher o picnômetro, que tinha limite de 60 ml. As temperaturas do ensaio foram de 135 °C, 150 °C e 177 °C. A seguir, é ilustrado o equipamento do ensaio na Figura 5.3.

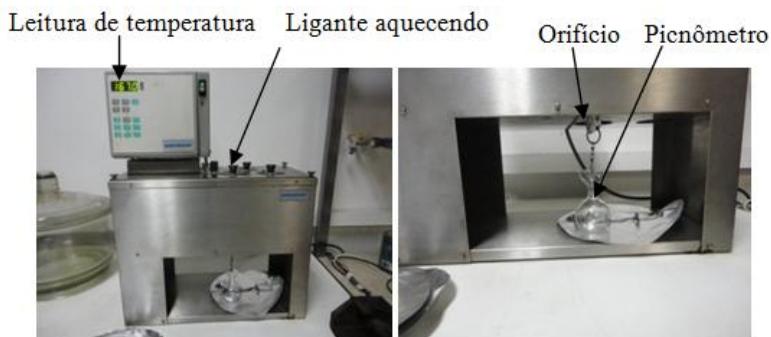


Figura 5.3 – Viscosímetro do ensaio de viscosidade Saybolt-Furol

5.3.4 Densidade Relativa do Ligante Asfáltico

A densidade relativa do ligante ou a massa específica (ABNT NBR 6296/2004) do ligante é definida pela relação entre a massa e o volume. A partir desse ensaio, podem-se calcular os teores do ligante das misturas asfálticas.

O ensaio é realizado por meio de um picnômetro, conforme a sequência do ensaio ilustrado na Figura 5.4, a seguir.

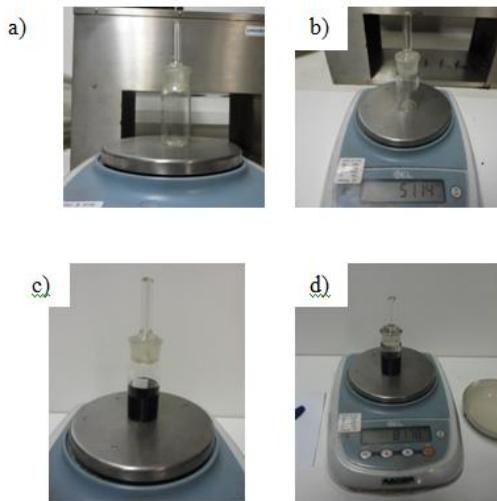


Figura 5.4 – Sequência do ensaio de massa específica do ligante: (a) pesagem do picnômetro vazio; (b) pesagem do picnômetro com água; (c) pesagem do picnômetro com CAP; e (d) pesagem do picnômetro com CAP + água

5.3.5 Adesividade

A adesividade é uma das características indispensáveis do granular a ser utilizada na formulação da mistura asfáltica. O ensaio consiste na avaliação de aderência ou no deslocamento da película asfáltica pela ação de água.

O ensaio de adesividade (DNER-ME 78-94) é realizado com o ligante asfáltico 50/70. Para melhorar a adesividade do ligante aos granulares, é utilizado o aditivo ativador de adesividade *Ipiranga (Betudope)*, com a adição de 0,5 %, 1,0 % e 1,5 % em relação ao ligante asfáltico. A seguir, a sequência do ensaio na Figura 5.5.

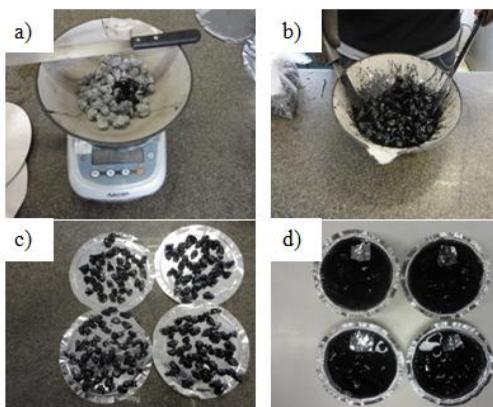


Figura 5.5 – Sequência do ensaio de adesividade: (a) pesagem de 500 g de granular com adição de 17,5 g de ligante asfáltico a 120 °C; (b) misturas ou envolvimento do granular ao ligante asfáltico; (c) repouso da mistura e escolha dos grãos que estão mais envolvidos para teste; e (d) colocação da mistura em uma marmita de alumínio com água destilada

A avaliação desse ensaio é visual. Ao final de 72 horas, verificou-se que houve descolamento sem adição de dope, ou seja, 0 % de dope. A partir de 0,5 % de dope, foram observados valores satisfatórios de adesividade quanto à aderência do granular-ligante asfáltico, conforme é ilustrada na imagem da Figura 5.6, que mostra a mistura sem dope e com 0,5 % de dope.



(a)

(b)

Figura 5.6 – Adesividade: (a) 0 % dope; e (b) 0,5 % dope

Como o resultado do ensaio sem adição de dope não foi satisfatório, para garantir uma boa adesividade, ou seja, aderência granular-ligante, para todas as misturas, foi adotada a adição de 1 % de dope para esta pesquisa.

5.3.6 Resultados de Caracterização do Ligante Asfáltico

Nesse item, apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios de caracterização do ligante asfáltico de petróleo (CAP). A seguir, apresentam-se os resultados na Tabela 5.2 e 5.3.

Tabela 5.2 – Resultados de caracterização do ligante asfáltico (CAP)

DESCRIÇÃO DO ENSAIO	RESULTADO	LIMITE
Penetração	$65 \cdot 10^{-1}$ mm	50 a $70 \cdot 10^{-1}$ mm
Ponte de amolecimento	47 °C	Mim. 46 °C
Densidade	1,029 g/cm ³	-

Com o objetivo de garantir uma boa adesividade entre o granular e o ligante, foi adicionado 1 % de dope em relação ao ligante asfáltico em toda mistura como já descrito anteriormente. Para isso, foram determinadas, a partir do ensaio Saybolt Furol, as curvas para CAP 50/70 normal e CAP 50/70 + 1 % de dope, conforme ilustra o gráfico da Figura 5.7, a seguir.

A partir do gráfico da Figura 5.7, foram obtidas as temperaturas do aquecimento dos materiais granulares e do ligante asfáltico, bem como da usinagem das misturas e da compactação das mesmas.

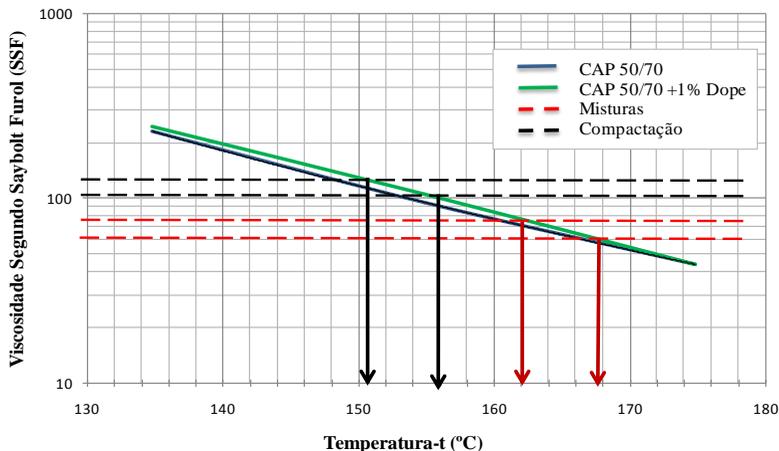


Figura 5.7 – Curvas de viscosidade

Na Tabela 5.3, a seguir, encontram-se as temperaturas do trabalho, obtidas no gráfico da Figura 5.7.

Tabela 5.3 – Temperatura de trabalho.

LIGANTE	TEMPERATURA DE TRABALHO °C			
	MISTURA	COMPACTAÇÃO	LIGANTE	GRANULAR
CAP 50/70+1 % Dope	162 a 168	150,5 a 156	162 a 168	172 a 178

5.4 CURVAS GRANULOMÉTRICAS

As curvas granulométricas definidas para esta pesquisa são de graduação densa. Para a determinação da curva, foi fixado o tamanho máximo da peneira, de 15,9 mm, lembrando que o tamanho máximo é escolhido em função da espessura da camada a ser colocada no pavimento.

Utilizou-se a Equação [1.1] para definir as curvas granulométricas perfeitamente teóricas. Para isso, foram fixados 4,5 % de material passante na peneira nº200 (0,075 mm) para as curvas das misturas BBM-3 0/16 e GB-4 0/16 e 5,5 % e para a mistura BBME-2 0/16. Foram calculados os expoentes (n) das curvas ilustradas na Tabela 5.4. Ao conhecer os expoentes das curvas, foram definidos os materiais para as séries de peneiras que compõem as curvas granulométricas.

A distribuição granulométrica é apresentada na Tabela 5.4, com as respectivas curvas granulométricas na Figura 5.8.

Tabela 5.4 – Distribuição granulométrica.

MISTURA <i>Béton Bitumineux Mince e Grave Bitume</i>		MISTURA <i>Bitume Bitume Module Elevé</i>	
Expoente n da curva granulométrica = 0,54		Expoente n da curva granulométrica = 0,58	
Abertura (mm)	Material Passante (%)	Abertura (mm)	Material Passante (%)
15,9	100,00	15,9	100,00
12,7	87,80	12,7	88,54
9,5	74,22	9,5	75,66
6,45	59,31	6,45	61,35
4,76	49,75	4,76	52,05
2,38	33,30	2,38	35,76
1,19	22,30	1,19	24,57
0,59	14,85	0,59	16,80
0,3	10,04	0,3	11,65
0,15	6,72	0,15	8,00
0,075	4,5	0,075	5,5

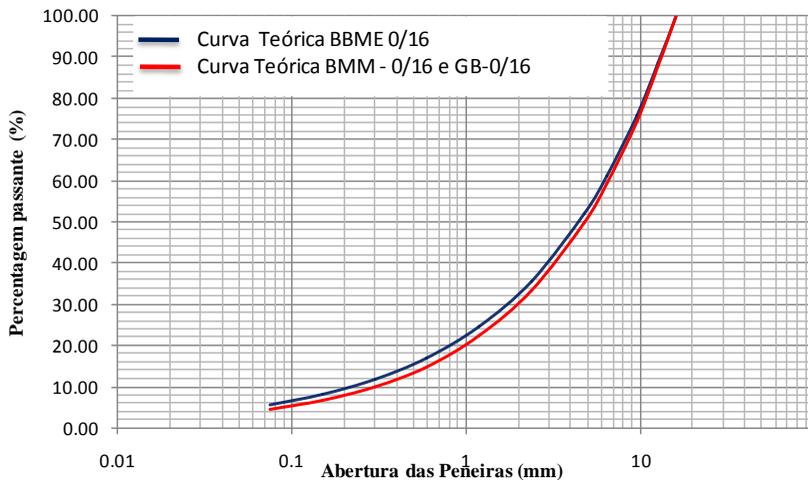


Figura 5.8 – Curva granulométrica.

5.5 ENSAIO DE MASSA VOLUMÉTRICA REAL (MVR)

A Massa Volumétrica Real (MVR) (NF P 18-559, 2005) é uma relação entre a massa seca e o volume real, expressa pela Equação [5.1]. No ensaio da massa volumétrica real dos granulares, são preparadas as amostras em função da curva granulométrica para cada mistura. Os materiais são separados em grãos e miúdos, isto é, em materiais retidos na peneira de 4,76 mm e passantes na peneira de 4,76 mm.

O ensaio consiste em colocar as amostras em um sistema de vácuo instalado a 75 mmHg, conforme ilustrado na Figura 5.9 (d).

Após 2 horas no vácuo, as massas volumétricas (MVR) são determinadas por meio da Equação [5.2].

$$MVR_g = \frac{M \text{ (amostra)}}{V \text{ (amostra)}} \quad [5.1]$$

$$MVR_g = \frac{m_2 - m_1}{V_{pic} - \frac{m_3 - m_2}{\rho_{\text{água}}}} \quad [5.2]$$

Em que:

MVR_g = massa específica volumétrica real dos granulares, em g/cm³;

M amostra = massa da amostra, em g;

m₁ = massa do conjunto picnômetro + água, em g;

m₂ = massa do conjunto picnômetro + água + amostra, em g;

m₃ = massa do conjunto picnômetro + água + amostra, após a bomba de vácuo, em g;

ρ_{água} = massa específica da água a uma determinada temperatura, em g/cm³.

A sequência do ensaio da Massa Volumétrica Real (MVR) dos granulares é ilustrada na Figura 5.9.

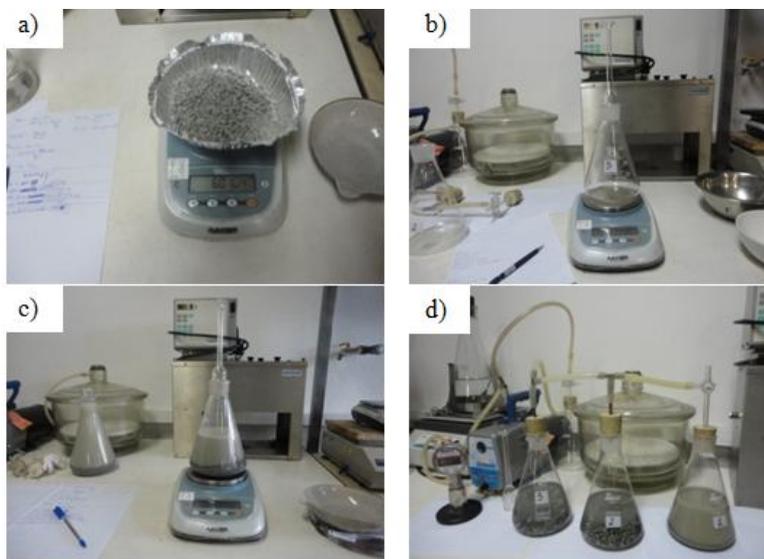


Figura 5.9 – A sequência do ensaio da Massa Volumétrica Real (MVR) do granular: (a) pesagem da amostra (granular); (b) pesagem do picnômetro; (c) pesagem do picnômetro + água destilada + amostra; e (d) ensaio em andamento no sistema de vácuo.

5.6 DEFINIÇÃO DE TEORES DE LIGANTE ASFÁLTICO

A escolha do teor de ligante asfáltico mínimo para cada mistura é feita em função do módulo de riqueza mínimo de cada tipo de mistura. Os módulos de riquezas encontram-se definidos no manual de formulação de LPC (*Laboratoire des Ponts et Chaussées*). A superfície específica dos granulares é determinada e a massa volumétrica real pode ser definida pela Equação [5.2].

O módulo de riqueza mínimo utilizado para a mistura BBME-2 (*Béton Bitumineux Module Élevé*) é de 3,3; para BBM-3 (*Béton Bitumineux Mince*), é de 3,2; e para a mistura GB-4 (*Grave-Bitume*), é 2,9. A superfície específica dos granulares, calculada para as três misturas em estudo, corresponde a $\Sigma = 8,65 \text{ m}^2/\text{g}$, sendo que a massa volumétrica real determinada dos granulares é de $2,744 \text{ g/cm}^3$.

Com os elementos da Equação [3.5] definidos, calculam-se os teores mínimos para cada mistura: para BBME-2, o teor mínimo é de 4,68 %; para BBM-3, é de 4,55 %; e para GB-4, é de 4,15 %.

Portanto, para as misturas BBME-2 e BBM-3, foram adotados os teores de 4,70 % a 5,20 % com intervalo de 0,25 %, e para a mistura de GB-4, o teor foi de 4,20 % a 4,70 %, com a mesma porcentagem de incremento de 0,25 %. Os teores de ligante asfáltico da pesquisa com os respectivos módulos de riqueza encontram-se na Tabela 5.5, a seguir.

Tabela 5.5 – Teores de ligante mínimos e adotados.

Misturas BBME-2 $T_{\text{lint min}} \acute{e} 4,68\%$			Misturas GB-4 $T_{\text{lint min}} \acute{e} 4,15\%$			Misturas BBM-3 $T_{\text{lint min}} \acute{e} 4,55\%$			
k	3,3	3,5	3,7	2,9	3,1	3,3	3,3	3,5	3,7
T_{lint}	4,70%	4,95 %	5,2 0%	4,20 %	4,45 %	4,70 %	4,70 %	4,95 %	5,20 %

5.6.1 Taxa de adição dos aditivos

A taxa utilizada na formulação das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa foi baseada na média das taxas recomendada pelo fabricante do aditivo. Na mistura BBME-2, foi utilizada a taxa de 0,60 % de *PR-PLAST S* sobre a massa da mistura de concreto asfáltico, e para a mistura BBM-3, a taxa foi de 7,00 % de *PR-FLEX 20* sobre a massa do ligante asfáltico.

5.6.2 Ensaio de Massa Volumétrica Real (MVR) das Misturas Asfálticas

Uma vez determinados os teores do ligante asfáltico, foi possível a determinação da Massa Volumétrica Real de cada mistura, com os respectivos teores definidos na Tabela 5.5:

O ensaio é feito de acordo com o descrito no item 5.5.1. A seguir, na Figura 5.10, mostra-se a sequência do ensaio da Massa Volumétrica Real (MVR) das misturas asfálticas.



Figura 5.10 – A sequência do ensaio da Massa Volumétrica Real (MVR) da mistura: (a) amostras na estufa (granular); (b) mistura ou envolvimento de granulares e ligantes asfálticos; (c) resfriamento da mistura; (d) armazenamento da mistura com a devida identificação; (e) pesagem do picnômetro; e (f) ensaio em andamento no sistema de vácuo.

Após 2 horas no vácuo, foram determinadas as Massas Volumétricas (MVR) da mistura, por meio da Equação [5.2] do item 5.5. Na Tabela 5.6, apresentam-se os teores do ligante das misturas com as respectivas Massas Volumétricas Reais (MVR).

Tabela 5.6 – Massa Volumétrica Real (MVR)

Mistura GB-4		Mistura BBME-2		Mistura BBM-3	
Teor do ligante (%)	MVR (g/cm ³)	Teor do ligante(%)	MVR (g/cm ³)	Teor do ligante(%)	MVR (g/cm ³)
4,20	2,535	4,70	2,495	4,70	2,519
4,45	2,525	4,95	2,480	4,95	2,507
4,70	2,507	5,20	2,465	5,20	2,504

5.7 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS LABORATORIAIS

Este item trata dos procedimentos dos ensaios laboratoriais de nível de formulação francesa desenvolvidos nesta pesquisa: ensaio de avaliação, quanto à habilidade de Compactação por Cisalhamento Giratório; da ação deletéria da água, por meio de ensaio de Duriez; do ensaio de Deformação Permanente, por meio de equipamento do ensaio de Deformação Permanente do LPC; ensaio de Módulo Complexo, realizado com um espectro de temperatura de -10 °C a 40 °C e frequências de 1 Hz até 30 Hz; e, por último, ensaio de Fadiga com deformação controlada em flexão alternada de dois pontos em modo contínuo, a uma temperatura de 10 °C e 25 Hz. Os ensaios foram realizados de acordo com as normativas francesas de formulação das misturas asfálticas, conforme descrito no Capítulo 3, item 3.4.

5.7.1 Ensaio de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG)

Para a realização do ensaio da PCG, foram utilizados os moldes de 150,0 mm ± 0,1 mm, conforme mostra a Figura 5.11(a), sendo que o equipamento de compactação utilizado nesta pesquisa foi a Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório, modelo IPC-SERVOPAC, com sistema de carga eletro-pneumática. Esse equipamento é de origem australiana, conforme ilustrado na imagem da Figura 5.11(b).

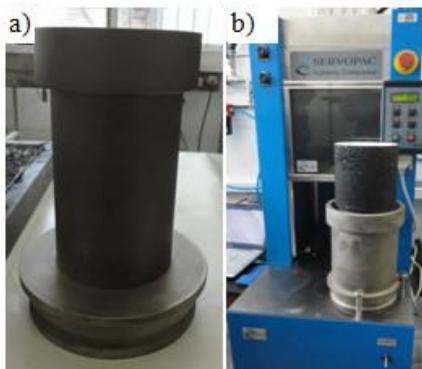


Figura 5.11 – Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório: modelo IPC-SERVOPAC.

Após a determinação da Massa Volumétrica Real (MVR) e do teor de ligante asfáltico das misturas em estudo, como visto na Tabela 5.6, é possível determinar a massa do corpo de prova conforme a Equação [3.6], considerando o volume do corpo de prova e a altura mínima fictícia fixada em 150 mm para que seja atingido 0 % de volume de vazios.

Com os teores de ligante asfáltico avaliados para as misturas BBME-2 e BBM-3, foram adotados os teores de 4,70% a 5,20% com intervalo de 0,25 %, e de 4,20 % a 4,70 % para a mistura de GB-4, também com intervalo de 0,25 %.

As misturas foram preparadas e usinadas à temperatura determinada na curva de viscosidade da temperatura do ligante asfáltico, conforme visto no gráfico da Figura 5.7.

Após a usinagem, as misturas foram colocadas em estufa por um período de duas horas, conforme orienta a norma do ensaio de PCG (NF P 98-252, 1999), sendo que foram usinadas e preparadas conforme ilustra a sequência das imagens da Figura 5.12.



Figura 5.12 – A sequência de elaboração da mistura e preparação para ensaio de PCG: (a) envolvimento dos granulares-ligantes asfálticos por meio do misturador; (b) adição de finos no envolvimento granulares-ligantes asfálticos; (c) colocação da mistura na bandeja a ser colocada na estufa; (d) moldes na estufa por um período de duas horas; (e) colocação da mistura no molde; e (f) preparação para compactação.

Após usinagem e preparação da mistura asfáltica, inicia-se a compactação. Para isso, os valores de Massas Volumétricas Reais e o peso de cada corpo de prova, assim como a tensão vertical, o número de giro, o ângulo de inclinação e uma velocidade de rotação se tornam dados de entrada no *software* do equipamento antes do início do ensaio.

A tensão vertical utilizada durante o ensaio é de 600 kpa, que está entre 10.000 N e 12.000 N para o diâmetro de 150 mm. O ângulo é fixado em $0,92^\circ$, com o máximo de 120 giros e a velocidade de rotação de 30 giros/mim (NF P 98-252, 1999).

O volume de vazios é calculado por *software* do equipamento em função da altura do corpo de prova e da Massa Volumétrica Real.

O sistema de aquisição de dados do equipamento está ligado a um computador, conforme ilustra a imagem da Figura 5.13(a). O *software* registra, então, o volume de vazios do corpo de prova por giro até completar 120 giros, máximo fixado, e também fornece a altura (h_{ng}), que permite determinar manualmente o volume de vazios, conforme a Equação [3.8].

O ensaio de PCG é feito conforme indica a sequência da Figura 5.13, a seguir.

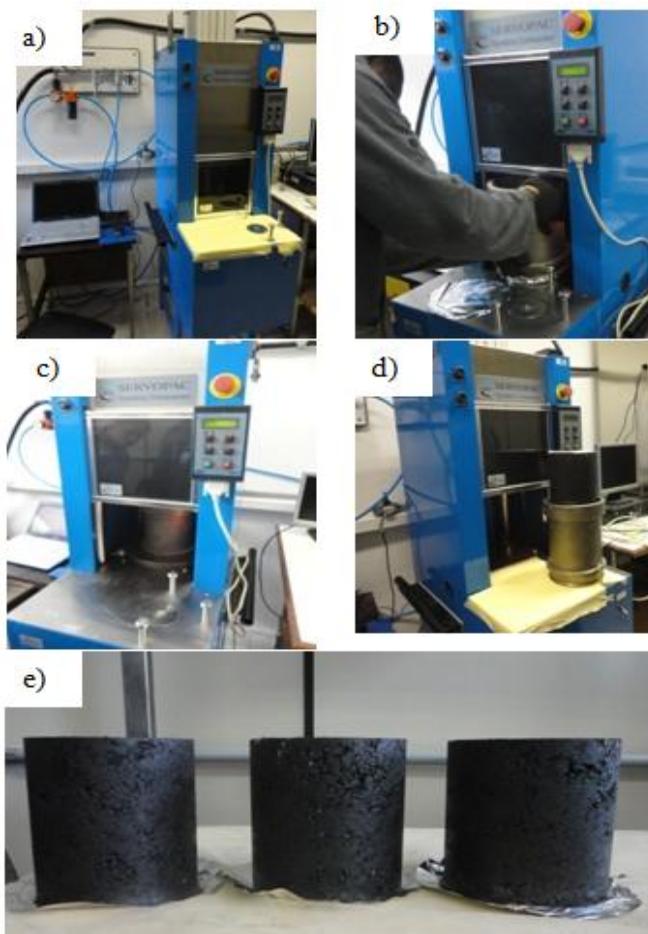


Figura 5.13 – Sequência do ensaio da Prensa de Compactação por Cisalhamento Giratório: (a) sistema de aquisição de dados e equipamento do ensaio de PCG; (b) colocação do molde com a mistura no equipamento de prensa de compactação por cisalhamento giratório; (c) início do ensaio; (d) fim do ensaio e desmolde de corpo de prova; (e) apresentação de corpo de prova após ensaio.

5.7.2 Ensaio de Sensibilidade à água no ensaio de Duriez

O ensaio de avaliação a sensibilidade à água no ensaio de Duriez é orientado segundo as diretrizes da norma (NF 98-251, 1995). Para execução do ensaio são utilizados 12 corpos de provas com massa total de 1 kg para cada teor de ligante asfáltico.

Após a realização do ensaio de avaliação da habilidade à compacidade das misturas de concreto asfáltico através do ensaio de PCG, os teores que melhor enquadram na especificação são selecionados. É escolhido 1 teor de ligante asfáltico entre 3 teores avaliados no ensaio de PCG. Os teores de ligante asfáltico escolhido para ensaio de Duriez são: 4,95 % para a mistura BBME-2, 4,70 % para mistura BBM-3 e 4,45 % para a mistura GB-4.

Os moldes utilizados possuem 190 mm de altura e 80 mm de diâmetro, conforme ilustra a imagem da Figura 5.14.



Figura 5.14 – Moldes de aço utilizados no ensaio de Duriez

As misturas foram preparadas e usinadas no Laboratório de Pavimentação da UFSC. A temperatura de usinagem foi determinada pela curva da viscosidade de temperatura do ligante asfáltico.

Após a usinagem dos 12 corpos de prova, estes, juntamente com os moldes, são mantidos em estufa por um período de duas horas, conforme ilustram as imagens da sequência de usinagem e preparação das misturas para a compactação, na Figura 5.15.



Figura 5.15 – Sequência de elaboração da mistura e preparação para ensaio de Duriez: (a) envolvimento dos granulares-ligantes asfálticos; (b) colocação de cada corpo de prova na estufa por um período de duas horas; (c) colocação prévia dos moldes na estufa antes do início da compactação, também por um período de duas horas; e (d) colocação da mistura no molde para compactação.

O processo de compactação inicia depois de serem mantidas por duas horas as misturas de concreto asfáltico na estufa. A prensa de compactação utilizada é hidráulica, da marca *AMSLER*, pertencente ao laboratório de Materiais e Construção da UFSC.

A compactação é feita mediante aplicação de uma carga específica de 60 kN a duplo pistão, e a velocidade de aplicação da carga é atingida em 60 segundo e mantida durante $5 \text{ min} \pm 5 \text{ segundo}$ para todas as misturas, no que é usado um relógio para controlar o tempo. Após esse período, é suspensa a aplicação da carga e interrompido o processo de compactação. A sequência de compactação é ilustrada nas imagens da Figura 5.16, a seguir.

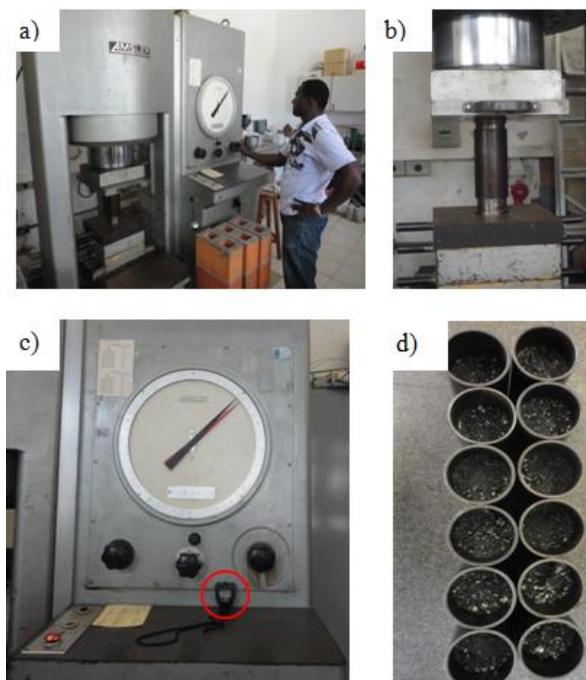


Figura 5.16 – Sequência do processo de compactação no ensaio de Duriez: (a) controle de equipamento: prensa hidráulica de marca *AMSLER*; (b) compactação por duplo pistão, com a carga aplicada de 60 KN; (c) relógio de controle da velocidade, com aplicação da carga e relógio de controle de tempo de aplicação de carga; e (d) corpo de prova nos moldes após ensaio de Duriez.

A desmoldagem dos corpos de prova é realizada depois de 4 horas, tempo considerado para que os corpos de provas atinjam a temperatura ambiente (15 °C a 25 °C), com a ajuda de um macaco hidráulico, disponível no Laboratório de Pavimentação da UFSC. Após a desmoldagem, os corpos de provas são devidamente identificados e deixados em repouso sobre uma superfície plana por um período de 24 horas a temperatura ambiente. Depois de período de cura, de 24 horas, são pesados e medidos os corpos de prova. As massas volumétricas aparentes são calculadas pelas medidas geométricas de cada conjunto de corpo de prova (MVa). Com isso, os corpos de prova são divididos em 3 grupos homogêneos.

A desmoldagem, corpos de prova, medição e pesagem dos corpos são ilustradas nas imagens da Figura 5.17.

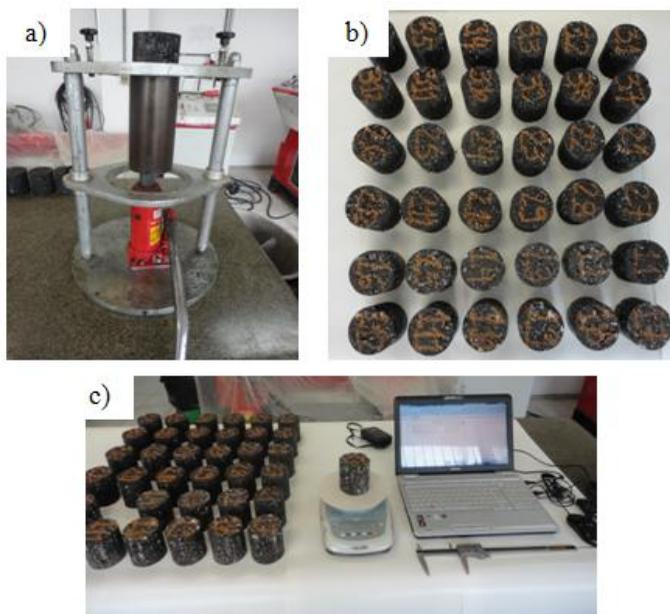


Figura 5.17 – Desmoldagem, medição e pesagem dos corpos de prova: (a) desmoldagem dos corpos de prova, utilizando macaco hidráulico; (b) identificação dos corpos de prova, permanecendo em repouso em uma superfície plana (mesa de ensaio de Laboratório de Pavimentação da UFSC), por um período de 24 horas; e (c) medição e pesagem dos corpos de prova para o cálculo de MV_a .

As medidas dos corpos de prova e seus respectivos pesos permitiram determinar a Massa Volumétrica Aparente (MV_a), e, com isso, foi possível dividir o conjunto de doze corpos de prova de cada mistura em 3 grupos homogêneos, conservando 5 desses à temperatura de 18 ± 1 °C e umidade relativa de 50 ± 10 % sem imersão na água, cinco condicionados submersão na água a 18 ± 1 °C durante 7 dias e dois últimos corpos de prova são utilizados para determinar as massas volumétricas aparentes mediante passagem hidrostática ($MV_{a, \text{hidr}}$).

Os corpos de prova, condicionados sem imersão, são colocados em uma câmara térmica a 18 °C (Máquina de Fadiga do Laboratório de Pavimentação da UFSC) e umidade relativa do ar controlada em 50 ± 10 %, durante sete dias conforme ilustra a imagem da Figura 5.18.



Figura 5.18 – Máquina de Fadiga utilizada como câmara térmica de condicionamento no ensaio de Duriez.

Para os corpos de prova condicionados na água, foi feita a limpeza de desobstrução dos vazios. O procedimento da limpeza superficial é feito mediante uma lavagem rápida e aplicação de uma pressão residual de $47 \text{ kPa} \pm 5 \%$, durante $1 \text{ h} \pm 5 \text{ min}$. Após esse processo, foi colocada água no recipiente, mantendo a pressão residual de $47 \text{ kPa} \pm 5\%$ durante duas horas. Depois, foram colocadas no tanque térmico a 18°C . A Figura 5.19, a seguir, ilustra o processo de lavagem rápida e o tanque de condicionamento de submersão na água.

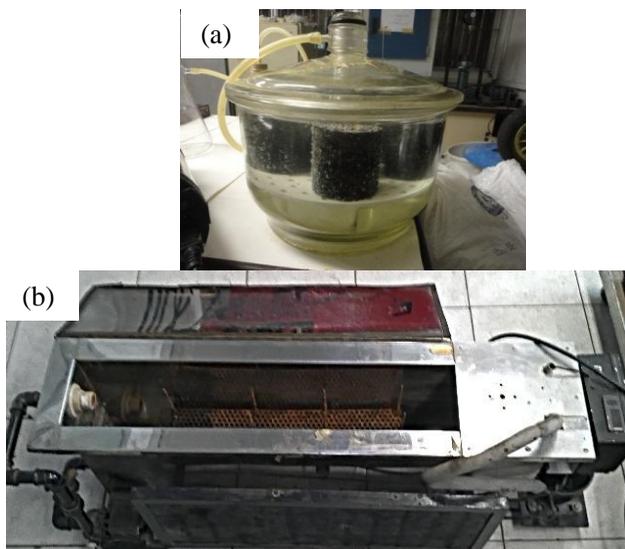


Figura 5.19 – Limpeza de desobstrução dos vazios dos corpos de prova a vácuo.

Depois desse período de sete dias de condicionamento dos corpos de prova com e sem imersão na água, os mesmos foram rompidos por compressão simples, no equipamento (Prensa Marshall) disponível no Laboratório de Pavimentação da UFSC, o qual possui uma velocidade de avanço de 0,8 mm/s. A seguir, são ilustradas as imagens de ruptura de corpos de prova na Figura 5.20.

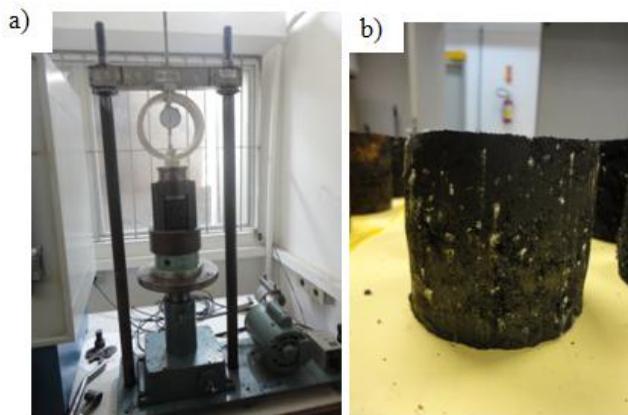


Figura 5.20 – Ruptura dos corpos de prova na Prensa Marshall: (a) Corpo de prova depois de ruptura.

As cargas máximas de ruptura nos corpos de provas sem imersão (R) e com imersão (r) foram registradas, e foi feito o cálculo da resistência à compressão. Com os valores médios das resistências, foi determinada a relação r/R para cada mistura de concreto asfáltico em estudo.

5.7.3 Preparação e Usinagem das Misturas de Concreto Asfáltico

Os procedimentos para determinar as massas das misturas asfálticas para os ensaios de Deformação Permanente, e do Módulo Complexo e de Fadiga são idênticos. O cálculo é feito em função do volume do molde, do volume de vazios e da Massa Volumétrica Real (MVR) para cada placa da mistura, conforme expressa a Equação 5.3.

$$M = L.l.e.MVR.(100-v\%) \quad [5.3]$$

Em que:

- L = comprimento em cm;
- l = largura em cm;
- e = espessura da placa em cm; e
- v% = volume de vazios.

São determinadas duas placas para cada mistura no ensaio de Deformação Permanente, sendo que as misturas BBME-2 e BBM-3, com as dimensões da placa de 500,0 mm de comprimento, 180 mm de largura e 50 mm de espessura (500,0 mm x 180,0 mm x 50,0 mm), e quanto à mistura GB-4, possuem uma placa com a espessura 100 mm, diferente das demais placas. Para o ensaio de Módulo Complexo e da Fadiga, foram, então, utilizadas para todas as misturas as placas de dimensões 600 mm x 400 mm x 120 mm.

As massas calculadas de misturas de concreto asfáltico no ensaio de Deformação Permanente são: 21,10 kg para mistura GB-4 e 10,6 kg e 11,3 kg para as misturas BBM-3 e BBME-2, respectivamente. Para o ensaio de Módulo e Fadiga, a massa de uma placa de concreto asfáltico é calculada em 67,5 kg para a mistura GB-4, 68,3 kg para a mistura BBM-3 e 67,6 kg para a mistura BBME-2.

O misturador das massas asfálticas (usinagem a quente), disponível no Laboratório de Pavimentação da UFSC, possui uma capacidade nominal de 22 litros, isto é, limita-se para cada etapa de mistura ± 10 kg de massa por razão da potência elétrica do equipamento. Devido às limitações do equipamento, no ensaio de Deformação Permanente, a massa da mistura GB-4 foi dividida em duas bandejas, e no ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga, as massas para as placas de concreto asfáltico foram divididas em seis bandejas (Figura 5.21 a).

Após o processo de cálculo da quantidade das massas das misturas, essas foram preparadas e pesadas. Os granulares foram colocados em estufa juntamente com o ligante asfáltico por um período superior a 4 horas na temperatura de usinagem.

O processo de usinagem segue a mesma ordem para todas as misturas: os granulares graúdos são colocados dentro do recipiente previamente aquecido. Inicia-se, assim, a mistura e em alguns minutos e são adicionados os aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*, no caso das misturas BBME-2 e BBM-3, respectivamente. Em seguida, é adicionado o ligante asfáltico, misturando até que haja um envolvimento granular graúdo-ligante asfáltico e finalmente seja adicionado à parcela dos finos (*filler*), continuando a mistura até chegar a uma homogeneização desejada, isto é, a um total envolvimento granular-ligante asfáltico.

Toda a mistura é feita com auxílio de um pedaço de madeira moldado para essa finalidade. O equipamento é ligado a um butijão de gás acoplado à panela de mistura, que tem um sistema para bascular a mistura. Depois de cada etapa, o material é colocado sequencialmente em bandejas maiores e mantido em estufa para o processo de envelhecimento, na temperatura de compactação, por um período de duas horas.

A sequência do processo de usinagem das misturas de concreto asfáltico é a mesma para todas as misturas, conforme ilustram as imagens da Figura 5.21.



Figura 5.21 – Preparação e usinagem das misturas asfálticas: (a) pesagem e separação dos materiais granulares em bandejas; (b) adição dos aditivos sobre os granulares no misturador na temperatura de mistura; (c) pesagem da quantidade certa do ligante asfáltico para a mistura; (d) colocação do ligante asfáltico sobre os granulares; (e) mistura por envolvimento granular graúdo e ligante asfáltico; e (f) adição dos materiais finos (*filler*) sobre as misturas.

5.7.4 Ensaio de Deformação Permanente

O ensaio de Deformação Permanente é realizado com base nas diretrizes da norma NF P 98-253-1, de 1993. Após o processo de usinagem descrito no item 5.7.3, segue-se a compactação de placa.

A compactação de placas é realizada em um compactador pneumático de origem francesa, desenvolvido no LPC (*Laboratoire des Pontes et Chaussées*), disponível no Laboratório de Pavimentação da UFSC. Esse equipamento é pneumático, com pressão regulável, acoplado a um macaco hidráulico. A pressão é ajustável em função de energia de compactação desejada. Possui um bloco de comando que permite os ajustes de pressão e de programação das passadas, conforme ilustra a imagem da Figura 5.22.

Existem dois conjuntos de pneu de roda lisa de eixo simples destinados para a compactação das placas menores (Ensaio de Deformação Permanente), e de roda dupla, destinados para compactação das placas maiores (ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga). Nesse ensaio, é utilizada a roda lisa de eixo simples.



Figura 5.22 – Mesa compactadora de placas.

O processo de compactação é regido de acordo com os critérios da norma NF P 89-250-2, de 1991 (*Preparation des mélanges hydrocarbonés – Compactage des plaques*). As posições de passada do pneu são permitidas pelo equipamento em três posições: central (eixo da placa), traseira (eixo lateral), e frente (eixo lateral), conforme ilustra a Figura 5.23.

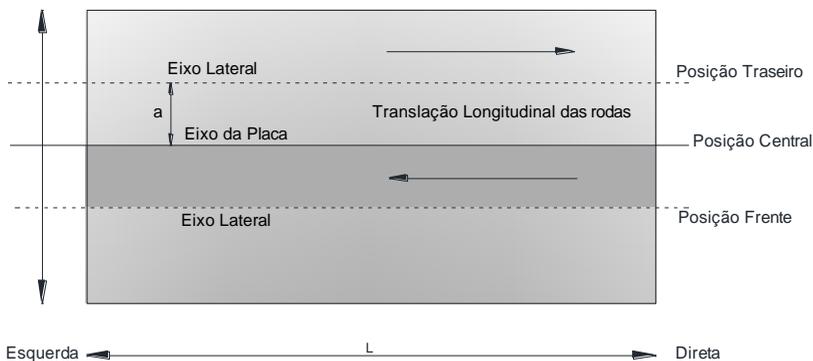


Figura 5.23 – Esquema de uma placa e posição de passagem do eixo. (NF P 89-250-2, 1991).

Nesta pesquisa, são moldadas duas placas por teor ligante asfáltico, sendo avaliado um teor de ligante para cada mistura. Isso resulta em um total de seis placas para o ensaio de Deformação Permanente.

A Figura 5.24, a seguir, ilustra a sequência do processo de compactação de placas para ensaio de Deformação Permanente.

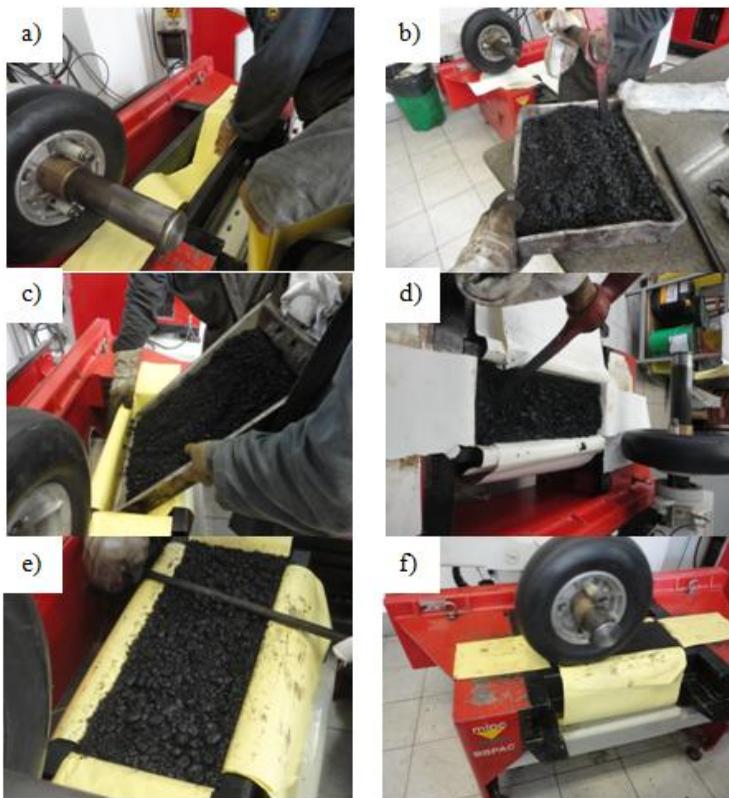


Figura 5.24 – Processo de compactação das placas para o ensaio de Deformação Permanente: (a) preparação de forma e colocação do papel de proteção; (b) homogeneização das misturas depois da retirada da estufa; (c) depósito da mistura na forma; (d) acomodação da mistura na forma; (e) nivelamento da mistura; (f) compactação da mistura; e (g) fim da compactação.

Após a compactação, as placas permanecem duas semanas sobre uma superfície plana, devido ao período de cura das misturas de concreto asfáltico. A norma NF 98-250-2 (1991) prescreve, no mínimo, dois dias antes do início do ensaio. A Figura 5.25, a seguir, ilustra as placas em repouso.



Figura 5.25 – Placas para ensaio de Deformação Permanente em repouso.

Uma semana antes do início do ensaio de Deformação Permanente, foi feita a pesagem hidrostática das placas no Laboratório de Materiais e Construção Civil da UFSC (Figura 5.26). A pesagem hidrostática serve para calcular a massa específica volumétrica hidrostática (MV_{hid}) e de teor de vazios das placas.



Figura 5.26 – Pesagem hidrostática das placas para o ensaio de Deformação Permanente.

Depois do período de cura das misturas de concreto asfáltico em repouso, inicia-se o ensaio de Deformação Permanente. O ensaio é realizado no equipamento de Deformação Permanente do , um equipamento desenvolvido na França, que possibilita a realização do ensaio de duas placas, simultaneamente, com a passagem de roda lisa em um eixo simples e possui uma câmera de aquecimento interno com sonda térmica, para monitoramento da temperatura da placa durante o ensaio (Figura 5.27).



Figura 5.27 – Equipamento do ensaio de Deformação Permanente.

Foram ensaiadas duas placas da mesma mistura simultaneamente. O equipamento, antes do início do ensaio, foi condicionado a uma temperatura controlada de 60 °C durante 12 horas. A temperatura foi controlada por meio da sonda térmica de monitoramento, inserida na placa. A pressão dos pneus durante o ensaio foi de 4,92 bares. Os pneus foram calibrados com pressão de insuflagem de seis bar e com uma carga vertical aplicada de 5000 N, a uma frequência de 1 Hz (Figura 5.28).



Figura 5.28 – Sonda térmica de monitoramento da temperatura.

Após o período de condicionamento de 12 horas, inicia-se a realização das leituras de passada repetidas do pneumático. A primeira leitura de 1.000 ciclos serve de avaliação de superfície da placa. Depois,

são realizadas as leituras de 100, 300, 700, 1.000, 3.000, 7.000 10.000 e 30.000 ciclos na superfície de zona de contato de pneu-placa asfáltica. O tempo de acondicionamento é de 2 horas, entre o fim da leitura e o reinício da nova leitura.

Na realização da leitura, é usado um sistema de régua com paquímetro (Figura 5.29), que mede quinze pontos em toda a placa, conforme é ilustrado na imagem da Figura 5.30.

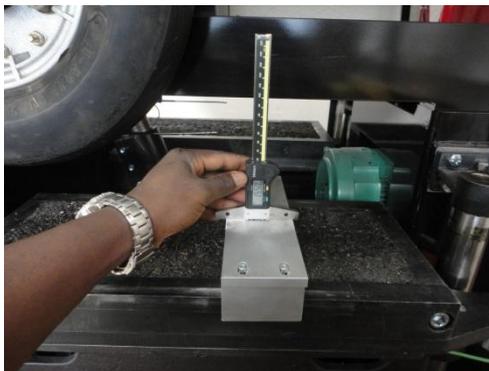


Figura 5.29 – Medição da profundidade de Deformação.

A Figura 5.30, a seguir, mostra os pontos na placa onde são medidas as profundidades durante o ensaio de Deformação Permanente, devido às passadas repetidas do pneumático.

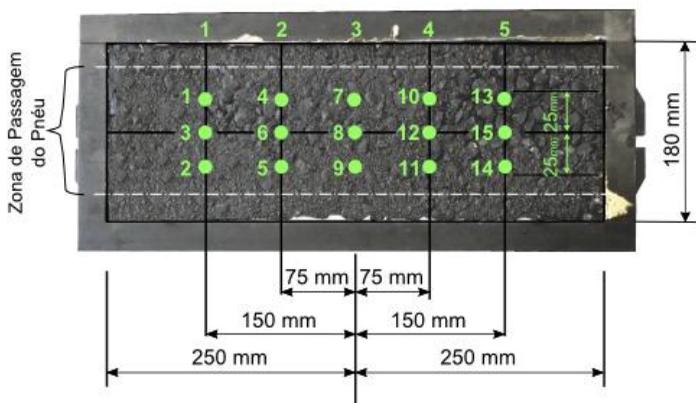


Figura 5.30 – Pontos de leitura do ensaio de Deformação Permanente.

Depois de realizadas as medições dos afundamentos das passadas repetidas do pneumático sobre as superfícies das placas em 15 pontos, segue-se o cálculo da profundidade da Deformação Permanente para cada placa e é calculada a média das profundidades, conforme expressa a Equação [5.4].

$$Pi(\%) = \frac{\sum_j(m_j - m_0)}{15 \cdot e} \quad [5.4]$$

Em que:

- m_j = medida da profundidade a um determinado número de ciclos;
- m_0 = valor inicial da profundidade e valor de referência em mm; e
- e = espessura da placa (mm).

Para traçar a curva de evolução da porcentagem de afundamento de trilha de roda em função do número de ciclos em escala logarítmica, usa-se a Equação [3.10] do Capítulo anterior.

5.7.5 Compactação das Placas para Ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga

Os ensaios de Módulo Complexo e da Fadiga são realizados com os corpos de provas trapezoidais, extraídos de placas de misturas de concreto asfáltico.

A compactação de placas para o ensaio de Módulo Complexo e da Fadiga segue o mesmo princípio de compactação de placas de Deformação Permanente, as quais são moldadas no mesmo equipamento (mesa compactadora do). Porém, para esse ensaio, foi utilizado um conjunto de rodas duplas, com as dimensões da forma da placa de 600,0 mm (comprimento) x 400,0 mm (largura) x 120,0 mm (espessura). O processo de compactação é regido pelo preceito da norma francesa NF P 89-250-2, de 1991, o mesmo já descrito no item 5.7.4.

Para o efeito do ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga, foram moldadas seis placas, sendo duas para cada mistura. A Figura 5.31, a seguir, ilustra as imagens da sequência do processo de compactação da placa de Módulo e Fadiga.

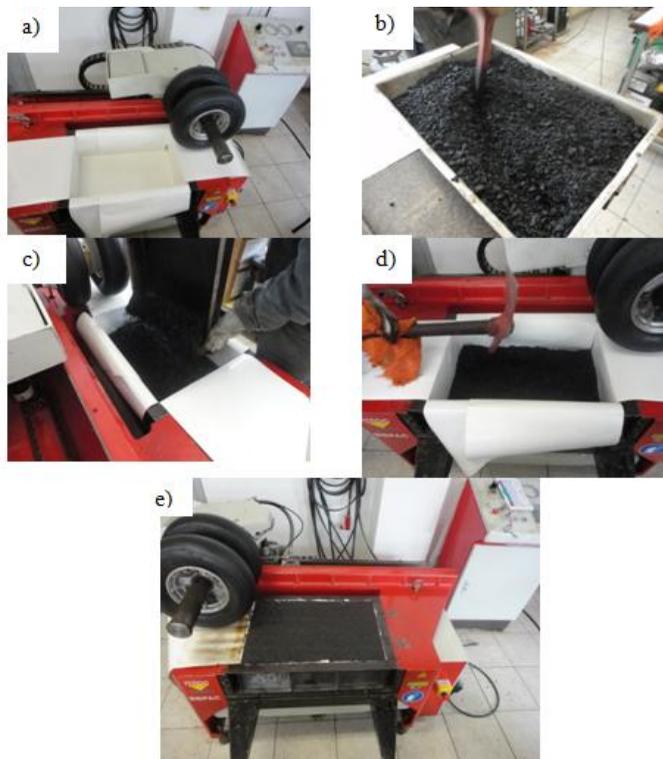


Figura 5.31 – Processo de Compactação das Placas para ensaios de Módulo Complexo e da Fadiga: (a) preparação de forma e colocação de papel de proteção; (b) homogeneização das misturas depois de retiradas da estufa; (c) deposição da mistura na forma; (d) acomodação da mistura na forma; e (e) compactação da mistura e término da mesma.

5.7.6 Corte de Placas para Ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga

O corte de placas de misturas de concreto asfáltico é para obtenção de corpos de prova trapezoidais para realização dos ensaios de Módulo Complexo e de Fadiga. O equipamento (máquina de corte) utilizado para realizar a serragem ou corte das placas foi desenvolvido no Laboratório de Pavimentação da UFSC. Esse equipamento é calibrado para uma velocidade de avanço no sentido de corte de 2 cm/mim, acoplado a um motor e a um disco diamantado de corte, conforme mostra a Figura 5.32.

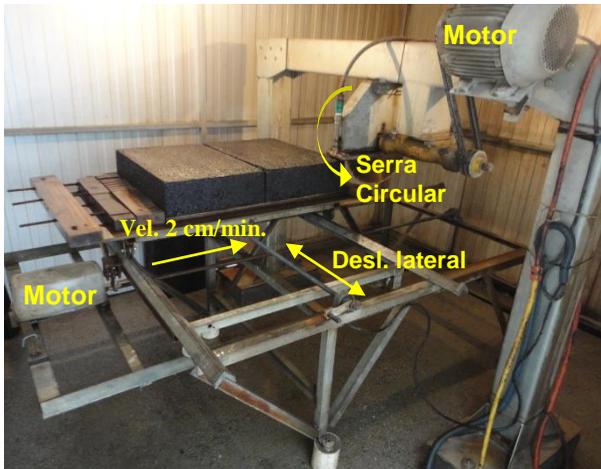


Figura 5.32 – Máquina de corte.

As placas são cortadas de acordo com a norma francesa (NF P 98-250-3, 1993), em duas partes ao mesmo tempo. Os corpos de provas são extraídos do centro das placas, de modo a diminuir o efeito do gradiente de compactação, uma vez assumida a hipótese de isotropia, que é uma das propriedades fundamentais.

A Figura 5.33 ilustra a sequência lógica de corte das placas.

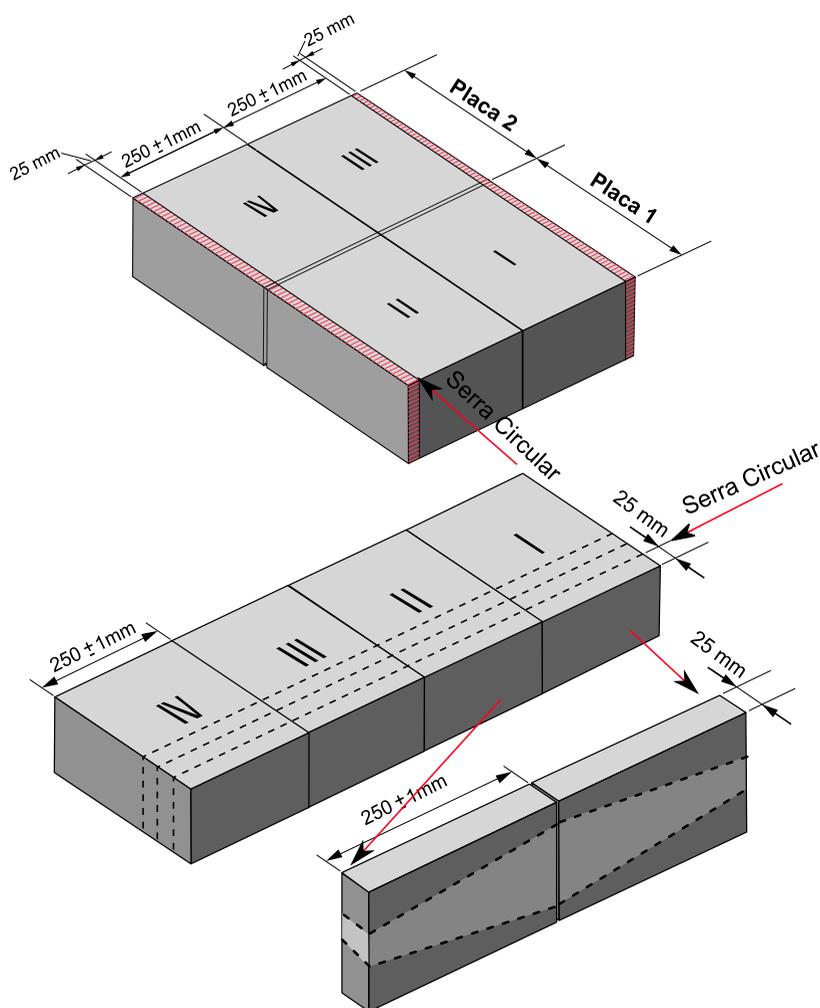


Figura 5.33 – Lógica de corte das placas.

O processo de corte consiste primeiramente no corte da borda, de aproximadamente 25,0 mm, onde é feito um corte a 250,0 mm das bordas e, com isso, são obtidas as quatro metades identificadas e alinhadas para os cortes das plaquetas. Para cada corte, são obtidas quatro plaquetas. Todo corte é feito utilizando água para o resfriamento da serra. A Figura 5.34 ilustra esse processo.

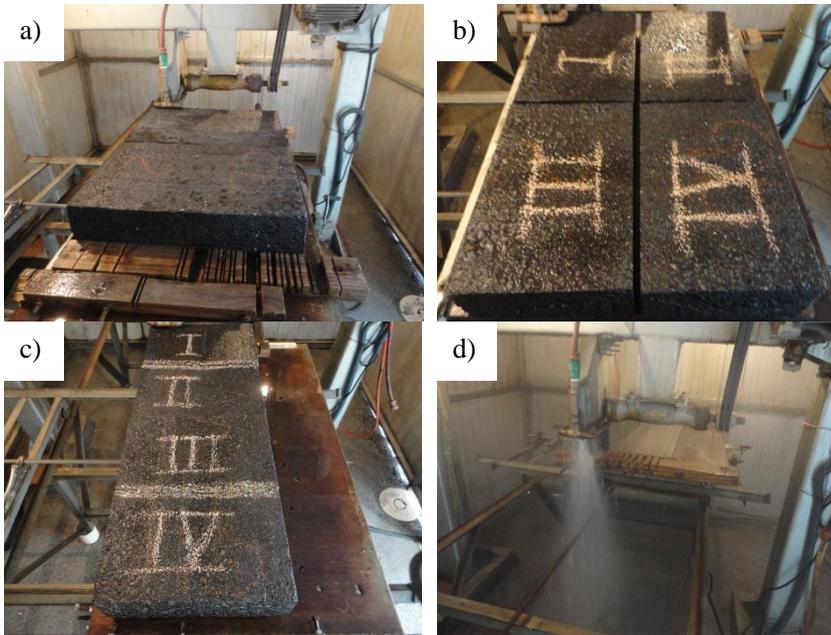


Figura 5.34 – Processo de corte das placas: (a) corte transversal de duas placas; (b) quatro partes iguais da placa cortada; (c) alinhamento das partes iguais das placas; e (d) serra circular e água para resfriamento.

Após o término de corte das plaquetas, inicia-se o corte dos corpos de prova trapezoidais. O corte é feito com quatro plaquetas sobrepostas de uma só vez (Figura 5.35). O posicionamento das plaquetas é feito com a ajuda de elementos cilíndricos de aço, com as medidas exatas para obtenção do corpo de prova trapezoidal, de dimensões: 70,0mm (base maior) x 25,0 mm (base menor) x 25,0 mm (espessura) x 250,0 mm (altura).



Figura 5.35 – Corte das plaquetas dos corpos de prova trapezoidais.

A Figura 5.36 ilustra o desenho esquemático das dimensões de corpo de prova trapezoidal.

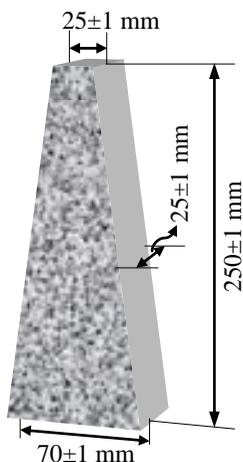


Figura 5.36 – Corpo de prova trapezoidal.

Depois do término do corte, os corpos de provas são devidamente identificados e alinhados de acordo com a sua codificação e ficam em repouso a uma temperatura ambiente por um período de 15 dias, o qual é denominado de tempo de cura, conforme ilustrado na Figura 5.37.



Figura 5.37 – Conjunto de corpos de prova trapezoidal em repouso.

5.7.7 Triagem dos corpos de Prova

Após o período de 15 dias, os corpos de prova passam pelo processo de triagem, que tem o propósito de agrupar os conjuntos de corpos de prova estatisticamente homogêneos, ou seja, que têm as mesmas características.

A triagem é realizada em função dos seguintes parâmetros: a porcentagem de vazios (%Vv), conforme a Equação [5.5], e as dimensões dos corpos de prova, em que as variáveis são expressas em $[K\varepsilon]$ e $[K\sigma]$, que correlacionam a forma do corpo de prova conforme mostram as Equações [5.6] e [5.7], respectivamente.

$$\%Vv = \frac{100.(mvre - mva)}{mvre} \quad [5.5]$$

Em que :

%Vv = porcentagem de volume de vazios;

mvre = massa volumétrica real do corpo de prova; e

mva = massa volumétrica aparente do corpo de prova.

$$K\varepsilon = \frac{(B-b)^2}{8.b.h^2 \left[\ln \frac{B}{b} - \frac{(B-b).(3B-b)}{2.b^2} \right]} \quad [5.6]$$

$$K\sigma = \frac{3.h}{2.e.b.(B-b)} \quad [5.7]$$

Em que:

$K\varepsilon$	= coeficientes em função das dimensões, mm^{-1} ;
$K\varepsilon$	= coeficientes em função das dimensões, mm^{-2} ;
h	= altura do corpo de prova (mm);
e	= espessura do corpo de prova (mm);
B	= base maior do corpo de prova (mm);
b	= base menor do corpo de prova (mm).

A triagem é feita inicialmente para eliminar os corpos de prova em que as dimensões estejam fora do especificado. O conjunto de corpos de prova que passam da primeira etapa devem atender duas condições: o desvio padrão do volume de vazios deve ser inferior a 0,5 % e o coeficiente de variação do parâmetro $K\varepsilon$, inferior a 1 %.

Os corpos de prova que atenderem às especificações acima descritas serão agrupados em lotes de três corpos na ordem ascendente do $K\varepsilon$. Normalmente, os corpos de provas são separados e agrupados em quatro, mas, devido ao problema com uma célula de carga, procede-se o ensaio dessa maneira.

5.7.8 Ensaio de Módulo Complexo

O ensaio de Módulo Complexo é realizado com base nas diretrizes da norma NF P 12697-26, de 2004. Esse ensaio é realizado à flexão alternada de dois pontos (2PB), em modo contínuo. A amplitude de deslocamento é controlada no domínio frequencial e os corpos de prova são submetidos à solitação do tipo senoidal em várias temperaturas e frequências de solitação.

Os ensaios de Módulo Complexo e Fadiga são realizados no equipamento desenvolvido no Laboratório de Pavimentação da UFSC, onde os ensaios são executados de acordo com os critérios dos procedimentos normativos franceses. A Figura 5.38, a seguir, ilustra o equipamento de ensaio e um computador para aquisição de dados.



Figura 5.38 – Máquina de execução dos ensaios de Módulo Complexo e de Fadiga.

Os corpos de prova selecionados para os ensaios de Módulo Complexo e Fadiga são colados com uma cola epóxi de marca *Araldite*, que é profissional (resina + endurecedor), em suportes metálicos de base maior e menor, apoiados e parafusados em uma estrutura metálica por um período de 24 horas (tempo de ação da cola) antes do início do ensaio. A Figura 5.39, a seguir, ilustra corpos de provas em repouso.



Figura 5.39 – Mesa de colagem dos corpos de prova.

Antes do início dos ensaios, as flechas e as amplitudes de deslocamento são calculadas. O deslocamento imposto no ensaio de Módulo Complexo é de $40 \mu\text{def} < 50 \mu\text{def}$, sendo menor que o máximo exigido pela norma. Os deslocamentos devem estar no domínio das

pequenas deformações. A flecha e a amplitude do deslocamento são calculadas pelas Equações [5.8] e [5.9].

$$f = \frac{\varepsilon_{m\acute{a}x}}{K_{\varepsilon}} \quad [5.8]$$

$$A = 2 \cdot f \quad [5.9]$$

Em que:

- f = flecha do deslocamento aplicado na base menor do corpo de prova;
- $\varepsilon_{m\acute{a}x}$ = deformação máxima escolhida pelo projetista ($< 50 \times 10^{-6}$);
- K_{ε} = coeficiente relacionado às dimensões do corpo de prova, em mm^{-1} ; e
- A = amplitude da flecha do deslocamento aplicado na base menor do corpo de prova.

Depois do período de colagem e do cálculo da amplitude de deslocamento, as chapas metálicas, junto com os corpos de prova, são parafusadas na máquina. Uma calibração dos corpos de prova é realizada a partir da aferição dos ecêntricos, que estão ligados no rotor do motor da máquina. A aferição é feita rotacionando-se o motor, com ajuda de um extensômetro posicionado na base menor dos corpos de prova, conforme ilustra a Figura 5.40.

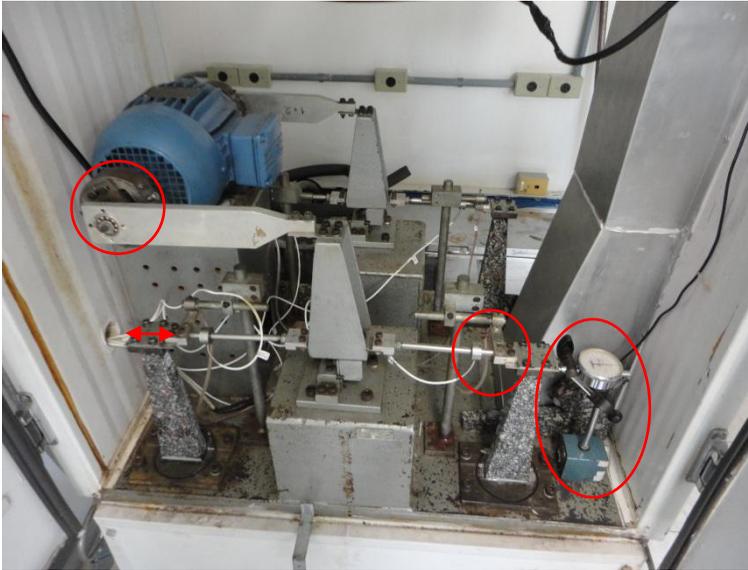


Figura 5.40 – Aferição dos excêntricos intergradados ao rotor do motor como ajuda de um extensômetro.

O equipamento dispõe de um sistema de refrigeração, de aquecimento e de frequência para realizações de ensaios em várias temperaturas (de 10 °C a 40 °C) e várias frequências (de 1 Hz a 30 Hz). O sistema é comandado por dois controladores de temperatura: um digital (Figura 5.41 (a)) e outro manual (Figura 5.41 (c)). A frequência é controlada por um inversor de frequência, conforme pode ser observado na imagem da Figura 5.41 (b).



Figura 5.41 – Controladores de temperatura e inversor de frequência.

O ensaio de Módulo Complexo é realizado em temperaturas de -10 °C, 0 °C, 10 °C, 15 °C, 20 °C, 30 °C e 40 °C e frequências de 1 Hz, 3 Hz, 10 Hz e 30 Hz para cada temperatura.

Antes de iniciar o ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga, os corpos de provas são fixados na máquina e são aferidas as amplitudes de deslocamento. São condicionados, no mínimo, 6 horas à temperatura inicial. Nesse caso, inicia-se com a temperatura de -10 °C, conforme a sequência acima descrita. Durante o período de ensaio, o tempo de condicionamento é reduzido para 4 horas durante as trocas de temperatura no decorrer do ensaio, levando em conta que para cada temperatura, é medido o módulo nas frequências de 1 Hz, 3 Hz, 10 Hz e 30 Hz.

O equipamento possui um sistema de aquisição de dados, onde pode definir o tipo ou modo de aquisição que desejaria a partir do *software Arqdados*. Existem dois tipos de aquisição: o múltiplo programado, utilizado no ensaio de Fadiga, e o múltiplo sequencial, utilizado no ensaio de Módulo Complexo. Neste último, os dados são captados em intervalos determinados, isto é, a cada 10 segundos.

Os valores da força e do ângulo de fase são computados e fornecidos pelo sistema de aquisição dados, com auxílio do *software Excel* (Figura 5.42).



Figura 5.42 – Sistema de aquisição de dados.

5.7.9 Ensaio de Fadiga

O ensaio de Fadiga é realizado com os mesmos princípios que o ensaio de Módulo Complexo, isto é, sob a flexão alternada de dois pontos (2 PB), em modo contínuo no domínio frequencial. Porém, a temperatura e frequência de sollicitação são fixas. O ensaio é, então, realizado em três níveis de deformação, sendo que o ensaio de Fadiga é orientado com base nos preceitos da normativa NF 12697-24+A1, de

2007, e executado no mesmo equipamento em que o ensaio de Módulo Complexo é realizado.

Nesta pesquisa, o ensaio de Fadiga foi realizado a uma frequência de 25 Hz e a uma temperatura constante de 10 °C, conforme indica a norma pela qual é orientado, pois essa temperatura é considerada a mais crítica em estudos realizados no LPC que constataram essa veracidade. O caso da pesquisa do MOMM (1998), porém, os estudos desenvolvidos no Laboratório de Pavimentação da UFSC apresentaram as temperaturas críticas variando de 15 °C a 20 °C, isto é, são as temperaturas onde ocorre a maior energia perdida (E2) no ensaio de Módulo Complexo, representado no gráfico de Plano Cole-Cole. Essa diferença pode ser justificada por materiais asfálticos de origens diferentes, uma vez que o ligante asfáltico é o responsável pelo comportamento viscoelástico e termosuscetível de misturas de concreto asfáltico.

O ensaio é realizado em três níveis diferentes de deformação, variando de acordo com o tipo da mistura. A tabela 5.7, a seguir, apresenta as misturas asfálticas com as respectivas quantidades de corpos de prova ensaiadas e com os níveis de deformações.

Tabela 5.7 – Níveis de deformações

MISTURA	QUAT. C.P.	NÍVEIS DE DEFORMAÇÃO		
		1°	2°	3°
BBME-2	24	150 μ def	120 μ def	180 μ def
GB-4	24	150 μ def	100 μ def	180 μ def
BBM-3	18	150 μ def	70 μ def	100 μ def

O valor inicial assumido da deformação é de 150 μ def para todas as misturas. Depois de realizar o ensaio, deve-se verificar o número de ciclo da ruptura de corpo de prova. Caso seja inferior ao esperado (um milhão de ciclos ou não), o valor da segunda deformação é adotado, conforme visto na Tabela 5.7.

No ensaio de Fadiga, a captação dos dados é diferente do ensaio de Módulo Complexo, pois é feita por múltiplos programas, ou seja, em cada pacote programado em um minuto, são captados 642 pontos por minuto.

O ensaio de Fadiga possui caráter destrutivo, portanto, os corpos de prova que quebram abaixo de 25,0 mm da base maior ou da base menor devem ser descartados. É importante destacar que eles podem quebrar de diferentes formas (Figura 5.43).



Figura 5.43 – Zona de ruptura do corpo de prova.

Para que o ensaio de Fadiga seja válido, a quantidade de corpos de provas para os ensaios deve ser de, no mínimo, 18, dos quais 1/3 deve romper após a aplicação de um grande número de solicitações (acima de um milhão de ciclo) e os demais devem romper acima de 10.000 ciclos.

O critério de fim do ensaio, ou a ruptura dos corpos de prova, é considerado quando o valor da força inicial diminui pela metade. Desse modo, é interrompido o andamento do ensaio.

Os resultados do ensaio de Fadiga passam por um processo de tratamento estatístico, em que se constrói um intervalo de hipérbole com 95 % de confiança e é calculada a deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6).

5.7.10 Ensaio de Mancha de Areia (Altura da Areia)

O ensaio de Mancha de Areia avalia a macrotextura e caracteriza a superfície de pavimento ou de placas de misturas de concreto asfáltico quanto à sua capacidade de drenar a água sobre as superfícies (NF P 98-216-1, 1993).

O ensaio de Mancha de Areia é usado para determinar a profundidade média da altura de areia sobre superfície das placas ou de pavimentos. O procedimento do ensaio consiste em preencher os vazios da textura superficial das placas com um volume conhecido de areia

padrão (Figura 5.44 b). A areia natural limpa e sem umidade, uniforme, de grãos arredondados, passa na peneira de #0,3 mm e é retida na de #0,15 mm (Figura 5.44 a), espalhando-se em forma de círculo, por meio de um dispositivo (soquete de base de borracha) (Figura 5.44 (c)). Mede-se, assim, o diâmetro do círculo da Mancha de Areia (Figura 5.44 (d)).

O resultado é expresso em altura de areia (HS), conforme a mostra a Equação [5.10].

$$HS = \frac{4.V}{\pi.D_m^2} \quad [5.10]$$

Em que:

HS = altura média da macrotextura média do pavimento (cm);
V = volume de material a ser espalhado (25000 mm³); e
D_m = diâmetro médio formado pelo espalhamento do material (cm).

A Figura 5.44 mostra os passos do ensaio de Mancha de Areia.

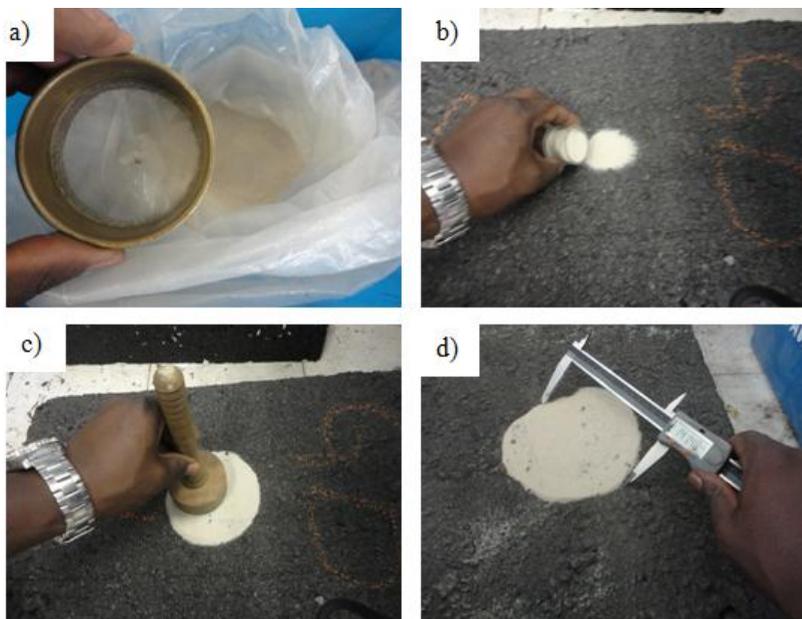


Figura 5.44 – Ensaio de Mancha de Areia: a) peneiramento de areia do ensaio; b) deposição da areia na superfície da placa; c) espalhamento de areia com dispositivo; e d) medição do diâmetro de Mancha de Areia.

A classificação de texturas superficiais em função de altura de Mancha de Areia, para análises de aderência na relação pneu-pavimento, em superfícies molhadas, é apresentada na Tabela 5.8, a seguir (PASQUET, 1968 *apud* BARRA, 2009).

Tabela 5.8 – Classificação de texturas superficiais em função da Mancha de Areia (Pasquet, 1968).

Classes	Características Superficiais	Altura da Macha de Areia (mm)	Observações
A	Texturas muito finas	$H < 0,2$	Superfícies não desejáveis.
B	Texturas finas	$0,2 \leq H < 0,4$	Superfícies a serem usadas preferencialmente em áreas urbanas.
C	Texturas médias	$0,4 \leq H < 0,8$	Estendido a superfícies com tráfego de 80 km/h a 120 km/h.
D	Texturas rugosas	$0,8 \leq H < 1,2$	Estendido a superfícies com tráfego acima de 120 km/h.
E	Texturas muito rugosas	$H > 1,2$	Superfícies a serem utilizadas apenas em condições especiais, como por exemplo, em zonas de clima muito frio e na presença de gelo na superfície.

Essa classificação é baseada em condição pluviométrica francesa distinta da brasileira, como descrito na tese de Breno Barra (2009), onde um estudo mais aprofundado em âmbito nacional (no Brasil) poderia indicar quais os limites classificatórios seriam mais adequados à realidade brasileira.

5.7.11 Ensaio de Drenabilidade

O ensaio de Drenabilidade avalia a eficiência da mistura de concreto asfáltico de evacuar um dado volume de água presente sobre as superfícies (MOMM, 1998).

O método do ensaio de drenabilidade serve para avaliar a macrotextura de misturas de concreto asfáltico, a partir da medida do tempo necessário para escoar um volume de água conhecido por entre a rugosidade da placa e o fundo cilíndrico, apoiado sobre os picos da rugosidade da superfície.

Para a realização do ensaio de drenabilidade, foi utilizado um cilindro plástico transparente, disponível no Laboratório de Pavimentação da UFSC, com aproximadamente 114,3 mm de diâmetro, com abertura circular (orifício) de 50,0 mm de diâmetro, para o escoamento de um determinado volume de água em quantidade padronizada. Na base do fundo do recipiente, existe um anel de borracha rígida que faz contato com a superfície da placa. Esse cilindro foi desenvolvido nos moldes do Drenômetro do *Institute of Highways, Railroads and Rock Engineering* (ISETH) de Zurique, pelo Laboratório

de Pavimentação, da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (MOMM, 1998).

O ensaio foi realizado sobre as superfícies das placas destinadas ao ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga, as quais foram moldadas na mesa compactadora do LPC. Esse ensaio consiste em preencher o cilindro com a água e, em seguida, retirar a tampa de vedação do orifício, cronometrando-se o tempo de escoamento da água entre as duas linhas marcadas no cilindro. A Figura 5.45, a seguir mostra a realização do ensaio de Drenabilidade.

O resultado do ensaio é expresso em tempo de escoamento ou de vazão da água escoada.



Figura 5.45 – Ensaio de Drenabilidade.

CAPÍTULO 6

6 RESULTADOS EXPERIMENTAIS E ANÁLISE DE DADOS

6.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste Capítulo, serão apresentados os resultados experimentais dos ensaios laboratoriais realizados nesta pesquisa, bem como a respectiva análise comparativa dos resultados. Os ensaios realizados foram: habilidade à compacidade das misturas asfálticas, a partir do ensaio de PCG, e sensibilidade à água, por meio do ensaio de Duriez, Deformação Permanente, Módulo Complexo e Fadiga.

Ainda é apresentada a calibração do modelo reológico de Huet-Sayegh, a partir do comportamento mecânico das três misturas de concreto asfáltico, estudadas nesta dissertação e representadas no gráfico do Plano Cole-Cole.

Por último, será realizado o dimensionamento hipotético de estrutura de pavimento, de acordo com o preceito da normativa francesa. O dimensionamento é realizado com o auxílio do *software Viscoroute*, desenvolvido pelo LPC, que considera no cálculo o modelo de Huet-Sayegh, ou seja, o comportamento viscoelástico das camadas de concreto asfáltico. Realiza-se a análise comparativa do desempenho mecânico das variações entre as três misturas com relação às suas deformações e à espessura das camadas.

6.2 RESULTADO DO ENSAIO DE COMPACTAÇÃO POR CISALHAMENTO GIRATÓRIO (PCG)

Nesse ensaio, são moldados 9 corpos de prova para cada mistura, sendo 3 corpos de prova para cada teor de ligante (mínimo especificado pela norma NF P 98-252) e 3 teores de ligante diferentes para cada mistura, resultando em um total de 27 corpos de prova. Portanto, os parâmetros variáveis são o teor de ligante e o teor de finos, sendo fixado o tamanho máximo de granular com a mesma série de peneiras e o mesmo ligante asfáltico.

As porcentagens de vazios são especificadas no manual francês de formulação de misturas asfálticas (LPC, 2007) para diferentes misturas. Na Tabela 6.1, apresentam-se as especificações das faixas limites das misturas em estudo quanto aos valores máximo e mínimo do volume de vazios para o giro limite recomendado.

Tabela 6.1 – Especificação quanto à porcentagem de vazios.

Tipo de Mistura	Especificação PCG a número de giro			
	Nº de giro máx.	Limite em % de volume de vazio	Nº de giro mín.	Limite em % de volume de vazio
GB-4	100	< 9	10	≥14
BBM-3	40	8 a 13	10	≥11
BBME-2	80	4 a 9	10	≥11

6.2.1 Mistura *Grave-bitume* – GB

Para essa mistura, são moldados 9 corpos de prova e avaliados três teores de ligante de 4,20 % a 4,70 %, com intervalos de 0,2 5%, sendo três corpos de prova para cada teor. O resultado da moldagem de corpos de prova da mistura GB-4 é ilustrado na imagem da Figura 6.1.

**Figura 6.1** – Corpos de provas da mistura *Grave Betume* (GB-4).

Os resultados do ensaio da PCG da mistura *Grave Betume* (GB-4), ilustrados no gráfico (volume de vazios *versus* número de giros) da Figura 6.2, apresentam a faixa limite de valores utilizados de número de giros, os quais são especificados em função do volume máximo e mínimo para essa mistura, conforme consta no manual de formulação das misturas asfálticas francês.

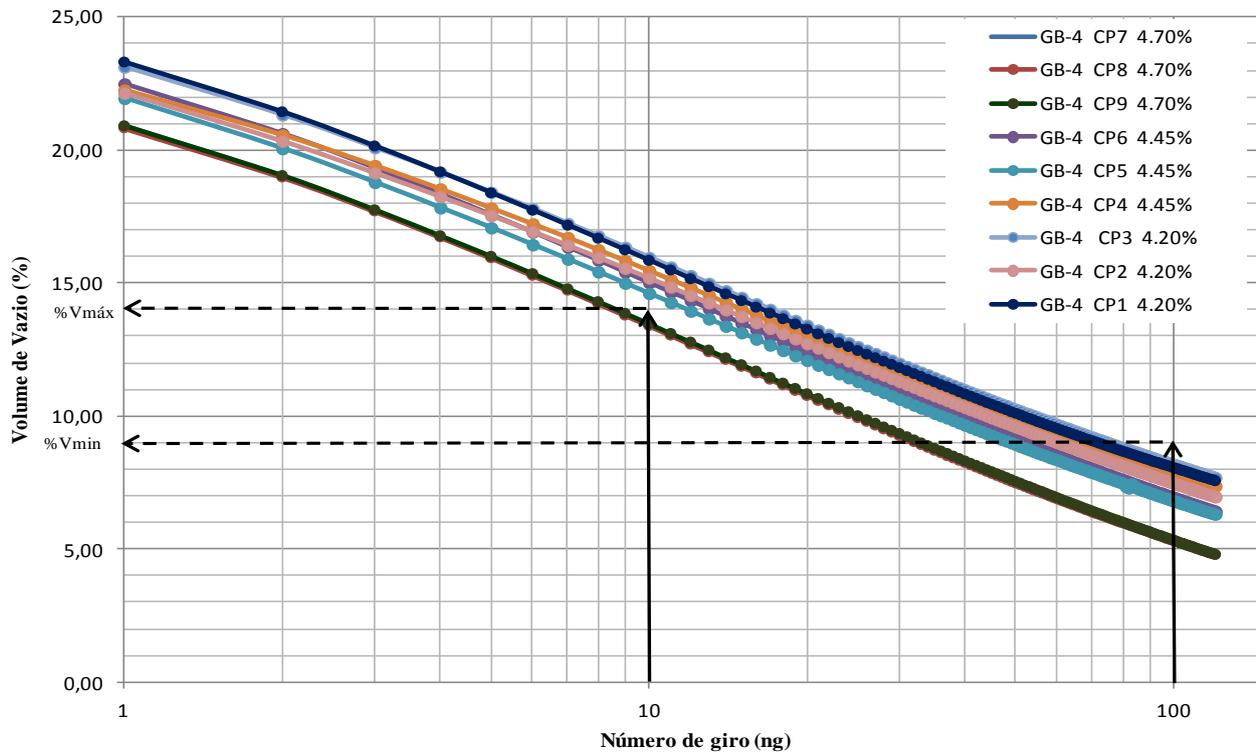


Figura 6.2 – Curva de habilidade à compacidade da mistura *Grave Betume* (GB-4).

A média dos resultados da evolução das curvas de habilidade à compacidade (volume de vazios *versus* número de giros) da mistura GB-4, em cada grupo de teor de ligante asfáltico, é apresentada no gráfico da Figura 6.3, a seguir.

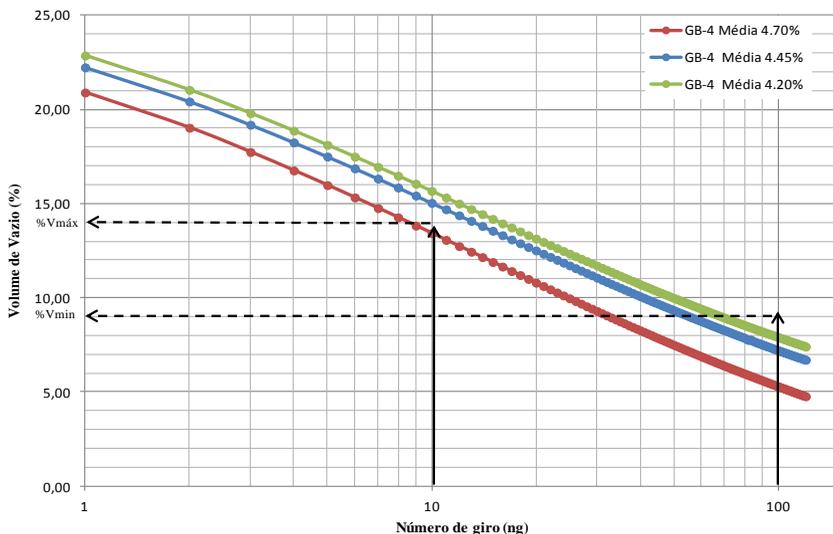


Figura 6.3 – Média da Curva de habilidade à compacidade da mistura *Grave Betume* (GB-4).

De acordo com os resultados apresentados da mistura *Grave Betume* (GB-4), os teores de ligante 4,20 % e 4,45 % estão enquadrados dentro da faixa limite especificadas de avaliação da habilidade com que a mistura aceita ser compactada, conforme ilustrado no gráfico da Figura 6.2 e visto na Tabela 6.1.

A mistura com o teor de ligante de 4,70 % não está enquadrada na faixa limite especificada, isto é, o volume de vazios é inferior a 14 % nos 10 giros. Contudo, em 100 giros, atende o limite especificado. A Tabela 6.2, por sua vez, apresenta os resultados com um resumo da evolução da porcentagem de vazios em função de número de giros limite dos teores estudados nessa mistura.

Tabela 6.2 – Porcentagem de volume de vazios nos 10 e 100 giros.

Teor de Ligante (%)	% de Vazios da mistura <i>Grave Betume</i> (GB-4)			
	Média CP aos 10 giros	Desvio Padrão	Média CP aos 100 giros	Desvio Padrão
4,20	15,67	0,41	7,91	0,38
4,45	15,04	0,43	7,21	0,57
4,70	13,43	0,03	5,30	0,05

6.2.2 Mistura *Béton Bitumineux Mince* – BBM-3

A mistura *Béton Bitumineux Mince* é moldada com a mesma quantidade que a mistura GB-4, porém, são ensaiados três teores de 4,70 % a 5,20 %, com intervalos de 0,25 %, sendo moldados três corpos de prova para cada teor. A seguir, a Figura 6.4 ilustra o resultado da moldagem dos corpos de prova da mistura BBM-3.

**Figura 6.4** – Corpos de provas da mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3)

Os resultados de ensaio da PCG da mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3), ilustrados no gráfico (volume de vazios *versus* número de giros) da Figura 6.5 mostram a evolução do volume de vazios em função dos números de giros. É apresentada a faixa limite dos valores de números de giros especificados e da porcentagem de volume de vazios máximos e mínimos no manual de formulação das misturas asfálticas francês para mistura BBM-3.

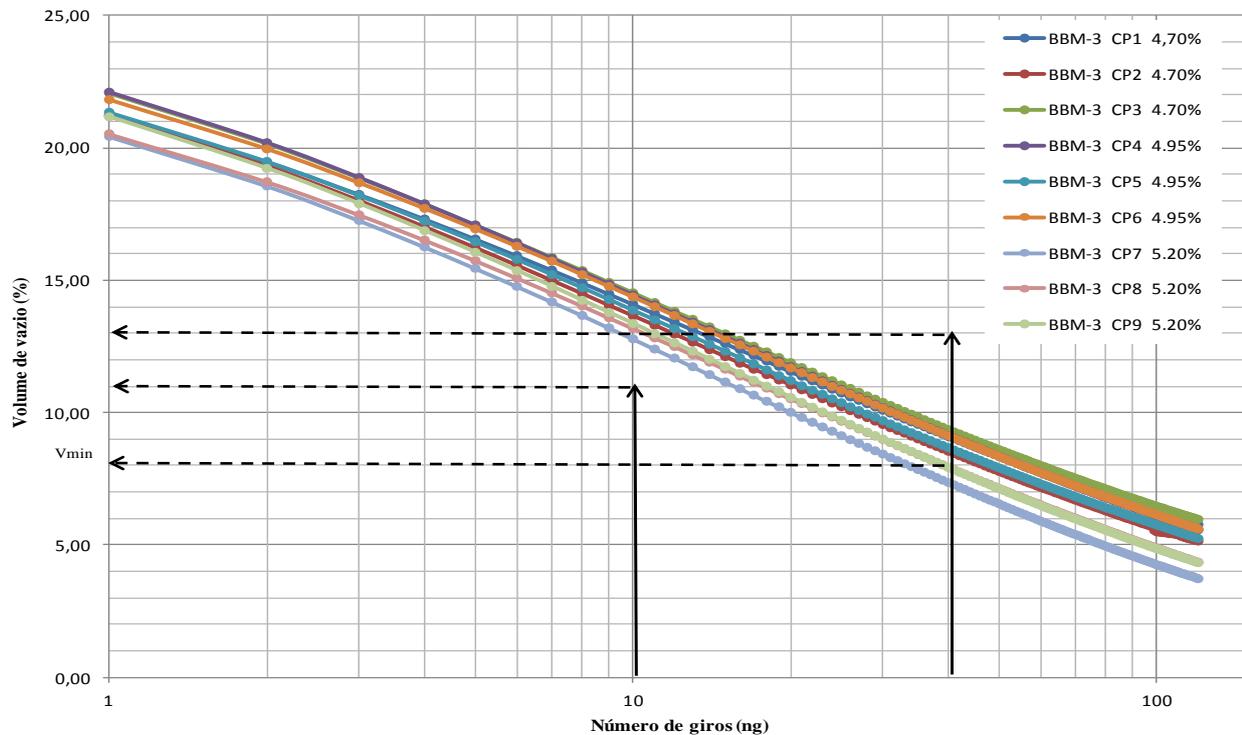


Figura 6.5 – Curva de habilidade a compactação da mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3).

O resultado da curva de avaliação de habilidade à compacidade (volume de vazios versus número de giros) da mistura BBM-3 é expresso pela média dos resultados de cada grupo de teor de ligante asfáltico, conforme ilustrado no gráfico da Figura 6.6, a seguir.

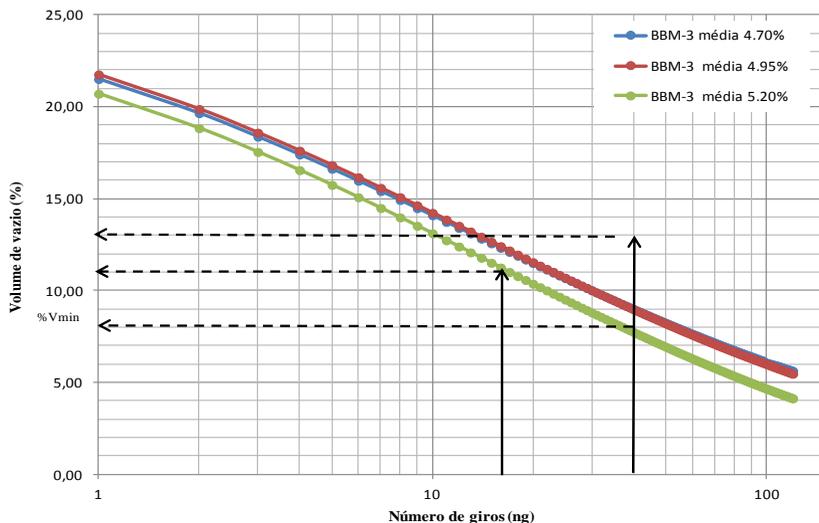


Figura 6.6 – Média da curva de habilidade à compacidade da mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3).

Os resultados apresentados da mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3) quanto aos teores de ligantes 4,70 % e 4,95 % estão enquadrados dentro da faixa limite, ou seja, são satisfatórios e o teor de ligante de 5,20 % não está enquadrado na faixa limite especificada, isto é, o volume de vazios está abaixo de 8 % nos 40 giros, conforme visto no gráfico da Figura 6.6. A Tabela 6.3, a seguir, apresenta o resultado resumo do ensaio da PCG.

Tabela 6.3 – Porcentagem de volume de vazios nos 10 e 40 giros.

Teor de Ligante (%)	% de Vazios da mistura <i>Béton Bitumineux Mince</i> (BBM-3)			
	Média CP aos 10 giros	Desvio Padrão	Média CP aos 40 giros	Desvio Padrão
4,70	14,09	0,35	9,00	0,34
4,95	14,23	0,26	8,98	0,21
5,20	13,11	0,24	7,74	0,27

6.2.3 Mistura *Béton Bitumineux* Módulo Elevé – BBME-2

Para a mistura *Béton Bitumineux Módulo Elevé*, foram moldados três corpos de prova, com três teores de mesma quantidade que a mistura BBM-3, ou seja, foram testados três teores de 4,70 % a 5,20 %, com intervalos de 0,25 %, resultando-se em um total de 9 corpos de prova também para essa mistura. A Figura 6.7, a seguir, ilustra o resultado de ensaio da PCG na mistura BBME-2.

**Figura 6.7** – Corpos de provas da mistura *Béton Bitumineux Módulo Elevé* (BBME-2)

A Figura 6.8 ilustra o gráfico (volume de vazios *versus* número de giros) com os resultados do ensaio de PCG sobre a mistura *Béton Bitumineux Módulo Elevé* de cada corpo de prova e mostra a evolução do volume de vazios, em função de números de giros, apresentando a faixa limite dos valores de número de giros especificados e da porcentagem de volume de vazios máximos e mínimos, descritos no manual francês de formulação das misturas asfálticas.

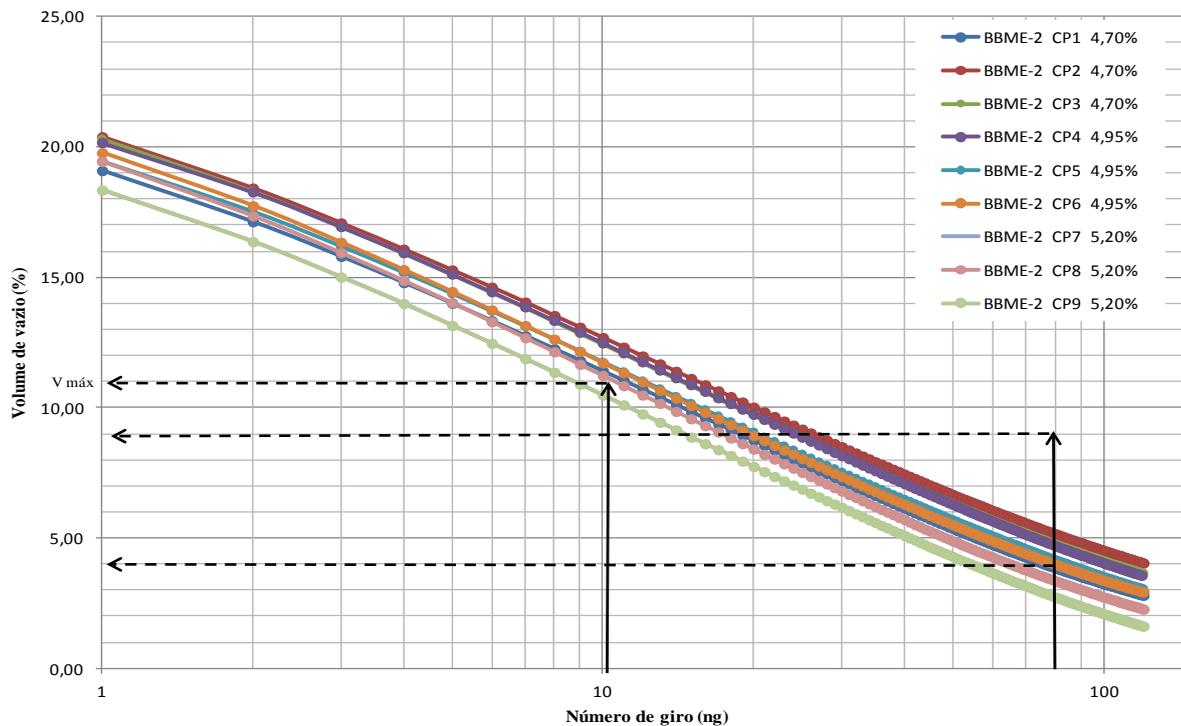


Figura 6.8 – Curva de habilidade a capacidade da mistura *Béton Bitumineux Module Elevé* (BBME-2)

A média dos resultados da curva de avaliação de habilidade à compacidade (volume de vazios *versus* número de giros) da mistura BBME-2 de cada grupo de teor de ligante asfáltico está ilustrada no gráfico da Figura 6.9, a seguir.

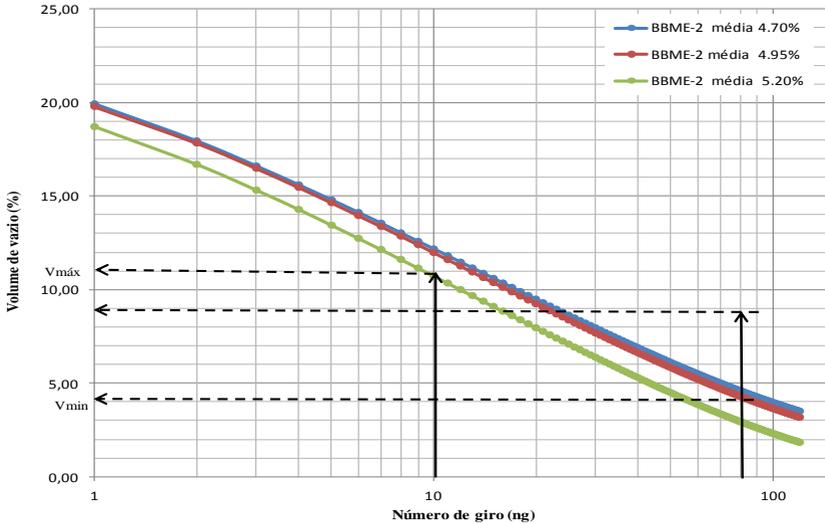


Figura 6.9 – Média da curva de habilidade a compacidade da mistura *Béton Bitumeneux Module Elevé* (BBME-2).

A mistura *Béton Bitumeneux Module Elevé* (BBME-2) apresenta os resultados satisfatórios quanto aos teores de ligante 4,70 % e 4,95 %, isto é, os seus valores da percentagem de volume de vazios estão acima de 11 % nos 10 giros e entre 4 % e 9 % nos 80 giros, conforme mostra o gráfico da Figura 6.9.

O teor de ligante de 5,20 % está fora da faixa limite especificada, pois não atende ao limite especificado, ou seja, o volume de vazios é inferior a 11 % nos 10 giros e também está abaixo de 4 % nos 80 giros.

Na tabela 6.4, a seguir, são apresentados os resultados em resumo da evolução da percentagem de vazios em função do números de giros limite para cada percentagem de teor estudado.

Tabela 6.4 – Porcentagem de volume de vazios nos 10 e 80 giros

Teor de Ligante (%)	% de Vazios da mistura <i>Béton Bitumineux Module Elevé (BBME-2)</i>			
	Média CP aos 10 giros	Desvio Padrão	Média CP aos 80 giros	Desvio Padrão
4,70	12,18	0,55	4,60	0,55
4,95	11,98	0,36	4,29	0,30
5,20	10,74	0,35	2,94	0,30

6.3 RESULTADO DE ENSAIO DE DURIEZ

A avaliação da resistência à sensibilidade à água das misturas de concreto asfáltico é realizada por meio do ensaio de Duriez, com e sem o condicionamento sob imersão na água.

Após a realização do ensaio de PCG, são avaliadas as habilidades à compacidade das misturas de concreto asfáltico, havendo um teor de ligante asfáltico para cada mistura estudada. Nas misturas BBME-2 e BBM-3, os teores avaliados são de 4,70 % a 5,20 %, com intervalos de 0,25 %, e para a mistura GB-4, de 4,20 % a 4,70 %, com o mesmo intervalo de incremento.

Dentre os teores das misturas de concreto asfálticos avaliados, foram adotados os que melhor satisfazem às condições especificadas. Cabe ressaltar que os ensaios são de caráter eliminatório e seguem uma sequência lógica de níveis de formulação escolhida para esta pesquisa. Portanto, os teores avaliados no ensaio de PCG e que atendessem aos limites especificados foram adotados e testados no ensaio de Duriez.

Os teores de ligante asfáltico testados no ensaio de Duriez são: 4,45 % para a mistura *Grave Betume* (GB-4), 4,70 % para a mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3) e 4,95 % para a mistura *Béton Bitumineux Module Elevé*.

Foram moldados 36 corpos de provas, sendo 12 para cada mistura, sendo que em cada mistura, foi testado um teor de ligante asfáltico, conforme descrito no item anterior e ilustrado na imagem da Figura 6.10. Os processos de preparo das misturas e de execução do ensaio de Duriez já foram vistos e explanados no item 5.7.2.



Figura 6.10 – Corpos de prova das três misturas após a moldagem.

Depois de serem moldados, os corpos de prova são medidos e pesados. As medidas e os pesos permitem determinar a Massa Volumétrica Aparente (MV_a). Com isso, divide-se os corpos de prova para cada mistura em 3 grupos de mesma característica homogênea, sendo 5 corpos de prova para ensaios sob imersão na água, 5 outros corpos de prova destinados aos ensaios sem imersão e os 2 últimos corpos de prova utilizados para determinar as massas volumétricas aparentes, mediante a passagem hidrostática ($MV_{a_{hidr}}$).

A Tabela 6.5, a seguir, apresenta a média dos valores das massas específicas calculadas e das porcentagens de volume de vazios. Destaca-se que essa porcentagem de volume de vazios não tem uma relação direta com o que ocorre em real situação em campo, embora, permita verificar a evolução da resistência à ruptura à compressão simples.

Tabela 6.5 – Massas específicas e teor de vazios determinados no Ensaio de Duriez.

Mistura	Teor do ligante (%)	MVa (g/cm ³)	MVahidr (g/cm ³)	MVR (g/cm ³)	Vv (%)
GB	4,45	2,39	2,42	2,53	5,01
BBME	4,95	2,29	2,37	2,48	6,03
BBM	4,70	2,25	2,37	2,52	8,18

Após condicionamento por um período de uma semana, com imersão e sem imersão na água, os corpos de prova passam por uma ruptura à compressão simples.

As tensões de ruptura dos corpos de prova condicionados sob imersão na água da mistura *Grave Betume* (GB-4), com teor de ligante de 4,45 %, variam de 7,66 Mpa a 11,83 Mpa, o que resulta em uma média de 10,37 Mpa, e para os corpos de prova sem imersão na água, as suas resistências variam de 8,52 Mpa a 13,05 Mpa, o que implica em uma média de 11,26 Mpa. A mistura *Béton Bitumineux Module Elevé* (BBME-2), avaliada com teor de ligante asfáltico de 4,95 %, apresenta uma variação dos resultados de tensão de ruptura dos corpos de prova, condicionados sob imersão na água, de 7,49 Mpa a 9,06Mpa, resultando em uma média de 8,45 Mpa, e sem imersão, de 8,41 Mpa a 9,97 Mpa, com a média de 9,18 Mpa. Para a mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3), avaliada com teor de ligante de 4,70 %, os resultados das tensões de ruptura, condicionados sob imersão, variam de 7,30 Mpa a 8,98 Mpa, o que resulta em uma média de 8,18 Mpa, e sem imersão, de 8,94 Mpa a 10,73 Mpa, com uma média de 9,73 Mpa.

Os resultados das médias da resistência à compressão simples dos corpos de provas a seco (R) e sob imersão (r), as suas respectivas relações r/R , bem como os limites que devem atender ou ser especificados no manual de formulação francesa, estão apresentados na Tabela 6.6, a seguir.

Tabela 6.6 – Resultado de resistência à compressão simples do ensaio de Duriez.

Misturas Asfálticas	Teor de ligante (%)	Tipo de condicionamento	Média da Resistência à Compressão Simples (Mpa)	Relação r/R	Limites
BBME-2	4,95	Imersão na água (r)	8,45	0,922	> 0,80
		Sem imersão (R)	9,18		
BBM-3	4,70	Imersão na água (r)	8,18	0,837	> 0,70
		Sem imersão (R)	9,73		
GB-4	4,45	Imersão na água (r)	10,38	0,918	> 0,70
		Sem imersão (R)	11,26		

Os resultados obtidos depois das análises de dados de todas as misturas avaliadas nesse ensaio apresentam valores satisfatórios, pois verifica-se que todas atendem à relação mínima de r/R, especificada na Tabela 6.6.

Não houve diferença considerável, isto é, uma diferença acentuada entre a resistência à ruptura condicionada com imersão e sem imersão na água.

6.4 RESULTADO DE ENSAIO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

O ensaio de Deformação Permanente é realizado de acordo com a orientação da norma NF P 98-253-1, de 1993. Nesse ensaio, são moldadas duas placas para cada mistura (Figura 6.11), resultando em um total de 6 placas, em que é avaliado um teor de ligante asfáltico para cada mistura, e os mesmos teores são avaliados no ensaio de Duriez, ou seja, para a mistura GB-4, o teor de 4,45 %; 4,9 % para a mistura BBME-2; e 4,70 % para a mistura BBM-3.



Figura 6.11 – Par de placas BBME-2 após compactação para ensaio de Deformação Permanente.

Após a compactação e durante o período de repouso, as placas são submetidas à pesagem hidrostática, que permite determinar a porcentagem de volume de vazios antes do ensaio propriamente dito de Deformação Permanente, conforme é apresentado na Tabela 6.7, a seguir.

Tabela 6.7 – Volume de vazios das placas antes do ensaio de Deformação Permanente.

Mistura	Teor de ligante (%)	Nº PLACA	MVA (g/cm ³)	MVR (g/cm ³)	V _v (%)	Média V _v (%)
BBME-2	4,95	1	2,34	2,48	5,59	7,22
		2	2,26		8,85	
BBM-3	4,70	1	2,37	2,519	5,72	4,42
		2	2,44		3,13	
GB-4	4,45	1	2,42	2,525	3,80	3,73
		2	2,43		3,66	

Depois de um período de duas semanas, chamado de repouso, as placas são finalmente submetidas ao ensaio de Deformação Permanente, a um condicionamento severo de temperatura (60°C) à baixa frequência (1 Hz) para 30.000 ciclos de passagem repetida de pneumático, com uma força de 5 KN, simulando uma situação crítica de avaliação para as misturas de concreto asfáltico. O afundamento das placas no nível de 30.000 ciclos está apresentado na Figura 6.12. Dessa forma, em ordem, à direita, está o par de duas placas da mistura GB-4 (com dimensão de 500 mm x 180 mm x 100 mm); no meio, o par de placas da mistura BBME-2; e no lado esquerdo, o par de placas da mistura BBM-3 (com dimensão de 500 mm x 180 mm x 100 mm).



Figura 6.12 – Apresentação dos resultados de afundamento das placas após ensaio.

Para melhor visualizar o afundamento das placas no nível de 30.000 ciclos, é ilustrada a seção transversal do par de placas da mistura GB-4, na Figura 6.13, a seguir, em que se percebe um ligeiro afundamento das placas.



Figura 6.13 – A seção transversal de afundamento do par de placas da mistura GB-4 após ensaio.

Os resultados do ensaio de Deformação Permanente, determinados a partir do cálculo da regressão do par de placas para cada mistura, demonstram a evolução de afundamento de trilha de roda para 10.000 ciclos e 30.000 ciclos, conforme mostra a Tabela 6.8, a seguir, com os respectivos limites especificados no manual de formulação francês.

Tabela 6.8 – Resultado do ensaio de Deformação Permanente

Mistura	Teor de ligante (%)	Deformação Permanente 10.000 ciclos (%)	Deformação Permanente 30.000 ciclos (%)	Limites Especificados em (%)
BBME-2	4,95	3,53	4,62	≤ 7,50
GB-4	4,45	4,37	5,67	≤ 10,00
BBM-3	4,70	5,00	6,25	≤ 10,00

Os resultados do ensaio de Deformação Permanente obtidos para todas as misturas estudadas, ilustradas nos gráficos das Figuras 6.14, 6.15 e 6.16, respectivamente, apresentam a evolução da porcentagem de afundamento de trilha de roda. Os resultados obtidos são satisfatórios, isto é, o valor de afundamento de trilha de roda para 30.000 ciclos está abaixo de 7,50 %, para a mistura BBME-2. Para as misturas GB-4 e BBM-3, os valores de afundamento de trilha de roda para 30.000 ciclos estão abaixo de 10 %, logo, as misturas analisadas atenderam aos limites especificados, conforme visto na Tabela 6.8.

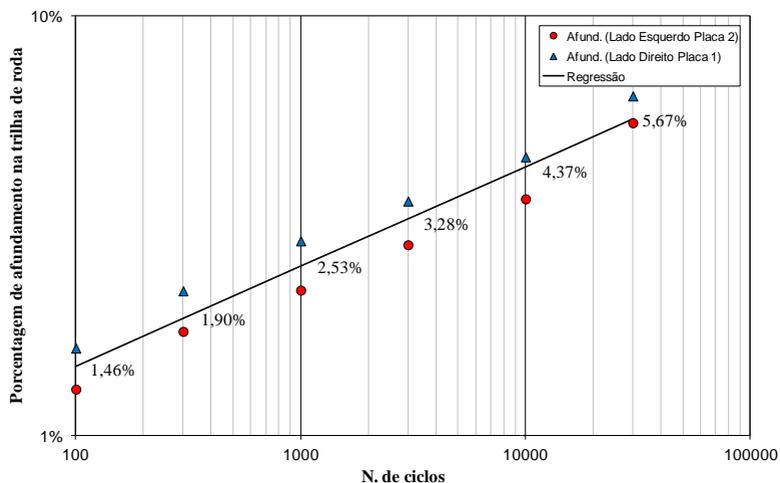


Figura 6.14 – Deformação Permanente da mistura BBME-2 com teor 4,95 %.

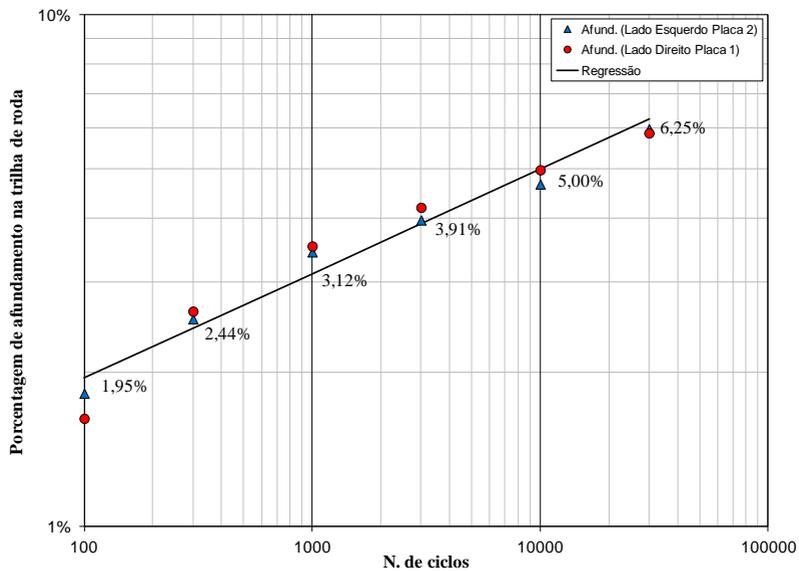


Figura 6.15 – Deformação Permanente da mistura GB-4 com teor 4,45 %.

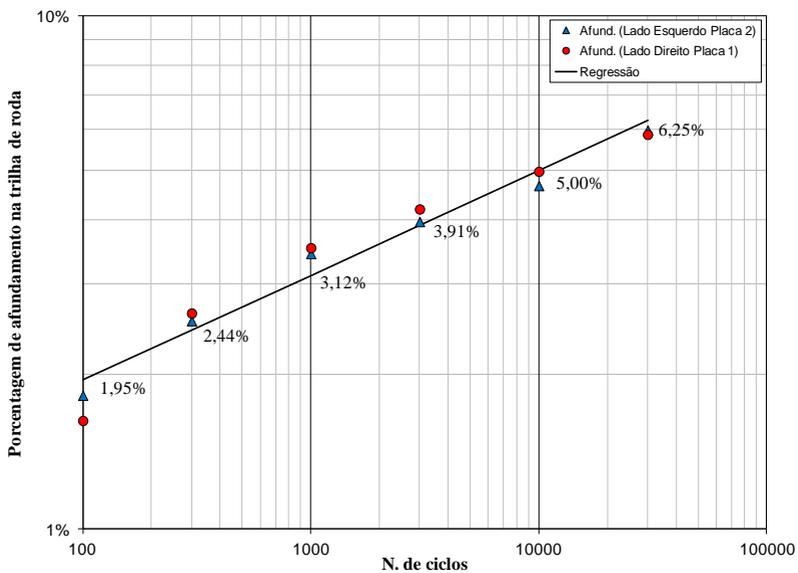


Figura 6.16 – Deformação Permanente da mistura BBM-3 com teor 4,70 %.

6.5 RESULTADO DE ENSAIO DE MÓDULO COMPLEXO

A característica quanto à rigidez de misturas de concreto asfáltico é determinada a partir do ensaio de Módulo Complexo.

Neste trabalho, o ensaio de Módulo Complexo foi realizado à flexão alternada de dois pontos (2PB) em modo contínuo. A amplitude de deslocamento foi controlada, no domínio frequencial. Os corpos de prova foram submetidos à sollicitação do tipo senoidal, em várias temperaturas e frequências de sollicitação. O espectro de temperaturas de ensaio foi de -10 °C, 0 °C, 10 °C, 15 °C, 20 °C, 30 °C e 40 °C. Para cada temperatura medida, o Módulo nas frequências era de 1 Hz, 3 Hz, 10 Hz e 30 Hz.

O Módulo Complexo é terminado nos domínios lineares das pequenas deformações. Portanto, o deslocamento imposto na realização desse ensaio é de $40 \mu\text{def} < \text{de } 50 \mu\text{def}$, o limite máximo exigido pela norma.

Para realização do ensaio de Módulo Complexo, foi moldado um total de 6 Placas de mesmas dimensões (600 mm x 400 mm x 120 mm), sendo duas placas para cada mistura. Os teores avaliados são mesmos dos ensaios precedentes.

As placas após um período de duas semanas (período de cura) são cortadas para obtenção de corpos de prova trapezoidais, afim de execução de ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga. O corte das placas para obtenção de corpos de prova trapezoidal segue rigorosamente as seguintes dimensões com tolerância de ± 1 mm: 70,0 mm (base maior) x 25,0 mm (base menor) x 25,0 mm (espessura) x 250,0 mm (altura).

São obtidos 46 corpos de prova para mistura BBME-2, e 40 corpos de prova para a mistura GB-4 e a mesma quantidade para a mistura BBM-3.

Os corpos de prova ficam em repouso por um período de 15 dias. Após esse período, inicia-se o processo de triagem.

Os corpos de prova selecionados da mistura de BBME-2 apresentam o coeficiente de variação (C.V) de K_ϵ igual a 0,55 % e desvio padrão do volume de vazios de 0,31 %. Para a mistura BBM-3 o coeficiente de variação de K_ϵ igual a 0,61 % e desvio padrão do volume de vazios de 0,47 %, e para a mistura GB-4 o coeficiente de variação de K_ϵ igual a 1,06 % e desvio padrão do volume de vazios de 1,19 %. Contudo, a média do coeficiente de variação de K_ϵ do conjunto de corpos de prova agrupados em quarteto é de 0,82 % e o desvio padrão do volume de vazios destes é de 0,24 %, inferiores aos valores

estabelecidos pelas normas no qual o coeficiente de variação deve ser inferior a $\leq 1,0\%$ e o desvio padrão do volume de vazios inferior a $\leq 0,5\%$.

O processo de triagem consiste na eliminação de corpos de prova até encontrarem os corpos de provas homogêneos e que atendem às condições acima descritas para todas as misturas. Ressalta-se que são aconselháveis no mínimo 18 corpos de provas para ensaio de Fadiga para o efeito estatístico.

Uma vez que o ligante asfáltico é responsável pelo comportamento viscoelástico e termossusceptível das misturas asfálticas, vale lembrar que todas as misturas foram formuladas com o ligante CAP 50/70 com uma consistência média com penetração de 65.10^{-1} mm, variando os teores de ligantes asfáltico e a granulometria.

A seguir, são apresentados os resultados das misturas de concreto asfáltico obtidos no ensaio de Módulo Complexo. A medida de módulo da mistura BBM-3 é feita num espectro de temperatura de $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, $15\text{ }^{\circ}\text{C}$, $20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $40\text{ }^{\circ}\text{C}$. Não se chega a medir o módulo na temperatura de $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ devido ao problema de resfriamento da câmara. Quanto às misturas BBME-2 e GB-4 são medidas os módulos nas temperaturas de $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$, $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, $15\text{ }^{\circ}\text{C}$, $20\text{ }^{\circ}\text{C}$, $30\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $40\text{ }^{\circ}\text{C}$.

Este espectro de temperatura testado permite verificar do comportamento do material nas altas temperaturas e baixas frequências e vice versa.

Nas Tabelas 6.9, 6.10 e 6.11, encontram-se os resultados do ensaio de Módulo Complexo das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4, respectivamente. Demonstrando a evolução da norma de Módulo Complexo $|E^*|$ em função da temperatura e de frequência de solitação. Observa-se nas tabelas dos resultados do Módulo para todas as misturas uma tendência de aumento de ângulo de fase com aumento da temperatura à baixa frequência.

Tabela 6.9 – Resultado do ensaio de Módulo Complexo da mistura BBME-2.

Teor de vazios (%) = 4,95%			MVA média = 2,480		
TEMPERATURA	FREQUÊNCIA	MÓDULO (E1)	MÓDULO (E2)	MÓDULO E*	ÂNGULO DEFASE(φ)
(°C)	(Hz)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(°)
-10	30	13700	310	13704	1,5
-10	10	13050	625	13065	2,6
-10	3	12721	750	12743	2,9
-10	1	12029	993	12070	4,4
0	30	13000	550	13012	2,5
0	10	12275	850	12305	4,4
0	3	11486	1100	11538	6,2
0	1	10767	1311	10846	6,9
10	30	11500	985	11542	4,9
10	10	9751	1469	9861	8,6
10	3	8675	1765	8853	11,5
10	1	7361	2035	7637	15,5
15	30	9000	1650	9150	7,3
15	10	8216	1845	8421	12,7
15	3	6803	2130	7129	17,4
15	1	5270	2190	5707	23,2
20	30	7500	1995	7761	11,5
20	10	6404	2179	6764	18,8
20	3	4840	2199	5316	24,4
20	1	3298	2044	3880	31,8
30	30	3741	2100	4290	26,0
30	10	2990	1994	3594	33,7
30	3	1786	1545	2362	40,9
30	1	1278	1250	1788	44,3
40	30	1600	1501	2194	42,0
40	10	1185	1193	1682	45,2
40	3	927	849	1257	45,2
40	1	802	592	997	37,6

Tabela 6.10 – Resultado do ensaio de Módulo Complexo da mistura BBM-3

Teor de vazios (%) = 4,70%			MVA média = 2,519		
TEMPERATURA	FREQUÊNCIA	MÓDULO (E1)	MÓDULO (E2)	MÓDULO E*	ÂNGULO DE FASE (φ)
(°C)	(Hz)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(°)
0	30	11050	450	11059	3,4
0	10	10541	775	10570	4,2
0	3	9500	1168	9572	6,8
0	1	9130	1248	9215	7,8
10	30	9500	1100	9563	5,0
10	10	8574	1356	8681	9,0
10	3	7555	1557	7714	11,6
10	1	6484	1747	6715	15,1
15	30	8000	1550	8149	7,8
15	10	7326	1662	7512	12,8
15	3	6320	1795	6570	16,3
15	1	4858	1909	5219	21,5
20	30	6500	1850	6758	11,5
20	10	5967	1898	6262	17,6
20	3	4616	1956	5013	23,0
20	1	3336	1847	3814	29,0
30	30	3279	1850	3765	25,8
30	10	2660	1774	3197	33,7
30	3	1612	1400	2135	41,0
30	1	1205	1140	1659	43,3
40	30	1358	1379	1935	43,2
40	10	1149	1139	1618	44,8
40	3	854	822	1185	43,9
40	1	713	653	967	39,0

Tabela 6.11 – Resultado do ensaio de Módulo Complexo da mistura GB-4

Teor de vazios (%) = 4,45%			MVA média = 2,525		
TEMPERATURA	FREQUÊNCIA	MÓDULO (E1)	MÓDULO (E2)	MÓDULO E*	ÂNGULO DE FASE (φ)
(°C)	(Hz)	(Mpa)	(Mpa)	(Mpa)	(°)
-10	30	13090	230	13092	2,9
-10	10	12879	356	12884	2,4
-10	3	12300	683	12319	3,0
-10	1	11900	875	11932	3,8
0	30	12500	512	12510	2,3
0	10	12016	756	12040	3,6
0	3	11458	1005	11502	5,0
0	1	10857	1162	10919	6,1
10	30	11000	950	11041	4,6
10	10	10069	1331	10157	7,5
10	3	9013	1772	9185	11,1
10	1	7767	1908	7998	13,8
15	30	9000	1799	9178	7,5
15	10	8652	1877	8853	12,2
15	3	7815	1971	8060	15,1
15	1	5941	2164	6322	20,0
20	30	7540	1932	7784	10,3
20	10	6936	2005	7220	16,1
20	3	5391	2180	5815	22,0
20	1	3916	2067	4428	27,8
30	30	3940	2200	4512	24,8
30	10	3372	2130	3989	32,3
30	3	2122	1709	2725	38,8
30	1	1459	1311	1961	43,8
40	30	1544	1567	2200	45,4
40	10	1204	1315	1783	47,5
40	3	900	983	1333	47,5
40	1	744	698	1020	43,2

As representações dos resultados do ensaio de Módulo Complexo ajudam na compreensão das características do comportamento mecânico das misturas de concreto asfáltico, dos diferentes componentes do módulo, que variam com a temperatura e frequência de solicitação.

Para a análise e tratamento dos dados, foi usado o *software Excel*, a fim de gerar os seguintes gráficos nas representações clássicas do Módulo Complexo: curva no Plano Cole-Cole, curva no Espaço de Black, curva isotérmica, curva isócronas e curva Frequência-Temperatura.

6.5.1 Curva no Plano Cole-Cole

A representação do Módulo Complexo no Plano Cole-Cole relaciona a parte real (E_1) ao eixo das abscissas, em função da parte

imaginária (E_2), no eixo das ordenadas, obtém-se uma curva única semelhante a um arco de círculo.

A curva é a característica dos materiais estudados, onde percebe-se, a partir dela, a evolução da parcela elástica e viscosa em função da temperatura e da frequência de solitação.

Com o aumento da temperatura, houve uma diminuição do Módulo Complexo e, conseqüentemente, um aumento de ângulo de fase ou de perda de energia.

Observa-se que os valores máximos de Módulo imaginário, para três misturas, ocorrem nas temperaturas de 15 °C a 20 °C, o que indica situações mais críticas para a Fadiga nessas temperaturas.

A curva do Plano Cole-Cole é usada para calar o modelo de comportamento reológico do Huet-Sayegh.

Nas Figuras 6.17, 6.18 e 6.19 encontram-se os gráficos do Módulo Complexo da curva no Plano Cole-Cole das misturas de concreto asfáltico BBME-2, BBM-3 e GB-4, respectivamente.

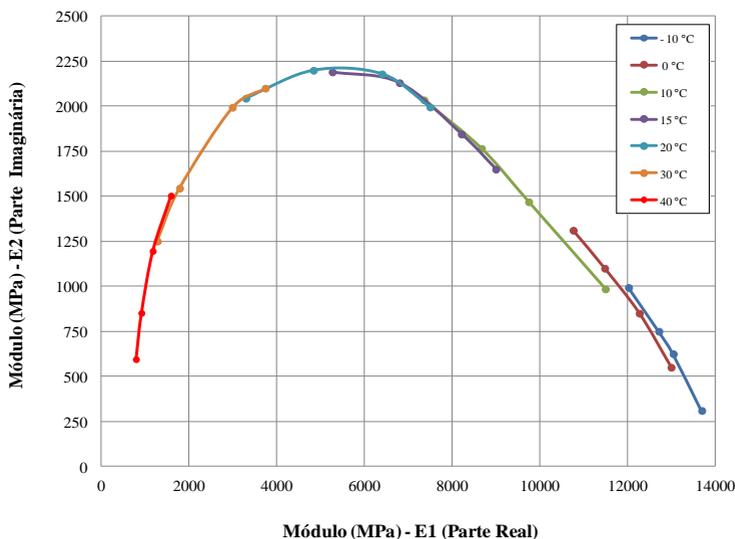


Figura 6.17 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 no Plano Cole-Cole.

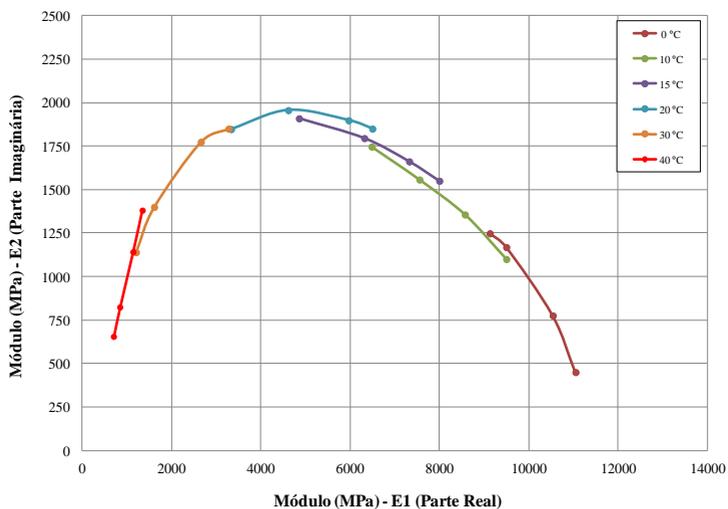


Figura 6.18 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 no Plano Cole-Cole.

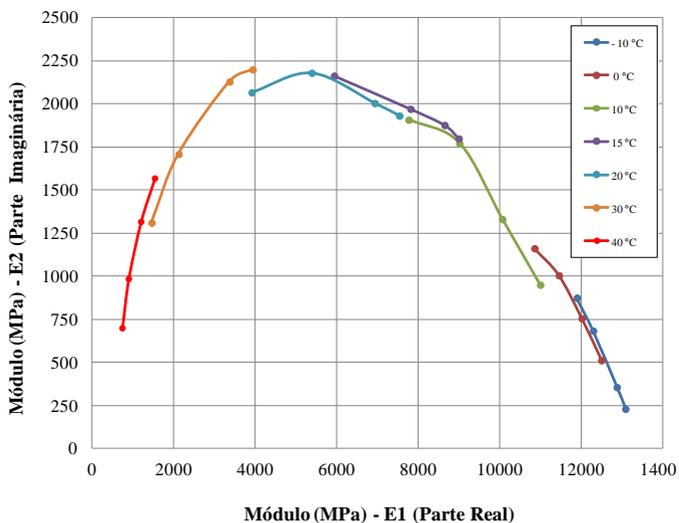


Figura 6.19 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 no Plano Cole-Cole.

6.5.2 Curva no Espaço de Black

A representação do Módulo Complexo na curva no Espaço de Black é obtida pela norma do módulo complexo $|E^*|$ no eixo das ordenadas em função do ângulo de fase (φ) no eixo das abscissas, em escala logarítmica. A curva do Espaço de Black permite visualizar a região dos módulos de valores pequenos e, em particular, o aumento do ângulo de fase para as condições de temperatura elevada.

Todas as misturas apresentam um comportamento semelhante, quanto à variação de ângulo de fase e do Módulo Complexo com a temperatura. Observa-se a diminuição do valor da norma do Módulo Complexo com o aumento da temperatura e o ângulo de fase, isto é, com o aumento da temperatura, há maior perda de energia, o que consequentemente diminui o módulo e aumenta o ângulo da defasagem.

A partir dessa curva, determina-se o módulo E_{∞} de cada mistura, um dos parâmetros utilizados no modelo reológico do Huet-Sayegh.

A seguir, estão ilustrados nas Figuras 6.20, 6.21 e 6.22 os gráficos do Módulo Complexo da curva no Espaço de Black das misturas de concreto asfáltico BBME-2, BBM-3 e GB-4, respectivamente, com seus respectivos valores de módulo no infinito (E_{∞}).

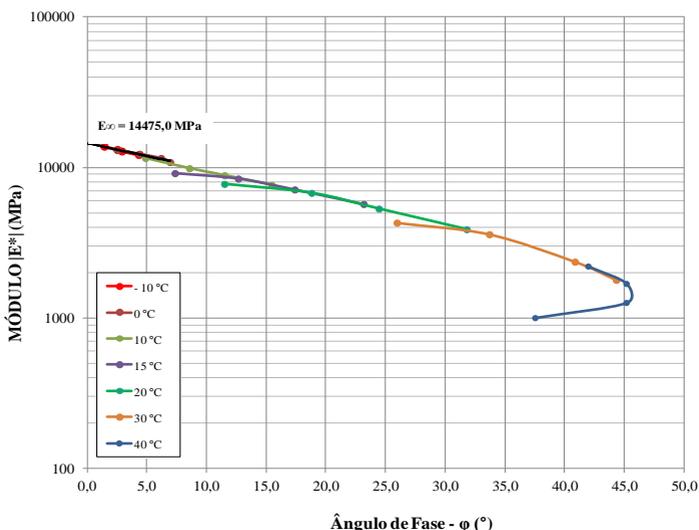


Figura 6.20 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 no Espaço de Black.

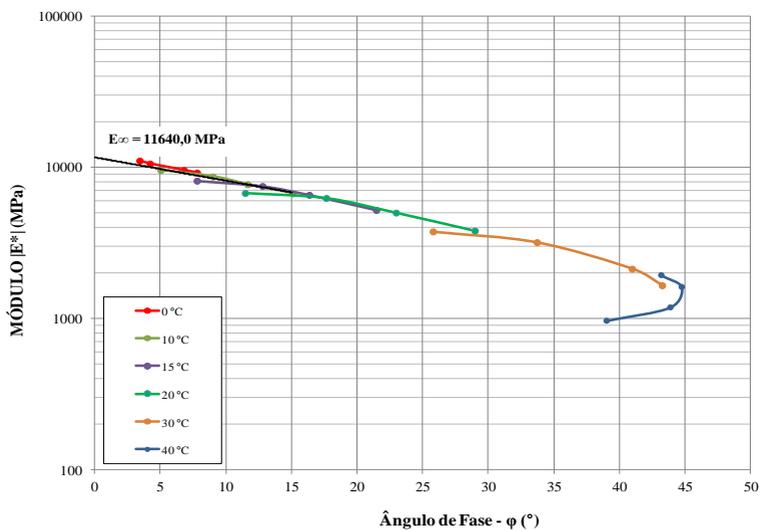


Figura 6.21 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 no Espaço de Black

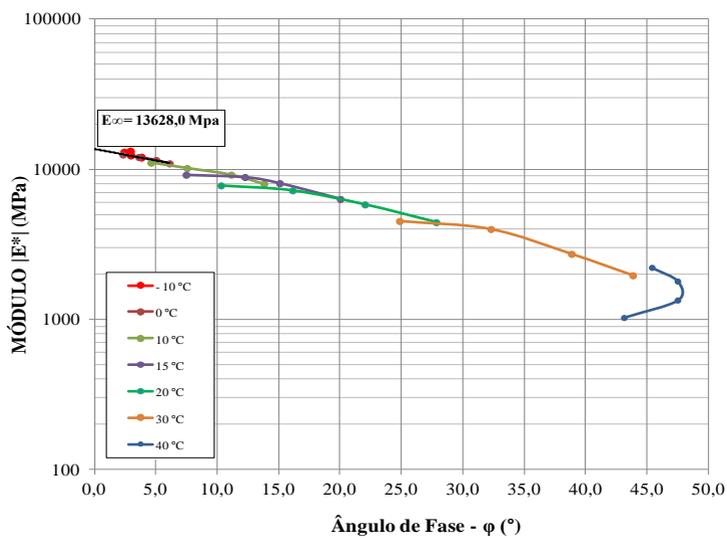


Figura 6.22 – Representação do Módulo Complexo - da mistura GB-4 no Espaço de Black.

6.5.3 Curva isotérmica

A representação do Módulo Complexo na curva isotérmica relaciona, no gráfico cartesiano, os valores da norma do Módulo Complexo $|E^*|$ no eixo das ordenadas em função da frequência do ensaio no eixo das abscissas. Ambos estão em escala logarítmica e em função da temperatura de ensaio.

O parâmetro de avaliação de uma mistura asfáltica, nesse caso, é a sua suscetibilidade cinética, ou seja, a variação de módulo com a velocidade de sollicitação.

A representação da curva isotérmica do Módulo Complexo das misturas de concreto asfáltico BBME-2, BBM-3 e GB-4 encontra-se nas Figuras 6.23, 6.24 e 6.25.

As misturas analisadas nesta pesquisa apresentam a semelhança no comportamento no gráfico da curva isotérmica.

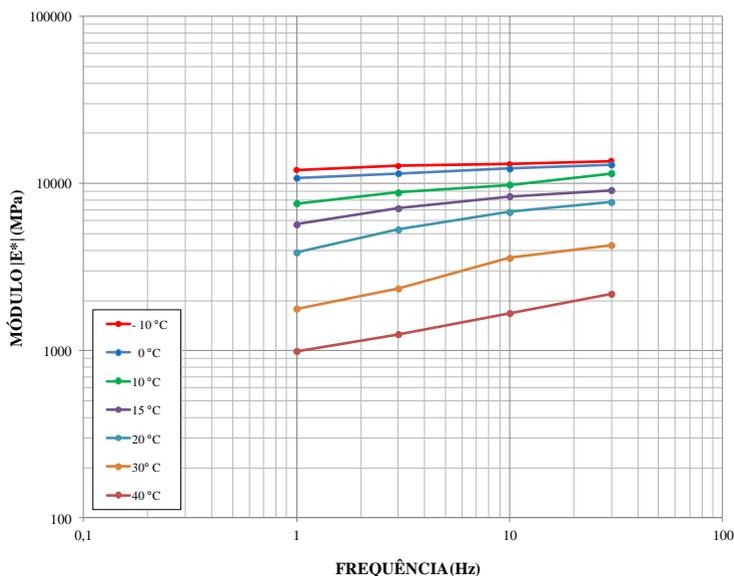


Figura 6.23 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 na curva isotérmica.

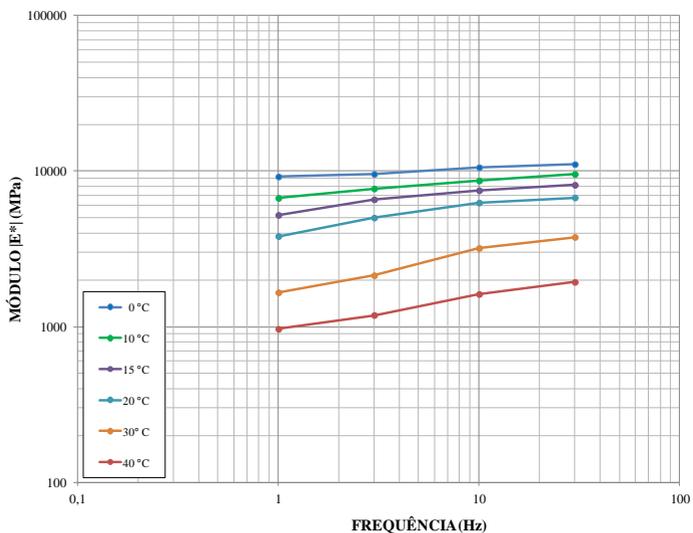


Figura 6.24 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 na curva isotérmica.

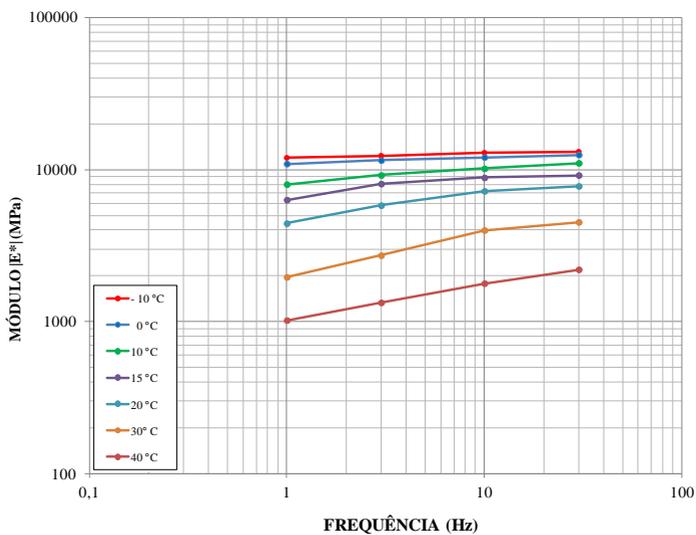


Figura 6.25 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 na curva isotérmica.

6.5.4 Curvas Isócronas

A representação do Módulo Complexo nas curvas isócronas consiste em relacionar a norma do Módulo Complexo $|E^*|$ para cada nível de frequência em função da temperatura, em escala logarítmica. No eixo das ordenadas está a norma de Módulo Complexo e no eixo de abscissas está a temperatura.

Com o aumento da temperatura, percebe-se o aumento da dispersão da curva, inclusive nas temperaturas acima de 0 °C. Quanto à frequência de solicitação, observa-se que quanto maior a frequência de ensaio, maior é a norma do módulo complexo.

Nas Figuras 6.26, 6.27 e 6.28, encontram-se os gráficos do Módulo Complexo da curva Isócronas das misturas de concreto asfáltico BBME-2, BBM-3 e GB-4, respectivamente.

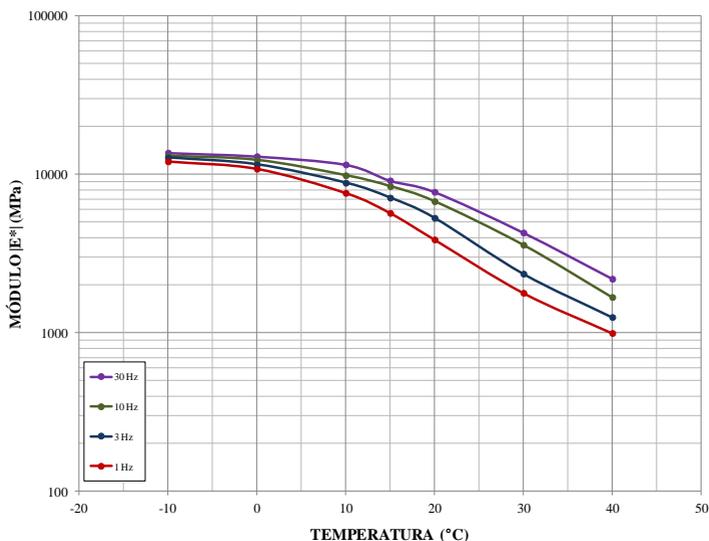


Figura 6.26 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 na curva isócrona.

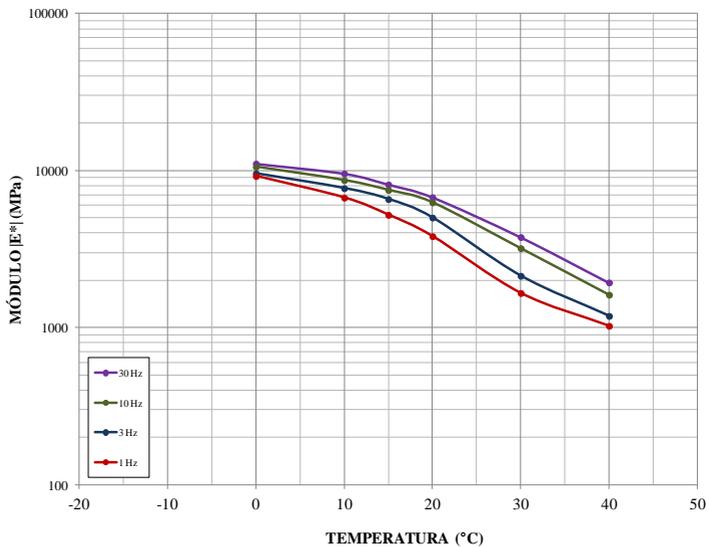


Figura 6.27 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 na curva isócrona.

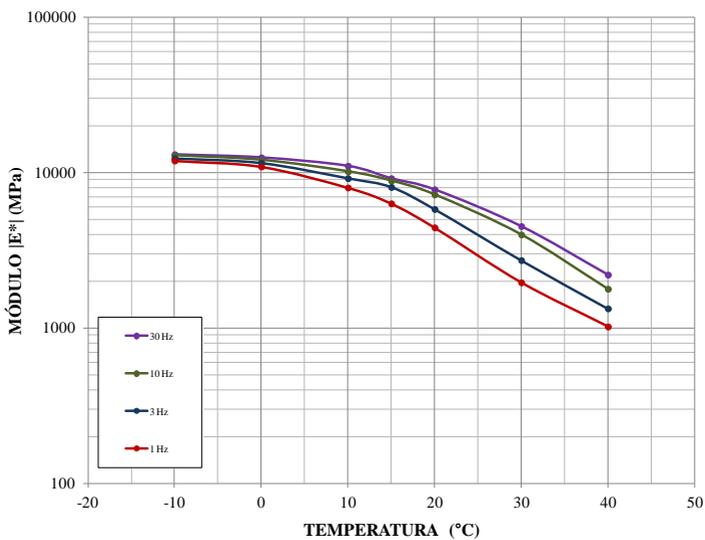


Figura 6.28 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 na curva isócrona

6.5.5 Curva na Frequência-Temperatura

A representação de Módulo Complexo na curva Frequência-Temperatura é obtida por meio de translação dos valores da curva isotérmica pelo método gráfico, explicado no item 3.4.5, fixando uma temperatura de referência, que, nesse caso, é de 15 °C.

A curva Frequência-Temperatura também como isotérmica, relaciona os valores da norma do Módulo Complexo $|E^*|$ no eixo nas ordenadas em função da frequência do ensaio para cada temperatura, no eixo das abcissas, ambos em escala logarítmica.

A curva Frequência-Temperatura caracteriza a viscoelasticidade das misturas de concreto asfáltico e permite obter os valores de módulo para as frequências inacessíveis experimentalmente, ou seja, de valores muito baixos (< 1 Hz), em uma dada temperatura.

As Figuras 6.29, 6.30 e 6.31 ilustram os gráficos do Módulo Complexo da curva Frequência-Temperatura das misturas de concreto asfáltico BBME-2, BBM-3 e GB-4, respectivamente.

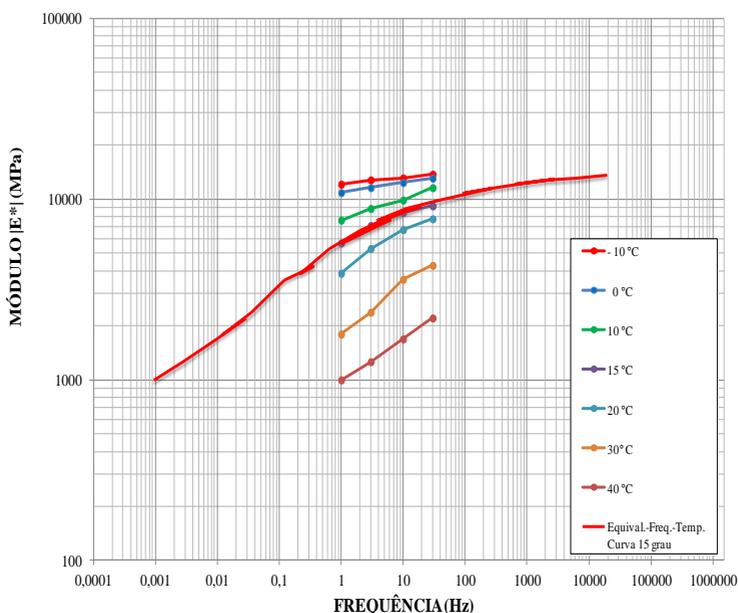


Figura 6.29 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBME-2 na curva Frequência-Temperatura.

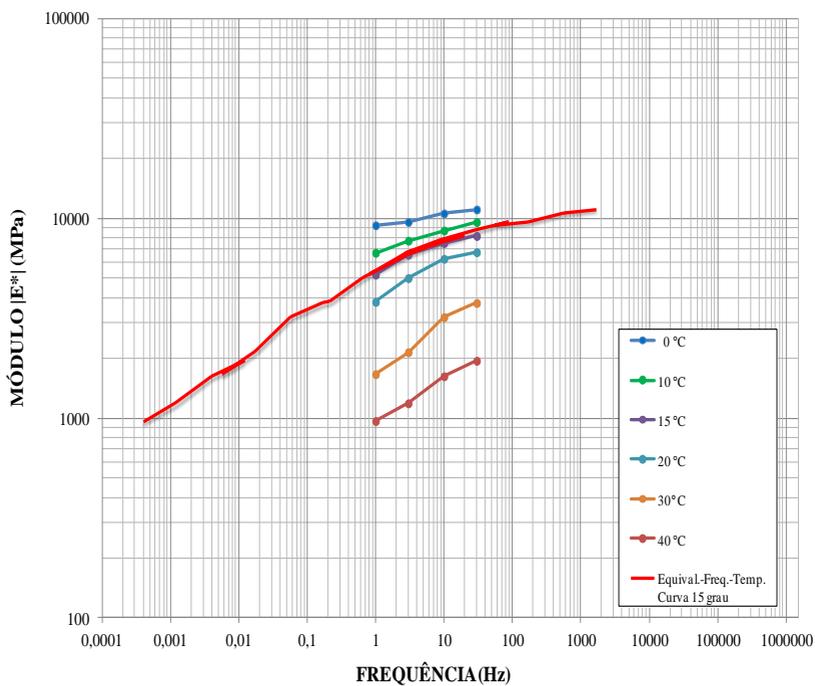


Figura 6.30 – Representação do Módulo Complexo da mistura BBM-3 na curva Frequência-Temperatura.

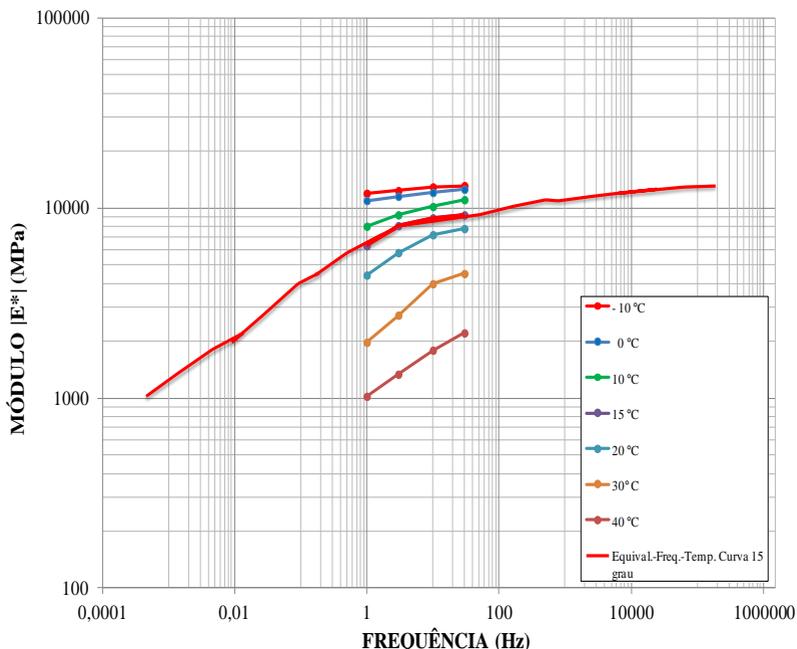


Figura 6.31 – Representação do Módulo Complexo da mistura GB-4 na curva Frequência-Temperatura.

6.6 RESULTADO DE ENSAIO DE FADIGA

O ensaio de Fadiga é realizado a uma frequência de 25 Hz, a uma temperatura constante de 10 °C. Apesar da temperatura crítica variar de 15 °C a 20 °C, é nas temperaturas onde ocorre a maior energia perdida (E2) no ensaio de Módulo Complexo, representado no gráfico de Plano Cole-Cole, conforme ilustrado nas Figuras 6.17, 6.18 e 6.19.

Para toda mistura, o ensaio é realizado em três níveis diferentes de deformação, variando de acordo com o tipo da mistura, conforme visto na Tabela 5.7. São ensaiados em cada nível de solicitação, no mínimo, 6 corpos de prova. Os corpos de prova utilizados são trapezoidais.

De posse dos resultados de ensaio, são tratados e determinados os valores de números de ciclos para os corpos de prova testados. Para as misturas BBME-2 e GB-4, foram ensaiados inicialmente 24 corpos de prova, sendo eliminados 3 corpos de prova, devido à ruptura ocorrida

em pontos indesejáveis ou abaixo do recomendado, isto é, a menos de 2,5 cm da base menor. Foram testados 20 corpos de provas para a mistura BBM-3; entre eles, dois foram eliminados pela ruptura na zona indesejada, isto é, abaixo de 2,5 cm da base maior.

Nas Tabelas 6.12, 6.13 e 6.14, encontram-se os resultados do ensaio de Fadiga das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4, respectivamente, onde são demonstrados, além das deformações, também os valores de número de ciclos, de volume de vazios, de $K\varepsilon$ e $K\sigma$.

Tabela 6.12 – Resultados de ensaio de Fadiga da mistura BBME-2

Número De Amostra	Def. max (μm)	Número de Ciclo	Vv (%)	Kε (10⁻³ cm⁻¹)	Kσ (cm⁻²)
3.19	180	159000	0,7587	8,94E-04	1,30E-02
4.13		333000	1,0101	9,03E-04	1,28E-02
4.14		399000	1,1654	9,07E-04	1,26E-02
4.10	180	129000	1,3264	8,97E-04	1,28E-02
4.16		214500	1,3471	9,03E-04	1,34E-02
4.12	180	166500	1,4486	8,99E-04	1,29E-02
3.8		214500	1,5009	8,94E-04	1,30E-02
4.11	150	432000	1,6908	8,98E-04	1,29E-02
3.18		573000	1,6961	8,96E-04	1,29E-02
3.2		609000	1,7291	8,95E-04	1,31E-02
3.4	150	234000	1,7348	8,86E-04	1,34E-02
3.10		432000	1,8346	8,94E-04	1,32E-02
3.15		660000	1,8815	9,03E-04	1,27E-02
3.12	120	1015500	1,8843	8,91E-04	1,31E-02
3.17		1285500	1,8926	9,00E-04	1,30E-02
4.6		2688000	1,9305	9,01E-04	1,33E-02
3.5	120	1428000	2,1719	8,92E-04	1,31E-02
3.7		1341000	2,1922	8,91E-04	1,31E-02
3.6	120	1761000	2,3325	8,90E-04	1,34E-02
3.14		1906500	2,7634	9,02E-04	1,29E-02
3.11		1936500	2,8397	8,90E-04	1,31E-02

Tabela 6.13 – Resultados de ensaio de Fadiga da mistura BBM-3

Número De Amostra	Def. max (μm)	Número de Ciclo	V_v (%)	K_c (cm⁻¹)	K_σ (cm⁻²)
5.3	150	178500	4,518	9E-04	0,01314455
5.13		124500	4,567	9E-04	0,01295850
5.15		280500	4,619	9E-04	0,01342607
6.11	150	276000	4,621	9E-04	0,01301052
6.7		346500	4,631	9E-04	0,01316344
6.12		499500	4,922	9E-04	0,01313511
5.18	100	217500	4,313	9E-04	0,01324399
6.16		2487000	4,343	9E-04	0,01314907
6.13		3255000	4,363	9E-04	0,01324087
5.18	100	217500	4,313	9E-04	0,01324399
6.16		2487000	4,343	9E-04	0,01314907
6.13		3255000	4,363	9E-04	0,01324087
6.6	70	2565000	5,375	9E-04	0,01299850
6.1		6085500	5,401	9E-04	0,01289304
5.12		13431000	5,505	9E-04	0,01269715
5.14	70	8298000	4,219	9E-04	0,01287137
6.14		20770500	4,247	9E-04	0,01302138
6.2		12292500	4,294	9E-04	0,01304990

Tabela 6.14 – Resultados de ensaio de Fadiga da mistura GB-4

Número De Amostra	Def. max (µm)	Número de Ciclo	Vv (%)	K _c (cm ⁻¹)	K _σ (cm ⁻²)
1.17	180	150000	5,1672	0,0009	0,0131
1.1		37500	5,5119	0,0009	0,0130
1,23		85500	5,6525	0,0009	0,0132
2.17	180	33000	6,3545	0,0009	0,0130
2.18		39000	6,6132	0,0009	0,0138
1.5	150	504000	3,5440	0,0009	0,0136
1.6		325500	3,8518	0,0009	0,0135
1.4	150	588000	3,8998	0,0009	0,0132
1.2		570000	4,0242	0,0009	0,0128
1.13		544500	4,0517	0,0009	0,0131
1.12		484500	4,1513	0,0009	0,0127
1.20	100	358500	4,1879	0,0009	0,0143
1.3		1048500	4,2025	0,0009	0,0132
1.8		3460500	4,2251	0,0009	0,0133
1.19		3225000	4,2444	0,0009	0,0139
1.9	100	4968000	4,5638	0,0009	0,0134
1.10		1273500	4,8751	0,0009	0,0134
1,22		1698000	4,8099	0,0009	0,0139
1,21	100	1299000	6,8473	0,0009	0,0128
2.14		1207500	7,2240	0,0009	0,0137
2.1		2230500	7,6568	0,0009	0,0129

Os resultados do ensaio de Fadiga passam por um processo de tratamento estatístico, ou seja, encontram-se as curvas de Fadiga pela regressão linear dos valores da deformação imposta, no eixo das abscissas, em função de número de ciclos. Com auxílio do *software Excel* são obtidas as curvas de Fadiga e hipérbole de confiança, com 95 % de confiança, e é calculada a deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6), conforme a NF P 98-261-1 (1993).

Os coeficientes da regressão estatística utilizados no cálculo da curva de Fadiga estão apresentados na Tabela 6.15.

Tabela 6.15 – Coeficientes da regressão estatística

COEFICIENTES	MISTURAS		
	BBME	BBM	GB
b	-4,9923	-4,6032	-4,9812
a	3,73E+16	2,46E+15	1,73E+16
Log (a)	16,5714	15,3904	16,2373
r^2	0,8639	0,783	0,742

Dos coeficientes apresentados na Tabela 6.15, vale ressaltar a importância do coeficiente (b), que está relacionado com a inclinação da reta de curva de Fadiga, indicando a suscetibilidade da mistura ao número de solitação. Quanto menor o valor de (b), mais suscetível é a mistura do concreto asfáltico e mais a reta tende a se inclinar.

As Figuras 6.32, 6.33, e 6.34, a seguir, ilustram as curvas de Fadiga das misturas BBME-2, BBM-2 e GB-4, respectivamente, onde são demonstradas as hipérboles da zona de confiança, a equação da curva de Fadiga, a indicação da deformação para um milhão de ciclos (ϵ_6), a variação do para um milhão de ciclos ($\Delta\epsilon_6$), o desvio padrão dos resíduos e as características do concreto asfáltico.

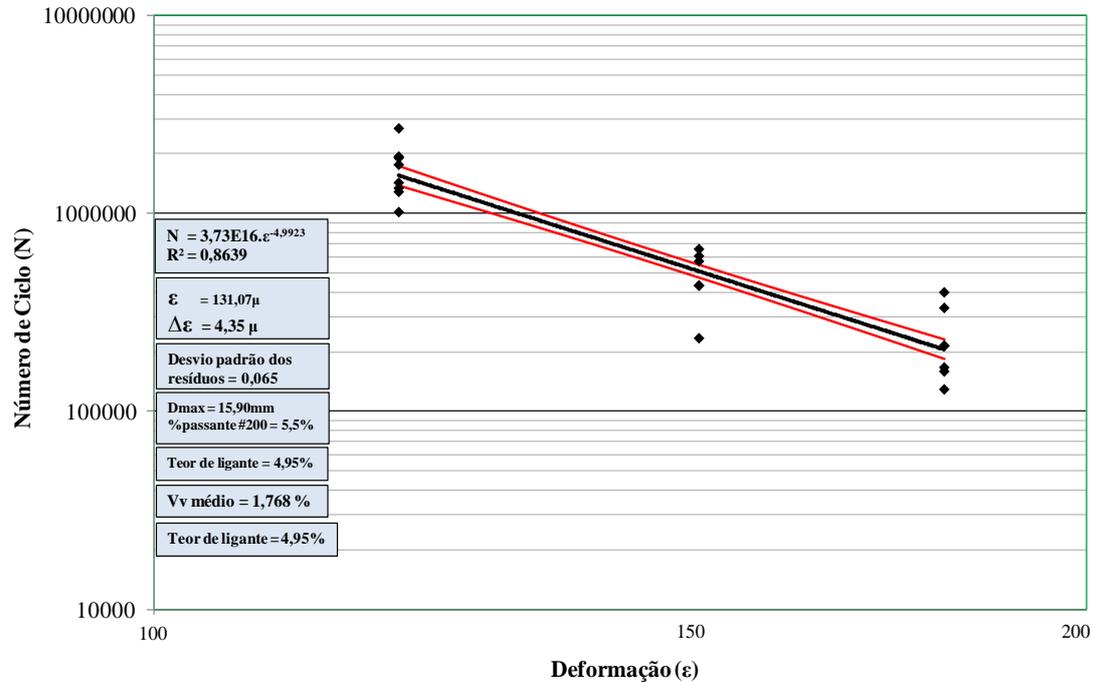


Figura 6.32 – Curva de Fadiga da mistura de concreto asfáltico BBME-2

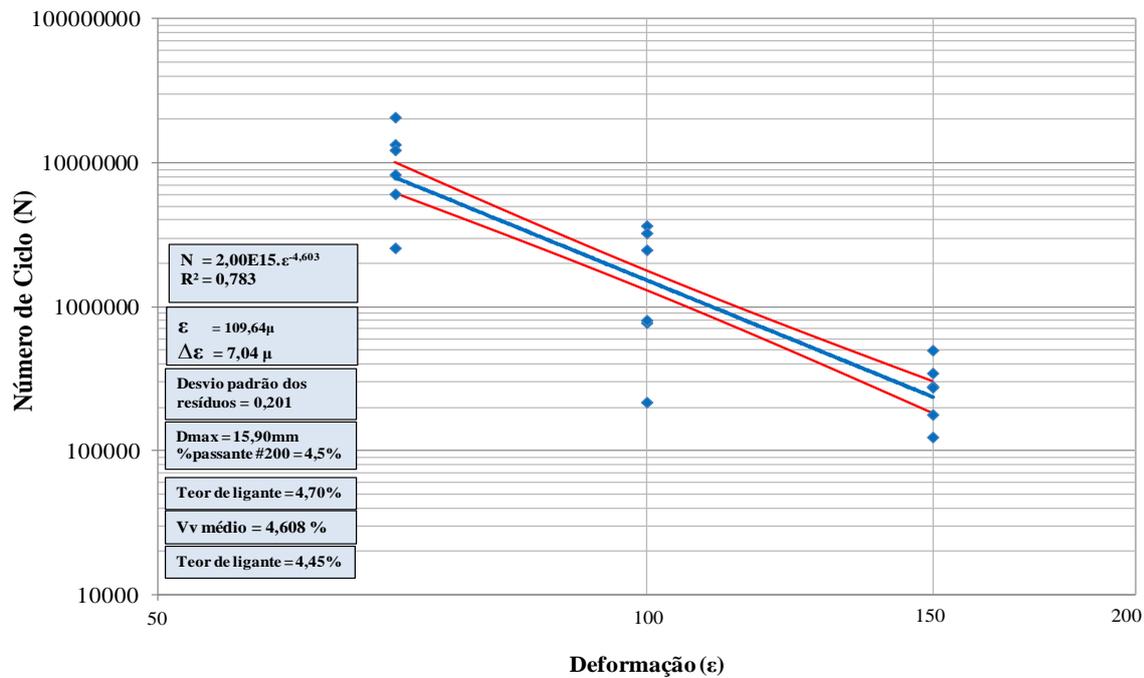


Figura 6.33 – Curva de Fadiga da mistura de concreto asfáltico GB-4

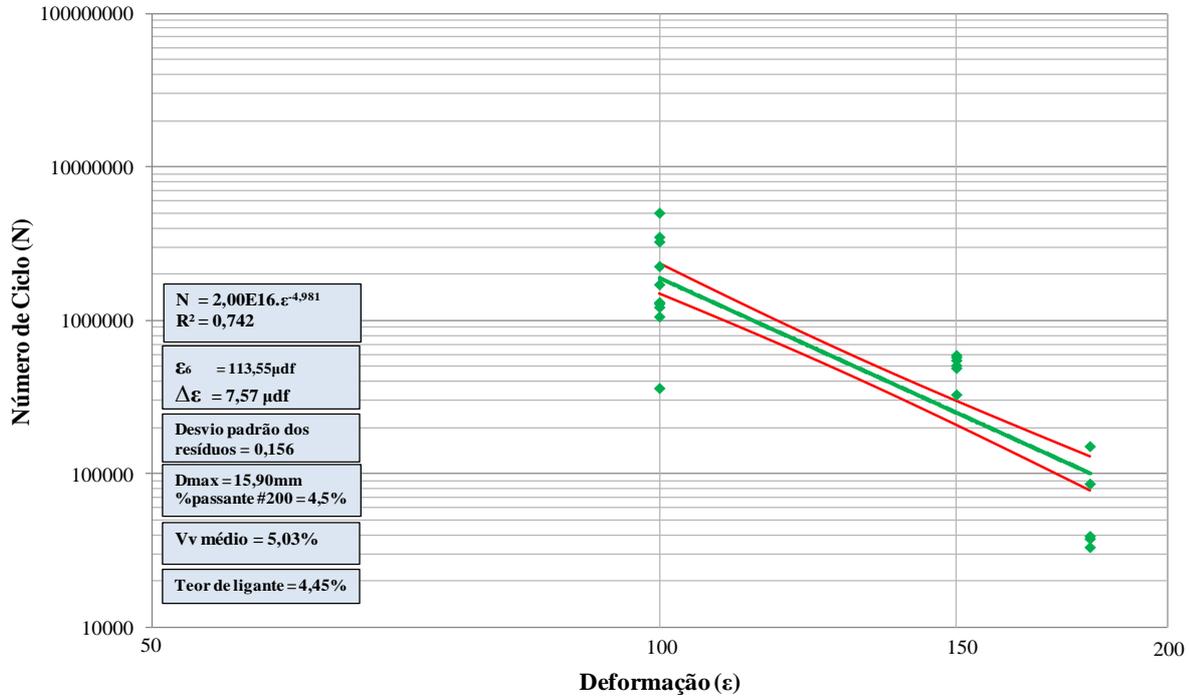


Figura 6.34 – Curva de Fadiga da mistura de concreto asfáltico BBM-3

O ensaio de Fadiga é uma das etapas fundamentais para o dimensionamento de pavimento das misturas de concreto asfáltico, a partir dos resultados apresentados sobre as deformações calculadas para um milhão de ciclos de solitação. Todas as misturas obtêm os resultados superiores a 100,00 μ df.

Os valores de deformação para um milhão de ciclos, para os números de ciclos com seus respectivos intervalos estatísticos, estão apresentados na Tabela 6.16.

Tabela 6.16 – Valores característicos de ensaio de Fadiga

MISTURAS	ϵ_6 (μ df)	$\Delta \epsilon_6$ (μ df)	N
BBME	131,07	4,24	$3,73E16.e^{-4,9923}$
BBM	109,64	6,83	$2,00E15.e^{-4,603}$
GB	113,55	7,75	$2,00E16.e^{-4,981}$

6.7 RESULTADO DE ENSAIO DE MANCHA DE AREIA

Os ensaios de Mancha de Areia são executados sobre as superfícies das placas destinadas para ensaio de Módulo Complexo e Fadiga. São efetuadas três leituras para cada Mancha de Areia, abrangendo o centro e os contos, resultando em um total de 6 medidas para cada placa.

Verifica-se na Tabela 6.17 o aumento de altura de Mancha de Areia nas misturas em função de seu uso na estrutura de pavimento, sendo a mistura BBM-3 destinada à superfície de pavimento com maior altura de Mancha de Areia de 1,37 mm, Seguida da mistura BBME-2, destinada para a camada de ligação com função estrutural e altura de Mancha de Areia de 1,14 mm, sendo que para mistura GB-4, esse valor é de 1,12 mm. Contudo, essas misturas são compostas pelo mesmo tamanho máximo de granular e por diferentes porcentagens de teor de finos.

O ensaio de Mancha de Areia é um ensaio empírico, e o resultado depende do seu espalhamento, one não há padronização no modo de operação, o que pode resultar na dispersão de resultados.

De acordo com a classificação proposta por Pasquet (1968), apresentada na Tabela 5.8, as misturas BBME-2 e GB-4 enquadram-se na classificação D (texturas rugosas), e a mistura BMM, enquadra-se na classificação E (textura muito rugosa).

Na Tabela 6.17, a seguir, encontra-se a média dos resultados para todas as misturas.

Tabela 6.17 – Resultados das medições da altura de Mancha de Areia nas superfícies das placas

MISTURAS ASFÁLTICAS	PLACAS	MÉDIA DIÂMETROS (mm)	HS - ALTURA DA MANCHA DE AREIA(mm)
GB4	1	168,30	1,12
	2		
BBME2	1	167,02	1,14
	2		
BBM4	1	152,25	1,37
	2		

6.8 RESULTADO DE ENSAIO DE DRENABILIDADE

O ensaio de Drenabilidade é executado sobre as superfícies das mesmas placas onde foi executado o ensaio de Mancha de Areia, destinado para o ensaio de Módulo Complexo e Fadiga. Foi realizada uma leitura em três pontos para cada placa, abrangendo o centro e os contos, o que resultou em um total de três medidas para cada placa.

Os resultados da Drenabilidade encontram-se na Tabela 6.18, a seguir.

Tabela 6.18 – Resultados das medições da Drenabilidade na superfície das placas

MISTURAS ASFÁLTICAS	DRENABILIDADE (TEMPO DEES COAMENTO SUPERFICIAL)
GB4	3" 05
BBME2	3" 28
BBM3	3" 98

Cabe ressaltar que os resultados do ensaio de Drenabilidade comportaram-se de modo análogo à Mancha da Areia.

O ensaio de Drenabilidade tem, portanto, o objetivo de verificar o comportamento da textura do pavimento, pois os resultados dos ensaios apresentam tempos medidos muito curtos, o suficiente para evitar zonas de acumulação de água na superfície da placa ou do pavimento. Assim, evitando o efeito de hidroplanagem, garante-se a segurança ao usuário.

6.9 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste item, são realizadas as análises dos resultados apresentados nos itens anteriores, obtidos nos ensaios laboratoriais. Apresentam-se análises dos resultados quanto à compactidade ou habilidade à compactação das misturas de concreto asfáltico, assim como a avaliação das misturas quanto à sensibilidade à água e à Deformação Permanente. Na análise de resultados do ensaio de Módulo Complexo e de Fadiga, foram comparadas as três misturas em relação aos ensaios acima descritos.

6.9.1 Ensaio de Compactação por Cisalhamento Giratório (PCG)

O ensaio de PCG determina os parâmetros volumétricos para avaliar a habilidade à compactidade das misturas. Nesta pesquisa, avaliou-se a compactidade ou habilidade das misturas de concreto asfáltico em função do teor de ligante asfáltico e do percentual dos finos (*filler*) na granulometria.

Foram formuladas três misturas asfálticas: BBM-3 (*Béton Bitumineux Mince* classe 3), com adição de *PR-FLEX 20*, BBM-2 (*Béton Bitumineux Module Élevé* classe 2), com adição de *PR-PLAST S* e GB-4 (*Grave Bitume* classe 4). Todas as misturas utilizaram ligante convencional 50/70, e os aditivos foram aplicados diretamente sobre os granulares no momento da usinagem.

Foi utilizada a mesma granulometria para as misturas GB-4 e BMM-3, com teor de finos de 4,5 % e a mesma quantidade para mistura BBME-2, mudando apenas o teor de fino para 5,5 %. Para o ensaio de PCG, foram testados 27 corpos de prova, sendo 9 para cada mistura.

Com os resultados das três misturas asfálticas, ilustrados no gráfico da Figura 6.35 (a mistura GB está na cor azul, a mistura BBM na cor vermelha e a mistura BBME na cor verde), é possível escolher os teores de ligante asfáltico que satisfazem às especificações. Foram testados três teores de ligante: 4,7 %, 4,95 % e 5,20 % para as misturas BBME-2 e BMM-3, e 4,20 %, 4,45 % e 4,70 % para a mistura GB-4. Os dois primeiros teores de ligante para cada mistura foram satisfatórios, pois estão dentro da faixa limite especificada.

Verificou-se, a partir dos resultados de ensaio de PCG das misturas estudadas no gráfico da Figura 6.35, a diminuição do volume de vazios com o aumento do número de giros, isto é, a densificação com o aumento de energia de compactação em função do número de giros.

Pode-se perceber que o parâmetro volumétrico das misturas asfálticas varia de acordo com a quantidade do teor de ligante asfáltico. Quanto maior a quantidade, portanto, menor é a porcentagem do volume de vazios, isto é, é possível que haja aumento na densificação das misturas. Portanto, o teor de ligante influencia no parâmetro volumétrico das misturas de concreto asfáltico.

As misturas mostraram-se semelhantes quanto à evolução da curva de densificação, isto é, é possível que seja a mesma granulometria utilizada, variando o teor de ligante e o percentual dos finos e mantendo o diâmetro máximo para todas as misturas.

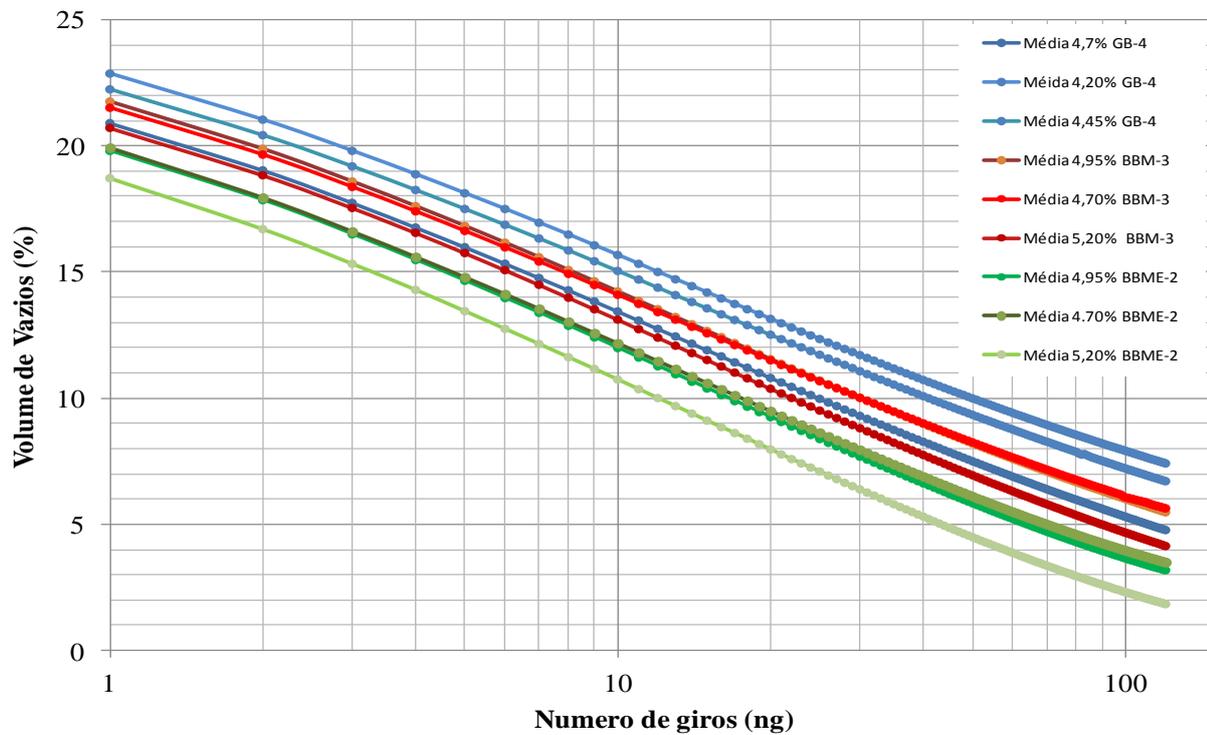


Figura 6.35 – Resultados do ensaio de PCG das misturas GB-4, BBM-3 e BBME-2

A título de comparação, foi analisado o mesmo teor de ligante asfáltico para as misturas estudadas, sendo que a média do teor foi 4,70 %, variando a porcentagem de teor de fino (*filler*) de 1 % e a aplicação de aditivos.

Quanto à aplicação de aditivo, observa-se que houve a influência em sua aplicação, pois com o *PR-FLEX 20* na mistura BBM-3, que possui o mesmo teor de ligante e a mesma granulometria que a mistura GB-4, observou-se um aumento na viscosidade da mistura e, conseqüentemente, um aumento na resistência à compactação.

No que diz respeito ao teor de finos, comparou-se as misturas BBME-2, modificadas com *PR-PLAST S*, com teor de fino de 5,5 % e GB-4 com teor de fino de 4,5 %, sem modificação. Verificou-se, ainda, que com o aumento dos finos de 4,5 % para 5,5 % na curva granulométrica, houve aumento também da densificação das misturas, ou seja, com aumento de teor de finos em 1 %, houve a diminuição dos vazios.

A Figura 6.36, a seguir, ilustra o gráfico de comparação das misturas GB-4, BBM-3 e BBME-2 quanto à porcentagem de teor de 4,70 % de ligante.

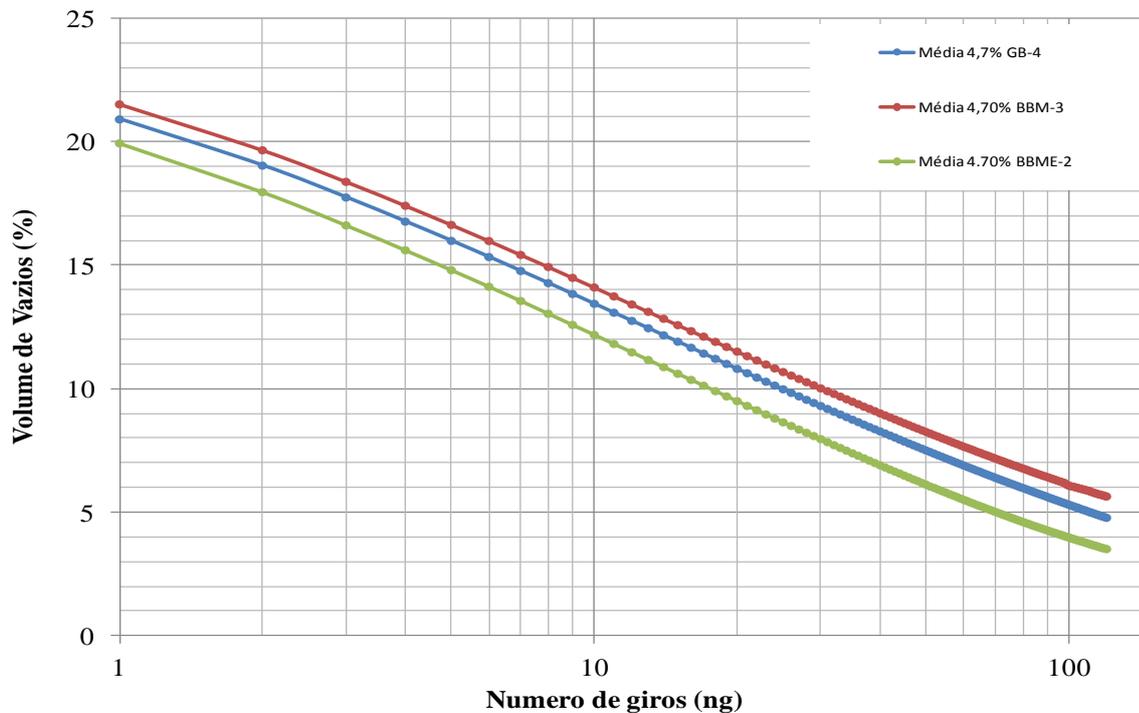


Figura 6.36 – Comparação das misturas GB-4, BBM-3 e BBME-2, quanto à porcentagem de teor de 4,70 % de ligante.

6.9.2 Ensaio de Duriez

Na avaliação da resistência à sensibilidade à água das misturas de concreto asfáltico, realizada por meio do ensaio de Duriez com e sem o condicionamento sob imersão na água, foram testados os seguintes teores de ligante asfáltico: 4,45 % para a mistura *Grave Betume* (GB-4), 4,70 % para a mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3) e 4,95 % para a mistura *Béton Bitumineux Module Elevé*.

Os resultados de tensões de ruptura dos corpos de prova, condicionados sob imersão na água da mistura *Grave Betume* (GB-4), variaram de 7,66 Mpa a 11,83 Mpa, e para os corpos de prova sem imersão na água, as suas resistências variaram de 8,52 Mpa a 13,05 Mpa. A mistura *Béton Bitumineux Module Elevé* (BBME-2) apresentou uma variação dos resultados de tensão de ruptura dos corpos de prova, condicionados sob imersão na água, de 7,49 Mpa a 9,06 Mpa, e sem imersão, de 8,41 Mpa a 9,97 Mpa. Para a mistura *Béton Bitumineux Mince* (BBM-3), os resultados das tensões de ruptura, condicionados sob imersão na água, variaram de 7,30 Mpa a 8,98 Mpa, e sem imersão, de 8,94 Mpa a 10,73 Mpa.

Os resultados das médias da resistência à compressão simples dos corpos de provas a seco (R) e sob imersão (r), descritos acima, encontram-se no gráfico da Figura 6.37, a seguir. A mistura GB-4 está representada pela cor azul, a mistura BBM-3 está na cor verde e a mistura BBME-2 está na cor castanha.

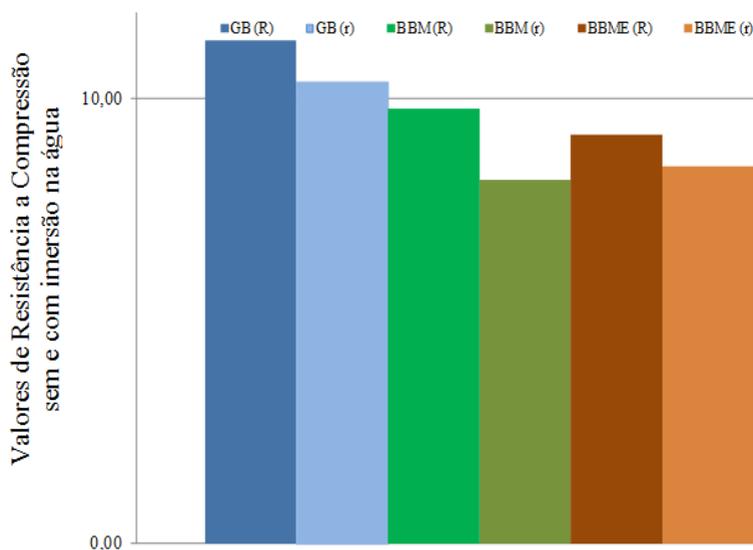


Figura 6.37 – Apresentação dos valores da resistência à compressão com e sem imersão na água.

Os resultados obtidos depois das análises de dados de todas as misturas avaliadas neste ensaio apresentam valores satisfatórios, pois atendem à relação mínima de r/R , especificada na Tabela 6.6.

Percebe-se uma pequena redução da resistência à compressão simples dos corpos de prova condicionados sob imersão na água, em relação à resistência dos corpos de prova condicionados sem imersão. Portanto, não houve a influência significativa de ação da água.

Observa-se que as misturas modificadas BBME-2 e BBM-3, apresentaram a média da resistência menor que GB, e isso se deve à modificação da mistura, que, em contato com ação da umidade, degradou-se mais do que a mistura GB-4.

6.9.3 Ensaio de Deformação Permanente

Nesse ensaio, foram moldadas duas placas para cada mistura, sendo avaliado um teor de ligante asfáltico para cada mistura. Os mesmos teores foram avaliados no ensaio de Duriez.

Os resultados do ensaio de Deformação Permanente, determinados a partir do cálculo da regressão do par de placas para cada

mistura, demonstraram a evolução de afundamento de trilha de roda para dez mil (10000) ciclos e trinta mil (30000), conforme ilustra o gráfico da Figura 6.38.

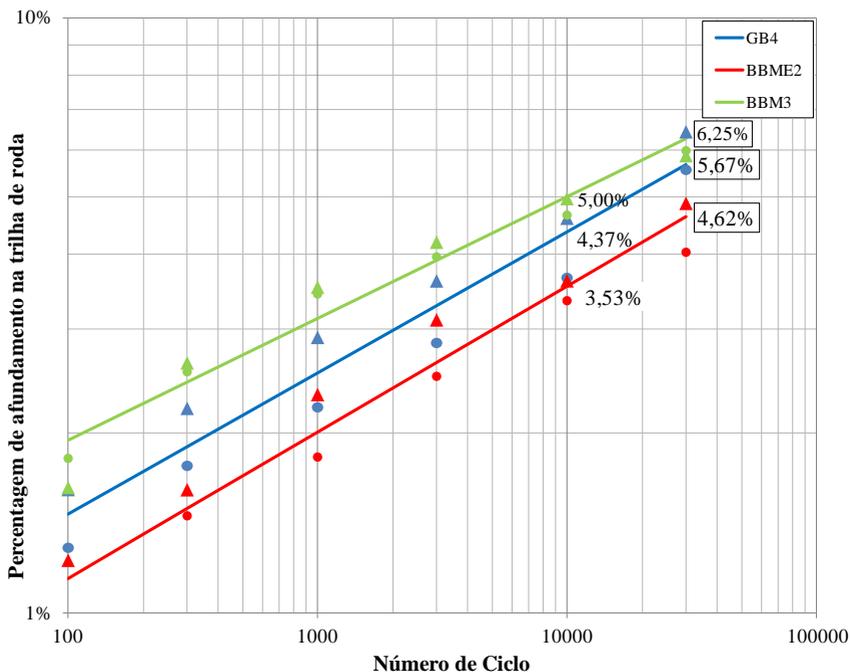


Figura 6.38 – Deformação Permanente das misturas GB, BBME e BBM.

Os resultados são satisfatórios, pois atendem aos limites especificados para todas as misturas.

Vale lembrar que, de acordo com o manual de formulação francesa, as misturas de concreto asfáltico do tipo GB-4 são destinadas para camadas de estrutura de pavimento com a espessura, variando de 8 a 15 cm dependendo da granulometria. Por isso, é recomendado que o ensaio de deformação seja executado com a placa de 10cm de espessura. Assim, fica difícil a comparação direta dessa mistura em relação às demais, pois o ensaio foi executado com a placa de espessura de 10 cm. Mesmo assim, percebe-se que a mistura BBME, modificada com *PR-PLAST S*, executada com uma placa de 5 cm, apresentou menor valor na evolução de afundamento de trilha de roda, e isso se deve à modificação e à composição granulométrica, que possui 1 % de teor de finos a mais em relação às misturas GB-4 e BBM-3.

Quanto às misturas BBM-3, em relação à mistura GB-4, a diferença de afundamento de trilha de roda foi de 0,58 % em 30.000 ciclos. Tudo indica que, se a placa de ensaio de Deformação Permanente for da mesma espessura, a mistura BBM modificada com *PR-FLEX 20* pode apresentar menos afundamento para 30.000 ciclos.

Percebe-se que a curva de afundamento da mistura BBM-3 teve a evolução diferente das misturas GB-4 e BBME-2. Houve uma pequena diminuição da porcentagem de afundamento em 30.000 ciclos, se comparado ao afundamento inicial em 100 ciclos da mesma. As misturas GB-4 e BBME-2 apresentaram a mesma tendência de evolução de afundamento de trilha de roda, que pode ser observada na Figura 6.38, em que essas misturas são paralelas.

Portanto a modificação das misturas de concreto asfáltico melhoraram as características no afundamento de trilha de roda, o que também influenciou e teor de finos (*filler*).

6.9.4 Ensaio de Módulo Complexo

As representações dos resultados do ensaio de Módulo Complexo ajudaram na compreensão das características do comportamento mecânico das misturas de concreto asfáltico. Os diferentes componentes do módulo variam de acordo com a temperatura e a frequência de sollicitação do ensaio.

Para a análise dos dados, os resultados de representações do Módulo Complexo foram sobrepostas em um mesmo gráfico para cada curva de representação clássica do Módulo Complexo: curva no Plano Cole-Cole, curva no Espaço de Black, curva Isotérmica, curva Isócrona e curva de Frequência-Temperatura.

O ensaio de Módulo Complexo é uma das etapas fundamentais da formulação das misturas de concreto asfáltico, pois fornece parâmetro intrínseco para o dimensionamento de pavimento e a rigidez do material. Os valores encontrados para dimensionamento de pavimento em 15 °C e 10 Hz foram de 8.853 Mpa para mistura de concreto asfáltico GB-4, 8.421 Mpa para misturas asfálticas BBME-2 e de 7.512 Mpa para a mistura BBM-3.

Nas Figuras 6.39, 6.40, 6.41, 6.42 e 6.43, estão ilustrados os gráficos de sobreposição das curvas de representações de Módulo Complexo das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4.

A Figura 6.39 ilustra a sobreposição de representações do Módulo Complexo na curva de plano Cole-Cole das misturas GB-4 BBME-4 e BBM-3. Essa curva permite evidenciar a maior

suscetibilidade térmica das misturas analisadas. Evidencia-se que as misturas apresentaram maior módulo imaginário na temperatura de 20 °C, isto é, a temperatura mais crítica em que ocorre a maior perda de energia.

Observa-se que a mistura BBM-3 apresentou os valores mais baixos do módulo imaginário, ou seja, menor perda de energia pelo atrito interno do material, enquanto as misturas BBME-2 e GB-4 apresentaram um comportamento semelhante e as suas curvas se sobrepuseram.

Na temperatura de 40 °C, os valores do módulo imaginário das misturas analisadas foram praticamente idênticos. A dispersão ocorreu nas baixas temperatura, ou seja, abaixo de 30 °C.

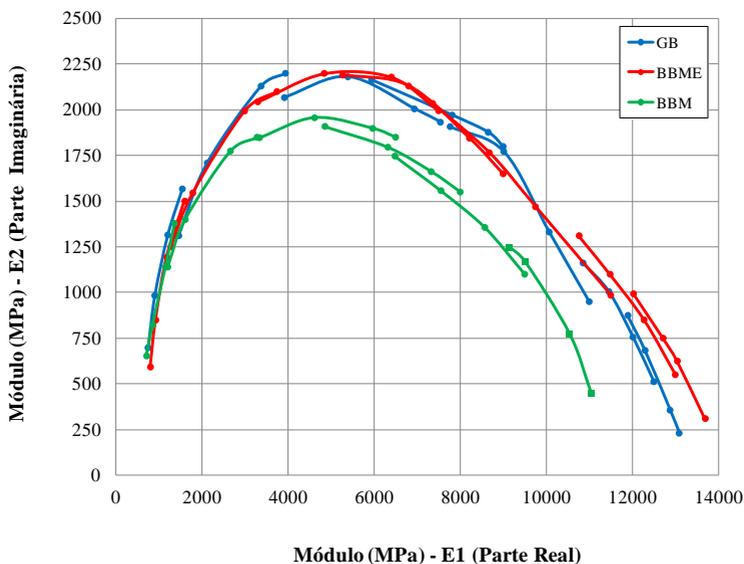


Figura 6.39 – Sobreposição dos resultados na curva Cole-Cole das misturas BBM-3, BBME-2 e GB-4: Módulo Mpa.

A sobreposição de representação do Módulo Complexo nas curvas de Espaço de Black das misturas GB-4, BBME-3 e BMM-3 encontram-se na Figura 6.40. As misturas nesse gráfico apresentaram um comportamento semelhante quanto à diminuição do valor do Módulo Complexo, com aumento da temperatura e, conseqüentemente, aumento do ângulo de fase. A mistura GB-4, na temperatura de 40 °C, apresentou maior ângulo de fase em relação às demais misturas, porém é

uma diferença não muito acentuada. Isso significa que misturas GB-4 apresentaram maior perda por atrito interno.

Percebe-se também que a mistura BBM-4 e os seus valores de módulo ficaram ligeiramente abaixo das misturas BBME-2 e GB-4.

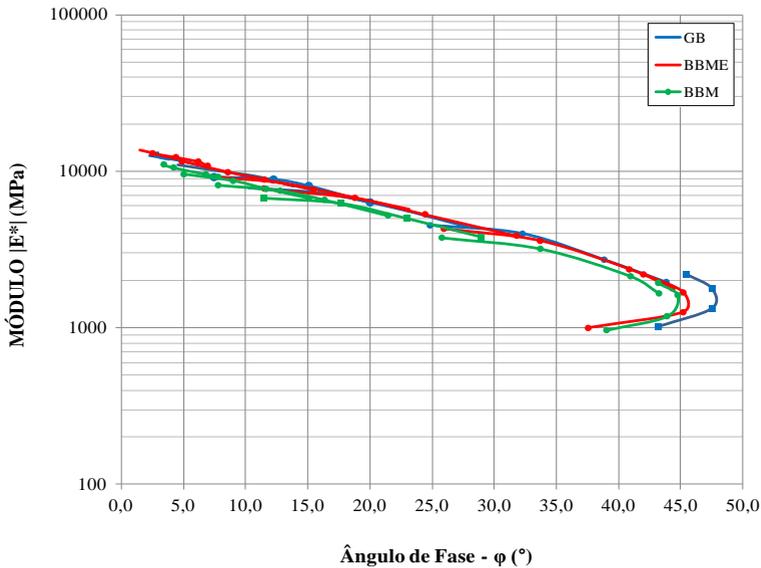


Figura 6.40 – Sobreposição dos resultados no Espaço de Black das misturas BBM-3, BBME-2 e GB-4: Ângulo de fase.

Cabe lembrar que a representação da curva isotérmica do Módulo Complexo das misturas de concreto asfáltico BBME-2, BBM-3 e GB-4 encontra-se sobrepostas na Figura 6.41, a seguir.

Também nesse gráfico, as misturas apresentaram uma semelhança no comportamento, sendo que não há grande dispersão entre as curvas.

Verifica-se uma diminuição na inclinação das retas nas baixas temperaturas, porém, nas altas temperaturas, de 30 °C e 40 °C, houve maior suscetibilidade, ou seja, as retas são mais dispersas nas demais temperaturas.

Percebe-se que, para as misturas BBME-3 e GB-4, medidas na temperatura de -10 °C, não houve grande variação nos seus valores do Módulo Complexo e na inclinação da reta, e isso se deve à rigidez do material.

O valor de Módulo Complexo se elevou com o aumento da frequência, e isso significa que quanto maior a velocidade de solicitação, melhor é o valor de Módulo.

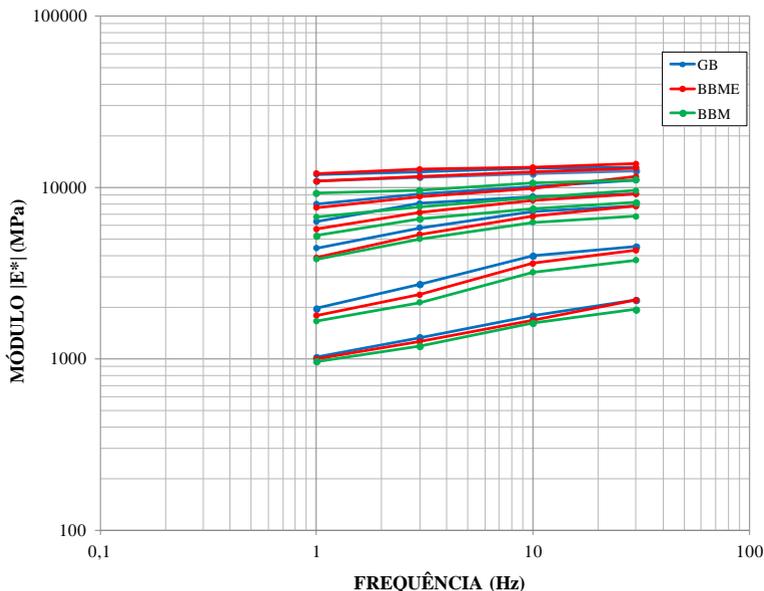


Figura 6.41 – Sobreposição dos resultados na curva isotérmica das misturas BBM-3, BBME-2 e GB-4: frequência.

As curvas isócronas das misturas de concreto asfáltico BBME-2, BBM-3 e GB-2 encontram-se na Figuras 6.42, a seguir.

Observa-se que quanto maior a temperatura, menor é a norma do módulo.

Nas temperaturas de $-10\text{ }^{\circ}\text{C}$ e $0\text{ }^{\circ}\text{C}$, os valores de Módulo da mistura BBME-2 estão um pouco acima da mistura BBM-3, e nas temperaturas acima de $10\text{ }^{\circ}\text{C}$, percebe-se uma inversão, em que os valores da mistura GB-4 são maiores em relação às misturas BBM-3 e BBME-2. Os valores de Módulo da mistura BBM-3 encontram-se abaixo das demais misturas em toda temperatura e frequência de solicitação.

Com o aumento da temperatura, percebe-se o aumento da dispersão nas sobreposições das curvas, inclusive nas temperaturas acima de $10\text{ }^{\circ}\text{C}$.

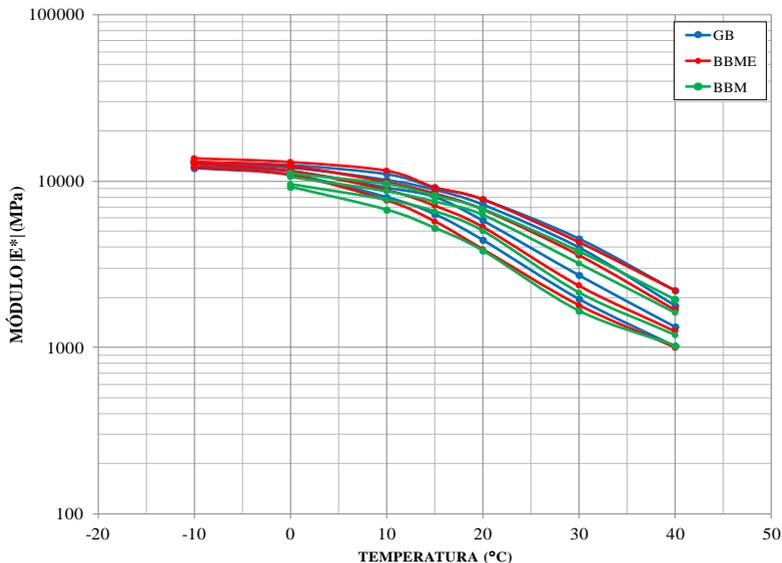


Figura 6.42 – Sobreposição dos resultados na curva isócrona das misturas BBM, BBME e GB: temperatura.

Cabe lembrar que a sobreposição de representações de Módulo Complexo nas curvas de Frequência-Temperatura das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4 encontra-se na Figuras 6.43, a seguir.

A partir desse gráfico, evidencia-se que as misturas asfálticas são viscoelásticas por apresentarem as curvas suavemente inclinadas ao longo do gráfico. Vale lembrar que nessa representação, uma linha horizontal representa o comportamento elástico.

Nota-se, no entanto, que os valores da mistura BBME-2 são menores nas temperaturas altas, e que a posição dos valores se inverte em temperaturas mais baixas, onde os valores da mistura BBME-2 são maiores. As misturas GB-4 apresentaram valores maiores de Módulo nas temperaturas mais altas, e nas temperaturas baixas, os valores foram baixos. Ainda foi possível observar uma tendência de diminuição dos valores dessa mistura.

Portanto, as misturas modificadas BBME-2 e BMM-3 são mais viscosas e susceptíveis do que a mistura GB-4.

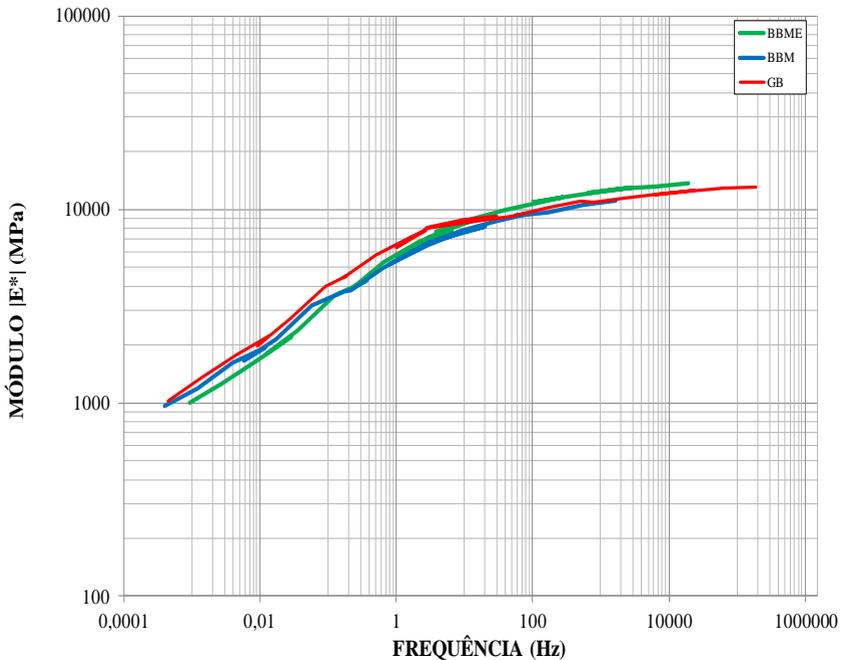


Figura 6.43 – Sobreposição dos resultados na curva de Equivalência-Temperatura das misturas BBM, BBME e GB

6.9.5 Ensaio de Fadiga

Reitera-se a importância do ensaio de Fadiga, sendo que a partir dele podem ser obtidos os parâmetros fundamentais para o dimensionamento de pavimento, pois é fornecida a deformação admissível do material.

A partir dos resultados dos cálculos estatísticos, determina-se a hipérbole de confiança com 95 % e as suas respectivas variações para um milhão de ciclos ($\Delta\varepsilon_6$). O valor da $\Delta\varepsilon_6$ para mistura BBME-2 é de 4,24 μdf ; para a mistura BBM, o valor da $\Delta\varepsilon_6$ é de 6,83 μdf ; e para mistura GB-4, a $\Delta\varepsilon_6$ é de 7,75 μdf . Entretanto, a partir desses resultados apresentados, a mistura GB-4 apresentou maior dispersão, seguida da mistura BBM-3. Contudo, percebe-se maior dispersão dos valores da mistura BBM-3 no nível de deformação 100 μdf . As maiores dispersões são devidas ao maior percentual de volume de vazios que essas misturas apresentam.

Os valores da mistura BBME-2 possuem o desvio padrão dos resíduos de 0,065, contra os desvios dos resíduos das misturas BBM-3 e GB-4, de 0,20 e 0,16, respectivamente. Conclui-se, dessa forma, que os valores da mistura BBME-2 estão mais homogêneos, conforme apresenta a Figura 6.44.

A Figura 6.4, a seguir, ilustra o gráfico de comparação de curvas de Fadigas das misturas asfálticas BBME-2, BBM-3 e GB-4.

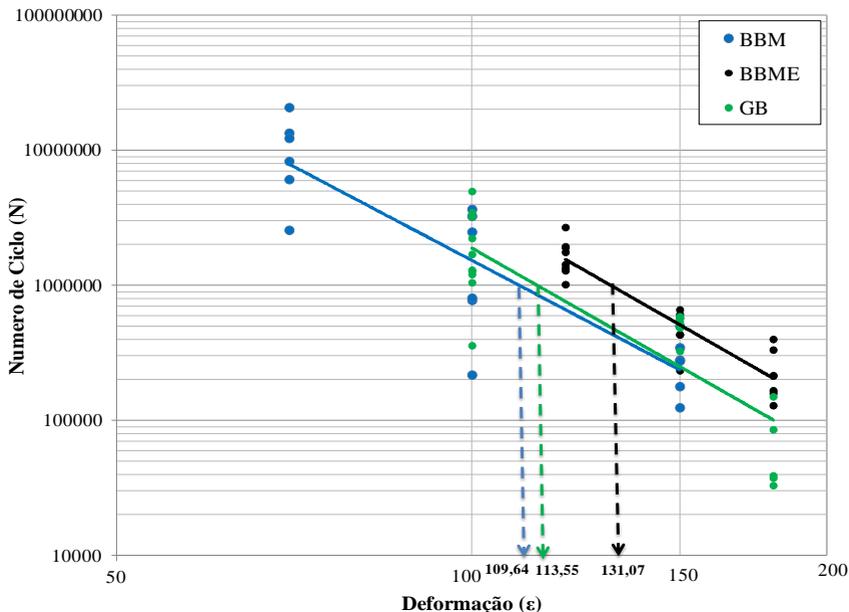


Figura 6.44 – Comparação entre as curvas de Fadiga das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4.

Vale lembrar que na mistura BBM-3 não está prevista a especificação quanto ao ensaio de Fadiga no manual de formulação francesa, uma vez que esta é destinada para a camada superficial. As espessuras das camadas, variando de 1cm a 5 cm, não sofrem com tração na base da camada de mistura de concreto asfáltico por serem muito finas. Porém, para esta pesquisa, foram testadas no ensaio de Fadiga a fim de comparar as deformações calculadas para um milhão de ciclos de sollicitação com as demais misturas.

A mistura BBME-2 apresentou maior valor da deformação para um milhão de ciclos, **131,07 μ df**, enquanto as misturas GB-4 e BBM-3

apresentaram valores de deformação para um milhão de solicitações de **113,55 μ df** e **109,64 μ df**, respectivamente.

Portanto, de acordo com as observações, a mistura GB-4 requer, quando usada no dimensionamento da camada, uma espessura maior do que a mistura BBME-2, que possui maior valor de deformação para um milhão de solicitações. Vale salientar que as misturas estudadas são destinadas para camadas diferentes de pavimento, como já explicado no primeiro capítulo.

6.10 CALIBRAÇÃO DO MODELO REOLÓGICO DE HUET-SAYEGH

A calibração do modelo matemático e reológico de Huet-Sayegh e os valores experimentais no ensaio de Módulo Complexo foram realizados com o auxílio dos *softwares Viscoanalyse* e *Microsoft Excel*.

Para calibração do modelo de Huet-Sayegh, as representações dos valores de Módulo Complexo na curva de Espaço de Black e no Plano Cole-Cole foram fundamentais para determinação dos parâmetros do modelo.

Inicialmente, foi determinado o valor de E_{∞} por extrapolação dos valores de Módulo na curva de Espaço de Black. Os valores de E_{∞} encontrados para a mistura BBME-2 foram de 14.475 Mpa; para a mistura BBM-3 o valor foi de 11.640 Mpa; e para a mistura GB-4 foi apresentado o valor de 13.628 Mpa.

Em seguida, com auxílio do *software Viscoanalyse*, foram determinados por algoritmo matemático outros parâmetros que constituem o modelo reológico de Huet-Sayegh (Tabela 6.19).

O Algoritmo utilizado para cálculo no programa *Viscoanalyse* foi o método “*gradient*”, que permite a partir de um conjunto de dados experimentais e pela sua interação. Por esse método, foi possível chegar a uma solução alcançada rapidamente por uma convergência.

A Tabela 6.19, a seguir, apresenta os resultados dos parâmetros de modelo de Huet-Sayegh para as misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4.

Tabela 6.19 – Parâmetros do modelo de Huet-Sayegh

PARÂMETROS	MISTURAS		
	BBME-2 016mm	BBM-3 016mm	GB-4 016mm
E0 (Mpa)	111,694	150,565	125,480
Einf (Mpa)	14475	11640	13628
δ	0,18978	0,47905	0,51310
k	0,15533	0,22056	0,27004
h	0,53169	0,89605	0,78210
τ	0,06955	0,13247	0,15540
A0	0,55975	1,73648	1,45348
A1	-0,23248	-0,27611	-0,22860
A2	0,000718	0,001773	0,000505

Os valores vistos na Tabela 6.19 são elementos importantes para o dimensionamento de pavimento. O *software Viscoroute*, utilizado nesta pesquisa para modelagem de estrutura de pavimento, leva em conta esses parâmetros de viscoelasticidade como valores de entrada no programa para modelação da estrutura de pavimento asfáltico.

Os valores encontrados da Tabela 6.19 foram substituídos na Equação 4.14 e determinados os seus Módulos Complexos do modelo. Para o cálculo das partes real (elástica-E1) e imaginária (viscosa-E2), foram utilizadas as Equações [6.1] e [6.2].

$$E_1 = E0 + \frac{D1}{D1^2 + D2^2} \quad [6.1]$$

$$E_2 = \frac{D2}{D1^2 + D2^2} \quad [6.2]$$

Em que:

$$D1 = \frac{1 + \delta(\omega\tau)^{-k} \cos\left(k\frac{\pi}{2}\right) + (\omega\tau)^{-h} \cos\left(h\frac{\pi}{2}\right)}{E_{\infty} - E0}$$

$$D2 = \frac{\delta(\omega\tau)^{-k} \sin\left(k\frac{\pi}{2}\right) + (\omega\tau)^{-h} \sin\left(h\frac{\pi}{2}\right)}{E_{\infty} - E0}$$

Determinados os valores das parcelas E1 e E2, foram representados, no gráfico da curva do Plano Cole-Cole, os valores de Módulo Complexo do modelo para as misturas BBME-2, BMM-3 e GB-4, que se encontram nas Figuras 6.45, 6.46 e 6.47, respectivamente.

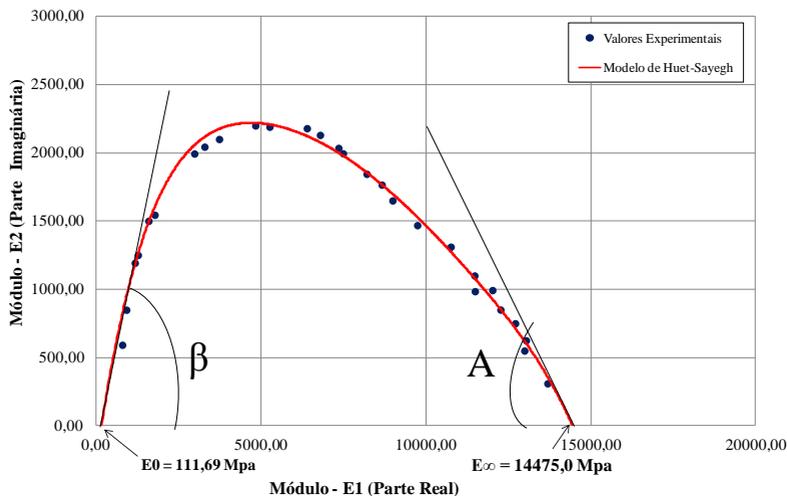


Figura 6.45 – Calibração do modelo de Huet-Sayegh da mistura BBME-2

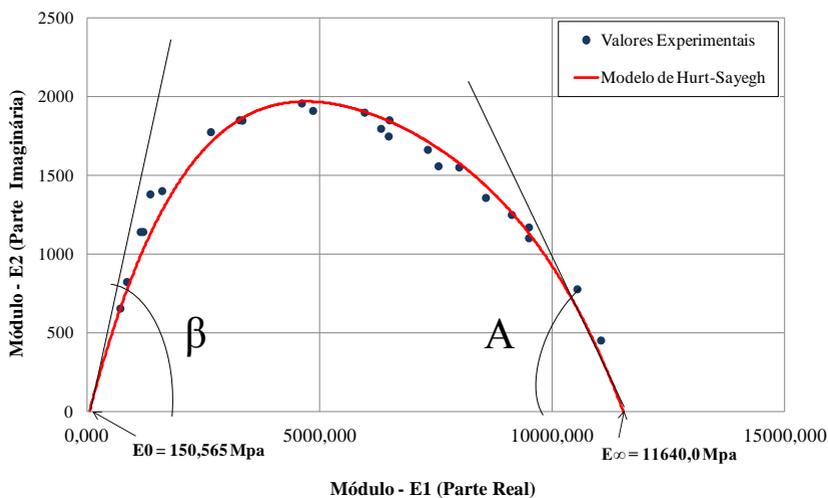


Figura 6.46 – Calibração do modelo de Huet-Sayegh da mistura BMM-3

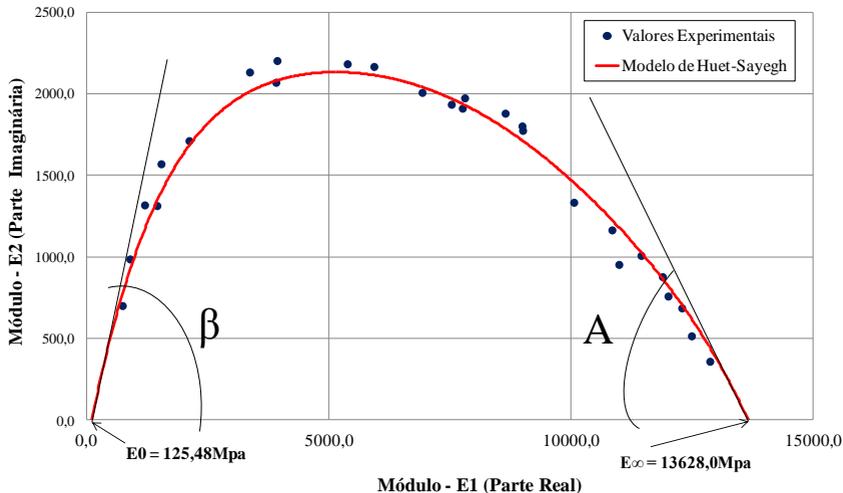


Figura 6.47 – Calibração do modelo de Huet-Sayegh da mistura GB-4

Analisando os gráficos das curvas do Plano Cole-Cole da calibração do modelo de Huet-Sayegh das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4, observa-se que a calibração do modelo descreve bem o comportamento das misturas estudadas.

6.11 DIMENSIONAMENTO DE PAVIMENTO

A realização de um estudo simulado de um projeto de dimensionamento de pavimento foi orientada segundo as diretrizes do método de dimensionamento de pavimento francês, desenvolvido pelo *Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA)*.

O dimensionamento das misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4 permite evidenciar o comportamento mecânico em função dos resultados obtidos nos ensaios de níveis fundamentais, de Módulos Complexos e Fadiga. A análise em conjunto, tanto da rigidez quanto da Fadiga, em situações simuladas para verificar as melhores respostas dos materiais, dadas às avaliações das deformações sofridas na fibra inferior das camadas de base de concreto asfáltico.

Para a realização do cálculo das deformações, foi utilizado o *software Viscoroute*. Esse *software* leva em consideração, no cálculo da deformação, os parâmetros do modelo de Huet-Sayegh sobre comportamento viscoelástico do material e a temperatura equivalente. Como na França a temperatura equivalente é de 15 °C, esses parâmetros

são habitualmente usados para dimensionamento de pavimentos asfálticos, o mesmo usado nesta pesquisa.

Na Tabela 6.20, a seguir, encontram-se os valores da deformação para um milhão de ciclos, os desvios padrão dos resíduos dos valores do ensaio de Fadiga e os valores do Módulo Complexo medidos em duas situações de temperatura e frequência, descritas no parágrafo anterior, para as misturas BBME-2, BBM-3 e GB-4.

Tabela 6.20 – Parâmetros para determinação das deformações admissíveis na fibra inferior da camada de concreto asfáltico

MISTURA	MÓDULO COMPLEXO (Mpa)		FADIGA			
	$ E^* $ (15 °C, 10 Hz)	$ E^* $ (10 °C, 10 Hz)	$\epsilon_0(\mu df)$	b	1/b	SN
BBME	8421	9861	131,07	-4,992	-0,2003	0,065
BBM	7512	8681	109,64	-4,603	-0,2172	0,201
GB	8853	10157	113,55	-4,981	-0,2007	0,156

Para o dimensionamento, é necessário assumir alguns parâmetros de tráfego. Os parâmetros de tráfegos adotados para dimensionamento da estrutura de pavimento são os seguintes:

- classe do tráfego: TC5 (T1⁺), visto na Tabela 4.2 do Capítulo 4 (SETRA, 1997);
- volume médio anual (MJA): ≥ 750 veículos pesados;
- taxa de crescimento: 3,5 %;
- eixo-Padrão: 130,0 KN;
- período de projeto: 20 anos para via não estruturante; e
- coeficiente médio de agressividade (CAM): 1,0.

A partir de alguns valores assumidos, foi determinado o número de eixos equivalentes (NE) e o tráfego acumulado por faixa (N), utilizando-se as Equações 4.14, 4.15 e 4.16. O número de eixos equivalentes correspondente foi de $7,74 \times 10^6$.

Para o cálculo da deformação admissível, além dos parâmetros de tráfego, também foram levados em conta os coeficientes ligados ao risco (Kr), à calagem (kc) e à heterogeneidade (ks).

O coeficiente de risco (Kr), dependendo da característica do material, ou seja, para o cálculo deste, precisa do valor de desvio padrão dos resíduos e do coeficiente de inclinação da reta (b) e da curva de Fadiga. O cálculo da Kr é necessário para desenvolver as Equações 4.20 e 4.21. A seguir, são apresentados os valores dos coeficientes Kr, kc e ks na Tabela 6.21.

Tabela 6.21 – Valores de Coeficientes

MISTURA ASFÁLTICO	Kr	Kc	Ks
BBME-2	0,95	1,1	1,0
BBM-3	0,92	1,1	1,0
GB-4	0,93	1,3	1,0

É assumida a temperatura equivalente de 15 °C e a frequência representativa de 10 Hz, correspondente a 72 Km/h (20 m/s.), que são os valores do ensaio de Fadiga realizados na temperatura de 10 °C e 25 Hz. A rigidez ou o valor de Módulo Complexo são dados nas condições de 15 °C e 10 Hz, 10 °C e 10 Hz, conforme visto na Tabela 6.20.

São determinadas duas deformações admissíveis: uma deformação na base da camada da mistura de concreto asfáltico, no mesmo sentido de deslocamento ($\epsilon_{xx,adm}$), pela Equação [4.18], e a outra, no topo das camadas subjacentes à superfície ou verticalmente à plataforma de fundação ($\epsilon_{zz,adm}$), utilizando a Equação [4.22]. Os valores admissíveis das deformações foram determinados de acordo com as características dos materiais e de tráfego, e se encontram na Tabela 6.22.

Tabela 6.22 – Valores das deformações admissíveis

MISTURA DE ASFÁLTICA	$\epsilon_{xx,adm}(\mu df)$	$\epsilon_{zz,adm}(\mu df)$
BBME-2	98,87	355x10 ⁻⁶
BBM-3	75,74	
GB-4	97,57	

Foram, ainda, assumidos alguns parâmetros para o dimensionamento. A classe do subleito escolhido para este estudo é PF3 (Plata-forme). Para essa situação de tráfego (TC5), o módulo adotado é de 120 MPa. O coeficiente de *Poisson* considerado é de 0,35, e as características viscoelásticas das misturas de concreto asfáltico foram lançadas no *software Viscoroute*, conforme mostra a Tabela 6.19.

Na modelização da estrutura de pavimento, considera-se o eixo simples de roda simples, uma área de contato entre o pneu e o pavimento de 520 cm², com uma distância entre os eixos de 0,375 m, conforme ilustra a Figura 6.48.

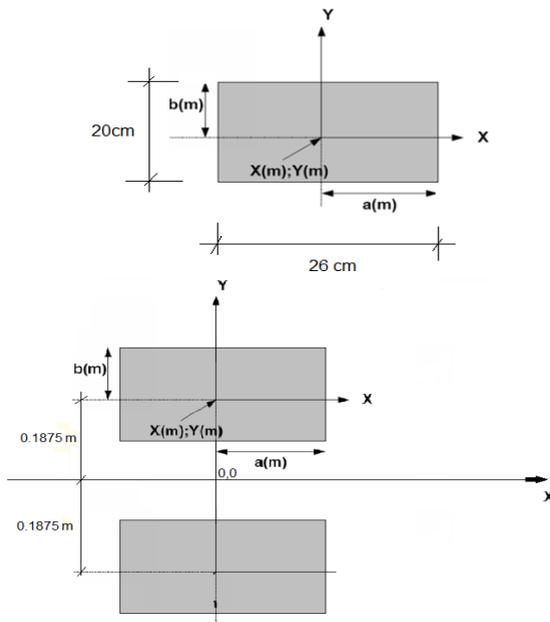


Figura 6.48 – Área de contato e posição do eixo simples e da roda simples

Definindo os carregamentos, as posições dos eixos dos pneus e os parâmetros de carga, foram lançados os dados no *software Viscorute*, conforme apresentado na Tabela 6.23.

Tabela 6.23 – Valores de força e posição do eixo

	$F_z(N)$	TIPO DE CARGA	$a(m)$	$b(m)$	$x(m)$	$y(m)$
1	32500	Retangular	0.13	0.10	0.0	0.188
2	32500	Retangular	0.13	0.10	0.0	-0.188

A Figura 6.49 ilustra a estrutura tipo proposta para análise neste trabalho, mostrando os eixos, a posição da carga e as camadas. Foi assumida a condição nas interfaces das camadas como de total aderência (*collée*).

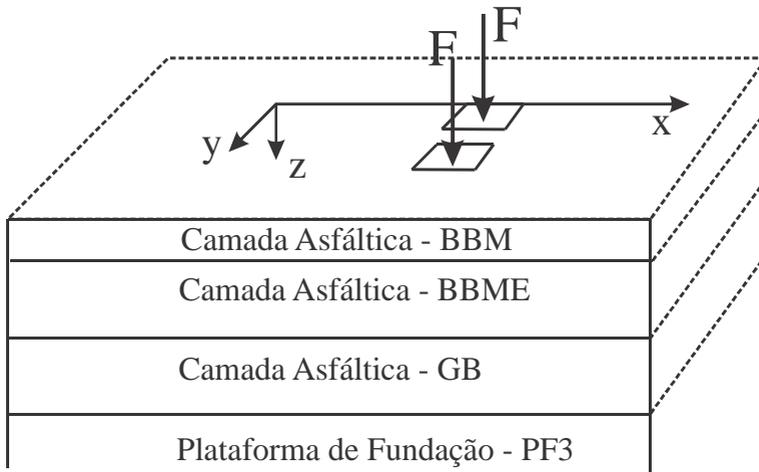


Figura 6.49 – Estrutura de pavimento tipo.

Foram criadas três situações ou alternativas com camadas diferentes. A primeira alternativa, com três misturas estudadas é a condição plena (Figura 6.48), e a segunda e terceira alternativas, com duas misturas de camada asfáltica, tendo a mistura GB-4 na camada de base e variando na camada de superfície as duas misturas destinadas para camada superficial, com o intuito de obter a menor espessura que atende a condição, isto é, em que a deformação encontrada na modelagem seja inferior à admissível. Para isso, em cada situação ou alternativa, devem ser avaliadas duas espessuras.

Com as espessuras adotadas, foi determinada a deformação de tração na fibra inferior da camada asfáltica de maior profundidade e a deformação vertical no topo da plataforma de fundação.

Após os processamentos das análises dos dimensionamentos, foram obtidas as seguintes deformações, apresentadas nas Tabelas 6.24, 6.25 e 6.26.

Tabela 6.24 – Valores dos resultados das deformações da estrutura: Alternativa I

Alternativa I						
	Estrutura	Espessura (cm)	ϵ_{xcal} (μ df)	ϵ_{xadm} (μ df)	ϵ_{zcal} (μ df)	ϵ_{zadm} (μ df)
1 ^a Tentativa	BBM-3	2,5				
	BBME-2	5,0				
	GB-4	11,0	97,85	97,57		
	PF-3	Infinito			84,71	473,00
	Total	18,5				
2 ^a Tentativa	BBM-3	3,0				
	BBME-2	5,0				
	GB-4	11,0	88,96	97,57		
	PF-3	Infinito			78,28	473,00
	Total	19				

Tabela 6.25 – Valores dos resultados das deformações da estrutura: Alternativa II

Alternativa II						
	Estrutura	Espessura (cm)	ϵ_{xcal} (μ df)	ϵ_{xadm} (μ df)	ϵ_{zcal} (μ df)	ϵ_{zadm} (μ df)
1 ^a Tentativa	BBME-2	6,0				
	GB-4	12,0	100,00	97,57		
	PF-3	Infinito			86,17	473,00
	Total	18,0				
2 ^a Tentativa	BBME-2	6,5				
	GB-4	12,0	96,79	97,57		
	PF-3	Infinito			84,07	473,00
	Total	18,5				

Tabela 6.26 – Valores dos resultados das deformações da estrutura: Alternativa III

Alternativa III						
	Estrutura	Espessura (cm)	ϵ_{xcal} (μ df)	ϵ_{xadm} (μ df)	ϵ_{zcal} (μ df)	ϵ_{zadm} (μ df)
1 ^a Tentativa	BBM-3	6,5				
	GB-4	12,0	98,58	97,57		
	PF-3	Infinito			85,03	473,00
	Total	18,5				
2 ^a Tentativa	BBM-3	7,0				
	GB-4	12,0	95,49	97,57		
	PF-3	Infinito			82,99	473,00
	Total	19,0				

Nota-se que os valores em vermelho, das deformações na primeira tentativa, para cada alternativa são superiores aos limites estabelecidos pelas deformações admissíveis, porém, as simulações da segunda tentativa são inferiores às deformações admissíveis.

Verifica-se que as alternativas I e II exigem mais espessura em relação à alternativa II, com a espessura mínima de 18,5 cm da camada

de concreto asfáltico, que satisfaz a condição de deformação na fibra inferior da camada de concreto asfáltico da mistura GB-4, a qual deve ser menor do que a admissível.

Os resultados das estruturas de pavimento que atendem às condições de deformação de cada alternativa avaliada por meio do *software Viscoroute*, com sua respectiva espessura, estão ilustrados nas Figuras 6.49, 6.50 e 6.51.

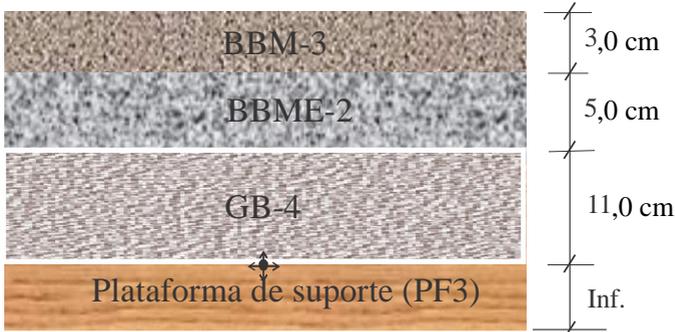


Figura 6.50 – Estrutura do Pavimento: Alternativa I

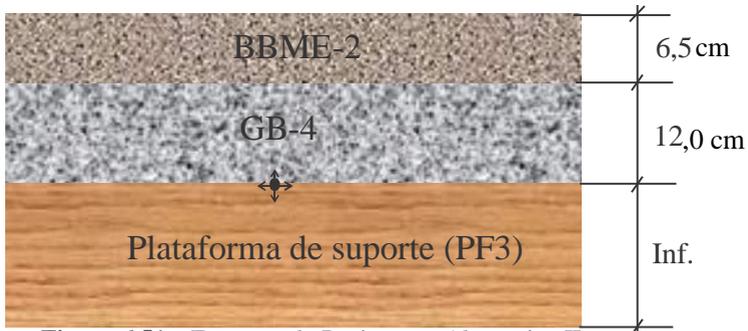


Figura 6.51 – Estrutura do Pavimento: Alternativa II



Figura 6.52 – Estrutura do Pavimento: Alternativa III

Portanto, pode-se concluir que a alternativa II é melhor por apresentar a menor espessura, de 18,5 cm, que atende à condição da deformação admissível nas condições assumidas, contra 19 cm das alternativas I e II. A variação de espessura não é muito significativa. Porém, por se tratar de obras de pavimento que se estendem por quilômetros, essa pequena diferença de espessura faz com que sejam reduzidos significativamente os custos de uma obra rodoviária.

CAPÍTULO 7

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES DE PESQUISAS FUTURAS

Neste Capítulo, são apresentadas as principais conclusões alcançadas nesta dissertação, que visa a estudar o comportamento mecânico das misturas de concreto asfáltico com aplicação dos aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20* no domínio frequencial e viscoelástico.

Para complementar e dar continuidade a esta pesquisa, foram feitas algumas sugestões ou recomendações para trabalhos futuros, visando à continuidade da pesquisa.

7.1 CONCLUSÕES

A conclusão desta pesquisa foi feita levando em conta as particularidades de cada uma das misturas de concreto asfáltico estudadas, uma vez que as misturas foram especificamente formuladas para uso em camadas diferentes de estrutura de pavimento.

O estudo do comportamento mecânico de mistura de concreto asfáltico, modificado pelos aditivos *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20*, compreende o objetivo desta pesquisa. Tais aditivos foram avaliados a partir da metodologia de cunho racional, que nos fornece os parâmetros intrínsecos dos materiais para elaboração de um projeto de engenharia de pavimento.

Os ensaios de níveis de formulação francesa, executados nesta pesquisa para avaliar o efeito dos aditivos na PCG, Duriez, Deformação Permanente, Módulo Complexo e Fadiga são matriz dos ensaios previstos, que possibilitaram, a partir dos resultados, chegar às seguintes conclusões: quanto à aplicação dos aditivos, constatou-se a influência que os mesmos exercem. A aplicação de *PR-FLEX 20* na mistura BBM-3 possui o mesmo teor de ligante e a mesma granulometria que a mistura GB-4. Percebe-se um aumento na viscosidade da mistura e, conseqüentemente, o aumento na resistência à compactação. Portanto, a adição do aditivo *PR-FLEX 20* influencia na resistência à habilidade da compactação das misturas asfálticas.

No que diz respeito ao teor de finos, percebe-se, na comparação das misturas BBME-2, modificadas com *PR-PLAST S*, com teor de fino 5,5 %, e GB-4, com teor de fino de 4,5 % sem modificação, que com o aumento dos finos de 4,5 % para 5,5 % na curva granulométrica, houve

um aumento, também, na densificação das misturas, ou seja, com o aumento de teor de finos em 1,0 %, houve a diminuição dos vazios.

A partir do ensaio de compactação por cisalhamento giratório, podem-se balizar as misturas com os respectivos teores ensaiados, os quais se enquadram dentro do especificado na norma, e escolher o melhor teor que satisfaz a condição para os ensaios posteriores.

Na avaliação da resistência à sensibilidade à água das misturas de concreto asfáltico, os resultados obtidos, depois das análises de dados de todas as misturas avaliadas neste estudo, apresentaram valores satisfatórios, pois atendem à relação mínima de r/R especificada na norma. Percebe-se uma pequena redução da resistência à compressão simples dos corpos de prova, condicionados sob imersão na água, em relação à resistência dos corpos de prova condicionados sem imersão. Portanto, a influência de ação da água é pouco significativa.

As misturas modificadas BBME-2 e BBM-3 apresentaram a média de resistência menor que GB-4, e isso se deve à modificação das misturas, que, em contato com ação da umidade, degradam-se mais do que a mistura GB-4.

No ensaio de Deformação Permanente, os resultados foram satisfatórios, pois atendem aos limites especificados para todas as misturas. A mistura BBME-2 modificada com *PR-PLAST S*, executada com uma placa de 5,0 cm de espessura, apresenta menor valor na evolução de afundamento de trilha de roda, e isso se deve à modificação e composição granulométrica, que possui 1,0 % a mais de teor de finos em relação às misturas GB-4 e BBM-3. Quanto às misturas BBM-3, em relação à mistura GB-4, a diferença de afundamento de trilha de roda foi de 0,58 % em 30.000 ciclos. Tudo indica que, se a placa de ensaio de Deformação Permanente for da mesma espessura, a mistura BBM-3 modificada com *PR-FLEX 20* pode apresentar menos afundamento para 30.000 ciclos.

A curva de afundamento da mistura BBM-3, por sua vez, teve a evolução diferente das misturas GB-4 e BBME-2. Houve uma pequena diminuição da porcentagem de afundamento em 30.000 ciclos, se comparado ao afundamento inicial em 100 ciclos. As misturas GB-4 e BBME-2 apresentaram essa mesma tendência de evolução de afundamento de trilha de roda. Portanto, a modificação das misturas de concreto asfáltico por *PR-PLAST S* e *PR-FLEX 20* melhora as características no afundamento de trilha de roda. Além disso, o teor de finos (*filler*) teve a sua parcela no menor afundamento de trilha de roda.

Já o ensaio de Módulo Complexo auxiliou no entendimento das características do comportamento mecânico das misturas de concreto asfáltico. Os diferentes componentes do Módulo variaram com a temperatura e frequência de solicitação no ensaio. Os dados foram interpretados por meio das representações clássicas do Módulo Complexo: curva no Plano Cole-Cole, curva no espaço de Black, curva Isotérmica, curva Isócrona e curva de Frequência-Temperatura.

O ensaio de Módulo Complexo é uma das etapas fundamentais da formulação das misturas de concreto asfáltico, pois fornece parâmetros intrínsecos para o dimensionamento de pavimento e a rigidez do material. Os valores encontrados para dimensionamento de pavimento em 15 °C e 10 Hz são de 8.853 Mpa para mistura de concreto asfáltico GB-4; 8.421 Mpa para misturas asfáltica BBME-2 e 7.512 Mpa para a mistura BBM-33.

A representação do Módulo Complexo na curva do plano Cole-Cole permite evidenciar a maior suscetibilidade térmica das misturas. Todas as misturas apresentaram maior módulo imaginário na temperatura de 20 °C, isto é, a temperatura mais crítica em que ocorreria a maior perda de energia. Nessa representação, a mistura BBM-3 apresentou os valores mais afastados e um baixo módulo imaginário, ou seja, menor perda de energia pelo atrito interno do material em relação às misturas BBME-2 e GB-4.

A curva de representação de Frequência-Temperatura evidencia que as misturas asfálticas modificadas BBME-2 e BBM-3 apresentaram as características mais viscoelásticas e termosuscetíveis por possuírem as curvas suavemente inclinadas ao longo do gráfico. Portanto, são mais viscosas e suscetíveis que a mistura GB-4.

No ensaio de Fadiga, a mistura BBME apresentou maior valor da deformação para um milhão de ciclos de **131,07 μ df**, enquanto as misturas GB e BBM apresentaram valores de deformação para um milhão de solicitações de **113,55 μ df** e **109,64 μ df**, respectivamente. O ensaio de Fadiga foi executado à temperatura 10 °C e não sob temperatura crítica de 20 °C, encontrada no ensaio de Módulo Complexo. Pode-se concluir que a modificação das misturas com *PR-PLAST S* influenciou tanto no comportamento viscoelástico quanto na resistência da deformação, para um milhão de solicitações, e quanto à mistura com *PR-FLEX 20*, destinada para superfície, não especificada no ensaio de Fadiga, apresentando resultado satisfatório, muito próximo da mistura GB-4.

A calibração do modelo reológico de Huet-Sayegh descreve bem o comportamento das misturas de concreto asfáltico estudadas nesta

pesquisa, pois fornecem os parâmetros que permitem considerar as variáveis viscoelásticas e de temperatura no dimensionamento de pavimento de concreto asfáltico.

Nas condições adotadas de dimensionamento, a alternativa II, com a estrutura constituída de misturas asfálticas GB-4 na camada de base e BBME-2 na camada de superfície, apresentou menor espessura: 18,5 cm contra 19 cm das demais alternativas. As variações de espessura das alternativas foram pouco significativas. Porém, por se tratar de obras de pavimento que se estendem por quilômetros, essa pequena diferença de espessura pode fazer diferença nos custos de uma obra rodoviária.

7.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Os objetivos propostos para esta pesquisa foram alcançados, porém algumas questões foram levantadas durante a conclusão da mesma. Para complementar e dar continuidade a esta pesquisa, sugere-se, para os trabalhos futuros, as seguintes recomendações:

- Repetir os ensaios de avaliações com outros tipos de granulares, a fim de verificar se os resultados se mantêm, e testar outros tipos de ligantes de maior consistência, como CAP 30/45 e CAP 10/20.
- Para uma melhor comparação entre as misturas, fixar uma convencional como referência (mistura de controle), diferenciando-as por meio da aplicação de diferentes aditivos.

REFERÊNCIAS CONSULTADAS

1. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-250-2. **Essais relatifs aux chaussées: Préparation des mélanges hydrocarbonés.** Partie 2: Compactage des plaques, 1991.
2. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-253-1. **Essais relatifs aux chaussées: Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés.** Partie 1: Essai d'Orniérage, 1991.
3. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF EN 12697-5. **Mélanges bitumineux: Méthodes d'essai pour mélange hydrocarboné à chaud.** Partie 5: Masse volumique maximale (masse volumique réelle) des matériaux bitumineux, 2003.
4. ASSOCIATION, FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 18-559. **Mode opératoire de la mesure de masse volumique de granulats,** 2005.
5. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-250-3. **Essais relatifs aux chaussées: Préparation des mélanges hydrocarbonés. Parte 3: Confection d'éprouvettes dans un bloc de mélange hydrocarboné,** 1993.
6. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-261-1, **Essais relatifs aux chaussées: Détermination de la résistance en fatigue des mélanges hydrocarbonés. Partie 1: Essai par flexion à flèche constante,** 1993.
7. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-260-2. **Essais relatifs aux chaussées: Mesure des caractéristiques rhéologiques des mélanges hydrocarbonés. Partie 2: Détermination du module complexe par flexion sinusoïdale,** 1992.

8. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-252. **Essais relatifs aux chaussées: Essai de compactage à la presse à cisaillement giratoire (PCG)**, 1999.
9. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF P 98-251-1. **Essais relatifs aux chaussées: Préparation des mélanges hydrocarbonés: Essai de Duriez**, 2002.
10. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF T 98-254-3, **Mesure de propriétés liées à la perméabilité des matériaux des mélanges hydrocarbonés - Partie 3: Essai au drainomètre de chantier**. Association Française de Normalisation, 1993.
11. ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION. AFNOR NF T 98-216-1 (1993), **Mesure de propriétés Liées à la texture des mélanges hydrocarbonés: Essai de mesure de la hauteur au sable**. Association Française de Normalisation, AFNOR.
12. ALMEIDA A.J.; MOMM L.; QUINTERO C. F.Q.; SHINOHARA, K.J.; GUIMARÃES J.M.F. **Avaliação da compacidade das misturas asfálticas modificadas através do ensaio da prensa da compactação por cisalhamento giratório – PCG**, in: Seminário nacional de modernas técnicas rodoviárias, 7, 2012, Florianópolis, 2012.
13. BAAJ, H. **Comportement à la fatigue des matériaux granulaires traités aux liants hydrocarbonés**, Thèse de Docteur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, 2002.
14. BARRA, B. S. **Avaliação da ação da água no módulo complexo e na fadiga de mistura asfáltica densa**. Tese de Doutorado, UFSC, Florianópolis, 2009, 327p.
15. BODIN, D. **Modèle d'endommagement cyclique: application à la fatigue des enrobés bitumineux**. Thèse de Docteur Ingénieur, França, le 12 décembre 2002.
16. BERNUCCI, L.L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P. E SOARES, J.B. (2008) **Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros** - Rio de Janeiro: Petrobras: Abeda.

17. De La ROCHE, C. **Module de rigidité et comportement en fatigue des enrobés bitumineux, expérimentations et nouvelles perspectives d'analyse**, Thèse de Docteur Ingénieur, École Central de Paris, França, 1996.
18. DNER-ME 035. **Granulares - Determinação da abrasão Los Angeles**. Norma rodoviária - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1998.
19. DNER-ME 078. **Granular graúdo - Adesividade a ligante betuminoso**. Norma rodoviária - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.
20. DNER-ME 086. **Granular - Determinação do índice de forma**. Norma rodoviária - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.
21. DNER-ME 117. **Mistura betuminosa - Determinação da densidade aparente**. Norma rodoviária - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.
22. DNIT 095-EM. **Cimentos asfálticos de petróleo**. Especificação de material. Rio de Janeiro, 2006.
23. DIAKHATE, M. **Fatigue et comportement des couches d'accrochage dans les structures de chaussée**. Thèse de Docteur Ingénieur. Université de Limoges, França, 2007.
24. DONGMO-ENGELAND, B-J. **Caractérisation des déformations d'Orniérage des chaussées, bitumineuses**. Thèse de Docteur Ingénieur. Institut National des sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de École Nationale des Travaux Publics de l'État, França, 2005.
25. DOMEQ, V. **Endommagement par fatigue des enrobés bitumineux en condition de trafic simulé et de température**. Thèse de Docteur, Université de Bordeaux I, França, 2005.
26. HUET, C., (1963), **Etude par une méthode d'impédance du comportement viscoélastique des matériaux bitumineux**, Thèse

de Docteur Ingénieur, Faculté des Sciences de l'Université de Paris, França, 1969.

27. KEYLA. J.H. **Estudo do comportamento do concreto asfáltico modificado pelo polímero EVA no módulo complexo e na fadiga**. Dissertação, UFSC, Florianópolis, 2012,205p
28. 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, 2007.
29. SAMUEL, M. **Fissuration et auto réparation des liants bitumineux – Apport de l'essai de rupture locale répété sur bitume**. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Nantes, França, 2005.
30. MOMM, L. **Estudo dos efeitos da granulometria sobre a macrotextura superficial do concreto asfáltico e seu comportamento mecânico**. Tese de Doutorado, São Paulo, 1998, 259p.
31. OLARD, F. **Comportement thermomécanique des enrobés bitumineux à basses températures: relations entre les propriétés du liant et de l'enrobé**. Thèse de Docteur Ingénieur. Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. Laboratoire GéoMatériaux du Département Génie Civil et Bâtiment de École Nationale des Travaux Publics de l'État, França, 2003.
32. OTTO, G. G.; MOMM, L.; VALENTE, A. M. **Primeira fase do estudo do dano em rodovias concepção, desenvolvimento e aplicações de instrumentação**, in: Congresso Ibero-Latinoamericano do Asfalto, XVI, 2011, Rio de Janeiro Anal, Rio de Janeiro, 2011.
33. 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, 1968.
34. PR-INDUSTRIE, **Ficha técnica – Additif anti orniérage pour enrobés bitumineux**, arnay le duc, França, 2010.

35. PR-INDUSTRIE, Ficha técnica – **Additif haut module pour enrobés bitumineux**, arnay le duc, França, 2009.
36. PR-INDUSTRIE, Ficha técnica – **Additif PR flex 20** pour enrobés bitumineux, arnay le duc, França, 2008.
37. PAUTEAU, Bertrand. **Durabilité mécanique du collage blanc sur dans les chaussées**, Thèse de Docteur. L'École Central de Nantes et l'Université de Nantes, França, 2004.
38. QUINTERO, C. F. Q. **Estudo de misturas asfálticas com ligantes de consistência elevada: formulação e comportamento mecânico**. Dissertação, UFSC, Florianópolis, 2011, 229p.
39. RIVIÈRE, N. **Comportement en fatigue des enrobés bitumineux**, Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux I, França, 1996.
40. SETRA-LPC. **Conception et dimensionnement des structures de chaussée, guide-technique**, Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA); Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LPC), França, 1994.
41. SETRA-LPC. **French Design manual for pavement structures - guide technique**. Service d'Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA); Laboratoire Central des Ponts et Chaussées (LPC), França, 1997.
42. RIANDE, E.; CALLEJA, R.D.; PROLONGO, M. G.; MASEGOSA, R.M.; SALOM, C. **Polymer viscoelasticity: Stress and strain in practice**; New York, Marcel Dekker, Inc; 2000.
43. ALLOU. F. **Un modèle élastoplastique pour la modélisation de l'orniérage des chaussées à faible trafic**. Thèse de Docteur Ingénieur, École Doctorale Science - Technologie, Santé, França, 2006.
44. LEITE, L.F.M. **Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1999. Tese de Doutorado, 1999, 249p.

45. SILVA, L.S. **Contribuição ao estudo do envelhecimento de ligantes asfálticos. Influência da adição de polímeros e comportamento frente a radiação UV.** Tese de doutorando, Porto Alegre 2005,155p.
46. HAMLAT, S. **Étude de la résistance dès revêtements routiers aux sollicitations tangentielles.** Thèse de Docteur. L'École Central de Nantes et l'Université de Nantes, França, 2007.
47. TRAN.Q.D. **Modèle simplifié pour les chaussées fissurées multicouches,** Thèse de Docteur Ingénieur, de l'École Nationale des Ponts et Chaussees, França, 2004.
48. NEGRÃO, D.P. **Estudos de asfaltos modificados por polímeros do tipo RET para aplicações em pavimento.** Dissertação, São Paulo, 2006, 179p.
49. LEFEUVRE, Y. **Contribution à l'étude du comportement en fatigue des enrobés bitumineux - Etude de l'allongement des éprouvettes comme manifestation de l'endommagement diffus expérimentation – modélisation,** Thèse de docteur ingénieur, de l'École Nationale des Ponts et Chaussees, França, 2001.
50. VIVIEN, H. J. **Modelisation des déformations reversibles et permanentes des enrobes bitumineux - application a l'orniérage des chaussees.** Thèse de Docteur, à la Faculté des Sciences de Nantes, França, 2001.